REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud MAMMERI de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil
Option : Construction Civile et Indistrielle

THEME :

Etude d'un bâtiment (R + 6 + 2 sous-sols) à usage d'habitation et commercial, contreventé par des voiles avec l'application du logiciel ETABS

Réalisé par : M^{elle} : AMIRAT Sara **Encadré par : M^{r} : LOUZAI**

M^{elle} : ADI Nadia

Promotion : 2019 / 2020

REMERCIEMENTS

Nous remercions avant tous Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faites pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances et considération particulière à notre promoteur Mr LOUZAI, pour sa présence, sa disponibilité et surtout ses précieux conseils et orientations durant toute l'année.

Nous tenons aussi à remercier Mr ZIANI LOUNES pour son suivi et ses nombreux conseils durant l'évolution de ce travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements au personnel du département de génie civil.

On tient de même à remercier les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis(es) pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement

Nos remerciements à tous ceux qui on participer de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Merci à tous.

Dédicaces

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie se modeste travail :

A mes très chers parents ***AREZKI*** *et* ***ZAHIA*** *pour tous leurs sacrifices, leurs amour, leurs tendresse, leurs soutien et leurs encouragements tout au long de mes études. Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.*

A mes chers frères SAMIR, MOHAND, HAKIM, TOUFIK.

A mon adorable sœur FARIDA et mes belles sœurs FATIHA, KAHINA et RACHIDA.

A mon chère copain ALI qui m'a toujours soutenu et encouragé ☺

A mon binôme SARA ainsi qu'à toute sa famille.

A tous mes amis (es).

A toutes les personnes qui on contribué de près ou de loin à la réalisation de se projet.

NADIA…

Dédicaces

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie se modeste travail :

A mes très chers parents MOHEND AMOKRANE et ZOHRA pour tous leurs sacrifices, leurs amour, leurs tendresse, leurs soutien et leurs encouragements tout au long de mes études. Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

A mes chères sœurs SABRINA, ZAINA, THINHINANE et AGNES.

A mon adorable frère RAYANE.

A mon cher copain SMAIL qui m'a toujours soutenu et encouragé ☺

A mon binôme NADIA ainsi qu'à toute sa famille.

A tous mes amis (es).

A toutes les personnes qui on contribué de près ou de loin à la réalisation de se projet.

SARA…

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : description de l'ouvrage

I-1) Introduction 1

I-2) Présentation de l'ouvrage 1

I-3) Caractéristiques géométriques 1

I-4) Eléments de la structure 2

I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux 3

I-6) Conclusion 4

Chapitre II : pré dimensionnement et descente de charge

Introduction 12

II-1) pré dimensionnement des éléments

II-1-1) les planchers 12

A. Planchers à corps creux 12
B. Dalles pleines en béton armé 13

II-1-2) les poutres 14

1. Les poutres principales 15
2. Les poutres secondaires 15
3. Les poutres de chainages 16

II-1-3) les voiles 17

II-1-4) les poteaux 19

II-2) Descente de charge 22

II-2-1) Surface d'influence 22

II-2-2) Poids propre des éléments 23

II-2-3) Surcharge d'exploitation 24

II-2-4) Loi de dégression des charges 24

II-2-5) Les charges cumulées 25

II-2-6) Vérification des règles du RPA 27

Conclusion 29

Chapitre III : calcul des éléments non structuraux

Introduction 31

III-1) L'acrotère 31

III-2) Les planchers 40

III-3) Calcul des escaliers 75

III-4) Calcul de la poutre palière 114

III-5) Calcul des balcons 138

III-6) la salle machine 144

Conclusion..... 156

Chapitre IV : modélisation de la structure

IV-1) Introduction..... 157

IV-2) Modélisation de la structure :

IV-2-1) Description du logiciel ETABS..... 157

IV-2-2) Manuel d'utilisation de l'ETABS..... 158

IV-2-3) Choix de la méthode de calcul..... 159

IV-2-4) Etapes de modélisation 159

1) Spécifier la géométrie de la structure à modéliser 159
2) Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés (béton et acier) 162
3) Définition des propriétés géométriques des éléments 163
4) Définition des charges statiques (G et Q) 166
5) Affectation des éléments dans le modèle (dessin) 167
6) Affectation des charges permanentes et surcharges d'exploitations 170
7) Introduction des combinaisons d'actions 171
8) Diaphragme 171
9) Introduction du spectre de réponse selon le RPA 99 / version 2003 172
10) Définition de la charge sismique E 174
11) Analyse et visualisation des résultats 175

Chapitre V : vérifications du RPA

V-1) Introduction ……. 177

V-2) Les conditions que le RPA nous exige de vérifier :

1) Nombre de modes à retenir …… 177
2) Vérification de l'effort tranchant à la base …… 180
3) Vérification de l'effort normal réduit …… 190
4) Vérification des déplacements inter étages …… 191
5) Vérification des effets du second ordre (l'effet P-Δ) …… 194
6) Vérification de l'excentricité …… 196

V-3) Conclusion …… 198

Chapitre VI : ferraillage de la structure

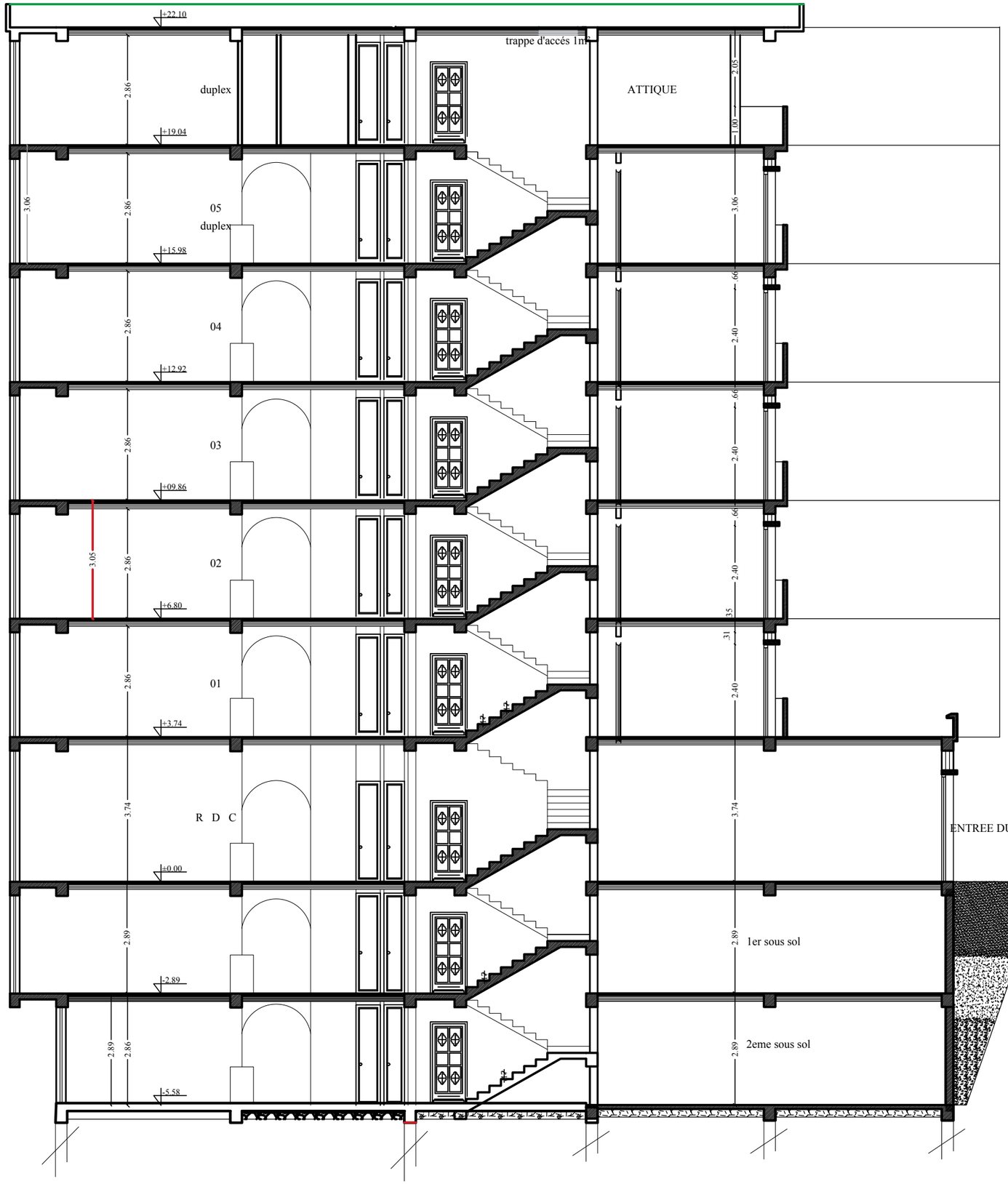
VI -1) ferraillage des poteaux…… 199
VI -2) ferraillage des poutres…… 215
VI -3) ferraillage des voiles…… 232

Chapitre VII : étude de l'infrastructure

VII -1) Introduction …… 249
VII -2) Choix du type de fondation …… 250
VII -3) Etude du sol …… 250
VII -4) Dimensionnement :
A. Semelles isolées sous poteaux …… 250
B. Semelles filantes :
1. Semelles filantes sous voiles …… 251
2. Semelles filantes sous poteaux …… 252
C. Radier nervuré …… 254
VII -5) Vérifications …… 259
VII -6) Ferraillage du radier …… 263
VII -7) Vérifications à l'E.L.U …… 267
VII -8) Vérifications à l'E.L.S …… 268
VII -9) Ferraillage du débord …… 269
VII -10) Ferraillage de la nervure …… 270
VII -11) Armatures de peau …… 280
VII -12) Vérifications à l'E.L.U …… 280
VII -13) Vérifications à l'E.L.S …… 281

Conclusion générale.

Bibliographie et logiciels utilisés.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA : TIZI-OUZOU

M. DE L'OUVRAGE

M. DE L'OEUVRE

BET :
Adresse

PROJET
CONSTRUCTIOS A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

COUPE AA

Echelle : 1/50

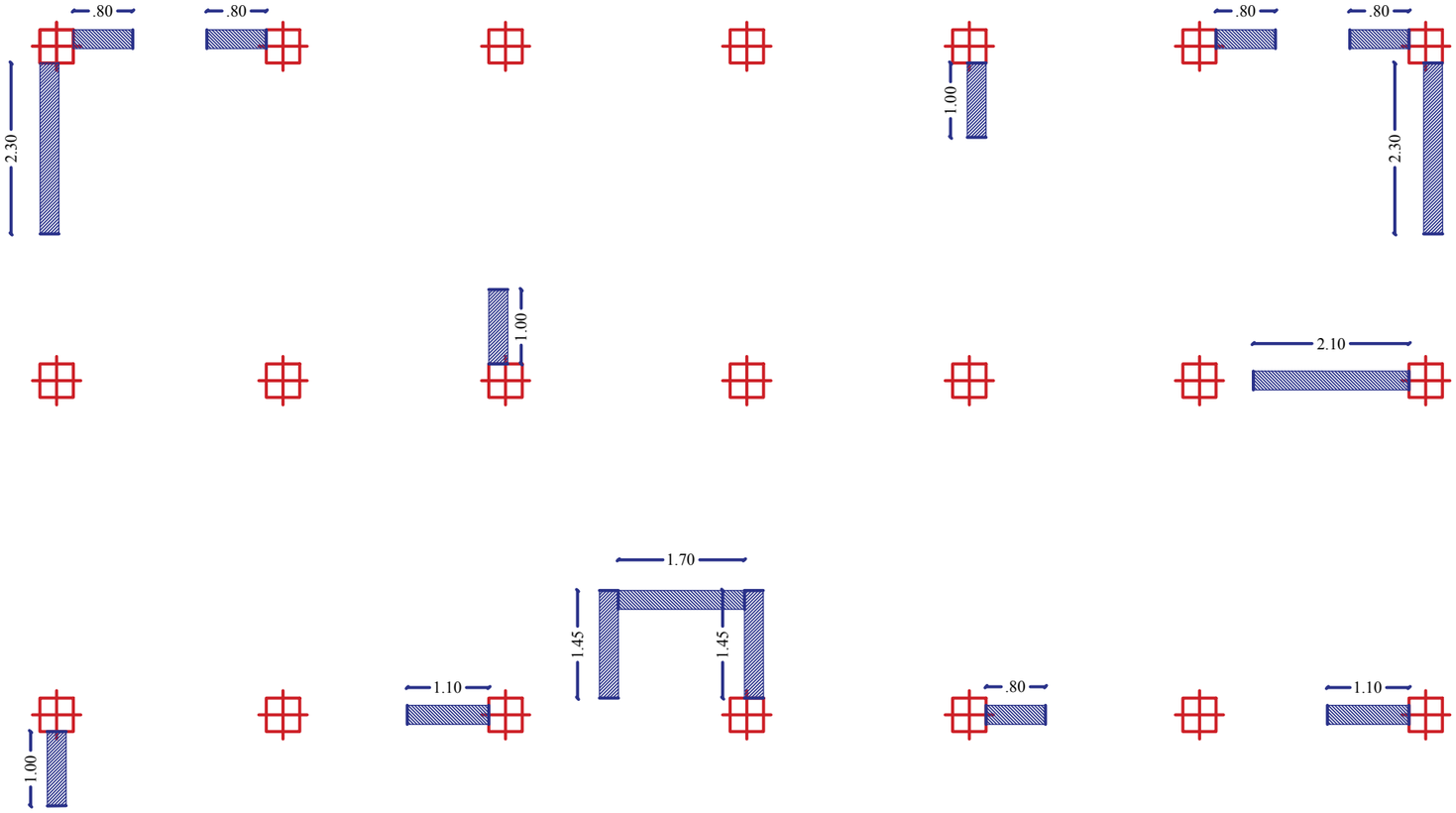
M.DE L'OEUVRE:

SERVICES TECHNIQUES

Dossier : ARCHI	DESSINE PAR	Nbr de planche	N° de la planche

COUPE A-A BLOC 1 et 5

ECHELLE : 1/50



Disposition des voiles

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

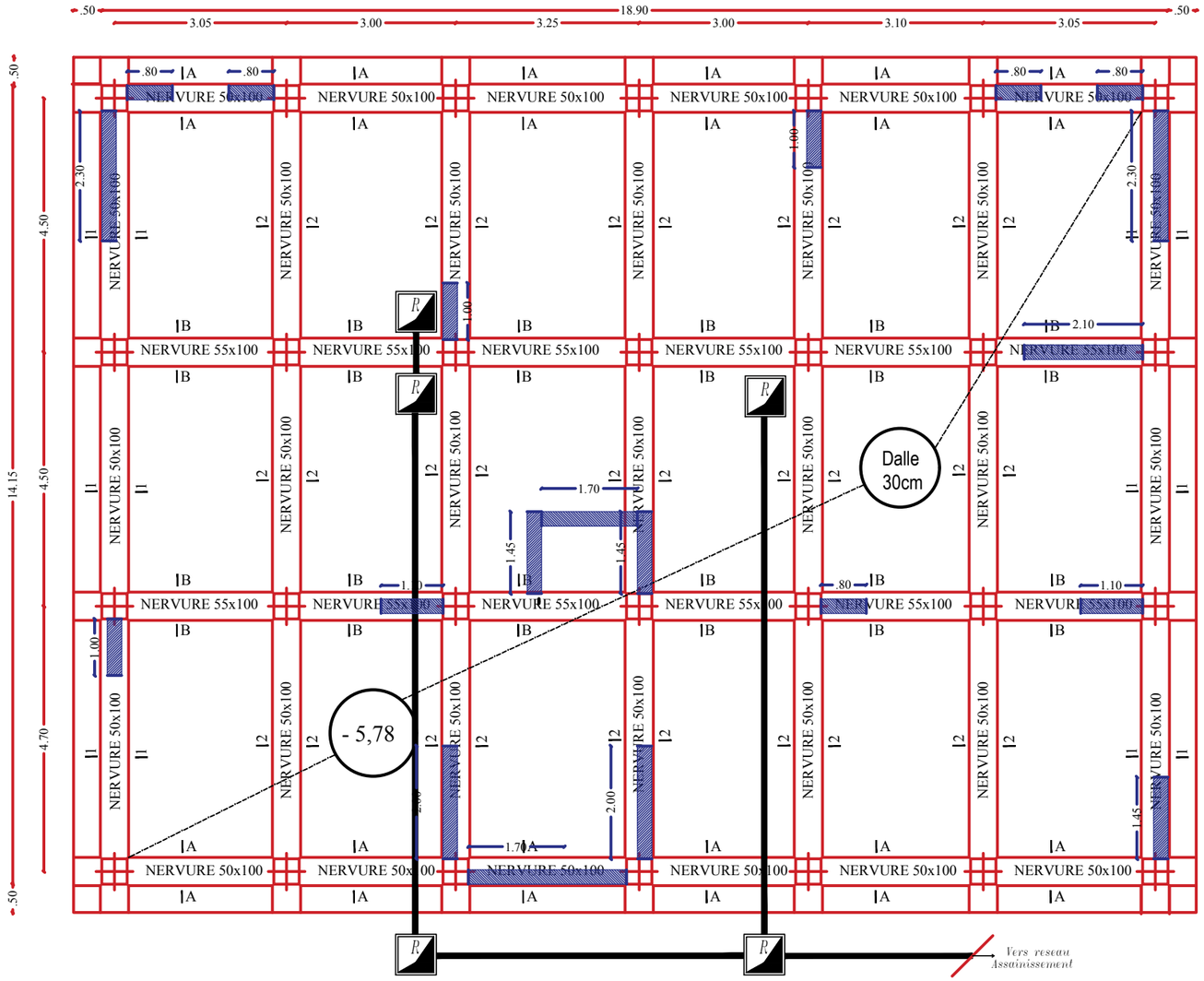
Titre :

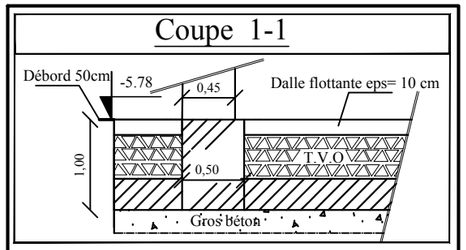
Disposition des voiles

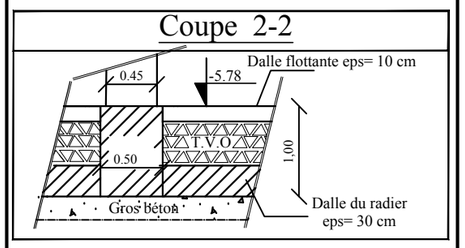
Echelle°: ***1/50***

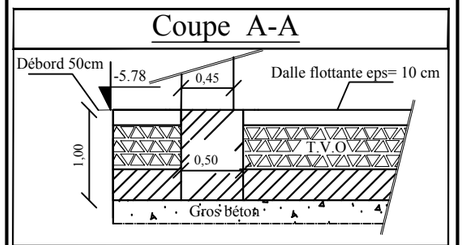
Plan N°: ***01***

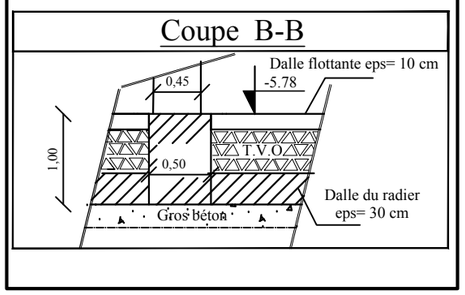
Promotion: *2020*











Zone:(I)

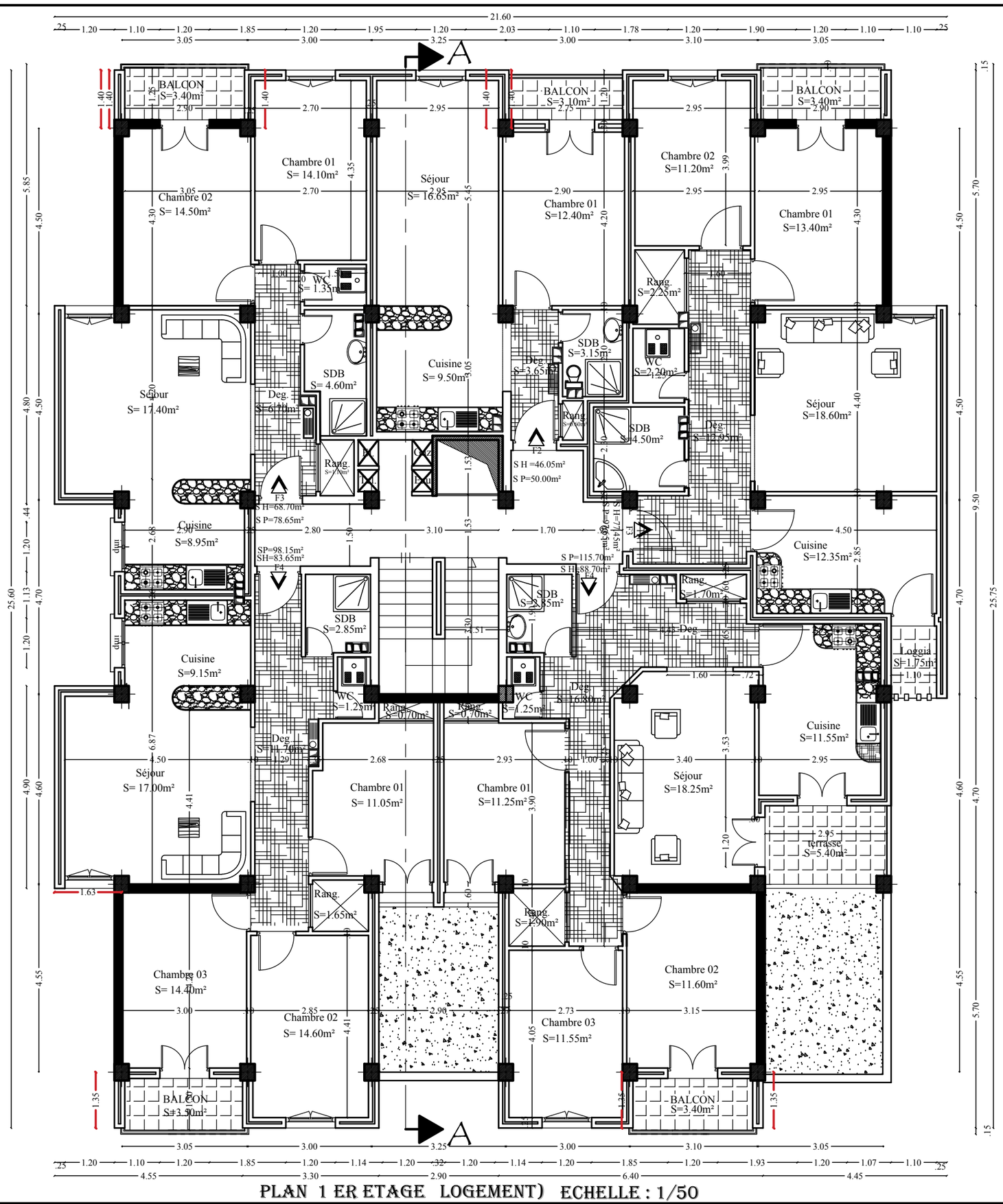
- Poteaux: (45X45)
- Nervure :(50X100)
- Débord :50Cm
- Dalle flottante: ep=10cm
- Dalle de radier: ep=30cm

PLAN DE FONDATIONS
NIV: -5.78 (SOUS-SOL 2)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

	Titre : **PLAN DE FONDATIONS** **NIV:** -5.78 (SOUS-SOL 2)	*Echelle°:* ***1/50***
		Plan N°: ***01***
		Promotion: *2020*



PLAN 1 ER ETAGE LOGEMENT) ECHELLE : 1/50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA : TIZI-OUZOU

M. DE L'OUVRAGE

M. DE L'OEUVRE

BET :

Adresse:

PROJET
CONSTRUCTIOS A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

PLANS

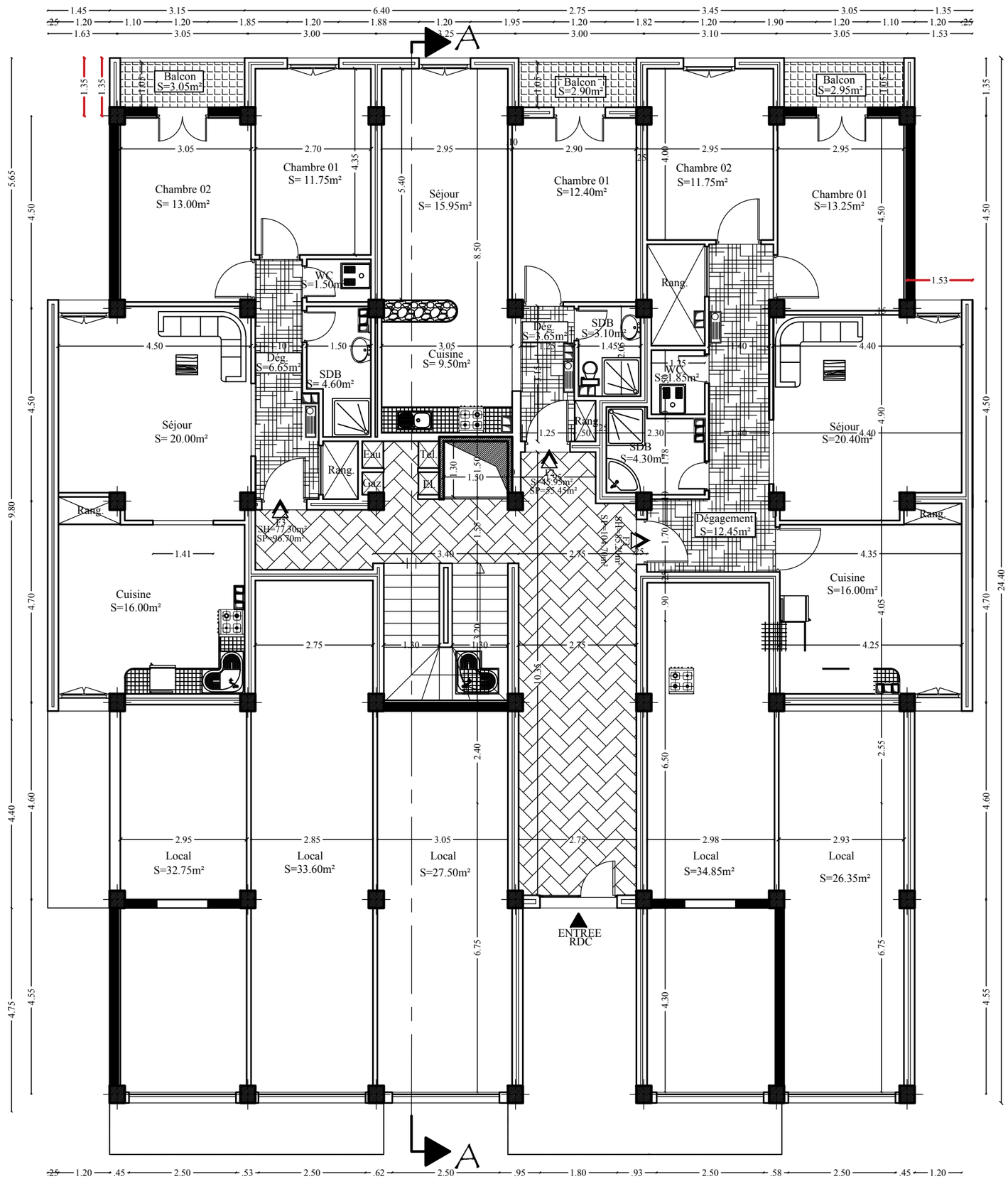
PLAN 1ER ETAGE

Echelle : 1/50

M.DE L'OEUVRE:

