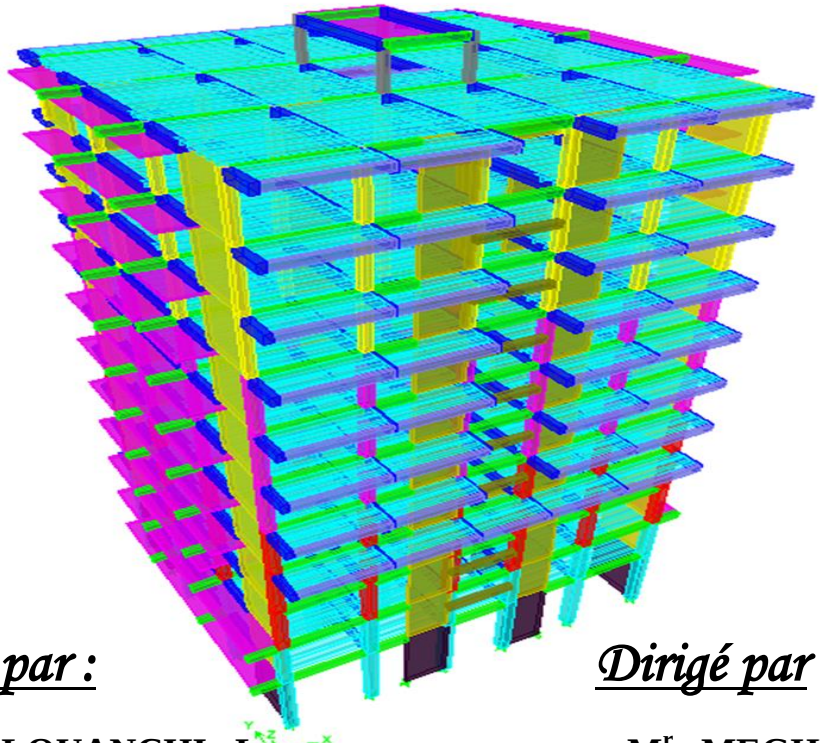
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de master en Génie Civil
Option Constructions civiles et industrielles

THEME

**ETUDE D'UNE STRUCTURE (R + 8 + 2S-S)
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL,
A OSSATURE EN PORTIQUE ET VOILE
(APPLICATION ETABS 9.7)**



Réalisé par :

- M^r^. LOUANCHI Lyes
- M^lle^. SADADOU Noura

Dirigé par :

M^r^. MEGHLAT.E

Promotion 2014/2015

REMERCIMENTS

Nous rendons grâce à Dieu, de nous avoir accordé le courage et la patience jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce présent mémoire et au bon déroulement de notre stage pratique.

Nos remerciements sont adressés tout particulièrement à notre promoteur ***Mr.MEGHLAT*** *qui nous a beaucoup aidé.*

Enfin, nos vifs remerciements et notre profonde gratitude sont adressés à tous nos amis qui nous ont soutenus et encouragés.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à la mémoire de mon père.

A ma mère puisse Dieu la garder.

A mon frère et mes sœurs.

A tous mes amis qui m'ont beaucoup aidé et soutenu.

A tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

A toutes les personnes que j'aime.

L.LYES



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes parents

Qui m'ont soutenue et encouragée.

A mon frère et mes sœurs.

A tous mes amis qui m'ont beaucoup aidée et soutenue.

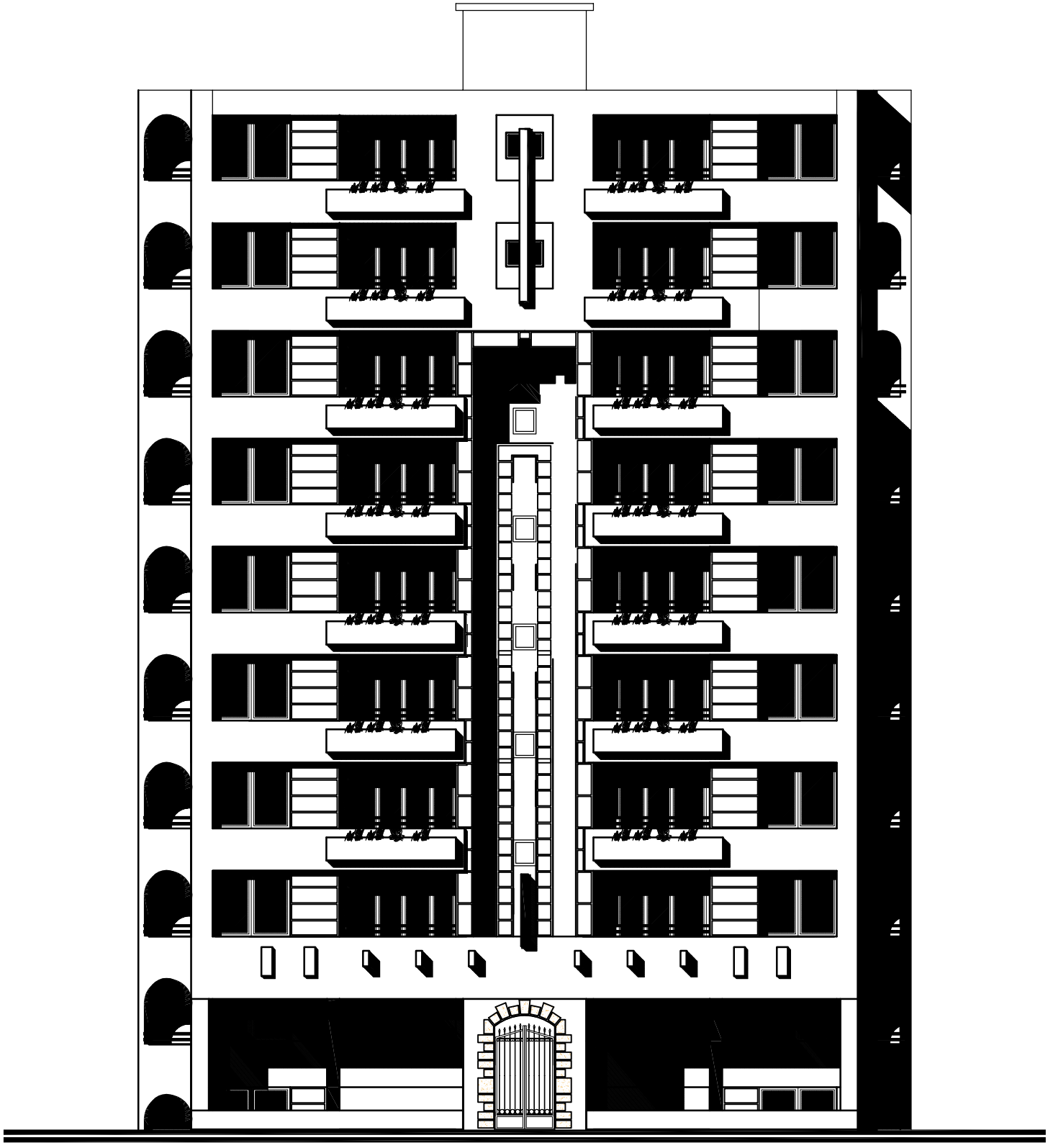
A tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

A toutes les personnes que j'aime.

S.NOURA



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

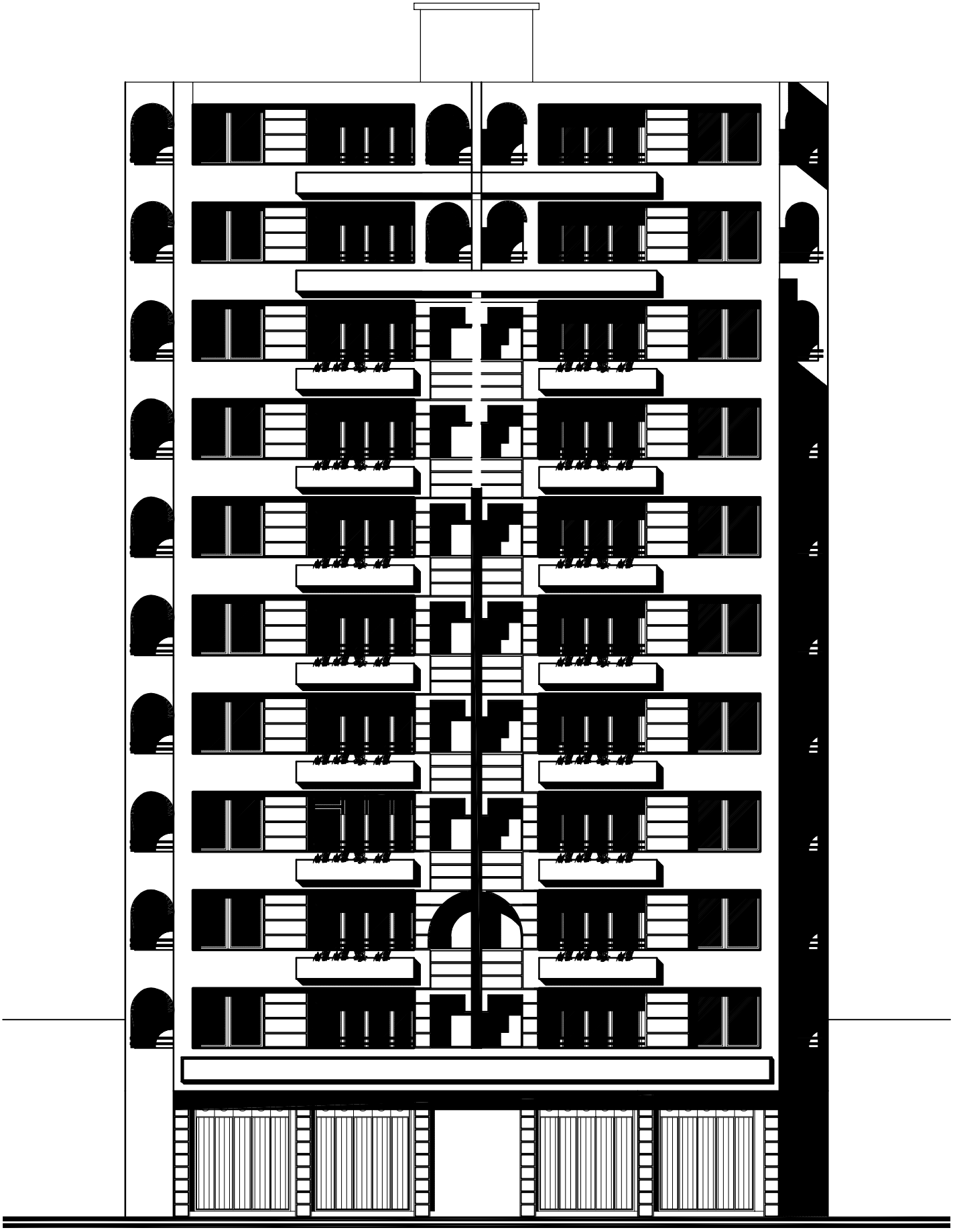


FACADE PRINCIPALE

ECHELLE: 1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



FAÇADE POSTÉRIEURE

ECHELLE: 1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

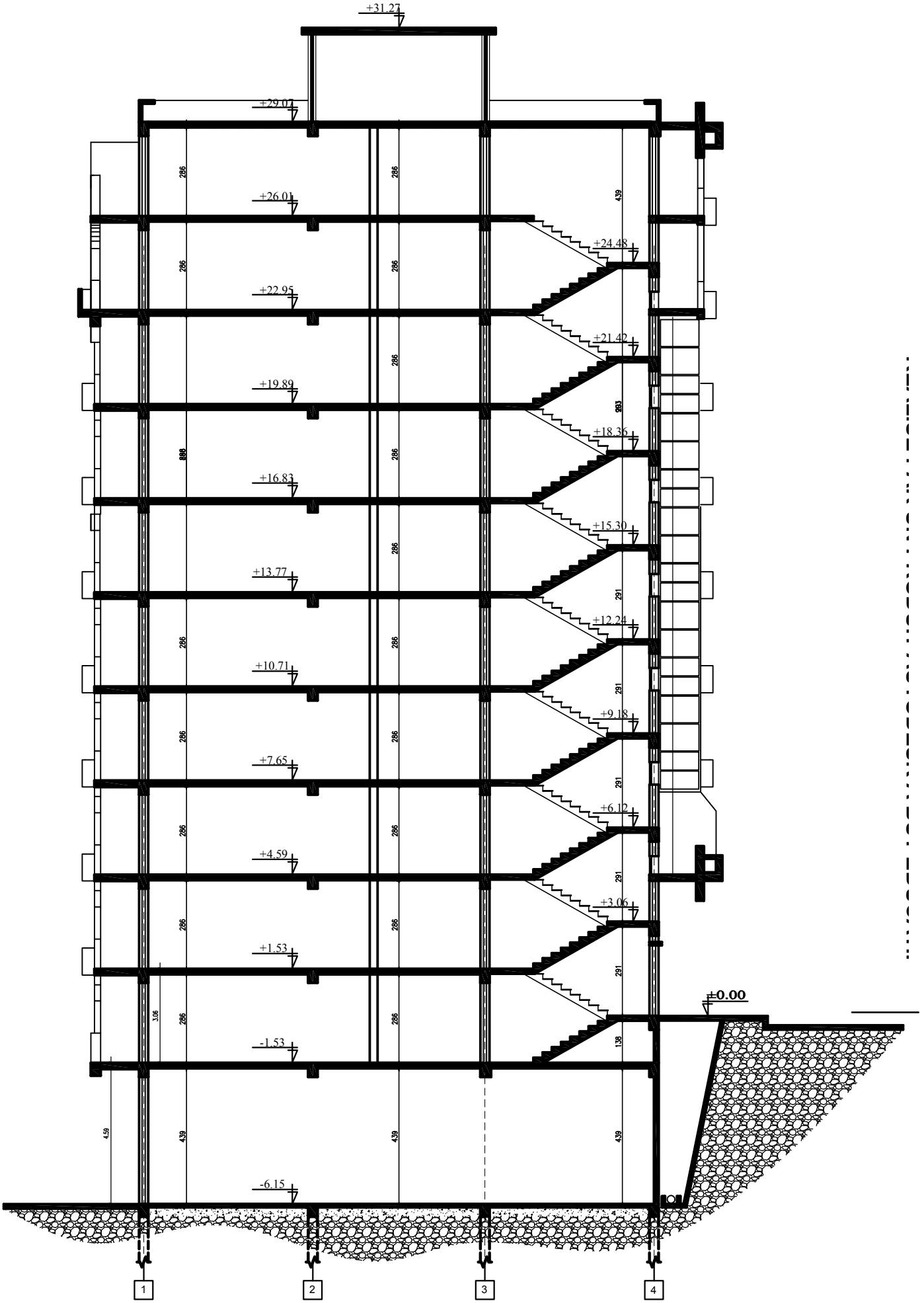


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FACADE LATERAL DROITE

ECHELLE: 1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

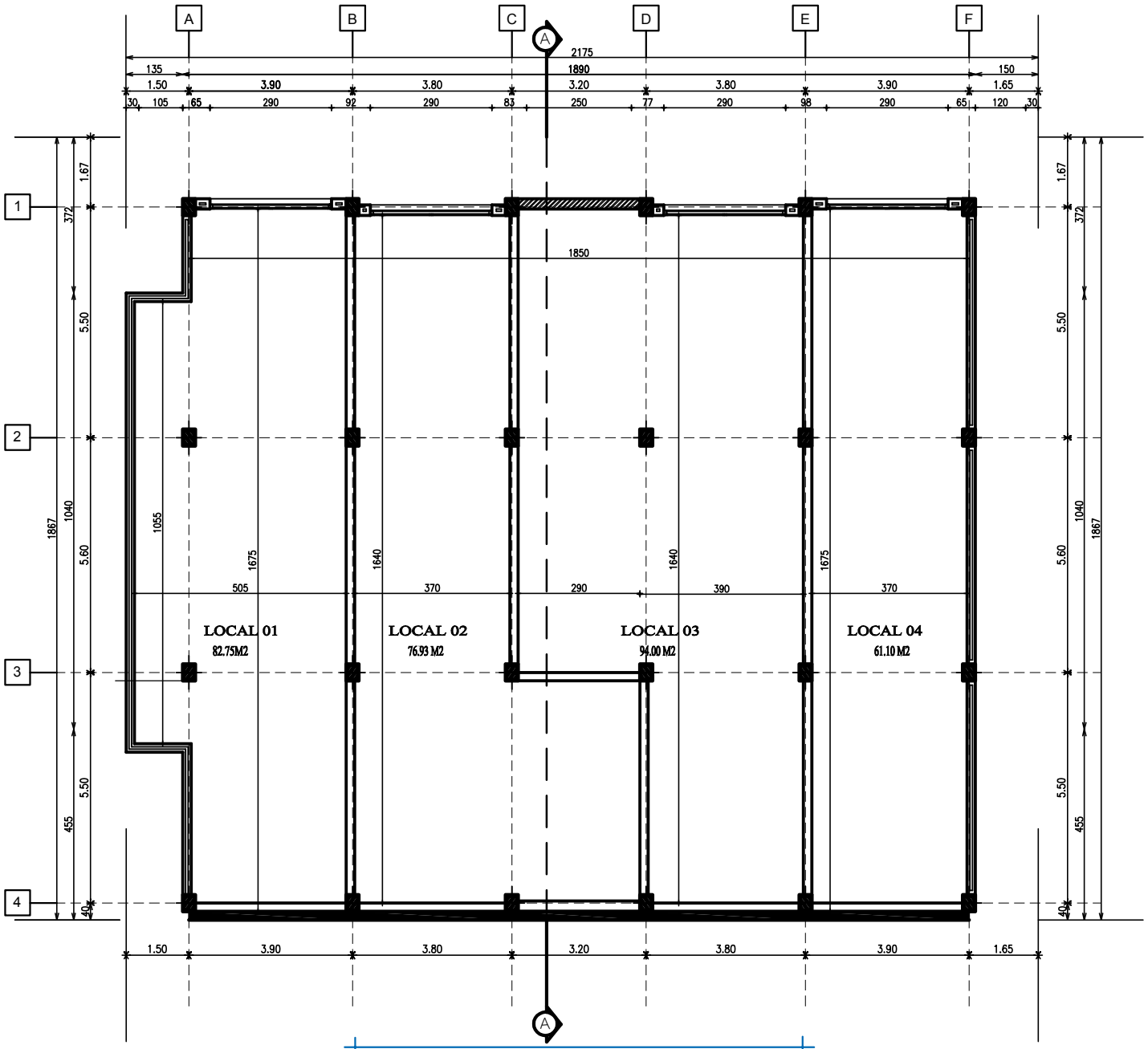


COUPE A - A

ECHELLE: 1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

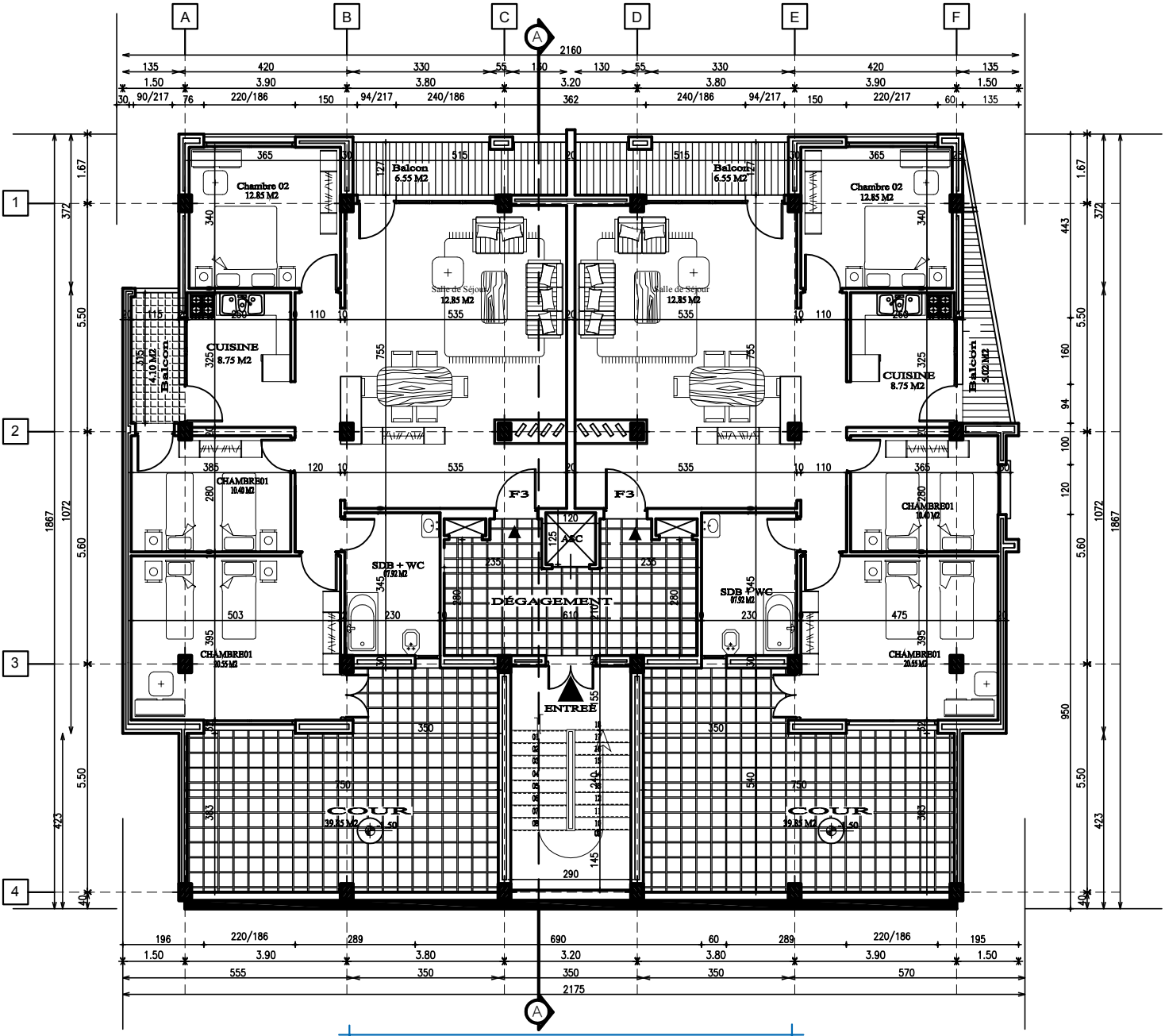


P L A N DU SOUS SOL 02

ECHELLE: 1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

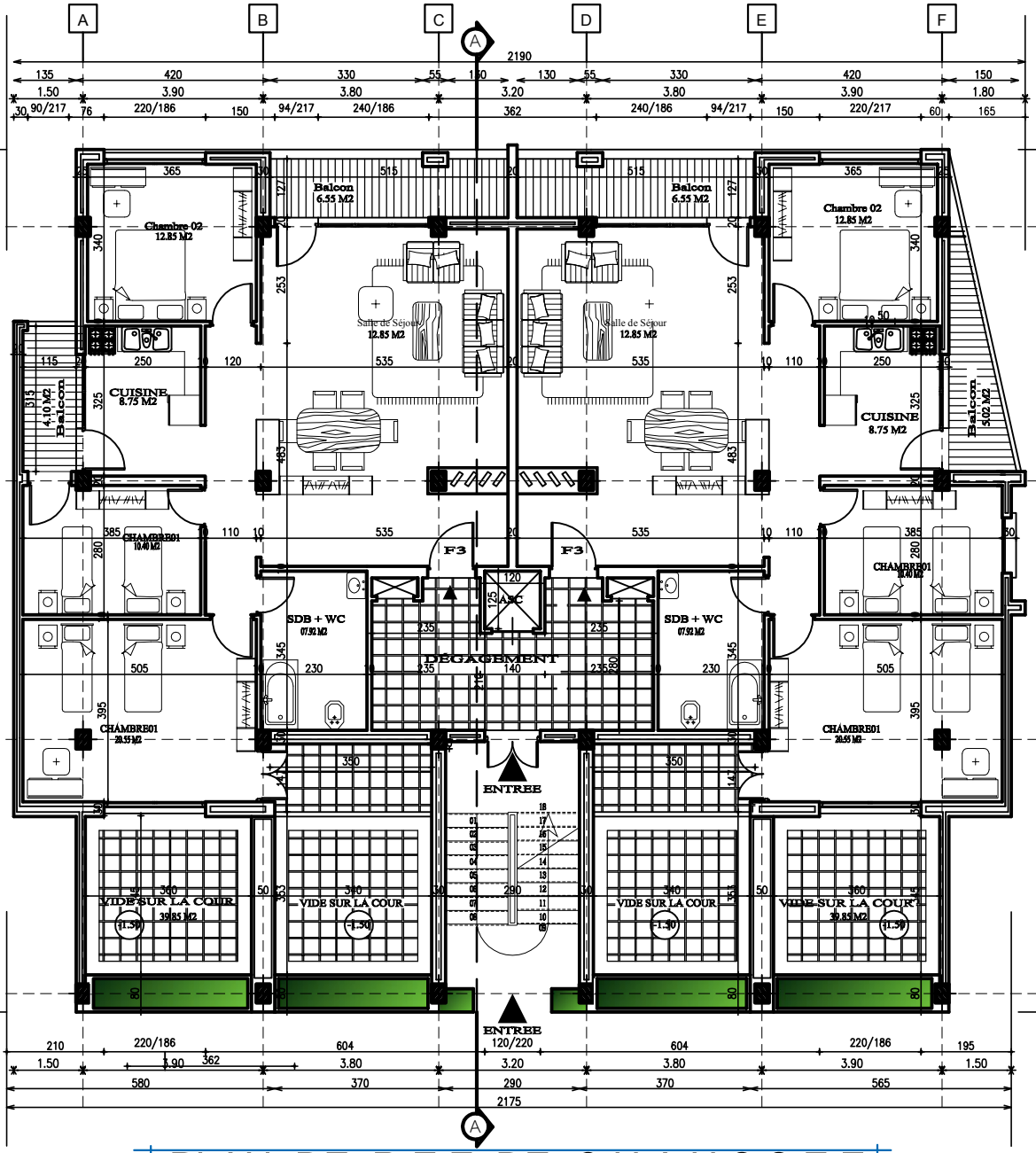


P L A N DU SOUS SOL 01

ECHELLE: 1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

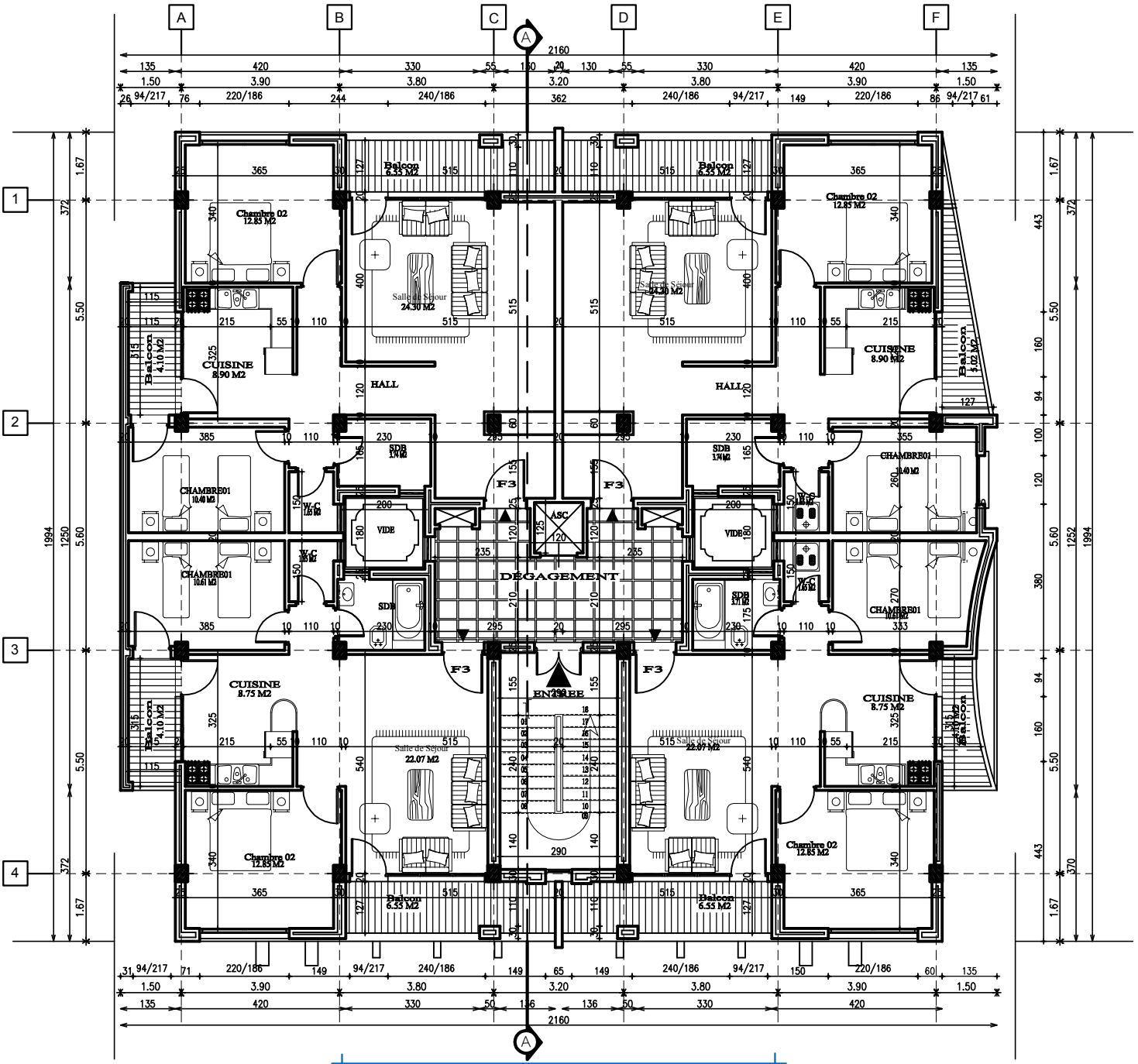


PLAN DE REZ DE CHAUSSEE

ECHELLE: 1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

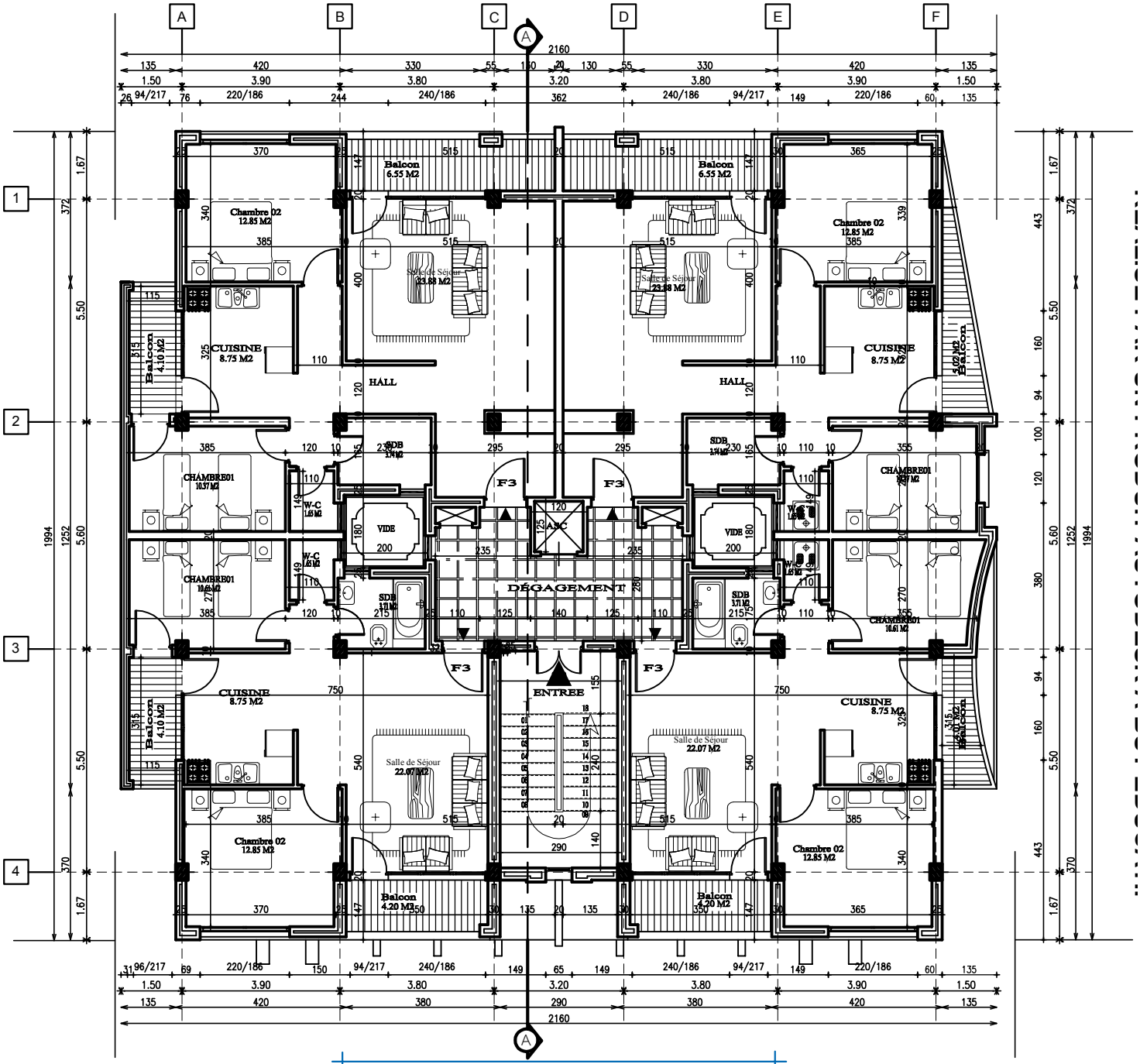


P L A N DE 1ere ETAGE

ECHELLE: 1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

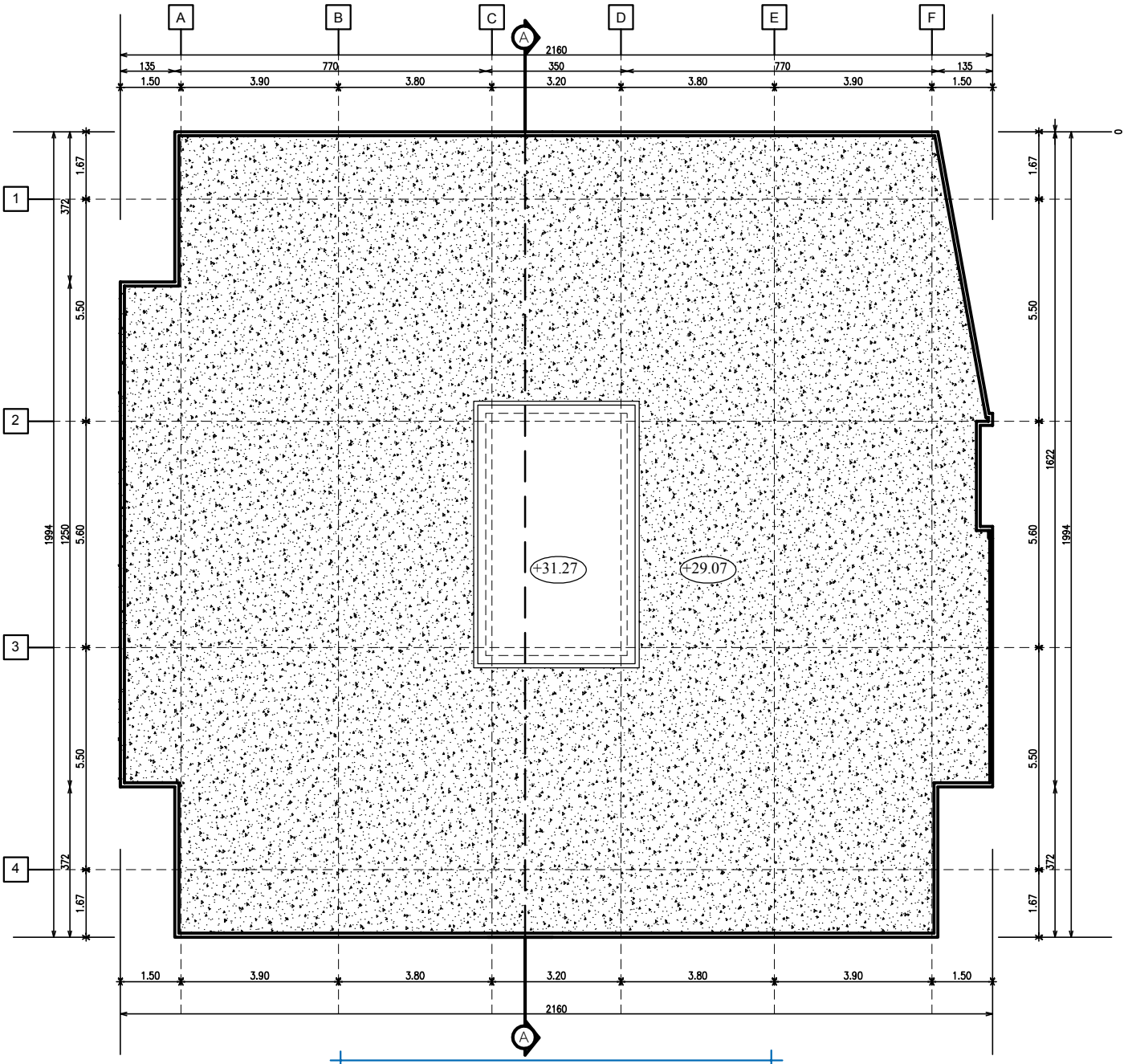


PLAN ETAGE COURANT

ECHELLE: 1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN DE TOITURE

ECHELLE: 1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage……..1

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments……....11

Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

III.1 : Acrotère…….32

III.2 : Plancher……..38

III.3 : Porte-à-faux……61

III.4 : Escaliers……..67

III.5 : Salle machine……..83

Chapitre IV : Modélisation et vérifications selon les exigences du RPA…..92

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1 : Poteaux……103

V.2 : Poutres…….120

V.3 : Voiles……..138

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure……..156

Chapitre VII : Etude du mur plaque……..180

ANNEXES :

ANNEXE 1 : Etude de contreventement

ANNEXE 2 : Etapes de modélisation

Conclusion générale

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE :

L'ingénierie en génie civil est un ensemble d'activités qui contribue au développement du pays en édifiant des infrastructures et des superstructures selon les règles d'art.

Ainsi ce secteur requiert des acteurs ayant acquis les connaissances, les compétences et les outils nécessaires pour faire un travail fructueux et aboutir à des constructions et des édifices de bonne qualité et de long rendement, c'est la mission des ingénieurs en Génie Civil.

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

L'analyse approfondie des ouvrages soumis aux intempéries et les phénomènes naturels particulièrement le séisme renvoie l'ingénieur souvent aux mêmes causes principales, qui sont les mauvaises dispositions constructives ou les malfaçons d'exécutions généralement anarchiques.

Pour le calcul des structures dans notre pays nous devons appliquer les règlements en vigueur, à savoir le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003) et les règlements du béton aux états limites (BAEL91/modifiée99), et nous devons aussi tenir à ce que nos calculs soient d'une manière à ramener une stabilité et une résistance aux éléments structuraux, afin d'assurer la sécurité des usagers .

Cependant, nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs. La bonne utilisation de ce logiciel nous donne des résultats rapides et précis.

L'objet de notre travail est l'étude d'une structure en (R+8+2sous sol) a usage d'habitation et commercial en portiques et voiles.

Nous avons subdivisé notre travail en sept chapitres.

En premier lieu, nous avons présenté notre ouvrage et les différents matériaux utilisés. Par la suite, nous avons prédimensionné les différents éléments (poteaux, poutres et voiles……..), et au chapitre suivant nous avons calculé les éléments structuraux.

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS 9.7 qui est un outil de haute performance que nous avons utilisé pour la modélisation et l'analyse de notre structure.

Après avoir terminé toutes les étapes de modélisation et lancer les calculs, nous passerons a l'exploitation des résultats qui nous ont permis de procéder au ferraillage et leurs vérifications relatives au RPA99/modifiée2003.

Dans le dernier chapitre, nous nous intéressons à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, qui exige une bonne conception et une meilleure réalisation.

Ensuite, nous avons procédé aux dessins de ferraillage.

Au final, nous terminerons par une conclusion.

Chapitre I :

Présentation de l’ouvrage

INTRODUCTION :

Le projet à étudier, comme tout ouvrage en Génie Civil doit être calculé de façon à assurer sa stabilité qui est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles….) aux différentes sollicitations (compression, flexion…) dont la résistance de ces éléments en fonction du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques; et d'assurer la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un cout optimal. Pour le calcul des éléments constituants un ouvrage, nous nous baserons sur des règlements (BAEL91, RPA99/modifiée2003 et le CBA93) et des méthodes connues qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

I-1- Présentation de l'ouvrage :

Afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant notre cursus nous avons choisi d'étudier et de calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+8+2Sous-sol) à ossature en portiques et voiles, à usage d'habitation et commercial. Cet ouvrage est implanté à Tizi Ouzou, classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version 2003) comme étant une zone de sismicité moyenne (zone IIa).

Le bâtiment est composé de :

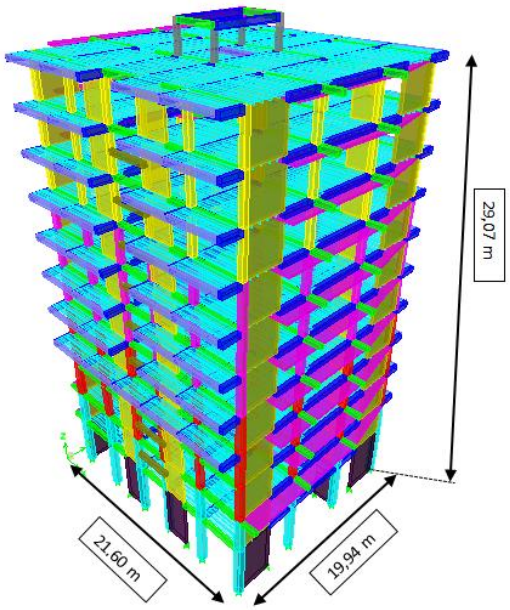
- 1^{er} sous-sol à usage d'habitation.
- $2^{éme}$ sous-sol à usage commercial.
- Huit étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

Nos calculs respecteront les règlements en vigueurs ; à savoir :

- Règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003) ;
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé (BAEL91/modifiées.99) ;
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2): charges permanentes et charges d'exploitation ;
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).

I-1-1- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Notre bâtiment a pour dimensions :



❖ En plan :

- ✓ Longueur totale L = 21.60 m
- ✓ Largeur totale l = 19.94 m

❖ En élévation :

- ✓ Hauteur totale (plancher) H_T = 29.07 m
- ✓ Hauteur du 2éme sous-sol H_{SS} = 4.59 m
- ✓ Hauteur du 1er sous-sol H_{ss}= 3.06m
- ✓ Hauteur du RDC H_{RDC}= 3.06 m
- ✓ Hauteur de l'étage courant H_E = 3.06m
- ✓ Hauteur de la salle machine : H_{SM} = 2.2m
- ✓ Hauteur de l'acrotère H_A= 0.7m

I-1-2 Eléments de l'ouvrage :

a) la superstructure : est composée de :

- L'ossature **:**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

- Les planchers : sont des éléments horizontaux délimitant les étages. 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 deux types de planchers :

- ✓ Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- ✓ Plancher en dalle pleine coulée sur place, constitué en béton armé posé directement sur les poteaux. Dans notre projet elles sont prévues dans les balcons, dans les paliers de repos des escaliers et dans le plancher porteur de l'appareil de levage « ascenseur ».

- Escaliers : se sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre; le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers réalisée en béton armé coulé sur place.

- Cage d'ascenseur : le bâtiment comporte une (01) cage d'ascenseur.

- La maçonnerie : Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 15cm d'épaisseur (partie extérieure) et 10cm d'épaisseur (partie intérieure) séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

- Les revêtements :
  - Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieure ;
  - Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieurs et plafonds ;
  - Carrelage pour les planchers et escaliers ;
  - Céramique pour les cuisines et salles d'eaux.

- Porte-à-faux :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine ou en corps creux.

- Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.70[m] de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place ; il joue un rôle de sécurité et de garde du corps.

- Terrasse inaccessible : notre bâtiment sera muni d'une terrasse

inaccessible sauf pour entretient, réalisée en corps creux et d'une dalle de compression.

b) <u>L'infrastructure</u> : est constituée de :

- Fondations : la fondation est l'élément qui est situé à la base de la

structure. Elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque sa bonne conception découle une bonne tenue de l'ensemble, ces principaux rôles peuvent être décris comme suit :

- Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- Transmettre les efforts du sol (la descente des forces).
- Assurer la stabilité sans tassement ni glissement.
- Etre un organe de liaison entre la structure et le terrain.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un cout minimum.

- Mur plaque : est un mur qui est plaqué contre les poteaux.

I-1-3- Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique ont évalué :

- Une contrainte admissible de σ_{sol} =2 bars
- Un type du sol de nature: ferme

I -2 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIEUX :

I -2- 1- Béton :

Le béton est un mélange optimal de :

- Liants (ciments artificiels)
- Granulats (sables, gravillons, graviers…)
- Eau de gâchage.
- Eventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,…)

Il sera dosé à 350kg/m^3 de ciment portland artificiel (CPA).

Le béton présente des résistances a la compression assez élevées ; de l'ordre de 25 à 40MPa, mais faibles à la traction.

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

❖ **Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28}.

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour j ≤ 28 jours, elle est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40MPa$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40MPa$$

(BAEL91/A.2.1,11)

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de $\mathbf{f_{c28}}$**= 25 MPa.**

❖ **Résistance caractéristique a la traction :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow (\mathbf{BAEL91/Art.2.1,12}).$$

Dans notre cas : $\mathbf{f_{c28} = 25\ MPa} \Longrightarrow \mathbf{f_{t28} = 2.1\ MPa.}$
Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.

❖ **Module de déformation longitudinal du béton :**

Module de déformation longitudinal instantanée du béton :

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

$$Eij = 11000\sqrt[3]{fcj} \qquad \textbf{(Art A. 2.1.21/ BAEL 91)}$$

Pour f_{c28} =25 MPa
Nous avons : E_{i28} = 32164.2 MPa

Module de déformation longitudinal différé du béton :

Il est utilisé pour les chargements de longue durée, nous utilisons le module différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :

$$\mathbf{E_{vj}} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}\ [MPa].$$

Pour notre cas : fc_{28}=25[MPa] $\Longrightarrow \mathbf{E_{v28}=10819\ [MPa].}$

❖ **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 :

$$\mathbf{G = E/2\ (1+\nu)\ [MPa]}$$

Avec : E : module de Young
ν : coefficient de poisson $\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L)$
Δd /d : déformation relative transversale
ΔL/L : déformation relative longitudinale

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

Il est pris égal à : $\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.
$\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations.
(Art A. 2.1. 3, BAEL 91)

❖ **Fluage du béton :** c'est le phénomène de déformation dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée. Cette déformation différée est égale au double de la déformation instantanée. Le fluage varie surtout avec la contrainte moyenne permanente imposée au matériau.

❖ **Phénomène du retrait :** c'est la diminution de longueur d'un élément de béton, il est dû notamment au :

- Retrait avant prise : qui est une évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton ;
- Retrait thermique : dû au retour de béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de la prise de prise du béton ;
- Retrait hydraulique : dû à une diminution de volume résultant de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment.

❖ **Dilatation thermique :** le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 1×10^{-5} (Art 3.1,33/BAEL 91) , pour une variation de $\pm 10^{0}$ C on obtient **$\Delta L = \pm 2‰ \times L$.**

Une variation de température peut entrainer des contraintes internes de traction qui engendre une dilatation.

Pour éviter des dommages structuraux dus à ce phénomène, nous placeons régulièrement aux éléments ou bâtiments de grandes dimensions des joins de dilatation espacés de 25à 50 m selon la région.

❖ **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).

- **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 :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta . \gamma_b} \qquad \textbf{(Art A.4.3,41/BAEL 91)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\gamma_b = 1.5 \mapsto$ *situationcourante,*

$\gamma_b = 1.15 \mapsto$ *situationaccidentelle.*

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 γ_b =1.5 et θ=1, nous aurons f_{bu} = 14.2 [MPa]
- Pour γ_b =1.15 et θ=1, nous aurons f_{bu} = 18.48 [MPa]

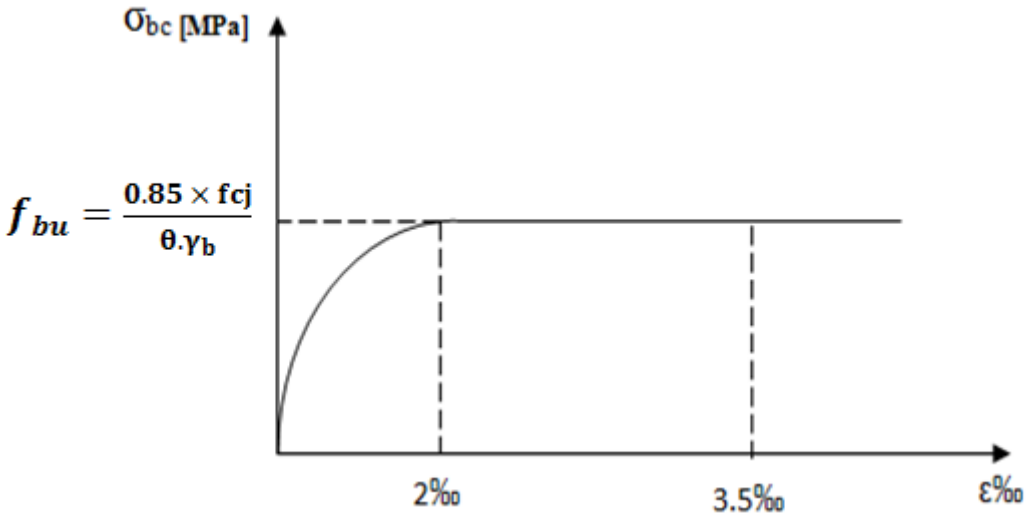


Figure I-1- diagramme des contraintes de déformation à l'ELU

- **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 :

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

Pour fc28=25MPa → σ_{bc} = 15MPa a l'ELS.

  - La contrainte de cisaillement ultime :

$\tau_u = \min\left\{\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}, 5\ MPa\right\}$ ⟶ fissuration peu nuisible

$\tau_u = \min\left\{\frac{0.15\, fc28}{\gamma b}, 4\ MPa\right\}$ ⟶ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

(Art 5.1,2.11/BAEL 91)

- La masse volumique du béton est égale à 25kN/m^3

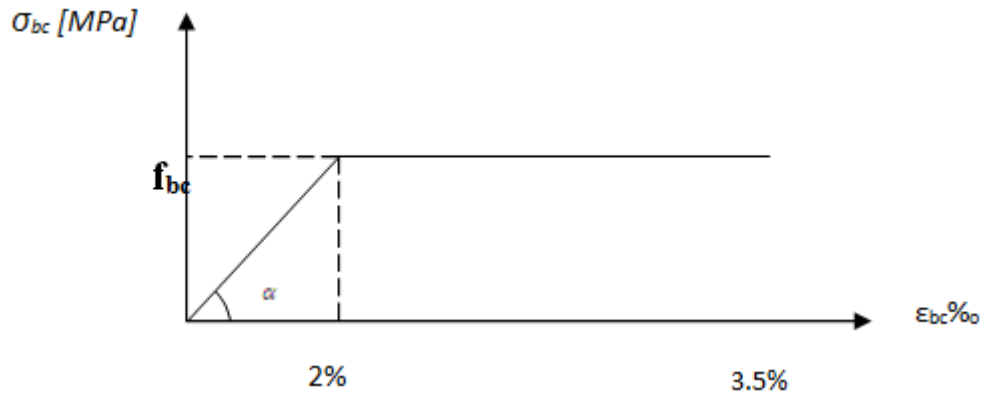


Figure I-2- diagramme des contraintes-déformation à l'ELS

I-2-2- Acier :

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées), de l'ordre de 500 MPa.

Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures a savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser les deux types d'armatures :

Aciers à haute adhérence **[feE400]……..f_e = 400 MPa**

Treillis soudés **[TL 520]……..f_e = 520 MPa**

Tel que : f_e : est la limite d'élasticité de l'acier.

Nous définissons les aciers par:

- **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 :

  E_s= 2. 10^5 MPa. **Art (A.2.2,1 BAEL 91).**

  La déformation à la limite élastique est voisine de 2% et cela en fonction de la limite d'élasticité.

- **Contrainte limite ultime des aciers** : elle est définie par la formule suivante :

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- fe: Limite d'élasticité garantie.

- γs : coefficient de sécurité
  - γs=1,15 pour les situations durables.
  - γs= 1 pour les situations accidentelles.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
fe = 400MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ = 348 MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ = 400 MPa
fe = 500MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ = 452 MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ = 500 MPa

Tableau I-1 : Limites d'élasticité des aciers utilisés

❖ **Contrainte ultime de service des aciers :** afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, d'éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

Nous distinguons trois (03) 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.

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e$$ **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 :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \quad f_{tj}}\right)$$ **Art. (A.4.5, 33 BAEL91).**

- **Fissuration très préjudiciable :** cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right)$$ **Art. (A.4.5, 34 BAEL91).**

Avec:

f_{tj} : résistance caractéristique du béton a la traction

η : Coefficient de fissuration

- η = 1 pour les ronds lisses
- η =1,6 pour les HA ($\varphi \geq 6mm$)
- η =1,6 pour les HA ($\varphi < 6mm$)

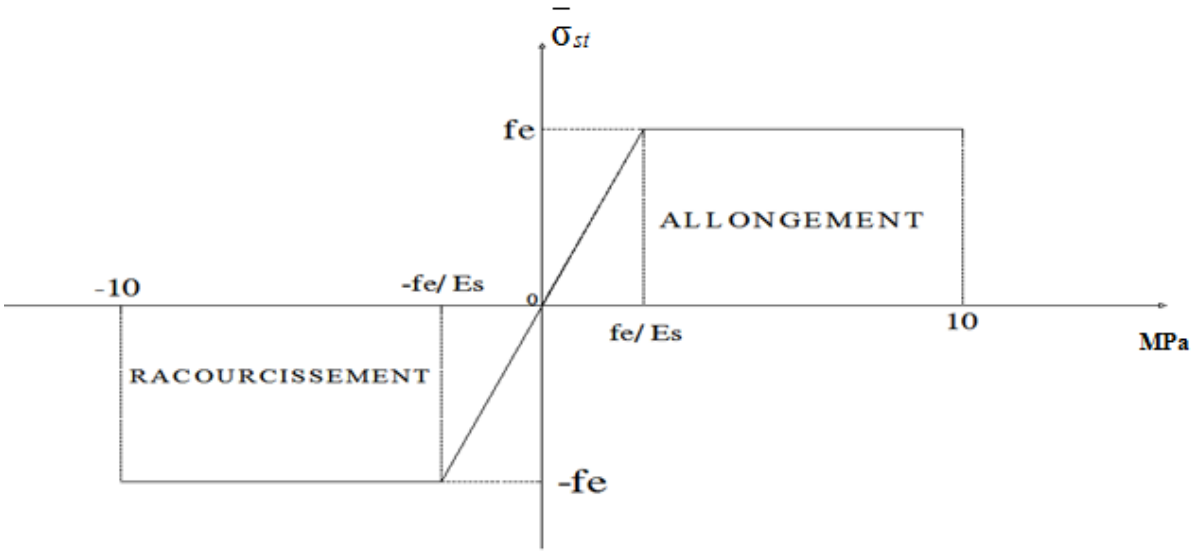


Figure I-3- Diagramme de calcul de contrainte – déformation *de l'acier à L'E.L.S*

❖ **Protection des Armatures (Art A.7.1/BAEL91)** :

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage

Nous devons donc respecter les prescriptions suivantes :

- **C = 5 cm** : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives tel les industries chimique ;
- **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.

<u>Coffrage</u> :

Nous optons pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques (poteaux et poutres).

CONCLUSION :

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du **BAEL91/modifiées.99**, et les Règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003**).

Chapitre II :

Prédimensionnement des éléments

INTRODUCTION :

Après avoir déterminé les caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au prédimensionnement des éléments qui a pour but de prédimensionner des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification.

II.1. Prédimensionnement des planchers:

II.1.1. Plancher en corps creux :

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelles, treillis soudé et dalles de compression.

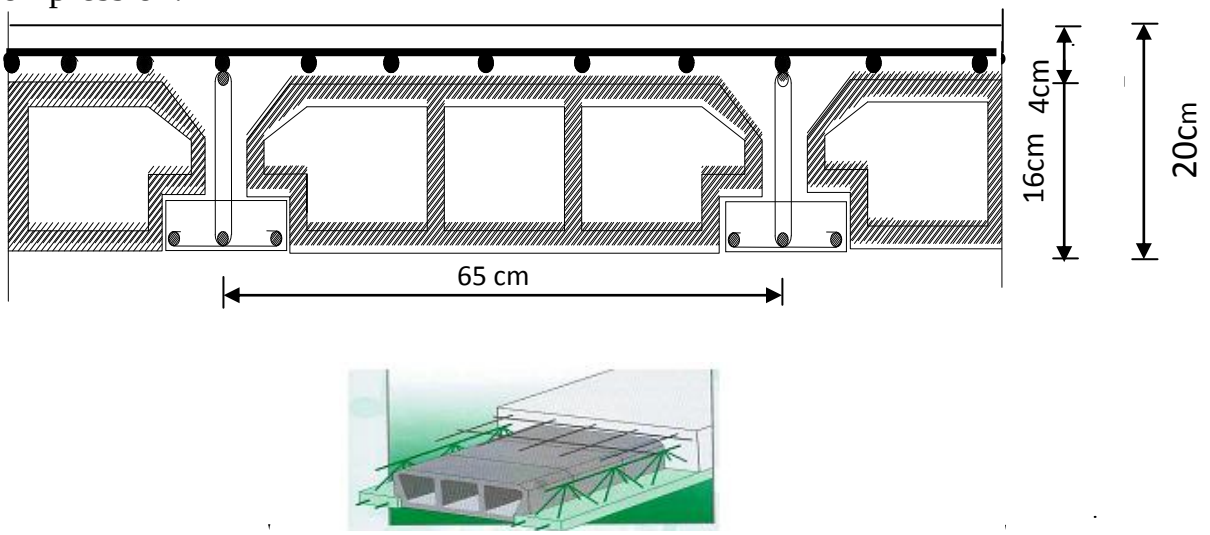


Fig. II-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

- Prédimensionnement du plancher**:**

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante :
(article B.6.8,4 24/BAEL 91)

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

Avec :

- L_{max} : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.
- h_t : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

Dans notre cas : L =390 -25=365 cm
Nous aurons donc :

$$ht = \frac{365}{22.5} = 16.22cm$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

II.2. DALLES PLEINES :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

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

II.1.2.1. Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq L_0 / 10$$

- ✓ L_0 : portée libre ; e : épaisseur de la dalle.
- ✓ $L_0 = 1.50\ m$
- ✓ $e \geq 1.50/10 = 0.15m = 15\ cm$

II.1.2.2. Résistance au feu :

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

- e_p = 11cm …….Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.
- $e_p \geq$ 7cm……...Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

II.1.2.3. Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

L =13,3 log (10M) si M < 200 kg/m²
L =15 log (M) + 9 si M > 200 kg/m²

Donc : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m²

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14\,cm$$

Nous prenons : **h_0 = 15 cm**

Tel que : ρ=2500daN/m³.

Donc : e = max (11, 15, 15) =15cm.

Nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

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

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

$b > 20\ cm$; h > 30 cm ; h/b < 4 **(RPA 99/ Art 7.5.1)**

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chainage.

A. Poutres principales (PP) :

La hauteur et la largeur des poutres principales est donnée par :

$$L/15 \leq ht \leq L/10$$
$$0.4\ ht \leq b \leq 0.7\ ht$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L=560cm).

$$L = 560\text{-}25 = 535cm.$$

$35.66 \leq h_t \leq 53.5 \Longrightarrow$ Nous prendrons : $h_t = 45cm$.

$18 \leq b \leq 31.5 \Longrightarrow$ Nous prendrons pour plus de sécurité b = 30cm.

B. Poutres secondaires (PS) :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$
$$0.4\ h_t \leq b \leq 0.7\ h_t$$
$$L = 390 - 25 = 365cm$$

$24.33 \leq h_t \leq 36.5 \Longrightarrow$ Nous prendrons : $h_t = 35cm$.

$0.4\ ht \leq b \leq 0.7\ h_t \Longrightarrow$ Nous prendrons : b = 30cm.