SERVICES TECHNIQUES

Dossier :	DESSINE PAR	Nbr de planche	N° de la planche
ARCHI			



PLAN DU RDC (niv. ±0.00) LOGEMENT) ECHELLE : 1/50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA : TIZI-OUZOU

M. DE L'OUVRAGE

M. DE L'OEUVRE

BET :
Adresse:

PLANS

PLAN R D C

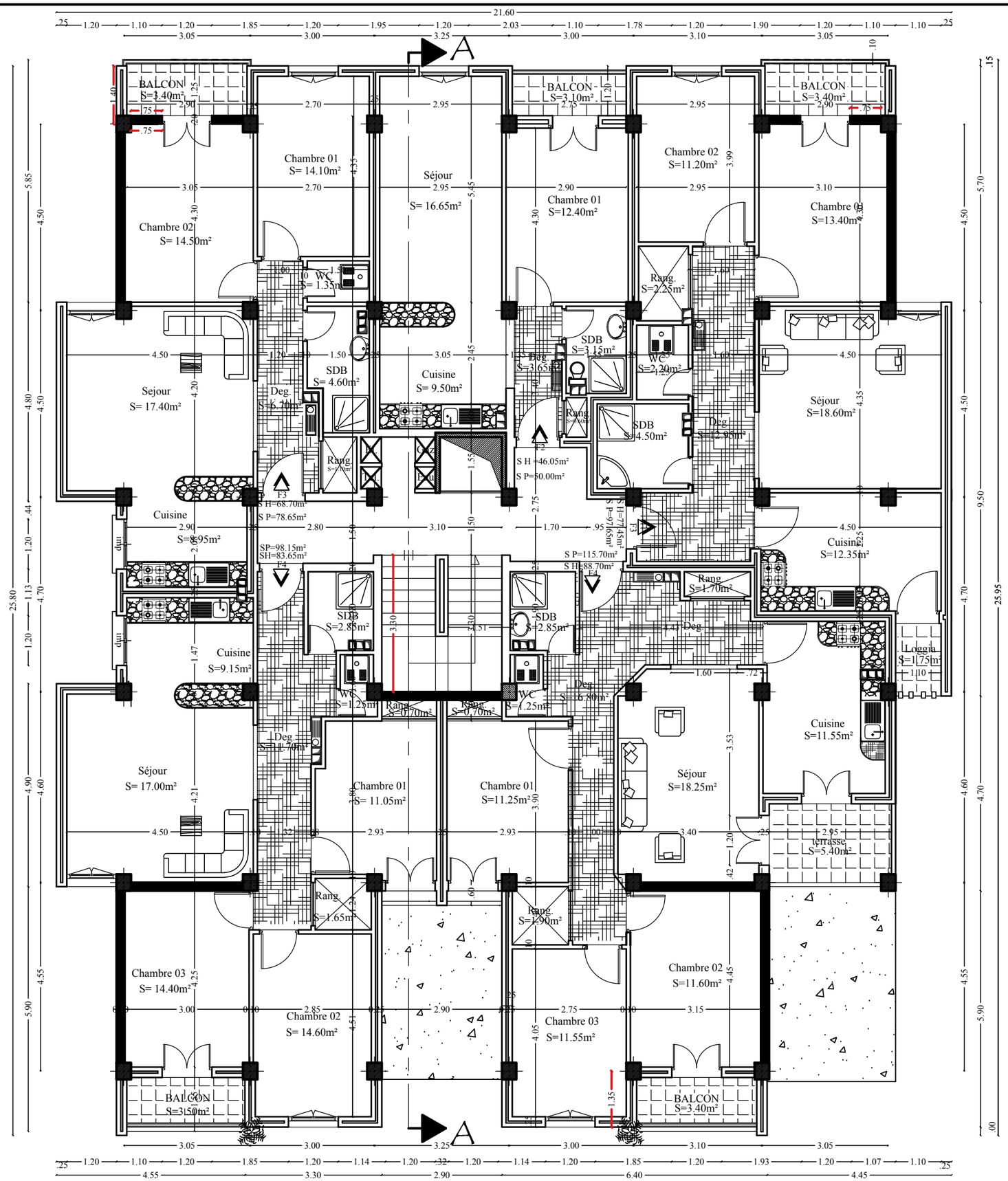
PROJET
CONSTRUCTIOS A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

Echelle : 1/50

M.DE L'OEUVRE:

SERVICES TECHNIQUES

Dossier :	DESSINE PAR	Nbr de planche	N° de la planche
ARCHI			



PLAN DE L'ETAGE COURANT LOGEMENT) ECHELLE : 1/50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA : TIZI-OUZOU

M. DE L'OUVRAGE

M. DE L'OEUVRE

BET :
Adresse:

PROJET
CONSTRUCTIOS A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

PLANS

PLAN DE L'ETAGE COURANT 2,3&4 EME ETAGE

Echelle : 1/50

M.DE L'OEUVRE:

SERVICES TECHNIQUES

Dossier :	DESSINE PAR	Nbr de planche	N° de la planche
ARCHI			

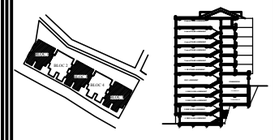
FAÇADE PRINCIPALE ECHELLE : 1/50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA : TIZI-OUZOU

M. DE L'OUVRAGE

M. DE L'OEUVRE

BET :



FAÇADE

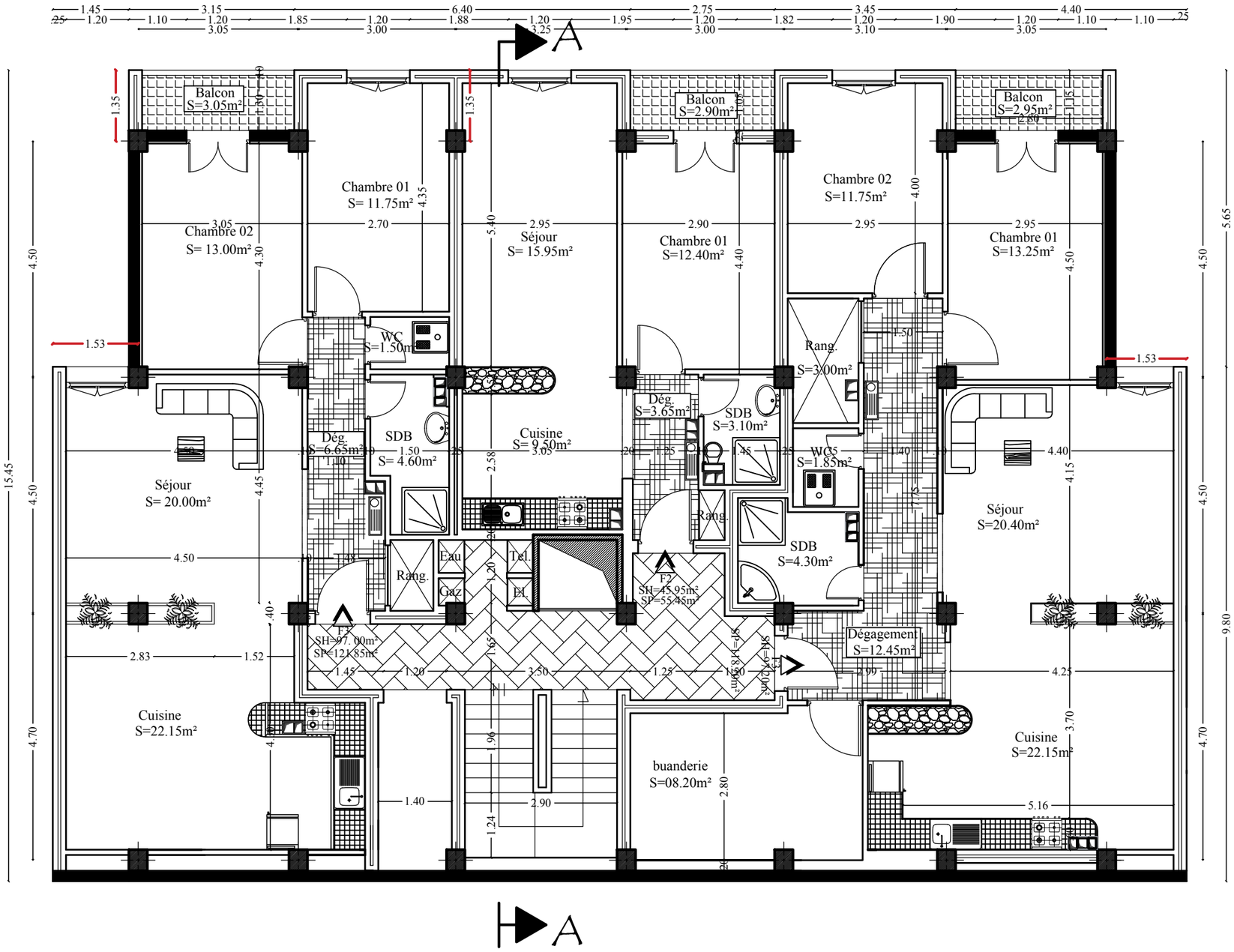
PROJET
CONSTRUCTIOS A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

Echelle : 1/50

M.DE L'OEUVRE:

SERVICES TECHNIQUES

Dossier :	DESSINE PAR	Nbr de planche	N° de la planche
ARCHI			



PLAN DU 1 ER ET 2 EME SOUS SOL S-SOL LOGEMENT) ECHELLE : 1/50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA : TIZI-OUZOU

M. DE L'OUVRAGE

M. DE L'OEUVRE

BET :
Adresse:

PROJET
CONSTRUCTIOS A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

PLANS

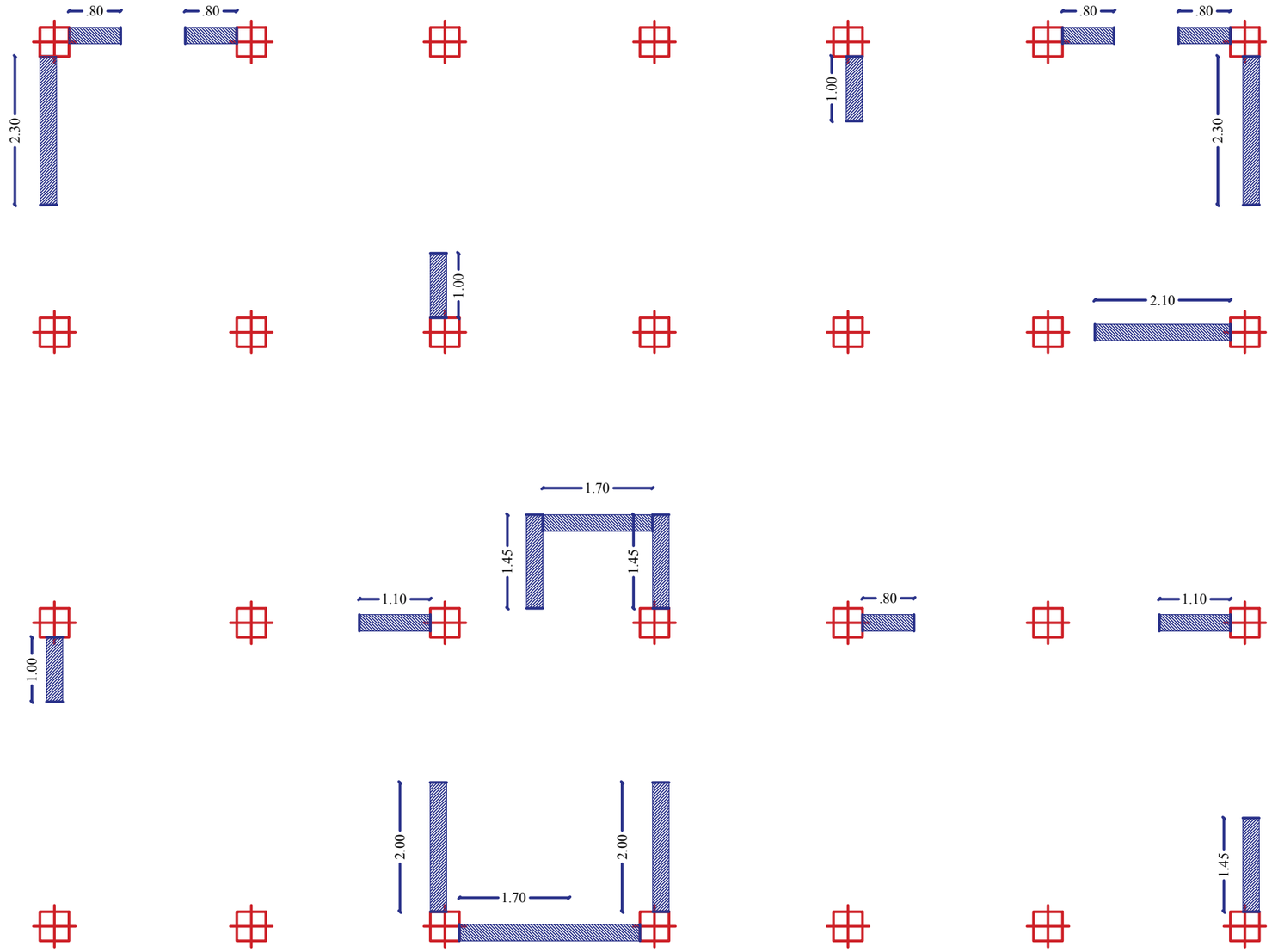
PLAN 2 EME SOUS-SOL

Echelle : 1/50

M.DE L'OEUVRE:

SERVICES TECHNIQUES

Dossier :	DESSINE PAR	Nbr de planche	N° de la planche
ARCHI			



Disposition des voiles

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

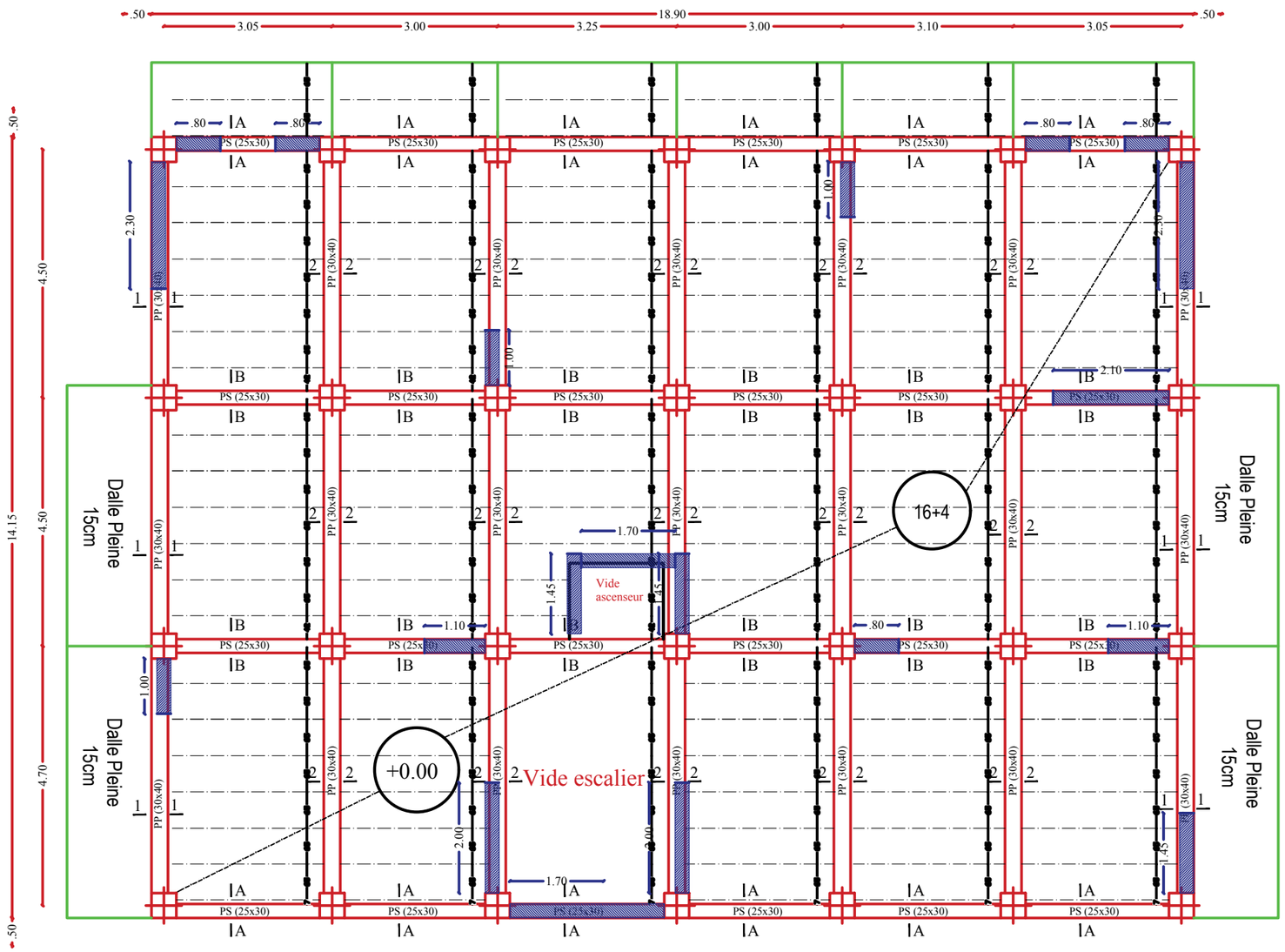
Titre :

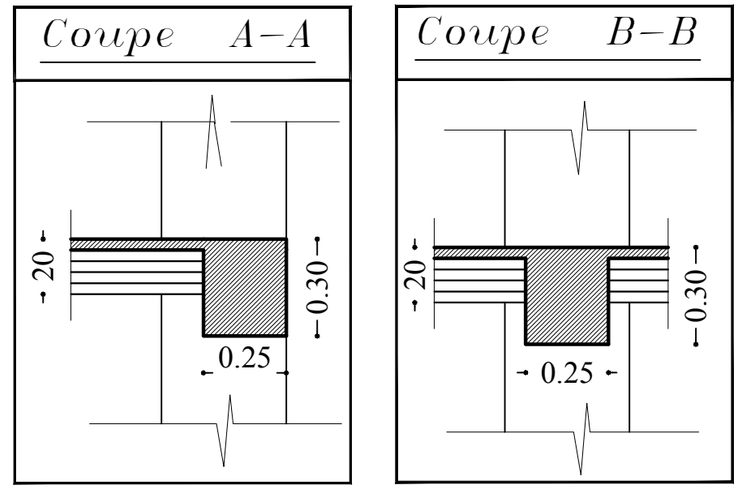
Disposition des voiles

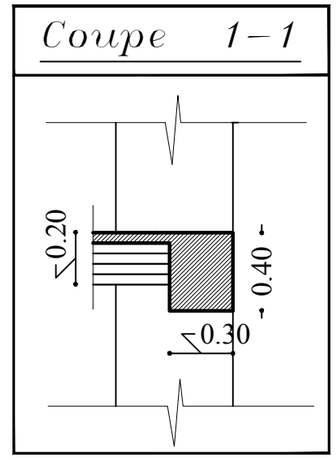
Echelle°: ***1/50***

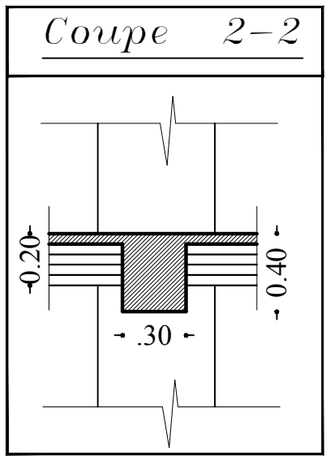
Plan N°: ***01***

Promotion: *2020*









Zone:(I)

- Poteaux: (45X45)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(25X30)
- Dalle(CC):ep=20cm

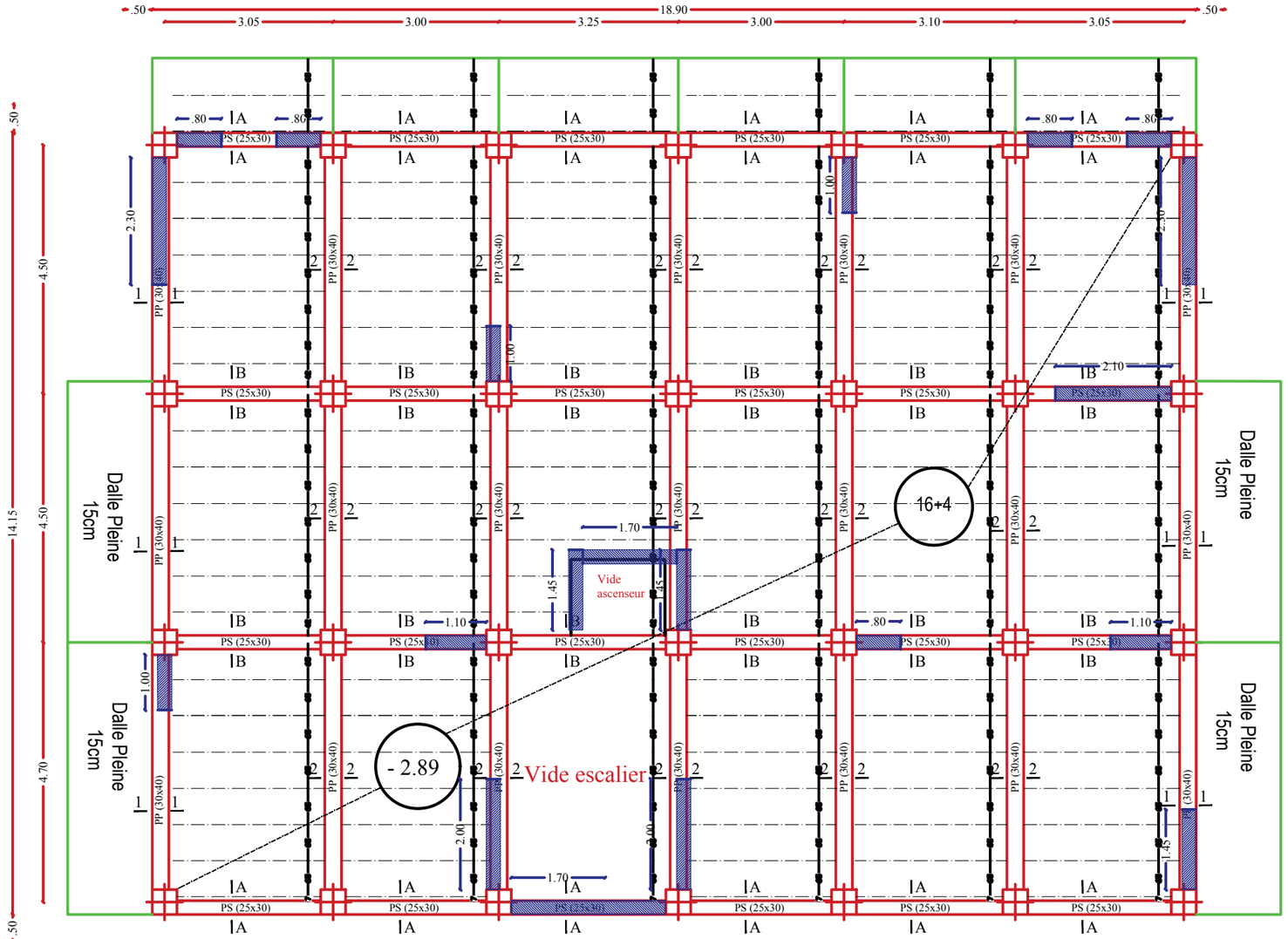
PLAN DE COFFRAGE

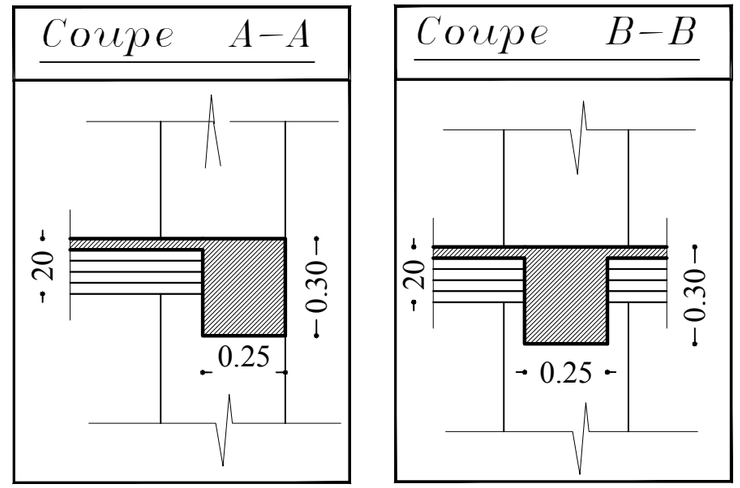
NIV: +0.00 (RDC)

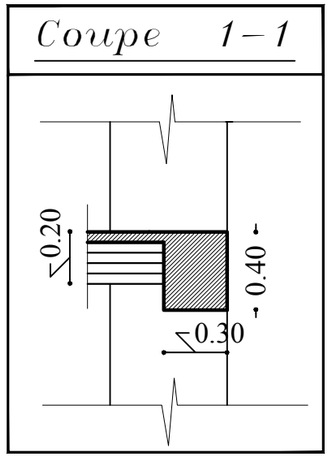
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

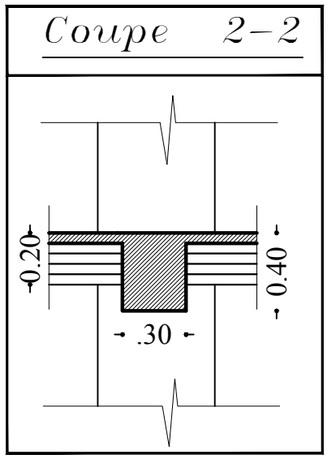
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

	Titre : **PLAN DE COFFRAGE** **NIV:** +0.00 (RDC)	Echelle°: **1/50**
		Plan N°: **03**
		Promotion: 2020









Zone:(I)