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
h ≥ 30 cm	45 cm	35 cm	vérifiée
b ≥ 20 cm	30 cm	30 cm	vérifiée
h /b ≤ 4	1.5	1.16	vérifiée

Tableau II- 1 : vérification aux exigences du RPA



Figure II-2 : Poutre Principales et Secondaires

II.3. Pré Dimensionnement Des Voiles :

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 :

$$\mathbf{L \geq 4\ e_p}$$

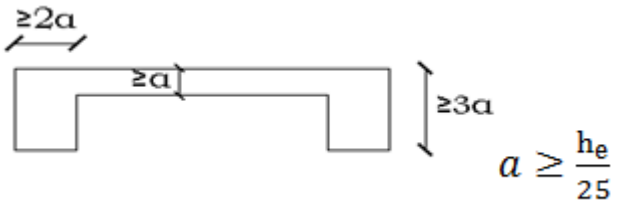
Avec : e_p : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

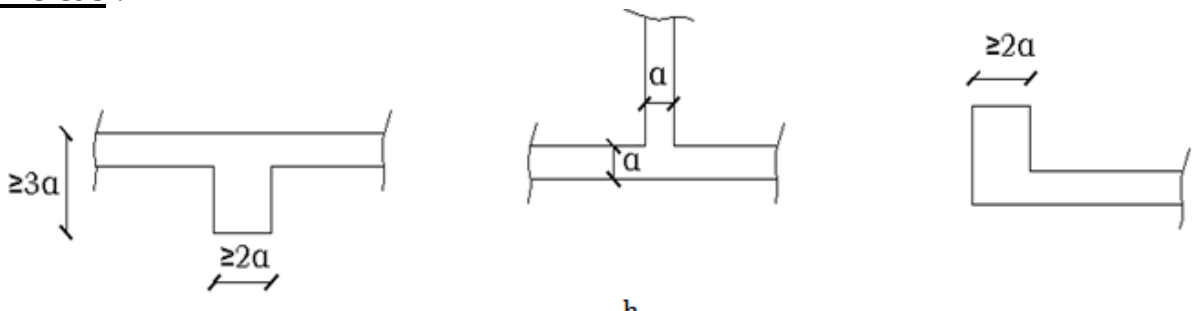
L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $\mathbf{h_e}$ et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

$$e_p \geq \max\left(\frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20} = \frac{he}{20}\right)$$

<u>1er cas</u> :



2eme cas :



$$a \geq \frac{h_e}{22}$$

3eme cas :

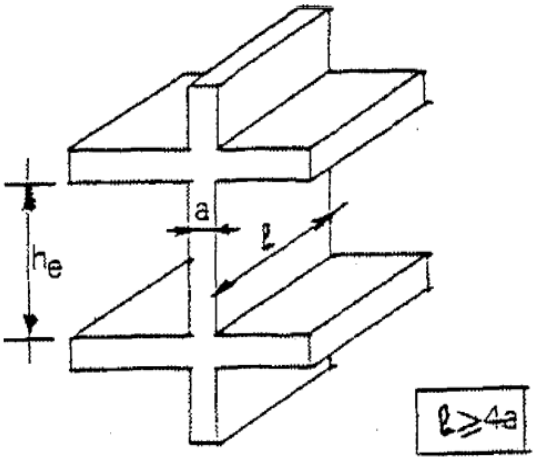
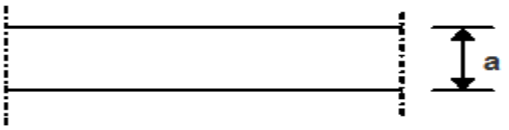


Figure II-3 : a- Coupe du voile en élévation



$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Figure II-3 : b- Coupe du voile en plan

Nous opterons pour le 3éme cas puisqu'il est le plus défavorable
Dans notre cas :

- **Au niveau du 2^{éme} sous-sol :**

H_e=439 cm
$a \geq h_e/20$=439/20= 21.95 → Nous optons pour une épaisseur a=25cm
$a_{min} \geq$ 15 cm → a=25cm ≥ 15 cm
L ≥ 4×a → L ≥ 100 cm

- **Au niveau du 1er Sous-Sol , rez-de-chaussée et les différents étages :**

a ≥ 286/20 =14.3 → a= 20 cm
$a_{min} \geq$ 15 cm → Vérifiée
L ≥ 4 e_p = 80 cm.

Remarque :
Nous passons d'une épaisseur de 15cm à 20cm pour les voiles, dans le but de ne pas avoir d'armatures discontinues et afin de palier aux problèmes de coffrage.

II.4. Pré Dimensionnement Des Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de zone IIa :

- min (b_1, h1) ≥ 25 cm
- min (b_1, h_1) ≥ h_e / 20
- 1/4 ≤b_1 /h_1≤4

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante :

D'après :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c.f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{(RPA version 2003/Art 7.4.3.1)}$$

$$\Rightarrow Bc \geq \frac{Ns}{0.3\,fc28} \qquad \text{Avec } Ns = G+Q$$

$\mathbf{N_s}$: effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes ;

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

Bc : section des poteaux (B_c=S)

Remarque : En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1) qui est de (25×25) cm^2.

II.4. Surface d'influence :

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (E2) sera déterminée comme suit :

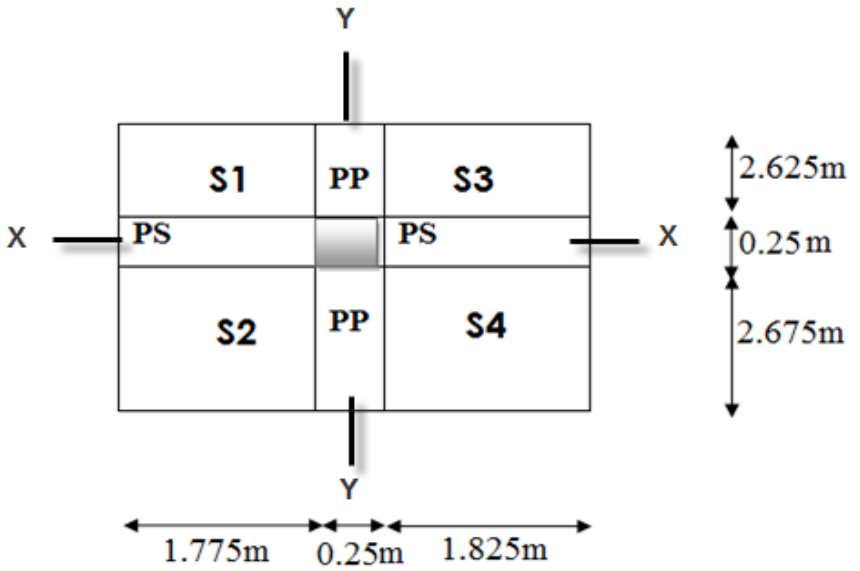


Figure II-4: Surface d'influence

S1 = 2.625×1.775 = 4.66 m^2
S2 = 2.675×1.775 = 4.75m^2
S3 = 2.625×1.825 = 4.79 m^2
S4 = 2.675×1.825 = 4.88 m^2
S = S1+S2+S3+S4 = 19.08 m^2

II.4.2. Détermination des charges et surcharges :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B .C.2.2).

Charges permanentes « G » :

1) <u>Plancher terrasse</u> :

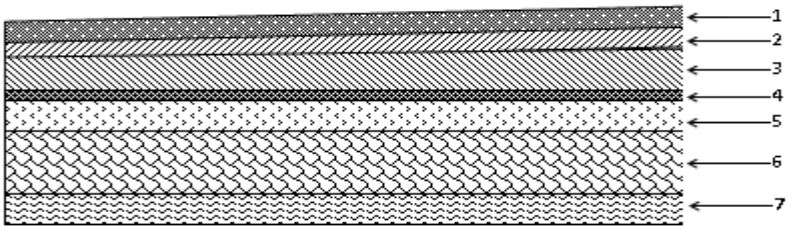


Figure II-5 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	G (kN/m^2)
1	Couche de gravier	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	(16+4) = 0.2	14	2.8
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
		$G_{tot} = 5.61 kN/m^2$		

Tableau II-2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

2) Plancher d'étage courant :

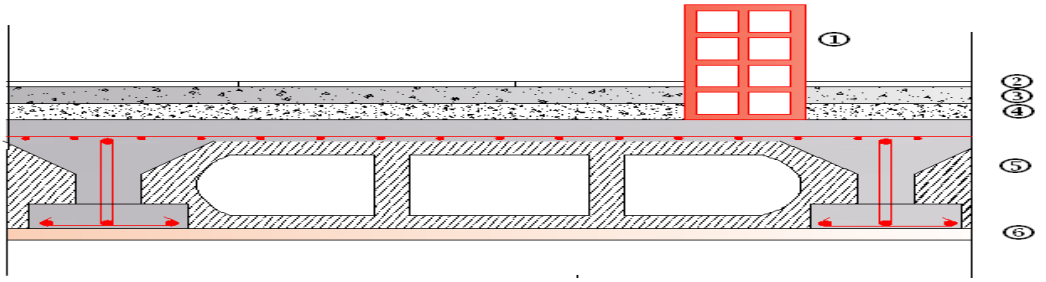


Figure II-6 : Coupe verticale du plancher courant

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	G (kN/m^2)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
2	Mortier de pose	0,02	20	0.4
3	Couche de sable	0,02	18	0.36
4	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0,20	14	2.8
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
6	Cloison en briques creuses (y compris enduit en plâtre)	0,10 + 0.04	9 + 10	0.90 + 0.40 = 1.30
		$G_{tot} = 5.46 kN/m^2$		

Tableau II-3 : Caractéristiques des éléments du plancher d'étage courant

3) Maçonnerie :

- Mur extérieur :

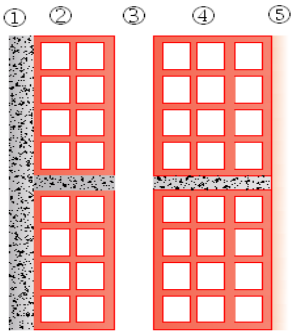


Figure II-7 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
1	Enduit au mortier de ciment	0.02	18	0,0.36
2	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.1	9	0,90
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Cloison en briques creuses (12 trous)	0.15	8.67	1.3
5	Enduit de plâtre sur la face intérieur	0.02	10	0,20
		$Gme = 2.76\ (kN/m^2)$		

Tableau II-4 : Charges revenant aux murs extérieurs

- Mur intérieur :

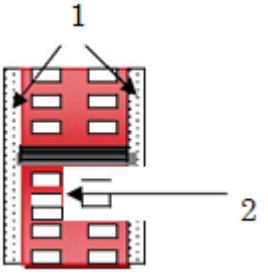


Figure II-8 : Coupe verticale d'un mur intérieur

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
1	Enduit en pâtre	0.02	10	0.2
		G_{mi} =1.3kN/m^2		

Tableau II-5 : Charges revenant aux murs intérieurs

4) Acrotère :

La hauteur de l'acrotère est égale à : 70cm

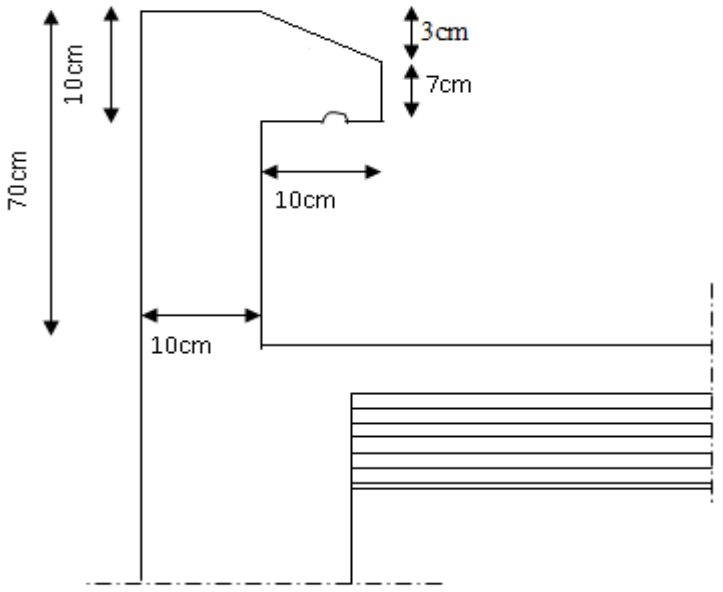


Figure II-9 : Coupe transversale de l'acrotère

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :
Poids propre : G = ρ×S×1ml
S = (0,03 × 0,1)/2 + (0,07 × 0,1) + (0,1×0,7) = 0.0785
S = 0.0785 m^2
G = 25 × 0.0785 × 1ml = 1.9625kN/ml

- **Surcharges d'exploitation « Q » :**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C. 2.2 dans le tableau suivant :

Elément :	Surcharge (Q) [KN/m^2] :
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.50
Plancher 2^{éme} sous-sol (locaux)	2.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50

Tableau II-6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.

Poids propre des éléments :

✓ Poids du plancher : $P = G \times S$
- Plancher terrasse :
  $P = 5.61 \times 19.08 = 107.04$ kN
- Plancher étage :
  $P = 5.46 \times 19.08 = 104.18$ kN

✓ Poids des poutres :
- Poutres principales :
  $P_{PP} = 0.3 \times 0.45 \times 5.35 \times 25 = 18.05$ kN.
- Poutres secondaires :
  $P_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 3.65 \times 25 = 9.58$ kN.

D'où le poids total : $P_{tot} = 27.63$ kN

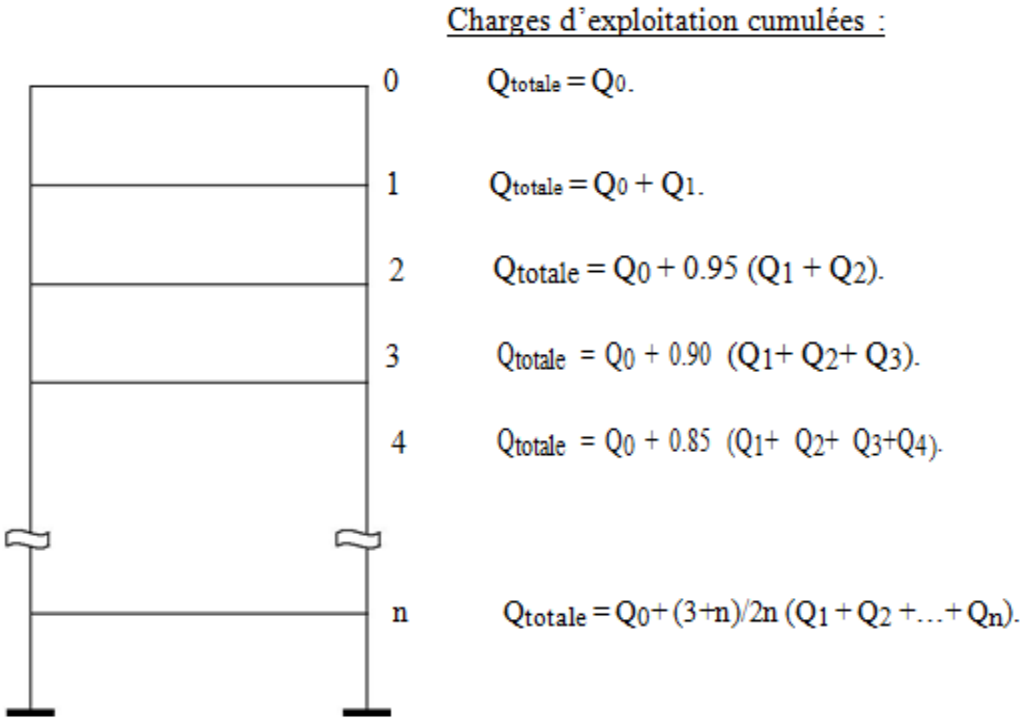
✓ Poids des poteaux :
- Poteau du 1er sous-sol, RDC et étage courant :
  $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.78$ kN
- Poteau du 2^{éme} Sous-sol :
  $G_{PSS} = 25 \times 0.0.25 \times 0.25 \times 5.59 = 7.17$ kN

Surcharges d'exploitation :

- Plancher terrasse : → $Q_0 = 1.00 \times 19.08 = 19.08$ kN.
- Plancher 1er sous-sol, RDC et étage courant :
  → $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \ldots\ldots = Q_9 = 1.50 \times 19.08 = 28.62$ kN.
- Plancher du Sous-sol: → $Q_{10} = 2.5 \times 19.08 = 47.7$ kN.

Loi de dégression des surcharges :

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.
En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée n ≥ 5, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.



$$Q_T = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times Qi\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$$

$Q_0 = 19.08$ kN
$Q_{1\text{-}9} = 28.62$ kN
$Q1_0 = 47.7$ kN

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Niveau	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.688	0.667	0.65

Tableau II-6 : Les valeurs du coefficient (3+n / 2n)

Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :

Niv 11 : Q_0=***19.08 kN.***

Niv 10 : Q_0+Q_1=19.08 +28.62 =***47.7 kN.***

Niv 09 : Q_0+0.95 (Q_1+Q_2) = 19.08 +0.95 (28.62 x 2)= ***73.46 kN.***

Niv 08 : Q_0+0.90 ($Q_1+Q_2+Q_3$) = 19.08 +0.90 (28.62 x 3)= ***96.35 kN***.

Niv 07 : Q_0+0.85 ($Q_1+Q_2+Q_3+Q_4$)=19.08 +0.85 (28.62 x 4)= ***116.39 kN.***

Niv 06 : Q_0+0.80 ($Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5$)=19.08 +0.80 (28.62 x 5)=***133.56kN.***

Niv 05 : Q_0+0.75 ($Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6$)=19.08 +0.75 (28.62 x 6)= ***147.87 kN.***

Niv 04 : Q_0+0.714 ($Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7$)=19.08+0.714(28.62 x 7)= ***162.12 kN.***

Niv 03 : Q_0+0.688 ($Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8$)=19.06+0.688 (28.62 x 8)= ***176.6 kN.***

Niv 02 : Q_0+0.667 ($Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9$)=19.08+0.667(28.62 x 9)=***190.89 kN***

Niv 01 : Q_0+0.65 ($Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_{9+}Q_{10}$) =19.08+0.65(28.62 x 9 + 47.7)

= ***217.51 kN.***

Niveau	Charge permanente G (kN)					Charge d'exploitation Q (kN)		Effort normal N (kN)	Section du Poteau	
	Plancher	Poutre	Poteau	G_{tot}	G_{Cum}	$Q_{Plancher}$	Q_{Cum}	$N=G_C+Q_C$	$S=N/0.3f_{c28}$	$S_{Adoptée}$
11	107.04	27.63	4.78	139.45	139.45	19.08	19.08	158.53	211.37	**25x25**
10	104.18	27.63	4.78	136.59	276.04	28.62	47.7	323.74	431.65	**25x25**
09	104.18	27.63	4.78	136.59	412.63	28.62	73.46	488.95	651.93	**30x30**
08	104.18	27.63	4.78	136.59	549.22	28.62	96.35	654.16	872.21	**30x30**
07	104.18	27.63	4.78	136.59	685.81	28.62	116.39	819.37	1092.49	**35x35**
06	104.18	27.63	4.78	136.59	822.4	28.62	133.56	984.58	1312.77	**40x40**
05	104.18	27.63	4.78	136.59	958.99	28.62	147.87	1149.79	1533.05	**40x40**
04	104.18	27.63	4.78	136.59	1095.58	28.62	162.12	1315	1753.33	**45x45**
03	104.18	27.63	4.78	136.59	1232.17	28.62	176.6	1480.21	1973.61	**45x45**
02	104.18	27.63	4.78	136.59	1368.76	28.62	190.89	1645.42	2193.89	**50x50**
01	104.18	27.63	7.17	138.98	1507.74	47.7	217.51	1832.1	2442.8	**50x50**

Tableau II-7 : Détermination des sections des poteaux

Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

Conditions éxigés par le RPA :	Poteaux :	Valeur calculée :	Vérification :
min (b,h) ≥ 25 min (b,h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	(25×25) (30×30) (35×35) (40×40) (45×45) (50×50)	min (b,h) = 25 ≥ 25	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	$2^{éme}$ S-S : (50×50)	min (b,h) = 25 ≥ 25	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{239}{20} = 21.95$	✓
		$\frac{b}{h} = 1$	✓

Tableau II-8 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

Vérification de la condition de non flambement des poteaux **:**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. On doit vérifier la condition de l'élancement suivante :

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

Avec : $\mathbf{L_f}$: Longueur de flambement → $L_f = 0.7\ L_0$

$_{\mathbf{i}}$: Rayon de giration → $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

H_0 : Hauteur libre du poteau

S : Section transversale du poteau → S = b x h.

I : Moment d'inertie du poteau ($I_{yy}=\frac{hb^3}{12}$, $I_{xx}=\frac{bh^3}{12}$)

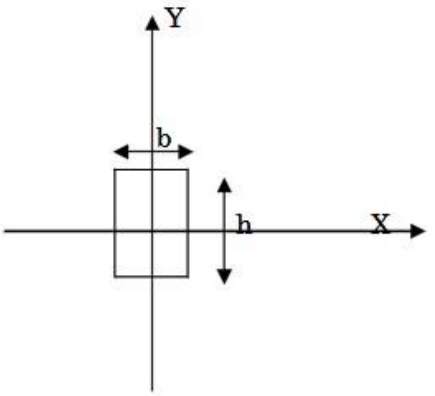


Figure II-10 : Coupe de poteau

$$\Longrightarrow \quad \lambda = \frac{Lf}{\sqrt{\frac{Iyy}{S}}} = \frac{0.7L_o}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7\ L_o\ \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Finalement : $\lambda=2.425\ L_0/b$

Condition	Niveau	Poteau	H_0 (m)	b (m)	λ	Vérification
$\lambda=2.425\ L_0/b$	2éme sous-sol	50×50	4.59	0.50	22.26	✓
	1er sous-sol	50×50	3.06	0.50	14.84	✓
$\lambda=2.425\ L_0/b$	RDC ,1er étage	45×45	3.06	0.45	16.49	✓
$\lambda=2.425\ L_0/b$	2 éme, 3 éme étage	40×40	3.06	0.40	18.55	✓
$\lambda=2.425\ L_0/b$	4 éme étage	35×35	3.06	0.35	21.20	✓
$\lambda=2.425\ L_0/b$	5 éme et 6 éme étage	30×30	3.06	0.30	24.73	✓
$\lambda=2.425\ L_0/b$	7éme et 8 éme étage	25×25	3.06	0.25	29.68	✓

Tableau II-9 : Vérification au flambement

$\Longrightarrow$ La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Remarque : Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à Boumerdes ; depuis ce jour-là, il est recommandé de concevoir des poteaux plus rigides que les poutres afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non au niveau du poteau (éviter la rotule plastique).
Et pour cela que nous sommes passés à la vérification des rigidités

- **Vérification des rigidités :**

Nous devons avoir des rigidités dans les poteaux supérieurs à celles des poutres « poteaux forts -poutres faibles ».

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_p = I_p / h_c$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_i = I / Lc$

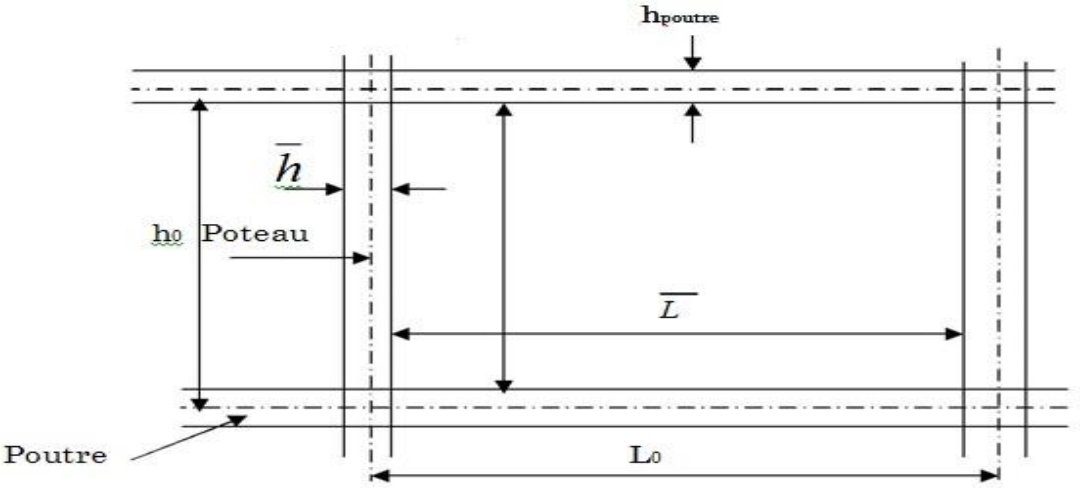


Figure II-11 : Identification des paramètres

Identification des paramètres :

Avec : I : Moment d'inertie de l'élément

h_c, L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement :

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} \text{ x } e_{pot} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} \text{ x } h_{poutre}$$

$\bar{h}$: Hauteur de poteau entre nus des poutres.

$\bar{L}$: Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux).

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Largeur des poteaux.

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

cm^2			cm				cm^4	cm^3
Niveau	Travée	Section	L_0	$\bar{L}$	$1/2h_t$	L_c	I_t	K_t
$2^{éme}$ et $1^{ér}$ sous-sol	1-2 2-3 3-4	(30x45)	550 560 550	500 510 500	22.5	522.5 532.5 522.5	227812.5	436 427.72 436
RDC, 1^{er} étage	1-2 2-3 3-4	(30x45)	550 560 550	505 515 505	22.5	527.5 537.5 527.5	227812.5	431.87 423.84 431.87
2éme et 3éme étage	1-2 2-3 3-4	(30x45)	550 560 550	510 520 510	22.5	532.5 542.5 532.5	227812.5	427.82 419.93 427.82
4éme étage	1-2 2-3 3-4	(30x45)	550 560 550	515 525 515	22.5	537.5 547.5 537.5	227812.5	423.84 416.09 423.84
5éme et 6éme étage	1-2 2-3 3-4	(30x45)	550 560 550	520 530 520	22.5	542.5 552.5 542.5	227812.5	419.93 412.33 419.93
7éme et 8éme étage	1-2 2-3 3-4	(30x45)	550 560 550	525 535 525	22.5	547.5 557.5 547.5	227812.5	416.09 408.63 416.09

Tableau II-10: Rigidités des poutres dans le sens transversal Y-Y

cm^2			cm				cm^4	cm^3
Niveau	Travée	Section	L_0	$\bar{L}$	$1/2h_t$	L_c	I_t	K_t
$2^{éme}$ et 1^{er} sous-sol	A-B B-C C-D D-E E-F	(30x35)	390 380 320 380 390	340 330 270 330 340	17.5	357.5 347.5 287.5 347.5 357.5	107187.5	299.83 308.45 372.83 308.45 299.83
RDC, 1^{er} étage	A-B B-C C-D D-E E-F	(30x35)	390 380 320 380 390	345 335 275 335 345	17.5	362.5 352.5 292.5 352.5 362.5	107187.5	295.69 304.08 366.45 304.08 295.69
2éme et 3éme étage	A-B B-C C-D D-E E-F	(30x35)	390 380 320 380 390	350 340 280 340 350	17.5	367.5 357.5 297.5 357.5 367.5	107187.5	291.67 299.83 360.29 299.83 291.67
4éme étage	A-B B-C C-D D-E E-F	(30x35)	390 380 320 380 390	355 345 285 345 355	17.5	372.5 362.5 302.5 362.5 372.5	107187.5	287.75 295.68 354.33 295.68 287.75
5éme et 6éme étage	A-B B-C C-D D-E E-F	(30x35)	390 380 320 380 390	360 350 290 350 360	17.5	377.5 367.5 307.5 367.5 377.5	107187.5	283.94 291.67 348.58 291.67 293.94
7éme et 8éme étage	A-B B-C C-D D-E E-F	(30x35)	390 380 320 380 390	365 355 295 355 365	17.5	382.5 372.5 312.5 372.5 382.5	107187.5	280.23 287.75 343 287.75 280.23

Tableau II-11: Rigidités des poutres dans le sens longitudinal X-X

cm^2		cm				cm^4	cm^3
Niveau	Section	h_0	ħ	1/2 e_p	h_c	I_t	K_t
2éme et 1er sous-sol	(50x50)	459	414	25	439	520833.33	1186.41
		306	261	25	286	520833.33	1821.09
RDC, 1er étage	(45x45)	306	261	22.5	283.5	341718.75	1205.36
2éme et 3éme étage	(40x40)	306	261	20	281	213333.33	759.19
4éme étage	(35x35)	306	261	17.5	278.5	125052.08	449.02
5éme et 6éme étage	(30x30)	306	261	15	276	67500	244.57
7éme et 8éme étage	(25x25)	306	261	12.5	273.5	32552.08	119.02

Tableau II- 12: Rigidités des poteaux transversaux Y-Y

cm^2		cm				cm^4	cm^3
Niveau	Section	h_0	ħ	1/2 e_p	h_c	I_t	K_t
2éme et 1er sous-sol	(50x50)	459	424	25	449	520833.33	1159.98
		306	271	25	296	520833.33	1759.57
RDC, 1er étage	(45x45)	306	271	22.5	293.5	341718.75	1164.29
2éme et 3éme étage	(40x40)	306	271	20	291	213333.33	733.10
4éme étage	(35x35)	306	271	17.5	288.5	125052.08	433.10
5éme et 6éme étage	(30x30)	306	271	15	286	67500	236.01
7éme et 8éme étage	(25x25)	306	271	12.5	283.5	32552.08	114.82

Tableau II-13 : Rigidité des poteaux longitudinaux X-X

D'après les tableaux ci-dessus, nous concluons que la rigidité des poteaux par rapport aux poutres n'est pas vérifiée, donc nous devons augmenter les sections des poteaux.

CONCLUSION:

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

Hauteur du plancher en corps creux		h_t = 20cm (16+4)
Epaisseur de la dalle pleine		e = 15cm
Epaisseur des voiles	$2^{éme}$ sous-sol	a = 25cm
	1er sous-sol, RDC, étages courants	a = 20cm
Sections des poutres	Poutre principale	(30×45) cm²
	Poutre secondaire	(30×35) cm²
Sections des poteaux	$2^{éme}$ sous-sol, 1^{er} sous-sol	(50×50) cm²
	RDC, 1^{er} et $2^{éme}$ étage	(45× 45) cm²
	$3^{éme}$, $4^{éme}$ et $5^{éme}$ étage	(40×40) cm²
	$6^{éme}$, $7^{éme}$ et $8^{éme}$ étage	(35×35) cm²

Tableau II-14 : Récapitulatif des résultats

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

C. Poutres palières (PPal) :

La hauteur et la largeur des poutres palières est donnée par :

$$L/15 \leq ht \leq L/10$$
$$0.4\ ht \leq b \leq 0.7\ ht$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L=320cm).

$$L = 320\text{-}25 = 295cm.$$

$19.67 \leq h_t \leq 29.5 \Longrightarrow$ Nous prendrons : $h_t = 35cm$.

$14 \leq b \leq 24.5 \Longrightarrow$ Nous prendrons pour plus de sécurité b = 30cm.

D. Poutres de chainage (PC) :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$
$$0.4\ h_t \leq b \leq 0.7\ h_t$$
$$L = 390 - 25 = 365cm$$

$24.33 \leq h_t \leq 36.5 \Longrightarrow$ Nous prendrons : $h_t = 35cm$.

$0.4\ ht \leq b \leq 0.7\ h_t \Longrightarrow$ Nous prendrons : b = 25cm.

Conditions	Poutres palières	Poutres de chainages	vérifications
h ≥ 30 cm	35 cm	35 cm	vérifiée
b ≥ 20 cm	30 cm	25 cm	vérifiée
h /b ≤ 4	1.17	1.4	vérifiée

Tableau II- 1 : vérification aux exigences du RPA



Figure II-2 : Poutres palières et poutres de chainage

Chapitre III :

Calcul des éléments non structuraux

INTRODUCTION :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrons les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99 version 2003.

III.A. Acrotére :

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

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale (**Q**= 1[kN/ml]) non pondérée due à l'application de la main courante (échelle des pompiers …etc.) qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement.
Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et à **L'ELS** pour une bande de 1 [m] de largeur.

III.A.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : h = 70cm ; L'épaisseur : h_0 = 10 cm
L'enrobage : c = c' = 3 cm ; La surface : 0.0785 m²

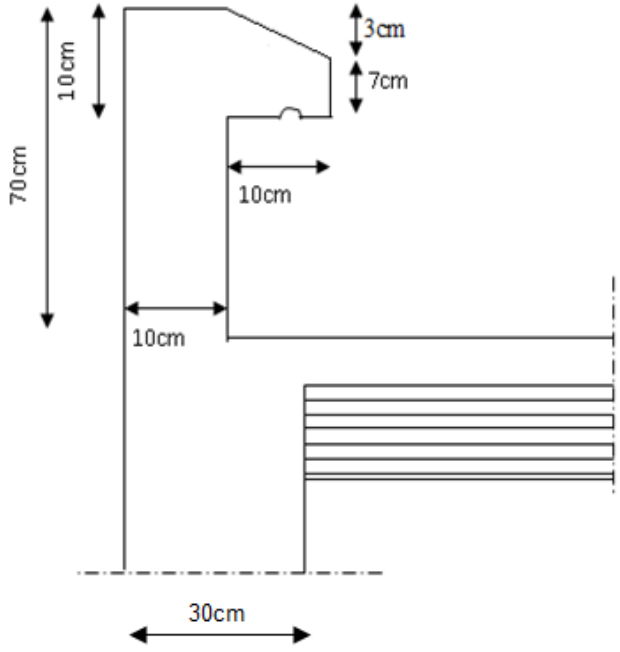


Figure III-A-1 :Coupe transversale de l'acrotère

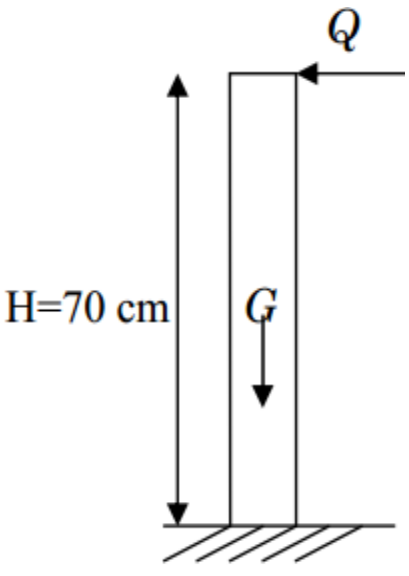


Figure III-A-2 : Schéma statique

III.A.3. Calcul des sollicitations :

Chargement :

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{beton} \times S_{acr}$
ρ: Masse volumique du béton
S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times \left[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.2) - \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2}\right)\right] = 25 \times 0.0785$$
$$= 1.96 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation horizontale : ***Q = 1 kN/ml.***

Calcul des sollicitations :

Effort normal du au poids propre : $N = G \times 1 =$ ***1.96 kN***
Effort tranchant : $T = Q \times 1 =$ ***1 kN***
Moment de renversement M du à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.7 \times 1 =$ ***0 .7 kN.m***

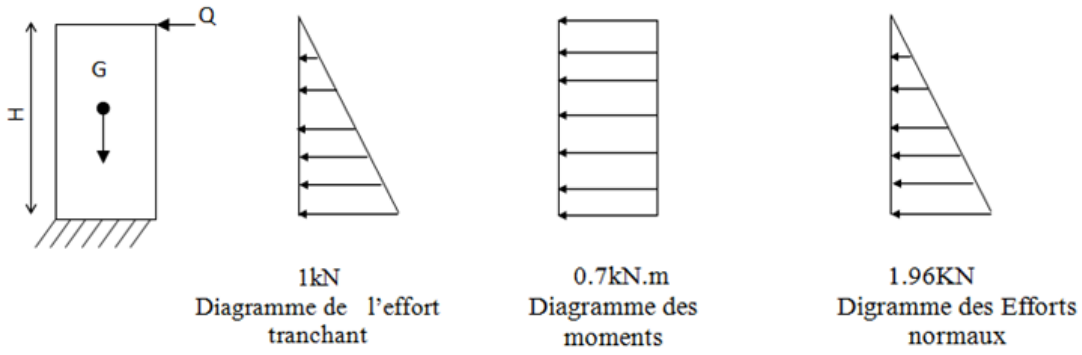


Figure III-A-3 : Diagramme des efforts internes

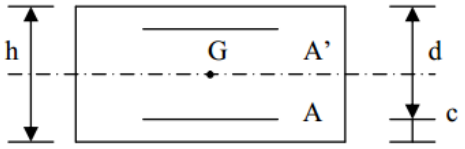
III.A.4. Les combinaisons de charges :

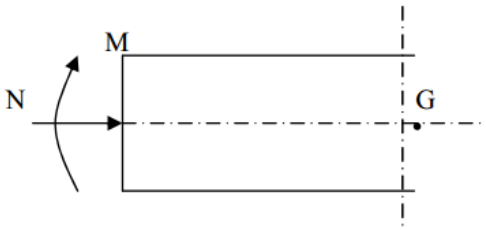
ELU : 1.35G + 1.5Q
Nu = 1.35 N = 1.35 × 1.96 = 2.646 kN
Tu = 1.5 T = 1.5 × 1 = 1.5 kN
Mu = 1.5 M = 1.5 × 0. 7 = 1.05 kN.m

ELS: G + Q
N_S = N = 1.96 kN
T_S = T = 1 kN
M_S = M = 0.7 kN.m

III.A.5.Ferraillage:

Le ferraillage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur «h = 10cm» et de largeur «b = 100cm», dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A.





Avec :

h : Epaisseur de la section.

c : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

d = h – c : Hauteur utile.

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

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

III.A.6. Calcul à L'ELU :

1. ***Calcul de l'excentricité :***

- $eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.05}{2.646} = 0.39\,m \approx 40cm$
- $\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2cm$

Avec : M_U : moment dus à la compression.

N_U : effort de compression.

e_u : excentricité.

y = $(\frac{h}{2} - c)$ → la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

Donc : e_u = 40 cm > h/2 – c = $\frac{10}{2}$ – 3 = 5 - 3 = 2 cm

D'ou le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

2. Calcul en flexion simple :

♣ *Moment fictif :*

$M_f = N_u \times g = N_u \times [eu + (\frac{h}{2} - c)]$

$M_f = 2.646 \times [0.4 + (\frac{0.1}{2}) - 0.03] = 1.11\ kN.m$

♣ *Moment réduit :*

$\mu_u = \frac{Mfu}{bd^2 fbc} = \frac{1.11 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.016 < \mu_1 = 0.392$

$\rightarrow \mu_u = 0.016 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$\mu_u = 0.016 \rightarrow ß = 0.992$

Avec : $f_{bc} = 0.85\ fc28 / 1.5 = 14.2\ [MPa]$

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

♣ *Armatures fictives :*

$A_f = \frac{Mf}{ß \times \delta s \times d} = \frac{1.11 \times 1000}{0.992 \times 348 \times 7} = 0.46\ cm^2$

Avec : $\delta s = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1.15} = 348\ MPa$

3. Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelles :

$A = A_f - \frac{Nu}{\delta s} = 0.46 - \frac{2.646}{34.8} = 0.38\ cm^2$

$A_s = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.A.7. Vérification à l'ELU :

1. ***La condition de non fragilité*** *:*(Art : A.4.2, 1, BAEL91) :

$A_{min} = 0.23\ b \times d \frac{ft28}{fe} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845\ cm^2$

$A_{min} = 0.845\ cm^2 > A = 0.38\ cm^2 \rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée

Avec :

$ft_{28} = 0.6 + 0.06\ fc_{28} = 2.1\ MPa.$

Conclusion : Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc nous adopterons une section :

$A_s = A_{min} = 0.845\ cm^2/ml.$

Soit $A_s = 5HA8 = 2{,}51 cm^2/ml$ Avec : un espacement $S_t = 100/5 = 20$ cm.

✓ ***Armatures de répartition :***

$A_r = A/4 = 2.51/4 = 0.628\ cm^2$
On adoptera 4 HA8 = $2.01cm^2$ avec un espacement : $S_t = 70/4 = 17.5 \longrightarrow$ Nous prendrons $S_t = 20$ cm.

2. ***Vérification au cisaillement :*** (Art : 5.1, 211/ BAEL 91)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'ou :

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = \min(2.5\ Mpa; 4Mpa) = 2.5Mpa$

$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0.0214 \leq \bar{\tau}u = 2.5$Mpa $\rightarrow$ Condition vérifiée

Avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5$ kN (Vu : effort tranchant).

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le bêton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. ***Vérification de l'adhérence des barres :(Art A. 6.1.3/BAEL 91)***

$\tau_{se} = \Psi_s\ ft_{28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa

Ψ_s : Coefficient de scellement: $\Psi_s = 1.5$ H.A ; $\Psi_s = 1$ r.l

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9\ d \sum Ui}$$

Avec : $\Sigma Ui = n\ \Pi Q = 5 \times \Pi \times 8 = 12.56cm$

$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 12.56} = 0.190\ MPa$

$\tau_{se} = 0.190\ MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa $\rightarrow$ Condition vérifiée.

4. ***Longueur de scellement droit*** : (Art A.6.2.21/BAEL91)

Ls = 40 Φ pour FeE 400
Ls = 50 Φ pour FeE 500 et les ronds lisses.
Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow$ Ls = 40 Φ = 40 × 0.8 = 32 cm

5. Espacement des barres :

Nous avons une fissuration préjudiciable $\rightarrow$ St =20 cm < Min (2h;25cm)=25 cm.

III.A.8. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très expose aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivante :

- La contrainte dans les aciers : $\delta_{st} \leq \bar{\delta}_{st}$
- La contrainte dans le béton : $\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc}$

1. **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :**

$\overline{\delta_{st}}$=min $\{\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{c28}}\}$ (Art A.4.5,32/BAEL99)

Avec : η : coefficient de fissuration {η=1.6 H.A ; η=1 r.l}

Dans notre cas : η = 1.6

$\overline{\delta_{st}}$= min {266.6, max (200,201.63)} → $\overline{\delta_{st}}$ = 201.63 MPa.

$\delta_{st}=\frac{Ms}{\beta 1 \times d \times Ast}$

$\rho_1=\frac{100\times Ast}{b\times d}=\frac{100\times 2.51}{100\times 7}=0.359$

ρ_1=0.359 → $ß_1$= 0.907

$\delta_{st}=\frac{0.7\times 10^3}{0.907\times 7\times 2.51}=43.93\ MPa$

δ_{st}= 43.93Mpa <$\overline{\delta_{st}}$= 201.63 MPa → Condition vérifiée.

2. ***Vérification de la contrainte de compression dans le béton :***

$\overline{\delta_{bc}}$= 0.6 × f_{c28}= 0.6×25 = 15MPa

$\delta_{bc}=\frac{\delta s}{K1}=\frac{43.93}{38.76}$ = 1.13 MPa

δ_{bc}= 1.13 Mpa < $\overline{\delta_{bc}}$ = 15 MPa → Condition vérifiée.

III.A.9. Vérification de l'acrotère au séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ **(RPA 99version 2003/ Art 6.2.3)**

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)

→ A= 0.15 **(RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)**

Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) : Cp = 0.8

Wp : Poids de l'acrotère (Wp= 1,96 [kN/ml])

D'ou : F_p = 4×0.15×0.8×1.96 = 0.94 [kN/ml].

F_p = 0.94 kN/ml < Q = 1 kN/ml → La condition est vérifiée.

Alors il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

CONCLUSION :

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferraillage de l'acrotère celui adopté précédemment :

- Armatures principales : ***5HA8*** avec un espacement ***St = 20 cm***.
- Armatures de répartitions : ***4HA8*** avec un espacement ***St = 25 cm***.

III.E. SALLE MACHINE :

INTRODUCTION :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant les différents niveaux .Il manifeste l'accès des personnes, se déplaçant le long du guide vertical. L'ascenseur est composé de 3 parties essentielles :

- Le treuil de levage et sa polie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur en Béton Armé de vitesse d'entrainement V=1 m/s, dont la surface de la cabine est de 1.5 m² (1.25×1.2) appuyée sur ses 4 cotés, pouvant charger 8 personnes de 6.3 kN.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, réparti sur une surface de (0.8×0.8) m² transmise par le système de l'ascenseur.

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments.

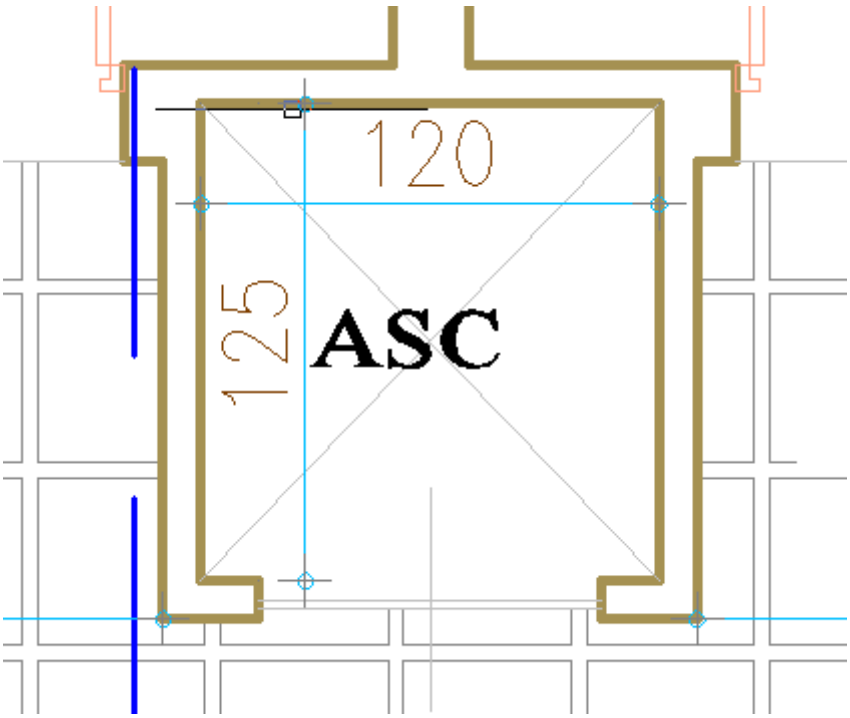


Figure III-E-1 : Vue en plan l'ascenseur

III.E.1. Calcul de la dalle pleine :

L_x = 120 cm ***L_y = 125 cm***
S = 1.5 m²

a- Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{lx}{30}$

$$h_t \geq \frac{120}{30} = \mathbf{4cm}$$

Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12cm$; on adopte une hauteur : ***h_t=15cm.***

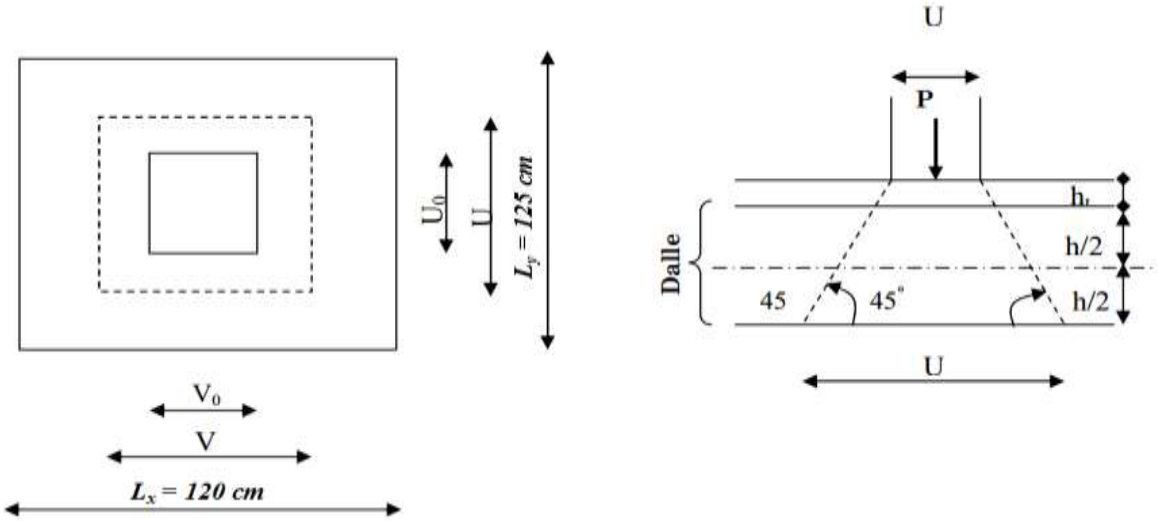


Figure III-E-2 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par la charge localisé.

On a: $\begin{cases} U = U_\circ + 2\xi e_\circ + ht \\ V = V_\circ + 2\xi e_\circ + ht \end{cases}$

Avec: ξ=1 car le revêtement est en béton.
e_0 =5cm étant l'épaisseur du revêtement.
ht =15cm épaisseur de la dalle.
U0 =V0 =80 cm : Cotés du rectangle sur lequel agit la charge ***P***.

$$\rightarrow \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\ cm \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\ cm \end{cases}$$

Pour le calcul de la dalle, premièrement on suppose que le panneau est simplement appuyé sur son contour ; dans une seconde phase, on tient compte de la continuité et des encastrements sur les appuis de rive.
Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à Lx et Ly tel que :

$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{120}{125} = 0.96$

$0.4 \leq \rho = 0.96 \leq 1$: Le panneau travail dans les 2 sens.

b- **Calcul des moments au centre du panneau** :

Ils sont donnés par la formule : $\begin{cases} Mx1 = qu\,(M1 + \nu M2) \\ My1 = qu\,(\nu M1 + M2) \end{cases}$

Mx_1 et **My_1** : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée.

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{lx}\right)$, $\left(\frac{V}{ly}\right)$ et $\left(\frac{lx}{ly}\right)$ dans les abaques de PIGEAUD.

ν: coefficient de poisson. à **l'ELU**, **ν= 0**

$\frac{U}{lx} = \frac{105}{120} = 0.87$ $\frac{V}{ly} = \frac{105}{125} = 0.84$ $\rho = 0.96$

Après interpolation : $M_1 = 0.04708$, $M_2 = 0.0416$

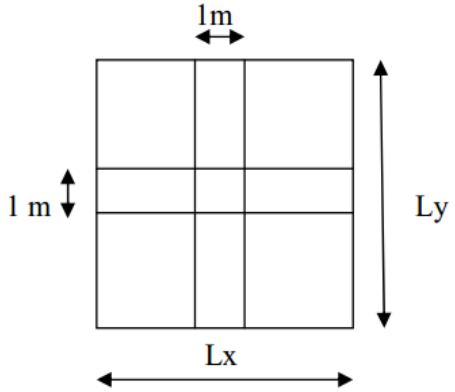
$$\begin{cases} Mx^1 = 1.35\,P \times M^1 = 1.35 \times 80 \times 0.04708 = 5.08\,kN.m \\ My^1 = 1.35\,P \times M^2 = 1.35 \times 80 \times 0.0416 = 4.50\,kN.m \end{cases}$$

Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} Mx2 = \mu x \times qu \times Lx^2 \\ My2 = \mu y \times Mx2 \end{cases}$$



On a : $\rho = 0.96$ → La dalle travaille dans les 2 sens.

→ $\mu_x = 0.0401$ $\mu_y = 0.911$

Poids propre de la dalle : **G = 0.15×1×25 = 3.75kN/ml**

La surcharge d'exploitation : **Q est prise égale à 1kN/ml.**

qu =1.35G+1.5Q = 1.35×3.75+1.5×1 = 6.56 kN/ml

$$\begin{cases} Mx2 = 0.0401 \times 6.56 \times 1.20^2 = 0.379\text{kN.m} \\ My2 = 0.911 \times 0.379 = 0.345\text{kN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments:

$$\begin{cases} Mx = Mx1 + Mx2 = 5.08 + 0.379 = 5.46\text{kN.m} \\ My = My1 + My2 = 4.5 + 0.345 = 4.85\text{kN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15%(0.85)** en travée et **70%(0.3)** aux appuis.

Sens lx :

En travées : $M^x_t = 0.85 \times 5.46 = 4.64$ kN.m

Aux appuis : $M^x_a = -0.3 \times 5.46 = -1.64$ kN.m

Sens ly :

En travées : $M^y_t = 0.85 \times 4.85 = 4.12$ kN.m

Aux appuis : $M^y_a = -0.3 \times 5.46 = -1.64$ kN.m

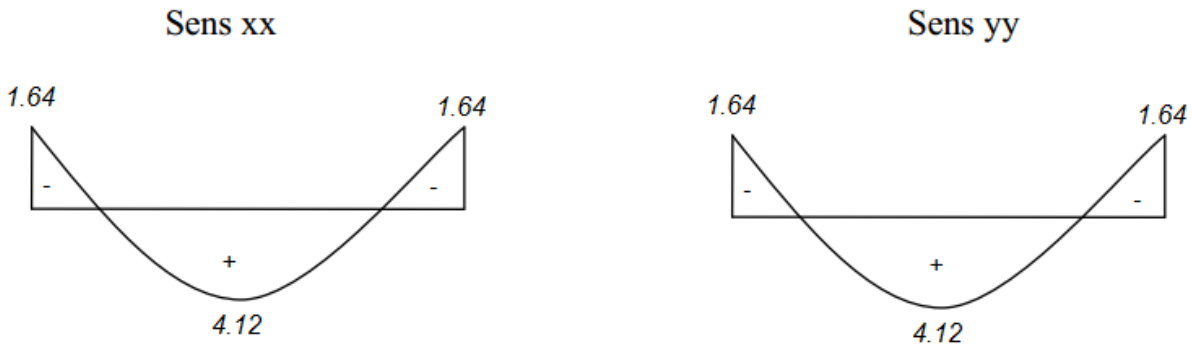


Figure III-E-3 :Les moments dans les deux sens à l'ELU

Ferraillage a l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

Dans le sens de la petite portée : x-x

En travée :

b= 100 cm

$d_x = h_0 - c = 15 - 2 = 13$ cm

$$\mu_b = \frac{M^t_x}{b \times d^2 \times fbu} = \frac{4.64 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.019 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$\mu_b = 0.019 \rightarrow \beta = 0.9905$

$$A_t = \frac{M^t_x}{\beta \times d \times \delta st} = \frac{4.64 \times 10^3}{0.9905 \times 13 \times 348} = 1.035 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : 4 HA 10 = 3.14 cm² avec un espacement de St = 25cm.

Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M^a_t}{b \times d^2 \times fbu} = \frac{1.64 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0068 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$\mu_b = 0.0068 \rightarrow \beta = 0.9966$

$A_a = \frac{M_t^a}{\beta \times d \times \delta st} = \frac{1.64 \times 10^3}{0.9966 \times 13 \times 348} = 0.36\ cm^2$

Soit une section de : 4 HA 10 = 3.14 cm² avec un espacement de St = 25 cm

Dans le sens de y-y :

En travée :

$$\mu = \frac{M^t{}_y}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.12 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.017 < 0.392 \longrightarrow S.S.A$$

$\mu_b = 0.017 \rightarrow \beta = 0.9915$

$A_t = \frac{M^t{}_y}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.12 \times 10^3}{0.9915 \times 13 \times 348} = 0.92\ cm^2$

Soit une section de : 4 HA 10 = 3.14 cm² avec un espacement de St = 25cm.

***Aux appuis* :**

$\mu_b = \frac{M^a{}_y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.64 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0068 < 0.392 \rightarrow S.S.A$

$\mu_b = 0.0068 \rightarrow \beta = 0.9966$

$A_a = \frac{M^a{}_y}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.64 \times 10^3}{0.9966 \times 13 \times 348} = 0.36\ cm^2$

Soit une section de : 4 HA 10 = 3.14 cm² avec un espacement de St = 25 cm

Vérification a L'ELU :

***Condition de non fragilité* :** (Art A.4.2.1 BAEL91)

$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \left(\frac{3-\alpha}{2}\right)$ $\alpha = \frac{lx}{ly} = 0.96$

$\rho_0 = 0.0008$ *pour HA*

$\rightarrow A_{min} = 0.008 \times 100 \times 15 \times \frac{3-0.96}{2} = 1.22\ cm^2$

Aux appuis $A_a = 2.01 > A_{min} = 1.22\ cm^2$

En travée $A_t = 3.14 > A_{min} = 1.22\ cm^2$

→ Condition Vérifiée dans les 2 sens.

***Diamètre maximal des barres* :**

$$\varphi_{max} \leq \frac{ht}{10}$$

$\varphi_{max} = 10\ mm \leq \frac{ht}{15} = 15\ mm$

→ Condition Vérifiée

***Ecartement des barres* : (Art A.8.2.42 / BAEL) :**
L'ecartement des armatures d'une meme nappe soumise a un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
-*Direction la plus sollicite* : St ≤ min (2h, 25cm) = min (30, 25cm) = 25 cm.
-*Direction perpendiculaire* : St ≤ min (3h, 33cm) = min (45, 33cm) = 33 cm.

***Aux appuis* :** St = 25 cm ≤ 25 cm ⟶ Condition Vérifiée
En travées : St = 25cm ≤ 25 cm ⟶ Condition Vérifiée

***Vérification de non poinçonnement* :** (BAL 99/Art-A-5-2-2)

$$P_u \leq P_c = 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{fc28}{\gamma b}$$

Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge P.
$\mu_c = 2\times (U+V) = 2\times (1.05+1.05) = 4.2$ m
$P = 121.5$ kN $\leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25\times10^3}{1.5} = 472.5$ kN ⟶ Condition Vérifiée
La condition est vérifiée, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

***Contraintes tangentielles* :**
On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{Tmax}{bd} \leq 0.07 \frac{fcj}{\gamma b}$
Au milieu de U => $T_u = \frac{P}{2\,ly+lx}$ avec : P= 1.35× G=121.5 kN
$T_u = \frac{121.5}{2\times1.25+1.2} = 32.83$ kN
Au milieu de V => $T_u = \frac{P}{3\,ly} = \frac{121.5}{3\times1.25} = 32.4\ kN$

$$\tau_u = \frac{Tmax}{b\times d} = \frac{32.83\times10^3}{1000\times130} = 0.253\ MPa$$

$$\bar{\tau} = 0.07\frac{fcj}{\gamma b} = 0.07\ \frac{25}{1.5} = 1.167\ MPa$$

$\tau_u = 0.253 < \bar{\tau} = 1.167$ MPa ⟶ Condition Vérifiée

Calcul a l'ELS* : *v = 0.2

Moments engendrés par le système de levage :
$\mu_x = 0.0475$ $\mu_y = 0.939$ Ps = 90kN

$$\begin{cases} M^s{}_{x1} = P_s\,(M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.04708 + 0.2 \times 0.0416) = 4.99\text{kN.m} \\ M^s{}_{y1} = P_s\,(M_2 + \nu M_1) = 90 \times (0.0416 + 0.2 \times 0.04708) = 4.59\text{kN.m} \end{cases}$$

Moments engendrés par le poids propre de la dalle **:**
Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur ; les moments sont donnés par les formules :

$Q_s = (G+Q) \times 1m = (25 \times 0.15 + 1) \times 1 = 4.75\ kN/ml.$

Dans le sens L_x : $M^s{}_{x2} = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2 = 0.0475 \times 4.75 \times 1.2^2 = 0.32 \text{kN.m}$

Dans le sens L_y : $M^s{}_{y2} = \mu_y \times M^s{}_{x2} = 0.939 \times 0.32 = 0.31\ kN.m$

Superposition des moments :

$$\begin{cases} M^s{}_x = M^s{}_{x1} + M^s{}_{x2} = 4.99 + 0.32 = 5.31 \text{ kN.m} \\ M^s{}_y = M^s{}_{y1} + M^s{}_{y2} = 4.59 + 0.31 = 4.9 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Remarque:
Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient ***0.85*** en travée et ***-0.3*** aux appuis.

- **en travées :**

$$\begin{cases} M^t{}_x = 0.85 M^s{}_x = 0.85 \text{ x } 5.31 = \mathbf{4.51\ kN.m} \\ M^t{}_y = 0.85 M^s{}_y = 0.85 \text{ x } 4.9 = \mathbf{4.17\ kN.m} \end{cases}$$

- **sur appuis :**

$$M^a_x = M^a_y = 0.3\ M^s{}_x = 0.3 \text{ x } 5.31 = 1.59 \text{ kN.m}$$

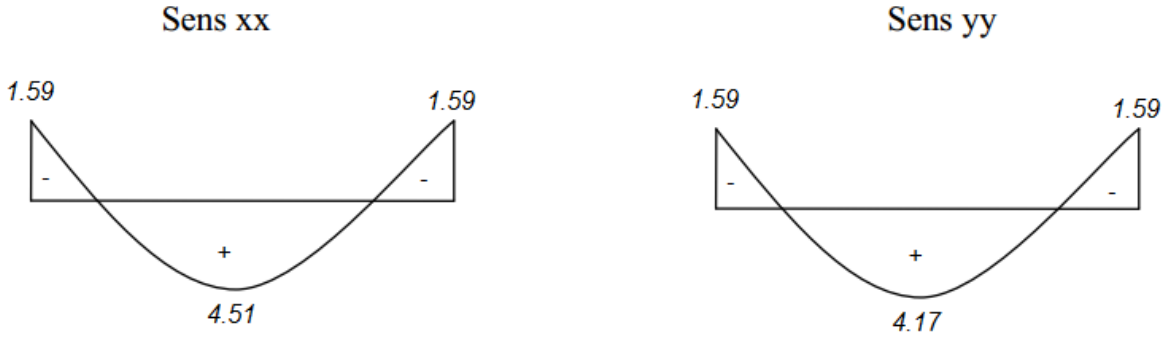


Figure III-E-4 : Les moments dans les deux sens a l'ELS.

Ferraillage de la dalle a l'ELS :

En travées :

$\mu_b = \frac{M^t_x}{b \times d^2 \times fbu} = \frac{4.51 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.018 < 0.392 \rightarrow S.S.A$

$\mu_b = 0.018 \rightarrow$ ß= 0.8175

$A_t = \frac{M^t_x}{\beta \times d \times \delta st} = \frac{4.51 \times 10^3}{0.8175 \times 13 \times 348} = 1.22\ cm^2 < 3.14\ cm^2$ → Condition Vérifiée

Aux appuis :

$\mu_b = \frac{M^a_x}{b \times d^2 \times fbu} = \frac{1.59 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.086 < 0.392 \rightarrow S.S.A$

$\mu_b = 0.086 \rightarrow$ ß = 0.8795

$A_a = \frac{M^a_x}{\beta \times d \times \delta st} = \frac{1.59 \times 10^3}{0.8795 \times 13 \times 348} = 0.39\ cm^2 < 2.01 cm^2$ → Condition Vérifiée

Vérification des contraintes dans le béton :

Aux appuis :

On doit vérifier que : $\delta_{bc} < \overline{\delta_{bc}} = 0.6\ f_{c28} = 15$ Mpa

$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100x2,01}{100x13} = 0,155 \rightarrow K_1 = 62.40$ et ß = 0.9355

$\sigma_s = \frac{M^{ser}_{ax}}{\beta_1.d.A_a} = \frac{1.59x10^6}{0,9355x130x2,01x10^2} = 65.04MPa$

$\delta_b = \frac{\delta s}{K1} = \frac{65.04}{62.4} = 1.04$ Mpa < 15 MPa → Condition Vérifiée

En travées : $M_t = 4.51$ kN.m

$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100x3.14}{100x13} = 0,24 \rightarrow K_1 = 48.29$ et ß = 0.921

$\sigma_s = \frac{M^{ser}_{tx}}{\beta_1.d.A_a} = \frac{4.51x10^6}{0,921x130x3.14x10^2} = 119.96MPa$

$\delta_b = \frac{\delta s}{K1} = \frac{119.96}{48.29} = 2.48$ MPa < 15 MPa → Condition Vérifiée

Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotes, on peut se disposer le calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

A) $\frac{h}{lx} \geq \frac{M_t^S}{20 \times M_0^S}$ B) $\frac{Ax}{bd} \leq \frac{2}{fe}$

$A)$ $\frac{15}{120} \geq \frac{0.85 \times Mx}{20 \times Mx} = \frac{0.85}{20} = 0.0425 \rightarrow 0.125 \geq 0.0425 \rightarrow$ Condition Vérifiée

$B) \frac{Ax}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{fe} = 0.005$ → Condition Vérifiée

CONCLUSION :

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées, qui sont récapitulées comme suit :

Dans les deux sens (*x-x* et *y-y*) $\begin{cases} En\ travée : 4\ HA\ 10\ (3.14\ cm^2) \\ Aux\ appuis : 4\ HA\ 10\ (\ 2.01\ cm^2) \end{cases}$

Chapitre IV :

Modélisation et vérifications selon les exigences du RPA

INTRODUCTION :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand nous considérons une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliqué voire impossible (calcul manuel) quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela, les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

V.1. Description du logiciel ETABS : (Extented Three Dimensions Analyses Building Systems) :

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dont son calcul se base sur la méthode des éléments finis. Grace au logiciel 'ETABS', nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration…….

V.2. Méthode de calcul :

Nous distinguons deux cas :

- Calcul statique : c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales G et Q.
- Calcul dynamique : c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul nous distinguons les méthodes suivantes :
  - La méthode d'analyse modale spectrale.
  - La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, nous devons vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version2003).
Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99 version2003.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente selon les règles du RPA93/2003.

- Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Principe : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

V.3. Modélisation de la structure :

L'étude de notre structure est faite à l'aide du logiciel ETABS en considérant : 11 niveaux (2 sous-sol + RDC + 8 étages courants) encastrée a la base et réalisé sur un modèle tridimensionnel.

V.4. Etapes de modélisation :

Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles…).
4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version2003.
5. Définition des charges statiques (G,Q).
6. Définition de la charge sismique E.
7. Introduction des combinaisons d'actions.
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

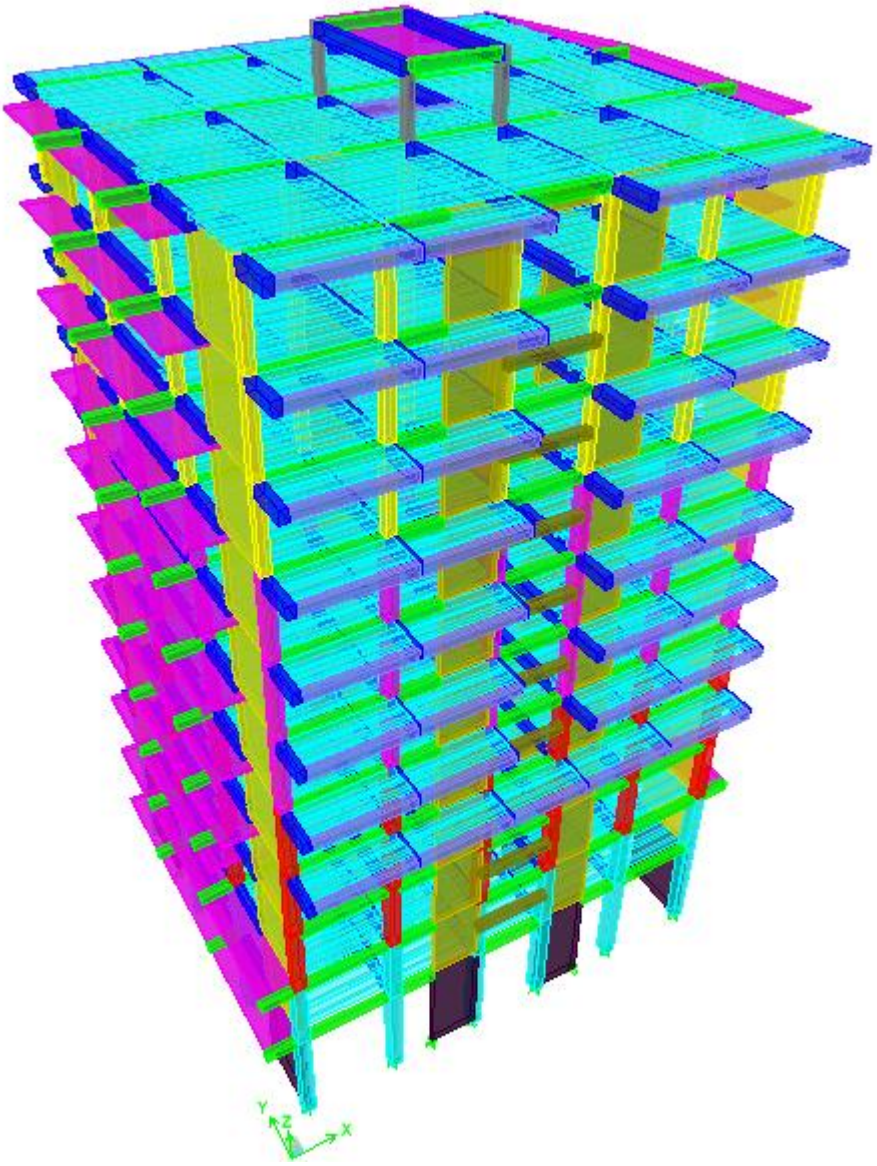


Figure IV-1 : Vue en 3D de la structure

V.5 Vérifications selon les exigences du RPA:

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région ou il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- Vérification de la participation de la masse modale
- Vérification des déplacements
- Justification vis-à-vis des déformations
- Vérification de l'effet du 2^{éme} ordre (l'effet P-Δ)

Avant de passer au ferraillage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques a la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

1) Vérification de l'effort tranchant à la base :

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W \qquad \text{(article 4.2.3 du RPA)}$$

Détermination des paramètres :
Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

- A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

$$\left.\begin{array}{l} - \text{ Zone sismique : IIa} \\ - \text{ Groupe d'usage : 2} \end{array}\right\} \rightarrow A = 0.15$$

- R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4

R = 5 (contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques)

- Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui les constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ (4.4 du RPA)
Pq : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité 'q' est satisfait ou non.
Sa valeur est donnée au tableau (4.4 du RPA)

❖ Conditions minimales sur les files du contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Condition vérifiée dans les deux sens(X-X et Y-Y)

❖ Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.
Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant d'espacement en dépassant pas 1,5.

Suivant X-X : condition vérifiée
Suivant Y-Y : condition vérifiée

❖ Régularité en plan : la structure est classée régulière en plan. (cf 3.5 1a).
❖ Régularité en élévation : la structure est classée régulière en élévation (cf 3.5 1b).
❖ Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution:

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Sens X-X :

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du contreventement	observé	0
Redondance en plan	observé	0
Régularité en plan	observé	0
Régularité en élévation	observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0

Q = 1

Sens Y-Y :

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du contreventement	observé	0
Redondance en plan	observé	0
Régularité en plan	observé	0
Régularité en élévation	observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0

Q = 1

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}\ (3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3s \end{cases} \quad \text{(4.2 du RPA)}$$

T_2 : est la période caractéristique, associée a la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7 du RPA

$T_2 = 0{,}4s$

T = 1,07s (d'après la modélisation)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \ge 0.7$$

D'après le tableau 4.2 du RPA :

$\xi = 10$

$\eta = 0.76 \ge 0.7 \rightarrow$ condition vérifiée

$$\Longrightarrow Dx = Dy = 2.5 \times 0.76\left(\frac{0.4}{1.07}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.98$$

- Poids total de la structure : W_T = 4044.9533 kN

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$$\begin{cases} A = 0.15 \\ R = 5 \\ Q = 1 \\ Dx = Dy = 0.98 \\ W_T = 4044.9533 \text{ kN} \end{cases}$$

Sens X-X :

$$\Longrightarrow Vx = \frac{0.15 \times 0.98 \times 1}{5} \times 4044.9533 = 118.921 \text{ kN}$$

Sens Y-Y :

$$\Longrightarrow Vy = \frac{0.15 \times 0.98 \times 1}{5} \times 4044.9533 = 118.921 \text{ kN}$$

Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :

$Vx = 1207.69$ kN
$Vy = 1189.69$ kN

Vérification de l'effort tranchant :
$Vx_{dyn} = 1207.69$ kN $> 80\%$ Vx $= 95.137$ kN. Condition vérifiée
$Vy_{dyn} = 1189.69$ kN $> 80\%$ Vy $= 95.137$ kN. Condition vérifiée

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

Donc : l'effort tranchant a la base est vérifié.

2) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (art 4.2.7 du RPA) :
   a) Excentricité accidentelle :

$$e_x = 0.05 \text{ Lx} = 0.05 \times 21.6 = 1.08 \text{ m}$$
$$e_y = 0.05 \text{ Ly} = 0.05 \times 19.94 = 0.997 \text{ m}$$

   b) Excentricité théorique :

$$e_x = \text{XCM} - \text{XCR}$$
$$e_y = \text{YCM} - \text{YCR}$$

	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité theorique		Excentricité accidentelle		Excentricité à retenir	
Niveaux	XG	YG	XCR	YCR	e_x	e_y	e_x	e_y	e_x	e_y
S-SOL 2	10,344	9,848	10,761	10,72	-0,417	-0,872			1,08	0,997
S-SOL 1	10,801	10,556	10,745	10,886	0,056	-0,33			1,08	0,997
RDC	10,802	11,367	10,744	10,694	0,058	0,673			1,08	0,997
1	10,801	9,989	10,753	10,433	0,048	-0,444			1,08	0,997
2	10,801	10,09	10,769	10,173	0,032	-0,083			1,08	0,997
3	10,801	10,091	10,789	9,943	0,012	0,148	1,08	0,997	1,08	0,997
4	10,801	10,091	10,811	9,742	-0,01	0,349			1,08	0,997
5	10,801	10,093	10,832	9,563	-0,031	0,53			1,08	0,997
6	10,801	10,093	10,853	9,406	-0,052	0,687			1,08	0,997
7	10,801	10,134	10,873	9,271	-0,072	0,863			1,08	0,997
8	10,801	10,087	10,889	9,18	-0,088	0,907			1,08	0,997

Tableau IV-1 : Comparaison des excentricités

3) Vérification de la participation de la masse modale :

Le nombre minimal de mode est de : $k \geq \sqrt{\frac{3}{15}} = 11.61$ donc : k = 12modes

et : $T_{12} = 0.095 \leq 0.2s$

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

La valeur de la participation massique a atteint 90% dans le mode 8.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1.073717	0.3742	72.45	0.3742	72.45	0.0103	0.0103
2	1.033536	71.9255	0.3938	72.2997	72.8438	1.6343	1.6445
3	0.850072	2.1211	0.0038	74.4208	72.8476	72.0566	73.7011
4	0.295113	0.7384	14.2425	75.1592	87.0901	0.0044	73.7055
5	0.292715	12.9321	0.8082	88.0913	87.8983	0.0372	73.7428
6	0.232394	0.021	0.0005	88.1123	87.8987	14.5371	88.2799
7	0.135552	5.3092	0.0077	93.4215	87.9064	0.0064	88.2863
8	0.131583	0.0072	5.5624	93.4287	93.4688	0.0005	88.2868
9	0.102788	0.0576	0.0009	93.4863	93.4697	5.1125	93.3994
10	0.097865	0	0.2561	93.4863	93.7258	0	93.3994
11	0.097284	0.2465	0	93.7328	93.7258	0.1207	93.5201
12	0.095662	0.0047	0	93.7375	93.7259	0.2842	93.8042

Tableau IV-2 : Masse participante

4) Vérification des déplacements :

- Calcul des déplacements relatifs (Art 4.4.3 du RPA) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'k' de la structure est calculé comme suit :

- Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta e_k$ et : $\delta e_k = \frac{T_k}{R_{jk}}$

δe_k : Déplacement du aux forces sismiques Fi.
R : Coefficient de comportement global de la structure.

- Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- Justification vis-à-vis des déformations :
D'après le RPA Art5.10, les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.4.3 du RPA, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage a moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta_k \leq 0.01\ h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivant :

Sens X-X :

Niveaux	δek (m)	R	δk (m)	Δk (m)	1% x h	Obs
8	0.014	5	0.049	0.00385	0.036	Observé
7	0.0129	5	0.04515	0.0042	0.036	Observé
6	0.0117	5	0.04095	0.00455	0.036	Observé
5	0.0104	5	0.0364	0.0049	0.036	Observé
4	0.009	5	0.0315	0.00525	0.036	Observé
3	0.0075	5	0.02625	0.00525	0.036	Observé
2	0.006	5	0.021	0.00525	0.036	Observé
1	0.0045	5	0.01575	0.0049	0.036	Observé
RDC	0.0031	5	0.01085	0.00455	0.036	Observé
S-SOL 1	0.0018	5	0.0063	0.00385	0.036	Observé
S-SOL 2	0.0007	5	0.00245	0.0035	0.0459	Observé

Tableau IV-3 : Déplacement horizontal suivant X-X

Nous devons vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\sigma_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

Avec :
f : la flèche admissible.
Ht : la hauteur totale du bâtiment.

$\Rightarrow$ $\sigma_{max} = 0.07\ m \leq f = \frac{37.39}{500} = 0.074$ $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

Sens Y-Y :

Niveaux	δek (m)	R	δk (m)	Δk (m)	1% x h	Obs
8	0.0151	5	0.05285	0.00455	0.036	Observé
7	0.0138	5	0.0483	0.0049	0.036	Observé
6	0.0124	5	0.0434	0.00525	0.036	Observé
5	0.0109	5	0.03815	0.0056	0.036	Observé
4	0.0093	5	0.03255	0.0056	0.036	Observé
3	0.0077	5	0.02695	0.0056	0.036	Observé
2	0.0061	5	0.02135	0.0056	0.036	Observé
1	0.0045	5	0.01575	0.00525	0.036	Observé
RDC	0.003	5	0.0105	0.00455	0.036	Observé
S-SOL 1	0.0017	5	0.00595	0.0035	0.036	Observé
S-SOL 2	0.0007	5	0.00245	0.0035	0.0459	Observé

Tableau IV-4 : Déplacement horizontal suivant Y-Y

Vérification de la flèche :

$\Rightarrow \sigma_{max} = 0.07\ m \leq f = \frac{37.39}{500} = 0.074$ $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

5) Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2éme ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k

h_k : hauteur de l'étage k

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'k'

D'où : Si $\theta_k \leq 0.1 \Longrightarrow$ les effets P-Delta peuvent être négligés.

Si non : $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2 \Longrightarrow$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.

Si : $\theta_k \geq 0.2 \Longrightarrow$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (effet P-Δ) :

			Sens X-X			Sens Y-Y		
Niveaux	P (kN)	hk	Δ k (m)	Vk	θ x	Δ k	V k	θ y
8	343.4573	3.06	0.00385	262.83	0.001644134	0.00455	268.55	0.001901681
7	368.0847	3.06	0.0042	452.95	0.001115386	0.0049	456.78	0.001290373
6	369.9078	3.06	0.00455	591.54	0.000929821	0.00525	589.46	0.001076656
5	372.7517	3.06	0.0049	708.7	0.000842232	0.0056	699.86	0.000974709
4	376.2856	3.06	0.00525	817.49	0.00078972	0.0056	803.09	0.000857472
3	376.2856	3.06	0.00525	912.83	0.000707238	0.0056	894.28	0.000770035
2	379.6445	3.06	0.00525	993.94	0.000655322	0.0056	972.63	0.000714325
1	387.6341	3.06	0.0049	1069.44	0.000580417	0.00525	1047.44	0.000634937
RDC	329.7195	3.06	0.00455	1129.24	0.000434159	0.00455	1108.15	0.000442421
S-SOL 1	370.3421	3.06	0.00385	1181.49	0.000394378	0.0035	1162.16	0.000364488
S-SOL 2	370.8404	4.59	0.0035	1207.69	0.000234146	0.0035	1189.69	0.000237689

Tableau IV-5 : Vérification de l'effet P-Δ

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Donc : les effets P-Delta peuvent être négligés

CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, nous pouvons conclure que :

- L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée
- Le pourcentage de participation massique est vérifié
- Les déplacements relatifs et la Justification vis-à-vis des déformations sont vérifiés.
- L'effet du 2^{éme} ordre (l'effet P-Δ) est vérifié.

Après avoir effectué toutes les vérifications selon les exigences du RPA, nous pouvons passer au ferraillage des éléments structuraux.

Chapitre V :

Ferraillage des éléments structuraux

A- Ferraillage des Poteaux:

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis nous vérifions a l'ELS pour les cas suivants :

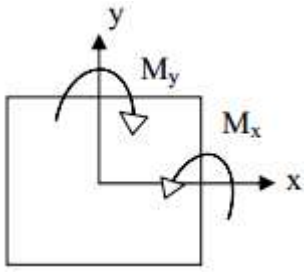
Situation	Fe (MPa)	fc_{28} (MPa)	γ_b	γ_c	F_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

Tableau V-A-1 :Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Les armatures seront calculées suivants les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant : $N_{max} - M_{cor}$
- Effort normal minimal et moment correspondant : $N_{min} - M_{cor}$
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant : $M_{max} - N_{cor}$

M_x : Moment du poteau dans le sens longitudinal
M_y : Moment du poteau dans le sens transversal



Sollicitations

Combinaisons de calcul :

- BAEL91/modifiée99 :
  ELU : 1.35G + 1.5Q
  ELS : G + Q
- RPA99/modifiée2003 :
  G + Q + E_X
  G + Q + E_Y
  0.8G + E_X
  0.8G + E_Y

V.1. Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grace a la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS

V.2. Recommandations du RPA 2003 :

a) Armatures longitudinales :

- ♣ Les armatures longitudinales doivent étre a haute adhérence(HA), droites et sans crochets.
- ♣ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport a la section du béton sont :

  - Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.8% b × h en zone IIa :

Poteau (50×50) : $A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20cm^2$
Poteau (45×45) : $A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2cm^2$
Poteau (40×40) : $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8cm^2$
Poteau (35×35) : $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8cm^2$
Poteau (30×30) : $A_{min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2cm^2$

  - Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera 6% b × h :

Poteau (50×50) : $A_{max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150cm^2$
Poteau (45×45) : $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5cm^2$
Poteau (40×40) : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96cm^2$
Poteau (35×35) : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5cm^2$
Poteau (30×30) : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54cm^2$

  - Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% b × h :

Poteau (50×50) : $A_{max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100cm^2$
Poteau (45×45) : $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81cm^2$
Poteau (40×40) : $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64cm^2$
Poteau (35×35) : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49cm^2$
Poteau (30×30) : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36cm^2$

Section des poteaux (cm^2)	Pourcentage minimal : $A_{min} = 0.008$ b×h (cm^2)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06$ b×h (cm^2)	Zone courante : $A_{max} = 0.04$ b×h (cm^2)
Poteau (50×50) :	20	150	100
Poteau (45×45) :	16.2	121.5	81
Poteau (40×40) :	12.8	96	64
Poteau (35×35) :	9.8	73.5	49
Poteau (30×30) :	7.2	54	36

Tableau V-A-2 :Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA

- Le diamétre minimal est de 12mm.
- La longueur de recouvrement est Lr = 40 $\emptyset_L^{min}$ en zone IIa
- La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doit étre possible, a l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

  La zone nodale est constituée par le nœud poteaux-poutres proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

b) Armatures transversales :

Le role des armatures transversales consiste a :

- Empécher les déformations transverrsales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Leur calcul se fait a l'aide de la formule suivante (RPA99modifiée2003/Art7.4.2.2) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times V_u}{h_t \times f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_t : hauteur totale de la section brute

A_t : armatures transversales

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \; si \; l'élancement \; géométrique: \lambda g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \; si \; l'élancement \; géométrique: \lambda g < 5 \end{cases}$$

St : espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} St \leq \min(10\emptyset; 15cm) \; en \; zone \; nodale \\ St \leq 15\emptyset \; en \; zone \; courante \end{cases}$$

Avec : Øi diamétre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

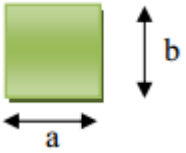
- La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{At}{b \times St}$ en %, elle est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% \; si \; \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% \; si \; \lambda g \leq 3 \\ Par \; interpolation \; entre \; les \; valeurs \; précédentes \; si: 3 < \lambda g < 5 \end{cases}$$

- Calcul d'élancement géométrique :

$$\lambda g = \left[\frac{Lf}{a} \; ou \; \frac{Lf}{b}\right]$$



Avec :

« a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

Lf : longueur de flambement

- Les cadres et les étriers doivent étre fermés par des crochets a 135° ayant une longueur droite de 10 $\emptyset_L$ minimum.

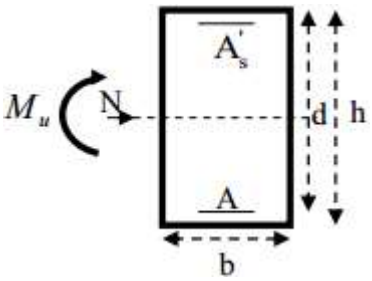
V.3. Calcul des armatures a l'ELU :

V.3.1. Les armatures longitudinales :

V.3.1.1. <u>Exposé de la méthode de calcul a l'ELU :</u>

Chaque poteau est soumis a un effort normal N (de compression ou de traction) et a un moment fléchissant M, ce qui nous conduit a étudier deux cas suivants

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entiérement comprimée (SEC).



<u>Calcul du centre de pression :</u> e = $\frac{Mu}{Nu}$:

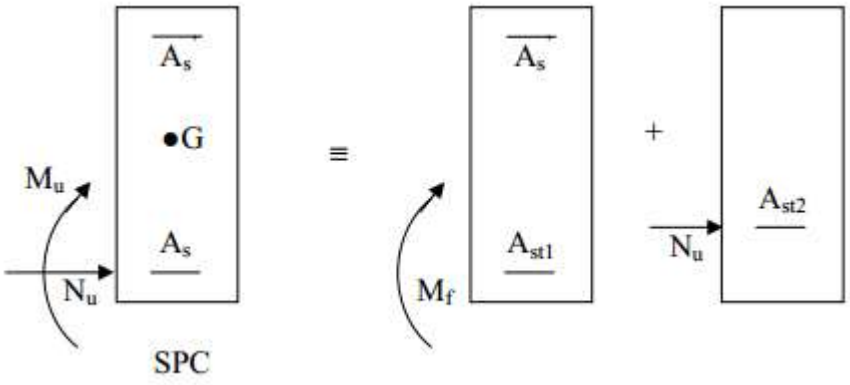
a) <u>Section partiellement comprimée (SPC) :</u>

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \dfrac{Mu}{Nu} \geq \left(\dfrac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')Nu - Mf \leq (0.337 - 0.81\dfrac{c'}{h})bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes : $\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$ avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$ = 14.2 MPa

- Si : $\mu \leq \mu_i$ = 0.392 $\Longrightarrow$ la section est simplement armée (SSA) et nous allons extraire β des tableaux

  $A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$; A' = 0

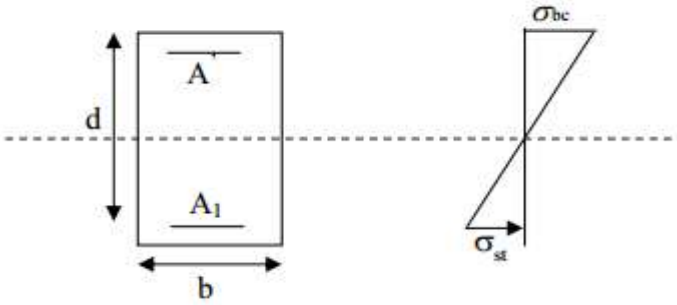
  D'où la section réelle est $A_s = A_t - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

  Si : A_s est négative $A_s \geq \max\left\{\frac{bh}{1000} ; 0.23\, bh\, \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$

- Si : $\mu > \mu_i$ = 0.392 $\Longrightarrow$ la section est doublement armée (SDA).
  Nous calculons:

  $M_r = \mu_i\, b\, d^2\, f_{bc}$

  $\Delta M = M_f - M_r$



Avec :

Mr : moment ultime pour une section simplement armée.

$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$

$A' = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ = 348 MPa

La section réelle d'armatures est $A_s' = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) *Section entièrement comprimée :*

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \dfrac{Mu}{Nu} \leq \left(\dfrac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')Nu - Mf > \left(0.337 - 0.81\dfrac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1. Si : $\left(0.337 - 0.81\frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} < (d - c')Nu - Mf < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$

   Les sections d'armatures sont :

   $A_s' = \frac{N - 100.\Psi.b.h.f_{bc}}{100\sigma_s}$; $A_s = 0$

   Avec : $\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100.M_u}{100.b.h^2.f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$

2. Si : $(d - c')Nu - Mf \geq (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$
   Les sections d'armatures sont :
   $A_s' = \frac{M_u - (d-0.5h).b.h.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$; $A_s = \frac{N - b.h.f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$

- Si : $e = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité est nulle ; c'est une compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B.f_{bc}}{\sigma_s}$
  Avec : B : Aire de la section du béton seul
  σ_s = Contrainte de l'acier

Exemple de calcul a l'ELU :

Pour le poteau (50×50) :

$N_u = 2339.04$ kN ; $M_u = 6.621$kN.m

✓ Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{6.621 \times 10^2}{2339.04} = 0.28\text{cm}$$

$$e = 0.28\text{cm} < (\frac{h}{2} - c) = (\frac{50}{2} - 2) = 23\text{cm} \Longrightarrow \text{SEC}$$

✓ Calcul de : $(d - c')Nu - Mf$ et $(0.337 - 0.81\frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$

Avec : $M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c)$

d =h - c = 0.5 - 0.02 = 0.48cm

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = 6.621 + 2339.04 (\frac{0.5}{2} - 0.02) = 544.6 \text{ kN.m}$$

Et :

$$(0.337 - 0.81\frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} = \left(0.337 - 0.81\frac{0.02}{0.5}\right)(0.5)^3 \times 14.2 \times 10^3 = 540.665\text{kN.m}$$

$(d\text{-}c')N_u - M_f = (0.48 - 0.02) \times 2339.04 - 544.6 = 531.36$ kN.m $>$ 540.665kN.m

✓ Calcul de : $(0.5h - c') \times h \times b \times f_{bc}$

$(0.5h - c').h.b.f_{bc} = (0.5^2 - 0.02) \times 0.5^2 \times 14.2 \times 10^3 = 816.5$ kN.m

Donc : $(d\text{-}c')N_u - M_f = 531.36$ kN.m $<$ 816.5 kN.m

✓ Calcul des armatures :

$$A_s' = \frac{N - 100.\Psi.b.h.f_{bc}}{100\sigma_s} \; ; \; A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{2339.04(0.48-0.02) - 100\times 6.621}{100\times 0.5^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.02}{0.5}}$$

$$\Psi = 0.44$$

$$\text{Donc : } A_s' = \frac{2339.04 - 100\times 0.44\times 0.5^2\times 14.2\times 10^3}{100\times 348\times 10^3} = -0.0042 = 0$$

$A_s = 0$

Remarque :

Nous allons ferrailler par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : Sous-sol 2 et sous-sol 1.
Zone II : RDC, 1er et 2éme étage.
Zone III : du 3éme au 5éme étage.
Zone IV : du 6éme au 8éme étage.
Zone V : Salle machine.

◆ Calcul du ferraillage des poteaux :
Le ferraillage des poteaux se fait par un calcul automatique a l'aide du logiciel « Socotec ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Secion (cm^2)		Effort normal	Moment (kN,m)	e (m)	(h/2-c)	Observation	AS' (cm^2)	AS (cm^2)
Zone I (50 × 50)	C11	N_{max} = -2339,04 (ELU)	$M_{2\ cor}$ = 6,621	0,002	0,23	SEC	0	0
			$M_{3\ cor}$ = 4,332	0,001	0,23	SEC	0	0
	C21	N_{min} = -431,52 (0,8G+Ex)	$M_{2\ cor}$ = 1,744	0,004	0,23	SEC	0	0
			$M_{3\ cor}$ = 0,99	0,002	0,23	SEC	0	0
	C20	N_{cor} = -1898,98 (ELU)	$M_{2\ cor}$ = 62,206	0,032	0,23	SEC	0	0
	C22	N_{cor} = -1265,61 (ELU)	$M_{3\ cor}$ = 29,097	0,022	0,23	SEC	0	0
Zone II (45 × 45)	C11	N_{max} = -2088,98 (ELU)	$M_{2\ cor}$ = 13,198	0,006	0,205	SEC	0	0
			$M_{3\ cor}$ = 0,005	0,000002	0,205	SEC	0	0
	C21	N_{min} = -284,72 (0,8G+Ex)	$M_{2\ cor}$ = 0,501	0,001	0,205	SEC	0	0
			$M_{3\ cor}$ = 6,085	0,02	0,205	SEC	0	0
	C23	N_{cor} = -651,16 (ELU)	$M_{2\ cor}$ = 42,424	0,06	0,205	SEC	0	0
	C19	N_{cor} = -1184,4 (ELU)	$M_{3\ cor}$ = 41,644	0,035	0,205	SEC	0	0
Zone III (40 × 40)	C15	N_{max} = -1375,04 (ELU)	$M_{2\ cor}$ = 16,561	0,01	0,108	SEC	0	0
			$M_{3\ cor}$ = 0,395	0,0002	0,108	SEC	0	0
	C21	N_{min} = -132,04 (0,8G+Ex)	$M_{2\ cor}$ = 0,172	0,001	0,108	SEC	0	0
			$M_{3\ cor}$ = 5,595	0,04	0,108	SEC	0	0
	C23	N_{cor} = -322,04 (ELU)	$M_{2\ cor}$ = 42,347	0,13	0,108	SEC	0	0
	C19	N_{cor} = -639,11 (ELU)	$M_{3\ cor}$ = 42,665	0,08	0,108	SEC	0	0

Zone IV (35 × 35)	C11	N_{max} = -703,62 (ELU)	$M_{2\ cor}$ = 15,99	0,02	0,155	SEC	0	0
			$M_{3\ cor}$ = -3,899	0,005	0,155	SEC	0	0
	C3	N_{min} = -14,67 (0,8G+Ex)	$M_{2\ cor}$ = -7,805	0,53	0,155	SPC	0	0,46
			$M_{3\ cor}$ = 1,206	0,08	0,155	SEC	0	0
	C23	N_{cor} = -48,48 (ELU)	$M_{2\ cor}$ = 37,799	0,77	0,155	SPC	0	2,74
	C19	N_{cor} = -155,09 (ELU)	$M_{3\ cor}$ = 54,494	0,35	0,155	SPC	0	2,99
Zone V (30 × 30)	C14	N_{max} = -63,45 (ELU)	$M_{2\ cor}$ = -8,647	0,13	0,13	SEC	0	0
			$M_{3\ cor}$ = -15,606	0,24	0,13	SPC	0	0,72
	C15	N_{min} = -29,69 (0,8G+Ex)	$M_{2\ cor}$ = -1,712	0,05	0,13	SEC	0	0
			$M_{3\ cor}$ = -0,586	0,01	0,13	SEC	0	0
	C15	N_{cor} = -62,02 (ELU)	$M_{2\ cor}$ = 12,428	0,2	0,13	SPC	0	0,39
	C15	N_{cor} = -63,45 (ELU)	$M_{3\ cor}$ = 15,606	0,24	0,13	SPC	0	0,72

Tableau V-A-3 : Ferraillage des poteaux a l'ELU suivant les deux sens

- Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99/modifiée2003 » en zone IIa.

Niveau	Section (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Choix de A
Sous-sol 2 et sous-sol 1	Zone I (50 × 50)	0	0	20	20.61	4HA16+4HA20
RDC, 1er et 2éme étage	Zone II (45 × 45)	0	0	16.2	18.35	2HA20+6HA16
du 3éme au 5éme étage	Zone III (40 × 40)	0	0	12.8	14.2	4HA16+4HA14
du 6éme au 8éme étage	Zone IV (35 × 35)	0	0	9.8	10.68	4HA14+4HA12
Salle machine	Zone V (30 × 30)	0	0	7.8	9.05	8HA12

Tableau V-A-4 :Ferraillage des poteaux suivant les deux sens

V.4. Vérifications à l'ELU :

- Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du BAEL91/modifiée99, le diamètre des armatures transversales « θ_t » est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\theta_t = \frac{1}{3}\theta_L{}^{max} = \frac{20}{3} = 6.67\text{mm. Soit : } \theta_t = 8\text{mm}$$

$\theta_L{}^{max}$: est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{A_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$

T_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ_1 : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_1 = 2.5 \; si \; l'élancement \; géométrique: \lambda g \geq 5 \\ \rho_1 = 3.75 \; si \; l'élancement \; géométrique: \lambda g < 5 \end{cases}$$

L'élancement géométrique (λ_g) est donné par la relation :

$$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{Lf}{b} \text{ ; avec : a = b}$$

Tel que : $L_f = 0.7\ l_0$

L_f : longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_0 = 306\ cm\ pour\ le\ 1^{er}\ sous-sol, RDC\ et\ les\ étages\ courants \\ l_0 = 459cm\ pour\ le\ 2^{éme}\ sous-sol \end{cases}$$

- Espacement des armatures :
  Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement St des armatures transversales est fixée comme suit :
  - ✓ *Dans la zone nodale* : $S_t \leq \min(10\emptyset_L ; 15cm) = 12cm \Longrightarrow S_t = 10cm$
  - ✓ *Dans la zone courante* : $S_t \leq 15\emptyset_L = 18cm \Longrightarrow S_t = 15cm$

  Avec : $\emptyset_L = 12mm$ est le diamétre minimal des armatures longitudianels des poteaux.

- Calcul de λ_g et de A_{min} :
  - Poteau (30×30) :

$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7\times306}{30} = 7.14 \Longrightarrow \lambda g > 5 \Longrightarrow \frac{A_t}{(b\times S_t} = 0.3\%$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9cm^2$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35cm^2$

  - Poteau (35×35) :

$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7\times306}{35} = 6.12 \Longrightarrow \lambda g > 5 \Longrightarrow \frac{A_t}{(b\times S_t)} = 0.3\%$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05cm^2$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575cm^2$

  - Poteau (40×40) :

$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7\times306}{40} = 5.35 \Longrightarrow \lambda g > 5 \Longrightarrow \frac{A_t}{(b\times S_t)} = 0.3\%$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2cm^2$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8cm^2$

  - Poteau (45×45) :

$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7\times306}{45} = 4.76 \Longrightarrow 3 < \lambda g < 5 \Longrightarrow$

Par interpolation : $\frac{A_t}{(b\times S_t)} = 0.44\%$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.0044 \times 45 \times 10 = 1.98cm^2$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.0044 \times 45 \times 15 = 2.97cm^2$

  - Poteau (50×50) :

    1er sous – sol :

$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7\times306}{50} = 4.28 \Longrightarrow 3 < \lambda g < 5 \Longrightarrow \frac{A_t}{(b\times S_t)} = 0.44\%$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.0044 \times 50 \times 10 = 2.2cm^2$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.0044 \times 50 \times 15 = 3.3cm^2$

    2éme sous – sol :

$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7\times459}{50} = 6.426 \Longrightarrow \lambda g > 5 \Longrightarrow \frac{A_t}{(b\times S_t)} = 0.3\%$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.5cm^2$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 50 \times 15 = 2.25cm^2$

Sections des armatures transversales :

	2éme sous-sol	1er sous-sol	45×45	40×40	35×35
	50×50				
Efforts tranchants (kN)	6.65	16.06	28.85	35.96	38.2
Elancement géométrique λ_g	6.42	4.28	4.76	5.35	6.12
Coefficient correcteur ρ_1	2.5	3.75	3.75	2.5	2.5
A_t zone nodale (S_t = 10cm)	0.083	0.3	0.6	0.56	0.68
A_t zone courante (S_t = 15cm)	0.12	0.45	0.9	0.84	1.02
A_t^{min} zone nodale (S_t = 10cm)	1.5	2.2	1.98	1.2	1.05
A_t^{min} zone courante (S_t = 15cm)	2.25	3.3	2.97	1.8	1.575

Tableau V-A-5 : Sections des armatures transversales

D'après le tableau ci-dessus, $A_t^{min} > A_t \Longrightarrow$ les armatures longitudinales des poteaux (du 3éme au 8éme étage) seront encadrées avec un cadre et un losange de T8 de sections transversales : (4Ø8 = 2.01cm^2) ; et les poteaux (du 1er et 2éme sous-sol, RDC,1er et 2éme étage)) seront encadrées avec un cadre et un losange de T10 de sections transversales : (4Ø10 = 3.14cm^2) dans la zone courante.

Les cadres et les étriers doivent étre fermés par des crochets a 135° ayant une longueur droite minimum 10 $\emptyset_{t\,min}$ = 8cm.

- Longueur de recouvrement :

  $L_r = 40\ \theta_L^{min} = 40 \times 1.2 = 48cm$

- Délimitation de la zone nodale :

- Au niveau des poutres : L'= 2 × h ; tel que : h est la hauteur de la poutre
- Au niveau des poteaux :

  h' = max $(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm)$

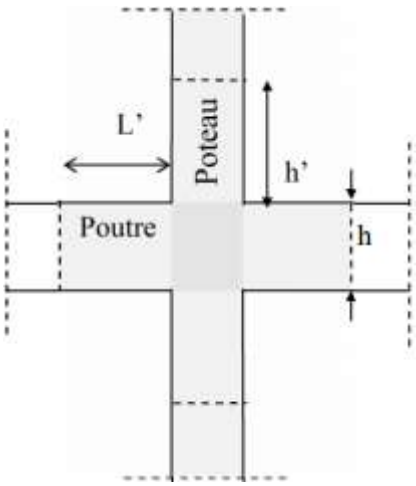
  h_1 et b_1 : sont les dimensions du poteau

  he : hauteur entre nus des poutres

  h' = max $(\frac{414}{6}; 50; 50; 60cm)$ = 69 cm

  h' = max $(\frac{261}{6}; b_1; h_1; 60cm)$ = 60 cm

  h' = 69 cm $\Longrightarrow$ dans les poteaux du 2éme sous-sol



h' = 60 cm ⟹ dans les poteaux du 1er sous-sol, RDC et les étages courants.

- Longueur d'ancrage : (BAEL91/Art : A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0.6\,\Psi_s^2\, f_{t28}$$

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

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers a haute adhérence.

Pour les HA12 : $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2\times400}{4(0.6\times1.5^2\times2.1)} = 42.33$ cm

Pour les HA14 : $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2\times400}{4(0.6\times1.5^2\times2.1)} = 49.38$ cm

Pour les HA16 : $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2\times400}{4(0.6\times1.5^2\times2.1)} = 56.44$ cm

Pour les HA20 : $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2\times400}{4(0.6\times1.5^2\times2.1)} = 70.55$ cm

- Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_b = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveau	V_u (kN)	b (cm)	h (cm)	λ_g	ρ_d	τ_b (MPa)	τ_b (MPa)	Vérification :
2éme sous-sol 50×50	6.65	50	50	6.42	0.075	0.026	1.875	✓
1er sous-sol 50×50	16.06	50	50	4.28	0.04	0.064	1	✓
45×45	28.85	45	45	4.76	0.04	0.14	1	✓
40×40	35.96	40	40	5.35	0.075	0.22	1.875	✓
35×35	38.2	35	35	6.12	0.075	0.31	1.875	✓

Tableau V-A-6 : Vérification au cisaillement

V.5. Vérifications à l'ELS :

- Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23\times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455\times d}{e_s - 0.185\times d} \times bd$$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPa (BAEL91/A.4.5.2)

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → section entièrement comprimée

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ → section partiellement comprimée

- Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

y_1 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimée.
y_2 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression C_p.
l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.
y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

Avec : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$p = -3\times l_c^2 - 90.A_s'. \frac{l_c - c'}{b} + 90A_s. \frac{d - l_c}{b}$

$q = -2 \times l_c^3 - 90.A_s'. \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90A_s. \frac{(d - l_c)^2}{b}$

Pour la résolution de l'équation, on calcule Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si : $\Delta \geq 0$: $t = 0.5\ (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t} \Longrightarrow y_2 = u - \frac{p}{4.u}$

Si : $\Delta < 0 \Longrightarrow$ l'équation admet trois racines :

$y_2^1 = a.\cos(\frac{\alpha}{3})$; $y_2^2 = a.\cos(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3})$; $y_2^3 = a.\cos(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3})$

Avec : $\alpha = \arccos\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$; $a = 2.\sqrt{\frac{-p}{3}}$

Nous tiendrons pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + 1 < h$$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times [A_s\ .(d - y1)^2 + A_s'\ .(y1 - d')^2]$

Finalement : la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{l} \cdot y_1 \leq \sigma_{bc}$$

- Vérification d'une section entièrement comprimée :
  - Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15\times (A_s + A_S')$$

  - Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{As' \times (0.5h - d') - As \times (d - 0.5h)}{bh + 15(As + As')}$$

  - Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times [A'_s \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$ sur la fibre supérieure

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$ sur la fibre inférieure

Nous vérifions que : max (σ_{sup} ; σ_{inf}) $\leq \sigma_{bc}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives, nous referons le calcul avec une section partiellement comprimée

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Sections	Sollicitations	N_c (kN)	M (kN.m)	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	Nature	Béton				Acier			
							σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	Vérifications	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	Vérifications
50 × 50	N_{max} - M_{cor}	1913.13	0.788	0.0004	0.083	SEC	6.99	6.93	15	✓	104.8	104	348	✓
	N_{min} - M_{cor}	618.68	5.526	0.008	0.083	SEC	2.46	2.04	15	✓	36.7	30.8	348	✓
	M_{3max} - N_{cor}	919.78	20.922	0.022	0.083	SEC	4.15	2.54	15	✓	61.3	39.1	348	✓
45 × 45	N_{max} - M_{cor}	1519.03	9.505	0.006	0.075	SEC	7.4	6.37	15	✓	110.3	96.3	348	✓
	N_{min} - M_{cor}	435.41	7.904	0.018	0.075	SEC	2.4	1.55	15	✓	35.4	23.8	348	✓
	M_{3max} - N_{cor}	844.47	33.532	0.039	0.075	SEC	5.63	2.02	15	✓	82.1	32.7	348	✓
40 × 40	N_{max} - M_{cor}	1519.03	9.505	0.006	0.067	SEC	9.31	7.89	15	✓	138.6	119.4	348	✓
	N_{min} - M_{cor}	202.52	7.335	0.036	0.067	SEC	1.69	0.6	15	✓	24.6	9.79	348	✓
	M_{3max} - N_{cor}	455.52	41.879	0.09	0.067	SPC	5.76	0	15	✓	81.5	-5.11	348	✓
35 × 35	N_{max} - M_{cor}	1519.03	9.505	0.006	0.058	SEC	12.3	10.2	15	✓	182.8	154.4	348	✓
	N_{min} - M_{cor}	24.2	10.748	0.44	0.058	SPC	1.99	0	15	✓	24.4	-58.7	348	✓
	M_{3max} - N_{cor}	111.42	42.984	0.38	0.058	SPC	7.99	0	15	✓	99.2	-220.4	348	✓

Tableau V-A-7 : Vérification des contraintes.

Le ferraillage des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Zones	Niveau	Section (cm^2)	Armatures longitudinales
Zone I	Sous-sol (2 et 1)	50×50	4T20+4T16
Zone II	RDC, 1^{er} et $2^{éme}$ étage	45×45	2T20+6T16
Zone III	Du $3^{éme}$ au $5^{éme}$ étage	40×40	4T16+4T14
Zone IV	Du $6^{éme}$ au $8^{éme}$ étage	35×35	4T14+4T12

Tableau V-A-8 : Ferraillage des poteaux

B - Ferraillage des poutres :

Poutre principale et poutre secondaire :

Les poutres sont des éléments nos exposés 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. Elles seront ferraillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables :

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q
- ELS : G + Q
- Accidentelles (G+Q+E et 0.8G+E) en suivant les règles du RPA2003

Ensuite, nous effectuerons les vérifications a l'ELU et a l'ELS

VI.1. Recommandations du RPA99 version 2003 :

a) Armatures longitudinales : (Art7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75\ cm^2$
Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25\ cm^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante ; et de 6% en zone de recouvrement.

♣ En zone courante :
Poutres principales : $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 30 = 54 cm^2$.
Poutres secondaires : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42\ cm^2$.

♣ En zone de recouvrement :
Poutres principales : $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 30 = 81\ cm^2$.
Poutres secondaires : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63\ cm^2$.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (Zone IIa).

- L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inferieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales : (Art7.5.2.2)

- La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

- $\emptyset$: Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E_3 , concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- $\frac{1}{5}A$: De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}A$: 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.

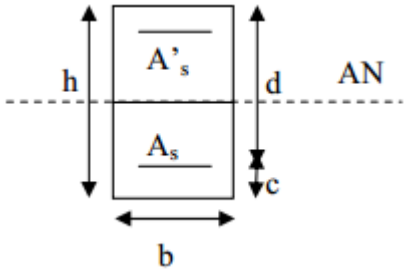
Remarque :
Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VI.2. Ferraillage des poutres a l'ELU :

Armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :
Soit :

- A_s : La section d'armatures tendues
- A_s' : La section d'armatures comprimées



Avec :
h : hauteur de la section du béton.
b : largeur de la section du béton.
d : hauteur utile (d= h-c).
c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

❖ Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :
M_u : le moment de flexion supporté par la section

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

γ_b =1.5 (situation durable)

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

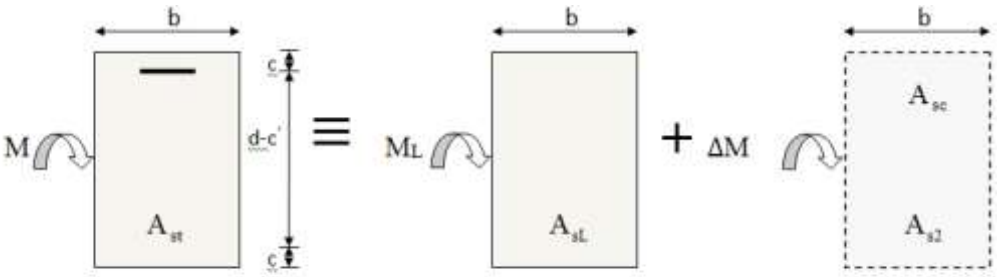
- **1er cas :** si $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ la section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus, alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tel que : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- **2éme cas :** $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ **Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Disposition des armatures SDA

- **Calcul des armatures longitudinales et les appuis :**

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenues par les calculs et le chemin ci-dessus illustre les démarches.

Remarque :

Après avoir extrait les moments, nous avons constaté que les poutres principales proches des voiles sont les plus sollicitées, nous allons leur adopter un ferraillage spécifique.

1. **Etude des poutres principales :**

- Ferraillage des poutres principales non adhérés aux voiles **:**

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	37.539	0.04	S.S.A	2.55	6.75	8.01	3HA12+3HA14
Appuis	46.89	0.06	S.S.A	3.23	6.75	11.12	3HA12+3HA14

Ferraillage des poutres principales (30X45) loin des voiles

- Ferraillage des poutres principales adhérées aux voiles :

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	33.33	0.04	S.S.A	2.27	6.75	8.01	3HA12+3HA14
Appuis	69.302	0.08	S.S.A	4.83	6.75	8.01	3HA12+3HA14

Ferraillage des poutres principales (30X45) adhérant aux voiles

2. Etude des poutres secondaires :

- Ferraillage des poutres secondaires non adhérés aux voiles **:**

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Appuis	46.89	0.1	S.S.A	4.31	6.75	8.01	3HA12+3HA14
Travée	18.132	0.04	S.S.A	1.61	6.75	3.39	3HA12

Ferraillage des poutres secondaires (30X 35) loin des voiles

- Ferraillage des poutres secondaires adhérés aux voiles **:**

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Appuis	113.586	0.24	S.S.A	11.48	6.75	11.59	2HA14+4HA16
Travée	17.037	0.0.36	S.S.A	1.51	6.75	3.39	3HA12

Ferraillage des poutres secondaires (30X 35) adhérant aux voiles

VI.3. Vérification à l'ELU :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

a) Condition de non fragilité *(BAEL 91 Art 4.2.1) :*

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$\mathbf{A_{min}} = \frac{0{,}23.b.d.f_{t28}}{fe} \qquad \text{Avec : } f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}$$

- Pour les poutres transversales (30 × 45) : A_{min} = 1.55 cm².
- Pour les poutres longitudinales (30 × 35) : A_{min} = 1.19cm².

$A_{adop}>A_{min}$ ==> La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b) *Justification sous sollicitation d'effort tranchant :* *(BAEL 91 Art A.5.1.21) :*

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente ≪τu» ; prise conventionnellement égale à : $\tau = \frac{T_u^{max}}{bd}$

Avec : T_{max} : effort tranchant max a l'ELU

Poutres principales (30x45) :

$$\tau_u = \frac{103.5}{30 \times 43} = 0.8 \text{ MPa}$$

Poutres secondaire (30×35) :

$$\tau_u = \frac{103.79}{30 \times 33} = 1 \text{ MPa}$$

- ***Etat limite ultime du béton de l'âme*** *(BAEL 91 Art A.5.1.21)* **:**

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_U}{bxd} \leq \bar{\tau} = \min\left\{0{,}2.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right\} = 3{,}33 Mpa$$

- Poutres principales : τ_u= 0.8 MPa < 3.33 MPa $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.
- Poutres secondaires : τ_u= 1 MPa < 3.33 MPa $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

- ***Influence de l'effort tranchant aux appuis*** *(BAEL91 Art A.5.1.32)*:

- <u>Influence sur le béton</u> **:**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0{,}40 \times \frac{0{,}9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales :

T_u =103.5 KN < $\bar{T}_u$ = 774kN $\Longrightarrow$condition est vérifiée.

- Poutres secondaires :

T_u = 103.79 KN < $\bar{T}_u$ = 594kN $\Longrightarrow$condition est vérifiée.

- <u>Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :</u>

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $\mathbf{T_u - \frac{Mu}{0.9d} > 0}$ **;** on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à :

$$\mathbf{T_u - \frac{Mu}{0.9d}}$$

$$\text{D'où :} \quad A_s \geq \frac{1.15}{f_c}\left(V_u - \frac{M_u}{0.9d}\right)$$

- Poutres principales : $Tu - \frac{Mu}{0.9d} = 103.5 - \frac{69.302}{0.9\times0.43} = -75.57 < 0$
- Poutres secondaires : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 103.79 - \frac{113.586}{0.9\times0.33} = -278.65 < 0$

⇨ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) *Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton* :

(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times \sum Ui} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

U_i : est le périmètre des aciers.

- Poutres principales : τ_{se}= 1.09 MPa < 3.15 MPa ⟹condition d'adhérence est vérifiée.
- Poutres secondaires : τ_{se}= 1.42 MPa < 3.15 MPa ⟹ condition d'adhérence est vérifiée.

d) Ancrage des aciers :

- *Condition d'équilibre :*

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$\bar{\tau}_s = 0.6\ \Psi^2\ f_{t28} = 0.6 \text{ x}(1.5)^2\text{x } 2.1 = 2.835$ MPa

- *Calcul de la longueur de scellement des barres* :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_S = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

- Pour Ø 12 : l_s = 42.33 cm.
- Pour Ø 14 : l_s = 49.38 cm.
- Pour Ø 16 : l_s = 56.44 cm.

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à 0.4 l_s pour les aciers H.A.

- Pour Ø 12 : l_a = 16.93 cm.
- Pour Ø 14 : l_a = 19.75 cm.
- Pour Ø 16 : l_a = 22.58 cm.

e) *Calcul des armatures transversales* : (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(12mm, 1.2mm, 30mm)$$

Soit : $Ø_t$= 8

On choisira un cadre et un étrier A_t = 4HA 8 = 2.01cm².

- *Calcul des espacements :*

– Zone nodale :

$$St \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\right\} = \min\left\{\frac{45}{4}; 12\times 1.2; 30\right\}$$

S_t = min (11.25cm;14.4cm ; 30) =**11.25cm**

Pour les poutres principales : S_t =8cm
Pour les poutres secondaires : S_t =8cm

– Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = 22.5cm$$

Pour les poutres principales S_t =15cm
Pour les poutres secondaires S_t =15cm

- *Délimitation de la zone nodale :*

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

L'=2xh

h'=max {$\frac{he}{6}$; b1 ; h1 ; 60} cm

h: Hauteur des poutres.
b_1 et h_1 : dimensions du poteau.
he : hauteur entre nus des poutres.

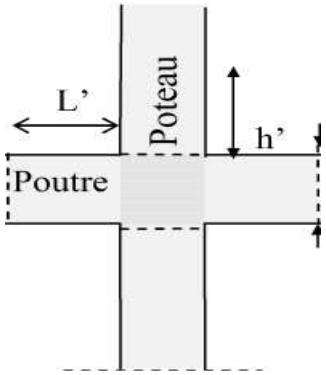


Figure V-B-1 : Zone nodale

Les poutres :

- ✓ Poutres principales: L' = 2×45 = 90cm.
- ✓ Poutres secondaires: L' = 2×35 = 70cm.

Remarque :
Le cadre d'armature transversale doit être dispose à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

- *Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:*

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{A_t^{min} = 3‰\ S_t \times b}$$

A_{min} =1.35cm² < $A_{adopté}$= 2.01cm² poutres principales
A_{min} =1.35 cm² < $A_{adopté}$= 2.01cm²poutres secondaires

- *Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:*

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- ▪ 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.

VI.4. Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

- ➢ Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- ➢ Etat limite de résistance du béton en compression.
- ➢ Etat limite de déformation.

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

- ✓ $\boldsymbol{\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa}$ ……..Avec $\boldsymbol{\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}}$
- ✓ $\boldsymbol{\bar{\sigma}_{st} = 348\ MPa}$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de **ß₁** et **K**.

La contrainte dans l'acier est :

$$\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 dA}}$$

- ➢ Avec : **A** : Armatures adoptées à l'**ELU**.

Les résultats des vérifications à l'**ELS** sont donnés dans les tableaux suivants :

- *Vérification du ferraillage des poutres principales non adhérées aux voiles à l'ELS* **:**

Nature	M_{max} (kN.m)	A_{st} (cm^2)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$(MPa)	Observation
Travée	47.702	8.01	0.62	0.884	28.1	159	5.65	Observée
Appuis	106.36	8.01	0.86	0.867	22.59	310.55	13.74	Observée

- *Vérification du ferraillage des poutres principales adhérées aux voiles à l'ELS :*

Nature	M_{max} (kN.m)	A_{st} (cm^2)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$(MPa)	Observation
Travée	23.719	8.01	0.62	0.884	28.1	56.11	1.99	Observée
Appuis	50.113	8.01	0.62	0.884	28.1	118.55	4.21	Observée

- *Vérification du ferraillage des poutres secondaires non adhérées aux voiles à l'ELS :*

Nature	M_{max} (kN.m)	A_{st} (cm^2)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$(MPa)	Observation
Appuis	33.448	8.42	0.85	0.869	23.17	138.52	5.97	Observée
Travée	12.911	3.39	0.34	0.909	39.95	126.96	3.17	Observée

- *Vérification du ferraillage des poutres secondaires adhérées aux voiles à l'ELS :*

Nature	M_{max} (kN.m)	A_{st} (cm^2)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$(MPa)	Observation
Appuis	82.516	11.59	1.17	0.853	19.01	252.93	13.3	Observée
Travée	20.081	3.39	0.34	0.909	39.95	197.47	4.94	Observée

c) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

- Calcul de la flèche :

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

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\,M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$

Avec : h = 18 cm hauteur totale,
L = 5.35 m portée entre nus d'appuis,
M_t : moment maximum en travée,
M_0 : valeur maximum du moment isostatique,
A : section des armatures,
b : longueur da la section,
d : hauteur utile de la section droite.

Résumé des résultats dans le tableau ci-dessous :

	Poutres Principales	Poutres secondaires	Observation
$h/l \geq 1/16$	0.08 > 0.06	0.09 > 0.06	Observée
$h/l \geq Mt / 10M_{\circ}$	0.08 > 0.08	0.09 > 0.08	Observée
$A / bd \leq 4.2/f_e$	0.006 < 0.0105	0.003 < 0.0105	Observée

Tableau V-B- 1 : Vérification de la flèche

Conclusion : La flèche est vérifiée.

Poutre palière et poutre de chainage :

- Recommandations du RPA99 version 2003 :

❖ **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

- Poutre de chainage : $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.37\ cm^2$
- Poutre palière : $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25\ cm^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante ; et de 6% : En zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres de chainage : $A_{max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 cm^2$.
- Poutres palière : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42\ cm^2$.

En zone de recouvrement :

- Poutres de chainage : $A_{max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5\ cm^2$.
- Poutres palière: $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63\ cm^2$.

Ferraillage des poutres :

- **Poutres de chainage :**

Ferraillage des Poutres de chainage **:**

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	14.196	0.03	S.S.A	1.25	4.37	4.62	3HA14
Appuis	22.83	0.06	S.S.A	2.05	4.37	4.62	3HA14

Ferraillage des poutres de chainage (25X35)

- **Poutres palières :**

Ferraillage des Poutres palières **:**

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Appuis	20.193	0.04	S.S.A	1.79	6.75	3.39	3HA12
Travée	7.991	0.01	S.S.A	0.69	6.75	3.39	3HA12

Ferraillage des poutres palières (30X 35)

Vérification à l'ELU :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

a) ***Condition de non fragilité*** *(BAEL 91 Art 4.2.1) :*

La section minimale des armatures longitudinales est :

$\mathbf{A_{min}} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe}$ Avec : $f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}$

- Pour les poutres de chainage (25 × 35) : A_{min} = 0.99 cm².
- Pour les poutres palières (30 × 35) : A_{min} = 1.19cm².

$A_{adop}>A_{min}$ ==> La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b) ***Justification sous sollicitation d'effort tranchant :*** *(BAEL 91 Art A.5.1.21) :*

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente ≪τu» ; prise conventionnellement égale à : $\tau = \frac{T_u^{max}}{bd}$

Avec : Tmax : effort tranchant max a l'ELU

- Pour les poutres de chainage : $\tau_u = \frac{22.8}{25\times33} = 0.02$ MPa

- Pour les poutres palières $\tau_u = \frac{31.84}{30\times33} = 0.03$ MPa

Etat limite ultime du béton de l'âme : *(BAEL 91 Art A.5.1.21)*

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_U}{bxd} \leq \bar{\tau} = \min\left\{0,2.\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5Mpa\right\} = 3,33Mpa$$

- Poutres principales : τ_u= 0.02 MPa < 3.33 MPa $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.
- Poutres secondaires : τ_u= 0.03 MPa < 3.33 MPa $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

Influence de l'effort tranchant aux appuis *(BAEL91 Art A.5.1.32)*:

Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40\times\frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

- *Poutres de chainage :*

T_u =22.8 kN < $\bar{T}_u$ = 495kN $\Longrightarrow$ condition est vérifiée.

- *Poutres palières :*

T_u = 31.84 kN < $\bar{T}_u$ = 594kN $\Longrightarrow$ condition est vérifiée.

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :
(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $\mathbf{T_u - \frac{Mu}{0.9d} > 0}$ **;** on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à :

$$\mathbf{T_u - \frac{Mu}{0.9d}}$$

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_c}\left(V_u - \frac{M_u}{0.9d}\right)$

- Poutres de chainage : $Tu - \frac{Mu}{0.9d} = 22.8 - \frac{22.83}{0.9\times0.33} = -54.06 < 0$

- Poutres palières : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 31.84 - \frac{20.193}{0.9\times0.33} = -36.14 < 0$

⇨ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :
(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times \sum Ui} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

U_i : le périmètre des aciers.

- Poutres de chainage : $\tau_{se} = 0.05$ MPa < 3.15 MPa } La condition d'adhérence est vérifiée.

- Poutres palières : $\tau_{se} = 0.09$MPa < 3.15 MPa

Ancrage des aciers :

Condition d'équilibre :
Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$\bar{\tau}_s = 0.6\ \Psi^2\ f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa

Calcul de la longueur de scellement des barres :
Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_S = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

- Pour Ø 12 : l_s = 42.33 cm.
- Pour Ø 14 : l_s = 49.38 cm.
- Pour Ø 16 : l_s = 56.44 cm.

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à 0.4 l_s pour les aciers H.A.

- Pour Ø 12 : l_a = 16.93 cm.
- Pour Ø 14 : l_a = 19.75 cm.
- Pour Ø 16 : l_a = 22.58 cm.

<u>Calcul des armatures transversales</u> : (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)
Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \le \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \le \min(12mm, 1.2mm, 30mm)$$

Soit : $Ø_t$= 8
On choisira un cadre et un étrier A_t = 4HA 8 = 2.01cm².