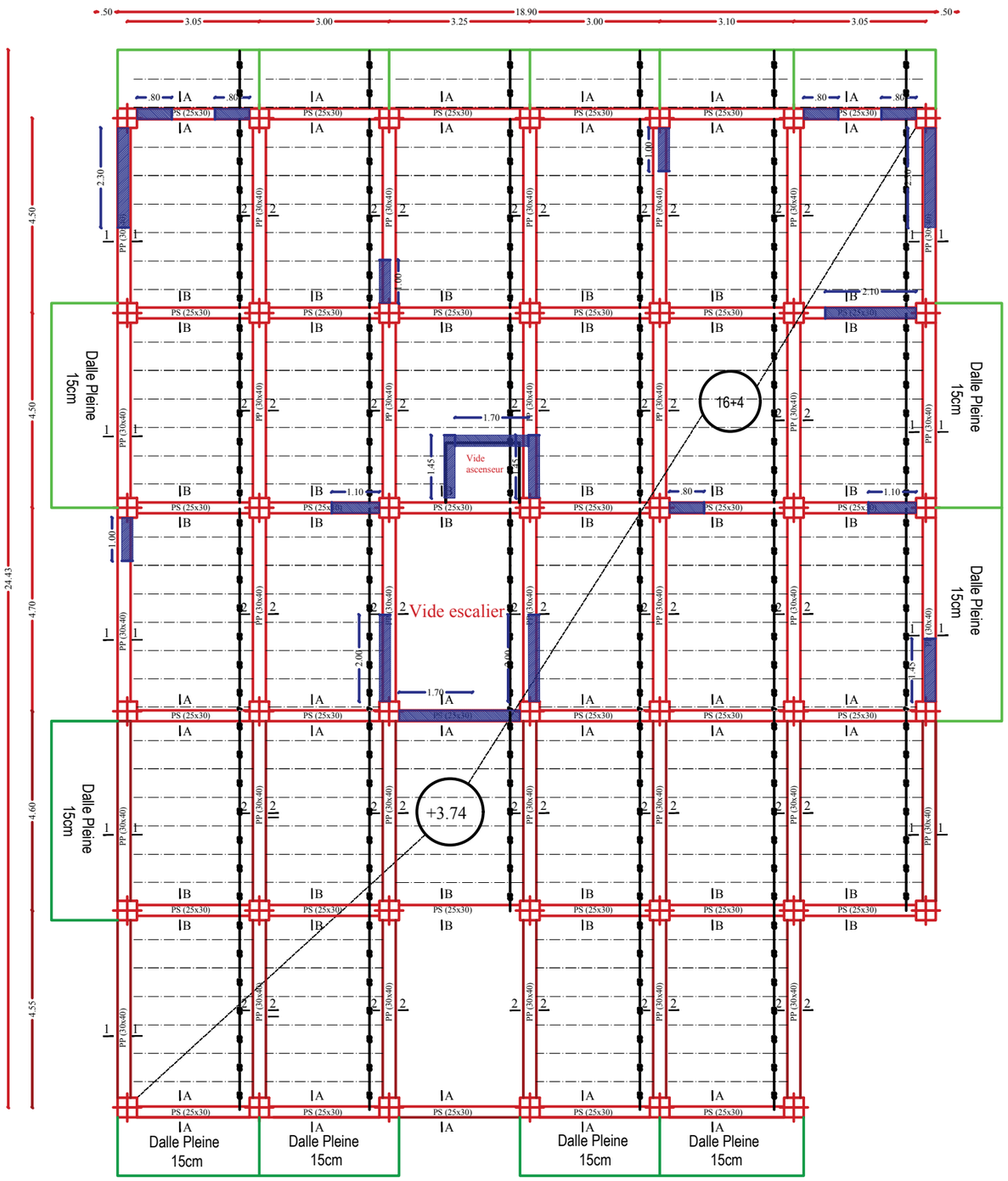
- Poteaux: (45X45)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(25X30)
- Dalle(CC):ep=20cm

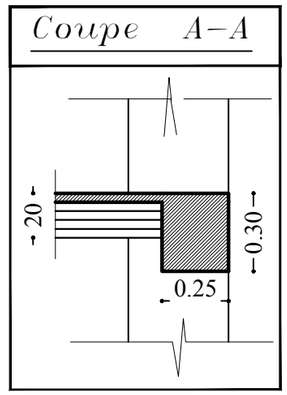
PLAN DE COFFRAGE
NIV: -2.89 (SOUS SOL)

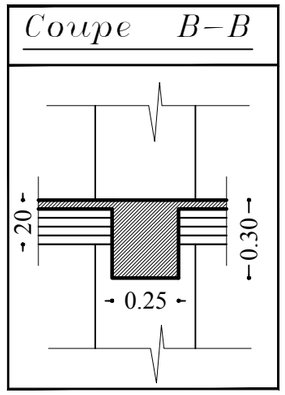
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

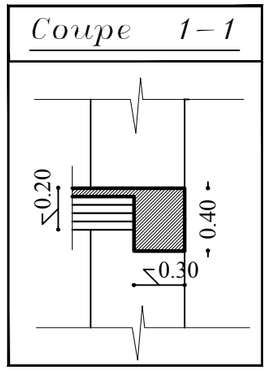
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

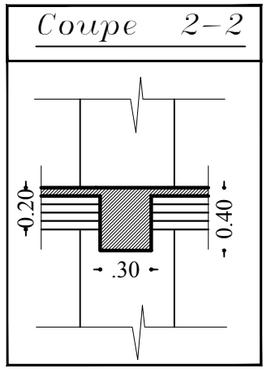
	Titre : **PLAN DE COFFRAGE** **NIV:** -2.89 (SOUS SOL)	*Echelle°:* ***1/50***
		Plan N°: ***03***
		Promotion: *2020*











- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(25X30)
- Dalle(CC):ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE ETAGES COURANTS

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

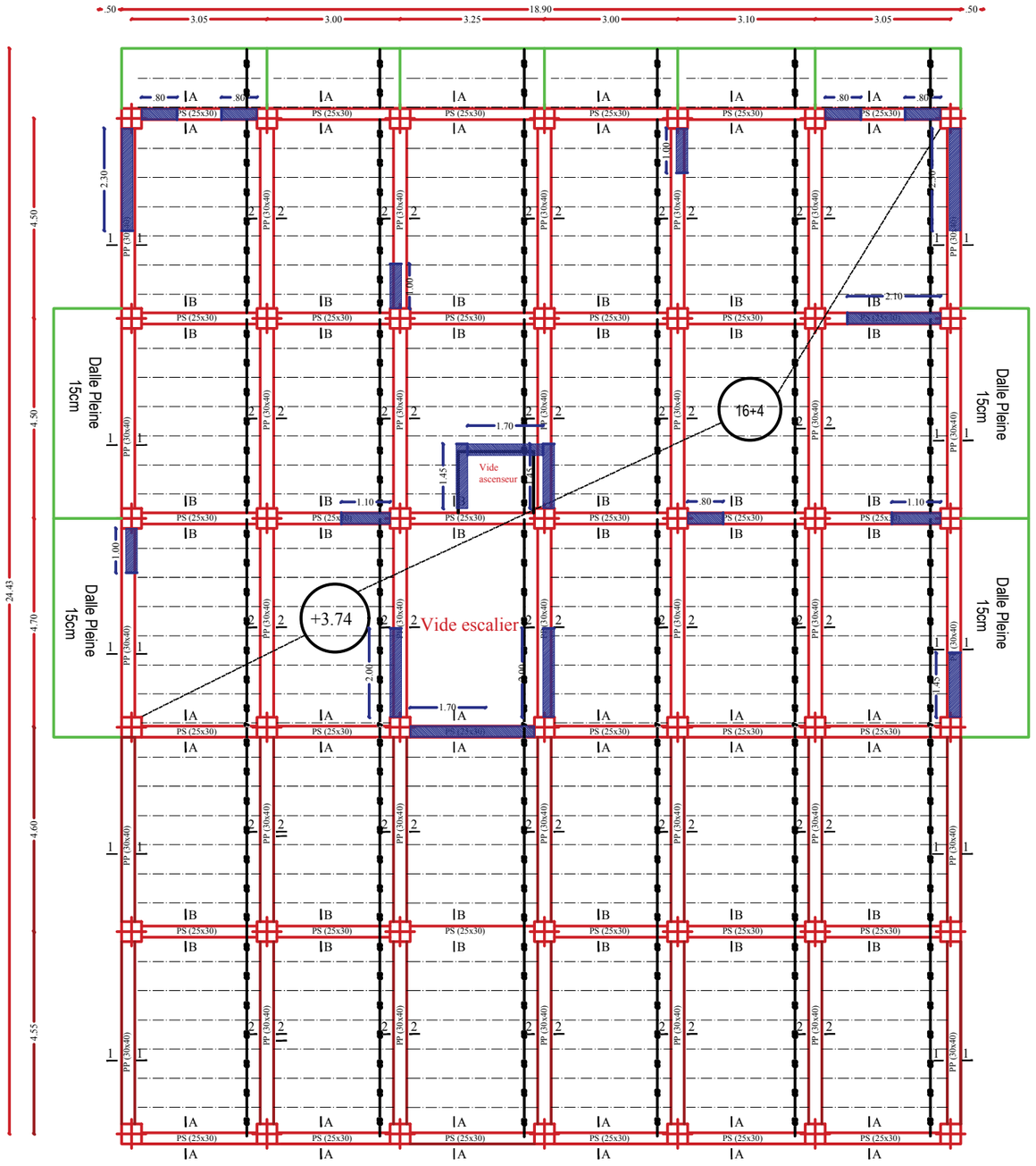
Titre :

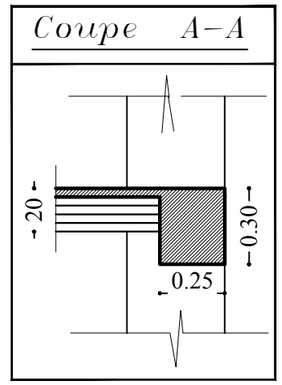
PLAN DE COFFRAGE ETAGES COURANTS

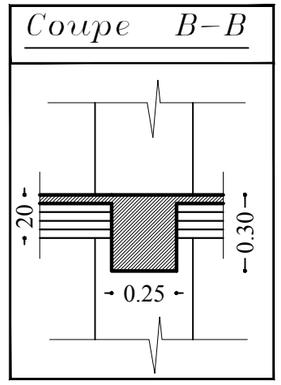
Echelle°: **1/50**

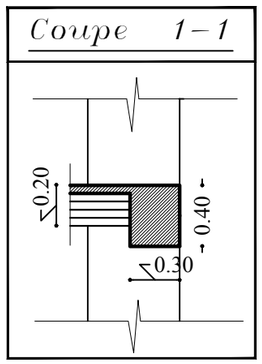
Plan N°: **03**

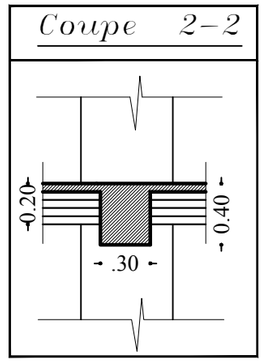
Promotion: 2020











Zone:(II)

- Poteaux: (40X40)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(25X30)
- Dalle(CC):ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: +3.74 (ETAGE 1)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

	Titre : **PLAN DE COFFRAGE** **NIV:** +3.74 (ETAGE1)	Echelle°: **1/50**
		Plan N°: **03**
		Promotion: 2020

Introduction générale

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Un bâtiment au sens commun est une construction immobilière réalisée par intervention humaine, destiné d'une part à servir d'abri, et d'autre part à manifester leur permanence comme fonction sociale, politique ou culturelle.

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de ce dernier afin d'en assurer sa sécurité. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir : le règlement parasismique algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

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

Comme la méthode manuelle est lente, on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Chapitre I
Description de l'ouvrage

I-1) Introduction:

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres…), aux différentes sollicitations (compression, flexion…) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc, pour le calcul des éléments constituants un ouvrage, on se base sur les règlements et des méthodes connus (BAEL 91, RPA 99 modifié en 2003) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

I-2) Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage qui fait l'objet de notre projet de fin d'études est l'étude d'un bâtiment (R+6+2 sous-sols) à usage d'habitation et commercial.

Ce projet est un ouvrage courant implanter dans la wilaya de TIZI OUZOU, il est classé d'après les règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) ayant une importance moyenne de groupe d'usage 2B.

Cet ouvrage est composé de :

- 2 sous-sols.
- D'un rez-de-chaussée.
- 6 étages courants.
- L'acrotère.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.

Le rapport du sol ne nous a pas été remis, alors nous avons pris une valeur de : σ_{sol} **= 2 bars.**

I-3) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

Notre bâtiment a pour dimensions :

- ***En plan:***

1) Sous sol 1:

- Longueur : 24,6 m
- Largeur : 21,6 m

2) Sous sol 2:

- Longueur : 24,6 m
- Largeur : 21,6m

3) RDC:

- Longueur : 24,4 m
- Largeur : 21,6 m

4) 1er étage:

- Longueur : 25,75 m
- Largeur : 21,6 m

5) 2eme, 3eme, 4eme et 5eme étage:

- Longueur : 25,95 m
- Largeur : 21,6 m

6) 6eme étage:

- Longueur : 25,75 m
- Largeur : 21,6 m

- ***En élévations:***
  - Hauteur totale : H = 27,88 m
  - Hauteur du 1er et 2er sous-sols : H_{ss} = 2,89 m
  - Hauteur du RDC : H_{rdc} = 3,74 m
  - Hauteur de l'étage courant : H_{EC} = 3,06 m
  - Hauteur de l'acrotère : H_{AC} = 0,7 m

I-4) Eléments de la structure:

- ***Ossature:*** le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles (structure mixte). D'après le RPA 99 version 2003, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètre en zone IIa, son contreventement est assuré par deux types :
  - Contreventement par portiques : c'est une ossature constituée de poteaux et poutres qui doivent être disposés d'une façon à reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des surcharges horizontales, aussi à transmettre directement les efforts aux fondations.
  - Contreventement par voiles : composé des éléments verticaux ''voiles'' en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal. Ils assurent : le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement), ainsi ils minimisent les efforts de torsion.
- ***Les planchers:*** sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils sont capables de supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

  Les planchers doivent répondre aux critères suivants :
  - Supporter leurs poids propre et les surcharges.
  - Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
  - Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
  - Protection contre les incendies.
  - Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement

  Nous avons deux types de plancher : corps creux et dalle pleine.

- ***Les escaliers:*** c'est un élément en béton armé qui permet de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Il est constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers).
- ***Maçonnerie:*** elle sera réalisée en briques creuses.
  - Les murs extérieurs : constitués de doubles parois de briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
  - Les murs intérieurs : constitués d'une seule paroi de la brique de 10 cm d'épaisseur.
- ***Ascenseur:*** appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettent l'accès des personnes et du matériel.
- ***Revêtement:*** les revêtements utilisés sont :
  - Céramique pour les salles d'eaux et cuisine.
  - Plâtre pour les cloisons internes et plafonds.
  - Carrelage pour les planchers et les escaliers.
  - Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escalier et les locaux humides.
- ***Les fondations:*** on appel fondation toute partie enterrée d'un ouvrage conçue pour transmettre la charge de la superstructure au sol de fondation. Elles assurent la stabilité du bâtiment. On appel ancrage ''D'' la hauteur de la partie enterrée.
- ***Le coffrage:*** est une ossature provisoire qui permet de donner à un ouvrage en béton armé sa forme définitive. Le choix du coffrage dépend de l'ouvrage à réaliser et du nombre de ses réemplois. Il doit être indéformable sous l'effet de la poussée du béton et lors de la vibration. Il existe trois types de coffrages : coffrage en bois, coffrage métallique et coffrage en matériaux de synthèse.

I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux:

I-5-1) le béton:

Le béton est un matériau de construction formé par l'association de gravillons, de sable, de ciment et d'eau. Ce mélange est mis en œuvre, à l'état plastique dans un moule appelé coffrage.

Après durcissement, le béton se présente sous la forme d'un élément de construction monolithique très résistant.

En faisant varier la nature et les proportions des composants, on obtient des bétons aux propriétés et caractéristiques très différentes.

- ***Les constituants d'un béton:***

Le béton est constitué des éléments suivant :

- ***Le ciment:*** est un liant hydraulique, c'est-à-dire une poudre minéral qui, mélangée avec de l'eau, forme une pate qui durcit progressivement. Le ciment est utilisé pour solidariser entre eux des matériaux inertes comme le sable et les gravillons pour la fabrication des mortiers et des bétons.

- ***Les granulats:*** terme générique pour désigner l'ensemble des grains minéraux entrant dans la composition des mortiers et des bétons. Selon la grosseur des grains, on distingue les granulats suivants : le sable, les gravillons ou le gravier et les cailloux.
- ***Eau de gâchage:*** elle doit présenter les propriétés d'une eau potable.
- ***Les adjuvants:*** ce sont des produits chimiques incorporés en faibles quantités au béton frais afin d'en améliorer certaines propriétés. Ils représentent 1 à 3 % du poids du ciment.
  Leurs rôles et leurs efficacités dépendent de la nature du produit chimique et de l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais.
  Dans le cas courant, le béton est composé :
  - Sable propre : 380 à 450 cm^3
  - Gravier : 750 à 850 cm^3
  - Ciment : 325 kg/m^3
  - Eau de gâchage : 150 à 200 l/m^3

- ***Résistance caractéristique du béton à la traction:*** La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée « f_{tj} » est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0{,}6+0{,}06\, f_{cj} & \text{si} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0{,}275\, (f_{cj})^{2/3} & \text{si} \quad f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

- ***Résistance caractéristique du béton à la compression:***

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

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa (f_{c28} = 25MPa).

- Pour de résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$\begin{cases} fcj = \dfrac{j}{4{,}76+0{,}83j} \times fc28 & \text{si} \quad j < 28 \text{ jours} \\ fcj = 1{,}1\ fc28 & \text{si} \quad j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$\begin{cases} fcj = \dfrac{j}{1{,}4+0{,}95j} \times fc28 & \text{si} \quad j < 28 \text{ jours} \\ fcj = fc28 & \text{si} \quad j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

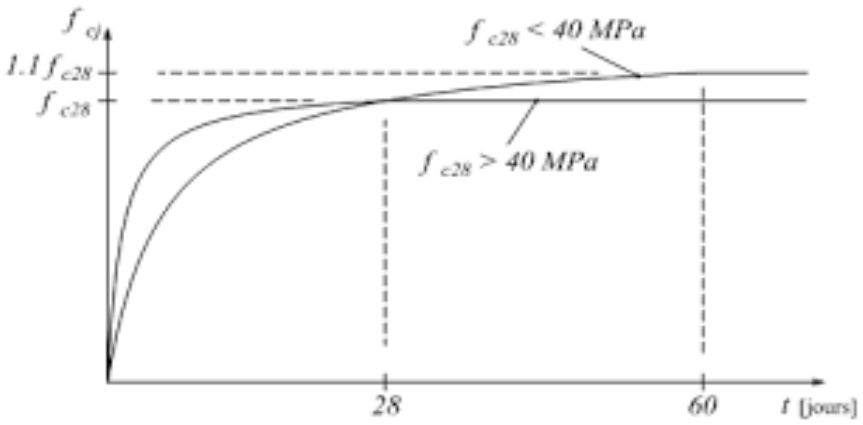


Figure I-1) *Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.*

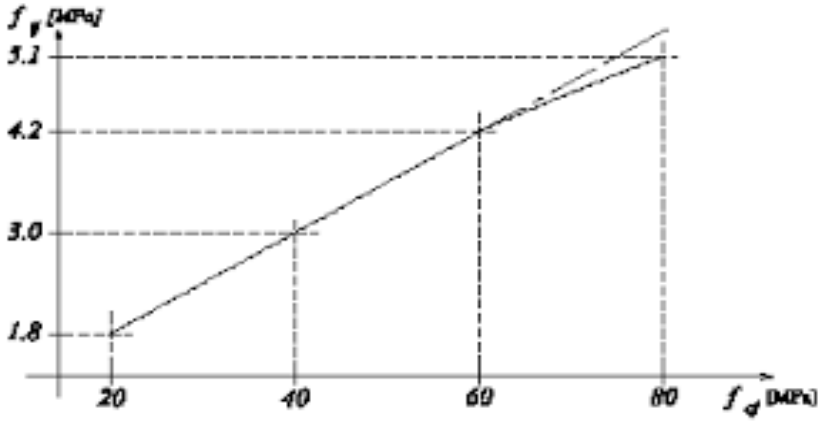


Figure I-2) *Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}*

- ***Contrainte limite de service à la compression:***

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule :

$$Gbc = 0{,}6 * \ fc28 \text{ MPa}$$

- ***Contrainte limite de résistance à la compression:***

$$fbu = \frac{0{,}85 * fc28}{\theta\ \gamma b}\ \text{MPa}$$

Avec :

γ_b = coefficient de sécurité

γ_b = 1,5……. Situation courante.

γ_b = 1,15…… Situation accidentelle.

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

θ= 1…… Durée d'application supérieure à 24 heures.

θ= 0,9 ……. Durée d'application entre 1 heure et 24 heures.

θ= 0,85 …… Durée d'application inférieure à 1 heure.

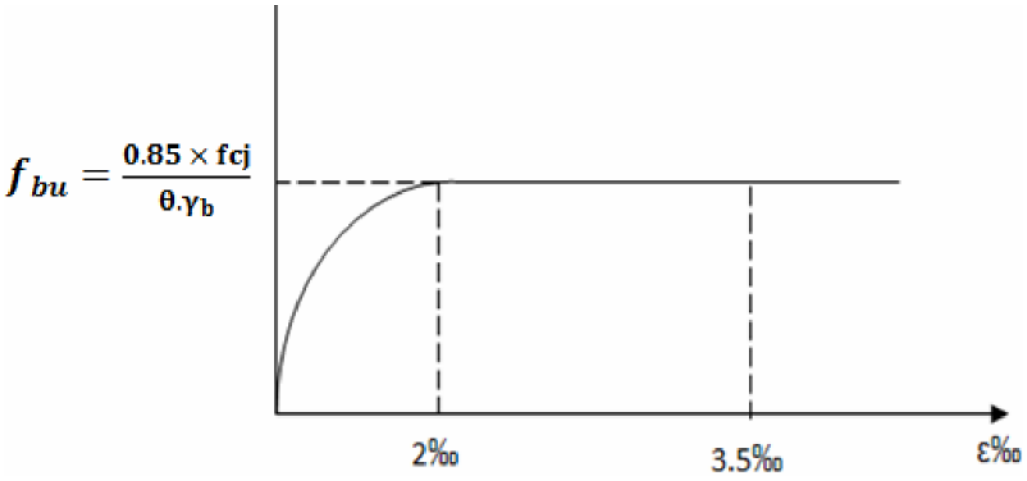


Figure I-3) *Diagramme contrainte – déformation du béton à la compression (ELU).*

- *Coefficient de poisson:*

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

ν = 0,2 ⟹ Etat limite de service (ELS)

ν = 0 ⟹ Etat limite ultime (ELU)

Il est donné par la formule suivante :

$$\nu = \left(\frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \right)$$ Avec : **Δ**d/d = déformation relative transversale.

Δl/l = déformation relative longitudinale.

- ***Contrainte limite de cisaillement:***

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\zeta bu = \frac{Vu}{b * d}$$

Avec :

Vu = effort tranchant à l'ELU

b = largeur de la section cisaillé

d = hauteur utile (d=h-c)

Cette contrainte ne doit pas dépassé les valeurs suivantes :

- Cas de déformation peu nuisible…… ζ = min (0,13 f_{c28} , 5 MPa).
- Cas de déformation (très) préjudiciable…….. ζ = min (0,10 f_{c28} , 4 MPa).

- ***Module d'élasticité (module de déformation longitudinale):***

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendrée.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

- Instantané : $E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{fcj}$ (chargement de courte durée).
- Différé : $E_{ij} = 37000 * f_{c28}^{1/3}$ (chargement de longe durée).

- ***Module de déformation transversale:***

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

Avec : E = module de YOUNG.

ν= coefficient de poisson.

I-5-2) l'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), il est souvent associé au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas.

Les aciers se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures à savoir :

- Les ronds lisses (RL)
- Les aciers à haute adhérence (HA)
- Les treillis soudés (TS)

❖ ***Caractéristiques des aciers:***

Aciers	désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement	utilisations
Ronds lisses	FeE 215 FeE 235	215 235	22‰	1	1	Cadres et étriers des poutres courantes (6-8-10-12)
Acier HA	FeE 400 FeE 500	400 500	14‰	1,6	1,5	Tous travaux en béton armé courants (6-8-10-12-14-16-20-25-32-40)
Treillis soudés	TSL TSHA	520 520	8‰	1,3	1	Radiers, voiles, planchers dallages

Tableau I-1) *Caractéristiques des aciers.*

▪ ***Module d'élasticité longitudinal Es:***

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier : Es = 2.10^5 MPa

- ***Diagramme contrainte déformation de calcul:***

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant :

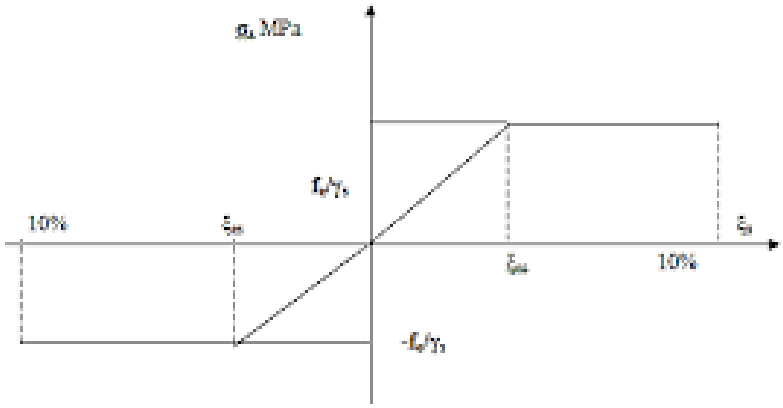


Figure I-4) *Diagramme contrainte déformation de calcul.*

- ***Contrainte limite ultime des aciers:***

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante : $\sigma = {fe}/{\gamma s}$

Avec :

fe : limite d'élasticité garantie

ɣs : coefficient sécurité tel que :

- ɣs = 1,15 ⟹ Situation durable
- ɣs = 1 ⟹ Situation accidentelle

- ***Contrainte limite de service des aciers:***

Afin de pouvoir limiter l'apparition des fissures dans le béton et éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

On distingue 3 cas de fissurations :

1) ***Fissuration peu nuisible:***

Dans ce cas, l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune vérification car la contrainte n'est soumise à aucune limitation si les aciers sont protégés.