<u>Calcul des espacements :</u>

- **Zone nodale :**

$$St \le \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\right\} = \min\left\{\frac{35}{4}; 12\times 1.2; 30\right\}$$

S_t = min(8.75cm;14.4cm ; 30)=**8.75cm**

- Poutres de chainage : S_t =8cm
- Poutres palières : S_t =8cm

- **Zone courante :**

$$St \le \frac{h}{2} = 17.5cm.$$

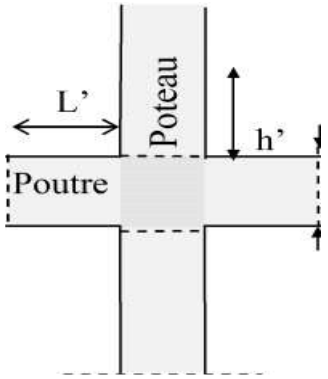
- Poutres de chainage S_t =15cm
- Poutres palières S_t =15cm

Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L'est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

L'=2xh

h'=max $\{\frac{he}{6}$; b1 ; h1 ; 60} cm



Délimitation de la zone nodale

h: Hauteur des poutres.
b1 et h1 : dimensions du poteau.
he : hauteur entre nus des poutres.

Les poutres :

Poutres de chainage : L' = 2×35 = 70cm.

Poutres palières : L' = 2×35 = 70cm.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être dispose a 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{A_t^{min} = 3‰\ S_t \times b}$$

A_{min} =1.35cm² < $A_{adopté}$= 2.01cm² poutres principales

A_{min} =1.35 cm² < $A_{adopté}$= 2.01cm²poutres secondaires

Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- 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.

Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

1-<u>Etat limite d'ouverture des fissures</u> :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2-<u>Etat limite de déformation du béton en compression</u> :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

- ✓ $\boldsymbol{\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa}$ ……..Avec $\boldsymbol{\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}}$
- ✓ $\boldsymbol{\bar{\sigma}_{st} = 348\ MPa}$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de **ß$_1$** et **K**.

La contrainte dans l'acier est :

$$\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 dA}}$$

avec : **A** : Armatures adoptées à l'**ELU**.

Les résultats des vérifications à l'**ELS** sont donnés dans les tableaux suivants :

- <u>Vérification du ferraillage des poutres de chainage à l'ELS</u> :

Nature	M_{max} (kN.m)	A_{st} (cm^2)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$(MPa)	Observation
Travée	14.196	4.62	0.46	0.897	33.54	103.8	3.09	Observée
Appuis	22.83	4.62	0.46	0.897	33.54	166.93	4.97	Observée

- <u>Vérification du ferraillage des poutres palières à l'ELS</u> :

Nature	M_{max} (kN.m)	A_{st} (cm^2)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$(MPa)	Observation
Travée	7.991	3.39	0.34	0.909	39.95	78.58	1.96	Observée
Appuis	20.193	3.39	0.34	0.909	39.95	198.57	4.97	Observée

-**Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

Calcul de la flèche :

- Les règles ***(Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)***. précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associes au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ Avec : h = 18 cm hauteur totale,

  L = 5.35 m portée entre nus d'appuis,
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\,M_0}$ M_t : moment maximum en travée,

  M_0 : valeur maximum du moment isostatique,
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$ A : section des armatures,

  b : longueur da la section,

  h : hauteur utile de la section droite.

Résumé des résultats dans le tableau ci-dessous :

	Poutre Palière	Poutre de chainage	Observation
$h/l \geq 1/16$	0.12 > 0.06	0.09 > 0.06	Observée
$h/l \geq Mt / 10M_{\circ}$	0.12 > 0.08	0.09 > 0.085	Observée
$A / bd \leq 4.2/f_e$	0.002< 0.0105	0.0056 < 0.0105	Observée

Conclusion : La flèche est vérifiée.

V-3-1- FERRAILLAGE DES VOILES :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. C'est pour cela que 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'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend quatre (4) types de voiles, que nous allons ferrailler par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau. Ceci, dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- Zone I : S-Sol 1 et 2
- Zone II : RDC, 1, et 2^{éme} étage.
- Zone III: 3,4 et 5^{éme} étage.
- Zone IV : 6,7 et 8^{éme} étage.

V-3-2- Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- BAEL .91/modif 99 :

  ELU : 1.35G + 1.5Q

  ELS : G + Q

- RPA version 2003 :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8\,G + E \end{cases}$$

V-3-3- Ferraillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

❖ **Exposé de la méthode des bandes:**

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile B = e × L.

I : inertie du voile.

V, V' : bras de levier ($V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$).

Note :

Le ferraillage des voiles se fera comme celui des poteaux, par zone, il se fera on fonction de l'épaisseur des voiles et de la section des raidisseurs de ces voiles car il est possible d'adopter le même ferraillage pour certain niveaux.

❖ **Découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur(d):**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right)$$ (Art -7-7-4. RPA 99)

Avec :

- $\mathbf{L_c} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$
- $\mathbf{L_t}$: longueur tendue = L - L_c

L_c : longueur de la zone comprimée

h_e : hauteur d'étage.

L_t : longueur de la zone tendue.

Remarque:

Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

1/ détermination des armatures :

Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée(SEC).
- Section partiellement comprimée(SPC).
- Section entièrement tendue(SET).

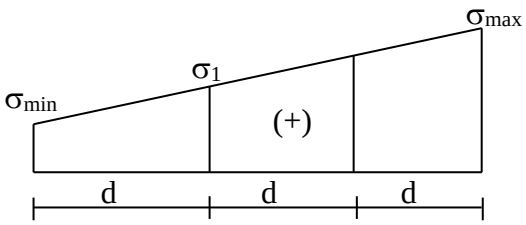
a)- Armatures verticales :

- **1^{ér} cas : Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile.



La section d'armature est calculée comme suit :

Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B.f_{bc}}{\sigma_s(2‰)}$$

Avec :

$B = d \times e.$

$f_{bc} = 14{,}2\ MP_a$

$\sigma_{s(2\%_0)}$: Contrainte dans les aciers correspondante à un raccourcissement de $2^0/_{00}$ $\Rightarrow$ $\sigma_{s(2\%_0)} = 348\ MPa.$

Armatures minimales : (BAEL 91)

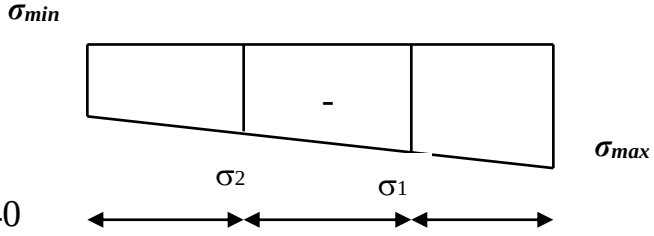
$A_{min} \geq 4\ cm^2/ml$

$0{,}2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5\%$

- **2^{ér} cas : Section entièrement tendue (SET) :**

Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s(2‰)}}$$



Avec : $\sigma_{s(2\%_0)} = 348\ MPa$.

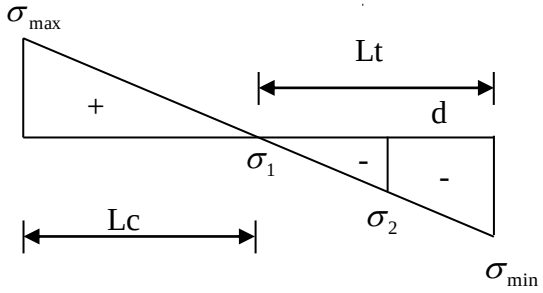
Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0{,}002 \times B \right)$$

- **3ème cas : Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{min}}{L_t}$$

Avec : $L_t = L - L_c$

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

La section d'armateur est calculée comme suit :

Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

$\sigma_{s_t} = 348\ MPa$.

Armatures minimales :

- D'après le BAEL 91 : $A_{min} = 0.23B \frac{f_{c28}}{f_e}$ (cm^2)
- D'après le RPA 99 : $A_{min} = 0{,}25\%\ B$ (cm^2)

Donc : $$A_{min} \geq \max\left(\frac{0.23\ B\ f_{t28}}{f_e} ; 0{,}005B \right)$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

- Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0 ,15 %
- En zone courante 0,10 %

b)- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce quelles servent de cadres aux armatures verticales.
La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

- **D'après le RPA 99 version 2003 :**

  $A_H \geq 0{,}15\ \%\ B$ Globalement dans la section du voile.

  $A_H \geq 0{,}10\ \%\ B$ En zone courante.

- **D'après le BAEL91modifée99 :**

$$A_H \geq \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

c)- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \overline{V}}{f_e} \qquad \text{Avec : } \overline{V} = 1{,}4 \times V_u$$

Et :

V_u **:** Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

d)- Armatures transversales :

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont le rôle est d'empêcher le flambement de ces derniers.

D'après le RPA 99/Version 2003, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré.

e)- <u>Les potelets</u> :

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 ***4 HA10*** **(RPA 99).**

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

f)- <u>Dispositions constructives</u> :

- **<u>Espacement constructive</u>** : (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

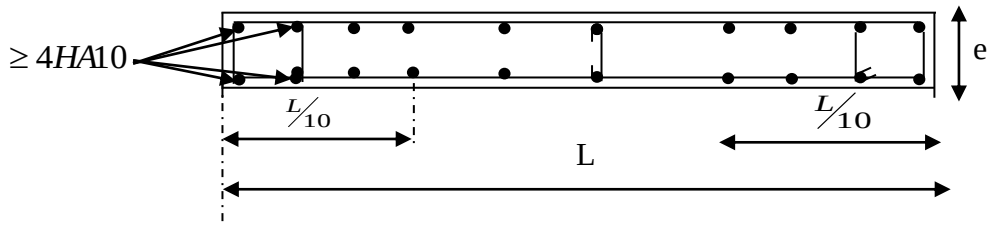
L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min\{1{,}5e; 30cm\}$ **…… (Art 7.7.4.3 RPA 2003)**

Avec :

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **<u>Longueur de recouvrement</u>** : (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- *40Φ* : pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible ;
- *20Φ* : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

<u>Diamètre maximal</u> **:**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{max} = \frac{e}{10} = 20mm$$

2/**<u>Vérifications</u> :**

- **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15\,A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\ .\ f_{c28} = 15\ Mpa.$$

Avec :

$N_s = G + Q$ (effort normal maximal de service)

B : section du béton.

$A = A_v$: section d'armatures adoptées.

- **Vérification de la contrainte au cisaillement** :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée :

- <u>Selon le RPA 99/Ver 2003</u> : (Art : 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{e.d} \leq \overline{\tau}_u = 0{,}2\ f_{c28} = 5\ MPa \qquad \text{Avec : } \overline{V} = 1{,}4 \times V_u$$

Avec :

e: épaisseur du voile.

$d = 0.9\ h$: hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

➢ Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{T}{b\,d} \le \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15\ \ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ Mpa\right) = 3{,}26 Mpa$$ (avec : $\gamma_b = 1.15$).

✎ **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferraillage des voiles VL1 de la zone I :

$B = 0{,}50 m^2$

$\sigma_{max} = 9943.27 KN/m^2$

$\sigma_{min} = -3566.82 N/m^2$

Calcul de Lc :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L \qquad L_c = \frac{4971.6252}{4971.6252 + 4773.076} \times 3.7 = 1.89 m$$

$L_c = 1{,}89$ m ⇨ La section est partiellement comprimée **(SPC)**.

⇨ $L_t = L - L_c = 0{,}59$ m

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

Avec : $d \le \min\left(\frac{h_e}{2}\ ;\ \frac{2}{3} L_c\right)$ ⇨ min (1,53 ; 1,26) = 1,26m

Pour notre cas on prend d = 0,5 m

$$\sigma_1 = \left(L_t - d\right) \times \frac{\sigma_{min}}{L_t} = 3454.54 kN/m^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 514.22 kN$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma}{2} \cdot d \cdot e = 427.55 kN$$

$$N_3 = \frac{\sigma^2 \times d \times e}{2} = 142.56$$

Calcul des armatures :

➢ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 12.85 cm^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 10.68 cm^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_3}{\sigma s_2} = 3.56$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} = \max\left(0{,}5\,\%B\,; \frac{0{,}23B \cdot f_{t28}}{f_e}\right)$$

Telque $B = d \times e$

$$A_{min} = \max\left(4.625\,cm^2;\ 1{,}116\,cm^2\right)$$

$$A_{min} = 4.625\ cm^2$$

Le ferraillage à adopter pour la 1 ere bande : ***10 HA16 soit A_v=20.11 cm²*** avec un espacement de **e_p =15 cm**

Le ferraillage à adopter pour la 2 eme bande : ***12 HA14 soit A_v=18.47 cm²*** avec un espacement de **e_p = 13cm**

Et la zone courante sera ferrailler avec : ***6HA12 soit A_v=6.79cm²*** avec un espacement de **e_p = 20 cm**

- **Armatures horizontales :**

*D'après le **BAEL 91 :***

$A_H = \frac{A_{V\ adopte}}{4}$; $A_H = \frac{25.26}{4}$ = 6.31 cm²

*D'après le **RPA révise 2003 :***

$A_H \geq 0{,}15\% \cdot B = 1.38 cm^2$

Soit : 6HA12 = 6.79 cm²/ml

Soit : 6HA12 = 6.79 cm²/nappe **Avec :** St= 20 cm

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

- **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1{,}1\frac{T}{f_e} = 1{,}1 \times \frac{1{,}4 \times 12.05 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 0.42 cm^2$$

- **Sections d'armatures totales :**

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 18.47 + \frac{0.42}{4} = 18.57\ cm^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6{,}79 + \frac{0.42}{4} = 6.89\ cm^2$$

Les voiles sont ferraillés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1ere bande : 12HA14 = 18.47 cm^2 /d_1 soit: 6HA14 /nappe .avec espacement de 13 cm.

2ième bande : 6HA12= 6.79 cm^2/d_2 soit: 3HA12/nappe avec espacement de 20 cm.

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

BAEL 91 : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{12.05 \times 10^3}{250 \times 0{,}9 \times 3700} = 0{,}01 MPa$

$\bar{\tau}_u = \min\left(0{,}15\frac{25}{1{,}15}; 4MPa\right) = 3{,}26$ MPa. (La fissuration est préjudiciable)

$\tau_u = 0{,}01MPa < \bar{\tau}_u = 3{,}26MPa$

RPA 2003 :

$\tau_u = \frac{1{,}4T}{b \cdot d} = \frac{1{,}4 \times 12.05 \times 10^3}{250 \times 0{,}9 \times 3700} = 0.02MPa$

$\tau_b = 0{,}02MPa < \bar{\tau}_b = 5MPa$

➢ ***Vérification à l'ELS :***

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2318.44 \ \ 10^3}{0{,}925 \ 10^6 + 15(38.59 \ 10^2)}$$

$\Rightarrow \sigma_b = 2.35MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$ ⇨ **Condition vérifiée**

Les résultats des autres voiles sont résume dans les tableaux suivant :

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,7	3,7	3,65	3,6	3,55
	e (m)		0,25	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,925	0,74	0,73	0,72	0,71
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m^2]		4971,6252	9354,8165	8659,0342	5028,381	2078,5623
	σ_{min} [kN/m^2]		-4773,076	-8916,652	-8337,911	-4872,823	-1991,678
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		12,05	42,99	11,05	24,65	26,39
	L_t(m)		1,81	1,81	1,79	1,77	1,74
	L_c(m)		1,89	1,89	1,86	1,83	1,81
	d_1 (m)		0,50	0,50	0,45	0,40	0,35
	d (m)		0,66	0,65	0,67	0,69	0,69
	σ_1 [kN/m^2]		-3456,22	-6447,53	-6242,40	-3772,69	-1590,39
	σ2 [kN/m^2]		-1728	-3224	-3121	-1886	-795
	N (kN)	N_1	514,33	768,21	656,11	345,82	125,37
		N_2	425,21	631,36	627,60	388,13	165,45
		N3	141,74	210,45	209,20	129,38	55,15
	A_v (cm^2)	A_{V1}	12,86	19,21	16,40	8,65	3,13
		A_{V2}	10,63	15,78	15,69	9,70	4,14
		A_{V3}	3,54	5,26	5,23	3,23	1,38
	A_{vj} (cm^2)		0,46	1,66	0,43	0,95	1,02
	Av/bande (cm^2)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**12,97**	**19,62**	**16,51**	**8,88**	**3,39**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**10,75**	**16,20**	**15,80**	**9,94**	**4,39**
		A3=A_{v3}+A_{vj}/4	**3,66**	**5,68**	**5,34**	**3,47**	**1,63**
	A_{min} (cm^2)/bande		2,46	1,96	2,01	2,06	2,08
	A_{min} (cm^2)/Voiles RPA		13,88	11,10	10,95	10,80	10,65
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	Raid	**20,11**	**20,11**	**18,22**	**12,94**	**11,31**
		voiles/nappe	**9,24**	**9,24**	**9,24**	**6,79**	**6,79**

		Voiles	**18,48**	**18,48**	**18,48**	**13,58**	**13,58**
Ferraillage des voiles	**Choix des barres/nappe**	**Raid**	**10HA16**	**10HA16**	**6HA16+4HA14**	**4HA14+6HA12**	**10HA12**
		voiles/nappe	**6HA14**	**6HA14**	**6HA14**	**6HA12**	**6HA12**
		voiles	**2*(6HA14)**	**2*(6HA14)**	**2*(6HA14)**	**2*(6HA12)**	**2*(6HA12)**
	A_H /nappe (cm^2)		2,31	2,31	2,31	1,70	1,70
	A_H Choix des barres/nappe (cm^2)		**(S-Sol 1, S-Sol 2,RDC et Etages courants 6HA12=6.79 cm2)(St=20 cm)**				
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**4 Epingles HA8/m2**				
	contrainte	**τ_u(MPa)**	0,014	0,065	0,017	0,038	0,041
		τ_b(MPa)	0,020	0,090	0,024	0,053	0,058
	ELS	**N_s (kN)**	-2779,47	-4168,94	-3774,03	-2138,66	-854,92
		σ_b(MPa)	**2,88**	**5,20**	**4,80**	**2,84**	**1,18**

Ferraillage du voile longitudinal VL_1

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		2,05	2,05	2,025	2	1,975
	e (m)		0,25	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,5125	0,41	0,405	0,4	0,395
Sollicitations de calcul	**σ_{max} [kN/m^2]**		7596,416	13141,109	12491,364	7092,405	3129,3002
	σ_{min} [kN/m^2]		-7458,851	-12967,06	-12292,61	-6821,745	-2823,746
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		14,07	18,79	21,92	31,98	36,47
	L_t(m)		1,02	1,02	1,00	0,98	0,94
	L_c(m)		1,03	1,03	1,02	1,02	1,04
	d_1 (m)		0,50	0,50	0,45	0,40	0,35
	d (m)		0,26	0,26	0,28	0,29	0,29
	σ_1 [kN/m^2]		-3786,83	-6599,22	-6785,06	-4038,92	-1768,78
	σ2 [kN/m^2]		-1893	-3300	-3393	-2019	-884
	N (kN)	**N_1**	702,86	978,31	858,50	434,43	160,74
		N_2	183,06	256,46	282,11	175,86	77,85
		N3	61,02	85,49	94,04	58,62	25,95
	A_v (cm^2)	**A_{V1}**	17,57	24,46	21,46	10,86	4,02
		A_{V2}	4,58	6,41	7,05	4,40	1,95
		A_{V3}	1,53	2,14	2,35	1,47	0,65
	A_{vj} (cm^2)		0,54	0,72	0,84	1,23	1,40
	Av/bande (cm^2)	**$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$**	**17,71**	**24,64**	**21,67**	**11,17**	**4,37**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**4,71**	**6,59**	**7,26**	**4,70**	**2,30**
		$A3=A_{v3}+A_{vj}/4$	**1,66**	**2,32**	**2,56**	**1,77**	**1,00**
	A_{min} (cm2)/bande		0,97	0,78	0,83	0,87	0,88
	A_{min} (cm^2)/Voiles RPA		7,69	6,15	6,08	6,00	5,93
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	**Raid**	**24,63**	**24,63**	**22,37**	**12,13**	**7,85**

		voiles/nappe	**12,32**	**12,32**	**9,05**	**9,05**	**9,05**
		Voiles	**24,64**	**24,64**	**18,1**	**18,1**	**18,1**
Ferraillage des voiles	**Choix des barres/nappe**	**Raid**	**4HA20+6HA16**	**4HA20+6HA16**	**2HA20+8HA16**	**2HA14+8HA12**	**10HA10**
		voiles/nappe	**4HA14**	**4HA14**	**4HA12**	**4HA12**	**4HA12**
		voiles	**2*(4HA14)**	**2*(4HA14)**	**2*(4HA12)**	**2*(4HA12)**	**2*(4HA12)**
	A_H /nappe (cm^2)		3,08	3,08	2,26	2,26	2,26
	A_H Choix des barres/nappe (cm^2)		**(S-Sol 1, S-Sol 2,RDC et Etages courants 6HA12=6.79 cm2)(St=20 cm)**				
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**4 Epingles HA8/m2**				
	contrainte	**τ_u(MPa)**	0,031	0,051	0,060	0,089	0,103
		τ_b(MPa)	0,043	0,071	0,084	0,124	0,144
	ELS	**N_s (kN)**	-1318,12	-1875,33	-1693,83	-967,39	-387,01
		σ_b(MPa)	**2,40**	**4,07**	**3,75**	**2,27**	**0,95**

Ferraillage des voiles longitudinaux : VL_2, VL_3, VL_4, VL_5

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		2,25	2,25	2,225	2,2	2,175
	e (m)		0,25	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,5625	0,45	0,445	0,44	0,435
Sollicitations de calcul	**σ_{max} [kN/m^2]**		6939,9028	11753,834	11067,113	6314,7607	8239,4768
	σ_{min} [kN/m^2]		-6694,849	-11458,14	-10901,14	-6171,933	-7890,175
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		29,04	27,07	17,14	5,57	12,07
	L_t(m)		1,10	1,11	1,10	1,09	1,06
	L_c(m)		1,15	1,14	1,12	1,11	1,11
	d_1 (m)		0,50	0,50	0,45	0,40	0,35
	d (m)		0,30	0,31	0,33	0,34	0,36
	σ_1 [kN/m^2]		-3664,90	-6299,92	-6458,13	-3901,63	-5294,60
	σ2 [kN/m^2]		-1832	-3150	-3229	-1951	-2647
	N (kN)	**N_1**	647,48	887,90	781,17	402,94	461,47
		N_2	207,79	288,54	316,82	201,15	283,51
		N_3	69,26	96,18	105,61	67,05	94,50
	A_v (cm^2)	**A_{V1}**	16,19	22,20	19,53	10,07	11,54
		A_{V2}	5,19	7,21	7,92	5,03	7,09
		A_{V3}	1,73	2,40	2,64	1,68	2,36
	A_{vj} (cm^2)		1,12	1,04	0,66	0,21	0,46
	Av/bande (cm^2)	**A1=A_{v1}+A_{vj}/4**	**16,47**	**22,46**	**19,69**	**10,13**	**11,65**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**5,47**	**7,47**	**8,09**	**5,08**	**7,20**
		A3=A_{v3}+A_{vj}/4	**2,01**	**2,67**	**2,81**	**1,73**	**2,48**
	A_{min} (cm2)/bande		1,13	0,92	0,98	1,03	1,07
	A_{min} (cm^2)/Voiles RPA		8,44	6,75	6,68	6,60	6,53
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	**Raid**	**24,63**	**24,63**	**20,11**	**12,94**	**12,94**

		voiles/nappe	**11,31**	**11,31**	**11,31**	**11,31**	**11,31**
		Voiles	**22,62**	**22,62**	**22,62**	**22,62**	**22,62**
Ferraillage des voiles	**Choix des barres/nappe**	**Raid**	**4HA20+6HA16**	**4HA20+6HA16**	**10HA16**	**4HA14+6HA12**	**4HA14+6HA12**
		voiles/nappe	**5HA12**	**5HA12**	**5HA12**	**5HA12**	**5HA12**
		voiles	**2*(5HA12)**	**2*(5HA12)**	**2*(5HA12)**	**2*(5HA12)**	**2*(5HA12)**
	A_H /nappe (cm^2)		2,83	2,83	2,83	2,83	2,83
	A_H Choix des barres/nappe (cm^2)		**(S-Sol 1, S-Sol 2,RDC et Etages courants 6HA12=6.79 cm2)(St=20 cm)**				
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**4 Epingles HA8/m2**				
	contrainte	**τ_u(MPa)**	0,057	0,067	0,043	0,014	0,031
		τ_b(MPa)	0,080	0,094	0,060	0,020	0,043
	ELS	**N_s (kN)**	-1438,04	-1958,51	-1812,61	-1072,82	-434,18
		σ_b(MPa)	**2,40**	**3,93**	**3,69**	**2,31**	**0,93**

Ferraillage des voiles longitudinaux VL_6, VL_7

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		3,25	3,25	3,225	3,2	3,175
	e (m)		0,25	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,8125	0,65	0,645	0,64	0,635
Sollicitations de calcul	**σ_{max} [kN/m^2]**		5125,216	7783,2081	6950,1185	4075,5203	1610,2877
	σ_{min} [kN/m^2]		-4975,166	-7183,59	-6406,06	-3809,558	-1411,787
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		20,03	2,76	30,98	23,4	21,9
	L_t(m)		1,60	1,56	1,55	1,55	1,48
	L_c(m)		1,65	1,69	1,68	1,65	1,69
	d_1 (m)		0,50	0,50	0,45	0,40	0,35
	d (m)		0,55	0,53	0,55	0,57	0,57
	σ_1 [kN/m^2]		-3421,26	-4881,01	-4542,41	-2823,92	-1078,64
	σ2 [kN/m^2]		-1711	-2441	-2271	-1412	-539
	N (kN)	**N_1**	524,78	603,23	492,68	265,34	87,17
		N_2	353,09	388,00	373,66	242,72	91,68
		N_3	117,70	129,33	124,55	80,91	30,56
	A_v (cm^2)	**A_{V1}**	13,12	15,08	12,32	6,63	2,18
		A_{V2}	8,83	9,70	9,34	6,07	2,29
		A_{V3}	2,94	3,23	3,11	2,02	0,76
	A_{vj} (cm^2)		0,77	0,11	1,19	0,90	0,84
	Av/bande (cm^2)	**$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$**	**13,31**	**15,11**	**12,62**	**6,86**	**2,39**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**9,02**	**9,73**	**9,64**	**6,29**	**2,50**
		$A3=A_{v3}+A_{vj}/4$	**3,14**	**3,26**	**3,41**	**2,25**	**0,97**
	A_{min} (cm2)/bande		2,06	1,59	1,65	1,72	1,70
	A_{min} (cm^2)/Voiles RPA		12,19	9,75	9,68	9,60	9,53
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	**Raid**	**16,08**	**16,08**	**14,2**	**10,68**	**10,68**

		voiles/nappe	**12,32**	**12,32**	**10,68**	**10,68**	**10,68**
		Voiles	**24,64**	**24,64**	**21,36**	**21,36**	**21,36**
Ferraillage des voiles	**Choix des barres/nappe**	**Raid**	**8HA16**	**8HA16**	**4HA16+4HA14**	**4HA14+4HA12**	**4HA14+4HA12**
		voiles/nappe	**4HA14**	**4HA14**	**2HA14+2HA12**	**2HA14+2HA12**	**2HA14+2HA12**
		voiles	**2*(4HA14)**	**2*(4HA14)**	**2*(2HA14+2HA12)**	**2*(2HA14+2HA12)**	**2*(2HA14+2HA12)**
	A_H /nappe (cm^2)		3,08	3,08	2,67	2,67	2,67
	A_H Choix des barres/nappe (cm^2)		**(S-Sol 1, S-Sol 2,RDC et Etages courants 6HA12=6.79 cm2)(St=20 cm)**				
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**4 Epingles HA8/m2**				
	contrainte	**τ_u(MPa)**	0,027	0,005	0,053	0,041	0,038
		τ_b(MPa)	0,038	0,007	0,075	0,057	0,054
	ELS	**N_s (kN)**	-2222,61	-2634,78	2376,6	-1403,86	-563,01
		σ_b(MPa)	**2,61**	**3,81**	**-3,48**	**2,12**	**0,87**

Ferraillage des voiles transversaux : VT_1 , VT_2 , VT_3 , VT_4

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

INTRODUCTION :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.
Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

- **Fondations superficielles :** Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes :** Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI.1. Choix et type de fondations

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du sol de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2. Etude du sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars.

VI.3. Dimensionnement :

A- <u>Semelles isolées sous poteaux</u> :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{smax} qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.

$$A \times B \geq \frac{Ns}{\sigma_{sol}}$$

$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k \Longrightarrow \frac{50}{50} = 1$ d'ou A = B

Alors : $B \geq \sqrt{\frac{Nser}{k \times \sigma sol}}$

Application numérique :

N_{ser} = 2322.99 kN
σ_{sol} = 200 kN/m²

$B \geq \sqrt{\frac{2322.99}{200\ x\ 1}}$ = 3.4 m

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

B- Semelles filantes :

1- Semelles filantes sous poteaux :

a) Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : **R = $\sum Ni$**
- Détermination des coordonnées de la structure **R** : e = $\frac{\sum Ni\ x\ e + \sum Mi}{R}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

❖ e ≤ $\frac{L}{6}$ ⟹ Répartition trapézoïdale.

$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right)$ et $q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3e}{L}\right)$

$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$ et $q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3e}{L}\right)$

➢ Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma sol}$

❖ e > $\frac{L}{6}$ ⟹ Répartition triangulaire.

b) Exemple de calcul :

- **Détermination de la résultante des charges :**

Le calcul se fera pour le portique transversal (sens porteur).

Poteaux	Ni	Mi	ei	Ni x ei
1	1406.01	-0.102	-8.3	-11669.883
2	1516.41	-0.102	-2.8	-4245.95
3	1911.97	-0.102	8.3	5353.52
4	2193.32	-0.102	2.8	18204.56
Somme	7027.71	-0.408	0	-7642.24

Tableau VI-1 : Tableau des efforts normaux sous les poteaux

- **Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

R = $\sum N_i$ = 7027.71 kN

e = $\frac{\sum Ni\ x\ ei+\sum Mi}{R} = \frac{-7642.24-0.408}{7027.71}$ = -1.08

e = -1.08 m < $\frac{L}{6} = \frac{16.6}{6} = 2.76$ m ⟹ nous avons une répartition trapézoidale.

$Q_{min} = \frac{7027.71}{16.6}\left(1 - \frac{6\ x\ 1.08}{16.6}\right) = 258.25$ kN/ml

$Q_{max} = \frac{7027.71}{16.6}\left(1 + \frac{6\ x\ 1.08}{16.6}\right) = 588$ kN/ml

$Q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{7027.71}{16.6}\left(1 + \frac{3x1.08}{16.6}\right) = 505.98$ kN/ml

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{505.98}{200} = 2.5$m

Nous aurons donc : S = B x L = 2.5x16.6 = 41.5 m²

2- Semelles filantes sous voiles :

Nous avons : $\frac{Ns}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma sol \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma sol\ x\ L}$

Avec : B : La largeur de la semelle.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	Ns	L (m)	B (m)	S = B x L (m²)
VL1	2779.27	3.7	3.75	13.87
VL2	1318.12	2.05	3.2	6.56
VL3	1248.64	2.05	3.04	6.23
VL4	1850.6	2.05	4.51	9.25
VL5	1832.13	2.05	4.46	9.14
VL6	1438.04	2.25	3.19	7.18
VL7	1419.34	2.25	3.15	7.09

Tableau VI-2 : Surface des semelles filantes sous les voiles longitudinaux

Voiles	**Ns**	L (m)	B (m)	S = B x L (m^2)
VT1	2188.63	3.25	3.37	10.95
VT2	2222.61	3.25	3.42	11.11
VT3	2052.09	3.25	3.16	10.27
VT4	2318.44	3.25	3.57	11.60

Tableau VI-3 : Surface des semelles filantes sous les voiles transversaux

Surface totale des semelles filantes sous voiles :

$Sv = \sum Si = 59.32 + 43.39 = 103.25\ m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles filantes :

$S \times n + Sv = 41.5 \times 6 + 103.25 = 352.25\ m^2$

Avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Conclusion :

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 308.76\ m^2$.

Etant donné que la surface totale des semelles filantes dépasse celle du bâtiment nous optons pour ***un radier général.***

VI.4. Radier général :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigidité en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

A) Pré dimensionnement du Radier :

- **Sous voile** :

1) La condition minimale d'épaisseur :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm).

2) Selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{Lmax}{8} \leq h \leq \frac{Lmax}{5}$$

L_{max} : distance maximale entre deux voiles successifs (L_{max} = 5.60 cm)

$$\frac{Lmax}{8} = \frac{560}{8} = 70 \text{ cm}$$

$$\frac{Lmax}{5} = \frac{560}{5} = 112 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 70 \text{ cm} \leq h \leq 112\ cm$$

Nous prenons : h_y = 75 cm

❖ Sous poteaux :

1) Epaisseur du tablier

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$h \geq \frac{Lmax}{20}$ Avec une hauteur minimale de 25cm.

$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{560}{20} = 28\ cm$ ⇒ Nous prenons : h_d = 40cm

2) La nervure :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$h_n \geq \frac{Lmax}{10}$ = 56cm ⇒ Nous prenons : h_n = 60cm

$0.4\ h_n \leq b_n \leq 0.7\ h_n$ ⇒ Nous prenons : b_n = 40cm

3) La condition de longueur élastique :

$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times Lmax$ Avec : $I = \frac{bh^3}{12}$

- Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.
- Le radier est rigide s'il vérifie :

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$ ⇒ Ce qui conduit à : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ; K = 40MPa pour un sol moyen.

I : l'Inertie de section du radier (Bande de 1m) .

E : module de déformation longitudinale différée :

E = $3700\sqrt[2]{fc28}$ = 10818.865 MPa.

L_{max} =Distance maximale entre deux voiles successifs (L_{max} = 5.60m).

$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2\times 5.6}{3{,}14}\right)^4 \times \frac{3\times 40}{1081{,}86}} = 1.2m$ ⇒ Nous prenons h = 1.2m

$0{,}4\ h_n \leq b_n \leq 0{,}7\ h_n$ ⇨ $0{,}4 \times 1.2 \leq b_n \leq 0{,}7 \times 1.2$

⇨ 48 cm≤ $b_n \leq$ 84 cm

Soit : ***b_n = 60cm.***

Conclusion :

h_n = 1.20m …… hauteur de la nervure.
h_d = 40 cm …….... hauteur de la dalle.
b_n = 60 cm …….... largeur de la nervure.

Détermination de la surface du radier :

Poids de la structure :

Charges permanentes G = 39511.64 kN

Charges d'exploitation Q = 7890.97 kN

Combinaisons d'actions :

à l'ELU : Nu = 1.35 G +1.5Q

Nu = 1.35 × 39511.64 + 1.5 x 7890.97 = 65177.169 kN

à l'ELS : Ns = G+Q

Ns = 39511.64 + 7890.97 = 47402.61 kN

à l'ELU : $S_{radier} \geq \frac{Nu}{1.33\sigma sol} = \frac{53340.714}{1.33\times 200} = 200.53\ m^2$.

à l'ELS : $S_{radier} \geq \frac{Ns}{\sigma sol} = \frac{47402.61}{200}$ = 237.01 m².

⇨ S_{bat} = 308.76 m² > S_{rad} = max (S_{elu} ,S_{els}) = 237.01 m²

Remarque :

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2};30\,cm\right)=\max\left(\frac{120}{2};30\,cm\right)=60\,cm$$

⇨ Nous ajoutons au radier un débord de 60cm dans les quatre sens.
Donc on aura une surface totale de radier :
$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$
$S_{rad} = 308.76+35.2 = 343.96\ m^2$

Calcul des sollicitations à la base du radier :

1) Charges permanentes :

Poids du bâtiment $G_{bat} = 39511.64$ kN

Poids du radier :

G_{rad} = Poids de la dalle +Poids de la nervure + Poids du TVO +Poids de la dalle flottante.

- Poids de la dalle :

$P_1 = S_{radier} \times h_d \times \rho_b = 343.96 \times 0.4 \times 25 = 3439.6$ kN

- Poids des nervures :

$P_2 = b \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

$= 0.6\times (1.2-0.4) \times 16.6 \times 6 + 0.6\times (1.2-0.4) \times 18.6 \times 4) \times 25 = 2087.8$kN

- Poids du TVO :

$P_3 = (S_{rad}-S_{ner}) \times (h_{rad} - h_d) \times \rho$

Avec : $S_{ner} = (1.2\times 16.6 \times 6) + (1.2 \times 18.6 \times 4) = 208.8\ m^2$

$P_3 = (343.96-208.8) \times (1.2-0.4) \times 17 = 1838.04$ kN

- Poids de la dalle flottante :

$P_4 = (S_{rad}-S_{ner}) \times ep \times \rho b$

$= (343.96 - 208.8) \times 0.1 \times 25 = 337.9$ kN

$G_{rad\ tot} = P_1+P_2+P_3+P_4$

$= 3439.6 + 2087.8 + 1838.04 + 337.9 = 7703.34$ kN

2) Surcharge d'exploitation :

- Surcharge du batiment Q_{bat} = 7890.97 kN
- Surcharge du radier Q_{rad} = 343.96 x 1.5= 515.94 kN

3) Poids total de la structure :

$G_{tot} = G_{radier} + G_{sup}$ = 39511.94 + 7703.34 = 47215.28 kN

$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{radier}$ = 7890.97 +515.94 = 8406.91 kN

4) Combinaisons d'action :

à l'ELU : Nu = 1.35 × G +1.5 × Q

= 1.35 × 47215.28 + 1.5×8406.91 = 76350.98 kN

à l'ELS : Ns = G+Q

= 47515.28 + 8406.91 = 55622.19 kN

Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

Centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9.3m \; ; \qquad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8.3m$$

Avec :

Si : aire du panneau considéré.

Xi, Yi : centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'Inertie du radier :

$$Ixx = \frac{bh^3}{12} = \frac{16.6 \times 18.6^3}{12} = 8901.55\ m^4$$

$$Iyy = \frac{hx\ b^3}{12} = \frac{18.6 \times 16.6^3}{12} = 7090.16\ m^4$$

B) Vérifications :

- **Vérification de contraintes de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1, 211)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2.5\ MPa$$

B = 100 cm ; d = 0.9× h_d = 0.9 × 40 = 36 cm

$T_u^{max} = q_u \frac{Lmax}{2} = \frac{Nux\ b}{Srad} \times \frac{Lmax}{2}$

$= \frac{75411.59\ x\ 1}{343.96} \times \frac{5.6}{2} = 613.88$ kN

$\tau_u = \frac{613.88\ x\ 10^3}{1000\ x\ 360} = 1.7\ MPa$

⇨ $\tau_u = 1.7$ MPa < $\bar{\tau}_u = 2.5$ MPa ⇨ Condition vérifiée.

- **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

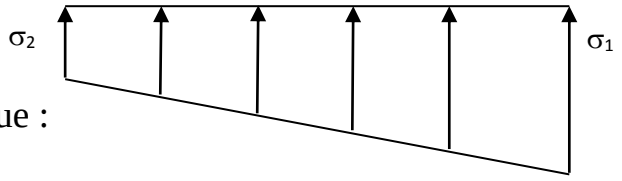
$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, Iyi : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$



Ainsi nous devons vérifier que :

Figure VI-1 : Diagramme des contraintes

A l'ELU: $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1{,}33 \cdot \sigma_{SOL}$ *(RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)*

A l'ELS: $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

N_u= 76350.98 kN ; N_s = 55622.19 kN

Sens longitudinal

A l'ELU: $M_X = 606.278 + 14894.663 \times 1{,}00 = 24437.74$ kN .m

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{76350.98}{343.96} + \frac{24437.74}{7090.16} \times 9.3 = 254.03 kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{76350.98}{343.96} - \frac{24437.74}{7090.16} \times 9.3 = 189.93 kN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 254.03 + 189.93}{4} = 238 kN/m^2 \quad ; \quad 1{,}33\sigma_{SOL} = 1{,}33 \times 200 = 266 kN/m^2$$

$\sigma_m < 1{,}33 \cdot \sigma_{SOL}$ ⇨ Condition vérifiée

A l'ELS : M_X = 606.278 + 14894.663 x 1,00 = 24437.74 kN .m

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{55622.19}{343.96} + \frac{24437.74}{7090.16} \times 9.3 = 193.76 kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{55622.19}{343.96} - \frac{24437.74}{7090.16} \times 9.3 = 129.66 kN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 193.76 + 129.66}{4} = 177.74 kN/m^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 kN/m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL}$ ⇨ Condition vérifiée

Sens transversal :

A l'ELU: M_y = 602.524 + 14758.59 x 1,00 = 24216.27 kN .m

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{76350.98}{343.96} + \frac{24216.27}{8901.55} \times 8.3 = 244.56\ kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{76350.98}{343.96} - \frac{24216.27}{8901.55} \times 8.3 = 199.4 kN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 244.56 + 199.4}{4} = 233.27 kN/m^2 \quad ; \quad 1{,}33\sigma_{SOL} = 1{,}33 \times 200 = 266 kN/m^2$$

$\sigma_m < 1{,}33\sigma_{SOL}$ ⇨ Condition vérifiée

A l'ELS: M_y = 602.524 + 14758.59 x 1,00 = 24216.27 kN .m

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{55622.19}{343.96} + \frac{24216.27}{8901.55} \times 8.3 = 184.29\ kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{55622.19}{343.96} - \frac{24216.27}{8901.55} \times 8.3 = 139.13 kN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 184.29 + 139.13}{4} = 173 kN/m^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 kN/m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL}$ ⇨ Condition vérifiée

Conclusion : Toutes les contraintes sont vérifiées.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

		ELU			ELS		
		σ_1	σ_2	σmoy	σ_1	σ_2	σmoy
Sens	Longitudinal	254.03	189.93	238	193.76	129.66	177.74
	Transversal	244.56	199.4	233.27	184.29	139.13	173

Tableau IV-4 : Résultats du calcul des contraintes.

- **Vérification au poinçonnement :** (BAEL99 Art A.5.2 4)

Nous devons vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0{,}07\,\mu_c\ h\ f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier
N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.
h: Epaisseur totale du radier.

- **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = (a+b+2h)\times 2 = (0{,}5+0{,}5+2\times 1.2)\times 2 = 6.8m$$

$$\frac{0{,}07\ \mu_c\ h\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}07\times 6.8\times 1.2\times 25000}{1{,}5} = 14280kN$$

$N_u = 2633.22 \leq 14280KN$ ⇨ **Condition vérifiée.**

- **Vérification pour les voiles:**

Nous considérons une bande de 01 ml du voile

$N_u = 3813.34$ kN

$$\mu_c = (a'+b') = (a+b+2h)\times 2 = (0{,}25+1+2\times 1.2)\times 2 = 7.3m$$

$$\overline{N}_u = \frac{0.07\,\mu_c\ h\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}07\times 7.3\times 1.2\times 25000}{1{,}5} = 10220kN$$

$Nu = 3813.34$ kN $< \overline{N}_u = 10220$ kN Condition vérifiée

- **Vérification à l'effort sous pressions :**

$$P \geq \alpha \times S_{Radier} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier ; P = 7703.34 KN.

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m^3

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1,2 m.

α: coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement α = 1,5

$$\alpha \times S_{radier} \times \gamma \times Z = 1{,}5 \times 343.96 \times 10 \times 1.2 = 6191.28\ kN$$

$P \phi\ 6191.28\,kN$ ⇨ Condition vérifiée

C) Ferraillage du radier :

Pour le calcul de ce radier, nous utilisons les méthodes exposées dans le BAEL.91/modifiée99.

Ferraillage de la dalle :

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encastrée sur quatre côtés.

Nous distinguons deux cas :

- ***1er Cas :*** Si **$\alpha < 0{,}4$** ⇨ La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \ ; \quad M_{oy} = 0$$

- ***2eme Cas :*** Si **$0{,}4 < \alpha \leq 1$** ⇨ 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 potée Lx : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande potée Ly : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

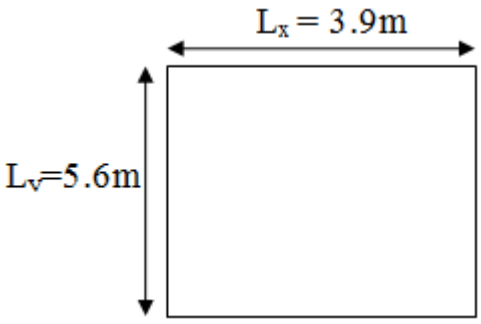
Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de *PIGEAUD*.

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $\left(L_x < L_y \right)$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.9}{5{,}6} = 0{,}69$$



$0,4 < \rho \leq 1$ ⇨ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferraillage, on soustrait de la contrainte σ_m, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU : $q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (238 - \frac{39511.94}{343.96}) \times 1m = 123.12 KN/ml$

A l'ELS : $q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (177.74 - \frac{39511.94}{343.96}) \times 1m = 62.87 KN/ml.$

a- Calcul des armatures à l'ELU :

- **Evaluation des moments M_x, M_y :**

$\upsilon = 0$; $\rho = 0,69 \rightarrow \mu_x = 0,0695$

$\mu_y = 0,422$

On aura donc : $\begin{cases} M_x = 0,0695 \times 123.12 \times 3.9^2 = 130.15 KN.m \\ M_y = 0,422 \times 130.15 = 54.92 KN.m \end{cases}$

Remarque **:**

Afin de tenir compte des semi encastrements de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

- **Ferraillage dans le sens x-x :**

Moments aux appuis	**Moments en travée**
$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u\,max}$	$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u\,max}$
$M_{ua} = (0,5) \times 130.15$	$M_{ut} = (0,75) \times 130.15$
$M_{ua} = 65.07 kNm$	$M_{ut} = 97.61 kN.m$

- **Aux appuis :** $\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{67.07 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,036 < 0,392 \Rightarrow SSA$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires :

$\mu_u = 0,036$ ⇨ $\beta_u = 0,982$

$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{67.07 \times 10^3}{0,982 \times 36 \times 348} = 5.45 cm^2/ml$

$A_{ua} = 5.45 cm^2/ml$.

Soit : **A_{ua} = 8HA12/ml = 9.05 cm²/ml**

Avec : St = 12 cm

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{97.61 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,054 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,054 \Rightarrow \beta_u = 0,972$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{97.61 \times 10^3}{0,972 \times 36 \times 348} = 8.01 cm^2/ml$$

$$A_{ut} = 8.01 cm^2/ml$$

Soit : **A_{ut} = 8HA14/ml = 12.32cm²/ml** Avec : St = 14cm

- **Ferraillage dans le sens y-y :**

Moments aux appuis

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u\,max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 54.92$$

$$M_{ua} = 27.46 kNm$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u\,max}$$

$$M_{ut,} = (0,75) \times 54.92$$

$$M_{ut} = 41.19 kN.m$$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27.46 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,014 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,014 \Rightarrow \beta_u = 0,993$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{27.46 \times 10^3}{0,993 \times 36 \times 348} = 2.2\ cm^2/ml$$

$$A_{ua} = 2.2 cm^2/ml$$

Soit : **A_{ua} = 8HA14/ml = 12.32 cm²/ml**

Avec : St =15 cm.

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41.19 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,022 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,036 \Rightarrow \beta_u = 0,989$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{41.19 \times 10^3}{0{,}989 \times 36 \times 348} = 3.32 cm^2/ml$$

$A_{ut} = 3.32 cm^2/ml$

Soit : **A_{ut} = 8HA14/ml = 12.32 cm²/ml** Avec : St =12 cm

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

	X-X	Y-Y
Armatures inférieures	8HA12	8HA14
Armatures supérieures	8HA14	8HA14

b- <u>Vérification à l'E L U</u> :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

Avec : $A_{min} = \delta_o . b . h\left(\frac{3-\rho}{2}\right)$

$\delta_o = 0{,}8‰$ pour les HA

$$A_{min} = \delta_o .b.h \left(\frac{3-\rho}{2}\right) = 0{,}0008 \times 100 \times 40 \times \left(\frac{3-0{,}69}{2}\right) = 3{,}69 cm^2.$$

- **Aux appuis :**

$$\left.\begin{array}{l} A_{ax} = 9.05 cm^2 \\ A_{ay} = 12.32 cm^2 \end{array}\right\} \Rightarrow \textbf{Conditions vérifiées.}$$

- **En travée :**

$$\left.\begin{array}{l} A_{ax} = 12.32 cm^2 \\ A_{ay} = 12.32 cm^2 \end{array}\right\} \Rightarrow \textbf{Conditions vérifiées.}$$

- **Espacements des armatures : (BAEL91/A.8.2,42)**

L'écartement maximal des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous dans lesquels « h » désigne l'épaisseur totale de la dalle :

<u>Sens x-x :</u> $S_t = 20cm \leq \min\{3h;33cm\} = \min\{120;33cm\} = 33cm$ ⇨ **Condition vérifiée.**

<u>Sens y-y :</u> $S_t = 20cm \leq \min\{4h;45cm\} = S_t = \min\{160;45cm\} = 45cm$ ⇨**Condition vérifiée.**

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

$$V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{123.12 \times 5{,}6}{2} = 344.73kN$$

$$\tau_u = \frac{344.73 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.95MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}15 f_{c28}}{1{,}5}; 4MPa\right\} = 2{,}5MPa$$ ⇨ **Condition vérifiée.**

$$\tau_u = 0.95MPa < \bar{\tau}_u = 2{,}5MPa$$

c- Vérification à l'ELS :

- **Evaluation des moments M_x, M_y :**

$\upsilon = 0{,}2$; $\rho = 0{,}69 \rightarrow$ $\mu_x = 0{,}0754$

$\mu_y = 0{,}574$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0{,}0754 \times 62.87 \times 3.9^2 = 72.10 kN.m \\ M_y = 0{,}574 \times 72.10 = 92{,}51 kN.m \end{cases}$$

Sens X-X :

Moments aux appuis

$M_{ua} = (0{,}5) \cdot M_{u\,max}$

$M_{ua} = (0{,}5) \times 72.10$

$M_{ua} = 36.05 kN.m$

Moments en travée

$M_{ut} = (0{,}75) \cdot M_{u\,max}$

$M_{ut} = (0{,}75) \times 72.10$

$M_{ut} = 54.075 kN.m$

Sens Y-Y :

Moments aux appuis

$M_{ua} = (0{,}5) \cdot M_{u\,max}$

$M_{ua} = (0{,}5) \times 92.51$

$M_{ua} = 46.25 kN.m$

Moments en travée

$M_{ut} = (0{,}75) \cdot M_{u\,max}$

$M_{ut} = (0{,}75) \times 92.51$

$M_{ut} = 69.38 kN.m$

- **Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier):**

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa$$

$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} \leq \overline{\sigma_s} = \min\left\{0{,}5\, f_e ; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = 164{,}97 MPA$$

Sens		Ms	A_u	ρ	β	K_1	σs	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Observation
X-X	Appuis	36.05	9.05	0.244	0.921	48.29	116.89	2.42	15	observée
	Travée	54.075	12.32	0.332	0.910	40.35	130.35	3.23	15	observée
Y-Y	Appuis	46.25	12.32	0.332	0.910	40.35	111.49	2.76	15	observée
	Travée	69.38	12.32	0.332	0.910	40.35	167.25	4.14	15	observée

Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur L = 60cm, soumise à une charge uniformément repartie.

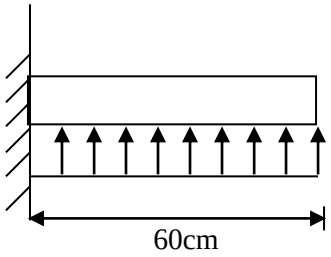


Figure VI-2 : Schéma statique du débord

A l'ELU : $M_u = \frac{-q_{um} \times L^2}{2} = \frac{-123.12 \times 0{,}6^2}{2} = -22.16 KN.m$

A l'ELS: $M_S = \frac{-q_{sm} \times L^2}{2} = \frac{-62.87 \times 0{,}6^2}{2} = -11.32 KN.m$

❖ *Calcul des armatures :*

a. Armatures principales :

b = 100 cm ; d = 36 cm ; f_{bc} = 14,2 MPa ; σ_S = 348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.16 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14{,}2} = 0{,}012 < \mu_r = 0{,}392$$

$\mu_u = 0{,}012 \Rightarrow \beta_u = 0{,}996$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{22.16 \times 10^3}{0{,}994x36 \times 348} = 1{,}78 cm^2/ml$$

Soit : A_u = 4HA12/ml = 4,52cm²/ml

b. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 cm^2/ml$$

Soit : **A_r = 4 HA10 /ml = 3,14cm²/ml**

❖ Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 36 \times 2,1}{400} = 4,35 cm^2$$

$A_u = 4,52 cm^2 > A_{min} = 4,35 cm^2$ ⇨ **Condition vérifiée.**

Donc : nous adoptons ***4HA12/ml = 4,52cm²/ml.***

❖ Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{22.16}{11.32} = 1,96$$

$\mu_s = 0,0061$ ⇨ $\alpha = 0,366$

$$\alpha =< \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1,96 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,73$$ ⇨ Condition vérifiée

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferraillage du débord.

Ferraillage de la nervure :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Remarque ***:***

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

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.

- ***Cas de chargement trapézoïdal :***

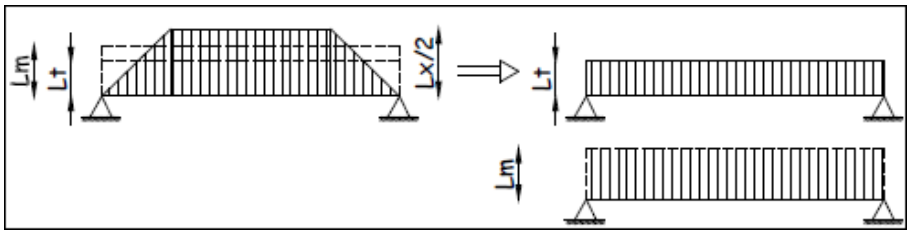


Figure VI-3 : Présentation *des chargements simplifiés*

- Effort tranchant : $L_t = L_x(0.5 - \frac{\rho x}{4})$
- Moment fléchissant : $L_m = L_x\,(0.5 - \frac{\rho x^2}{6})$

Nous avons :

- Sens longitudinal :

q_u = 123.12 kN/m² q_s = 62.87 kN/m²

- Sens transversal:

q_u = 123.12 q_s = 62.87 kN/m²

Pour le calcul des efforts nous utiliserons le logiciel ETABS.

Les résultats des moments et efforts relevés de l'ETABS sous forme de schémas sont résumés dans le tableau suivant :

	Sollicitations (max)	ELU	ELS
Sens longitudinal	Ma (kN.m)	461.32	242.67
	Mt (kN.m)	369.15	194.19
	T (kN)	969.72	510.11
Sens transversal	Ma (kN.m)	570.87	309.18
	Mt (kN.m)	389.88	211.15
	T (kN)	757.81	410.42

Tableau VI-5 : Résultats des moments et efforts relevés d'ETABS.

a- Diagrammes des efforts internes :

- ***Sens longitudinal (X-X)*:**

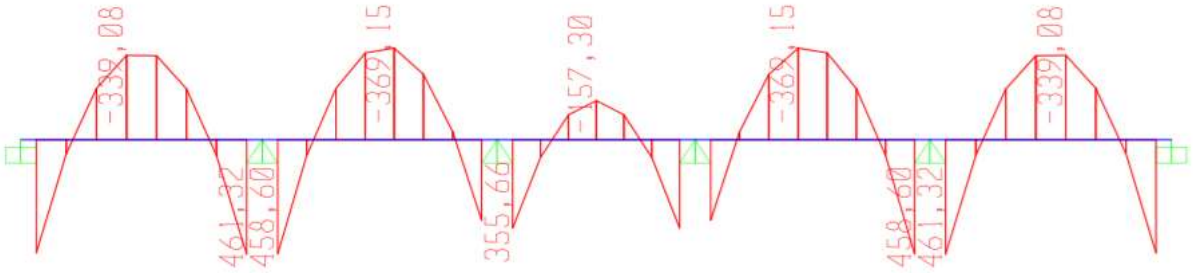


Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

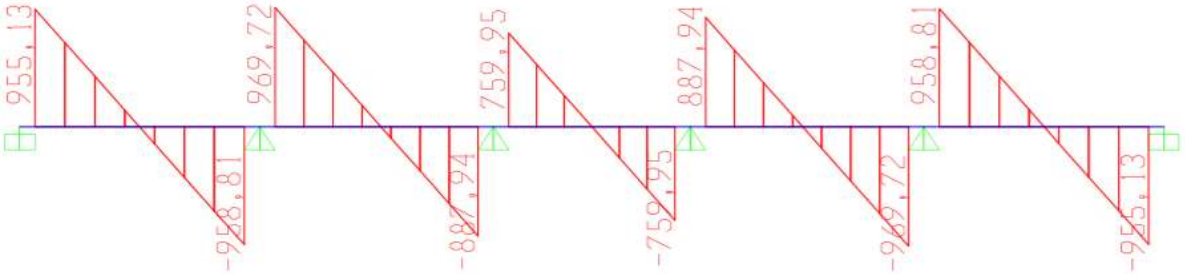


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

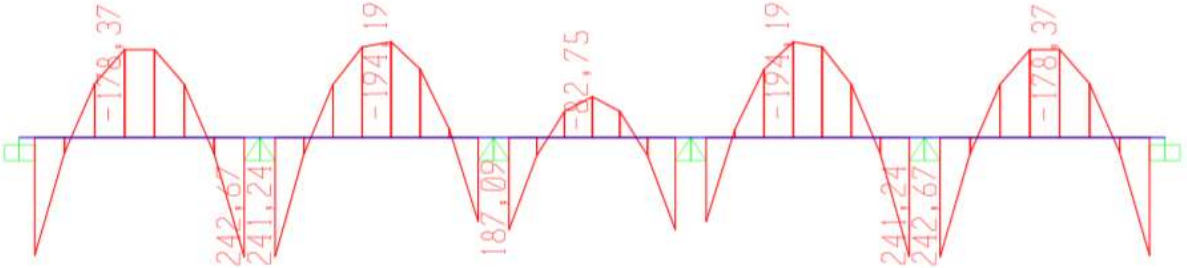


Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

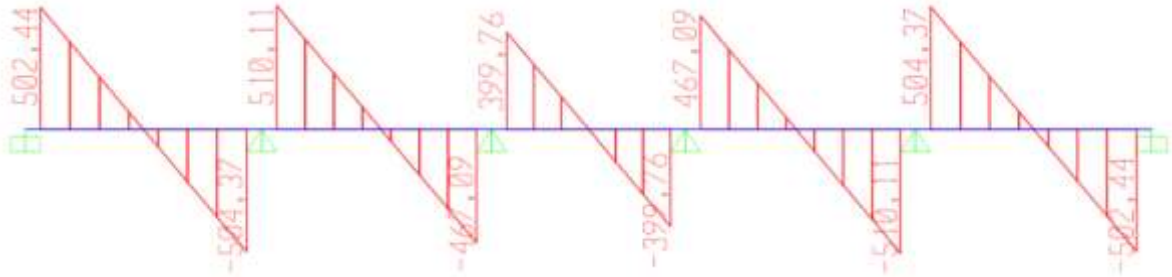


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

- ***Sens transversal (Y-Y)***:

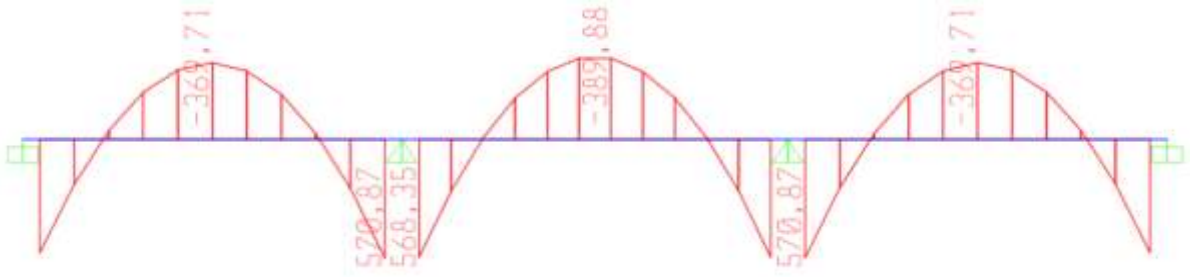


Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

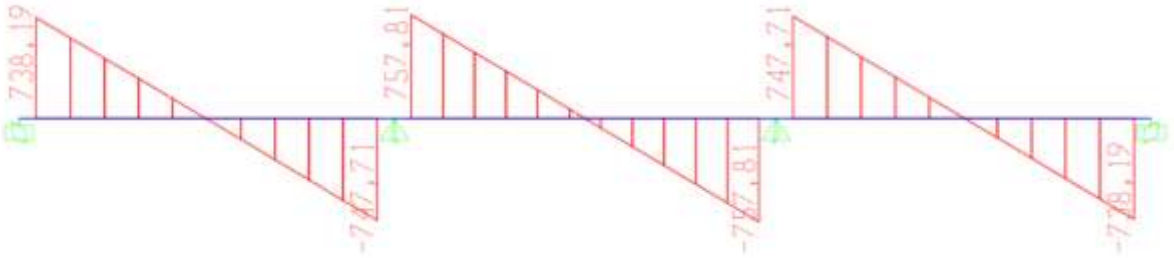


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

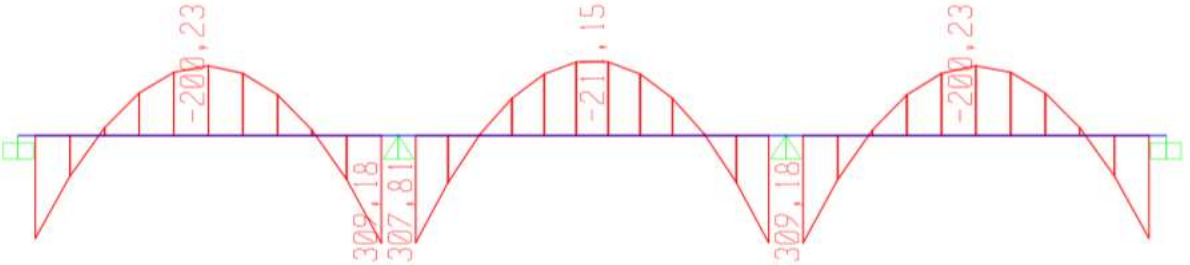


Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

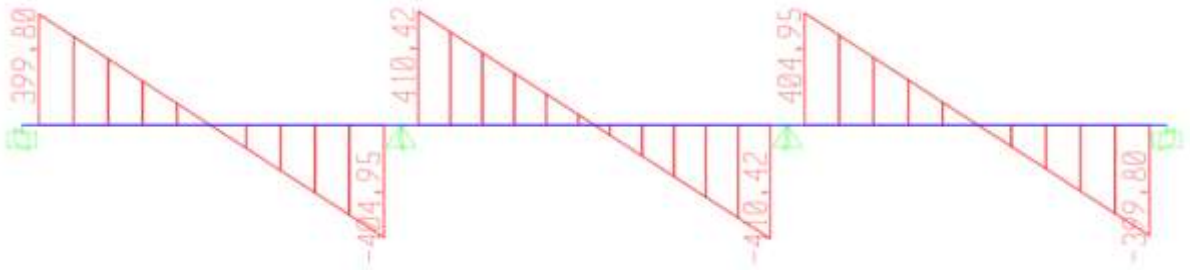


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

***b- Calcul des armatures* :**

b-1- Armatures longitudinales :

Sens longitudinal X-X :

$M_t^{max} = 365.15 kN.m$

$M_a^{max} = -461.32 kN.m$

b = 60 cm; h = 120 cm; d = 117 cm , f_{bc} = 14, 2 MPa , σ_{st} = 348 MPa

➢ ***Aux appuis :***

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{461.32 \times 10^3}{60 \times 117^2 \times 14,2} = 0,04 \pi \mu_l = 0,392$$

⇨ La section est simplement armée **(SSA)**

$\mu_u = 0,04 \rightarrow \beta = 0,980$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{461.32 \times 10^3}{0,980 \times 117 \times 348} = 11.56 cm^2$$

Soit : ***10HA14 = 15.39 cm²/ml.***

Avec : **S_t = 15 cm**

- ***En travée :***

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{369.15 \times 10^3}{60 \times 117^2 \times 14,2} = 0,032 \pi \ \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée **(SSA)**.