2) *Fissuration préjudiciable:*

Lorsque les éléments sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, il y'a risque d'infiltration d'eau donc la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\sigma_s \leq \min \left(2/3\ fe\ ;\ \max \left\{ 0{,}5fe\ ;\ 110\ \sqrt{\eta f_{f28}} \right\} \right)$$

Avec : η = coefficient de fissuration te que :

- $\eta = 1$ → Pour les ronds lisses et treillis tréfilés
- $\eta = 1{,}6$ → Pour les armatures à haute adhérence dont $\phi \geq 6$ mm
- $\eta = 1{,}3$ → Pour les armatures à haute adhérence dont $\phi < 6$ mm

3) *Fissuration très préjudiciable:*

Dans ce cas, les éléments sont exposés à des milieux agressifs (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou doivent assurer une étanchéité :

$$\sigma_s \leq \min \left(2/3\ fe\ \ ;\ \ 90\ \sqrt{\eta f_{f28}} \right)$$

- ***Contrainte de cisaillement:***

La contrainte limite de cisaillement est donnée selon le cas de fissuration.

→ fissuration peut nuisible : $\zeta_u \leq \min (0{,}2\ f_{cj}/\ \gamma_b\ \ ;\ \ 5\ \text{MPa})$.

→ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\zeta_u \leq \min (0{,}15\ f_{cj}/\ \gamma_b\ \ ;\ \ 4\ \text{MPa})$.

- ***Protection des armatures:***

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage « C » des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$ cm → pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin ainsi pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm → pour les éléments en contacte avec un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1$ cm → pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

I-6) Conclusion:

A ce niveau, nous avons définit tous les éléments constituent notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, tout en respectant les règles du BAEL 91/ modifiée 99 et le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003).

On va donc passer au pré dimensionnement des éléments et descentes de charges.

chapitre II

Pré dimensionnement et descentes de charges

Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage et celles des matériaux utilisés dans le chapitre précédent, nous allons donc passer dans ce chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs à savoir : (les planchers, les poteaux, les poutres et les voies) qui est un processus complexe et une étape essentielle dans un projet de génie civil. Cette étape représente e point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Il se fera donc conformément aux règles du BAEL 91 et RPA 99 version 2003.

II-1) pré dimensionnement des éléments :

II-1-1) les planchers :

Les planchers sont des éléments plans porteurs, séparant deux étages d'un bâtiment.

Leurs rôle principale est la transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs (poteaux, poutre, murs)

Ils constituent un support rigide et stable pour les revêtements appliqués, ils améliorent aussi l'isolation thermique et acoustique et aussi l'isolation cotre l'humidité.

Il y'a deux sortes de planchers :

- Planchers à corps creux.
- Dalle pleine en béton armé.

A. Planchers à corps creux :

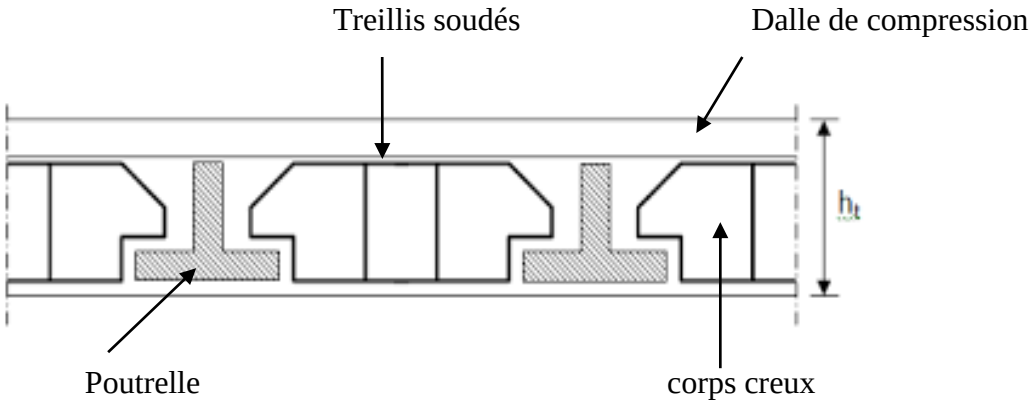


Figure II-1) *Schéma descriptif d'un plancher à corps creux.*

On a: $h_t = \frac{Lmax}{22,5}$

Avec : Lmax = portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t = hauteur totale du plancher.

En zone '' IIa'', le RPA exige le min (b,h) ≥ 25 cm. Donc on prend : min = 25 cm

On a donc :

Lmax = 325 – 25 = 300 cm

$h_t = \frac{300}{22,5}$ = 13,33 cm $\Longrightarrow$ h_t = 20 cm.

On optera pour un plancher de : **(16+4) = 20 cm.**

Epaisseur du corps creux : 16 cm.

Epaisseur de la dalle de compression : 4 cm.

B. Dalles pleines en béton armé :

La dalle pleine en béton armé est une plaque horizontale porteuse qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis, constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

L'épaisseur des dalles pleines est donnée par la formule suivante :

ep ≥ L/10 où « L » désigne la largeur.

L'épaisseur des dalles pleines est déterminée selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

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

1. Condition de résistance à la flexion :

Dans notre cas, la dalle est considérée comme une console encastrée.

Pour L = 135 cm $\Longrightarrow$ on aura : $ep \geq \frac{L}{10} = \frac{135}{10}$ = 13,5 cm

e_1 = 14 cm

Avec L : largeur de la console.

2. Condition de résistance au feu :

Pour deux heurs d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à 11 cm. On prend : e_2 = 11 cm.

3. Isolation acoustique :

D'âpres la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse surfacique su plancher.la protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique MDP est supérieur à 350 kg/m^2 et la masse volumique du béton est $\rho = 2500$ daN/m ^{3}.

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

$$\frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad e_3 = 14 \text{ cm}$$

Donc : $e = \max(e_1, e_2, e_3) = \max(14 \text{ cm}, 11 \text{ cm}, 14 \text{ cm})$

Conclusion :

Afin de satisfaire les conditions citées ci-dessus, on adopte pour les dalles pleines une épaisseur de **15 cm.**

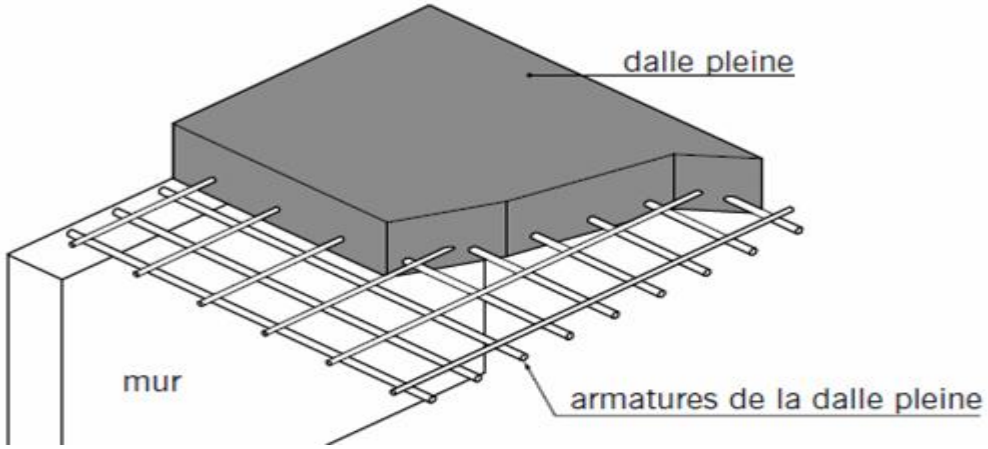


Figure II-2) *Schéma descriptif d'une dalle pleine.*

II-1-2) les poutres :

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

Elles assurent aussi la fonction de chainage des éléments.

On distingue :

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

Les poutres doivent respectées les conditions suivantes :

- Hauteur : $L/15 \leq h_t \leq L/10$
- Largeur : $0{,}4\ h_t \leq b \leq 0{,}7\ h_t$

Avec : h_t = hauteur de la poutre

b = largeur de la poutre

L = entre axe de la plus grande travée considérée

L'article 7.5.2 du RPA exige :

- Largeur $b \geq 20$ cm
- Hauteur $h_t \geq 30$cm
- $h_t / b \leq 4$

1. *les poutres principales :*

Se sont des poutres porteuses, elles supportent les poutres secondaires et elles se reposent sur des porteurs verticaux (poteaux, voiles).

✓ **calcul de la hauteur :**

Dans le premier temps, on suppose que les poteaux sont de section (25 X 25) cm.

$L/15 \leq h_t \leq L/10$ avec : L = 470 – 25 = 445 cm

$445/15 \leq h_t \leq 445/10 \longrightarrow 29{,}66 \text{ cm} \leq h_t \leq 44{,}5 \text{ cm}$

On optera pour : h_t = 40 cm.

✓ **calcul de la largeur :**

$0{,}4\ h_t \leq b \leq 0{,}7\ h_t$

$0{,}4 \text{ X } 40 \leq b \leq 0{,}7 \text{ X } 40 \longrightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$

On optera pour une raison de sécurité: b = 30 cm.

La section des poutres principales est : **(30, 40) cm^2.**

- ***vérification des conditions du RPA :***

b = 30cm > 20 cm ⟶ Condition vérifiée.

h_t = 40 cm > 30 cm ⟶ Condition vérifiée.

$h_t / b = 40 / 30 = 1{,}33 < 4$ ⟶ Condition vérifiée.

2. *les poutres secondaires :*

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, leurs rôle est de transmettre les efforts aux poutres principales.

✓ **calcul de la hauteur :**

$L/15 \leq h_t \leq L/10$ avec : L = 325 - 25 = 300 cm

$300/15 \leq h_t \leq 300/10 \longrightarrow 20cm \leq h_t \leq 30\ cm$

On optera pour : $h_t = 30$ cm.

- ✓ **calcul de la largeur :**

$0{,}4\ h_t \leq b \leq 0{,}7\ h_t$

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

Pour les raisons de sécurité on optera pour : b = 25 cm.

La section des poutres secondaires est : **(25, 30) cm².**

- ▪ ***vérification des conditions du RPA :***

$b = 25cm > 20cm \longrightarrow$ Condition vérifiée.

$h_t = 30cm \longrightarrow$ Condition vérifiée.

$h_t / b = 25 / 30 = 0{,}83 < 4 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

3. *les poutres de chainage:*

Leurs dimensions est données comme suit :

- ✓ **calcul de la hauteur :**

$L/15 \leq h_t \leq L/10$ avec : $L = 290 - 25 = 265$ cm

$265/15 \leq h_t \leq 265/10 \longrightarrow 17{,}66cm \leq h_t \leq 26{,}5\ cm$

On optera pour : $h_t = 30$ m.

- ✓ **calcul de la largeur :**

$0{,}4\ h_t \leq b \leq 0{,}7\ h_t$

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

Pour les raisons de sécurité on optera pour : b = 25 cm.

La section des poutres de chainages est : **(25, 30) cm²**

- ▪ ***vérification des conditions du RPA :***

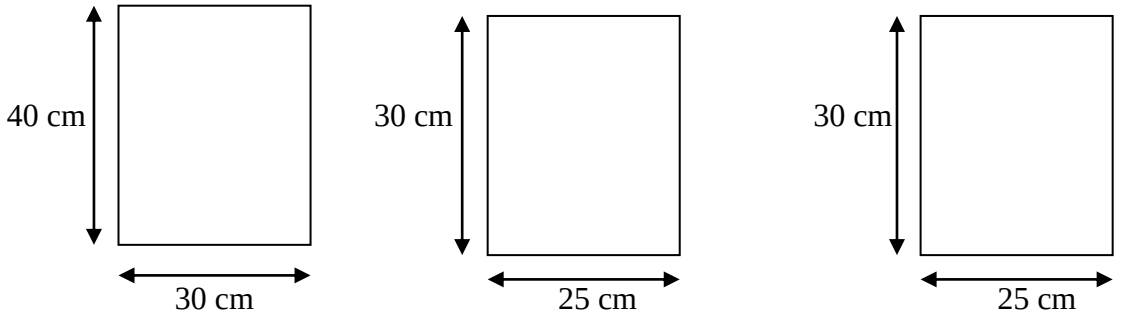
$b = 25cm > 20\ cm \longrightarrow$ Condition vérifiée.

$h_t = 30cm \longrightarrow$ Condition vérifiée.

$h_t / b = 25 / 30 = 0{,}83 < 4 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Au final, on adoptera pour des poutres dont les dimensions sont:



Poutre principale **poutre secondaire** **poutre de chainage**

II-1-3) les voiles :

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

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1 du RPA 99 version 2003)

D'après cet article, les éléments satisfaisant la condition **(L/ep ≥ 4)** sont considérés comme étant des voiles, comme la montre la figure ci-dessous avec une épaisseur minimale de 15 cm.

L'épaisseur du voile doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités.

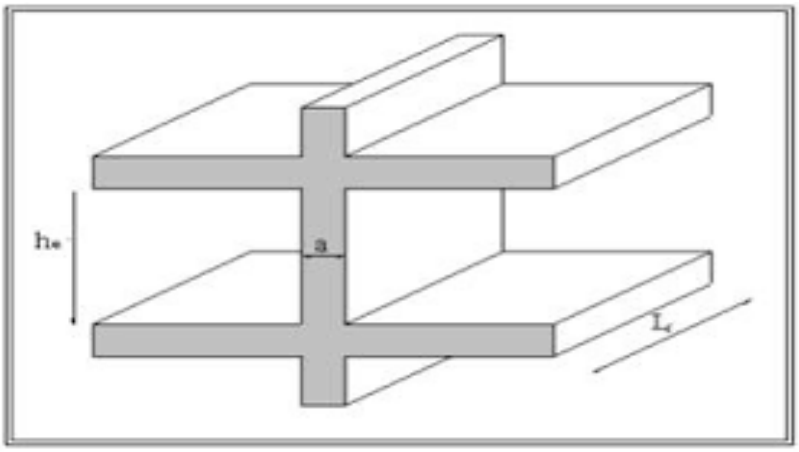


Figure II-3) *Coupe de voile en élévation.*

$L \geq 4\ e_p$

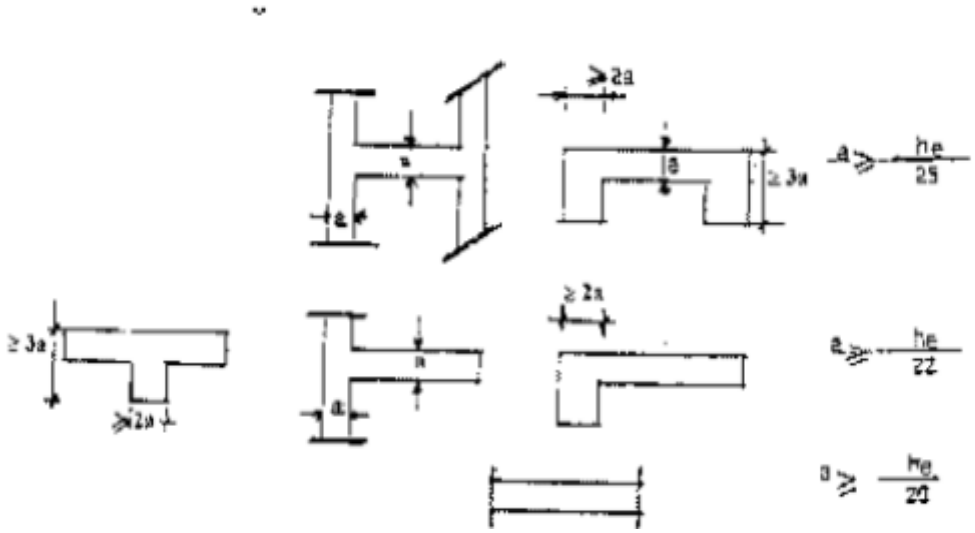


Figure II-4) *Coupes de voiles en plan.*

Avec :

L = longueur du voile.

e_p = a = épaisseur du voile.

h_e = hauteur d'étage.

- ***calcul des épaisseurs des voiles :***

Dans notre cas, on prend : $a \geq h_e / 20$ (cas le plus défavorable).

	Sous-sol 1	**Entresol 2**	**RDC**	**Etage courant**
$\mathbf{h_e = h - e_p}$	289 – 20 = 269cm	306 – 20 = 286 cm	374 – 20 = 354 cm	306 – 20 = 286 cm
$\mathbf{a \geq h_e / 20}$	269/20 = 13,45cm	286/20 = 14,3 cm	354/20 = 17,7 cm	286/20 = 14,3 cm
a	14 cm	15 cm	20 cm	15 cm

On optera pour a = 20 cm

- **vérifications :**

On doit vérifier que :

$L_{min} \geq 4a$ et $a_{min} \geq 15$ cm avec : L_{min} : portée min des voiles, a_{min} : épaisseur de la dalle.

vérification	Sous-sol 1	Sous-sol 2	RDC	Etage courant
$a_{min} \geq 15$ cm	20 > 15	20 >15	20 > 15	20 > 15
$L_{min} \geq 4\ a$	100 > 4x20 = 80	100 > 4x20 = 80	100 > 4x20 = 80	100 > 4x20 = 80

Donc : les voiles que comportera notre structure seront de **20 cm.**

II-1-4) les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé. Ils travaillent en flexion composé et constituent les points d'appuis pour les poutres. Ils seront pré dimensionnés à l'ELS en considérant un effort de compression simple N_s= (G+Q) qui devra être repris uniquement par le béton.

Nos calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression.

La section du poteau est donnée par la formule suivante : $S \geq N_s / \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

- S = section transversale du poteau.
- N_s = effort normal de compression à la base du poteau, il sera déterminé à partir de la descente de charge exigé par le DTR B.C.22.
- $\bar{\sigma}_{bc}$ = contrainte limite de service du béton en compression :

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

❖ ***Actions et combinaisons d'actions :***

a) les actions :

L'étude des charges est une étape cruciale dans tous projets, et elle doit être faite avec un grand soin. On distingue :

- **les actions permanentes G :**
  - le poids propre des éléments.
  - le poids propre des équipements permanents.
  - le poids des poussées des terres.
- **les actions variables Q :**
  - Charges d'exploitations appliquées au cours de l'exécution.
  - Charges climatiques.

- **les actions accidentelles :**
  - Séisme.
  - Explosions.
  - Chocs.

b) les combinaisons d'actions :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- situations durables : ELU : 1,35 G + 1,5 Q
  ELS : G + Q

- situations accidentelles : G + Q ± E
  0,8 G ± E
  G + Q ± 1,2 E

Détermination des charges et des surcharges :

✓ **Charges permanentes G :**

a. Plancher étage courant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges (KN/m^2)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher à corps creux	0,2	14	2,8
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
6	Briques creuses	0,1	9	0,9
				G = 5,1(KN/m^2)

b. Dalle pleine :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges (KN/m^2)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36

G = 5,49(KN/m²)

c. Mur extérieur :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Charges (KN/m²)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,15	9	1,35
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,1	9	0,9
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
				G = 2,81(KN/m²)

d. Mur intérieur :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Charges (KN/m²)
1	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
				G = 1,3(KN/m²)

e. Terrasse inaccessible :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Charges (KN/m²)
1	couche de gravier	0,05	17	0,85
2	étanchéité multicouche	0 ,02	6	0,12
3	forme de pente en béton	0,07	22	1,54
4	feuille de polyane	/	/	0 ,02
5	isolation thermique au liège	0,04	4	0,16
6	plancher en corps creux (hourdis et table de compression)	0,25	13,2	3,30
7	enduit sous plafond en plâtre	0,02	10	0,2
				G = 6,19(KN/m²)

- ✓ **Charges d'exploitations Q :**

Les charges d'exploitations sont données par le DTR B.C.22 comme suit :

Eléments	Surcharges (KN/m^2)
Acrotère	1
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant à usage d'habitation	1,5
Plancher 2^{er} sous-sol et RDC	3,5
Plancher sous-sol 1	2 ,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5

II-2) descentes de charges :

La descente de charge est le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaitre la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

Le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (toiture) vers le niveau le plus bas (fondations).

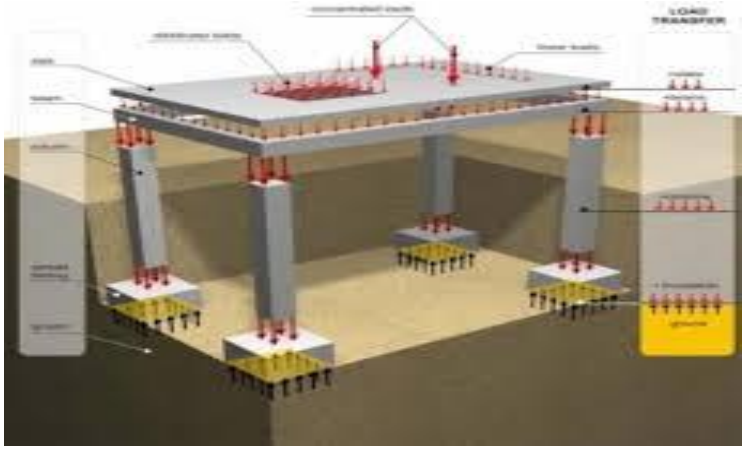


Figure II-5) *Descente de charge dans une structure*

II-2-1) Surface d'influence :

Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

- ➢ **Le poteau le plus sollicité :**

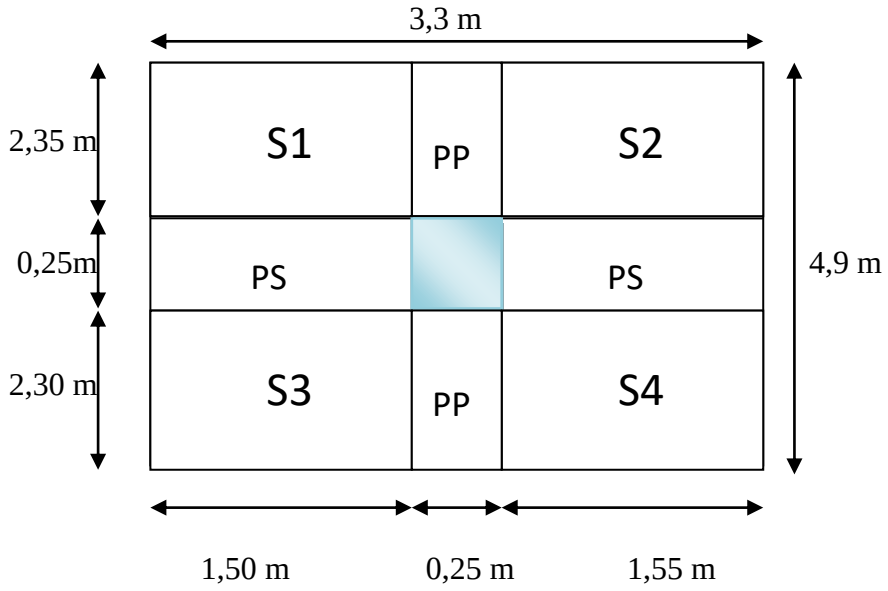


Figure II-6) Localisation du poteau le plus sollicité.

S = S1 + S2 + S3 + S4 ⟶ S = (2,35 x 1,5) + (2,35 x 1,55) + (2,3 x 1,5) + (2,3 x 1,55)

⟹ **S_{nette} = 14,18 m^2.**

S_{brute} = (3,3 x 4,9) ⟹ **S_{brute} = 16,17 m^2.**

II-2-2) Poids propre des éléments :

- **Poids des planchers :**

✓ Plancher terrasse : $G_{pt} = G_t \times S_{nette}$ = 6,19 x 14,18 ⟶ **G_{pt} = 87,77 KN**

✓ Plancher étage courant :$G_{pec} = G_{ec} \times S_{nette}$ = 5,1 x 14,18 ⟶ **G_{pec} = 72,318 KN**

✓ L'acrotère : la hauteur de l'acrotère est égale à 70 cm

La charge permanente de l'acrotère est donnée comme suit :

Poids propre : G =ρ x S x 1m

Avec : S = (0,6 x 0,1) + (0,15 x 0,1) + (0,17 x 0,05) + (0,17 x 0,05/2) = 0,08775 m^2

D'ou: G = 25 x 0,08775 x 1 ⟶ G = 2,194 KN/m_l

- **Poids des poutres :** $\rho = 25\ KN/m^3$

✓ Poutre principale :

$G_{pp} = (0,30 \times 0,40) \times (2,35 + 2,30 + 0,25) \times 25 \longrightarrow G_{pp} = 14,7KN$

✓ Poutre secondaire :

$G_{ps} = (0,25 \times 0,30) \times (1,5 + 1,55 + 0,25) \times 25 \longrightarrow G_{ps} = 6,19KN$

$G_{pp} + G_{ps} = 14,7 + 6,19 \longrightarrow \mathbf{G_{pp} + G_{ps} = 20,89\ KN}$

- **Poids des poteaux :**

✓ Poteaux du 1er et 2eme sous-sol : (2,89 m) :

$G_{ss} = b \times h \times h_{ss} \times \rho = 0,25 \times 0,25 \times 2,89 \times 25 \longrightarrow \mathbf{G_{ss} = 4,52\ KN}$

✓ Poteau du RDC: (3,74 m)

$G_{RDC} = b \times h \times h_{RDC} \times \rho = 0,25 \times 0,25 \times 3,74 \times 25 \longrightarrow \mathbf{G_{RDC} = 5,84\ KN}$

✓ Poteaux de l'étage courant : (3,06 m)

$G_{ec} = G_{ea} = b \times h \times h_{ec} \times \rho = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 \longrightarrow \mathbf{G_{ec} = G_{ea} = 4,78\ KN}$

II-2-3) Surcharge d'exploitation :

- 1er sous-sol : $Q \times S_{brute} = 2,5 \times 16,17 =$ **40,425 KN**
- 2er sous-sol : $Q \times S_{brute} = 3,5 \times 16,17 =$ **56,595 KN**
- Plancher RDC : $Q \times S_{brute} = 3,5 \times 16,17 =$ **56,595 KN**
- Plancher étage courant :$Q \times S_{brute} = 1,5 \times 16,17 =$ **24,255 KN**
- Plancher terrasse inaccessible : $Q \times S_{brute} = 1 \times 16,17 =$ **16,17 KN**

II-2-4) Loi de dégression des charges :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement. Cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous les nivaux.

Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5 niveaux.