$\mu_u = 0,0342 \rightarrow \ \beta = 0,984$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{369.15 \times 10^3}{0,984 \times 117 \times 348} = 9.21 cm^2$$

Soit : **8HA14 = 12.32 cm²/ml.**

Avec : **S_t = 20 cm.**

Sens transversal Y-Y :

$M_t^{max} = 389.88 kN.m$

$M_a^{max} = -570.87\ kN.m$

b = 60 cm, h = 120 cm, d = 117 cm , f_{bc} = 14, 2 MPa , σ_{st} = 348 MPa

➢ ***Aux appuis :***

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{570.87 \times 10^3}{60 \times 117^2 \times 14,2} = 0,048 \pi \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée **(SSA)**.

$\mu_u = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{570.87 \times 10^3}{0{,}975 \times 117 \times 348} = 14.38 cm^2$$

Soit : 12HA14 = **18.47 cm²/ml.**

Avec : **S_t = 12 cm**

- ***En travée :***

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{389.88 \times 10^3}{60 \times 117^2 \times 14{,}2} = 0{,}034 \pi \ \mu_l = 0{,}392$$

La section est simplement armée **(SSA)**.

$\mu_u = 0{,}034 \rightarrow \ \beta = 0{,}983$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{389.88 \times 10^3}{0{,}983 \times 117 \times 348} = 9.74 cm^2$$

Soit : **8HA14 = 12.32 cm²/ml.** *Avec* : **S_t = 20cm.**

Les résultats des ferraillages sont résumés dans le tableau qui suit :

	X-X	Y-Y
Appuis	10HA14	12HA14
Travée	8HA14	8HA14

Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0{,}23 b\ d\ f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23x60x117x2{,}1}{400} = 8.47\ cm^2 \Rightarrow Condition vérifiée$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

b-2- Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\ mm$$

Soit : ϕ = 8 mm.

- **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\ ;\ 12\phi_l\right\} = \min\{30\ ;24\}$$

Soit : ***St =12cm.***

En zone courante :

$S_t = \frac{h}{2} = 60$ cm

- **Armatures transversales minimales :**

$A_{min} = 0{,}003.S_t.b = 1{,}44\ cm^2$.

Soit : $\mathbf{A_t = 4HA\ 8 = 2{,}01\ cm^2}$ ⇒ (1cadre et un étrier).

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b.d} \le \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}15\, f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right\} = 2{,}5\,MPa$$

Avec : $T_{u\,max}$ =969.72 kN

$$\tau_u = \frac{969.72\times10^3}{600\times1170} = 1.38MPa$$ ⇨ ***Condition vérifiée***

Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier):**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa$$

$$\rho = \frac{100\times A_u}{b\times d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta\times d\times A_u} \le \overline{\sigma_s} = \min\left\{0{,}5\, f_e ; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = 164{,}97MPA$$

Vérification des contraintes :

Sens		M_s	A_u	ρ	β	K_1	σ_s	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Observation
X-X	Appuis	242.67	15.39	0.219	0.925	51.67	145.69	2.82	15	observée
	Travée	194.19	12.32	0.175	0.932	58.53	14.54	2.46	15	observée
Y-Y	Appuis	309.18	18.47	0.263	0.919	46.73	155.68	3.33	15	observée
	Travée	211.15	12.32	0.175	0.932	58.53	157.17	2.68	15	observée

.

Chapitre VII :

Etude du mur plaque

INTRODUCTION :

Afin de relier l'infrastructure a la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, nous prévoyons un mur plaque qui doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres et toutes surcharges qui nécessitent la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

I. Prédimensionnement du mur plaque :

D'après l'article (7.7/RPA99version2003) : l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de 30cm.

II. Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyé au plancher du 2^{éme} sous-sol.
Un joint de 1cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

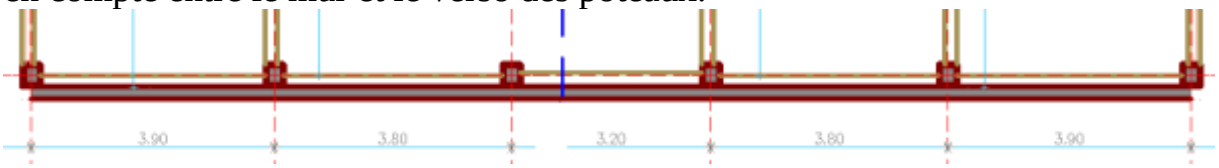


Figure VII-1-A : Schéma du mur plaque : Vue en plan

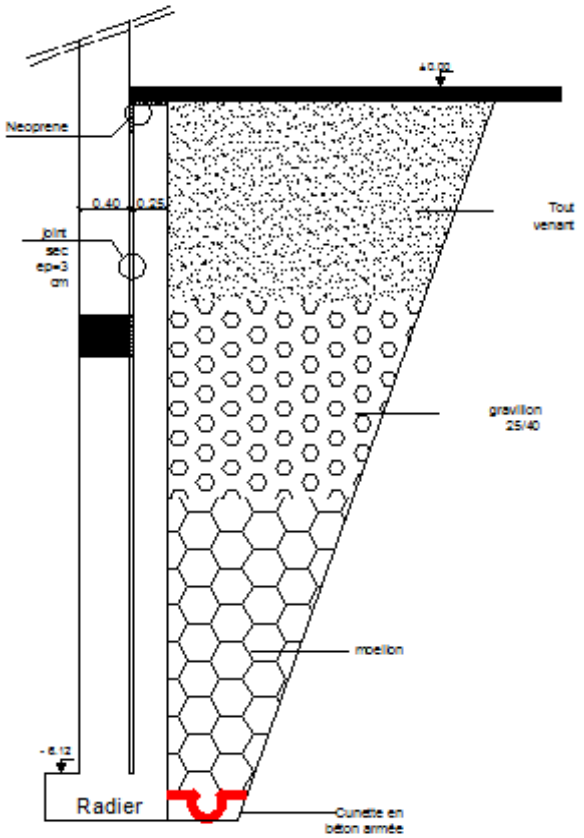


Figure VII-1B : Schéma du mur plaque : b)- Vue en élévation

A. Détermination des sollicitations :

En absence du rapport de sol nous optons pour les caractéristiques mécaniques et physiques suivantes :

- Poids volumique du sol : γ = 18kN/m^3.
- Angle de frottement interne : φ = 30°.
- Cohésion : C = 0.
- Surcharge éventuelle : q = 10kN/m^2
- La contrainte admissible du sol : σ_{sol} =2 bars

B. Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

Les caractéristiques qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$

$\sigma_v = q + (\gamma \times h)$ tel que : $0 < h < H$

Avec :

σ_h : contrainte horizontale

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

σ_v : contrainte verticale

Puisque le sol est pulvérulent → la relation de Jacky est applicable

$\Longrightarrow K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : angle de frottement interne.

Calcul à l'ELU:

$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (1.35\times \gamma \times h + 1.5\times q)$

$h = 0 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (1.5\times 10) = 7.5$ kN/ m^2

$h = 1.53 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (1.35\times 18\times 1.53 + 1.5\times 10) = 26.09$ kN/ m^2

$h = 6.12 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (1.35\times 18\times 6.12 + 1.5\times 10) = 81.858$ kN/ m^2

Calcul à l'ELS:

$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (\gamma \times h + q)$

$h = 0 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (10) = 5$ kN/ m^2

$h = 1.53 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (18 \times 1.53 + 10) = 18.77$ kN/ m^2

$h = 6.12 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (18 \times 6.12 + 10) = 60.08$ kN/ m^2

C. Diagrammes des contraintes :

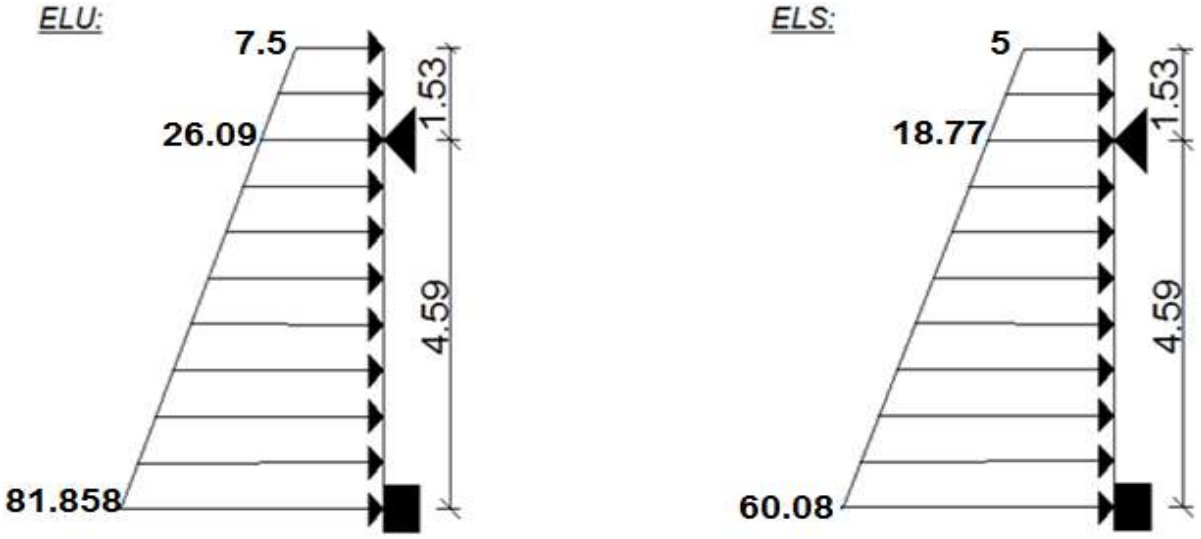


Figure VII-2 : Diagrammes des contraintes

D. Charges moyennes :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1métre est :

ELU : $q_u = \frac{(3\times\sigma_{h2}+\sigma_{h1})}{4} \times 1m = \frac{3\times 81.858 + 7.5}{4} = 63.27$ kN/ml

ELS : $q_s = \frac{(3\times\sigma_{h2}+\sigma_{h1})}{4} \times 1m = \frac{3\times 60.08 + 5}{4} = 46.31$ kN/ml

III. Ferraillage du mur plaque :

➢ Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1métre : (b=1m = 100cm)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel ETABS

- Sens XX :

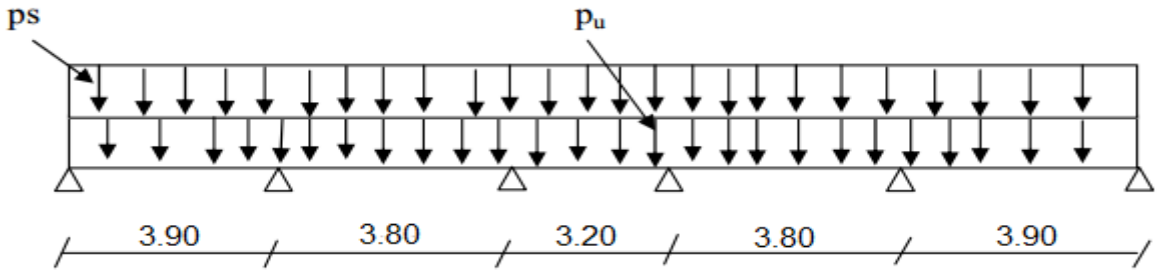


Figure VII-3 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X

- Sens YY :

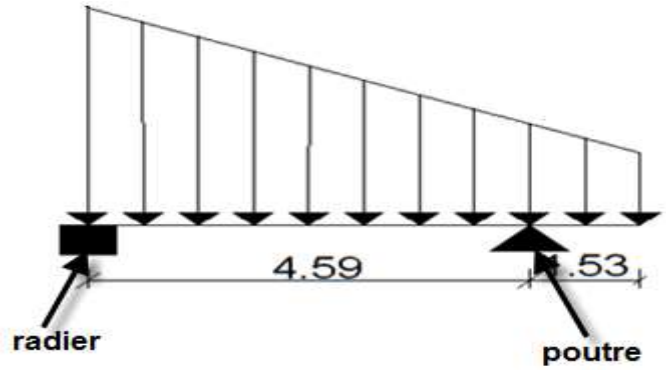
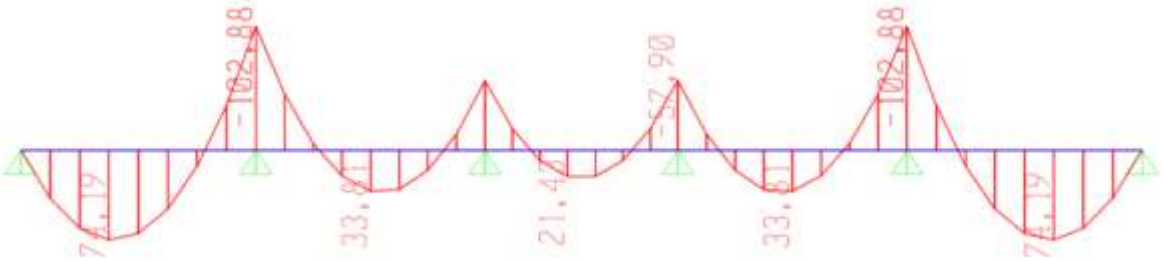


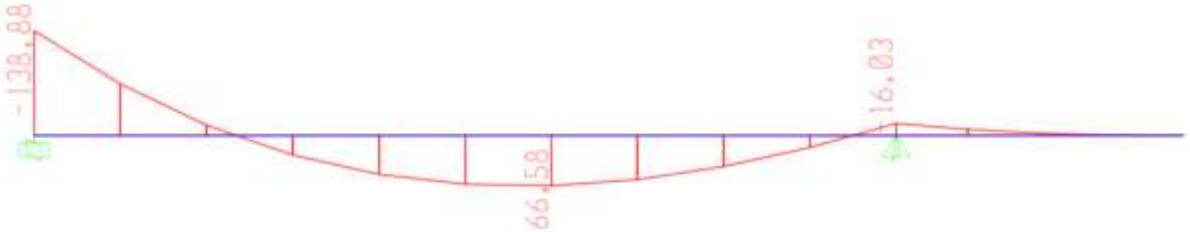
Figure VII-4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y

➢ **Diagramme des moments:**

- Sens XX :



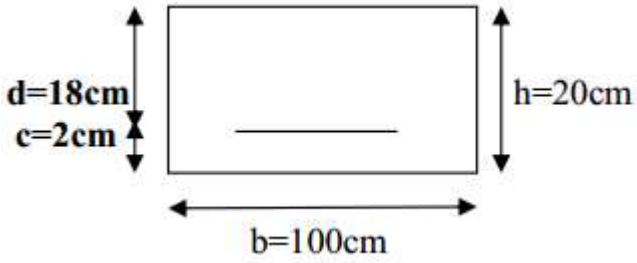
- Sens YY :



➢ **Ferraillage a l'ELU :**

1) Les armatures longitudinales :

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.



$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}}$; f_{bu} = 14.2 MPa

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 3.38 cm^2$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_u (kN.m)	μ_u	Section	β	A_{min}	A	$A_{adoptée}$	Ferraillage
X-X	Appuis	102.88	0.092	SSA	0.952	3.38	11.09	15.39	10HA14
	Travée	74.19	0.06	SSA	0.966	3.38	7.88	11.31	10HA12
Y-Y	Appuis	138.88	0.124	SSA	0.934	3.38	15.26	20.11	10HA16
	Travée	66.58	0.058	SSA	0.970	3.38	7.04	11.31	10HA12

2) Les armatures transversales :

Travée : $A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{11.31}{4} = 2.83 cm^2$

Soit : 4HA10/ml = 3.14 cm^2

Appuis : $A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{22.12}{4} = 5.53 cm^2$

Soit : 6HA12/ml = 6.79 cm^2

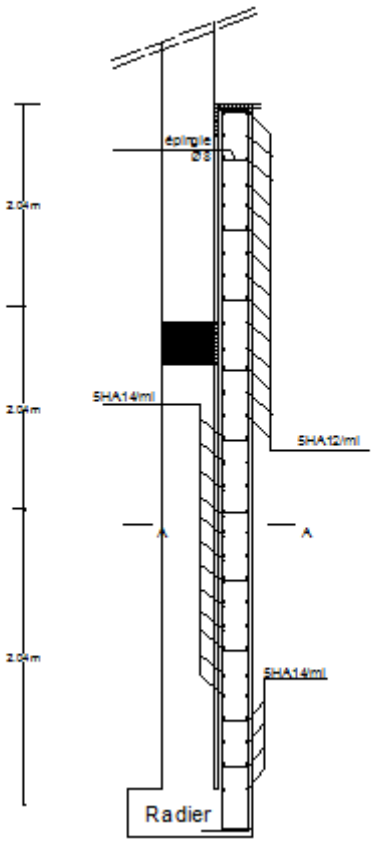


Figure VII-4 : Schéma statique du ferraillage du mur plaque

➢ **Recommandation du RPA :**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :

(b=1m=100cm ; h : épaisseur du voile = 30cm)

$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 30 = 3\ cm^2$.

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m^2 de HA8.

IV. Vérifications à l'ELU :

A. Espacement des barres :

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

Armatures principales : $S_t <$ min (3h ; 33cm)

Dans le sens XX : $S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20cm < 33cm \Longrightarrow$ condition vérifiée.

Dans le sens YY : $S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20cm < 33cm \Longrightarrow$ condition vérifiée.

B. Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$A_{adopté} > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 3.38cm^2$

$A_{adopté} > A_{min} = 3.38cm^2 \Longrightarrow$ condition vérifiée.

C. Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

Avec : $L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27cm$

→ Pour Ø12 : $L_s = 42.33cm \Longrightarrow L_s = 45cm$

→ Pour Ø10 : $L_s = 35.27cm \Longrightarrow L_s = 40cm$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres a haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1,21.

→ Pour Ø12 : $L_a = 16.92cm \Longrightarrow L_a = 18cm$

→ Pour Ø10 : $L_a = 14.10cm \Longrightarrow L_a = 16cm$

D. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91modifiée99 : le diamètre des armatures transversales est :

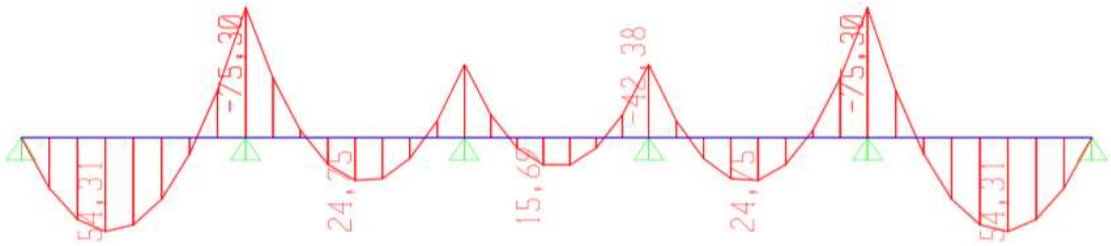
$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_i\right)$$

$\emptyset \leq \min\left(\frac{1000}{35} ; \frac{200}{10} ; 10\right)$
$\emptyset \leq \min(28.57 ; 20 ; 10) = 10\text{mm}$
Soit : $\emptyset = 10\text{mm}$

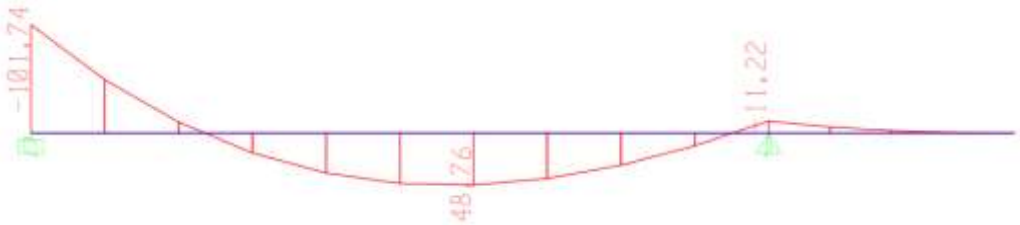
V. Vérifications à l'ELS :

➢ Diagramme des moments:

- Sens XX :



- Sens YY :



A. :Etat limite d'ouverture des fissures (Art.A.5.3.2/BAEL91) :

Notre mur plaque peut être en contact direct avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciable :

$\sigma = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 100 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}})\right\}$

Avec :

- f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa
- f_{tj} : la résistance caractéristique a la traction du béton, exprimée en MPa
- η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1.6 pour les armatures a haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6mm pour lesquels nous prendrons 1.3.

$\bar{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400; \max(0.5 \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1})\right\}$

$\bar{\sigma_s} = \min\{266.67; \max(200; 201.63)\} = 201.63$ MPa

B. Etat limite dans le béton :

- Contrainte dans l'acier : nous devons donc s'assurer que : $\sigma \leq \bar{\sigma_s}$

$\rho = \frac{100A_s}{b \times d}$ avec : $K = \frac{1}{k_1}$

D'où la contrainte dans les aciers est : $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d}$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$

Sens		Ms	A_u	ρ	β	K_1	σs	σ_b	$\bar{\sigma_b}$	Observation
X-X	Appuis	75.30	15.39	0.54	0.890	30.45	196.33	6.28	15	observée
	Travée	54.31	11.31	0.4	0.902	36.02	190.13	5.27	15	observée
Y-Y	Appuis	101.74	22.12	0.79	0.872	24.06	188.38	7.82	15	observée
	Travée	48.76	11.31	0.4	0.902	36.02	170.7	4.73	15	observée

C. 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 sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\ M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec : h = 30 cm hauteur totale,
L : portée entre nus d'appuis,
M_t : moment maximum en travée,
M_0 : valeur maximum du moment isostatique,
A : section des armatures,
b : longueur da la section,
d : hauteur utile de la section droite.

- Sens X-X :

$M_t = 0.75\ M_{0x} = 0.75 \times 54.31 = 40.73$ kN.m

$q_s = 46.31$ kN/ml

$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 46.31 \times \frac{3.9^2}{8} = 88.05$ kN.m

$\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0.3 > \frac{1}{16} = 0.0625$……..condition vérifiée

$\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0.3 > \frac{40.73}{10 \times 88.05} = 0.046$……..condition vérifiée

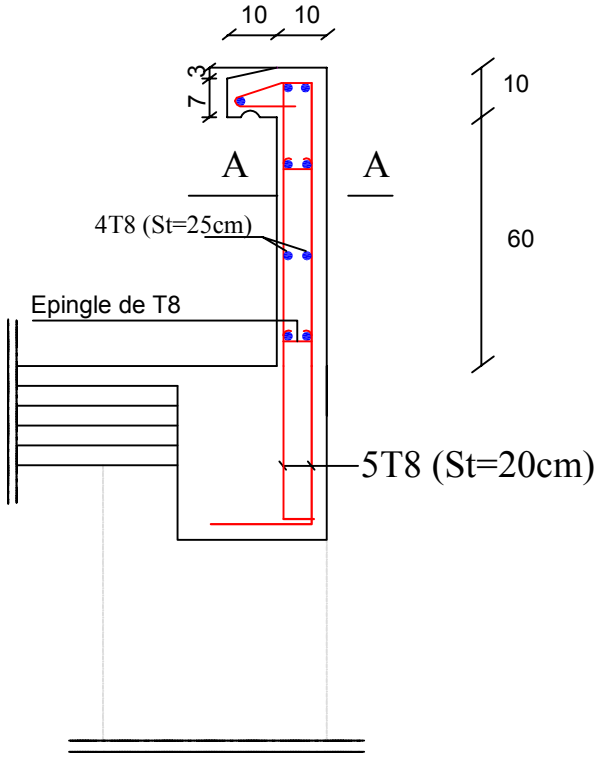
$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{12.32}{100 \times 28} = 0.0004 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$……..condition vérifiée

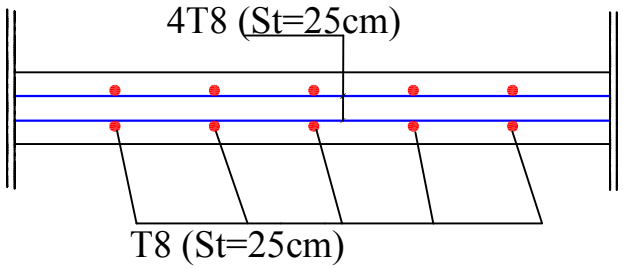
- Sens Y-Y :
  $M_t = 0.75\ M_{0x} = 0.75 \times 48.76 = 36.57$ kN.m
  $q_s = 46.31$ kN/ml
  $M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 46.31 \times \frac{6.12^2}{8} = 216.81$ kN.m

  $\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0.3 > \frac{1}{16} = 0.0625$……..condition vérifiée
  $\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0.3 > \frac{36.57}{10\times216.81} = 0.017$……..condition vérifiée
  $\frac{A_s}{b\times d} = \frac{9.05}{100\times28} = 0.00032 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$……..condition vérifiée

D. Contrainte tangentielle :
$\tau_u = \frac{V_{max}}{b\times d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.15\times f_{c28}}{\gamma_d} = \frac{0.15\times25}{1.5} = 2.5$ MPa
$V_x = q_s \times l = 46.31 \times 3.9 = 180.609$ kN
$V_y = q_s \times l = 46.31 \times 6.12 = 283.42$ kN
$\tau_u = \frac{V_{max}}{b\times d} = \frac{283.42\times10^3}{1000\times280} = 1.01$ MPa
$\tau_u < \overline{\tau_u} \Longrightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

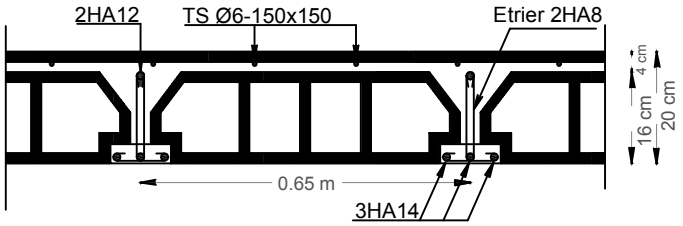
E. Influence de l'effort tranchant sur le béton :
$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b\times0.9\times d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8\times25}{1.5} = 13.33$ MPa
Pour le sens XX : $\sigma_{bc} = \frac{2\times180.609}{100\times0.9\times28} = 0.14$ MPa ……..condition vérifiée
Pour le sens YY : $\sigma_{bc} = \frac{2\times283.42}{100\times0.9\times28} = 0.22$ MPa ……..condition vérifiée



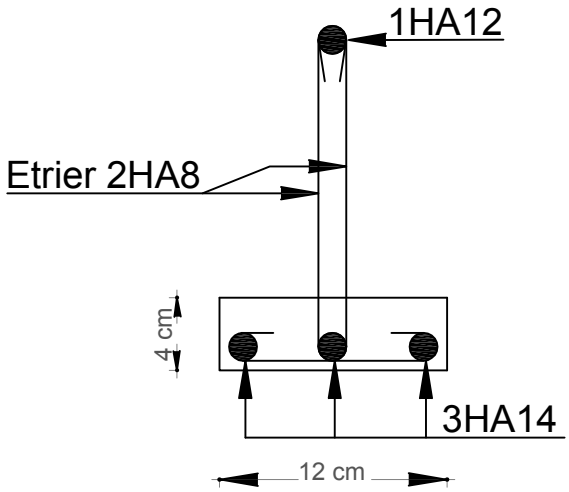


Coupe A-A

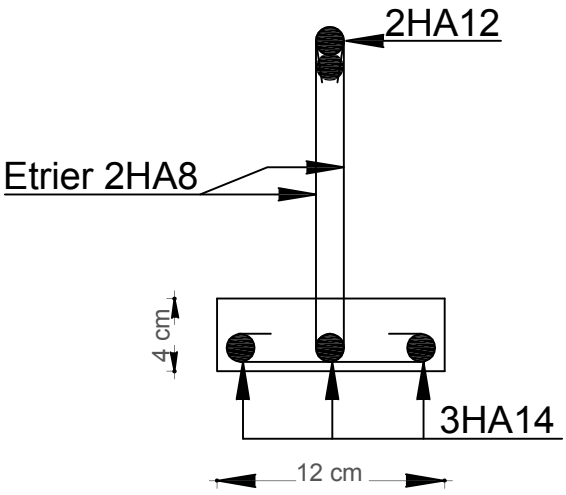
TITRE :
Plan de ferraillage de l'acrotére



Plan de ferraillage du plancher

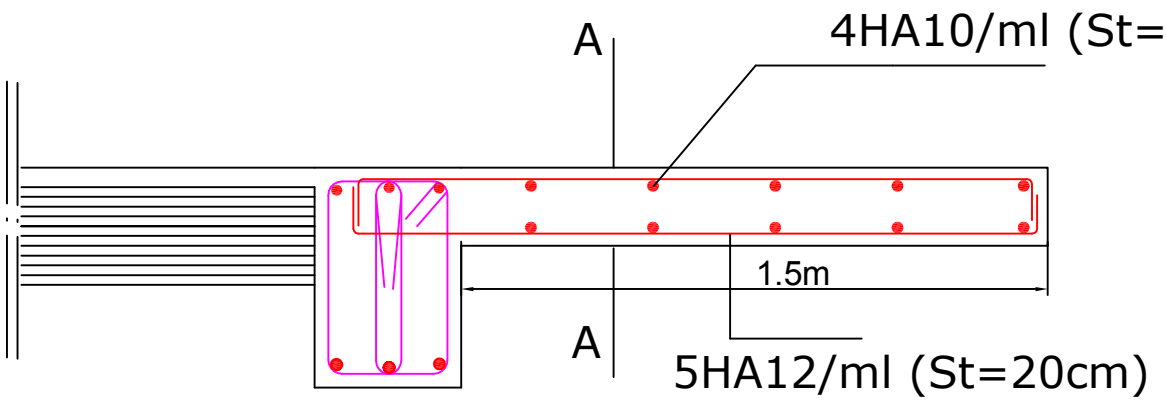


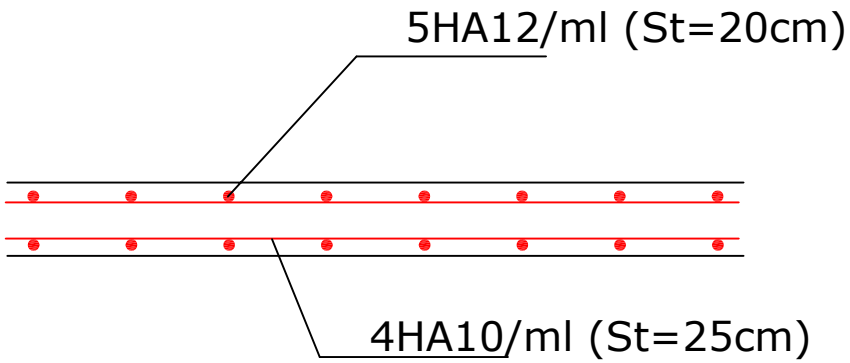
Plan de ferraillage d'une poutrelle en travée



Plan de ferraillage d'une poutrelle aux appuis

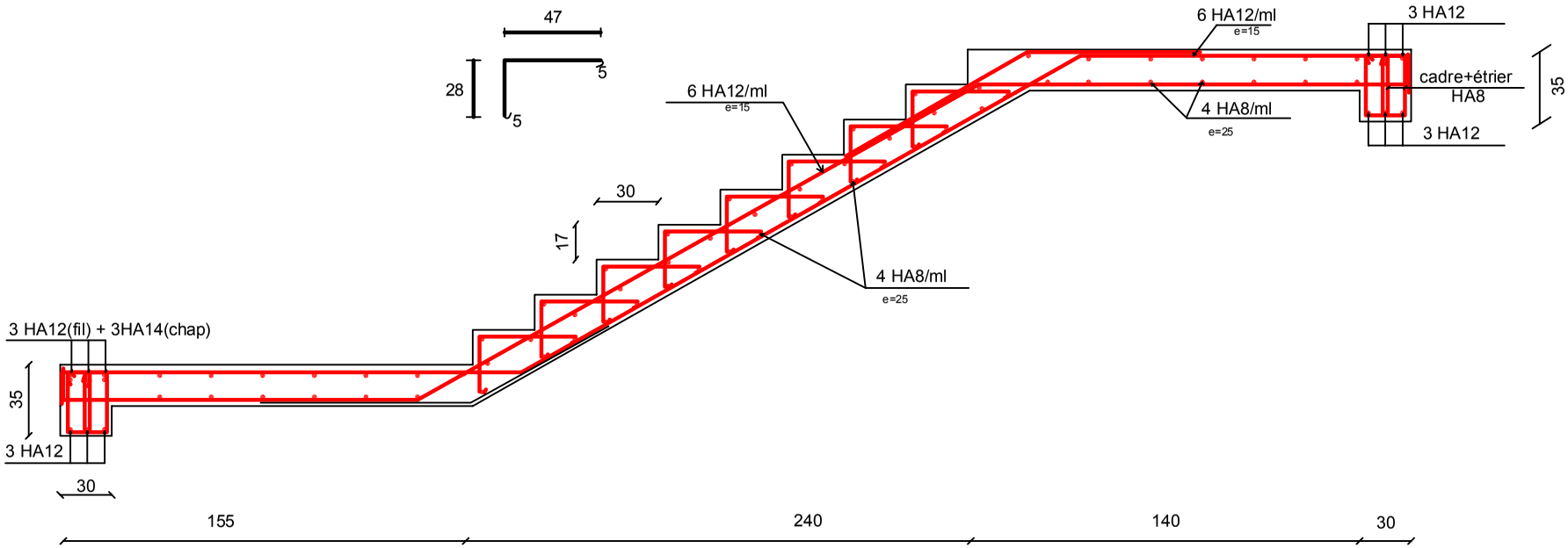
TITRE:
Plan de ferraillage du plancher





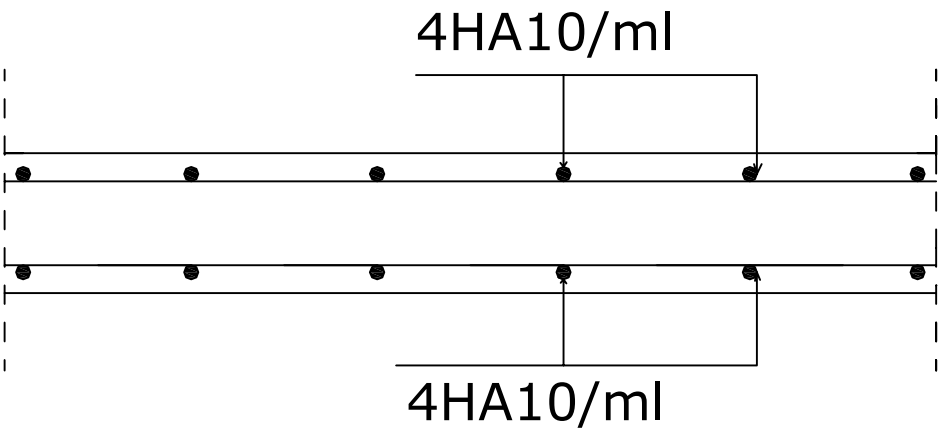
coupe A-A

TITRE:
Plan de ferraillage du
porte a faux

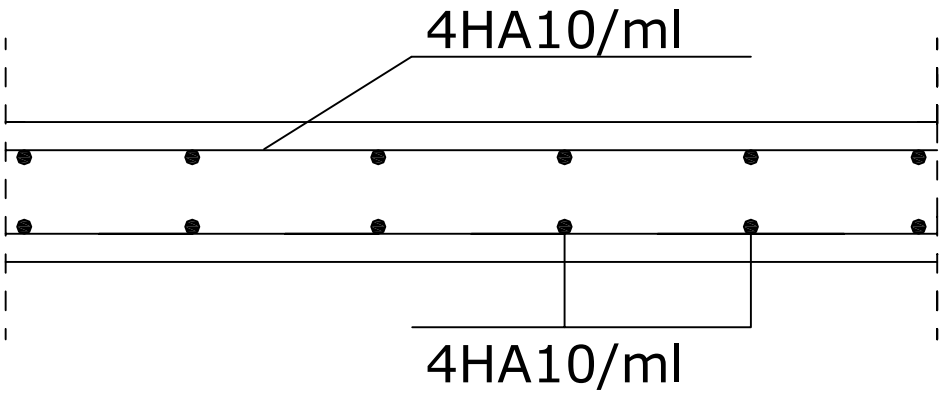


TITRE :

Plan de ferraillage de l'escalier

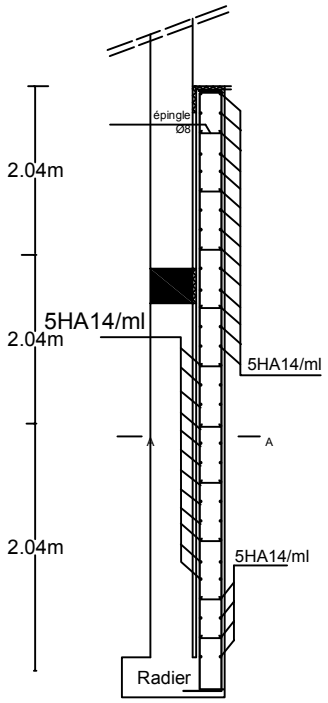


sens x-x

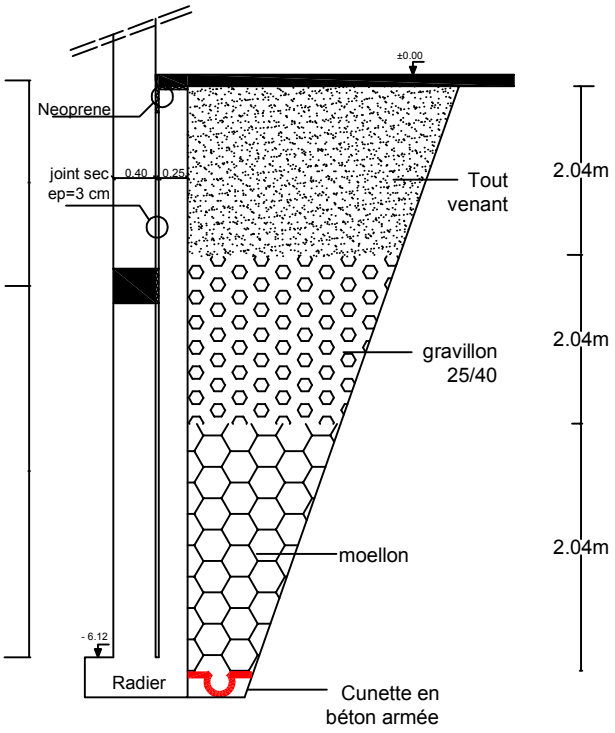


sens Y-Y

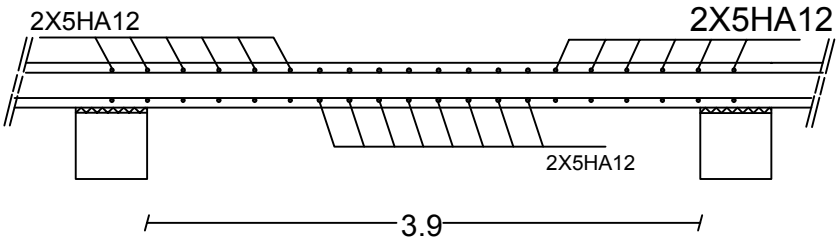
TITRE :
Plan de ferraillage de la salle machine



Ferraillage de mur plaque

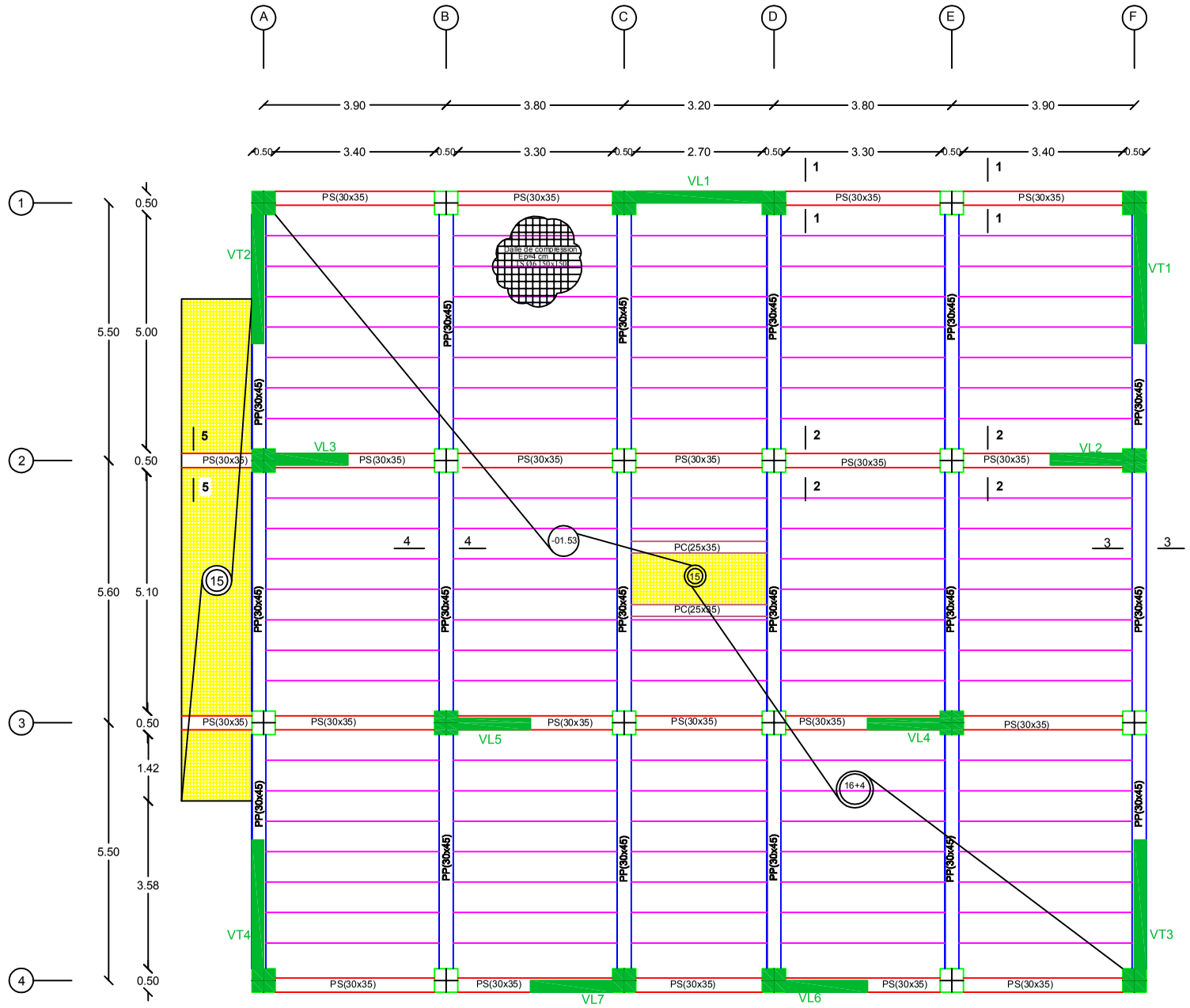


Coffrage de mur plaque

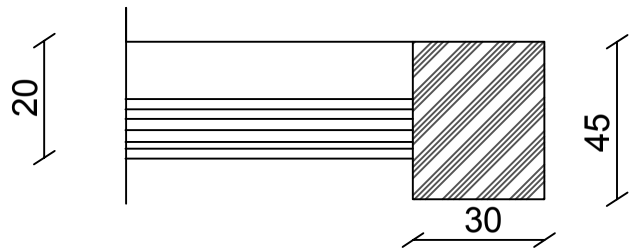


Coupe A-A

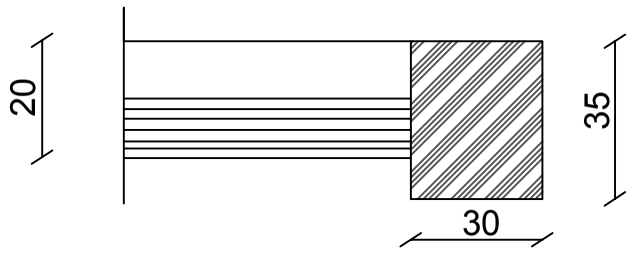
TITRE:
Plan de ferraillage du
mur plaque