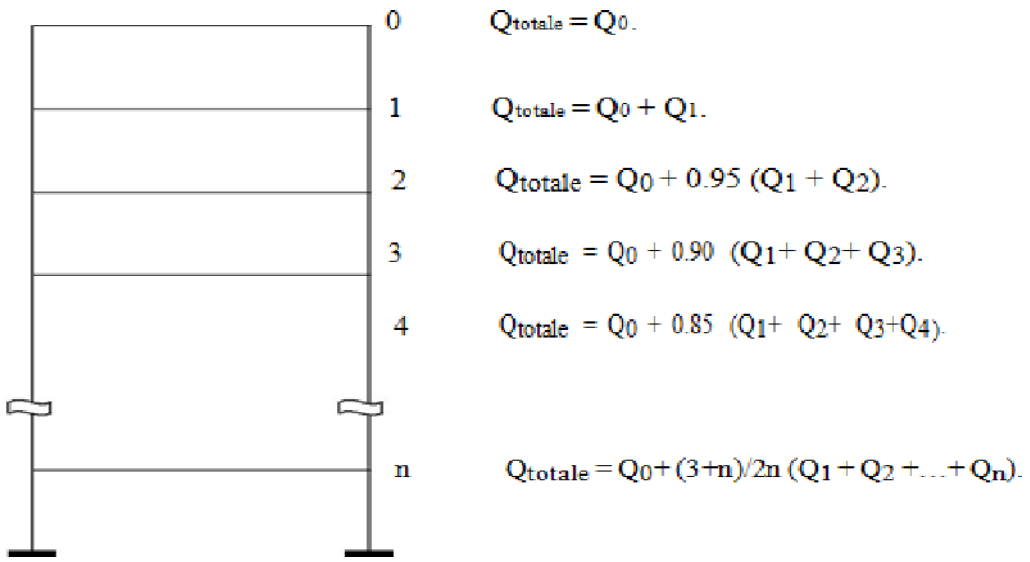


Figure II-7) *Loi de dégression des surcharges d'exploitation.*

- ***coefficients de dégression des surcharges :***

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous sol
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0 ,85	0,8	0,75	0,71	0,687	0,666	0,65

II-2-5) Les charges cumulées :

Niveaux	
Niv 9	Q_0
Niv 8	Q_0+Q_1
Niv 7	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$
Niv 6	$Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$
Niv 5	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
Niv 4	$Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
Niv 3	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
Niv 2	$Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$
Niv 1	$Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$

Application numérique :

Niveaux	
Niv 9	$Q_0 = 16,17$
Niv 8	$Q_0+Q_1 = 16,17 + 24,255=40,425$
Niv 7	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2) = 16,17+0,95(24,255+24,255)=62,254$
Niv 6	$Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3) = 16,17+0,9(24,255+24,255+24,255)=81,658$
Niv 5	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=16,17+0,85(24,255X4)=98,637$
Niv 4	$Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 16,17+0,8(24,255X5)=113,19$
Niv 3	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=16,17+0,75(24,255X5+56,595)=149,57$
Niv 2	$Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=16,17+0,714(24,255X5+56,595+ 56,595)= 183,578$
Niv 1	$Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=16,17+0,687(24,255X5+56,595+ 56,595+40,425)=205,02$

- ***<u>récapitulatif de la décente de charge :</u>***

	Charges permanentes (KN)					**Charges d'exploitations (KN)**		**Effort normal (KN)**	**Section (cm^2)**	
niveaux	**Poids planché**	**Poids poutre**	**Poids poteau**	**G total**	**G cumulé**	**Q total**	**Q cumulé**	**$N_s = G_c + Q_c$**	**$S \geq \frac{Ns}{\sigma bc}$**	**Section adoptée**
terrasse	87,77	20,89	4,78	113,44	113,44	16,17	16,17	129,61	86,41	30 x 30
5	72,318	20,89	4,78	97,988	211,428	24,255	40,425	251,853	167,90	35 x 35
4	72,318	20,89	4,78	97,988	309,416	24,255	64,68	374,096	249,40	35 x 35
3	72,318	20,89	4,78	97,988	407,404	24,255	88,935	496,339	330,89	40 x 40
2	72,318	20,89	4,78	97,988	505,392	24,255	113,19	618,582	412,39	40 x 40
1	72,318	20,89	4,78	97,988	603,38	24,255	137,445	740,825	493,88	40 x 40
RDC	72,318	20,89	5,84	99,048	702,428	56,595	194,04	896,468	597,65	45 x 45
Sous-sol 2	72,318	20,89	4,52	97,728	800,156	56,595	250,635	1050,791	700,53	45 x 45
Sous-sol 1	72,318	20,89	4,52	97,728	897,884	40,425	291,06	1188,944	792,63	45 x 45

II-2-6) vérification des règles du RPA 99 :

- ✓ **vérification relatif aux coffrages des poteaux:**

D'après l'article 7.4.1 du RPA 99 version 2003, on doit vérifier les conditions suivantes :

- min (b x h) ≥ 25 cm.
- min (b x h) ≥ $\frac{he}{20}$ avec : h_e : hauteur libre du poteau.
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Etage	Section (cm^2)	Hauteur libre du poteau (h_e) (cm)	Condition RPA	Valeur calculée	vérification
6eme étage	(30 x 30)	306	min (b x h) ≥ 25 cm	Min (30 x 30) = 30 > 25 cm	**C.V**
			min (b x h) ≥ $\frac{he}{20}$	min (30 x30) =30 > $\frac{306}{20}$ = 15,3cm	**C.V**
			$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4$	**C.V**
4eme et 5eme étages	(35 x 35)	306	min (b x h) ≥ 25 cm	Min (35 x 35) = 35 > 25 cm	**C.V**
			min (b x h) ≥ $\frac{he}{20}$	min (35 x35) =35 > $\frac{306}{20}$ = 15,3cm	**C.V**
			$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} < 4$	**C.V**
1er, 2eme et 3eme étage	(40 x 40)	306	min (b x h) ≥ 25 cm	Min (40 x 40) = 40 > 25 cm	**C.V**
			min (b x h) ≥ $\frac{he}{20}$	min (40 x40) =40 > $\frac{306}{20}$ = 15,3cm	**C.V**
			$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4$	**C.V**
RDC	(45 x 45)	374	min (b x h) ≥ 25 cm	Min (45 x 45) = 45 > 25 cm	**C.V**
			min (b x h) ≥ $\frac{he}{20}$	min (45 x45) =45 > $\frac{374}{20}$ = 18,7cm	**C.V**
			$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4$	**C.V**

Sous-sol 2	(45 x 45)	289	min (b x h) ≥ 25 cm	Min (45 x 45) = 45 > 25 cm	**C.V**
			min (b x h) ≥ $\frac{he}{20}$	min (45 x45) =45 > $\frac{289}{20}$ = 14,45cm	**C.V**
			$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4$	**C.V**
Sous-sol 1	(45 x 45)	289	min (b x h) ≥ 25 cm	Min (45 x 45) = 45 > 25 cm	**C.V**
			min (b x h) ≥ $\frac{he}{20}$	min (45 x45) =45 > $\frac{289}{20}$ = 14,45cm	**C.V**
			$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4$	**C.V**

Conclusion : le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA 99 version 2003.

- ✓ **vérification de la résistance des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés de la structure lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. Pour qu'il n'y ait pas de flambement, il faut que l'élancement λ soit ≤ 50 avec :

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

Avec :

- λ : élancement du poteau.
- Lf : longueur de flambement (Lf = 0,7 I_0)
- i : rayon de giration (i = $\sqrt{\frac{I}{B}}$)
- I : moment d'inertie du poteau (I = $\frac{bh3}{12}$)
- B : section transversal du poteau (B = b x h)
- I_0 : longueur d'un poteau entre faces supérieurs de deux planchers consécutifs.

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{0{,}7\ I0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{b \times h}}} = \frac{0{,}7 \times Io\sqrt{12}}{b} \quad \Longrightarrow \quad \lambda = 2{,}425\ \frac{I0}{b}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

niveaux	poteaux	I_0 (m)	b (m)	$\lambda = 2{,}425 \frac{I0}{b} \leq 50$	vérification
1er sous-sol	45 x 45	2,89	0,45	$\lambda = 15{,}57 < 50$	condition vérifiée
2eme sous-sol	45 x 45	2,89	0,45	$\lambda = 15{,}57 < 50$	condition vérifiée
RDC	45 x 45	3,74	0,45	$\lambda = 20{,}15 < 50$	condition vérifiée
1er, 2eme et 3eme étage	40 x 40	3,06	0,40	$\lambda = 18{,}55 < 50$	condition vérifiée
4eme et 5eme étages	35 x 35	3,06	0,35	$\lambda = 21{,}2 < 50$	condition vérifiée
6eme étage	30 x 30	3,06	0,30	$\lambda = 24{,}74 < 50$	condition vérifiée

On conclu que pour tous les poteaux, la condition au flambement est vérifiée

Conclusion :

Après avoir fait tous les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- **Pré dimensionnement des poutres :**

poutres	sections adoptées (cm^2)
principale	30 x 40
secondaire	25 x 30
chainage	25 x 30

- **Pré dimensionnement des poteaux :**

poteaux	sections adoptées (cm^2)
1er sous-sol, 2eme sous-sol et RDC	45 x 45
1er, 2eme et 3eme étage	40 x 40
4eme et 5eme étages	35 x 35
6eme étage	30 x 30

- **Pré dimensionnement du plancher en corps creux :** h_t = 20 cm (16 + 4).
- **Pré dimensionnement du plancher en dalle pleine :** e_p = 15 cm.
- **Pré dimensionnement des voiles :** a = 20 cm.

chapitre III
Calcul des éléments non structuraux

Introduction:

Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique pour des éléments non structuraux secondaires (ne font pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale. L'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferraillage et les différentes vérifications conformément aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA.

III-1) L'acrotère:

III-1-1) Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire entourant la terrasse d'un bâtiment. Il est assimilé à une console encastrée dans le dernier plancher et réalisé en béton armé. Il sert à assurer la sécurité au niveau de la terrasse et il est exposé aux intempéries.

L'acrotère est sollicité par :

- ✓ Un effort normal N dû à son poids propre.
- ✓ Un effort horizontal Q = 1 KN/ml dû à la main courante engendrant un moment de renversement M au niveau de la section d'encastrement.

Le ferraillage se fera en flexion composée avec compression pour une bande de 1m de largeur.

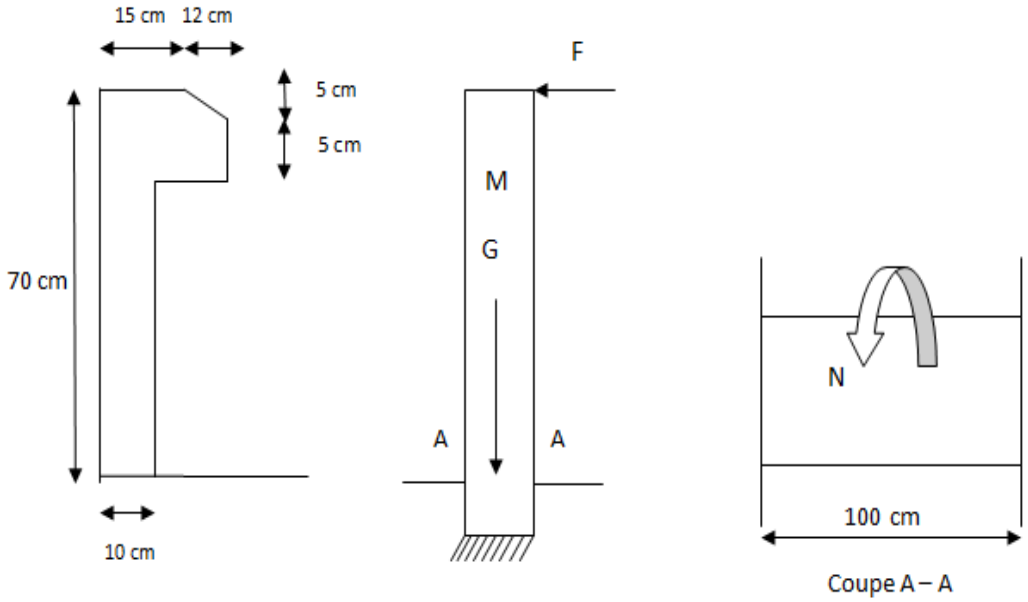


Figure III.1.1) Coupe de l'acrotère.

III-1-2) Détermination des sollicitations :

- **L'effort normal dû au poids propres :**

$N = G_{ac} \times 1 = S \times \rho \times 1m$

Avec: ρ: masse volumique du béton $\rho = 25\ KN/m^3$.

S: section transversal.

$S_t = (0.60 \times 0.10) + (0.12 \times 0.05) + (0.15 \times 0.05) + \left(\frac{0.05 \times 0.12}{2}\right) = 0.084\ m^2$

$G_{ac} = \rho \times S = 25 \times 0.084 = 2,1\ KN/m$

$N = 2,1\ KN/m$

- **L'effort horizontal:**

$T = Q_{ac} \times 1m$ avec (Q_{ac}= 1KN)

$T = 1 \times 1m = 1\ KN/m$

$T = Q = 1KN/m$

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

$M = Q_{ac} \times H \times 1m$

$M = 1 \times 0.7 \times 1 = 0.7\ KN.m$

$M = 0.7\ KN.m$

- **Diagramme des efforts internes (M, N, T) :**

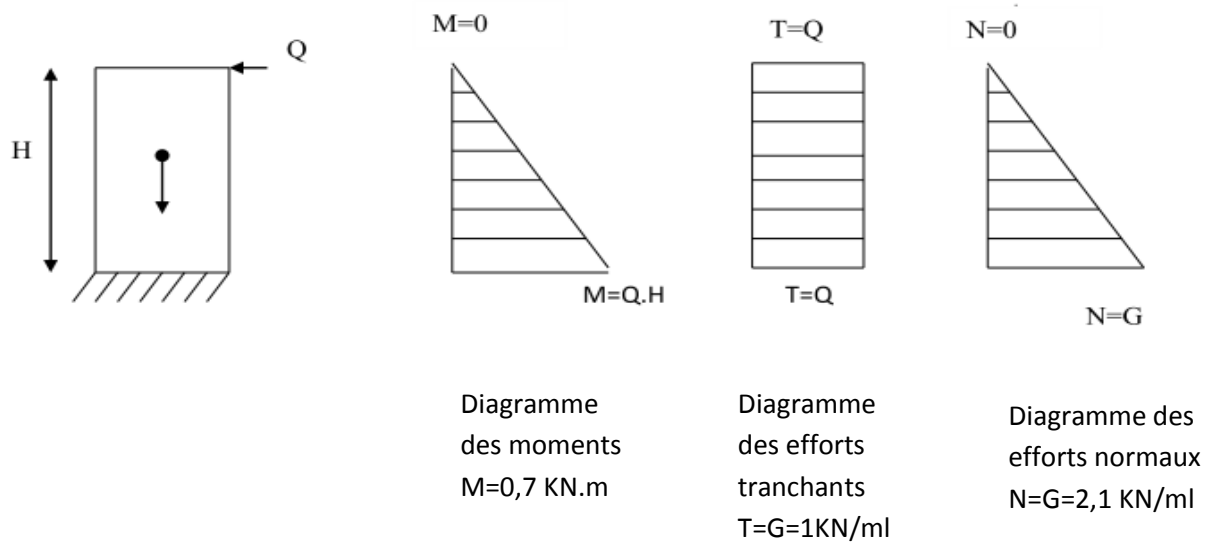


Diagramme des moments M=0,7 KN.m

Diagramme des efforts tranchants T=G=1KN/ml

Diagramme des efforts normaux N=G=2,1 KN/ml

Figure III.1.2) Diagramme des efforts internes.

III-1-3) Combinaisons des charges :

- **Effort normal de compression dû à G :**

E.L.U : Nu = 1.35 G = 1.35 x 2,1 = 2,835 KN/m

E.L.S : Ns = G = 2,1 KN/m

- **Effort tranchant dû à Q :**

E.L.U : Tu = 1.5 Q = 1.5 x 1 = 1.5 KN

E.L.S : Ts = Q = 1.5 KN

- **Moment de flexion**

E.L.U: Mu = 1.5 M = 1.5 x 0. 7 = 1,05 KN.m

E.L.S : Ms = M = 0.7 = 0.7 KN.m

III-1-4) Ferraillage de l'acrotère à l'ELU :

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire, on utilise le calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles« A ».

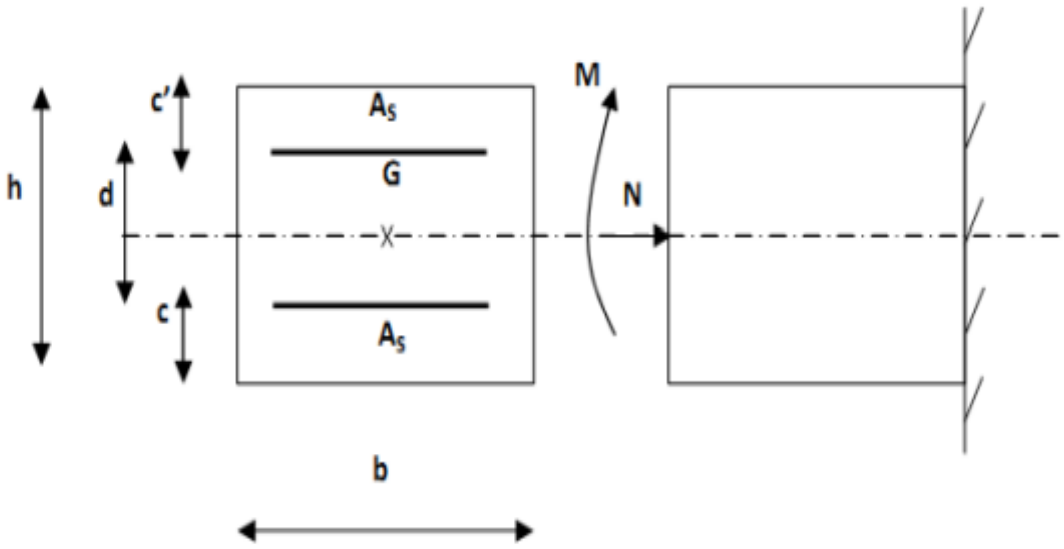


Figure III.1.3) Schéma de calcul de l'acrotère.

(Section rectangulaire soumise à la flexion composée)

Avec : h : épaisseur de la section = 10 cm

b : largeur de la section = 100 cm

c : enrobage : c = c' = 3 cm

d : hauteur utile avec : d = h - c = 10 - 3 = 7 cm

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

a) Calcul à l'E.L.U :

- **Calcul de l'excentricité :**

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,835} = 0.37$ m $\geq (\frac{h}{2} - c') = \frac{0.10}{2} - 0.03 = 0.02$ m

Donc : $e_u = 0.37$ m $> (\frac{h}{2} - c') = 0.02$ m

$(\frac{h}{2} - c')$ est la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité de la section tendue.

D'où, le centre de pression se situe en dehors du noyau central donc la section est partiellement comprimée (**SPC**), elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée ou la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

Calcul en flexion simple :

- Calcul du moment fictif :

$M_f = N_u \times g$

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c$: distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures.

$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2.835 \times (0.37 + 0.05 - 0.03) = 1,106$ KN.m

- Calcul du moment réduit :

$\mu = \frac{M_f}{b.d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,106 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.016$

$f_{bc} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\gamma_{b \times \theta}} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.20$MPa

$\mu = 0.016 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (**SSA**) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (asc_1=0)

D'après le tableau : $\mu = 0.016 \Rightarrow \beta = 0,992$

- Calcul des armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{d.\beta.\sigma_{st}}$

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

Avec: σ_{st} : La contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$A_f = \frac{M_f}{d.\beta.\sigma_{st}} = \frac{1{,}106 \times 10^3}{7 \times 0{,}992 \times 348} = 0{,}457$ cm²

- **Calcul en flexion composée :**
  - La section des armatures réelles :

$A_{str} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0{,}457 - \frac{2{,}835}{348} = 0{,}448$ cm²

$A_{str} = 0{,}448$ cm²

$A_{sc} = 0$

b) Vérification à l'E.L.U :

1. Vérification de la condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91) :

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

$A_{str} \geq A_{min}$

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

$f_{t28} = 0.6 + 0.06\, f_{c28} = 0{,}6 + 0{,}06$ X 25 = 2.1 MPa

$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{2{,}1} = 0{,}33$ m

$A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 100 \times 7 \times (33 - 0.455 \times 7)}{400\,(33 - 0.185 \times 7)} = 0.795$ cm²

$A_{str} = 0.448$ cm²

$A_{min} = 0.795$ cm²

$\Rightarrow A_{str} \leq A_{min}$ $\Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée.

$\Rightarrow$ le ferraillage se fera avec la section minimale : $A_s = A_{min} = 0.795$ cm²/ml

On adoptera pour : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement : St ≤ 100/4 =25 $\Rightarrow$ St= 25 cm

- **Armature de répartition :**

$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50\ cm^2$

Soit : A_r = 4HA8 = 2,01 cm^2/ml avec un espacement St ≤ 70/3 = 23.33 ⇒St = 20 cm

2. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1)

La fissuration est préjudiciable, donc : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b.d}\ \text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left\{0.15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\text{MPa}\right\} \end{cases}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement.

V_u : effort tranchant.

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{1.5}{100\times 7} = 0.00214\ \text{KN/cm}^2 \\ \bar{\tau}_u = \min\left\{\ 0.15\times \frac{25}{1.5}\ ;\ 4\ \text{MPa}\right\} \end{cases} \qquad \begin{cases} \tau_u = 0.0214\ \text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = \left\{\min\ 2.5\ ;\ 4\right\} = 2.5\ \text{MPa} \end{cases}$$

⇒ τ_u = 0.0214 MPa < $\bar{\tau}_u$ = 2.5 MPa

⇒ La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement, le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'encrage des barres : (BAEL91/Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que: $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_{se}$: contrainte limite d'adhérence

$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$ $\quad avec:\ f_{t28}$ = 2.1 MPA

Ψs : Coefficient de scellement droit $\begin{cases} \psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA} \\ \psi_s = 1 \text{ pour les ronds lisses} \end{cases}$

⇒ $\bar{\tau}_{se}$ = 1.5× 2.1= 3.15 MPA

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

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

n : nombre de barres.

$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0,8 = 10,048$ cm

$\Rightarrow \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d \sum U_i} = \frac{1,5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10,048} = 0,24$ MPa

$\Rightarrow \tau_{se} = 0,24$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPA $\Rightarrow$ Condition vérifiée. Pas de risque d'entrainement des barres.

4. Espacement des barres (Art A.4.5,33/ BAEL 91modifié 99)

-Armatures principales : St $\leq$ min {3h, 33 cm} = 30 cm. Soit St = 25 cm….. C.V

-Armatures de répartition : St $\leq$ min {4h, 45cm}= 40 cm. Soit St = 20 cm…..C.V

5. Ancrages des barres verticales :

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.18$mm avec : Avec: $\tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$MPa.

Soit : $l_s = 30$ cm.

c) Vérifications à l'E.L.S :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est prise comme étant préjudiciable. Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

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

• Contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc: $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (0,5\, f_e , 110\sqrt{\eta . f_{t28}}) \right\}$

Avec : η : coefficient de fissuration : $\begin{cases} \eta = 1.6 \text{ pour les aciers HA} \\ \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \end{cases}$

$\bar{\sigma}_s = \min (\frac{2}{3} f_e, \max (0,5\, f_e , 110\sqrt{\eta . f_{t28}})) = \min (266.66, \max (200,201.63) = \min (266,66 ; 201,63)$

$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63$ MPa

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$

On a:

$\rho = \frac{100\,A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0{,}287 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}915 \Rightarrow k = 43{,}82$

Donc: $\sigma_s = \frac{0.7 \times 10^3}{0{,}915 \times 7 \times \times 2{,}01} \Rightarrow \sigma_s = 54{,}37$ MPa

$\sigma_s = 54{,}37$ MPa $< \bar{\sigma}_s = 201.63$ MPa $\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Contraintes dans le béton:**

On doit vérifiée que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6.\ fc_{28} = 0.6 \,.\, 25 = 15$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} . \sigma_{st} = \frac{1}{43{,}82}. 54{,}37 = 1{,}24$ MPa .

$\sigma_{bc} = 1{,}24$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa $\Longrightarrow$ La Condition est vérifiée.

- **Vérification de l'acrotère au séisme :**

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale F_p, il doit être conçu de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge Q donnée par l'article (6.2.3 du RPA 99 version 2003).

$F_p = 4 \text{ x } A \text{ x } C_p \text{ x } W_p$

Avec **:**

A: coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 version 2003.

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa.

A = 0.15

C_p: Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 tiré du tableau 6-1 du RPA99 version 2003

Pour notre cas : $C_P = 0.8$

W_P: Poids de l'acrotère (W_p= G=2,1 KN/ml)

$\Rightarrow F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2{,}1 = 1{,}008$ KN/ml > Q = 1 KN/ml

La condition n'est pas vérifiée. Dans ce cas, on fait les calculs avec la force horizontale F_p

III-1-5) Conclusion :

Suite aux différents calculs et les vérifications effectués, on adoptera le ferraillage de l'acrotère suivant :

- Armatures principales : A_p = 4HA8 = 2,01 cm^2 avec un espacement S_t = 25 cm
- Armatures de répartition : A_r = 4HA8 = 2,01 cm^2 avec un espacement S_t = 20 cm

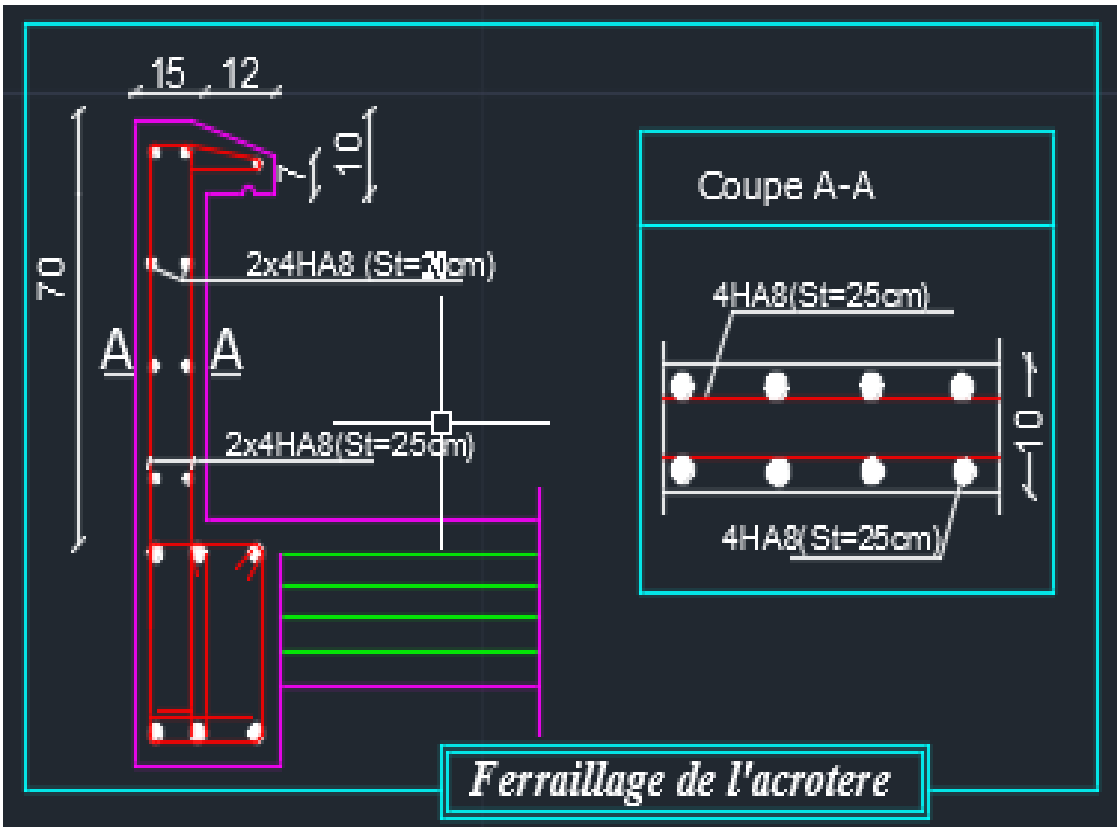


Figure III.1.4) Ferraillage de l'acrotère.

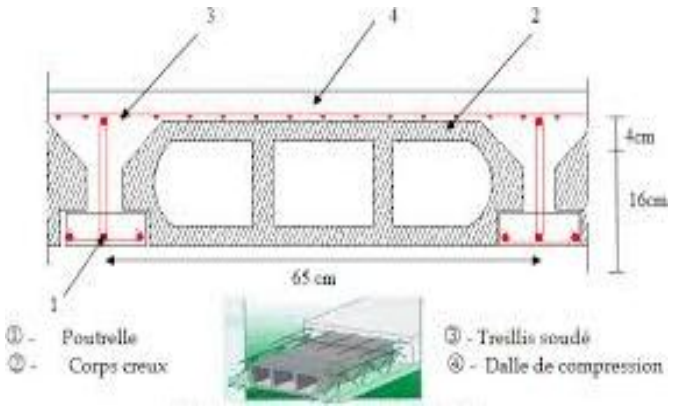
III-2) les planchers :

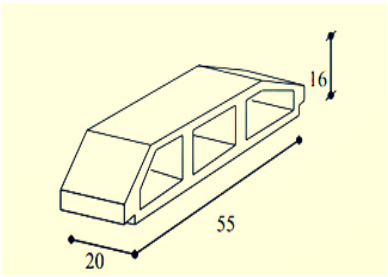
III-2-1) Introduction :

Notre projet est constitué des planchers en corps creux d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section T : elles assurent la fonction de portance. La distance entre axes des poutrelles est de 65 cm
- Remplissage en corps creux : utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique. Sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
  - ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait
  - ✓ Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites
  - ✓ Localiser notamment celles correspondantes aux cloisons





Corps creux

Figure III-2-1) schéma descriptif d'un plancher.

III-2-2) calcul et ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera coulée sur place et aura une épaisseur de 4 cm, elle est armée d'un treillis soudé (TLE 520) ayant pour but de :

- ➢ Limiter les risques de fissuration par retrait.
- ➢ Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ➢ Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$ avec: l = 65 cm : distance entre axes des poutrelles.

$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} = \frac{4\times65}{520} = 0.5\ cm^2$

Soit : $A_{\perp} = 5HA5 = 0{,}98cm^2$ avec : $S_t = 20$ cm

Armatures parallèles aux poutrelles :

$A_{/\!/} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0{,}98}{2} = 0.49\ cm^2$

Soit : $A_{/\!/} = 5HA5 = 0{,}98\ cm^2$ avec : $S_t = 20cm$

Conclusion :

On adoptera pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension **(5 X 5 X 200 X 200) mm²**

$A_{\perp} = 5HA5 = 0{,}98cm^2$ avec : $S_t = 20$ cm

$A_{/\!/} = 5HA5 = 0{,}98\ cm^2$ avec : $S_t = 20cm$

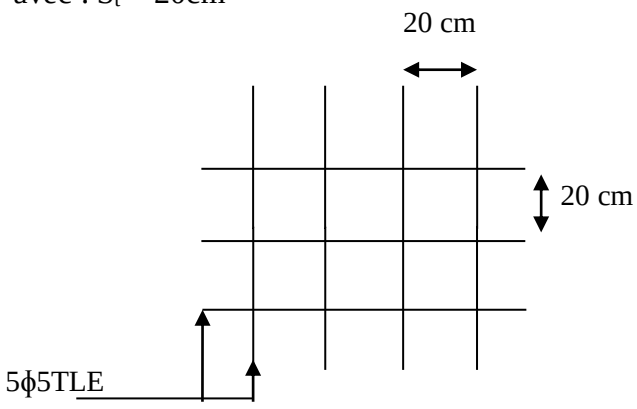


Figure III-2-2): ferraillage de la dalle de compression avec un treillis soudé.

III-2-3) calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont de section T, la distance entre axes est de 65 cm et le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu. Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie.

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- Critère de la petite portée : elles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- Critère de la continuité : si les deux sens on les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens du plus grand nombre d'appuis.

Le calcul se fera en deux étapes :

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

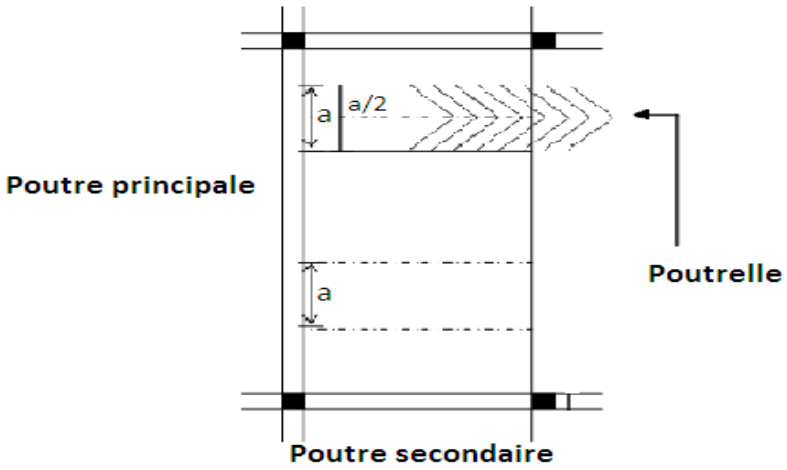


Figure III-2-3): Disposition des poutrelles.

1. **Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considéré comme une poutre simplement appuyée sur deux extrémités, elle travaille en flexion simple est doit supporter : son poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12$ KN/m$_l$
- Poids propre du corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62$ KN/m$_l$
- La charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74$ KN/m$_l$
- La surcharge due à la main d'œuvre : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65$ KN/m$_l$

❖ **Calcul à l'E.L.U :**

- **Combinaison de charge :**

$q_u = 1{,}35\ G + 1{,}5\ Q = 1{,}35\ X\ 0{,}74 + 1{,}5\ X\ 0{,}65 \longrightarrow q_u = 1{,}974\ KN/m_l$

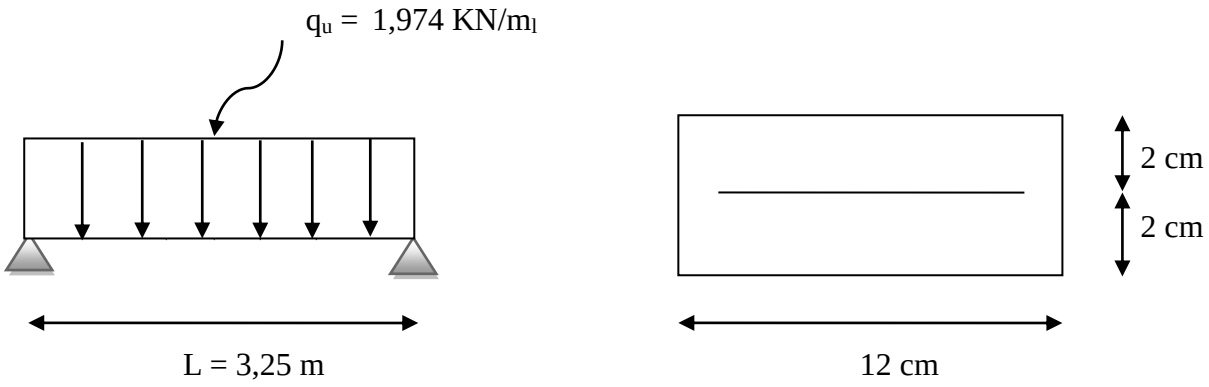


Figure III-2-4) Schéma statique de calcul de la poutrelle.

- **Calcul du moment en travée :**

$M_u = \frac{Q_{u \times l^2}}{8} = \frac{1{,}974 \times 3{,}25^2}{8} \quad \rightarrow \quad M_u = 2{,}606\ KN.m$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1{,}974 \times 3{,}25}{2} \quad \rightarrow \quad T = 3{,}208\ KN$

- **Ferraillage :**

Soit : C = 2 cm

La hauteur utile est donc : d = h – c = 4 – 2 → d = 2 cm

Avec : C = enrobage et h = hauteur utile

$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$ avec : $f_{bu} = \frac{0{,}85 \times 25}{1 \times 1{,}5} \rightarrow f_{bu} = 14{,}2\ MPa$

$\mu = \frac{2{,}606 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14{,}2} \quad \rightarrow \quad \mu = 3{,}823 >>> \mu_p = 0{,}392$

⟹ La section est doublement armée (SDA).

Comme la section de la poutrelle est faible (12 x 4), donc on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (tendus et comprimées), pour cela on prévoie alors des étais intermédiaire pour aider la section à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que les armatures comprimés ne soit pas nécessaires.

- **Moment correspondant à une section simplement armée :**

$M_1 = \mu \text{ X } b_0 \text{ X } d^2 \text{ X } f_{bu} = 0{,}392 \text{ X } 0{,}12 \text{ X } 0{,}02^2 \text{ X } 14{,}2 \text{ X } 10^3 \longrightarrow M_1 = 0{,}27$ KN.m

$L_{max} = \sqrt{\frac{8\,M_1}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0{,}27}{1{,}974}} = 1{,}04$ m

En prend : L = 1 m entre étais.

2. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis,, encastré partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

- **Charge et surcharge :**

  - ✓ **Poids propre du plancher étage courant et RDC :**

$G = G_p \times b = 5{,}1 \text{ X } 0{,}65 = 3{,}315$ KN/m$_l$

  - ✓ **Poids propre du plancher terrasse :**

$G = G_p \times b = 6{,}19 \text{ X } 0{,}65 = 4{,}0235$ KN/m$_l$

- **Surcharge d'exploitation :**

  - ✓ Plancher 2eme sous-sol et RDC : Q = 0,65 X 3,5 = 2,275 KN/ml
  - ✓ Plancher 1er sous-sol : Q = 0,65 X 2,5 = 1,625 KN/ml
  - ✓ Plancher étage courant : Q = 0,65 X 1,5 = 0,975 KN/ml
  - ✓ Plancher étage terrasse : Q = 0,65 X 1 = 0,65 KN/ml

- **Combinaisons d'actions :**

  - ✓ Plancher 2eme sous-sol et RDC :
    - E.L.U : $q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35 \text{ X } 3{,}315 + 1{,}5 \text{ X } 2{,}275 = 7{,}89$ KN/ml
    - E.L.S : $q_s = G + Q = 3{,}315 + 2{,}275 = 5{,}59$ KN/ml

- ✓ Plancher 1er entresol :
  - E.L.U : q_u = 1,35G+1,5Q = 1,35 X 3,315 + 1,5 X 1,625 = 6,91 KN/ml
  - E.L.S : q_s = G+Q = 3,315 + 1,625 = 4,94 KN/ml
- ✓ Plancher étage courant :
  - E.L.U : q_u = 1,35G+1,5Q = 1,35 X 3,315 + 1,5 X 0,975 = 5,94 KN/ml
  - E.L.S : q_s = G+Q = 3,315 + 0,975 = 4,29 KN/ml
- ✓ Plancher étage terrasse :
  - E.L.U : q_u = 1,35G+1,5Q = 1,35 X 4,023 + 1,5 X 0,65 = 6,41 KN/ml
  - E.L.S : q_s = G+Q = 4,023 + 0,65 = 4,67 KN/ml

plancher	**charge G (KN/ml)**	**surcharge Q (KN/ml)**	**E.L.U (KN/ml)**	**E.L.S (KN/ml)**
2eme sous-sol et RDC	3,315	2,275	7,89	5,59
1er entresol	3,315	1,625	6,91	4,94
étage courant	3,315	0,975	5,94	4,29
étage terrasse	4,023	0,65	6,41	4,67

III-2-4) Détermination de la largeur de la table de compression :

La largeur du hourdis à prendre en compte de chaque coté d'une poutrelle à partir de son parement est limité par la condition ci après :

On a :

- h : hauteur de la poutrelle (h = 16+4 cm)
- h_o : hauteur de la dalle de compression (h_0 = 4 cm)
- b_0 : largeur de la nervure (b_0 = 12 cm)

Les règes du BAEL précisent que la largeur de la table de compression (b_1) est à prendre en compte dans chaque coté d'une nervure à partir de son parement et limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$b_1 \leq \min\left(\frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8\ h_0\right)$

- L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.
  L_0 = 65 – 12 = 53 cm

- L : largeur de la plus grande travée.
  L = 325 cm
- $b_1 \leq \min\left(\frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8\ h_0\right) = \min(26{,}5 ; 32{,}5 ; 32)$
  $b_1 = 26{,}5$ cm
- b : largeur de la table de compression.
  $b = 2\ b_1 + b_0 = 2 \times 26{,}5 + 12 = 65$ cm

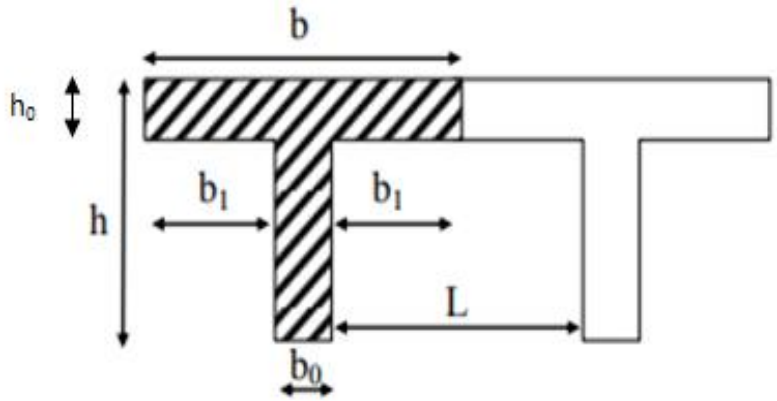


Figure III-2-5) construction de la section en T.

III-2-5) Calcul des efforts internes :

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

- méthode forfaitaire.
- méthode des trois moments.
- méthode de Caquot.

➢ **Méthode forfaitaire :**

Le principe de cette méthode consiste à évaluer les moments en travées et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant M_0 dans la travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré.
- La surcharge d'exploitation doit être inférieur ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou 5 KN/ m².

$Q = 2{,}275$ KN/ ml $\leq \max\{2G;\ 5\ \text{KN/ml}\}$

$2 \times G = 2 \times 3{,}315 = 6{,}63$ KN/ml

Q =2,275 KN/ml ≤ max {6,63 ; 5 } =6,63 KN / ml……. La condition est vérifiée.

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées…… La condition est vérifiée.
- Le rapport des portées successives des différentes travées sont compris entre 0.8 et 1.25

$$0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1{,}25$$

$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3{,}05}{3} = 1{,}016$ → 0,8 ≤ 1,01 ≤ 1,25…….. Condition vérifiée

$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3}{3{,}25} = 0{,}923$ → 0,8 < 0,92 < 1,25……Condition vérifiée

$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3{,}25}{3} = 1{,}083$ → 0,8 < 1,08 < 1,25…….. Condition vérifiée

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable……. La condition est vérifiée.

Conclusion :

Vu la satisfaction de toutes les conditions, la méthode forfaitaire est applicable.

Principe de la méthode :

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

Exposé de la méthode :

Le rapport « α » des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations, en valeur non pondérées est définit comme suit :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

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

- $M_t \geq \max [1{,}05\ M_0 ; (1 + 0{,}3\ \alpha)\ M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0{,}3\ \alpha}{2} M_0$ → Dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1{,}2 + 0{,}3\ \alpha}{2} M_0$ → dans une travée de rive.

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

- 0,6 M_0 → Pour une poutre à deux travées.
- 0,5 M_0 → Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0,4 M_0 → Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- 0,3 M_0 → Pour les appuis de rive.

Avec :

- ✓ M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison avec : $M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$
- ✓ L : longueur entre nus des appuis.
- ✓ M_w : valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.
- ✓ M_e : valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- ✓ M_t : moment maximal en travée dans la travée considérée.

Application de la méthode :

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2,275}{3,315+2,275} = \mathbf{0,407}$$

Cas N° 1 :

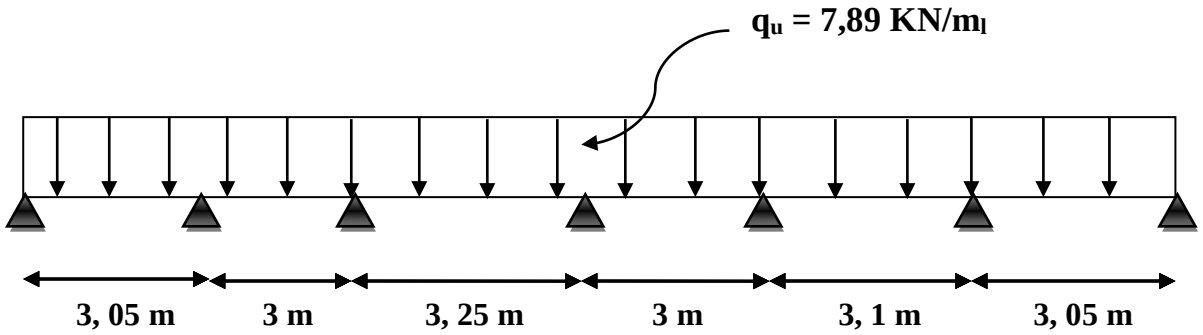


Figure III-2-6) Schéma statique de la travée 1

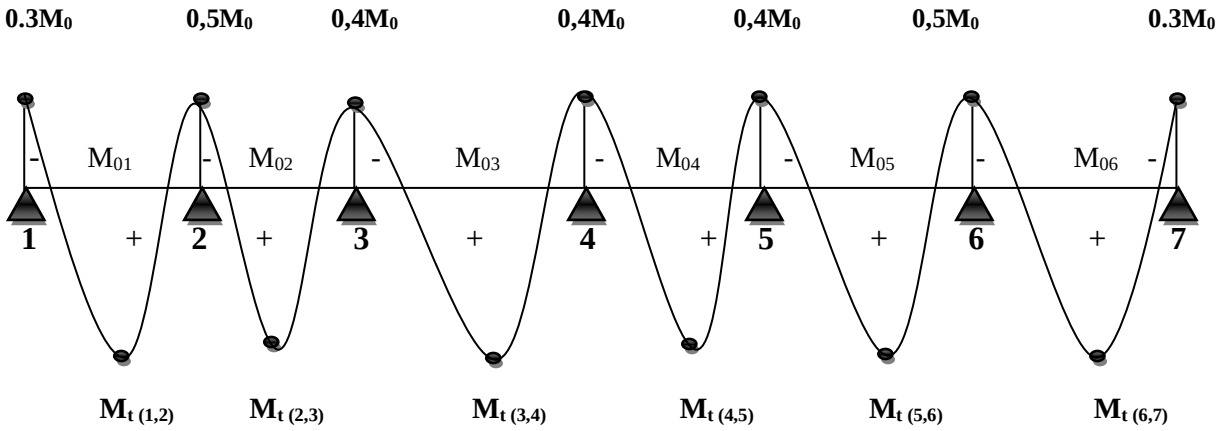


Figure III-2-7) Diagramme des moments.

- **Calcul des moments isostatiques :**

$M_{01} = M_{06} = \frac{q_{u \times l^2}}{8} = \frac{7,89 \times 3,05^2}{8} = 9,17$ KN.m

$M_{02} = M_{04} = \frac{q_{u \times l^2}}{8} = \frac{7,89 \times 3^2}{8} = 8,88$ KN.m

$M_{03} = \frac{q_{u \times l^2}}{8} = \frac{7,89 \times 3,25^2}{8} = 10,42$ KN.m

$M_{05} = \frac{q_{u \times l^2}}{8} = \frac{7,89 \times 3,1^2}{8} = 9,48$ KN.m

- **Calcul des moments sur appuis :**

$M_1 = 0,3\ M_{01} = 0,3$ X 9,17= 2,751 KN.m

$M_2 = 0,5$ max (M_{01} ; M_{02}) = 0,5 X 9,17 = 4,585 KN.m

$M_3 = 0,4$ max (M_{02} ; M_{03}) = 0,4 X 10,42 = 4,168 KN.m

$M_4 = 0,4$ max (M_{03} ; M_{04}) = 0,4 X 10,42 = 4,168 KN.m

$M_5 = 0,4$ max (M_{04} ; M_{05}) = 0,4 X 9,48 = 3,792 KN.m

$M_6 = 0,5$ max (M_{05} ; M_{06}) = 0,5 X 9,48 = 4,74 KN.m

$M_7 = 0,3\ M_{06} = 0,3$ X 9,17 = 2,751 KN.m

- **Calcul des moments en travées :**

On a :

- $1 + 0,3\ \alpha = 1,1221 > 1,05$
- $\frac{1+0,3\ \alpha}{2} = 0,561$
- $\frac{1,2 + 0,3\ \alpha}{2} = 0,661$
- $M_t \geq \max [1,05\ M_0 ; (1 + 0,3\ \alpha)\ M_0] - \frac{Mw+M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\ \alpha}{2} M_0$ …… travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\ \alpha}{2} M_0$ …… travée de rive.

❖ **Travée 1-2 :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05\ M_{01} ; (1 + 0,3\ \alpha)\ M_{01}] - \frac{Mw+M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\ \alpha}{2} M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1,1221 \text{ X } 9,17) - \frac{2,751+4,585}{2} = 6,622 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,661 \text{ X } 9,17 = 6,061 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$\Longrightarrow$ **$M_{t\,(1,2)}$ = 6,622 KN.m**

❖ **Travée 2-3 :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05\ M_{02} ; (1 + 0,3\ \alpha)\ M_{02}] - \frac{Mw+M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0,3\ \alpha}{2} M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1,1221 \text{ X } 8,88) - \frac{4,585+4,168}{2} = 5,588 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,561 \text{ X } 8,88 = 4,982 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$\Longrightarrow$ **$M_{t\,(2,3)}$ = 5,588 KN.m**

❖ **Travée 3-4 :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05\ M_{03} ; (1 + 0,3\ \alpha)\ M_{03}] - \frac{Mw+M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0,3\ \alpha}{2} M_{03} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1{,}1221 \text{ X } 10{,}42) - \frac{4{,}168+4{,}168}{2} = 7{,}524 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0{,}561 \text{ X } 10{,}42 = 5{,}846 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \qquad \mathbf{M_{t\,(3,4)} = 7{,}524\ KN.m}$$

❖ **Travée 4-5 :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1{,}05\ M_{04} ; (1 + 0{,}3\ \alpha)\ M_{04}] - \frac{Mw+M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0{,}3\ \alpha}{2} M_{04} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1{,}1221 \text{ X } 8{,}88) - \frac{4{,}168+3{,}792}{2} = 5{,}984 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0{,}561 \text{ X } 8{,}88 = 4{,}982 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \qquad \mathbf{M_{t\,(4,5)} = 5{,}984\ KN.m}$$

❖ **Travée 5-6 :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1{,}05\ M_{05} ; (1 + 0{,}3\ \alpha)\ M_{05}] - \frac{Mw+M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0{,}3\ \alpha}{2} M_{05} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1{,}1221 \text{ X } 9{,}48) - \frac{3{,}792+4{,}74}{2} = 6{,}372 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0{,}561 \text{ X } 9{,}48 = 5{,}318 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \qquad \mathbf{M_{t\,(5,6)} = 6{,}372\ KN.m}$$

❖ **Travée 6-7 :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1{,}05\ M_{06} ; (1 + 0{,}3\ \alpha)\ M_{06}] - \frac{Mw+M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1{,}2 + 0{,}3\ \alpha}{2} M_{06} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1{,}1221 \text{ X } 9{,}17) - \frac{4{,}74+2{,}751}{2} = 6{,}544 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0{,}661 \text{ X } 9{,}17 = 6{,}061 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \qquad \mathbf{M_{t\,(6,7)} = 6{,}544\ KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

On a: $T_i(\alpha) = \boldsymbol{\theta}(\alpha) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Avec : $\boldsymbol{\theta}(\alpha = 0) = \frac{q_u \times L_i}{2}$ et $\boldsymbol{\theta}(\alpha = L) = -\frac{q_u \times L_i}{2}$

$$\Longrightarrow \begin{cases} T_i = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_{i+1} = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{cases}$$

❖ **Travée 1-2 :**

$T_1 = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_i} = = \frac{7,89 \times 3,05}{2} + \frac{(-4,585) - (-2,751)}{3,05} \rightarrow$ **T_1 = 11,43 KN**

$T_2 = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_i} = -\frac{7,89 \times 3,05}{2} + \frac{(-4,585) - (-2,751)}{3,05} \rightarrow$ **T_2 = - 12,63KN**

❖ **Travée 2-3 :**

$T_2 = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_i} = = \frac{7,89 \times 3}{2} + \frac{(-4,168) - (-4,585)}{3} \rightarrow$ **T_2 = 11,974 KN**

$T_3 = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_i} = -\frac{7,89 \times 3}{2} + \frac{(-4,168) - (-4,585)}{3} \rightarrow$ **T_3 = - 11,696 KN**

❖ **Travée 3-4 :**

$T_3 = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_i} = = \frac{7,89 \times 3,25}{2} + \frac{(-4,168) - (-4,168)}{3,25} \rightarrow$ **T_3 = 12,82 KN**

$T_4 = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_i} = -\frac{7,89 \times 3,25}{2} + \frac{(-4,168) - (-4,168)}{3,25} \rightarrow$ **T_4 = - 12,82 KN**

❖ **Travée 4-5 :**

$T_4 = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_i} = = \frac{7,89 \times 3}{2} + \frac{(-3,792) - (-4,168)}{3} \rightarrow$ **T_4 = 11,96 KN**

$T_5 = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_i} = -\frac{7,89 \times 3}{2} + \frac{(-3,792) - (-4,168)}{3} \rightarrow$ **T_5 = - 11,71 KN**

❖ **Travée 5-6 :**

$T_5 = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_6 - M_5}{L_i} = = \frac{7,89 \times 3,1}{2} + \frac{(-4,74) - (-3,792)}{3,1} \rightarrow$ **T_5 = 11,92 KN**

$T_6 = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_6 - M_5}{L_i} = -\frac{7,89 \times 3,1}{2} + \frac{(-4,74) - (-3,792)}{3,1} \rightarrow$ **T_6 = - 12,53 KN**

❖ **Travée 6-7 :**

$T_6 = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_7 - M_6}{L_i} = = \frac{7,89 \times 3,05}{2} + \frac{(-2,751) - (-4,74)}{3,05} \rightarrow$ **T_6 = 12,68 KN**

$T_7 = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_7 - 6}{L_i} = -\frac{7,89 \times 3,05}{2} + \frac{(-2,751) - (-4,74)}{3,05} \rightarrow$ **T_7 = - 11,38 KN**

Tableaux récapitulatifs :

Moments aux appuis (KN.m)						
M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6	M_7
2,751	4,585	4,168	4,168	3,792	4,74	2,751

Moments en travées (KN.m)					
$M_{t(1,2)}$	$M_{t(2,3)}$	$M_{t(3,4)}$	$M_{t(4,5)}$	$M_{t(5,6)}$	$M_{t(6,7)}$
6,622	5,585	7,524	5,984	6,372	6,544

Efforts tranchants (KN)					
$T_{(1,2)}$	$T_{(2,3)}$	$T_{(3,4)}$	$T_{(4,5)}$	$T_{(5,6)}$	$T_{(6,7)}$
T_1 = 11,43 T_2 = - 12,63	T_2 = 11,974 T_3 = -11,696	T_3 = 12,82 T_4 = - 12,82	T_4 = 11,96 T_5 = - 11,71	T_5 = 11,92 T_6 = - 12,53	T_6 = 12,68 T_7 = - 11,38

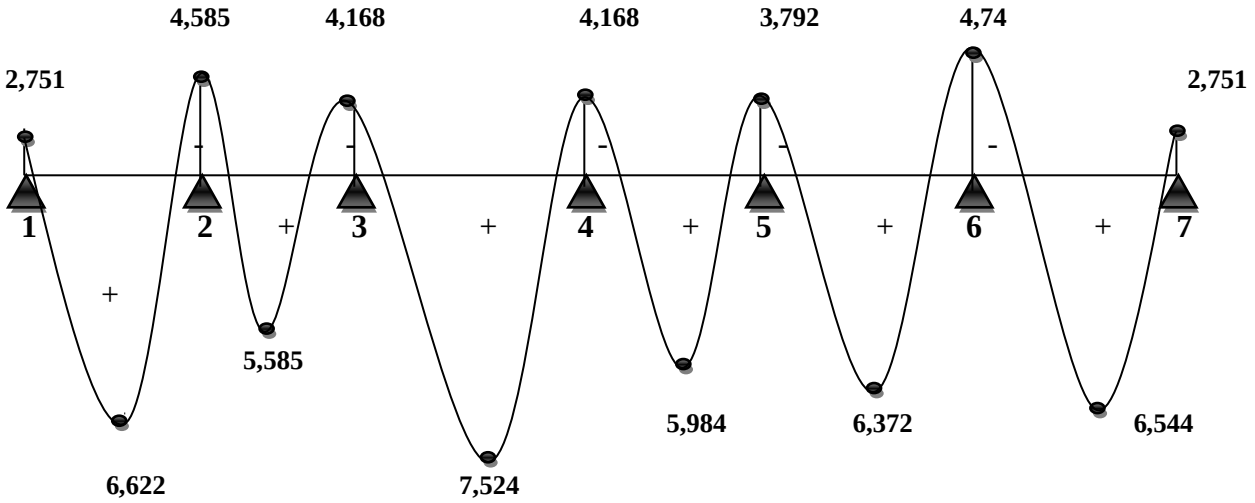


Figure III-2-8) Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U (KN.m).