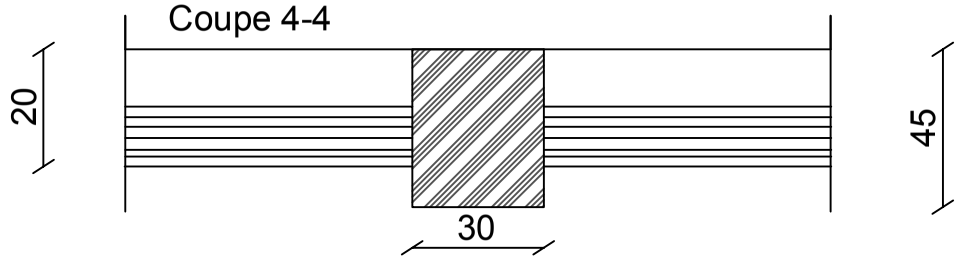
Coupe 3-3



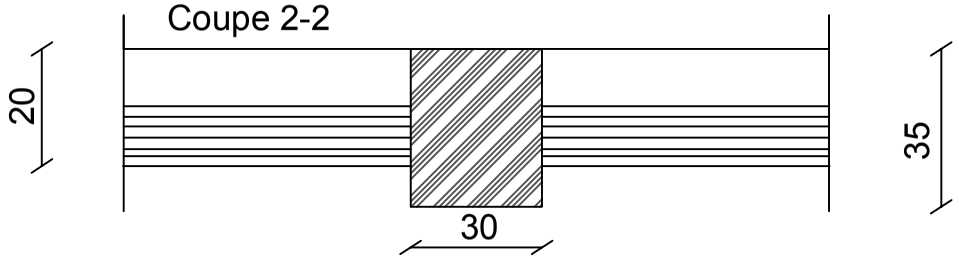
Coupe 1-1



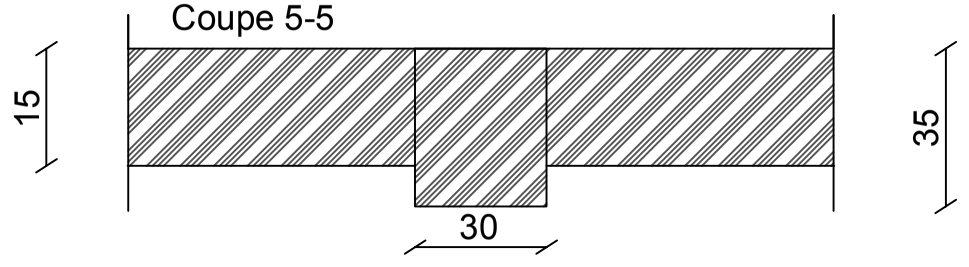
Coupe 4-4



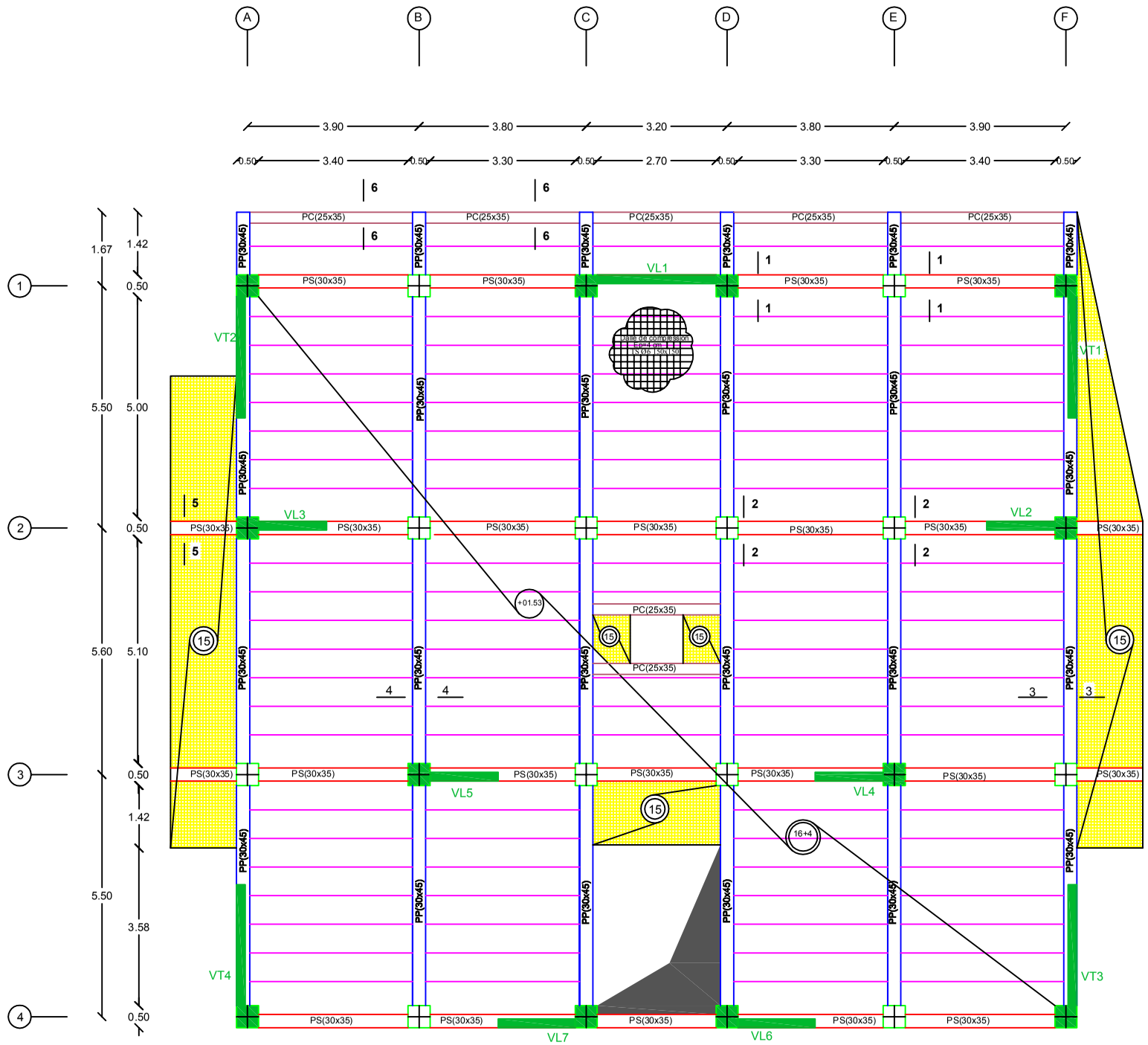
Coupe 2-2



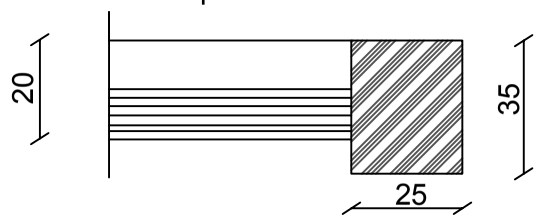
Coupe 5-5



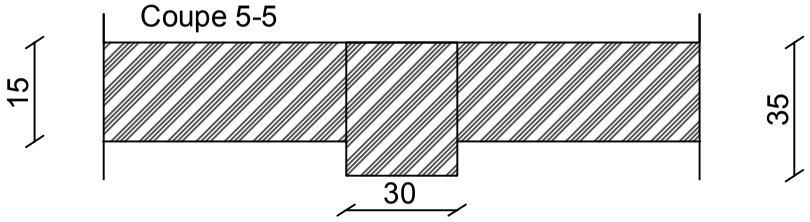
TITRE :
Plan de coffrage du sous-sol 2



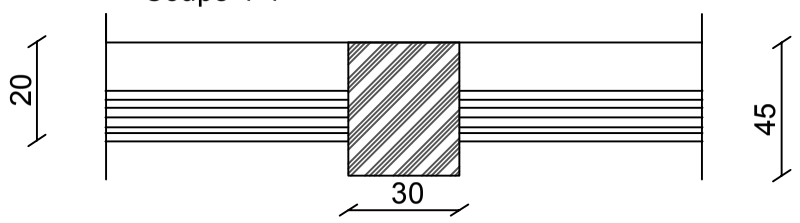
Coupe 6-6



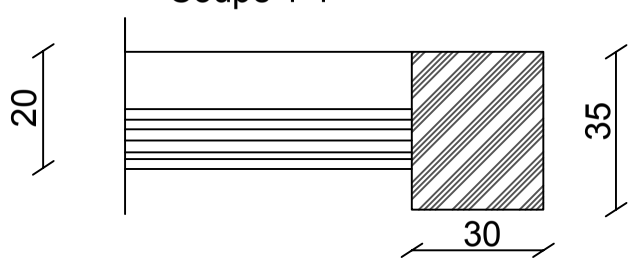
Coupe 5-5



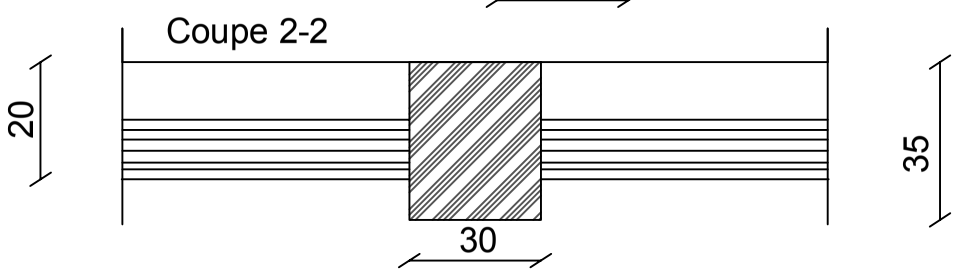
Coupe 4-4



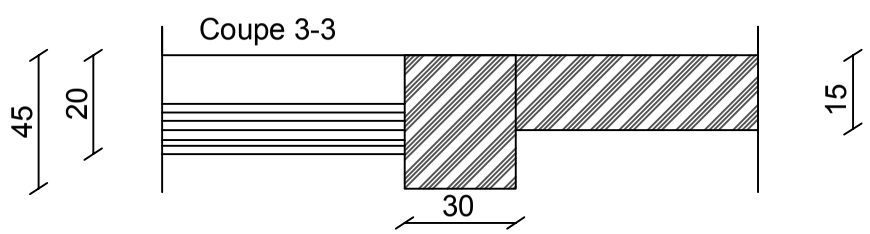
Coupe 1-1



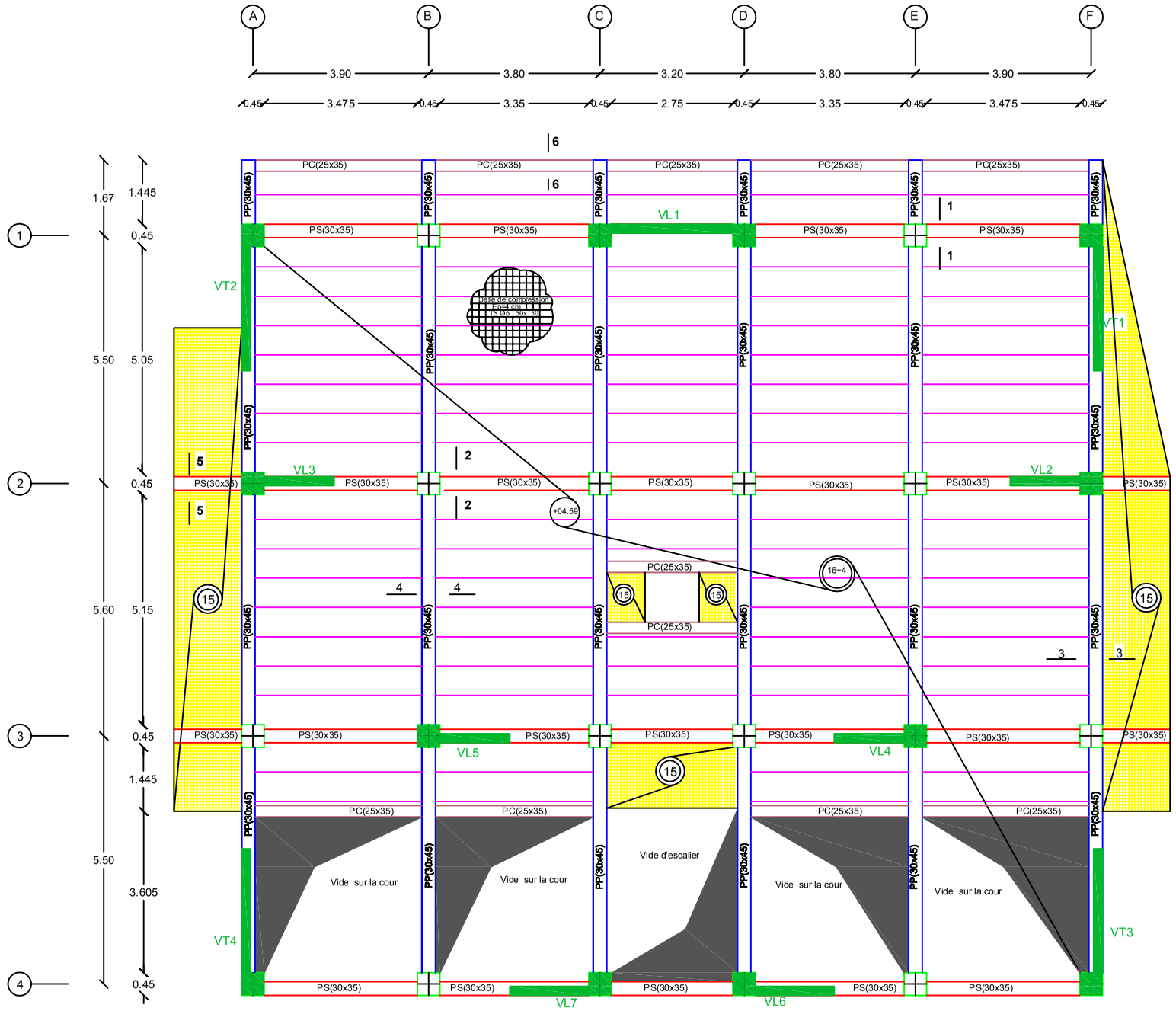
Coupe 2-2

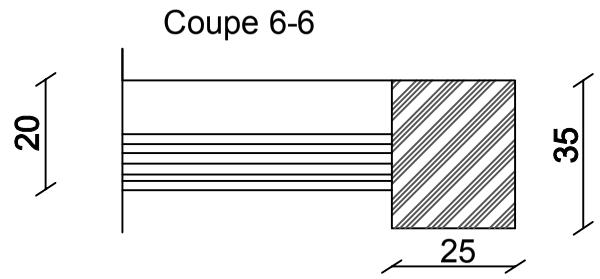


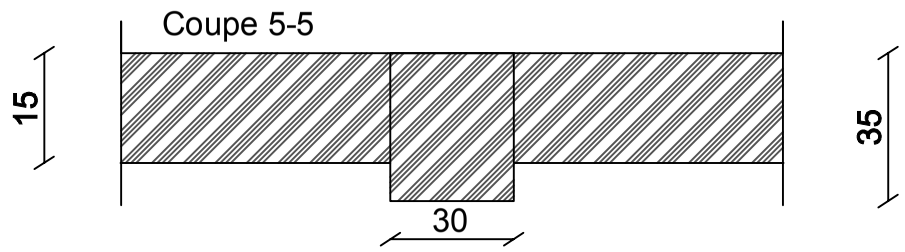
Coupe 3-3

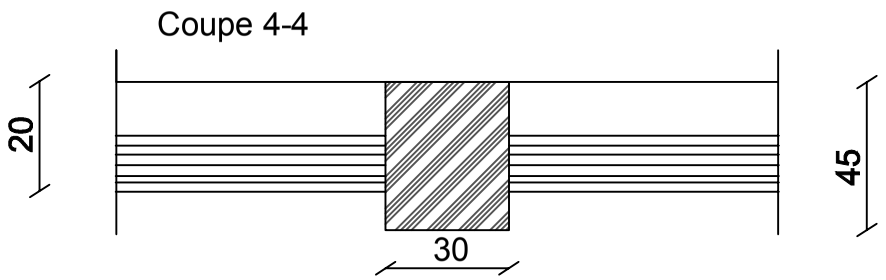


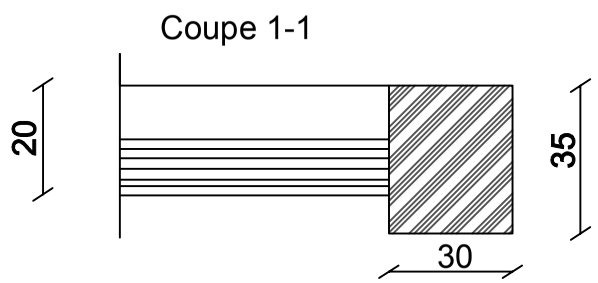
TITRE :
Plan de coffrage du sous-sol 1

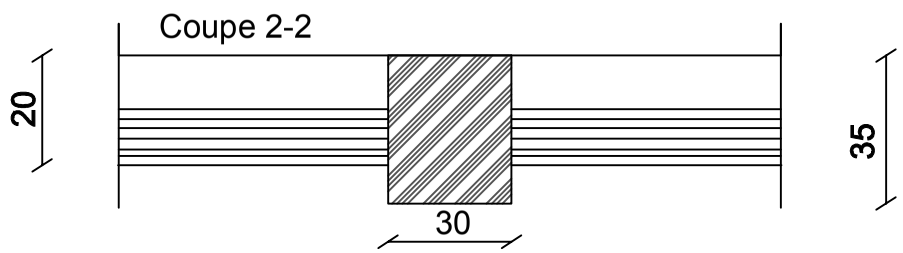


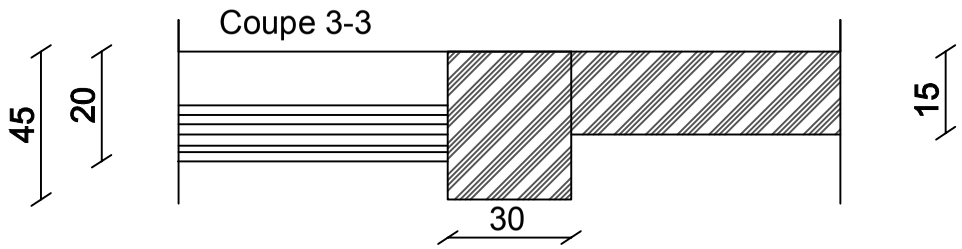




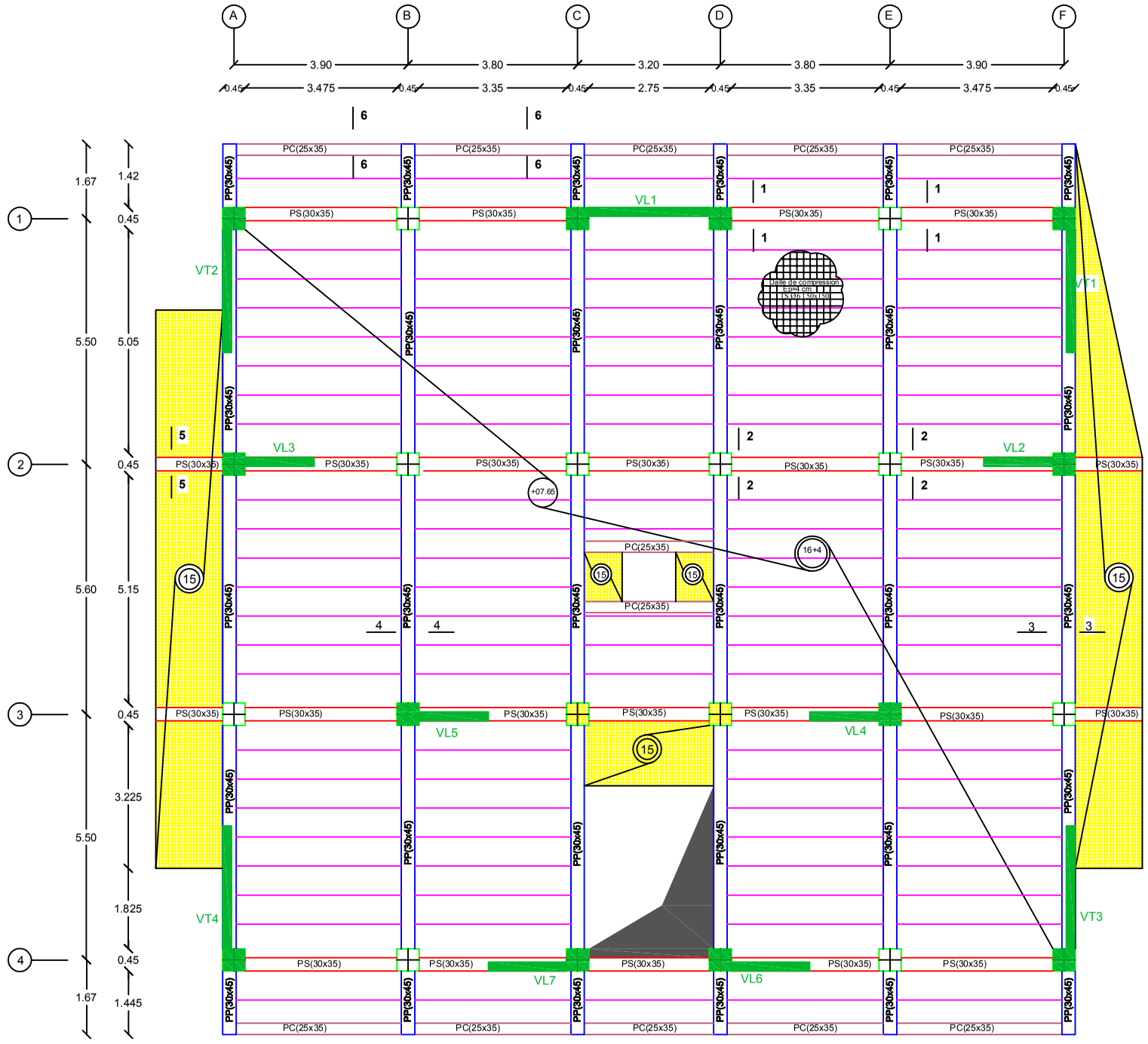


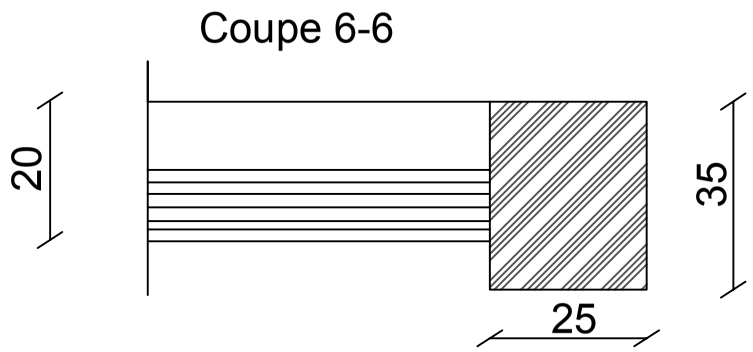


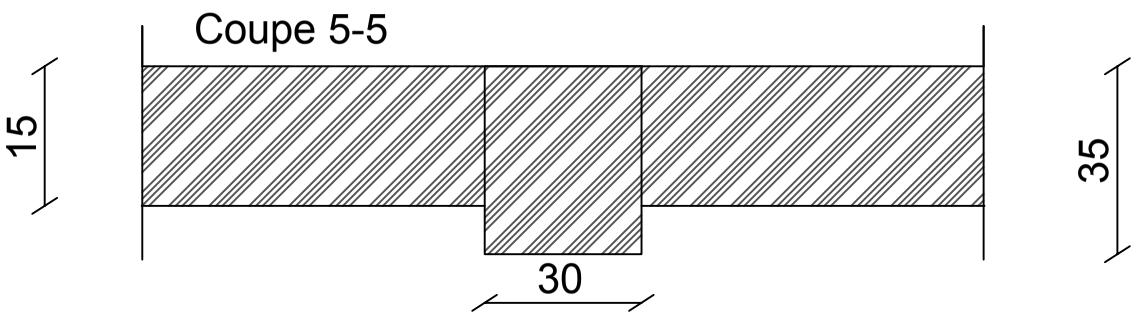


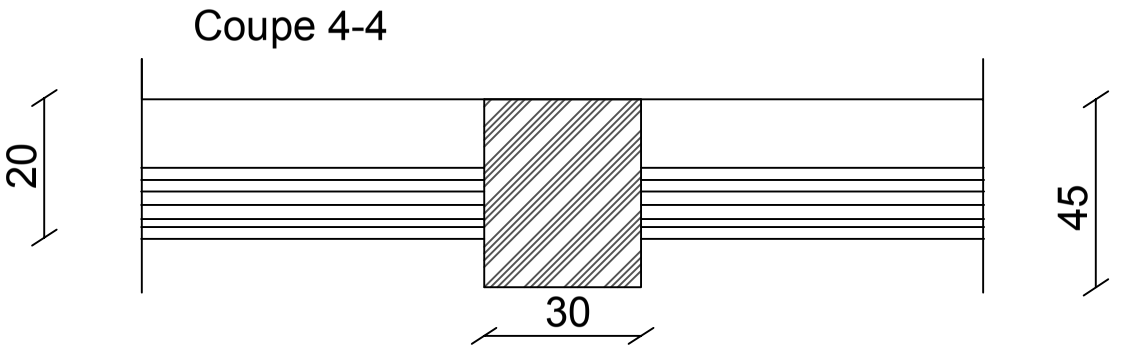


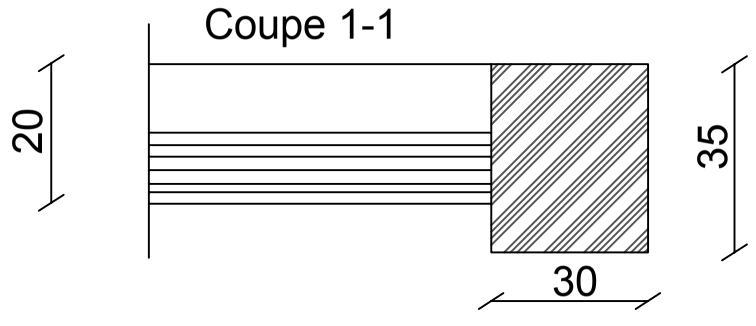
TITRE :
Plan de coffrage du RDC

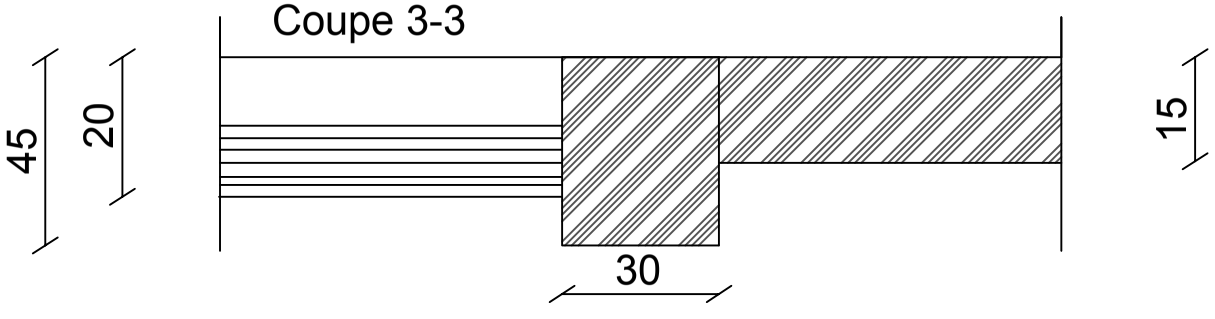


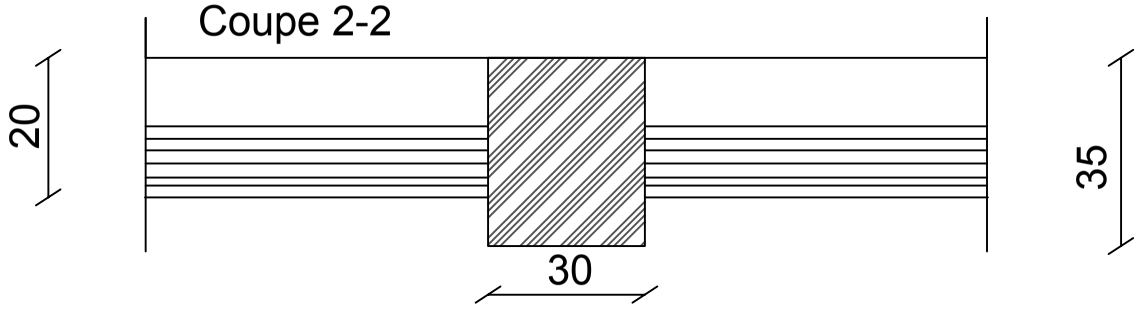




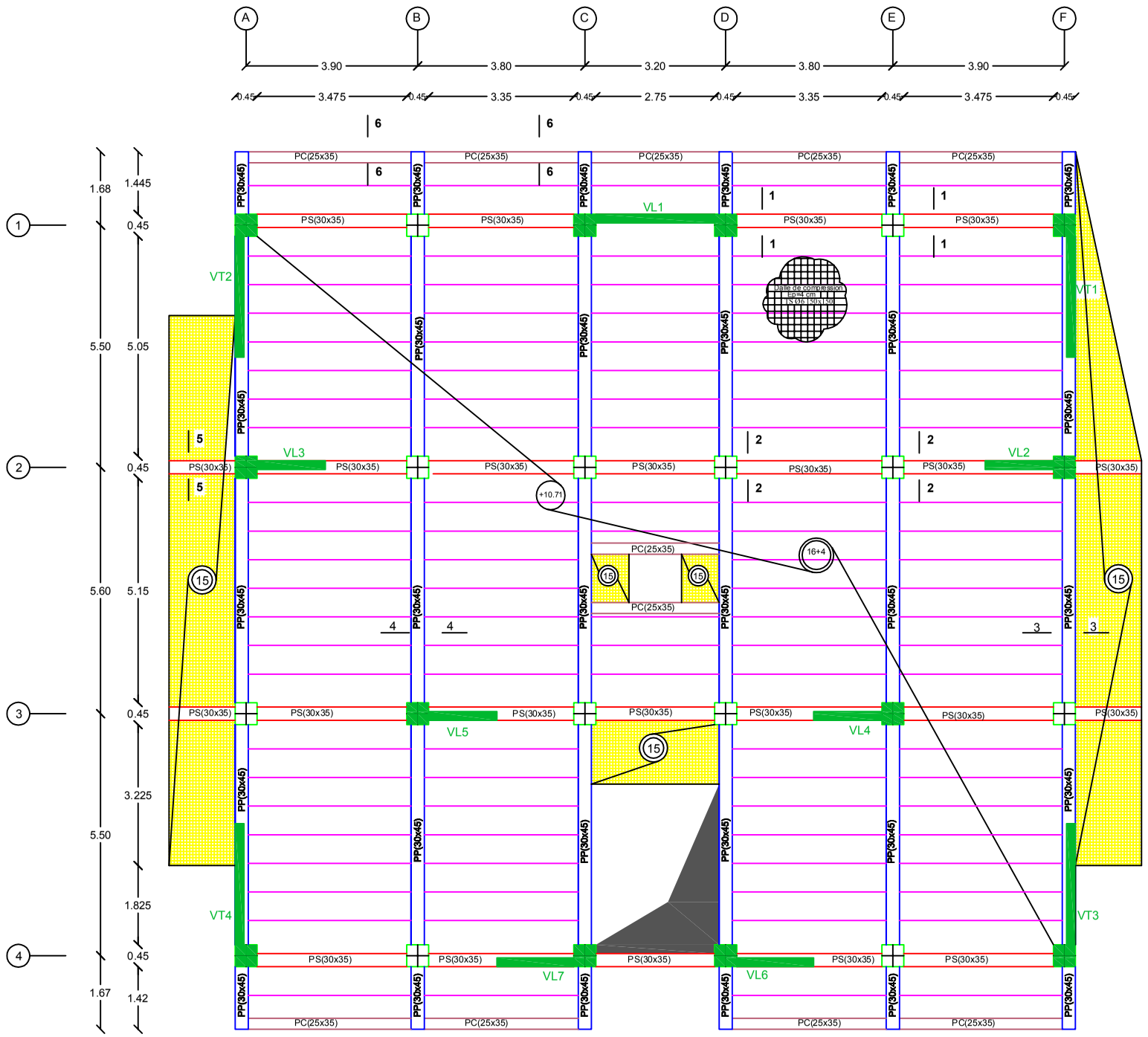




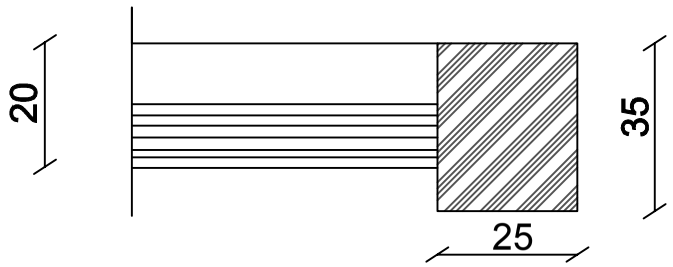




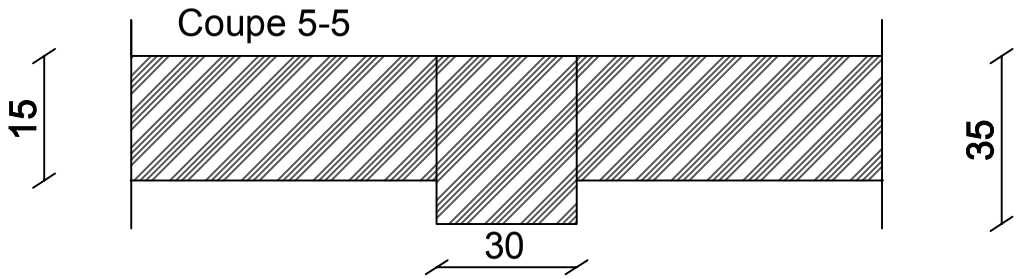
TITRE :
Plan de coffrage du 1er étage



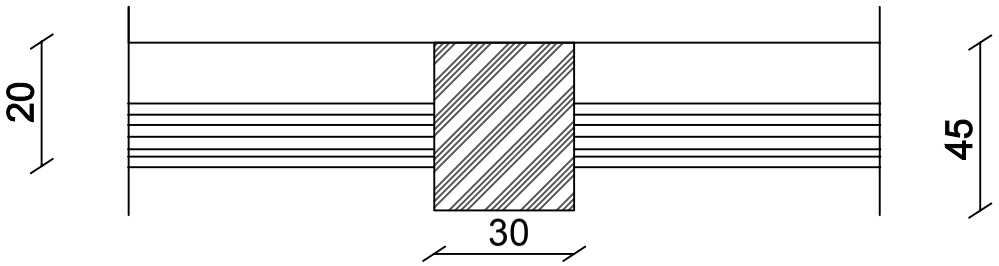
Coupe 6-6



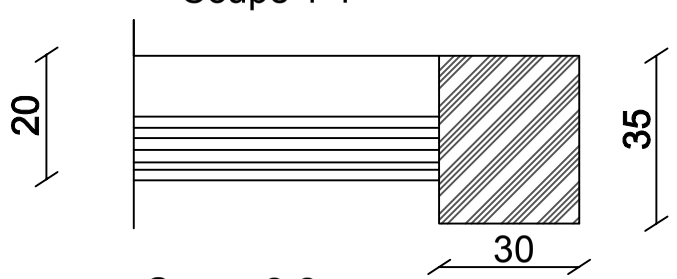
Coupe 5-5



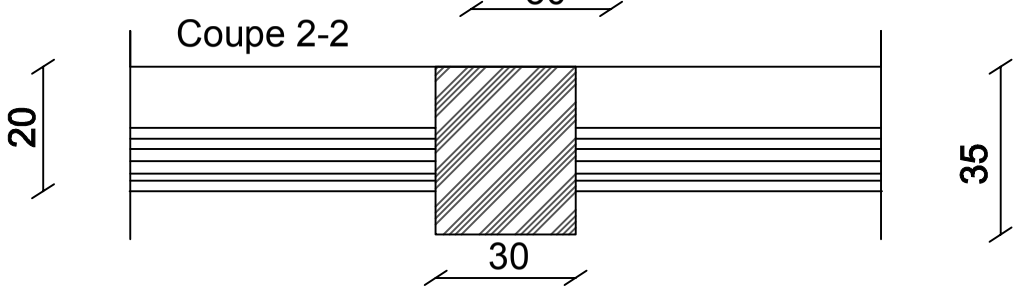
Coupe 4-4



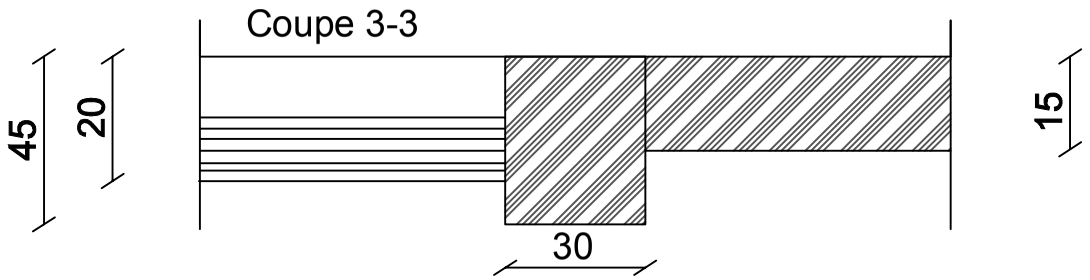
Coupe 1-1



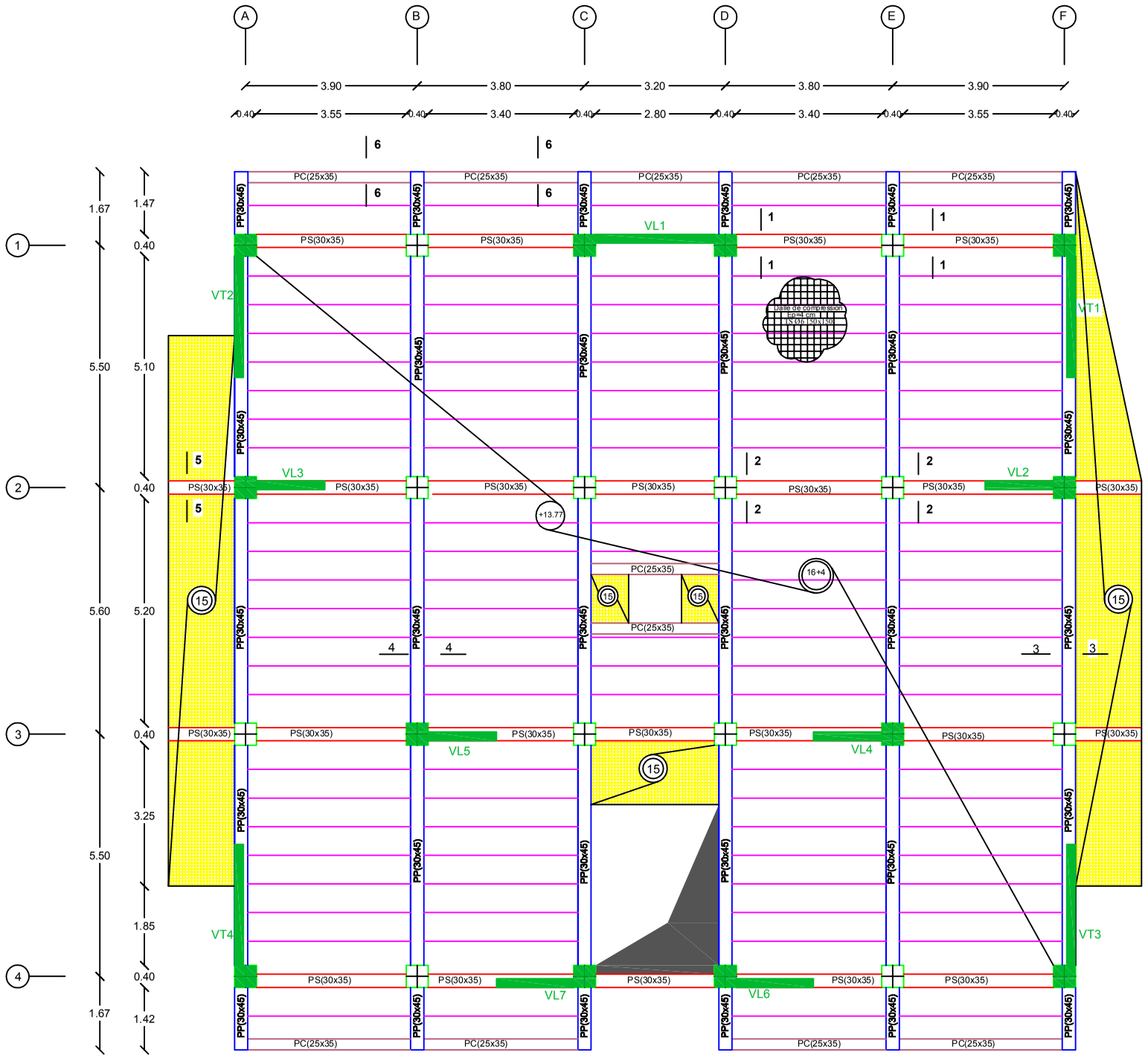
Coupe 2-2



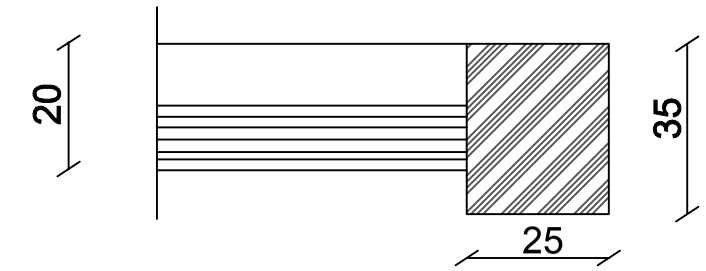
Coupe 3-3



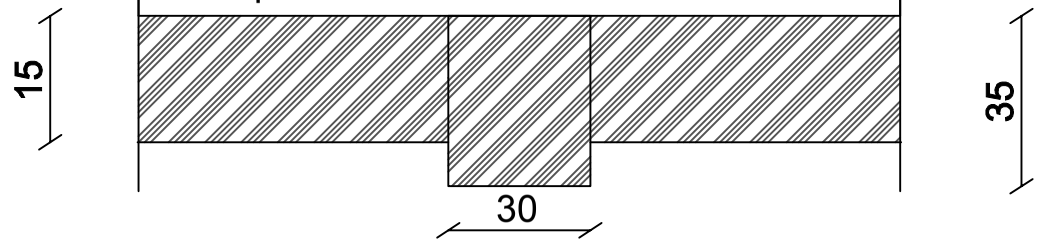
TITRE :
Plan de coffrage du 2éme étage



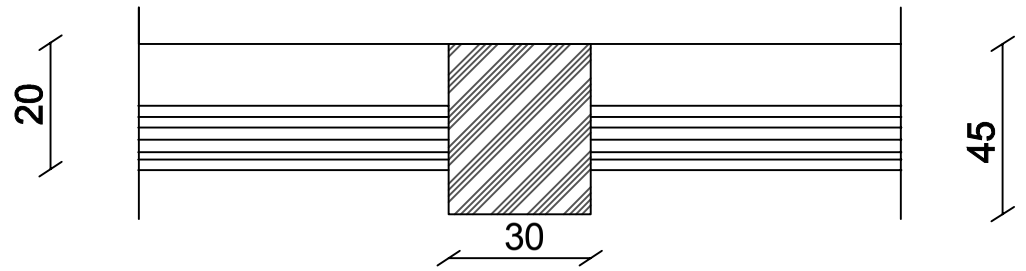
Coupe 6-6



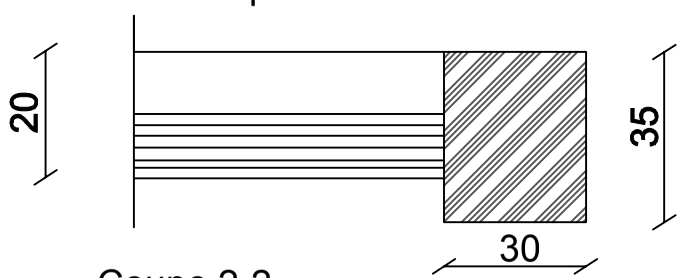
Coupe 5-5



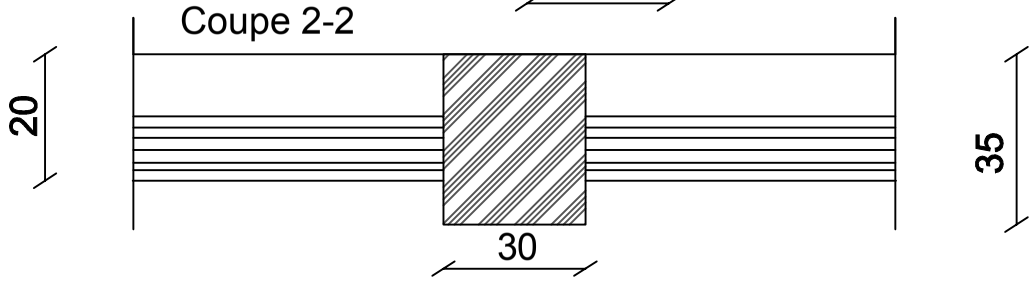
Coupe 4-4



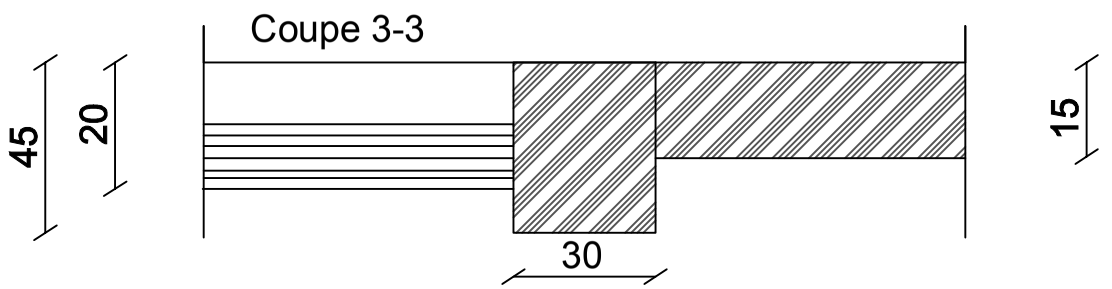
Coupe 1-1



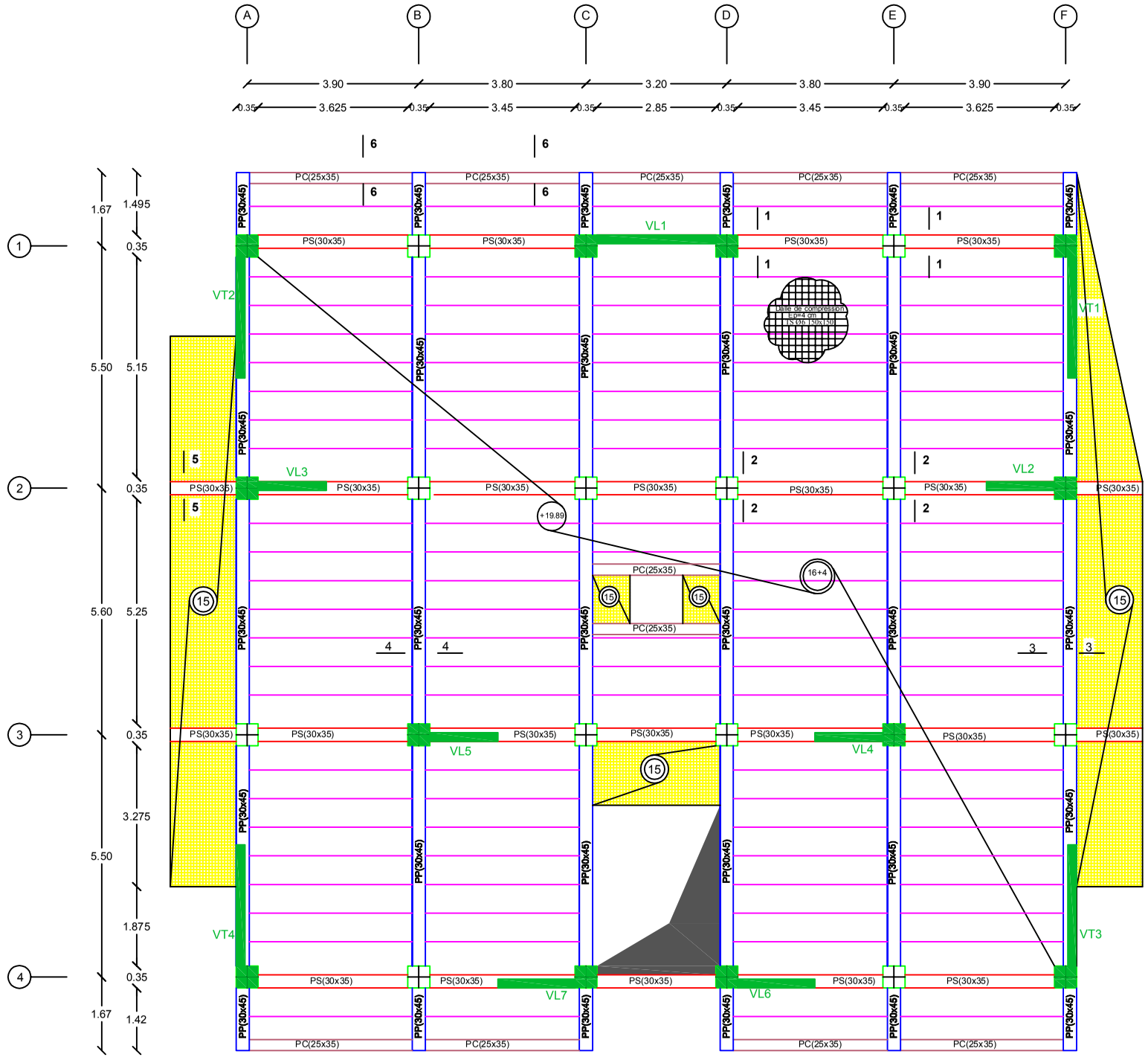
Coupe 2-2



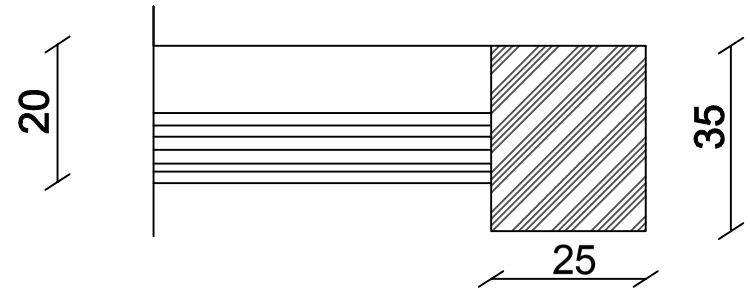
Coupe 3-3



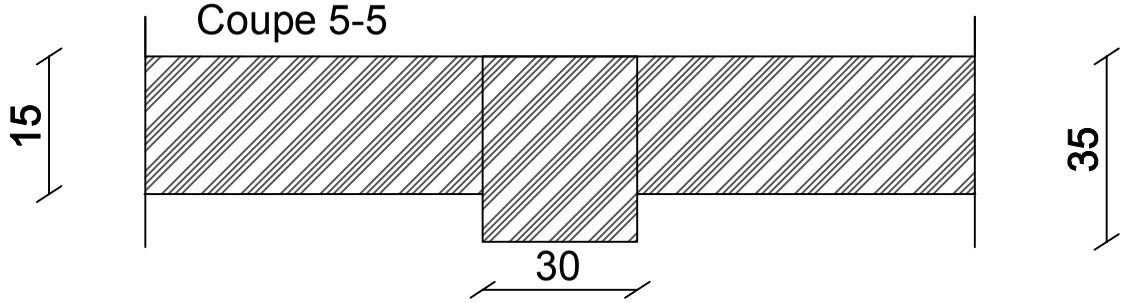
TITRE :
Plan de coffrage du 3éme, 4éme et 5éme étage



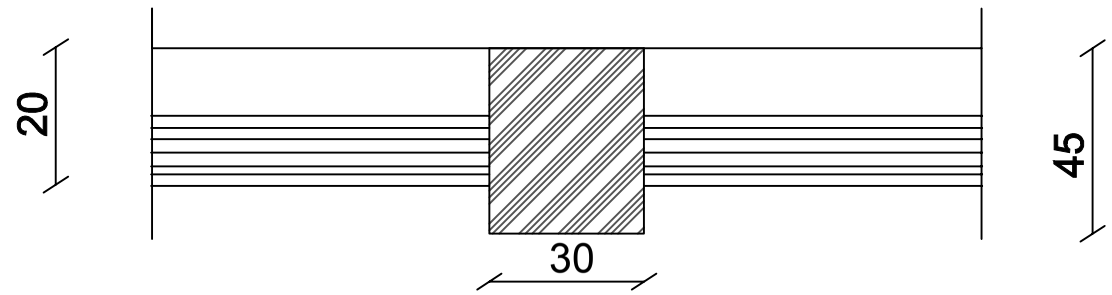
Coupe 6-6



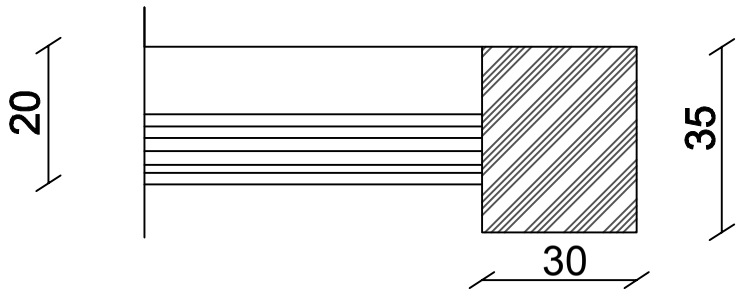
Coupe 5-5



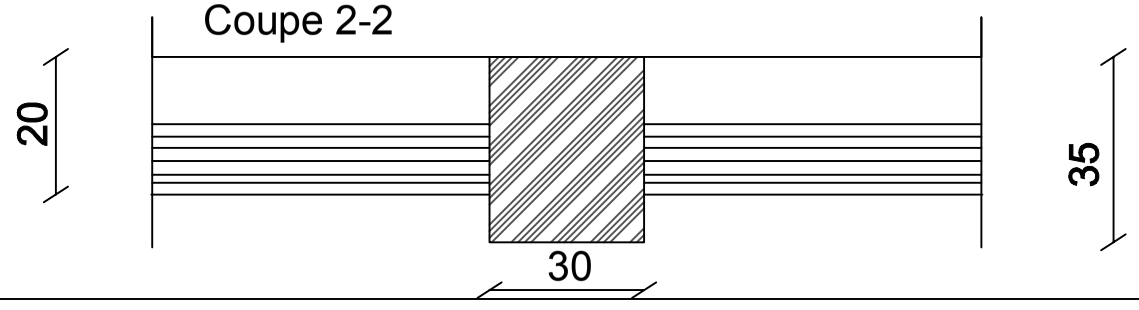
Coupe 4-4



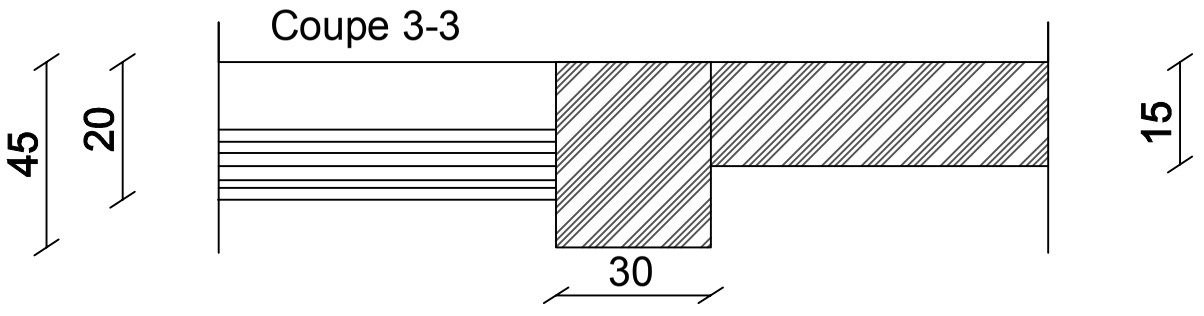
Coupe 1-1



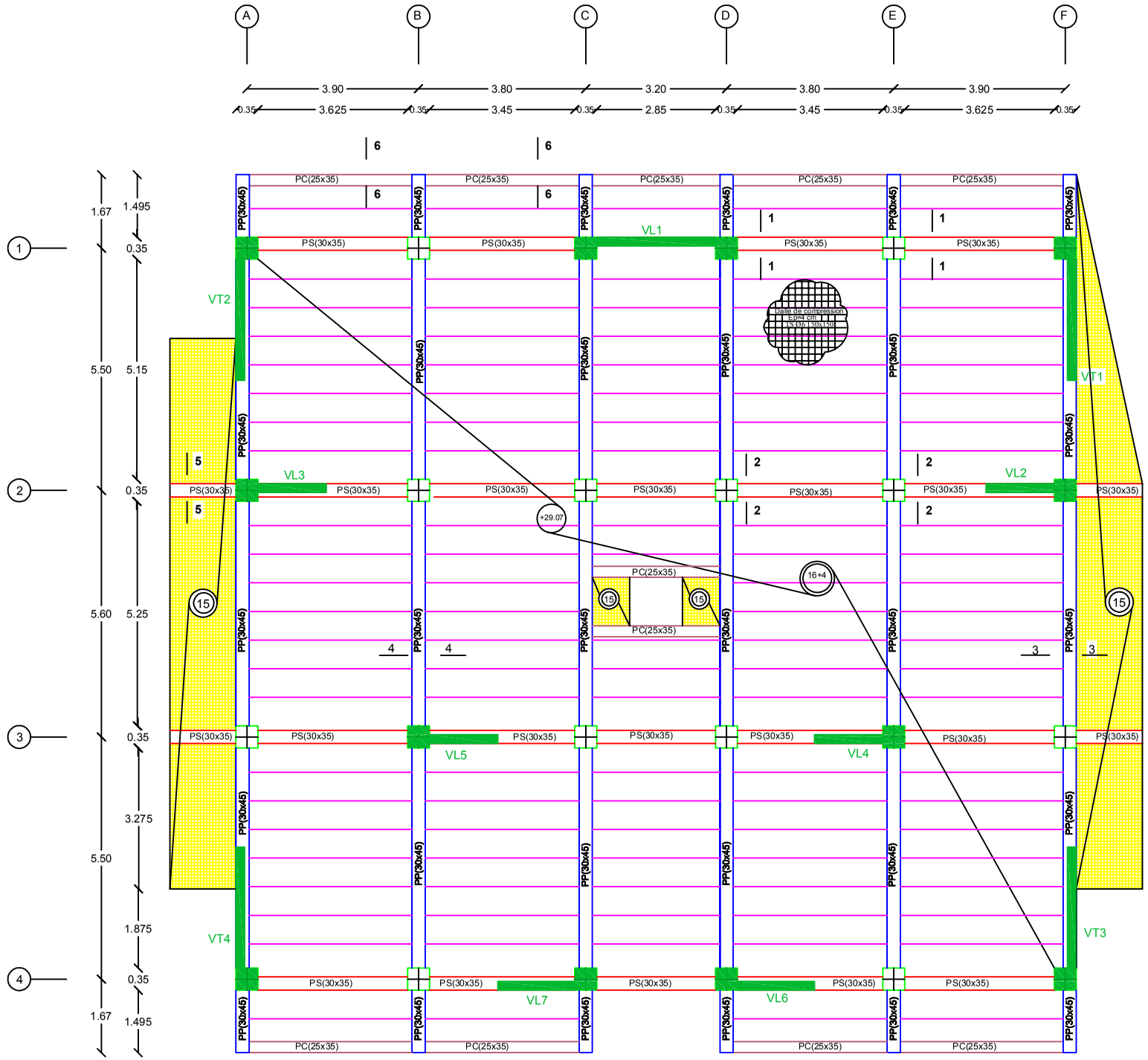
Coupe 2-2



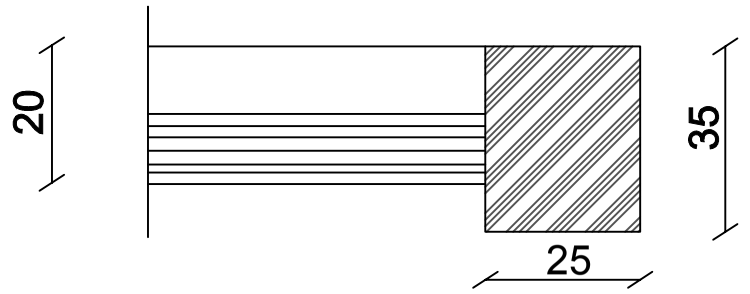
Coupe 3-3



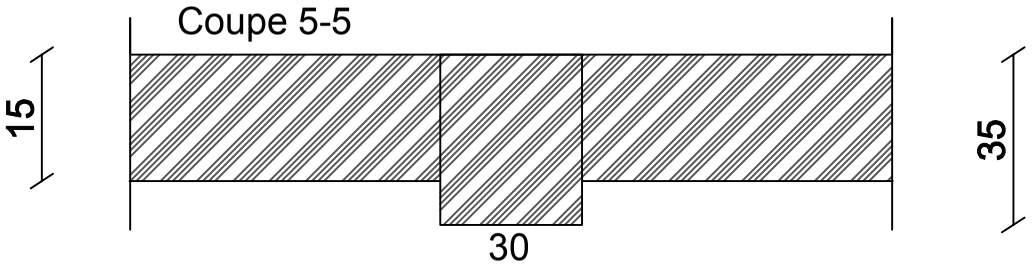
TITRE :
Plan de coffrage
du 6éme et 7éme étage



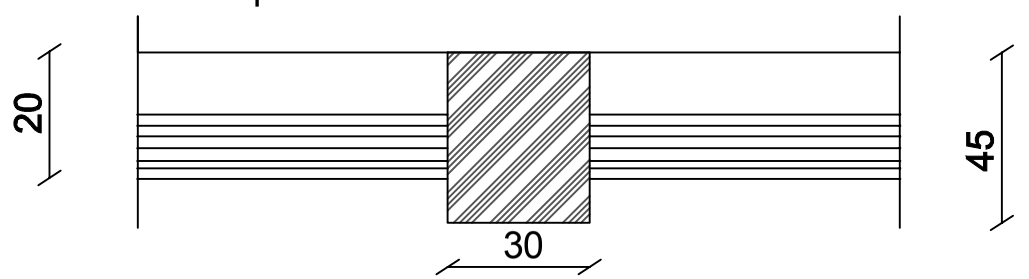
Coupe 6-6



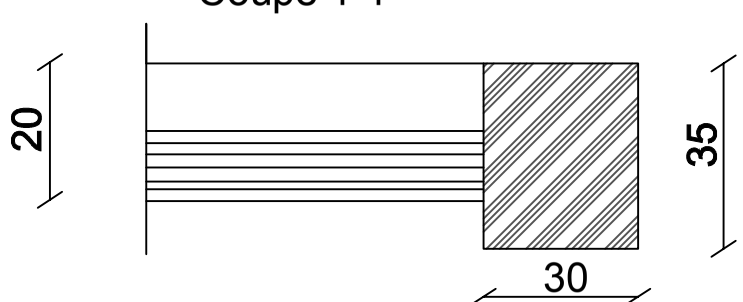
Coupe 5-5



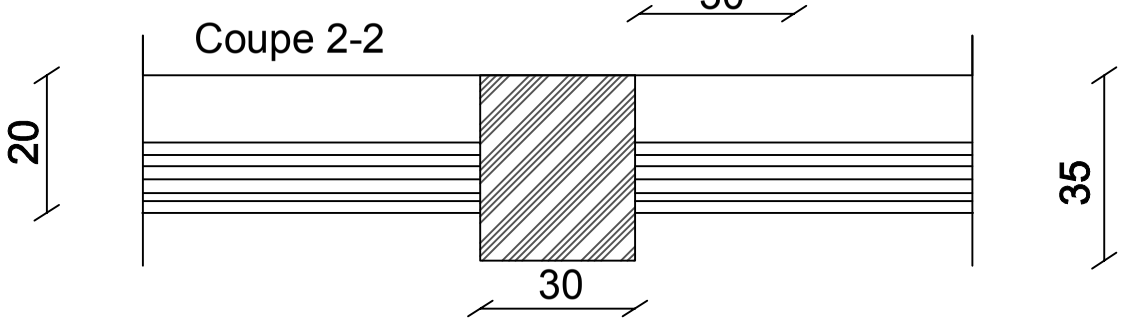
Coupe 4-4



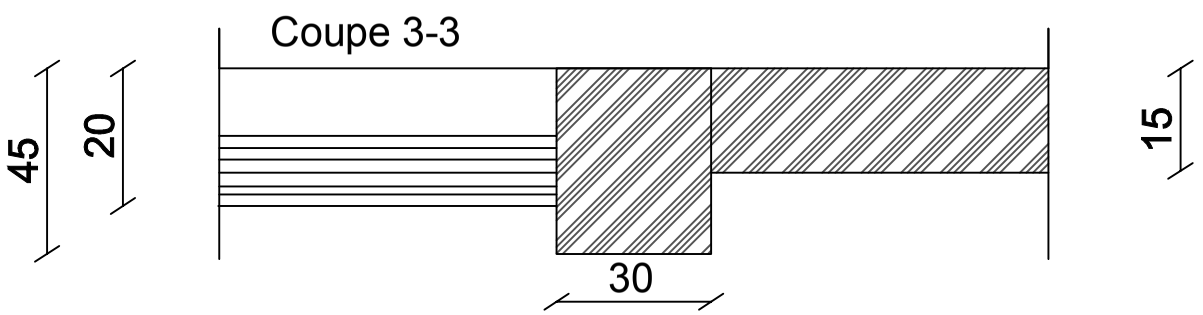
Coupe 1-1



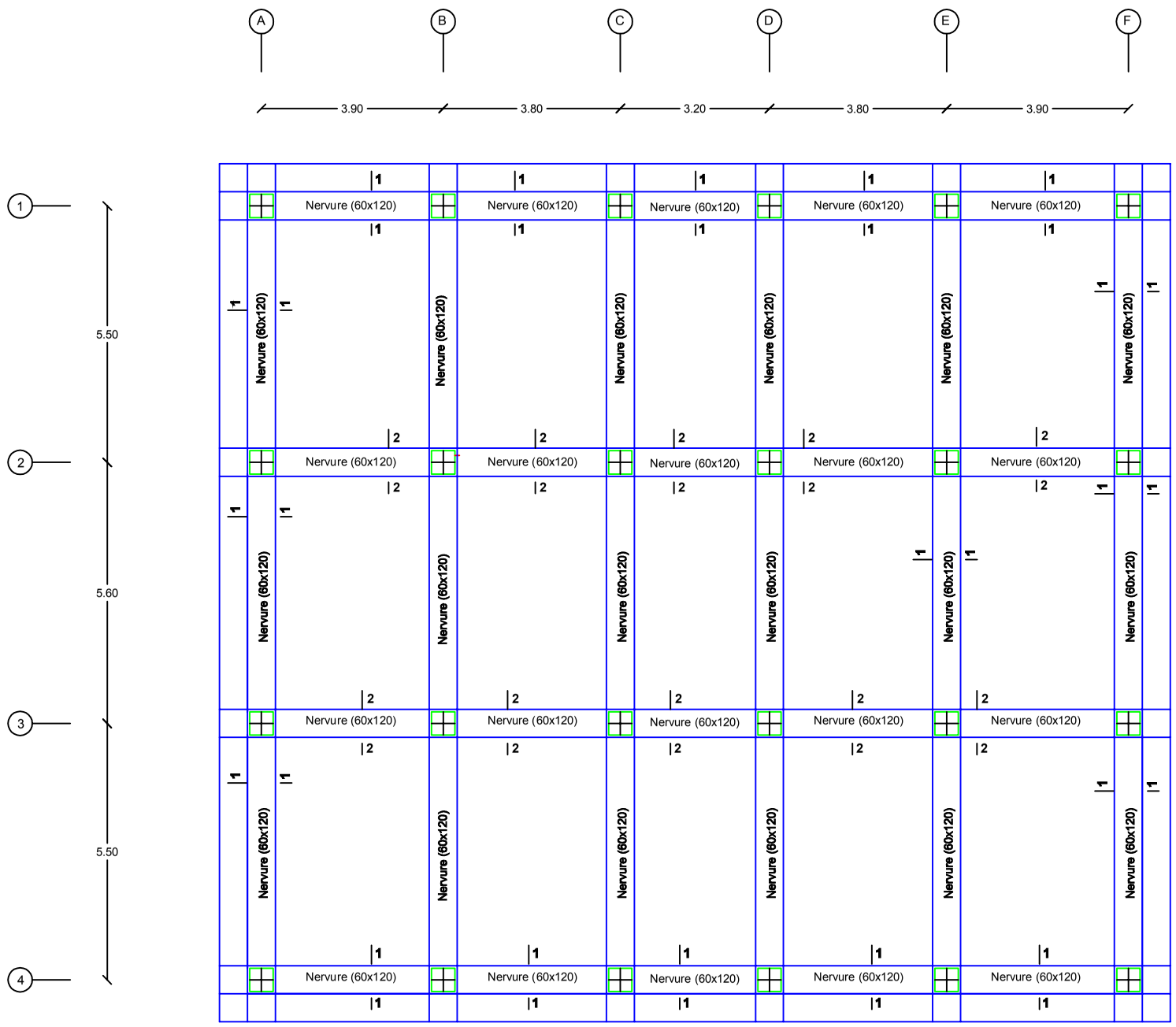
Coupe 2-2



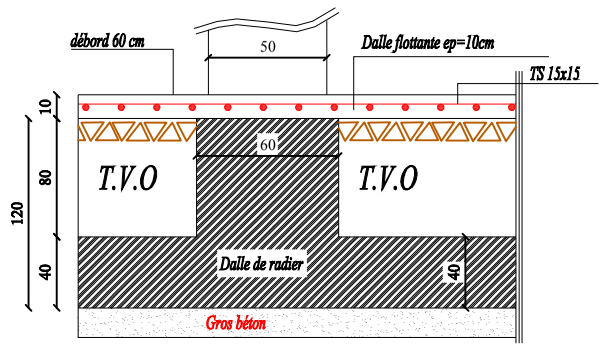
Coupe 3-3



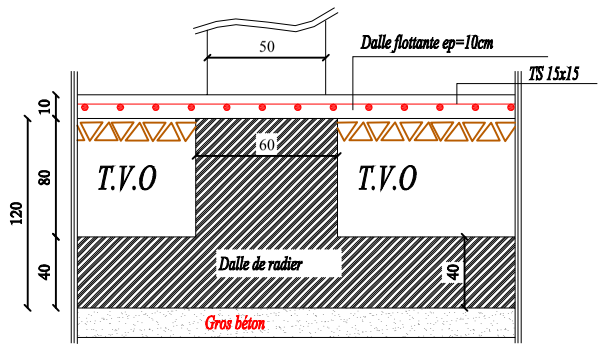
TITRE :
Plan de coffrage
du 8éme étage



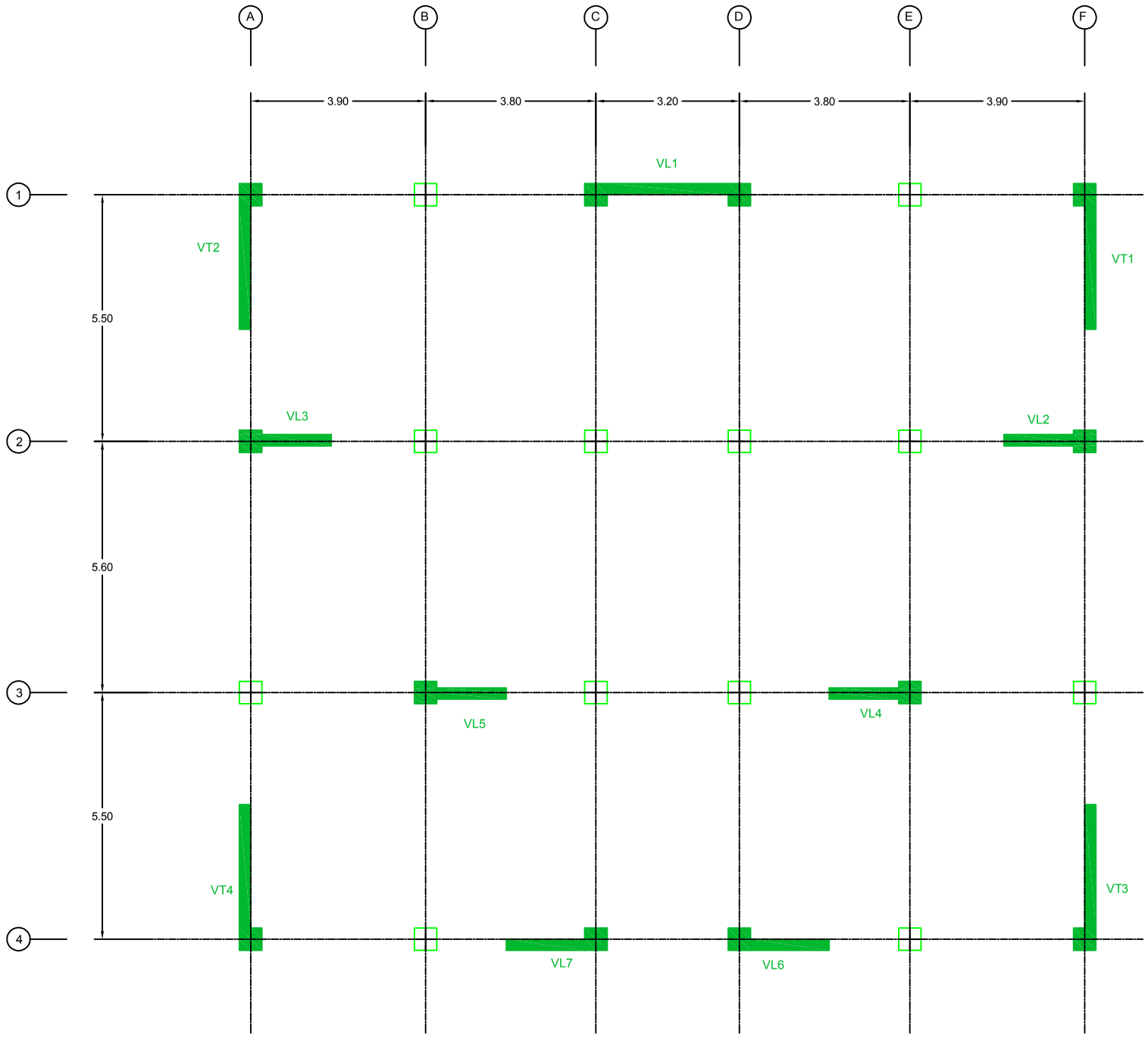
Coupe 1-1



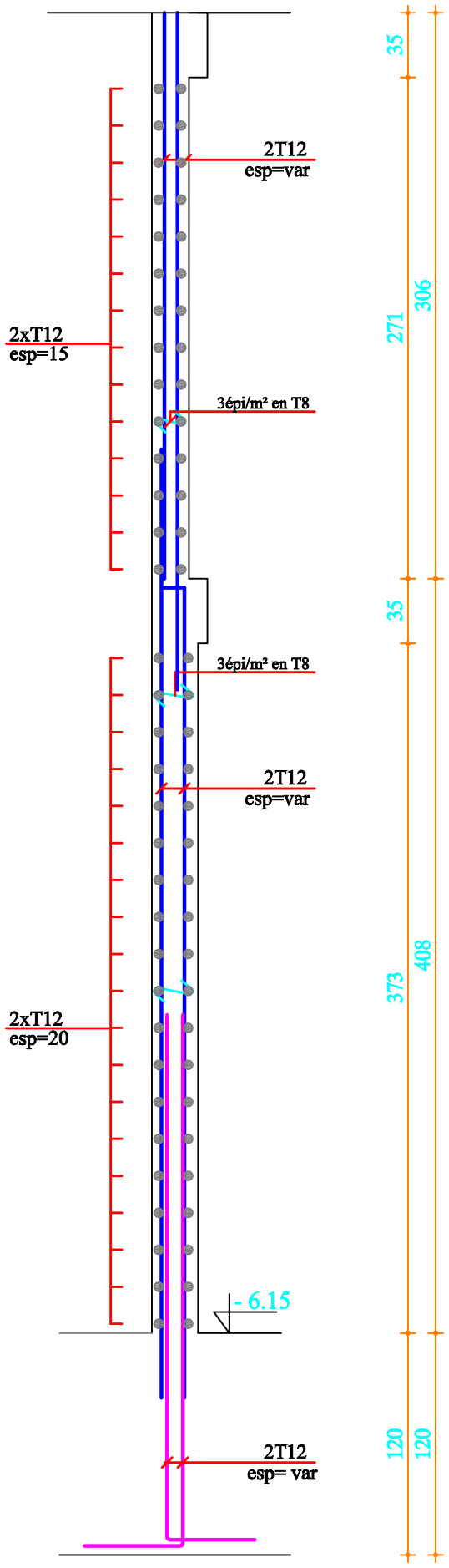
Coupe 2-2



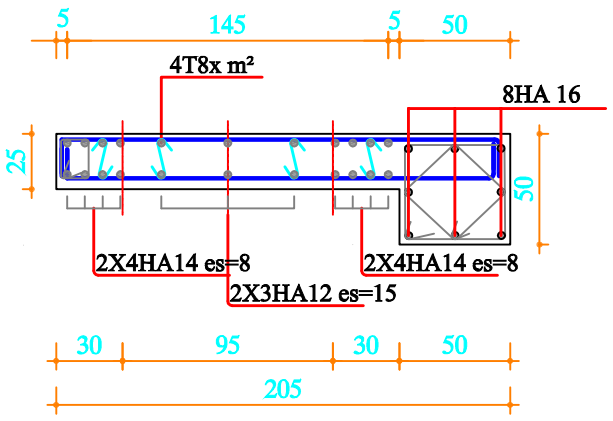
TITRE :
Plan de coffrage du radier



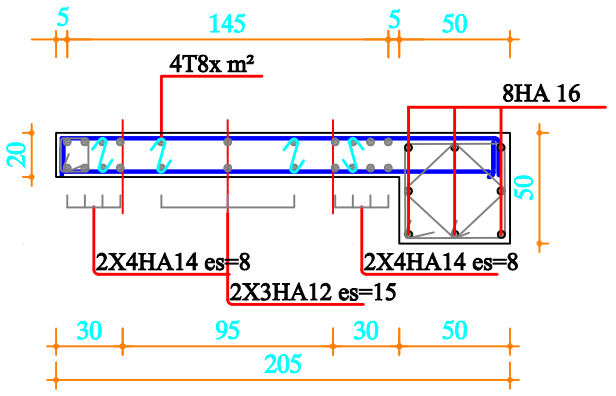
TITRE :
Plan de dispositions
des voiles



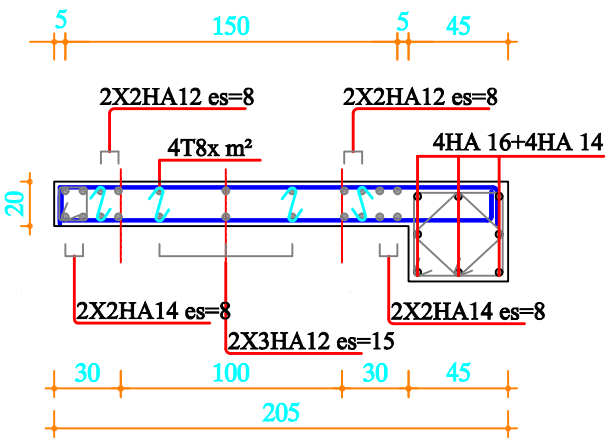
VOILE VT:1,2,3,4 Niv. sous-sol 02



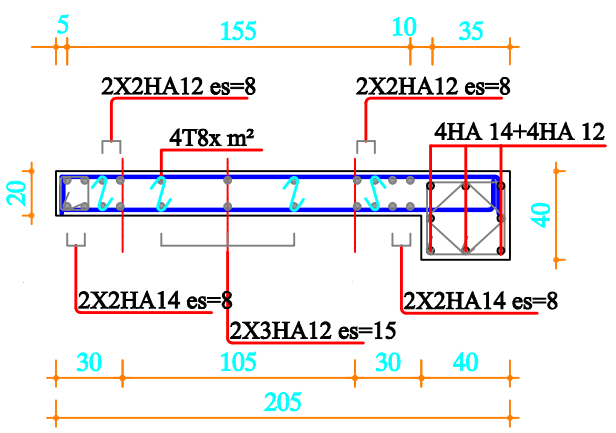
VOILE VT:1,2,3,4 Niv. sous-sol 01



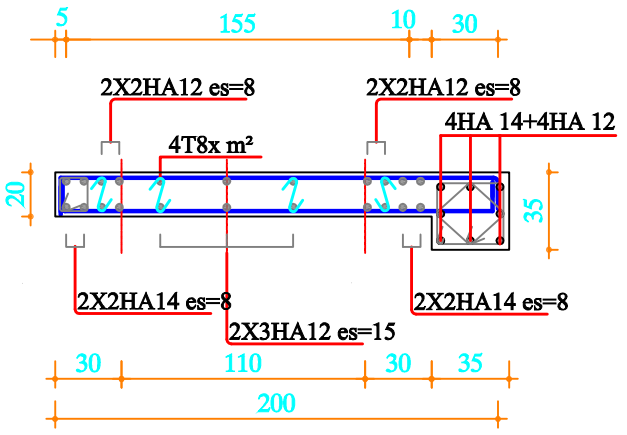
VOILE VT:1,2,3,4 Niv. RDC,1er,2eme étages