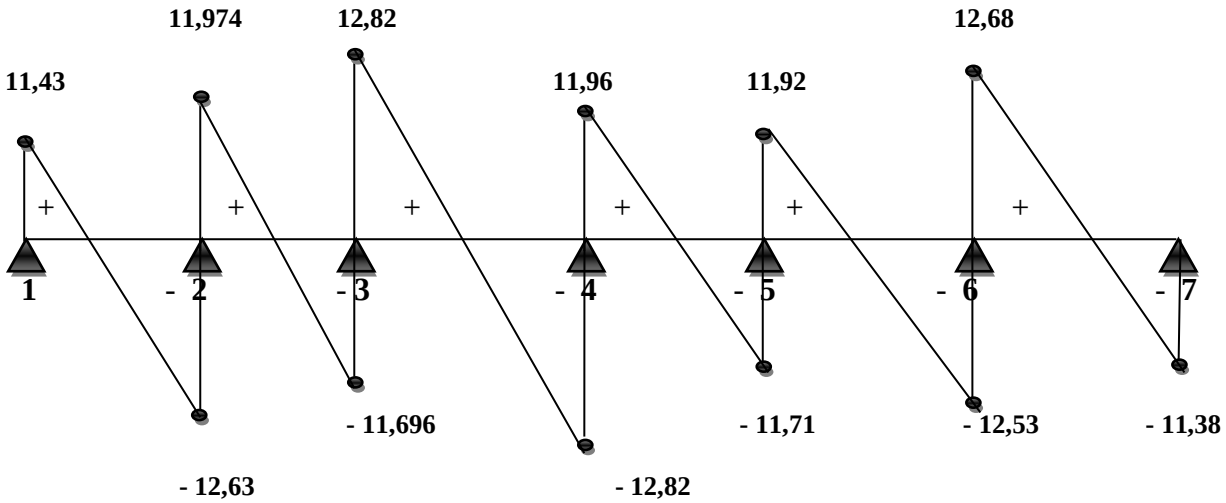


Figure III-2-9) Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U (KN).

Cas N° 2 :

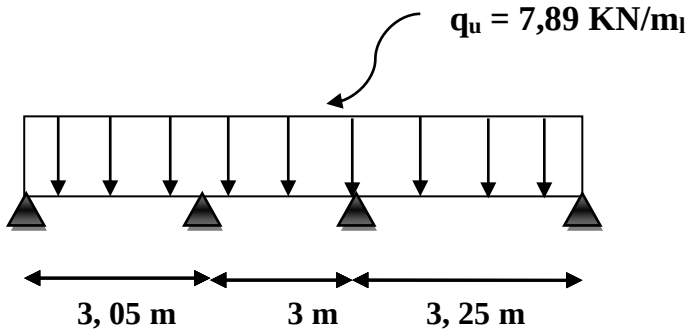


Figure III-2-10) Schéma statique de la travée 2

- **Calcul des moments isostatiques :**

$M_{01} = \frac{q_{u \times l^2}}{8} = \frac{7{,}89 \times 3{,}05^2}{8} = 9{,}17$ KN.m

$M_{02} = \frac{q_{u \times l^2}}{8} = \frac{7{,}89 \times 3^2}{8} = 8{,}88$ KN.m

$M_{03} = \frac{q_{u \times l^2}}{8} = \frac{7{,}89 \times 3{,}25^2}{8} = 10{,}42$ KN.m

- **Calcul des moments sur appuis :**

$M_1 = 0{,}3\ M_{01} = 0{,}3$ X 9,17 = 2,751 KN.m

$M_2 = 0{,}5$ max (M_{01} ; M_{02}) = 0,5 X 9,17 = 4,585 KN.m

$M_3 = 0{,}5$ max (M_{02} ; M_{03}) = 0,5 X 10,42 = 5,21 KN.m

$M_4 = 0,3\ M_{03} = 0,3 \text{ X } 10,42 = 3,126$ KN.m

- **Calcul des moments en travées :**

On a :

- $1 + 0,3\ \alpha = 1,1221 > 1,05$
- $\frac{1+0,3\ \alpha}{2} = 0,561$
- $\frac{1,2 + 0,3\ \alpha}{2} = 0,661$
- $M_t \geq \max [1,05\ M_0 ; (1 + 0,3\ \alpha)\ M_0] - \frac{Mw+M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\ \alpha}{2} M_0$ …… travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\ \alpha}{2} M_0$ …… travée de rive.

❖ **Travée 1-2 :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05\ M_{01} ; (1 + 0,3\ \alpha)\ M_{01}] - \frac{Mw+M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\ \alpha}{2} M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1,1221 \text{ X } 9,17) - \frac{4,585+2,751}{2} = 6,622 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,661 \text{ X } 9,17 = 6,061 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \quad \mathbf{M_{t\,(1,2)} = 6,622\ KN.m}$$

❖ **Travée 2-3 :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05\ M_{02} ; (1 + 0,3\ \alpha)\ M_{02}] - \frac{Mw+M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0,3\ \alpha}{2} M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1,1221 \text{ X } 8,88) - \frac{5,21+4,585}{2} = 5,067 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,561 \text{ X } 8,88 = 4,982 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \quad \mathbf{M_{t\,(2,3)} = 5,067\ KN.m}$$

❖ **Travée 3-4 :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05\ M_{03} ; (1 + 0,3\ \alpha)\ M_{03}] - \frac{Mw+M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\ \alpha}{2} M_{03} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1{,}1221 \text{ X } 10{,}42) - \frac{3{,}126+5{,}21}{2} = 7{,}524 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0{,}661 \text{ X } 10{,}42 = 6{,}888 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \quad \mathbf{M_{t\,(3,4)} = 7{,}524\ KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

On a :

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

Avec : $\boldsymbol{\theta}(\alpha = 0) = \frac{q_u \times Li}{2}$ et $\boldsymbol{\theta}(\alpha = L) = -\frac{q_u \times Li}{2}$

$$\Longrightarrow \begin{cases} T_i = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_{i+1} = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{cases}$$

❖ **Travée 1-2 :**

$T_1 = \frac{7{,}89 \times 3{,}05}{2} + \frac{(-4{,}585) - (-2{,}751)}{3{,}05} \rightarrow$ **T_1 = 11,43 KN**

$T_2 = -\frac{7{,}89 \times 3{,}05}{2} + \frac{(-4{,}585) - (-2{,}751)}{3{,}05} \rightarrow$ **T_2 = - 12,63 KN**

❖ **Travée 2-3 :**

$T_2 = \frac{7{,}89 \times 3}{2} + \frac{(-5{,}21) - (-4{,}585)}{3} \rightarrow$ **T_2 = 11,63 KN**

$T_3 = -\frac{7{,}89 \times 3}{2} + \frac{(-5{,}21) - (-4{,}585)}{3} \rightarrow$ **T_3 = - 12,04 KN**

❖ **Travée 3-4 :**

$T_3 = \frac{7{,}89 \times 3{,}25}{2} + \frac{(-3{,}126) - (-5{,}21)}{3{,}25} \rightarrow$ **T_3 = 13,46 KN**

$T_4 = -\frac{7{,}89 \times 3{,}25}{2} + \frac{(-3{,}126) - (-5{,}21)}{3{,}25} \rightarrow$ **T_4 = - 12,18 KN**

Tableaux récapitulatifs :

moments aux appuis (KN.m)			
M_1	**M_2**	**M_3**	**M_4**
2,751	4,585	5,21	3,126

Moments en travées (KN.m)		
$M_{t(1,2)}$	$M_{t(2,3)}$	$M_{t(3,4)}$
6,622	5,067	7,524

Efforts tranchant (KN)		
$T_{(1,2)}$	$T_{(2,3)}$	$T_{(3,4)}$
T_1 = 11,43 T_2 = - 12,63	T_2 = 11,63 T_3 = - 12,04	T_3 = 13,46 T_4 = - 12,18

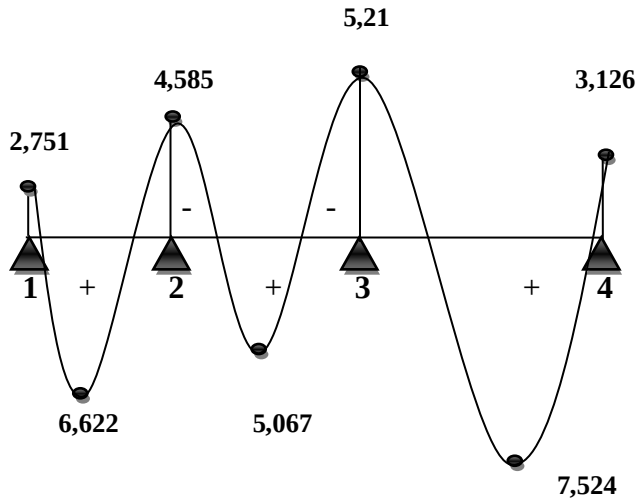


Figure III-2-11) Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U (KN.m).

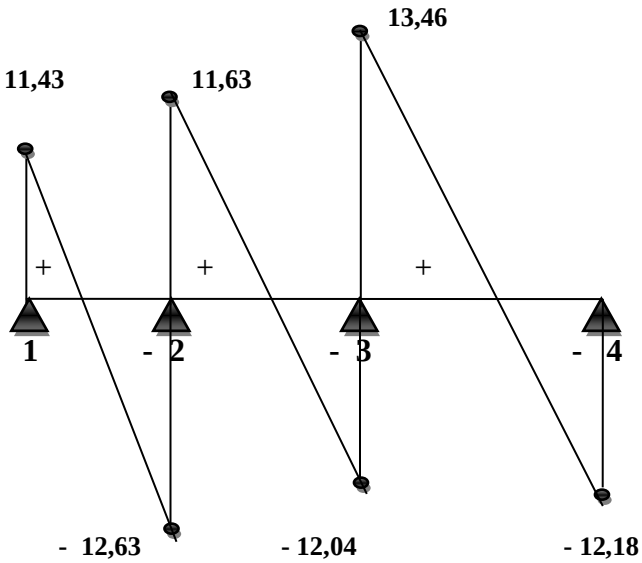


Figure III-2-12) Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U (KN).

Cas N° 3 :

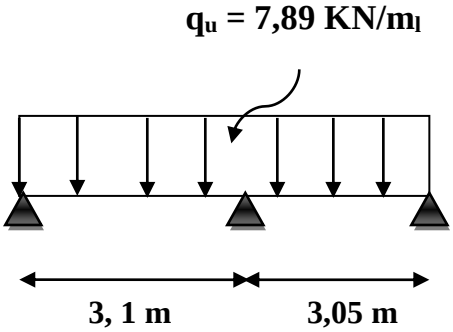


Figure III-2-13) Schéma statique de la travée 3

- **Calcul des moments isostatiques :**

$M_{01} = \frac{q_{u \times l^2}}{8} = \frac{7,89 \times 3,01^2}{8} = 8,94$ KN.m

$M_{02} = \frac{q_{u \times l^2}}{8} = \frac{7,89 \times 3,05^2}{8} = 9,17$ KN.m

- **Calcul des moments sur appuis :**

$M_1 = 0,3\ M_{01} = 0,3$ X 8,94 = 2,682KN.m

$M_2 = 0,6$ max (M_{01} ; M_{02}) = 0,6 X 9,17 = 5,502 KN.m

$M_3 = 0,3\ M_{02}$ = 0,3 X 9,17 = 2,751 KN.m

- **Calcul des moments en travées :**

On a :

- $1 + 0,3\ \alpha = 1,1221 > 1,05$
- $\frac{1+0,3\ \alpha}{2} = 0,561$
- $\frac{1,2 + 0,3\ \alpha}{2} = 0,661$
- $M_t \geq$ max [1,05 M_0 ; (1 + 0,3 α) M_0] – $\frac{M_{w+}\ M_s}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\ \alpha}{2} M_0$ …… travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\ \alpha}{2} M_0$ …… travée de rive.

❖ **Travée 1-2 :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05\ M_{01} ; (1 + 0,3\ \alpha)\ M_{01}] - \frac{M_{w+}\ M_s}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\ \alpha}{2} M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1{,}1221 \text{ X } 8{,}94) - \frac{5{,}502+2{,}682}{2} = 5{,}939 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0{,}661 \text{ X } 8{,}94 = 5{,}909 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \quad \mathbf{M_{t\,(1,2)} = 5{,}939\ KN.m}$$

❖ **Travée 2-3 :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1{,}05\ M_{02} ; (1 + 0{,}3\ \alpha)\ M_{02}] - \frac{M_{w+}\ M_s}{2} \\ M_t \geq \frac{1{,}2 + 0{,}3\ \alpha}{2} M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1{,}1221 \text{ X } 9{,}17) - \frac{2{,}751+5{,}502}{2} = 6{,}163 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0{,}661 \text{ X } 9{,}17 = 6{,}061 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \quad \mathbf{M_{t\,(2,3)} = 6{,}163\ KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

On a:

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

Avec : $\boldsymbol{\theta}(\alpha = 0) = \frac{q_u \times Li}{2}$ et $\boldsymbol{\theta}(\alpha = L) = -\frac{q_u \times Li}{2}$

$$\Longrightarrow \begin{cases} T_i = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_{i+1} = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{cases}$$

❖ **Travée 1-2 :**

$T_1 = \frac{7{,}89 \times 3{,}1}{2} + \frac{(-5{,}502) - (-2{,}682)}{3{,}1} \rightarrow \mathbf{T_1 = 11{,}32\ KN}$

$T_2 = -\frac{7{,}89 \times 3{,}1}{2} + \frac{(-5{,}502) - (-2{,}682)}{3{,}1} \rightarrow \mathbf{T_2 = -13{,}14\ KN}$

❖ **Travée 2-3 :**

$T_2 = \frac{7{,}89 \times 3{,}05}{2} + \frac{(-2{,}751) - (-5{,}502)}{3{,}05} \rightarrow \mathbf{T_2 = 12{,}93\ KN}$

$T_3 = -\frac{7{,}89 \times 3{,}05}{2} + \frac{(-2{,}571) - (-5{,}502)}{3{,}05} \rightarrow \mathbf{T_3 = -11{,}13\ KN}$

Tableaux récapitulatifs :

Moments aux appuis (KN.m)		
M_1	M_2	M_3
2,682	5,502	2,751

Moments en travée (KN.m)	
$M_{t(1,2)}$	$M_{t(2,3)}$
5,939	6,163

Efforts tranchant (KN)	
$T_{(1,2)}$	$T_{(2,3)}$
$T_1 = 11,32$ $T_2 = -13,14$	$T_2 = 12,93$ $T_3 = -11,13$

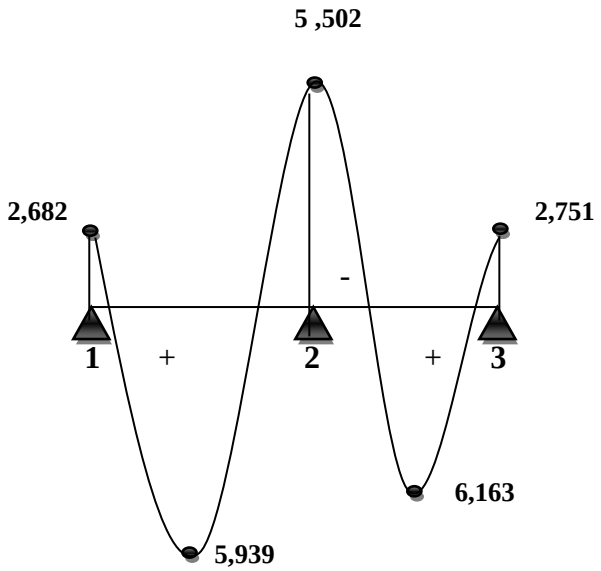


Figure III-2-14) Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U (KN.m).

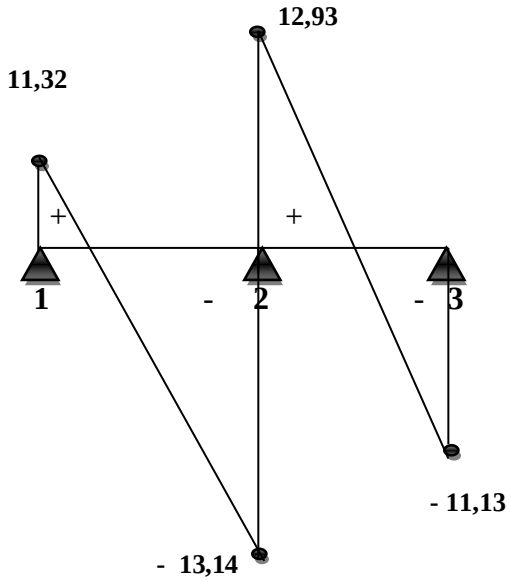


Figure III-2-15) Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U (KN).

III-2-6) Ferraillage des poutrelles :

On adoptera le même ferraillage pour toutes les travées en utilisant les moments maximaux aux appuis et en travées et l'effort tranchant maximal:

$M_a^{max} = 5{,}502$ KN.m

$M_t^{max} = 7{,}524$ KN.m

$T^{max} = 13{,}46$ KN

- **Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

b = 65 cm (largeur de la table de compression)

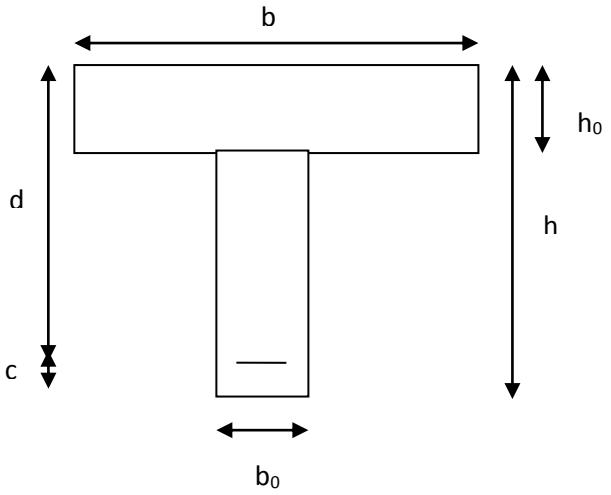
h = 20 cm (hauteur totale du plancher)

b_0 = 12 cm (largeur de la nervure)

h_0 = 4 cm (épaisseur de la table de compression)

c = 2 cm (enrobage des armatures inférieures)

d = 18 cm (hauteur utile)



- **Caractéristiques des matériaux :**

$f_{su} = \frac{400}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348$ MPa

$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2$ MPa

M_0 : moment qui peut être repris par la table de compression, il est donné par la formule suivante :

$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} (d - h_0/2) = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,2 \cdot 10^3 (0,18 - 0,04/2) = 59,072$ KN.m

$M_t^{max} = 7,524$ KN.m < $M_0 = 59,072$ KN.m → L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La section en T se calcul exactement comme une poutre rectangulaire de largeur b et de hauteur h.

III-2-7) Calcul des armatures à l'ELU :

- ✓ **Calcul des armatures longitudinales :**
  - **En travée :**

$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,524}{0,65 \times 0,18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0,03 < 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée (SSA) donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu = 0,03 \longrightarrow \beta = 0,985$

$A^t_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times f_{su}} = \frac{7,524}{0.985 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 1,22$ cm^2

On adoptera pour A^t_{st} = **3HA10** = 2,35 cm^2

  - **Aux appuis :**

$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,502}{0,12 \times 0,18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0,1 < 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée (SSA) donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu = 0,1 \longrightarrow \beta = 0,947$

$A^a_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times f_{su}} = \frac{5,502}{0.947 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 0,93$ cm^2

On adoptera pour A^a_{st} = **2HA10** = 1.57 cm^2

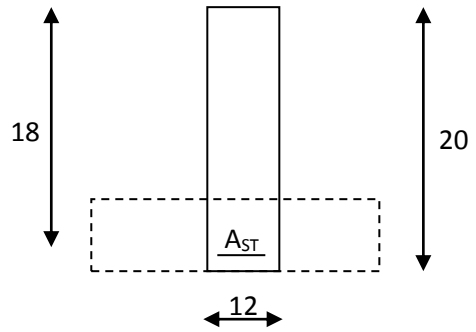


Figure III-2-16) Schéma de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression aux appuis.

III-2-8) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$A_{dopté} > A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400}$$

$A_{min} = 0{,}26\ cm^2$

- **Aux appuis :**

$A_a = 1.57\ cm^2 > A_{min} = 0{,}26\ cm^2$ **……** Condition vérifiée.

- **En travée :**

$A_t = 2{,}35\ cm^2 > A_{min} = 0\ ,26\ cm^2$ ……. Condition vérifiée.

b) Contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres au niveau des appuis :

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$\zeta_u = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \overline{\zeta_u} = \Psi_s \text{ x } f_{t28}$ avec Ψ_s=1.5 (pour les aciers HA)

$\zeta_u = 1.5 \times 2.1 = 3{,}15$ MPa

$\sum U_i = n \times 3{,}14 \times \phi = 2 \text{ x } 3.14 \text{ x } 1 = 6.28$ cm

$\zeta_u = \frac{13{,}46 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.32$ MPa

$\zeta_u = 1.32\ MPa < \overline{\zeta_u} = 3.15$ MPa …… Condition vérifiée.

c) Ancrage des barres (BAEL99.art.A.6.1.2) :

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \overline{\zeta_s}}$$

$\overline{\zeta_s}$= 0.6 x Ψ^2 x f_{t28} = 0.6 x 1.5^2 x 2.1 = 2.835 MPa

- **Aux appuis :**

$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835}$ = 35.27 cm → soit: $L_s = 45$ cm

- **En travée :**

$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835}$ = 35,28 m → soit: $L_s = 45$ cm

Les armatures doivent comporter des crochets vu que la longueur de scellement est importante. La longueur de scellement mesurée hors crochets :

- **Aux appuis :** $L_s = 0{,}4L_s = 0{,}4 \times 45 = 18$ cm
- **En travée :** $L_s = 0{,}4L_s = 0{,}4 \times 45 = 18$ cm

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} \leq \overline{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{13{,}46 \times 10^3}{120 \times 180} = 0{,}62 \text{ MPa}$$

Avec T_{max} : Effort tranchant maximal

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.2\text{x}25}{1.5}; 5\text{MPa}\right\} = \min\{3.33MPa; 5MPa\}$$

$\overline{\tau_u} = 3.33$MPa

$\tau_u = 0{,}62$ MPa < $\overline{\tau_u}$ = 3.33MPa …….. Condition vérifiée.

$\tau_u < \overline{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 / BAEL99) :**

$\phi_t \leq \min(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10})$ = min (ϕ_l = 10 ; 5,71 ; 12) mm = 5,71 mm

on prend : ϕ_t = 6 mm. Donc : $A_t = 2\ \phi_6 = 0{,}57$ cm^2

- **La section des armatures transversales :**

$St_1 \leq \min \{0.9d ; 40cm\} = \min \{16,2cm ; 40cm\}$ 16.2cm

Soit : $S_t = 15$ cm

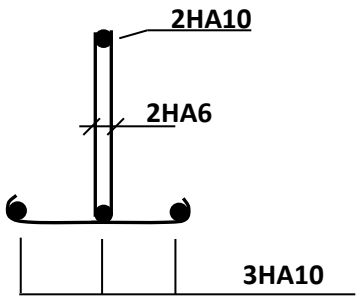


Figure III-2-17) Plan de ferraillage de la poutrelle

III-2-9) Vérification à l'ELS :

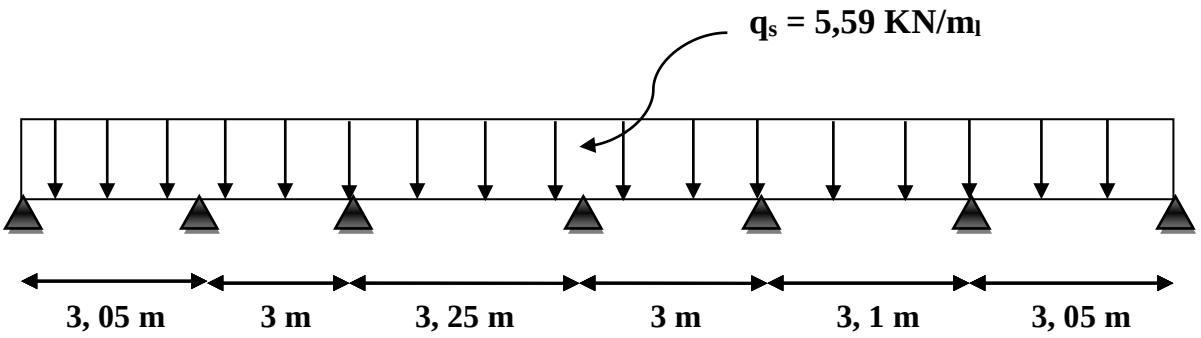


Figure III-2-18) Schéma statique à l'ELS.