VOILE VT:1,2,3,4 Niv. 3eme,4eme,5eme étages

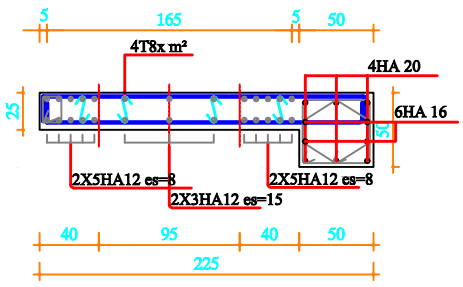


VOILE VT:1,2,3,4 Niv. 6eme,7eme,8eme étages

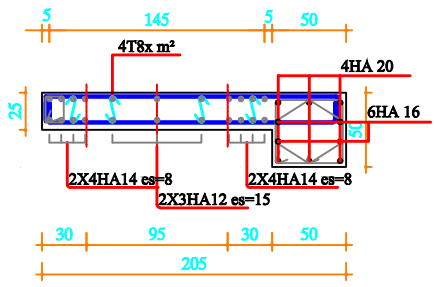


TITRE:
Plan de ferraillage des voiles transversaux

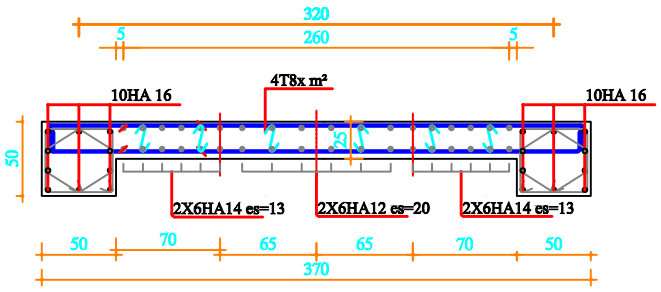
VOILE VL:6,7 Niv. sous-sol 02



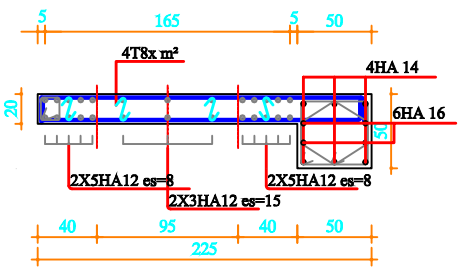
VOILE VL:2,3,4,5 Niv. sous-sol 02



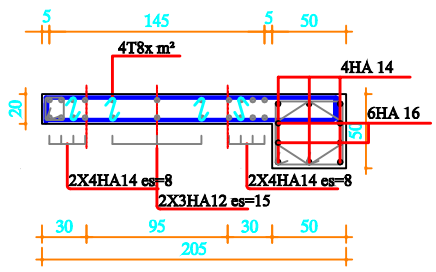
VOILE VL:1 Niv. sous-sol 02



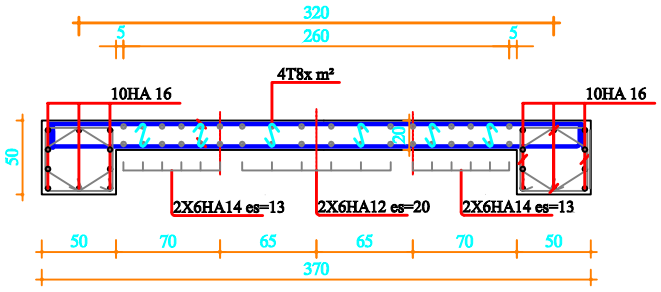
VOILE VL:6,7 Niv. sous-sol 01



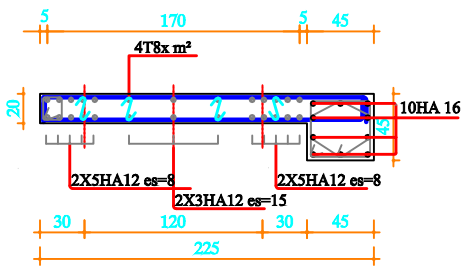
VOILE VL:2,3,4,5 Niv. sous-sol 01



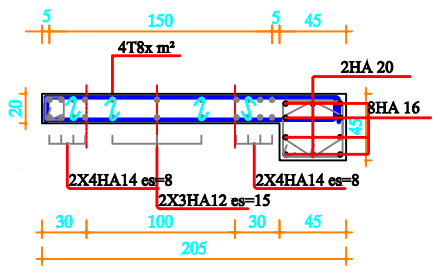
VOILE VL:1 Niv. sous-sol 01



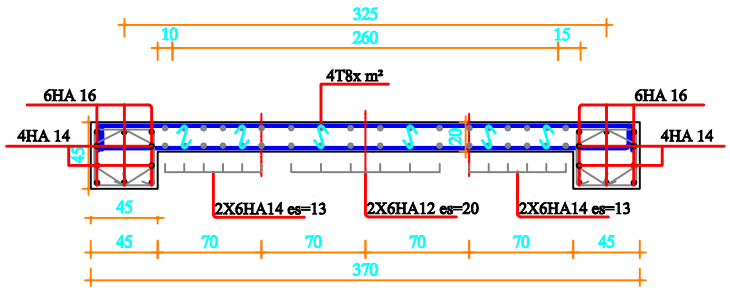
VOILE VL:6,7 Niv. RDC,1er,2eme étages



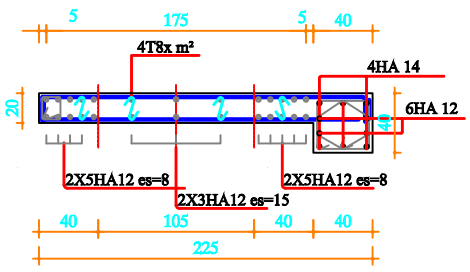
VOILE VL:2,3,4,5 Niv. RDC,1er,2eme étages



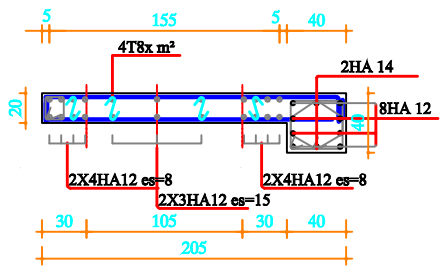
VOILE VL:1 Niv. RDC,1er,2eme étages



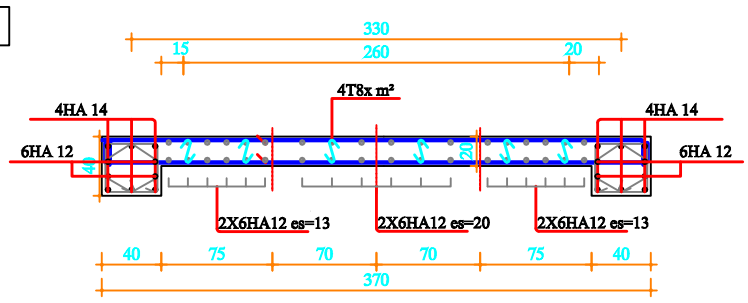
VOILE VL:6,7 Niv. 3eme,4eme,5eme étages



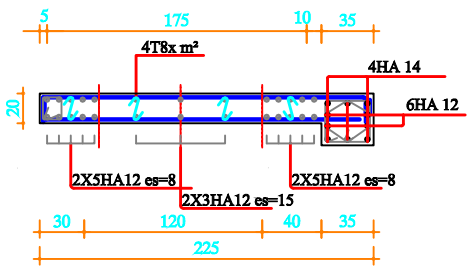
VOILE VL:2,3,4,5 Niv. 3eme,4eme,5eme étages



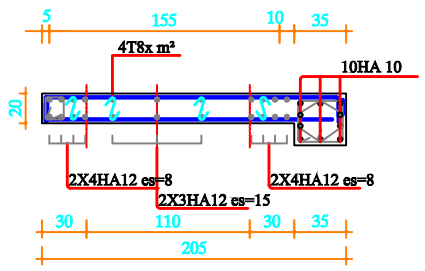
VOILE VL:1 Niv. 3eme,4eme,5eme étages



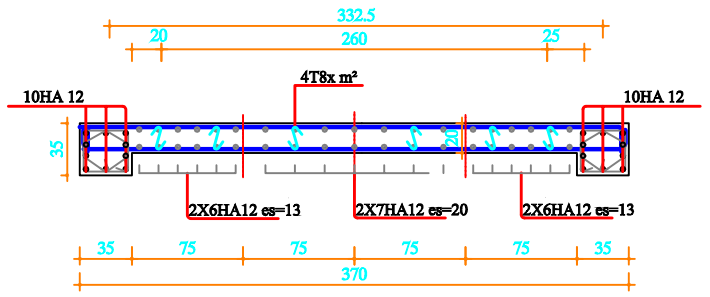
VOILE V1 Niv. 6eme,7eme,8eme étages

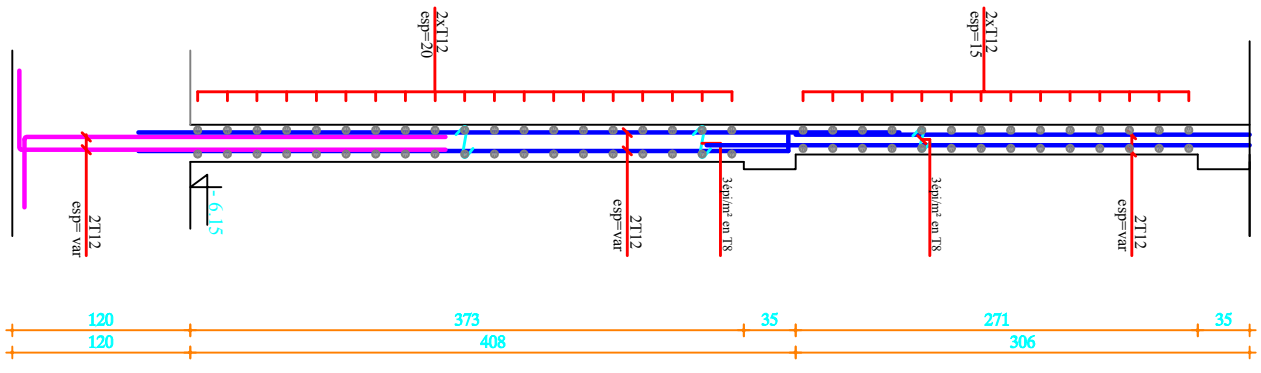


VOILE V1 Niv. 6eme,7eme,8eme étages

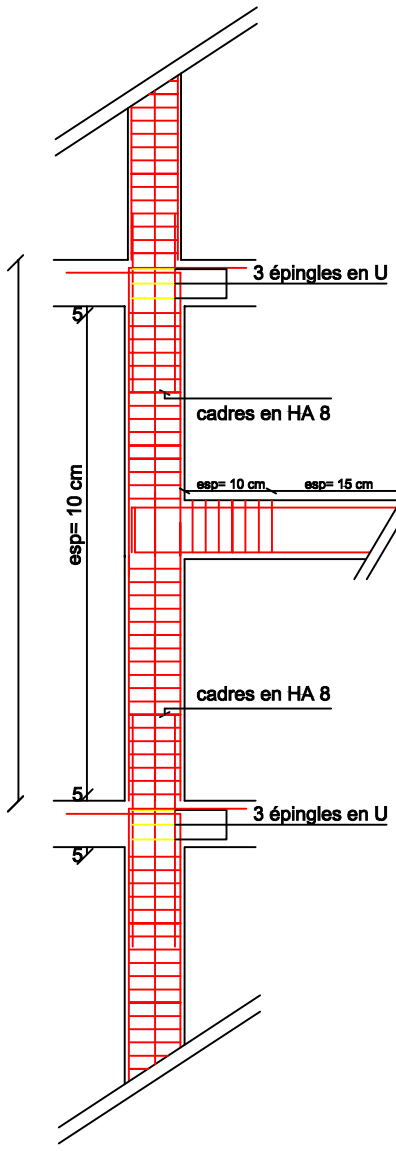


VOILE V1 Niv. 6eme,7eme,8eme étages

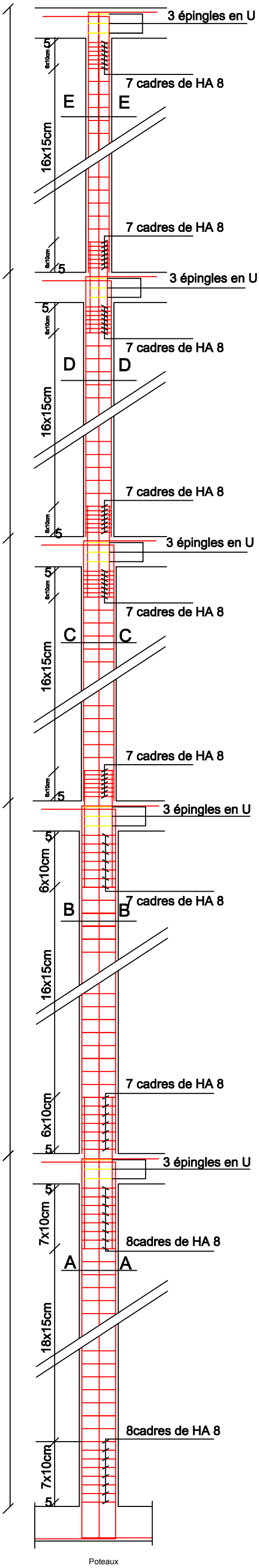




TITRE:
Plan de ferraillage des voiles Longitudinaux

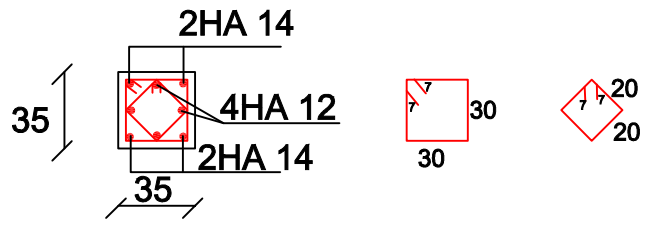


Poteaux adhérés a la poutre paliére



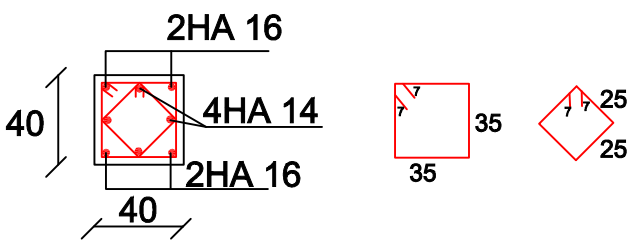
Poteaux
de rives

6éme, 7éme et
8éme étage
Pot 35x35



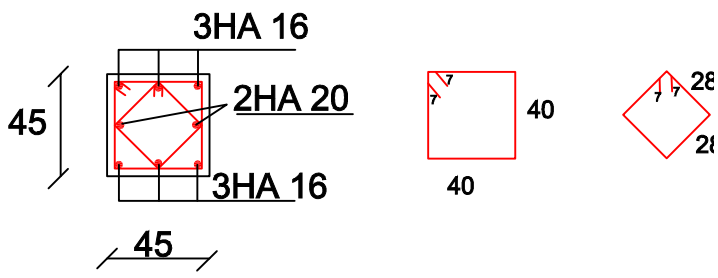
Coupe E-E

3éme, 4éme et
5éme étage
Pot 40x40



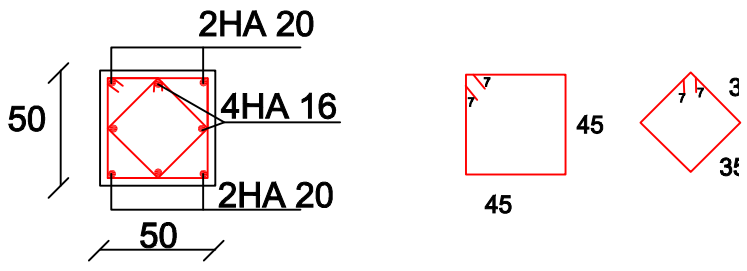
Coupe D-D

RDC,1er et 2éme
etage
POT 45x45



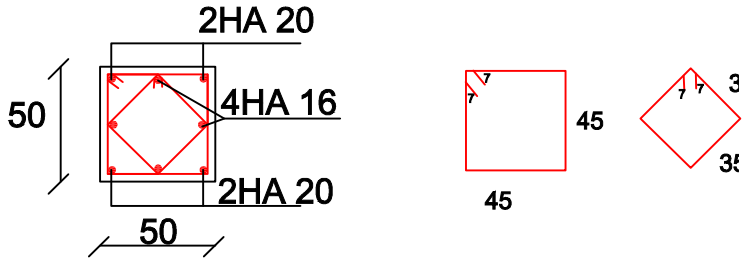
Coupe C-C

S-Sol1
POT 50x50



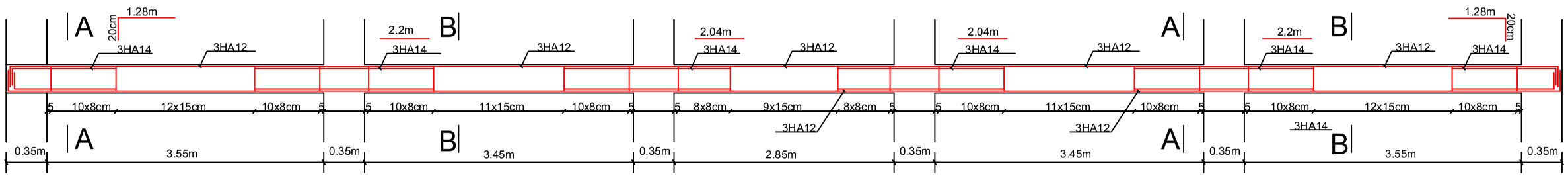
Coupe B-B

S-Sol2
POT 50x50

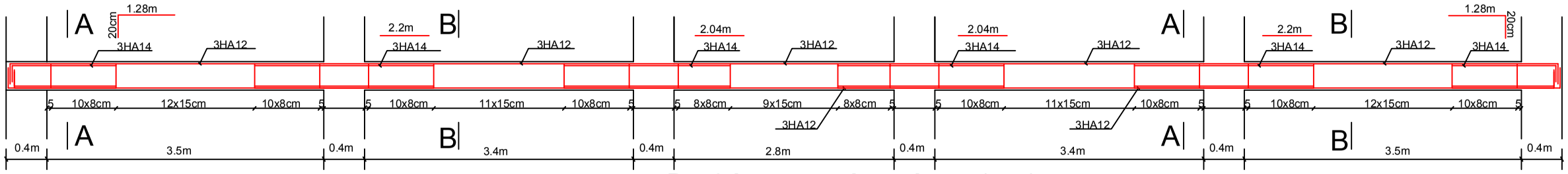


Coupe A-A

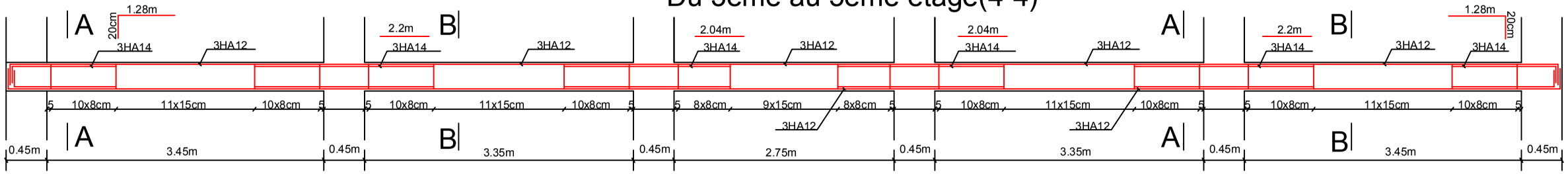
TITRE:
Plan de ferraillage des poteaux



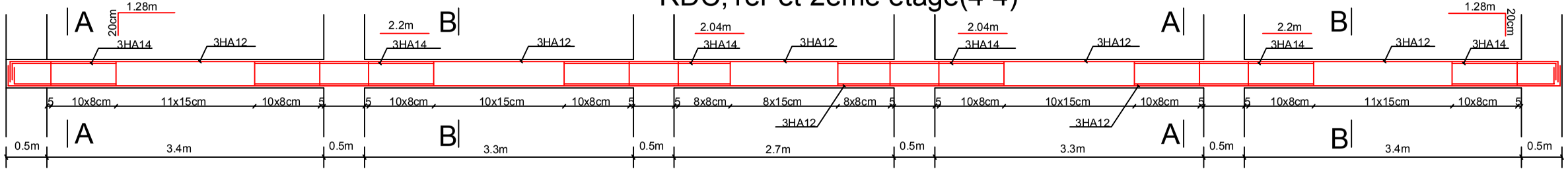
Du 6éme au 8éme étage (4-4)



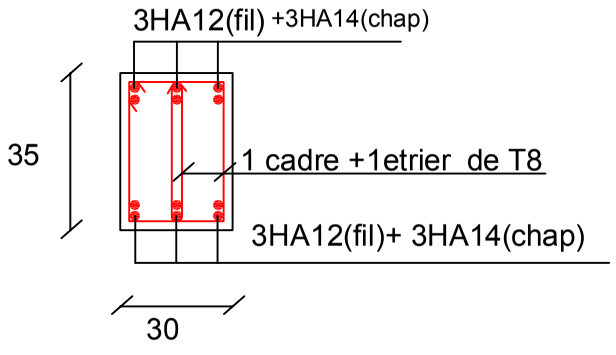
Du 3éme au 5éme étage(4-4)



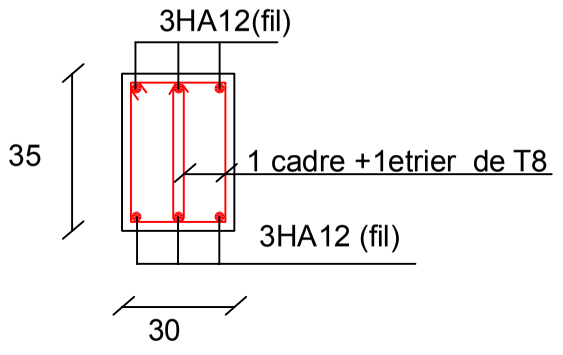
RDC,1er et 2éme étage(4-4)



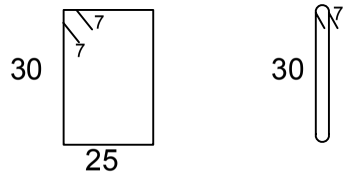
S-sol2 et S-sol1(4-4)



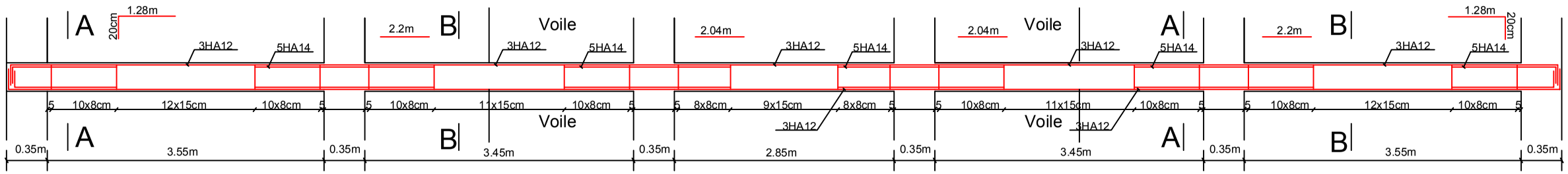
COUPE A-A



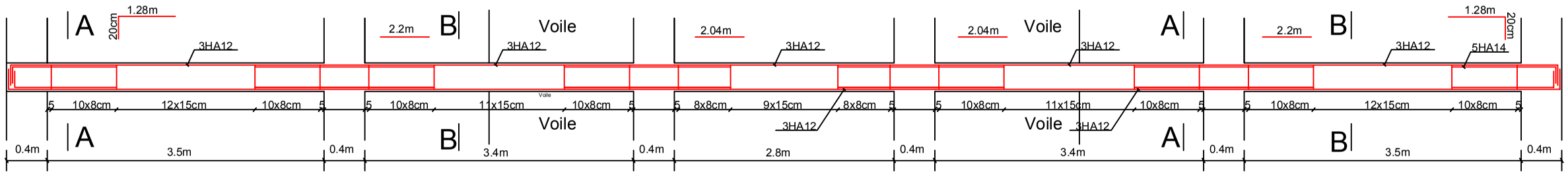
COUPE B-B



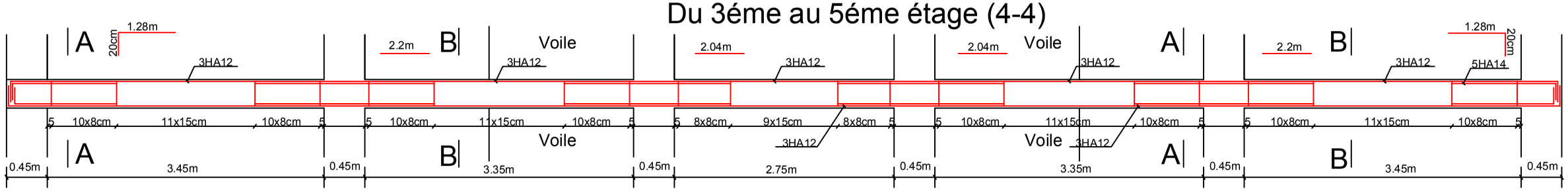
TITRE:
Plan de ferraillage des poutres secondaires loin des voiles



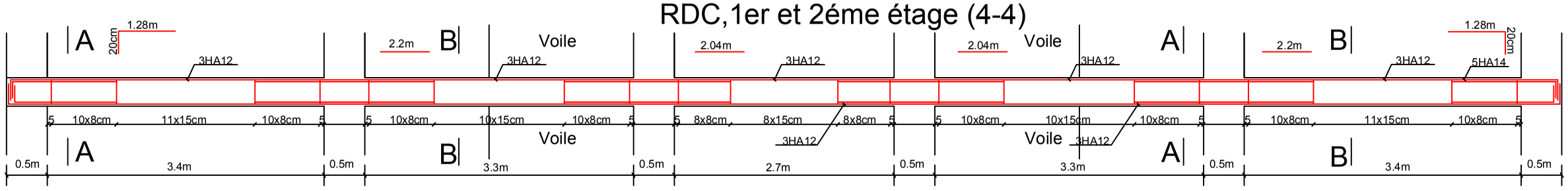
Du 6éme au 8éme étage(4-4)



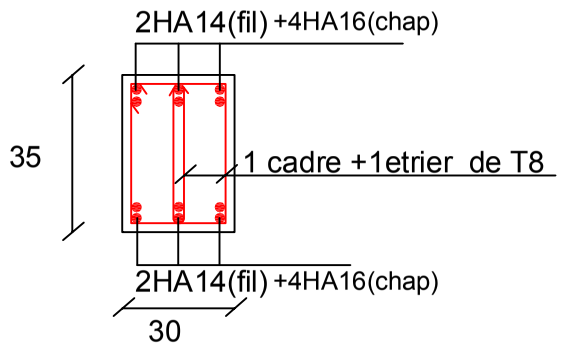
Du 3éme au 5éme étage (4-4)



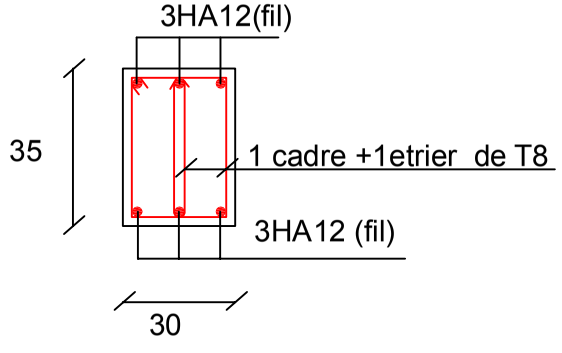
RDC,1er et 2éme étage (4-4)



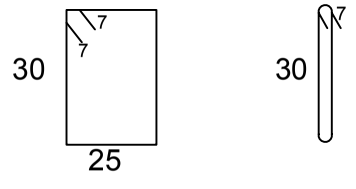
S-sol2 et S-sol1(4-4)



COUPE A-A

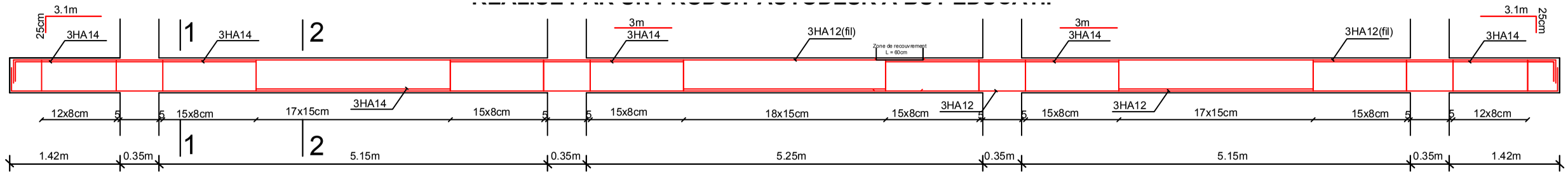


COUPE B-B

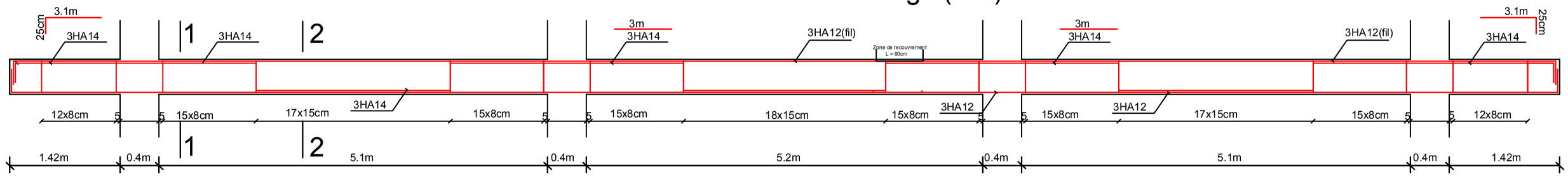


TITRE:
Plan de ferraillage des poutres secondaires proche des voiles

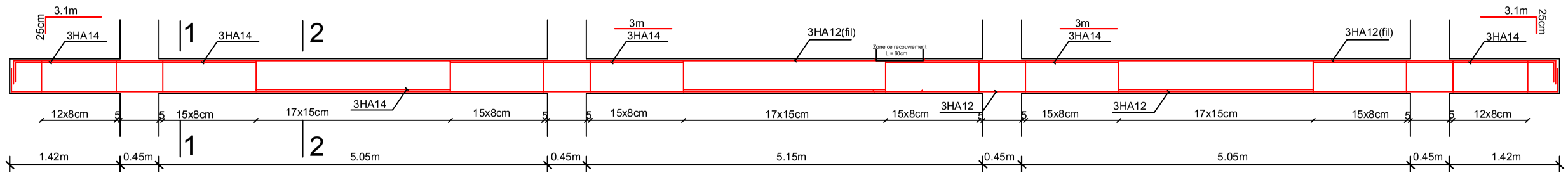
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



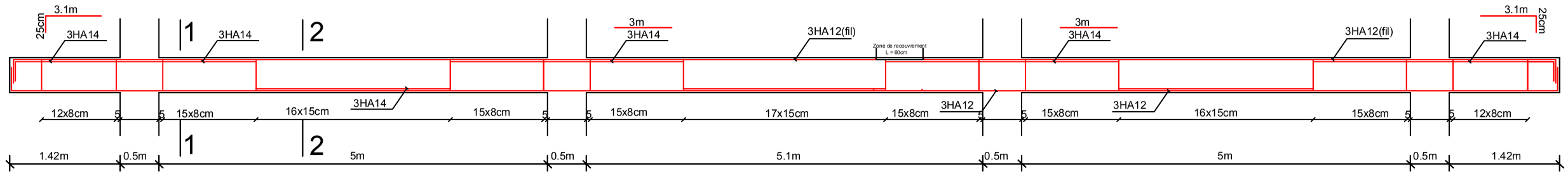
Du 6éme au 8éme étage (F-F)



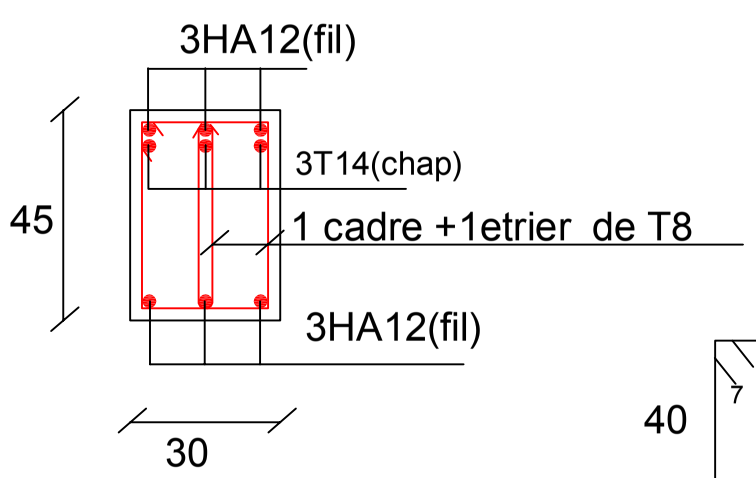
Du 3éme au 5éme étage (F-F)



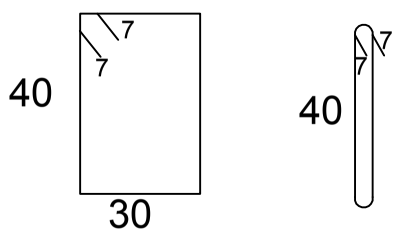
RDC,1er et 2éme étage (F-F)

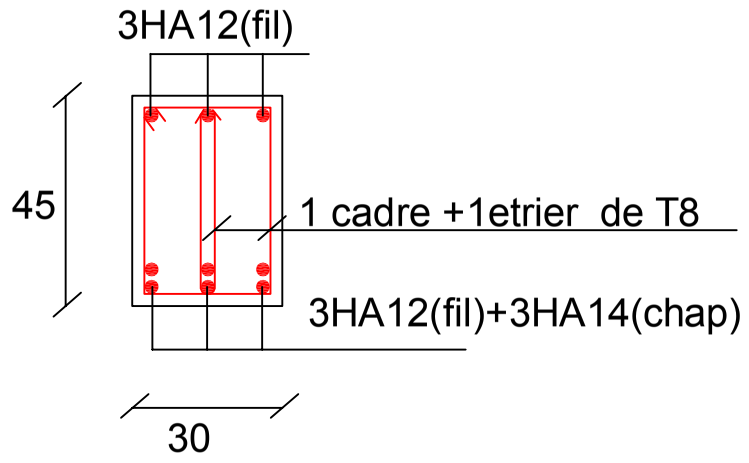


S-sol2 et S-sol1 (F-F)



COUPE
1-1

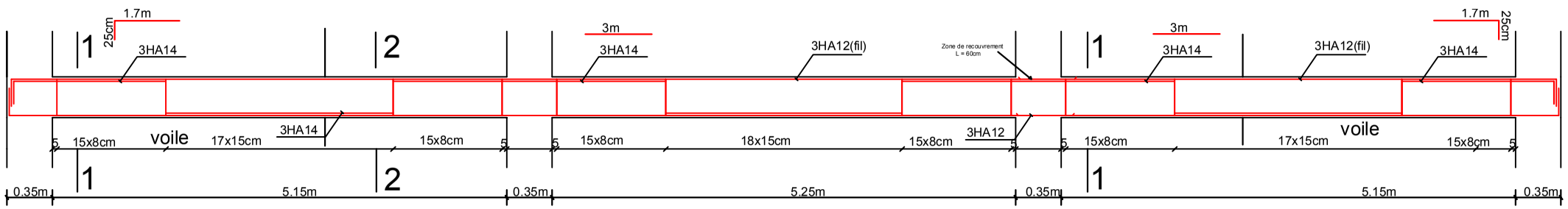




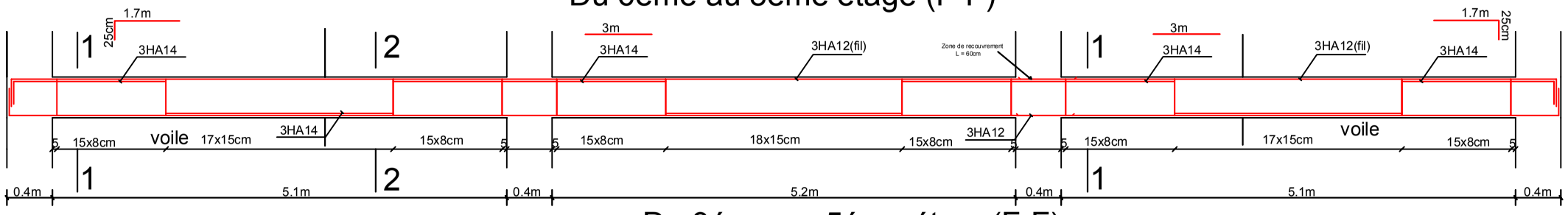
COUPE 2-2

TITRE:
Plan de ferraillage des poutres principales loin des voiles

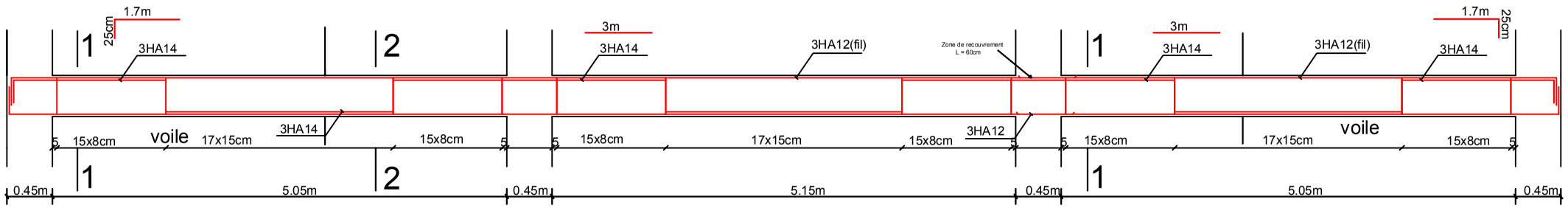
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



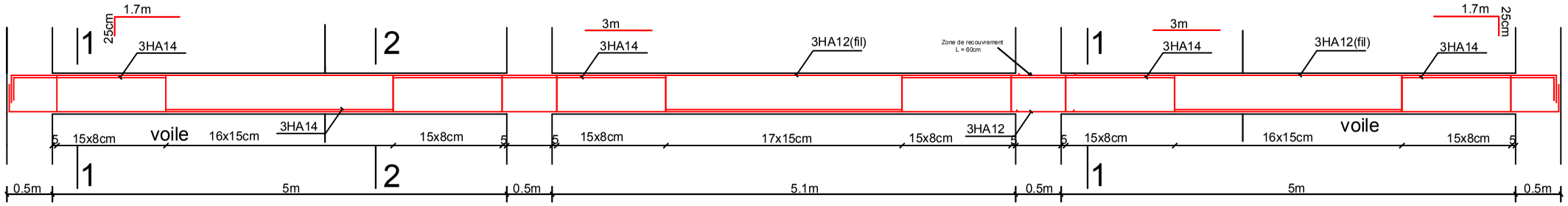
Du 6éme au 8éme étage (F-F)



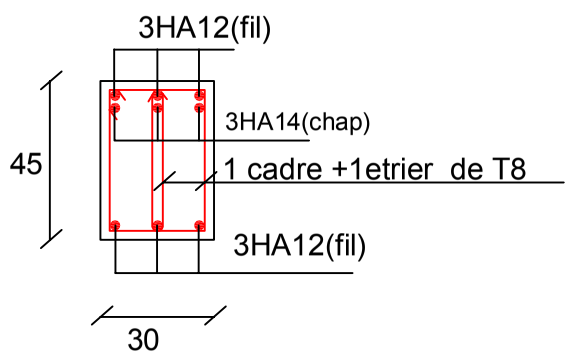
Du 3éme au 5éme étage(F-F)



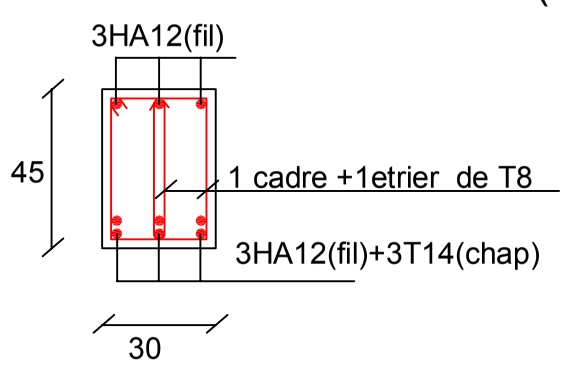
RDC,1er et 2éme étage(F-F)



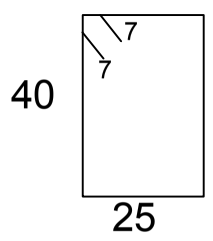
S-sol2 et S-sol1(F-F)

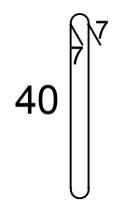


COUPE 1-1

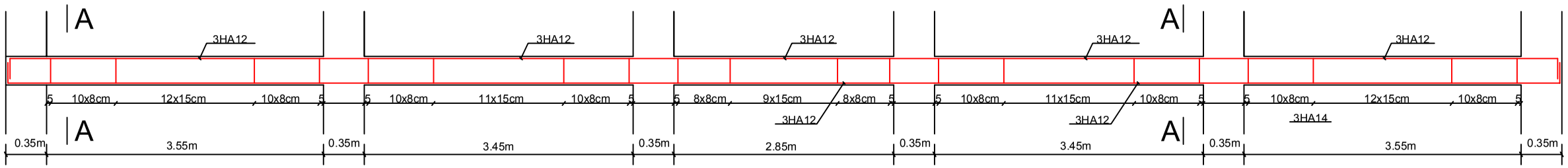


COUPE 2-2

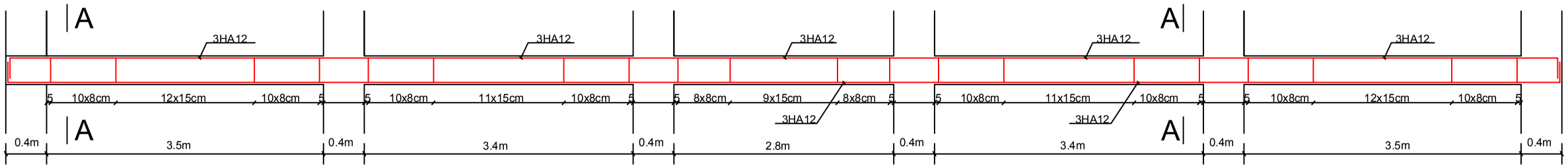




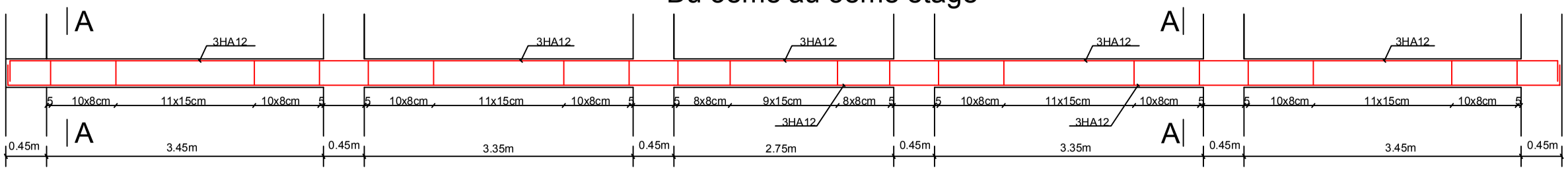
TITRE:
Plan de ferraillage des poutres principales proche des voiles



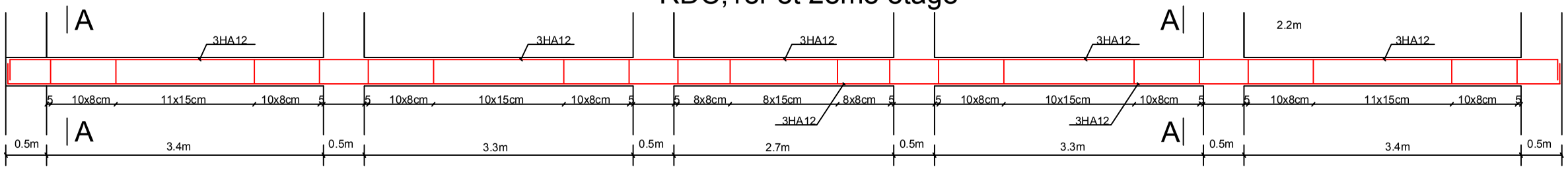
Du 6éme au 8éme étage



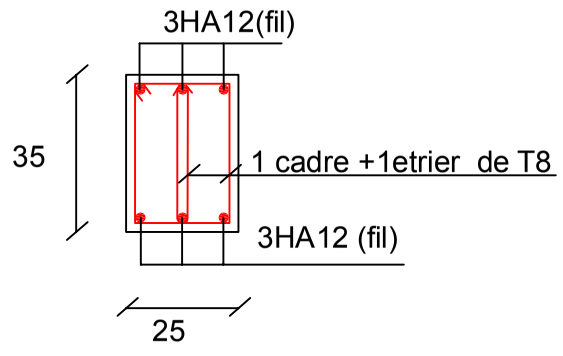
Du 3éme au 5éme étage



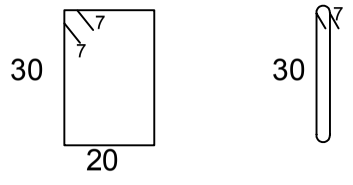
RDC,1er et 2éme étage



S-sol2 et S-sol1

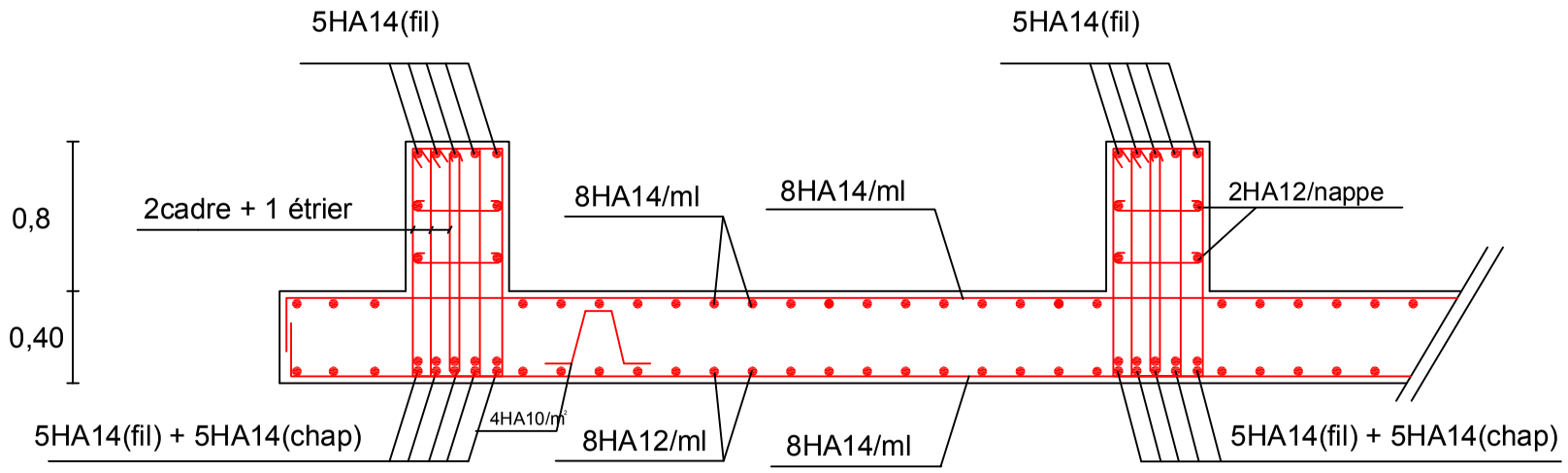


COUPE A-A

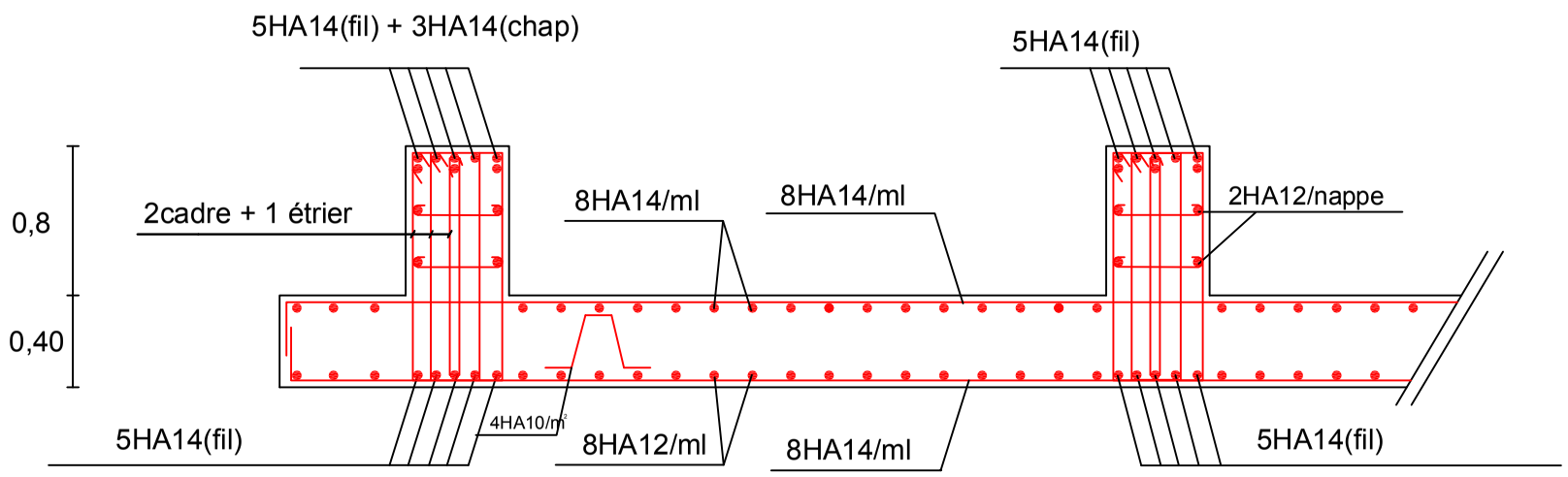


TITRE:
Plan de ferraillage des poutres de chainage

Ferraillage des nervures aux appuis et de la dalle du radier (X-X)

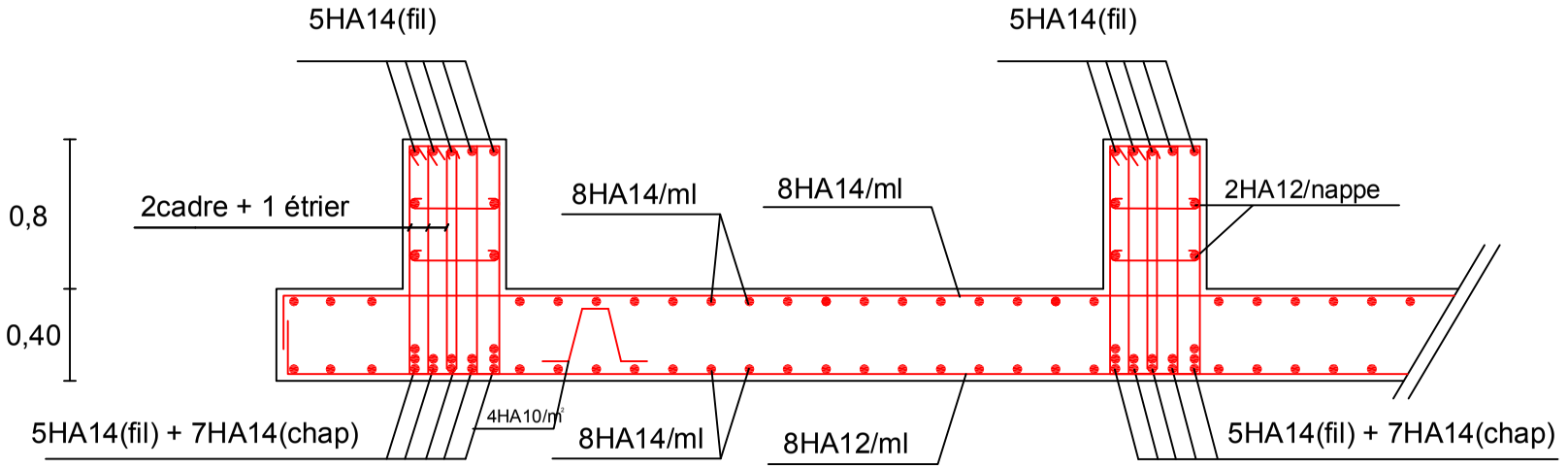


Ferraillage des nervures en travées et de la dalle du radier (X-X)

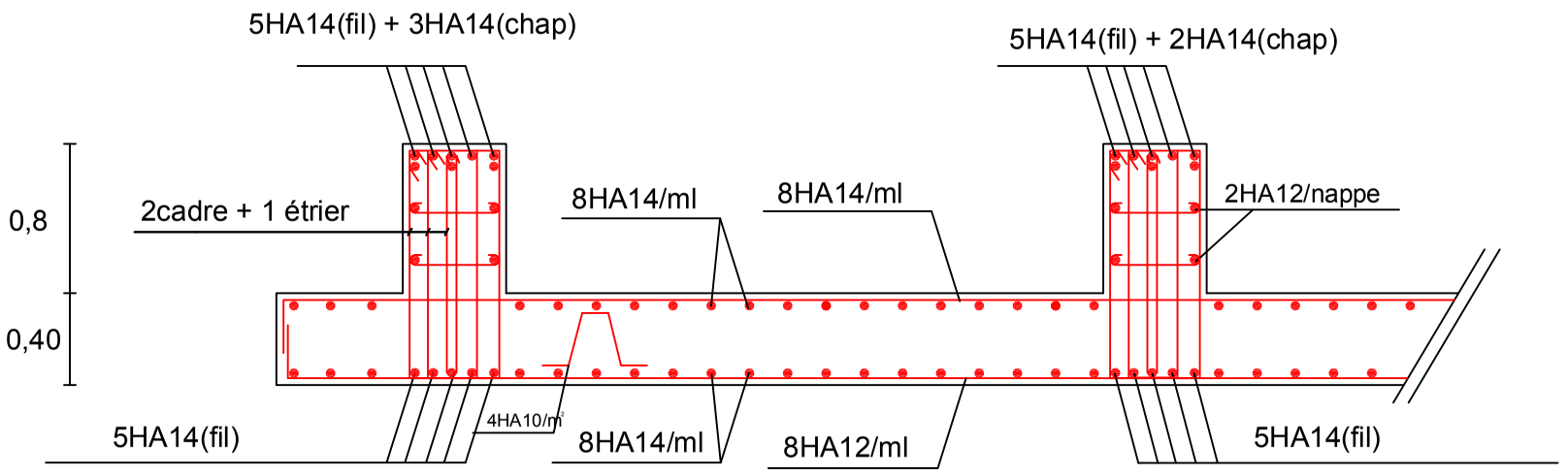


TITRE :
Plan de ferraillage de la nervure dans le sens longitudinal (XX)

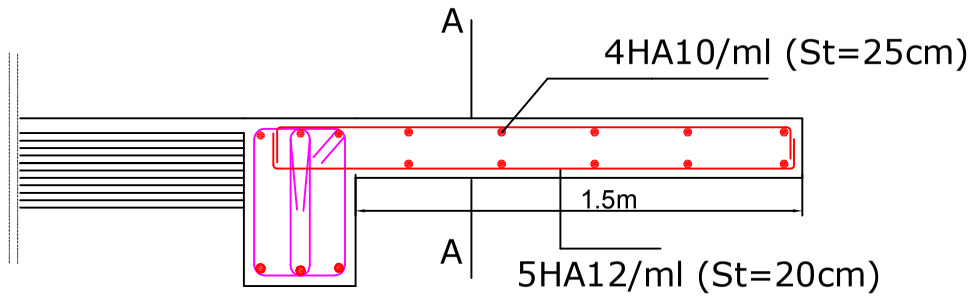
Ferraillage des nervures aux appuis et de la dalle du radier (Y-Y)

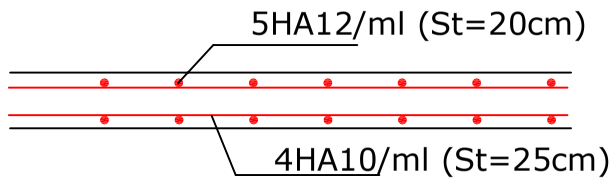


Ferraillage des nervures en travées et de la dalle du radier (Y-Y)



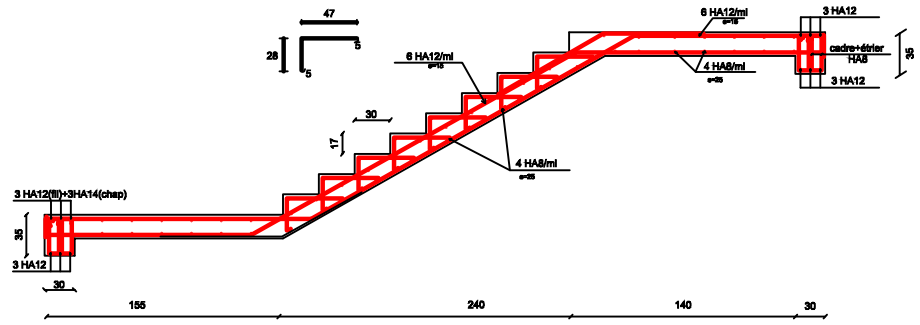
TITRE :
Plan de ferraillage de la nervure dans le sens transversal (YY)



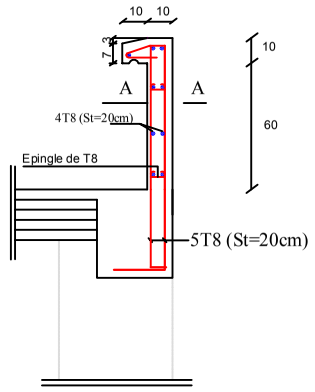


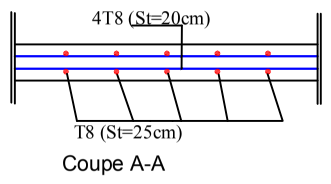
coupe A-A

Plan de ferraillage du porte a faux



Plan de ferraillage de l'escalier





Coupe A-A

Plan de ferraillage de l'acrotére

TITRE :
Plan de ferraillage des éléments secondaires

Conclusion générale

Conclusion Générale :

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de bâtiment.

Nous avons utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferraillage des différents éléments de construction.

D'après l'étude que nous avons faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dés le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique optimale réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour nous qui va représenter notre premier pas dans le domaine du travail.

ANNEXE I :

Etude du contreventement

INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous étudierons le système structurel d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitation horizontales, vent et séisme.
Le contreventement peut être assuré :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux poutres) formant des portiques d'étage.

Les cages d'escalier et d'assesseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
Une combinaison des deux systèmes suscités, forment un contreventement mixte ou portique et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part .pour cela nous allons comparer les rigidités des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer (une inertie fictive).

1. Calcul des rigidités linéaires :

- Rigidités linéaire d'un poteau : $\boldsymbol{K_{poteau}} = \frac{I_{pot}}{h_c}$
- Rigidités linéaire d'une poutre : $\boldsymbol{K_{poutre}} = \frac{I_{pout}}{L_c}$

Identification des paramètres :

I : moment d'inertie de l'élément $\left(I = \frac{b\,h^3}{12}\right)$.

Poteaux : $\boldsymbol{h_c} = \bar{h} + \frac{1}{2}e_{pot}$ Avec : $\boldsymbol{h_c}$: Hauteur des poteaux à calculées.

$\boldsymbol{\bar{h}}$: Hauteur entre nus des poteaux.

$\boldsymbol{e_{pot}}$: Largeur des poteaux.

$\boldsymbol{\bar{h}} = h_e - h_{poutre}$

Poutres **:** $\boldsymbol{L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}}$ Avec : $\boldsymbol{L_c}$: Longueur des poutres à calculées.

$\boldsymbol{\bar{L}}$: Longueur entre nus des poutres.

$\boldsymbol{h_{poutre}}$: Hauteur des poutres.

$\boldsymbol{\bar{L} = L_0 - e_{poteaux}}$

❖ **Rigidités linéaires des poteaux :**

	b (cm)	h(cm)	I (cm^4)	h_e(cm)	h_p(cm)	$\bar{h}$ (cm)	e_{pot}(cm)	h_c(cm)	K(cm^3)
8	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.46
7	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.46
6	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.46
5	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
4	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
3	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
2	45	45	341718.75	306	35	271	45	293.5	1164.29
1	45	45	341718.75	306	35	271	45	293.5	1164.29
RDC	45	45	341718.75	306	35	271	45	293.5	1164.29
S-S 2	50	50	520833.33	306	35	271	50	296	1759.57
S-S 1	50	50	520833.33	459	35	424	50	449	1159.99

Tableau 1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.

	b(cm)	h(cm)	I (cm^4)	h_e(cm)	h_p(cm)	$\bar{h}$(cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	K(cm^3)
8	35	35	125052.08	306	45	261	35	278.5	449.02
7	35	35	125052.08	306	45	261	35	278.5	449.02
6	35	35	125052.08	306	45	261	35	278.5	449.02
5	40	40	213333.33	306	45	261	40	281	759.19
4	40	40	213333.33	306	45	261	40	281	759.19
3	40	40	213333.33	306	45	261	40	281	759.19
2	45	45	341718.75	306	45	261	45	283.5	1205.36
1	45	45	341718.75	306	45	261	45	283.5	1205.36
RDC	45	45	341718.75	306	45	261	45	283.5	1205.36
S-S 2	50	50	520833.33	306	45	261	50	286	1821.10
S-S 1	50	50	520833.33	408	45	414	50	439	1186.41

Tableau 2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

❖ **Rigidités linéaires des poutres :**

Etages		b(cm)	h(cm)	I(cm^4)	L_0(cm)	e_{pot}(cm)	$\bar{L}$(cm)	h_{poutre} (cm)	L_c(cm)	K_{poutre} (cm^3)
6,7,8	A-B	30	35	107187.5	390	35	355	35	372.5	287.75
	B-C	30	35	107187.5	380	35	345	35	362.5	295.69
	C-D	30	35	107187.5	320	35	285	35	302.5	354.34
	D-E	30	35	107187.5	380	35	345	35	362.5	295.69
	E-F	30	35	107187.5	390	35	355	35	372.5	287.75
3,4,5	A-B	30	35	107187.5	390	40	350	35	367.5	291.67
	B-C	30	35	107187.5	380	40	340	35	357.5	299.83
	C-D	30	35	107187.5	320	40	280	35	297.5	360.29
	D-E	30	35	107187.5	380	40	340	35	357.5	299.83
	E-F	30	35	107187.5	390	40	350	35	367.5	291.67
RDC,1,2	A-B	30	35	107187.5	390	45	345	35	362.5	295.69
	B-C	30	35	107187.5	380	45	335	35	352.5	304.08
	C-D	30	35	107187.5	320	45	275	35	292.5	366.45
	D-E	30	35	107187.5	380	45	335	35	352.5	304.08
	E-F	30	35	107187.5	390	45	345	35	362.5	295.69
S-S1,S-S2	A-B	30	35	107187.5	390	50	340	35	357.5	299.83
	B-C	30	35	107187.5	380	50	330	35	347.5	308.45
	C-D	30	35	107187.5	320	50	270	35	287.5	372.83
	D-E	30	35	107187.5	380	50	330	35	347.5	308.45
	E-F	30	35	107187.5	390	50	340	35	357.5	299.83

Tableau 3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.

Etages		b(cm)	h(cm)	I(cm^4)	L_0(cm)	e_{pot}(cm)	$\bar{L}$(cm)	h_{poutre} (cm)	L_c(cm)	K_{poutre} (cm^3)
6,7,8	1--2	30	45	227812.5	550	35	515	45	537.5	423.84
	2--3	30	45	227812.5	560	35	525	45	547.5	416.10
	3--4	30	45	227812.5	550	35	515	45	537.5	423.84
3,4,5	1--2	30	45	227812.5	550	40	510	45	532.5	427.82
	2--3	30	45	227812.5	560	40	520	45	542.5	419.93
	3--4	30	45	227812.5	550	40	510	45	532.5	427.82
1,2,RDC	1--2	30	45	227812.5	550	45	505	45	527.5	431.87
	2--3	30	45	227812.5	560	45	515	45	537.5	423.84
	3--4	30	45	227812.5	550	45	505	45	527.5	431.87
S-S 1,S-S2	1--2	30	45	227812.5	550	50	500	45	522.5	436.00
	2--3	30	45	227812.5	560	50	510	45	532.5	427.82
	3--4	30	45	227812.5	550	50	500	45	522.5	436.00

Tableau 4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

2. Rigidités des refends (voiles) :

2.1 Calcul des inerties des voiles :

- ***Les voiles longitudinaux (xx) :***

$$I_x = \frac{l \times e^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{e \times l^3}{12}$$

$I_x \lll I_y$: I_x est négligeable devant I_y

- ***Les voiles transversaux (yy) :***

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{l \times e^3}{12}$$

$I_y \lll I_x$: I_y est négligeable devant I_x

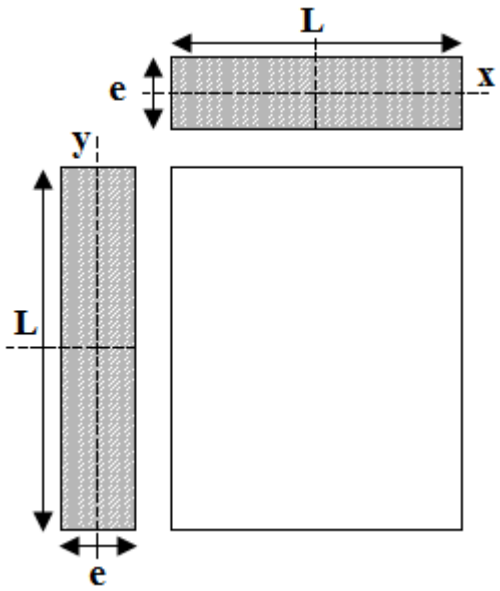


Figure 1 : coupe des voiles en plan.

A. Les inerties des voiles sens transversal (parallèles à X) : ($I_x = \frac{a \times L^3}{12}$)

Niveaux	Voiles	Epaisseur (e) (cm)	Longueur (L) (cm)	Inertie Ix (cm^4)
S-S1 ==> 8éme étage	V_L1	20	200	13333333,33
	V_L 2	20	200	13333333,33
	V_L 3	20	180	9720000
	V_L 4	20	180	9720000
	V_L 5	20	180	9720000
	V_L 6	20	180	9720000
	V_L 7	20	320	54613333,33
S-S2	V_L1	25	200	16666666,67
	V_L 2	25	200	16666666,67
	V_L 3	25	180	12150000
	V_L 4	25	180	12150000
	V_L 5	25	180	12150000
	V_L 6	25	180	12150000
	V_L 7	25	320	68266666,67

Tableau 5 : Inerties des voiles suivant X-X

B. Les inerties des voiles sens longitudinal (parallèles à Y) : ($I_y=\frac{a\times L^3}{12}$)

Niveaux	Voiles	Epaisseur (e) (cm)	Longueur (L) (cm)	Inertie Iy (cm^4)
S-S1 ==>8éme étage	V_T1	20	300	45000000
	V_T2	20	300	45000000
	V_T3	20	300	45000000
	V_T4	20	300	45000000
S-S2	V_T1	25	300	56250000
	V_T2	25	300	56250000
	V_T3	25	300	56250000
	V_T4	25	300	56250000

Tableau 6 : Inerties des voiles suivant ***Y-Y***

3. Inertie fictive des portiques et des refends:

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à ***1 tonnes***, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à ***1 m^4***, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « Inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

3.1 Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{I} = \frac{f_n}{D_n}$$

$\boldsymbol{D_n}$: Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$\boldsymbol{D_n} = \sum \Delta_n$

$\Delta_{\boldsymbol{n}}$: Déplacement du portique au niveau n.

f_n : Flèche du refend au même niveau.
I : Inertie fictive du portique au niveau n.

Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont $I = 1\ m^4$, soumise au même système de force que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales ***1 tonne***, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante : $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

S_i **:** Surface de trapèze : $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$

d_i **:** Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$$

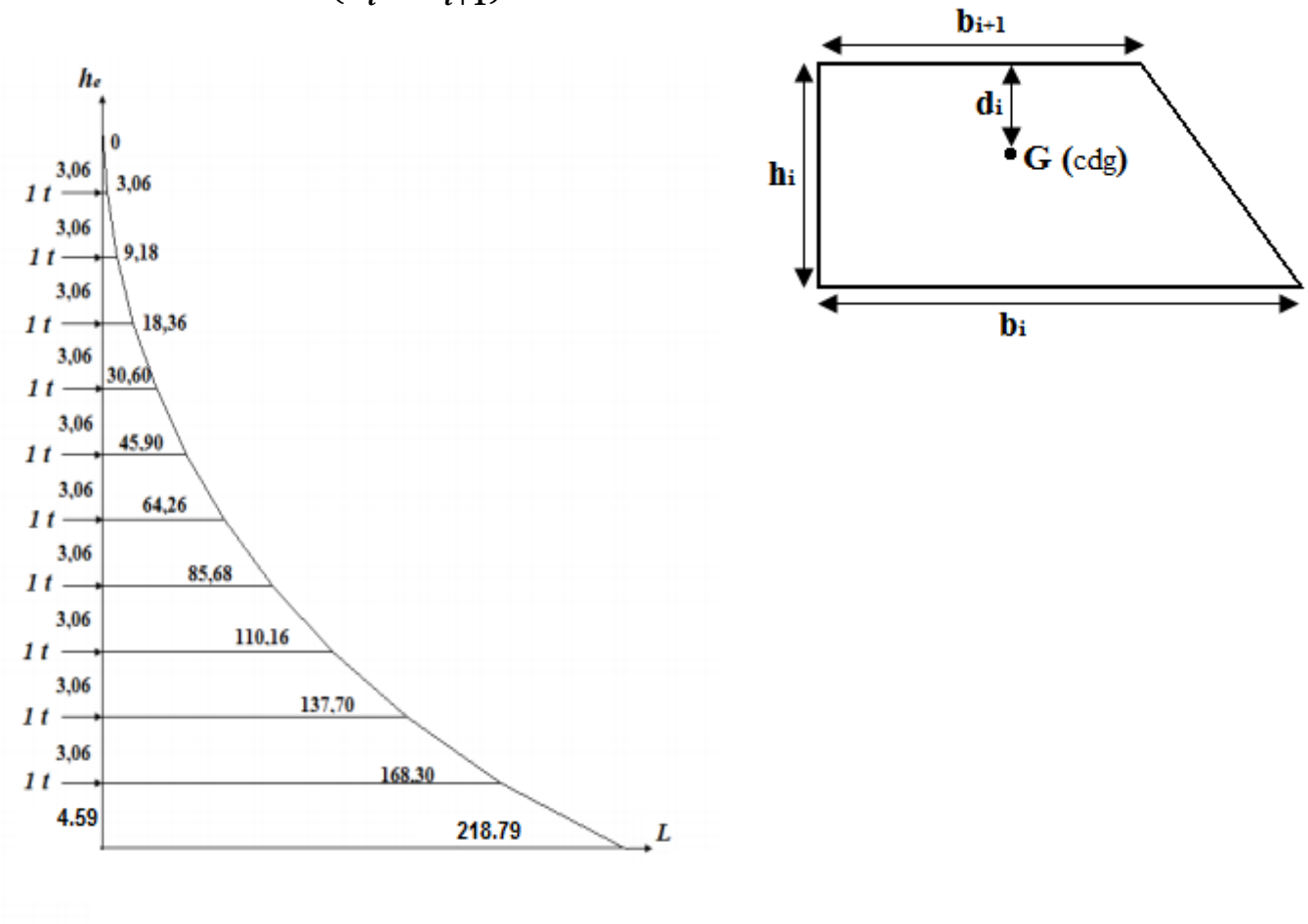


Figure 2 : Diagramme des moments des aires.

Le tableau suivant donne la section des aires « Si » et la position de centre de gravité « di » à partir du diagramme des moments :

Niveau	b_{i+1}	b_i	h_e	D_i	S_i	$S_i \times D_i$	F×EI
8	0	3.06	3.06	2.04	4.68	9.55	70022,12
7	3.06	9.18	3.06	1.79	18.73	33.43	61792,85
6	9.18	18.36	3.06	1.70	42.14	71.63	53596,92
5	18.36	30.6	3.06	1.66	74.91	124.16	45491,81
4	30.6	45.9	3.06	1.63	117.05	191.02	37563,21
3	45.9	64.26	3.06	1.62	168.54	272.20	29926,32
2	64.26	85.68	3.06	1.60	229.41	367.71	22722,93
1	85.68	110.16	3.06	1.59	299.64	477.54	16127,51
RDC	110.16	137.7	3.06	1.59	379.23	601.70	10339,61
S-S 2	137.7	168.3	3.06	1.58	468.18	740.19	5585,60
S-S 1	168.3	218.79	4.59	2.39	888.37	2127.46	2127,46

Tableau 7 : Section des aires et position du centre de gravité

- Calcul de la flèche :

$$\boldsymbol{f_{s-s2}} = \frac{888.37 \times 2.39}{EI} = \boldsymbol{\frac{2127.46}{EI}}$$

$$\boldsymbol{f_{s-s1}} = \frac{888.37 \times 5.45 + 468.18 \times 1,58}{EI} = \boldsymbol{\frac{5585,60}{EI}}$$

$$\boldsymbol{f_{RDC}} = \frac{888.37 \times 8,51 + 468.18 \times 4,64 + 379.23 \times 1,59}{EI} = \boldsymbol{\frac{10339,61}{EI}}$$

$$\boldsymbol{f_1} = \frac{888.37 \times 11,57 + 468.18 \times 7,7 + 379.23 \times 4,65 + 299.64 \times 1,59}{EI} = \boldsymbol{\frac{16127,51}{EI}}$$

$$\boldsymbol{f_2} = \frac{888.37 \times 14,63 + 468.18 \times 10,76 + 379.23 \times 7,71 + 299.64 \times 4,65 + 229.41 \times 1,6}{EI} = \boldsymbol{\frac{22722,93}{EI}}$$

$$\boldsymbol{f_3} = \boldsymbol{\frac{29926,32}{EI}} \qquad \boldsymbol{f_4} = \boldsymbol{\frac{37563,21}{EI}} \qquad \boldsymbol{f_5} = \boldsymbol{\frac{45491,81}{EI}}$$

$$f_6 = \frac{53596,92}{EI} \qquad f_7 = \frac{61792,85}{EI} \qquad f_8 = \frac{70022,12}{EI}$$

Calcul du déplacement des portiques :

La translation est donnée par

$$E\Delta_n = E\psi_n \times h_e$$

Avec :

$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K^n_{poteaux}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$

h_e : Hauteur d'étage.

M_n : Moment d'étage : $M_n = T_n \times h_e$

T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

$E\theta$: Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants : $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K^n_{poutres}}$
- Pour les poteaux encastrés à la base : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K^1_{poutres} + 2\sum K^1_{poteaux}}$
- Pour les poteaux articulés à la base : $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{24 \times \sum K^1_{poutres}}$

Les tableaux suivant nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

Inertie fictives des portiques selon X-X

Niveaux	Portique	h_e (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$\sum K_{poteaux}$ (m^3) $\times 10^{-4}$	$\sum K_{poutres}$ (m^3) $\times 10^{-4}$	$E\theta_n$ ($t.m^{-2}$)	$E\Psi_n$ ($t.m^{-2}$)	$E\Delta_n$ (kN/m)	$D_n = \sum E\Delta_n$ (kN/m)	F×EI ($kN.m^3$)	I (m^4)	$\sum I$ (m^4)
8	(A-A)	3,06	3,06	0	*26,008*	*15,212*	83,814	265,677	8129,712	426181,441	70022.12	0,164	0,99
	(B-B)	3,06	3,06	0	*26,008*	*15,212*	83,814	265,677	8129,712	426181,441	70022.12	0,164	
	(C-C)	3,06	3,06	0	*26,008*	*15,212*	83,814	265,677	8129,712	426181,441	70022.12	0,164	
	(D-D)	3,06	3,06	0	*26,008*	*15,212*	83,814	265,677	8129,712	426181,441	70022.12	0,164	
	(E-E)	3,06	3,06	0	*26,008*	*15,212*	83,814	265,677	8129,712	426181,441	70022.12	0,164	
	(F-F)	3,06	3,06	0	*26,008*	*15,212*	83,814	265,677	8129,712	426181,441	70022.12	0,164	
7	(A-A)	3,06	6,12	3,06	*26,008*	*15,212*	251,443	531,354	16259,425	418051,728	61792.85	0,148	0,89
	(B-B)	3,06	6,12	3,06	*26,008*	*15,212*	251,443	531,354	16259,425	418051,728	61792.85	0,148	
	(C-C)	3,06	6,12	3,06	*26,008*	*15,212*	251,443	531,354	16259,425	418051,728	61792.85	0,148	
	(D-D)	3,06	6,12	3,06	*26,008*	*15,212*	251,443	531,354	16259,425	418051,728	61792.85	0,148	
	(E-E)	3,06	6,12	3,06	*26,008*	*15,212*	251,443	531,354	16259,425	418051,728	61792.85	0,148	
	(F-F)	3,06	6,12	3,06	*26,008*	*15,212*	251,443	531,354	16259,425	418051,728	61792.85	0,148	
6	(A-A)	3,06	9,18	6,12	*26,008*	*15,212*	419,072	792,837	24260,825	401792,303	53596.92	0,133	0,80
	(B-B)	3,06	9,18	6,12	*26,008*	*15,212*	419,072	792,837	24260,825	401792,303	53596.92	0,133	
	(C-C)	3,06	9,18	6,12	*26,008*	*15,212*	419,072	792,837	24260,825	401792,303	53596.92	0,133	
	(D-D)	3,06	9,18	6,12	*26,008*	*15,212*	419,072	792,837	24260,825	401792,303	53596.92	0,133	
	(E-E)	3,06	9,18	6,12	*26,008*	*15,212*	419,072	792,837	24260,825	401792,303	53596.92	0,133	
	(F-F)	3,06	9,18	6,12	*26,008*	*15,212*	419,072	792,837	24260,825	401792,303	53596.92	0,133	

5	(A-A)	3,06	12,24	9,18	*43,986*	*15,433*	578,314	892,822	27320,351	377531,478	45491.81	0,120	0,72
	(B-B)	3,06	12,24	9,18	*43,986*	*15,433*	578,314	892,822	27320,351	377531,478	45491.81	0,120	
	(C-C)	3,06	12,24	9,18	*43,986*	*15,433*	578,314	892,822	27320,351	377531,478	45491.81	0,120	
	(D-D)	3,06	12,24	9,18	*43,986*	*15,433*	578,314	892,822	27320,351	377531,478	45491.81	0,120	
	(E-E)	3,06	12,24	9,18	*43,986*	*15,433*	578,314	892,822	27320,351	377531,478	45491.81	0,120	
	(F-F)	3,06	12,24	9,18	*43,986*	*15,433*	578,314	892,822	27320,351	377531,478	45491.81	0,120	
4	(A-A)	3,06	15,3	12,24	*43,986*	15,433	743,546	1116,027	34150,439	350211,127	37563.21	0,107	0,64
	(B-B)	3,06	15,3	12,24	*43,986*	15,433	743,546	1116,027	34150,439	350211,127	37563.21	0,107	
	(C-C)	3,06	15,3	12,24	*43,986*	15,433	743,546	1116,027	34150,439	350211,127	37563.21	0,107	
	(D-D)	3,06	15,3	12,24	*43,986*	15,433	743,546	1116,027	34150,439	350211,127	37563.21	0,107	
	(E-E)	3,06	15,3	12,24	*43,986*	15,433	743,546	1116,027	34150,439	350211,127	37563.21	0,107	
	(F-F)	3,06	15,3	12,24	*43,986*	15,433	743,546	1116,027	34150,439	350211,127	37563.21	0,107	
3	(A-A)	3,06	18,36	15,3	*43,986*	15,433	908,779	1331,445	40742,224	316060,688	29926.32	0,095	0,57
	(B-B)	3,06	18,36	15,3	*43,986*	15,433	908,779	1331,445	40742,224	316060,688	29926.32	0,095	
	(C-C)	3,06	18,36	15,3	*43,986*	15,433	908,779	1331,445	40742,224	316060,688	29926.32	0,095	
	(D-D)	3,06	18,36	15,3	*43,986*	15,433	908,779	1331,445	40742,224	316060,688	29926.32	0,095	
	(E-E)	3,06	18,36	15,3	*43,986*	15,433	908,779	1331,445	40742,224	316060,688	29926.32	0,095	
	(F-F)	3,06	18,36	15,3	*43,986*	15,433	908,779	1331,445	40742,224	316060,688	29926.32	0,095	
2	(A-A)	3,06	21,42	18,36	*69,857*	15,660	1058,436	1395,375	42698,461	275318,464	22722.93	0,083	0,5
	(B-B)	3,06	21,42	18,36	*69,857*	15,660	1058,436	1395,375	42698,461	275318,464	22722.93	0,083	
	(C-C)	3,06	21,42	18,36	*69,857*	15,660	1058,436	1395,375	42698,461	275318,464	22722.93	0,083	
	(D-D)	3,06	21,42	18,36	*69,857*	15,660	1058,436	1395,375	42698,461	275318,464	22722.93	0,083	
	(E-E)	3,06	21,42	18,36	*69,857*	15,660	1058,436	1395,375	42698,461	275318,464	22722.93	0,083	
	(F-F)	3,06	21,42	18,36	*69,857*	15,660	1058,436	1395,375	42698,461	275318,464	22722.93	0,083	

1	(A-A)	3,06	24,48	21,42	*69,857*	15,660	1221,272	1594,714	48798,242	232620,003	16127.51	0,069	0,41
	(B-B)	3,06	24,48	21,42	*69,857*	15,660	1221,272	1594,714	48798,242	232620,003	16127.51	0,069	
	(C-C)	3,06	24,48	21,42	*69,857*	15,660	1221,272	1594,714	48798,242	232620,003	16127.51	0,069	
	(D-D)	3,06	24,48	21,42	*69,857*	15,660	1221,272	1594,714	48798,242	232620,003	16127.51	0,069	
	(E-E)	3,06	24,48	21,42	*69,857*	15,660	1221,272	1594,714	48798,242	232620,003	16127.51	0,069	
	(F-F)	3,06	24,48	21,42	*69,857*	15,660	1221,272	1594,714	48798,242	232620,003	16127.51	0,069	
RDC	(A-A)	3,06	27,54	24,48	*69,857*	15,660	1384,108	1782,665	54549,563	183821,761	10339.61	0,056	0,34
	(B-B)	3,06	27,54	24,48	*69,857*	15,660	1384,108	1782,665	54549,563	183821,761	10339.61	0,056	
	(C-C)	3,06	27,54	24,48	*69,857*	15,660	1384,108	1782,665	54549,563	183821,761	10339.61	0,056	
	(D-D)	3,06	27,54	24,48	*69,857*	15,660	1384,108	1782,665	54549,563	183821,761	10339.61	0,056	
	(E-E)	3,06	27,54	24,48	*69,857*	15,660	1384,108	1782,665	54549,563	183821,761	10339.61	0,056	
	(F-F)	3,06	27,54	24,48	*69,857*	15,660	1384,108	1782,665	54549,563	183821,761	10339.61	0,056	
S-S 2	(A-A)	3,06	30,6	27,54	*105,574*	*15,894*	1524,170	1929,287	59036,172	129272,198	5585.6	0,043	0,26
	(B-B)	3,06	30,6	27,54	*105,574*	*15,894*	1524,170	1929,287	59036,172	129272,198	5585.6	0,043	
	(C-C)	3,06	30,6	27,54	*105,574*	*15,894*	1524,170	1929,287	59036,172	129272,198	5585.6	0,043	
	(D-D)	3,06	30,6	27,54	*105,574*	*15,894*	1524,170	1929,287	59036,172	129272,198	5585.6	0,043	
	(E-E)	3,06	30,6	27,54	*105,574*	*15,894*	1524,170	1929,287	59036,172	129272,198	5585.6	0,043	
	(F-F)	3,06	30,6	27,54	*105,574*	*15,894*	1524,170	1929,287	59036,172	129272,198	5585.6	0,043	
S-S 1	(A-A)	4,59	50,49	45,9	*69,599*	*15,894*	1851,331	1530,197	70236,026	70236,026	2127.46	0,030	0,18
	(B-B)	4,59	50,49	45,9	*69,599*	*15,894*	1851,331	1530,197	70236,026	70236,026	2127.46	0,030	
	(C-C)	4,59	50,49	45,9	*69,599*	*15,894*	1851,331	1530,197	70236,026	70236,026	2127.46	0,030	
	(D-D)	4,59	50,49	45,9	*69,599*	*15,894*	1851,331	1530,197	70236,026	70236,026	2127.46	0,030	
	(E-E)	4,59	50,49	45,9	*69,599*	*15,894*	1851,331	1530,197	70236,026	70236,026	2127.46	0,030	
	(F-F)	4,59	50,49	45,9	*69,599*	*15,894*	1851,331	1530,197	70236,026	70236,026	2127.46	0,030	
													5.32

Tableau 8 : Inerties fictives selon X-X

Inertie fictives des portiques selon Y-Y													
Niveaux	Portique	h_e (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$\sum K_{poteaux}$ (m^3) $\times 10^{-4}$	$\sum K_{poutres}$ (m^3) $\times 10^{-4}$	$E\theta_n$ ($t.m^{-2}$)	$E\Psi_n$ ($t.m^{-2}$)	$E\Delta_n$ (kN/m)	$D_n = \sum E\Delta_n$ (kN/m)	F×EI ($kN.m^3$)	I (m^4)	$\sum I$ (m^4)
8	(1-1)	3,06	3,06	0	*17,961*	*12,638*	100,888	343,751	10518,795	547682,524	70022.12	0,128	0,51
	(2-2)	3,06	3,06	0	*17,961*	*12,638*	100,888	343,751	10518,795	547682,524	70022.12	0,128	
	(3-3)	3,06	3,06	0	*17,961*	*12,638*	100,888	343,751	10518,795	547682,524	70022.12	0,128	
	(4-4)	3,06	3,06	0	*17,961*	*12,638*	100,888	343,751	10518,795	547682,524	70022.12	0,128	
7	(1-1)	3,06	6,12	3,06	*17,961*	*12,638*	302,663	687,503	21037,591	537163,729	61792.85	0,115	0,46
	(2-2)	3,06	6,12	3,06	*17,961*	*12,638*	302,663	687,503	21037,591	537163,729	61792.85	0,115	
	(3-3)	3,06	6,12	3,06	*17,961*	*12,638*	302,663	687,503	21037,591	537163,729	61792.85	0,115	
	(4-4)	3,06	6,12	3,06	*17,961*	*12,638*	302,663	687,503	21037,591	537163,729	61792.85	0,115	
6	(1-1)	3,06	9,18	6,12	*17,961*	*12,638*	504,439	1027,982	31456,264	516126,138	53596.92	0,104	0,42
	(2-2)	3,06	9,18	6,12	*17,961*	*12,638*	504,439	1027,982	31456,264	516126,138	53596.92	0,104	
	(3-3)	3,06	9,18	6,12	*17,961*	*12,638*	504,439	1027,982	31456,264	516126,138	53596.92	0,104	
	(4-4)	3,06	9,18	6,12	*17,961*	*12,638*	504,439	1027,982	31456,264	516126,138	53596.92	0,104	
5	(1-1)	3,06	12,24	9,18	*30,368*	*12,756*	699,671	1135,514	34746,733	484669,874	45491.81	0,094	0,38
	(2-2)	3,06	12,24	9,18	*30,368*	*12,756*	699,671	1135,514	34746,733	484669,874	45491.81	0,094	
	(3-3)	3,06	12,24	9,18	*30,368*	*12,756*	699,671	1135,514	34746,733	484669,874	45491.81	0,094	
	(4-4)	3,06	12,24	9,18	*30,368*	*12,756*	699,671	1135,514	34746,733	484669,874	45491.81	0,094	
4	(1-1)	3,06	15,3	12,24	*30,368*	12,756	899,598	1419,409	43433,901	449923,141	37563.21	0,083	0,33
	(2-2)	3,06	15,3	12,24	*30,368*	12,756	899,598	1419,409	43433,901	449923,141	37563.21	0,083	
	(3-3)	3,06	15,3	12,24	*30,368*	12,756	899,598	1419,409	43433,901	449923,141	37563.21	0,083	
	(4-4)	3,06	15,3	12,24	*30,368*	12,756	899,598	1419,409	43433,901	449923,141	37563.21	0,083	

3	(1-1)	3,06	18,36	15,3	*30,368*	12,756	1099,508	1697,230	51935,238	406489,240	29926.32	0,074	0,29
	(2-2)	3,06	18,36	15,3	*30,368*	12,756	1099,508	1697,230	51935,238	406489,240	29926.32	0,074	
	(3-3)	3,06	18,36	15,3	*30,368*	12,756	1099,508	1697,230	51935,238	406489,240	29926.32	0,074	
	(4-4)	3,06	18,36	15,3	*30,368*	12,756	1099,508	1697,230	51935,238	406489,240	29926.32	0,074	
2	(1-1)	3,06	21,42	18,36	*48,214*	12,876	1287,299	1756,543	53750,215	354554,002	22722.93	0,064	0,26
	(2-2)	3,06	21,42	18,36	*48,214*	12,876	1287,299	1756,543	53750,215	354554,002	22722.93	0,064	
	(3-3)	3,06	21,42	18,36	*48,214*	12,876	1287,299	1756,543	53750,215	354554,002	22722.93	0,064	
	(4-4)	3,06	21,42	18,36	*48,214*	12,876	1287,299	1756,543	53750,215	354554,002	22722.93	0,064	
1	(1-1)	3,06	24,48	21,42	*48,214*	12,876	1485,345	2007,478	61428,817	300803,787	16127.51	0,054	0,21
	(2-2)	3,06	24,48	21,42	*48,214*	12,876	1485,345	2007,478	61428,817	300803,787	16127.51	0,054	
	(3-3)	3,06	24,48	21,42	*48,214*	12,876	1485,345	2007,478	61428,817	300803,787	16127.51	0,054	
	(4-4)	3,06	24,48	21,42	*48,214*	12,876	1485,345	2007,478	61428,817	300803,787	16127.51	0,054	
RDC	(1-1)	3,06	27,54	24,48	*48,214*	12,876	1683,391	2249,554	68836,351	239374,970	10339.61	0,043	0,17
	(2-2)	3,06	27,54	24,48	*48,214*	12,876	1683,391	2249,554	68836,351	239374,970	10339.61	0,043	
	(3-3)	3,06	27,54	24,48	*48,214*	12,876	1683,391	2249,554	68836,351	239374,970	10339.61	0,043	
	(4-4)	3,06	27,54	24,48	*48,214*	12,876	1683,391	2249,554	68836,351	239374,970	10339.61	0,043	
S-S 2	(1-1)	3,06	30,6	27,54	*72,844*	*12,998*	1863,720	2466,455	75473,517	170538,620	5585.6	0,033	0,13
	(2-2)	3,06	30,6	27,54	*72,844*	*12,998*	1863,720	2466,455	75473,517	170538,620	5585.6	0,033	
	(3-3)	3,06	30,6	27,54	*72,844*	*12,998*	1863,720	2466,455	75473,517	170538,620	5585.6	0,033	
	(4-4)	3,06	30,6	27,54	*72,844*	*12,998*	1863,720	2466,455	75473,517	170538,620	5585.6	0,033	
S-S 1	(1-1)	4,59	50,49	45,9	*47,456*	*12,998*	2369,064	2071,135	95065,103	95065,103	2127.46	0,022	0,09
	(2-2)	4,59	50,49	45,9	*47,456*	*12,998*	2369,064	2071,135	95065,103	95065,103	2127.46	0,022	
	(3-3)	4,59	50,49	45,9	*47,456*	*12,998*	2369,064	2071,135	95065,103	95065,103	2127.46	0,022	
	(4-4)	4,59	50,49	45,9	*47,456*	*12,998*	2369,064	2071,135	95065,103	95065,103	2127.46	0,022	
													3.25

Tableau 9 : Inerties fictives selon Y-Y

Etude du contreventement

Les rigidités des portiques et voiles sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Rigidités des Portiques (m^3)		Rigidités des Voiles (m^3)	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
8	0.32	0.02	0.392674	0.5882352
7	0.29	0.15	0.392674	0.5882352
6	0.26	0.14	0.392674	0.5882352
5	0.24	0.124	0.392674	0.5882352
4	0.2	0.11	0.392674	0.5882352
3	0.19	0.094	0.392674	0.5882352
2	0.163	0.085	0.392674	0.5882352
1	0.13	0.07	0.392674	0.5882352
RDC	0.11	0.056	0.392674	0.5882352
S-S1	0.08	0.042	0.392674	0.5882352
S-S2	0.04	0.02	0.327229	0.490196
Somme	2.023	1.051	4.254	6.372

Tableau 10 : Les rigidités

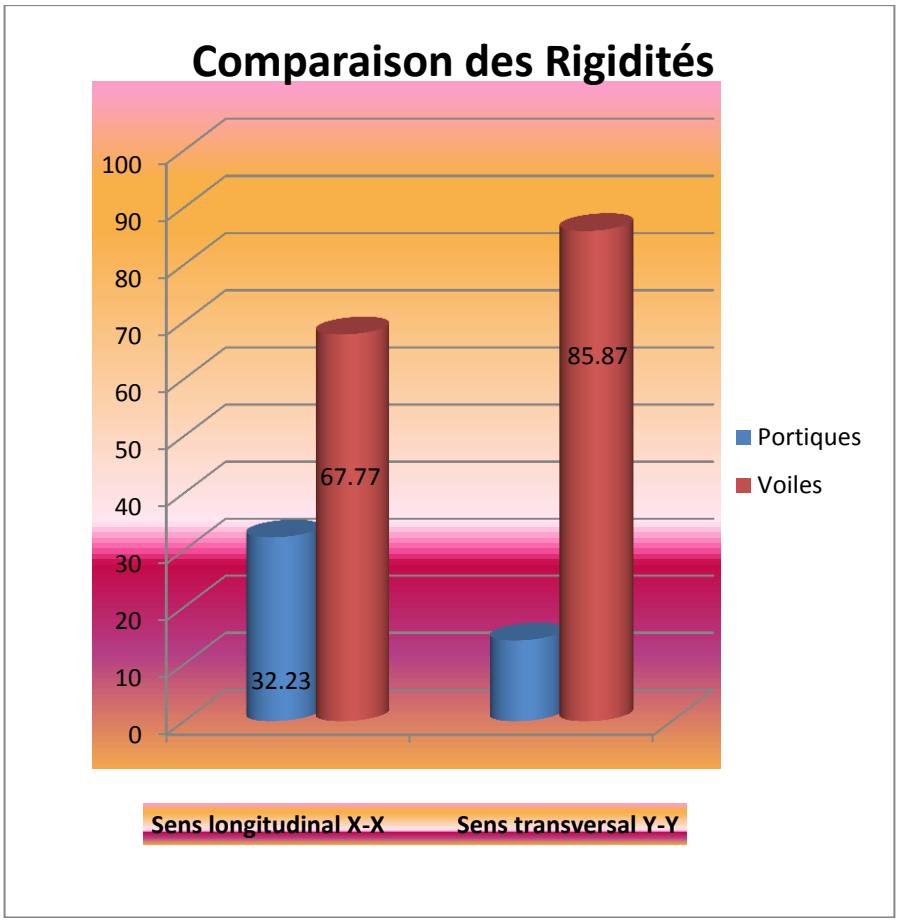
Comparaison des rigidités des voiles et celle des portiques :

Sens X-X :

	Rigidités (m^3)	***Pourcentage %***
Portiques	*2.023*	*32.23 %*
Voiles	*4.254*	*67.77%*
Voiles + Portiques	*6.277*	*100 %*

Sens Y-Y :

	Rigidités (m^3)	***Pourcentage %***
Portiques	*1.051*	*14.16%*
Voiles	*6.37*	*85.84 %*
Voiles + Portiques	*7.42*	*100 %*



Comparaison des rigidités des voiles et des portiques

Remarque :
En comparant les résultats, nous remarquons que les rigidités des voiles sont plus importantes que celle des portiques dans les deux sens (X-X) et (Y-Y).

CONCLUSION :
En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que l'effort tranchant d'étage est repris conjointement par les portiques et les voiles.
Dans notre cas, les portiques reprennent plus de 25% des sollicitations dues aux charges verticales ; donc notre structure présente un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification « interaction portiques-voiles».

ANNEXE II :

Modélisation par ETABS

Manipulation de l'ETABS :

Démarrage du logiciel :

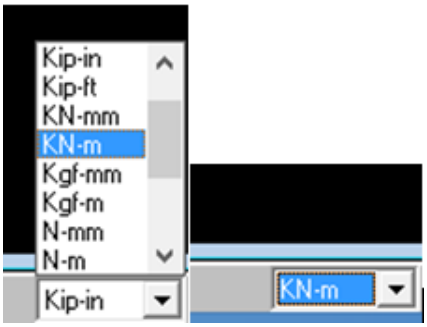


Page d'accueil du logiciel ETABS

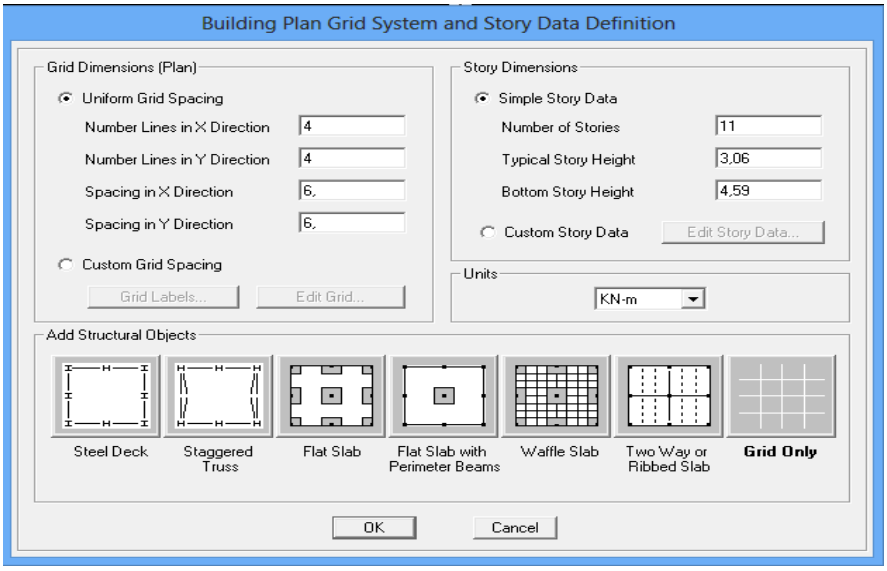
1) Introduction de la géométrie de la construction :

Lignes de construction :

1. Choix des unités :
   En bas de l'écran, nous sélectionnons kN.m comme unité de base pour les forces et les déplacements.

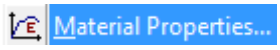


2. Avant de dessiner la structure, nous devons créer des lignes de constructions qui servent à modéliser la structure. Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes.

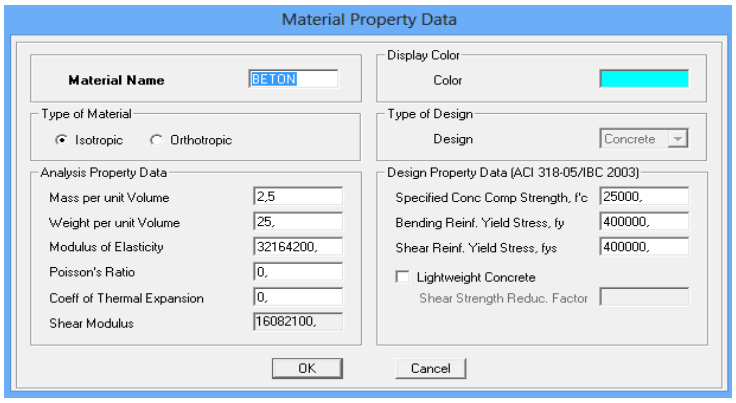


2) Configuration des caractéristiques des matériaux :

Dans le menu «**Define**» 

nous choisissons «Material prperties» 


pour définir les différents paramétres des matériaux tels que le béton et l'acier.

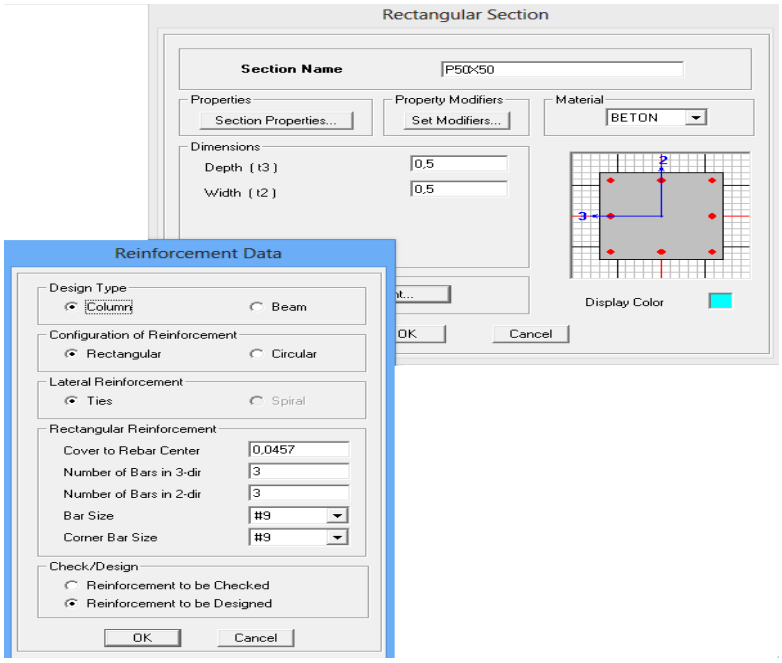


3) Introduction des profilés :

a) Profilés des barres : cette étape permet de définir les différentes sections des poteaux et des poutres.

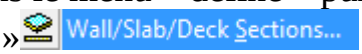
Nous cliquons sur le menu déroulant «**Define**» puis nous cliquons sur «**Frame Sections**»  après nous sélectionnons «**add rectangular**»

Puis nous entrons les différentes dimension des poutres et des poteaux ; tel que : la hauteur est Depth et la largeur est width puis nous cliquons sur Reinforcement pour sélectionner le type du profilé column pour les poteaux et Beam pour les poutres

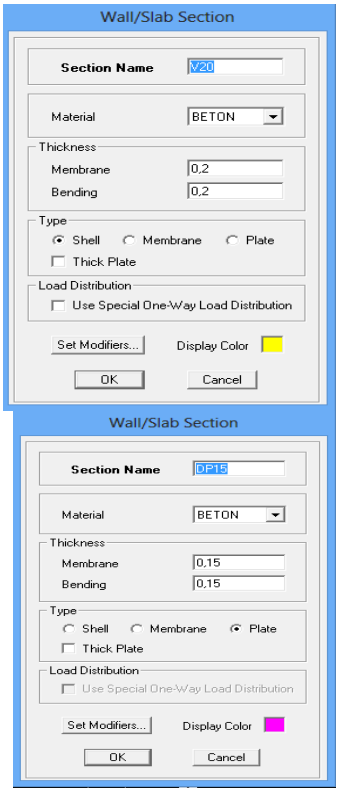


Introduction des voiles et dalles :

1- Modélisation des voiles :

Nous ouvrons le menu « define » puis nous cliquons sur « Wall/Slab » 

puis « Add New Wall » après nous choisissons le matériau du voile qui est dans ce cas le béton et son épaisseur qui est de 0.2m, et nous cochons la case « Shell ».



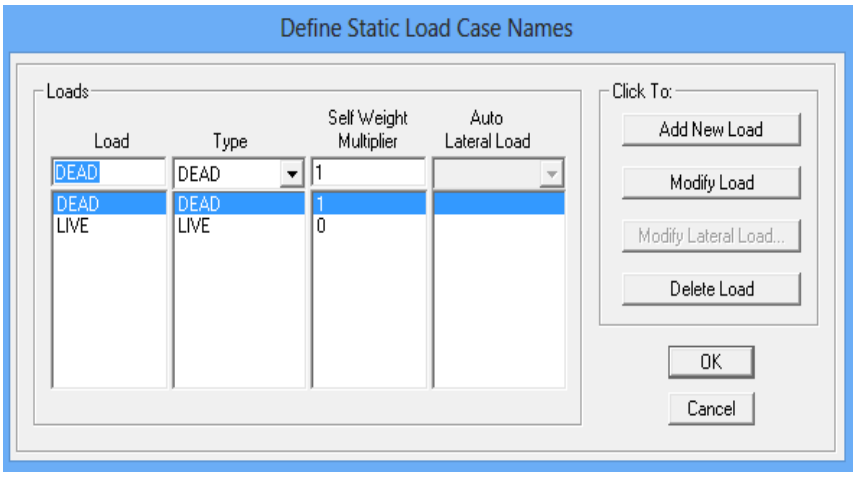
2- Modélisation des dalles pleines :

Nous suivons les mêmes étapes précédentes puis nous cliquons sur « Add New Slab »

- Section name : DP15
- Material : Béton
- Type : Plate

4) Définition des charges G et surcharges Q :

La structure est soumise à des charges permanentes G et à des surcharges d'exploitation Q, pour les définir nous cliquons sur « Define » puis sur « Static Load Cases » 



<u>Charges permanentes</u> :

Load Name : G

Type : DEAD

Self weight multiplier :1

<u>Surcharge d'exploitation</u> :

Load Name : Q

Type : LIVE

Self weight multiplier : 0

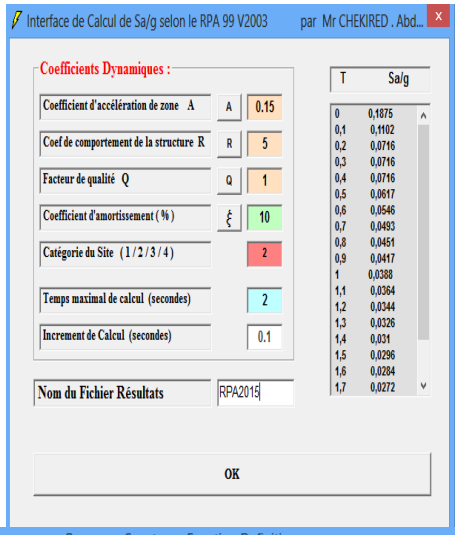
Remarque :

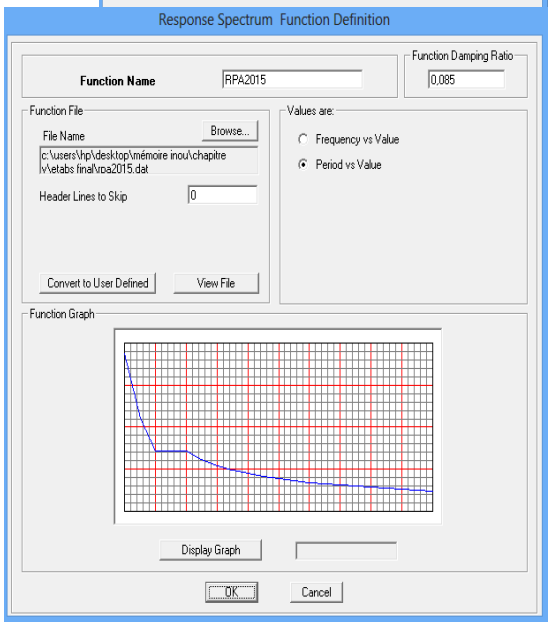
En introduisant la valeur 1, le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments le rajoutant automatiquement aux charges permanentes G.

5) Introduction des charges dynamiques :

Pour le calcul dynamique de la structure nous introduirons un spectre de réponse :

- Zone : IIa
- Groupe d'usage : 2
- Coefficient d'accélération de zone : A = 0.15
- Coefficient du comportement de la structure : R=5
- Facteur de qualité : 1
- Groupe d'usage : 2
- Coefficient d'amortissement :10%
- Catégorie du site : 2

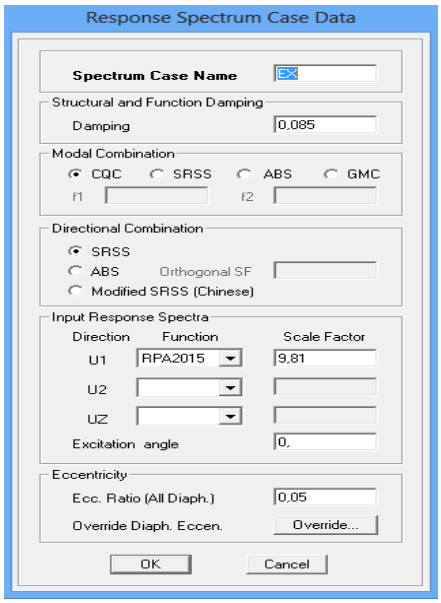




Introduction des charges dynamiques :
Pour introduire le spectre nous ouvrons le menu « Define » puis « Reponse Spectrum Function » puis choisir « Spectrum from file » et cliquer sur « Add New Function »

6) Définition du chargement E :

Pour définir le chargement E (séisme) dans les deux directions orthogonales, nous ouvrons le menu « Define » puis « Reponse Spectrum Cases » puis « Add New Spectrum »

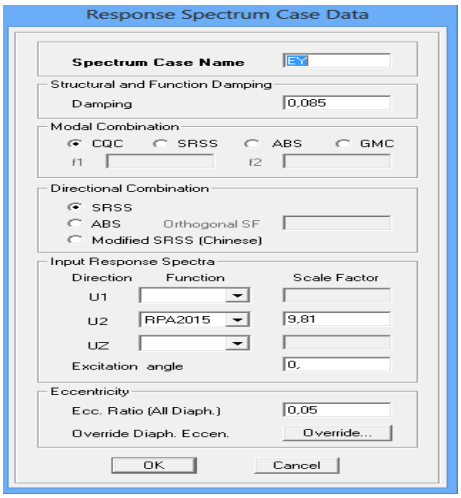


Selon X :

- Spectrum case name : Ex
- Damping : 0.085
- Direction : U1
  - Function : RPA2015
  - Scale Facor : 9.81
- Excitation angle : 0
- Eccentricity Ratio : 0.05

Selon Y :

- Spectrum case name : Ey
- Damping : 0.085
- Direction : U2
  Function : RPA2015
  Scale Facor : 9.81
- Excitation angle : 0
- Eccentricity Ratio : 0.05



7) Introduction des combinaisons d'actions :

Pour introduire les combinaisons d'action nous cliquons sur « Define » puis « Load Combinaison »



puis « Add New Combo »

a- Combinaisons aux états limite ultime :

ELU : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

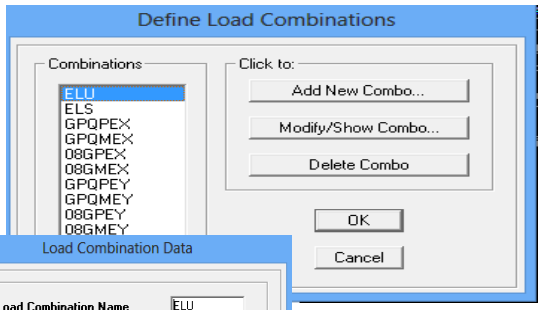
b- Combinaisons accidentelles du RPA :

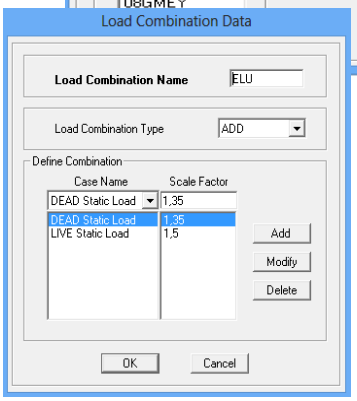
G+Q±Ex

G+Q±Ey

0.8G±Ex

0.8G±Ey





Affectation des charges revenant aux éléments :

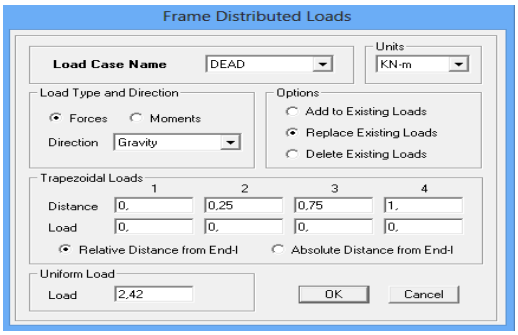
- Chargement linéaire :

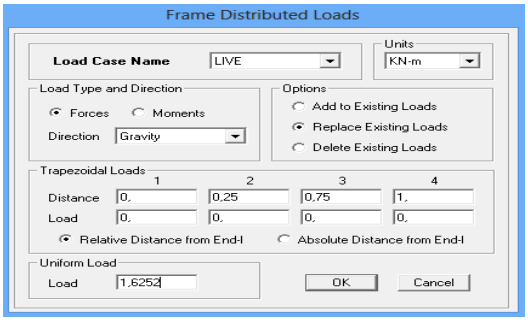
Les charges statiques étant définies, nous sélectionnons chaque élément linéaire et nous introduisons le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

« Assign » puis « Frame Loads » puis « Distributed »



- Plancher du 2^{éme} sous-sol :
  G = 2,42 kN
  Q =1,625 kN
- Plancher du 1er sous-sol jusqu'au 7^{éme} étage :
  G = 2,42 kN
  Q =0,975 kN
- Plancher :
  G = 2,52 kN
  Q =0,65 kN





- Chargement surfacique :

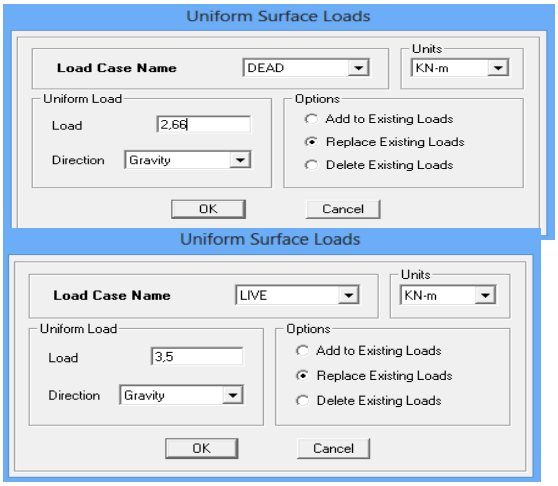
Les chargements surfaciques étant définies, nous sélectionnons chaque élément surfacique et nous lui affectons le chargement surfacique qui lui renvient en cliquant sur :

Assign → Areas Loads → Uniform

Tel que les charges sont :

G = 2,66 kN

Q =3,5 kN



8) Affectation des masses sismiques et inerties massiques :

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse, elle est égale a :

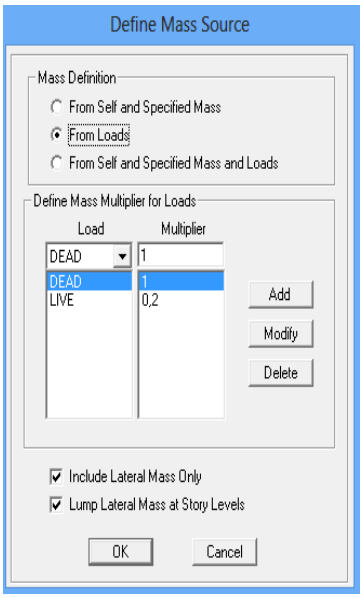
$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

- ✓ W_{Gi} : est le poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- ✓ W_{Qi} : charges d'éxploitation
- ✓ β : est le coefficient de pondération, qui est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation; qui est égal à 0.2 (pour les batiments à usage d'habitation)

L'inertie massique d'étage est déterminée automatiquement par le logiciel ETABS

Define → Masse Source → From Load



9) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis et diaphragmes) pour la structure modélisée.

- ➢ Appuis :

Les poteaux et les voiles sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour modéliser cet encastrement nous sélectionnons les nœuds du 2éme sous-sol puis nous cliquons sur :

Assign → Joint → Restraints (supports)

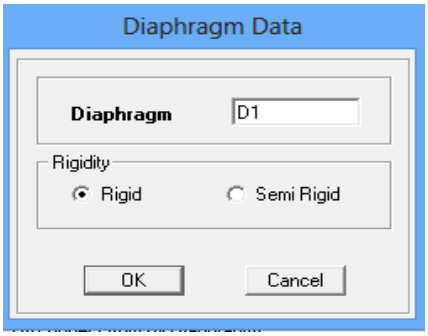


- Diaphragme :

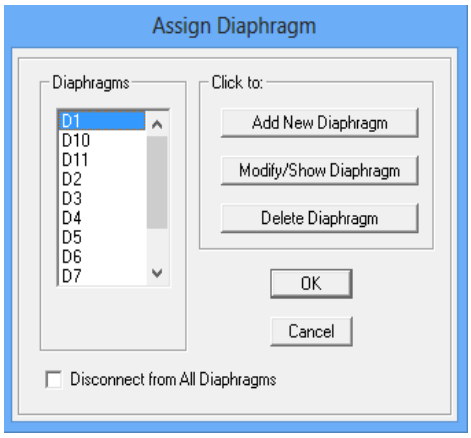
  Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, nous devons relier tous les nœuds d'un même plancher a leurs nœuds maitres d'une façon à ce qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel

Nous sélectionnons les nœuds du premier plancher puis nous cliquons sur :

Assign → Joint → → Diaphragm → Add New Diaphragm



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case « Constraint Name », nous cliquons sur ok pour valider ; et nous ferons la méme opération pour les autres planchers



10) Lancement de l'analyse :

Après avoir vérifié notre structure et corrigé toutes les erreurs, nous lançons l'analyse en cliquant sur :

Analyze → Run analysis F5

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE :

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

- Logiciel ETABS 9.7
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC
- EXCEL 2010
- WORD 2010
- AUTOCAD 2013

Ouvrages :

- Calcul pratiques des ossatures de bâtiment en béton armé **Albert FUENTES**.
- Formulaire du béton armé de **Victor DAVIDOVICI**.
- Les abaques de **PIGEAUD**.
- Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS...)
- Mémoire de fin d'études des promotions précédentes.