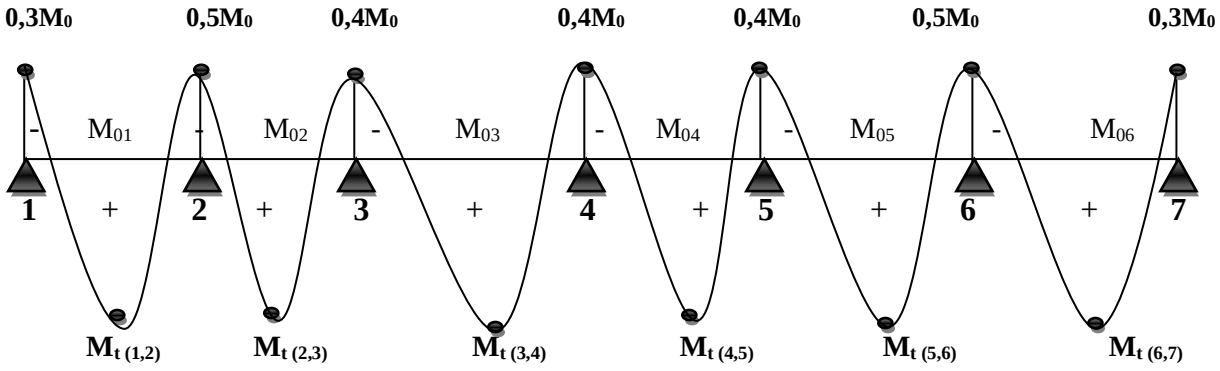


Figure III-2-19) Diagramme des moments à l'ELS.

- **Calcul des moments isostatiques :**

$M_{01} = M_{06} = \frac{q_{s \times l^2}}{8} = \frac{5,59 \times 3,05^2}{8} = 6,5$ KN.m

$M_{02} = M_{04} = \frac{q_{s \times l^2}}{8} = \frac{5,59 \times 3^2}{8} = 6,29$ KN.m

$M_{03} = \frac{q_{s \times l^2}}{8} = \frac{5,59 \times 3,25^2}{8} = 7,38$ KN.m

$M_{05} = \frac{q_{s \times l^2}}{8} = \frac{5,59 \times 3,1^2}{8} = 6,71$ KN.m

- **Calcul des moments sur appuis :**

$M_1 = 0,3\ M_{01} = 0,3$ X $6,5 = 1,95$ KN.m

$M_2 = 0,5$ max $(M_{01} ; M_{02}) = 0,5$ X $6,5 = 3,25$ KN.m

$M_3 = 0,4$ max $(M_{02} ; M_{03}) = 0,4$ X $7,38 = 2,952$ KN.m

$M_4 = 0,4$ max $(M_{03} ; M_{04}) = 0,4$ X $7,38 = 2,952$ KN.m

$M_5 = 0,4$ max $(M_{04} ; M_{05}) = 0,4$ X $6,71 = 2,684$ KN.m

$M_6 = 0,5$ max $(M_{05} ; M_{06}) = 0,5$ X $6,71 = 3,355$ KN.m

$M_7 = 0,3\ M_{06} = 0,3$ X $6,5 = 1,95$ KN.m

- **Calcul des moments en travées :**

On a :

- $1 + 0,3\ \alpha = 1,1221 > 1,05$
- $\frac{1+0,3\ \alpha}{2} = 0,561$
- $\frac{1,2 + 0,3\ \alpha}{2} = 0,661$
- $M_t \geq$ max $[1,05\ M_0 ; (1 + 0,3\ \alpha)\ M_0] - \frac{M_{w+} M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\ \alpha}{2} M_0$ …… travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\ \alpha}{2} M_0$ …… travée de rive

❖ **Travée 1-2 :**

$$\begin{cases} M_t \geq \text{max}\ [1,05\ M_{01} ; (1 + 0,3\ \alpha)\ M_{01}] - \frac{M_{w+} M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\ \alpha}{2} M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1{,}1221 \text{ X } 6{,}5) - \frac{3{,}25+1{,}95}{2} = 4{,}694 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0{,}661 \text{ X } 6{,}5 = 4{,}297 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \quad \mathbf{M_{t\,(1,2)} = 4{,}694\ KN.m}$$

❖ **Travée 2-3 :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max\left[1{,}05\ M_{02} ; (1 + 0{,}3\ \alpha)\ M_{02}\right] - \frac{M_{w+}\ M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0{,}3\ \alpha}{2} M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1{,}1221 \text{ X } 6{,}29) - \frac{2{,}952+3{,}25}{2} = 3{,}957 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0{,}561 \text{ X } 6{,}29 = 3{,}529 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \quad \mathbf{M_{t\,(2,3)} = 3{,}957\ KN.m}$$

❖ **Travée 3-4 :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max\left[1{,}05\ M_{03} ; (1 + 0{,}3\ \alpha)\ M_{03}\right] - \frac{M_{w+}\ M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0{,}3\ \alpha}{2} M_{03} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1{,}1221 \text{ X } 7{,}38) - \frac{2{,}952+2{,}952}{2} = 5{,}329 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0{,}561 \text{ X } 7{,}38 = 4{,}14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \quad \mathbf{M_{t\,(3,4)} = 5{,}329\ KN.m}$$

❖ **Travée 4-5 :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max\left[1{,}05\ M_{04} ; (1 + 0{,}3\ \alpha)\ M_{04}\right] - \frac{M_{w+}\ M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0{,}3\ \alpha}{2} M_{04} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1{,}1221 \text{ X } 6{,}71) - \frac{2{,}684+2{,}952}{2} = 4{,}711 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0{,}561 \text{ X } 6{,}71 = 3{,}764 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \quad \mathbf{M_{t\,(4,5)} = 4{,}711\ KN.m}$$

❖ **Travée 5-6 :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1{,}05\ M_{05} ; (1 + 0{,}3\ \alpha)\ M_{05}] - \frac{M_{w+} M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0{,}3\ \alpha}{2} M_{05} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1{,}1221 \text{ X } 6{,}71) - \frac{3{,}355+2{,}684}{2} = 4{,}509 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0{,}561 \text{ X } 6{,}71 = 3{,}764 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$\Longrightarrow$ **$M_{t\,(5,6)}$ = 4,509 KN.m**

❖ **Travée 6-7 :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1{,}05\ M_{06} ; (1 + 0{,}3\ \alpha)\ M_{06}] - \frac{M_{w+} M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1{,}2 + 0{,}3\ \alpha}{2} M_{06} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1{,}1221 \text{ X } 6{,}5) - \frac{1{,}95+3{,}355}{2} = 4{,}641 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0{,}661 \text{ X } 6{,}5 = 4{,}297 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$\Longrightarrow$ **$M_{t\,(6,7)}$ = 4,641 KN.m**

- **Calcul des efforts tranchants :**

On a :

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

Avec : $\boldsymbol{\theta}(\alpha = 0) = \frac{q_u \times Li}{2}$ et $\boldsymbol{\theta}(\alpha = L) = -\frac{q_u \times Li}{2}$

$$\Longrightarrow \begin{cases} T_i = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_{i+1} = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{cases}$$

❖ **Travée 1-2 :**

$T_1 = \frac{5{,}59 \times 3{,}05}{2} + \frac{(-3{,}25) - (-1{,}95)}{3{,}05}$ → **T_1 = 8,09 KN**

$T_2 = -\frac{5{,}59 \times 3{,}05}{2} + \frac{(-3{,}25) - (-1{,}95)}{3{,}05}$ → **T_2 = - 8,95 KN**

❖ **Travée 2-3 :**

$T_2 = \frac{5,59 \times 3}{2} + \frac{(-2,952) - (-3,25)}{3}$ → **T_2 = 8,48 KN**

$T_3 = -\frac{5,59 \times 3}{2} + \frac{(-2,952) - (-3,25)}{3}$ → **T_3 = - 8,29 KN**

❖ **Travée 3-4 :**

$T_3 = \frac{5,59 \times 3,25}{2} + \frac{(-2,952) - (-2,952)}{3,25}$ → **T_3 = 9,08 KN**

$T_4 = -\frac{5,59 \times 3,25}{2} + \frac{(-2,952) - (-2,952)}{3,25}$ → **T_4 = - 9,08 KN**

❖ **Travée 4-5 :**

$T_4 = \frac{5,59 \times 3}{2} + \frac{(-2,684) - (-2,952)}{3}$ → **T_4 = 8,47 KN**

$T_5 = -\frac{5,59 \times 3}{2} + \frac{(-2,684) - (-2,952)}{3}$ → **T_5 = - 8,29 KN**

❖ **Travée 5-6 :**

$T_5 = \frac{5,59 \times 3,1}{2} + \frac{(-3,355) - (-2,684)}{3,1}$ → **T_5 = 8,45 KN**

$T_6 = -\frac{5,59 \times 3,1}{2} + \frac{(-3,355) - (-2,684)}{3,1}$ → **T_6 = - 8,88 KN**

❖ **Travée 6-7 :**

$T_6 = \frac{5,59 \times 3,05}{2} + \frac{(-1,95) - (-3,355)}{3,05}$ → **T_6 = 8,98 KN**

$T_7 = -\frac{5,59 \times 3,05}{2} + \frac{(-1,95) - (-3,355)}{3,05}$ → **T_7 = - 8,06 KN**

Tableaux récapitulatifs :

Moments aux appuis (KN.m)						
M_1	**M_2**	**M_3**	**M_4**	**M_5**	**M_6**	**M_7**
1,95	3,25	2,952	2,952	2,684	3,355	1,95

Moments en travées (KN.m)					
$M_{t(1,2)}$	**$M_{t(2,3)}$**	**$M_{t(3,4)}$**	**$M_{t(4,5)}$**	**$M_{t(5,6)}$**	**$M_{t(6,7)}$**
4,694	3,957	5,329	4,711	4,509	4,641

Efforts tranchants (KN)					
$T_{(1,2)}$	$T_{(2,3)}$	$T_{(3,4)}$	$T_{(4,5)}$	$T_{(5,6)}$	$T_{(6,7)}$
$T_1 = 8,09$ $T_2 = -8,95$	$T_2 = 8,48$ $T_3 = -8,29$	$T_3 = 9,08$ $T_4 = -9,08$	$T_4 = 8,47$ $T_5 = -8,29$	$T_5 = 8,45$ $T_6 = -8,88$	$T_6 = 8,98$ $T_7 = -8,06$

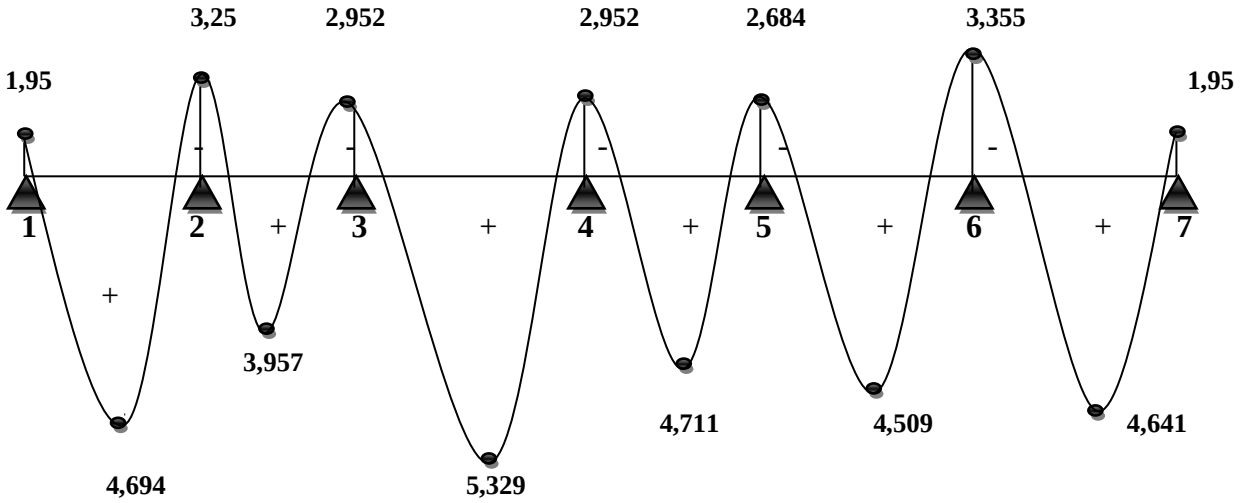


Figure III-2-20) Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.S (KN.m).

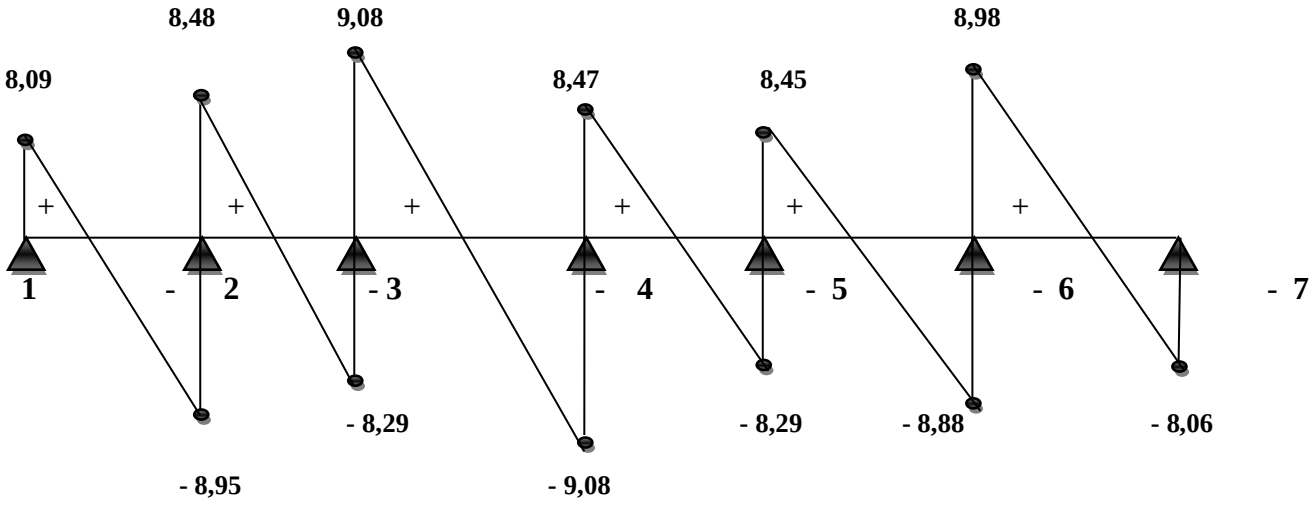


Figure III-2-21) Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.S (KN).

- **Vérification de la résistance à la compression du béton :**

- **Aux appuis :**

A_{st}^{a} = 2HA10 = 1,57 cm^2

$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0\, d} = \frac{100x1,57}{12\times18} = 0,72 \rightarrow \beta_1 = 0,877 \rightarrow \alpha_1 = 0,369$

$K_1 = \frac{\alpha_1}{15\,(1-\alpha_1)} = \frac{0,369}{15\,(1-0,369)} = 0,039$

- ✓ **La contrainte dans les aciers** :

$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d\, A_a}$

$\sigma_s = \frac{3,355\times10^3}{0,877\times18\times1,57} = 135,37$ MPa.

$\sigma_s = 135,37$ MPa < $\overline{\sigma_s}$= 348MPa……. Condition vérifiée.

- ✓ **La contrainte dans le béton** :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6fc28 = 15$ MPa.

$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,039$ X 135,37 = 5,28 MPa

$\sigma_{bc} = 5,28$ MPa < $\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$ =15MPa…**……..** Condition vérifiée.

- **En travée :**

A_{st}^{t} = 3HA10 = 2,35 cm^2

$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0\, d} = \frac{100x2,35}{12\times18} = 1,088 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow \alpha_1 = 0,431$

$K_1 = \frac{\alpha_1}{15\,(1-\alpha_1)} = \frac{0,431}{15\,(1-0,431)} = 0,05$

- ✓ **La contrainte dans les aciers** :

$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d\, A_a}$

$\sigma_s = \frac{5,329\times10^3}{0,856\times18\times2,35} = 147,17$ MPa.

$\sigma_s = 147,17$ MPa < $\overline{\sigma_s}$= 348MPa……. Condition vérifiée.

✓ **La contrainte dans le béton** :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6fc28 = 15$ MPa.

$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0{,}05 \cdot 147{,}17 = 7{,}36$ MPa

$\sigma_{bc} = 7{,}36$ MPa $< \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 15$ MPa…**……** Condition vérifiée.

➢ **Etat limite de déformation :**

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

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10M_0} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0{,}2}{3{,}25} = 0{,}0615 < \frac{1}{16} = 0{,}0625$…… Condition non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée, il faut procéder au calcul de la flèche.

❖ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)**

Il faut que: $f = \frac{M_t^S \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

Avec : $\bar{f}$=La flèche admissible.

E_v: Module de déformation différée $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}86$ MPa.

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

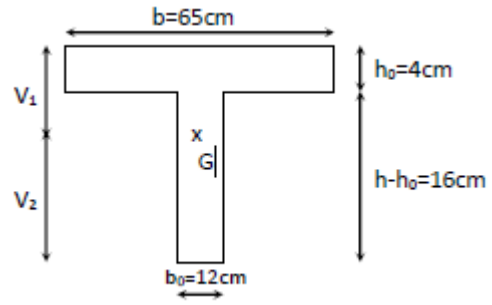


Figure III.2.22) Section en T

- Aire de la section homogénéisée :

B_0= (b_0 x h) + (b - b_0) x h_0 + (15 x A_t)

B_0 = (12x20) + (65-12) x4 + (15 x 2.35) = 487.25 cm^2

- Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$S\ xx' = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65-12) \times \frac{4^2}{2} + (15 \times 2.35 \times 18) = 3458.5\ cm^2$

- Position du centre de gravité:

$V_1 = \frac{S\ xx'}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1$ cm

V_2 = h-v_1 = 20 -7.1 = 12.9 cm

- Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

$$I_0 = \frac{b_0(v_1^3 + v_2^3)}{3} + (b-b_0)h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + (v_1 - \frac{h_0}{2})^2\right] + 15 \times A_t(v_2 - c)^2 = 20003{,}24\ cm^4$$

- Calcul des coefficients: ρ, λ_v , μ et I_{fv} :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0{,}01$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.01(2 + \frac{3(12)}{65})} = 1{,}6$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_S + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.01 \times 147{,}17) + 2.1}; 0\right) = (0{,}539; 0)$$

$$\mu = 0{,}539$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu\lambda_v} = \frac{1.1(20003.24)}{1 + 0{,}539 \times 1{,}6} = 11814{,}63\ cm^4$$

$$f = \frac{M_t^S \times l^2}{10 E_v * I_{fv}} = \frac{5{,}329 \times 3{,}25^2}{10 \times 10818.86 \times 10^3 \times 11814{,}63 \times 10^{-8}} = 0{,}004\ m < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3{,}25}{500} = 0{,}0065\ m$$

f = 4 mm < $\bar{f} = 6{,}5$ mm ……. Condition vérifiée.

III-2-10) Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferraillage suivant :

- **Aux appuis :** 2HA10 = 1.57 cm^2.
- **En travée :** 3HA10 = 2.35 cm^2.
- **Armatures transversales :** A_t = 2HA6 = 0,57 cm^2 avec un espacement de 15 cm

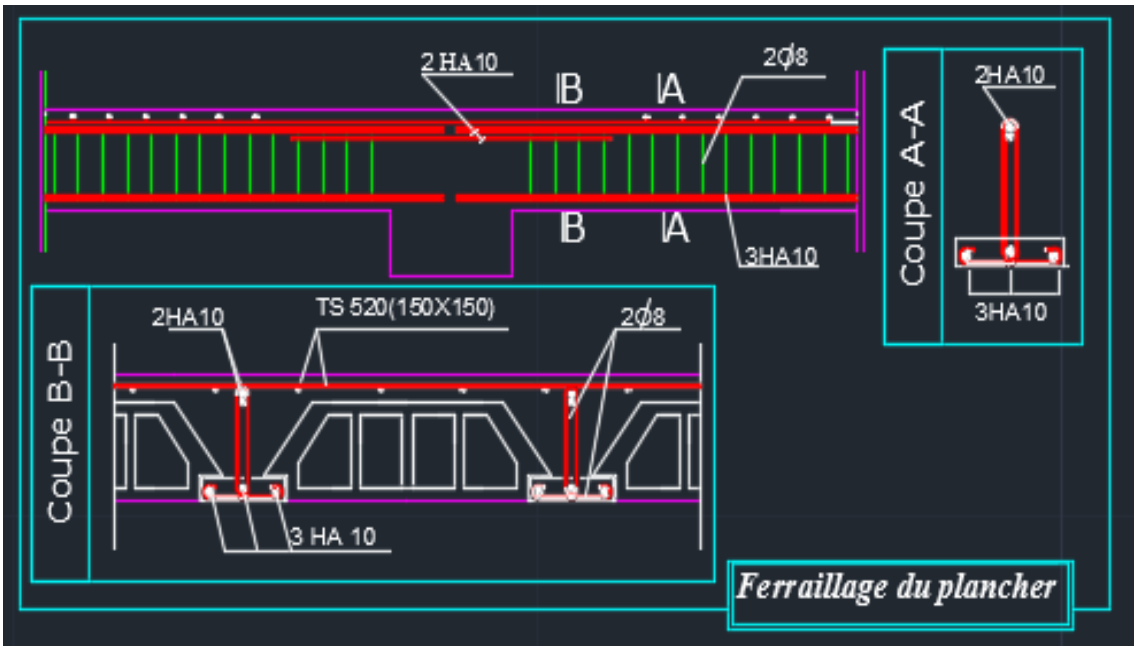


Figure III.2.23) Ferraillage du plancher.

III-3) Calcul des Escaliers:

Introduction :

Un escalier est un organe de construction qui permet la circulation verticale d'un niveau inférieur à un niveau supérieur ou vice-versa. Il se présente comme une succession de plans horizontaux et verticaux.

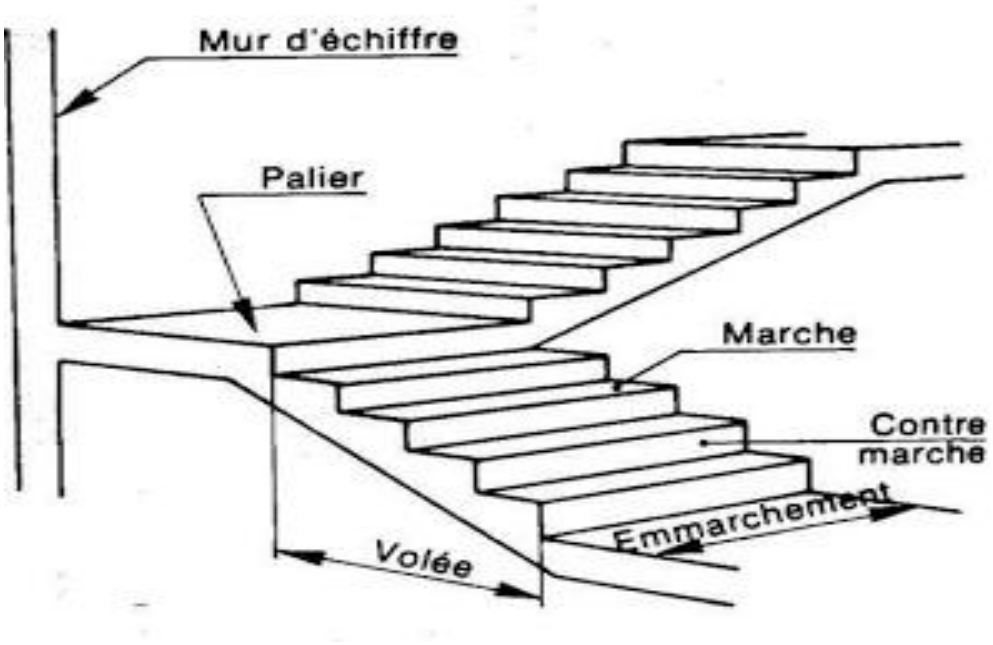


Figure III-3-1) *Schéma statique d'un escalier.*

III-3-1) Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc. le nombre de marche est pris comme suit : m = n – 1
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets. Le nombre de contre marche est donnée par : n = $^{H}/_{h}$ avec : H est la hauteur entre deux niveaux consécutifs.
- **Nez de marche :** c'est la partie en saillie sur la contre marche il est souvent mouluré en astragale.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches. 22 cm ≤ g ≤ 33 cm
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : ligne figurant la trajectoire moyenne des pas d'une personne sur un escalier. Si l'emmarchement de l'escalier est > à 1 m, la ligne de foulée se place à d = 0,50m et si l'emmarchement est < à 1 m alors la ligne de foulée se place au milieu de l'emmarchement.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et les contre marches.
- **Hauteur de la contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.

III-3-2) pré dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement d'un escalier consiste à déterminer :

- ✓ La hauteur de la marche(h),
- ✓ Le giron(g).
- ✓ Le nombre des contres marches (n).
- ✓ Le nombre de marche (m)
- ✓ L'épaisseur de la paillasse (e_p).

❖ **Calcul de h, g, n et m :**

En tenant compte des dimensions données sur le plan, les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** : **59 cm ≤ 2 h + g ≤ 66 cm**

Avec : h : hauteur de la marche

g : le giron

La limite inférieure (59 cm) correspond à des escaliers courants d'appartements, et la limite supérieure (66 cm) correspond à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessaire.

On a la hauteur de l'étage courant : h = 3,06 m

Donc, la hauteur de la volée : H = $\frac{h}{2} = \frac{3,06}{2}$ = 1,53 m

La hauteur du RDC : h = 3,74 m

Donc, la hauteur de la volée : H = $\frac{h}{2} = \frac{3,74}{2}$ = 1,87 m

La hauteur du sous-sol1 et sous-sol2 : h = 2,89 m

Donc, la hauteur de la volée : H = $\frac{h}{2} = \frac{2,89}{2}$ = 1,45 m

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

On a**:** 16 cm ≤ h ≤ 18 cm ⟶ on prend: h = 17 cm

- **Le giron g :**

Pour h = 17 cm, on aura 59 cm ≤ 2 (17) + g = 34 + g ≤ 66 cm ⟶ 25 cm ≤ g ≤ 32 cm

On prend : g = 28 cm

- **Nombre de contre marches n :**

Etage courant: On a : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17}$ = 18 contremarche (9 contremarche / volée).

RDC : On a : $n = \frac{H}{h} = \frac{374}{17}$ = 22 contremarche (11 contremarche / volée).

Sous-sol1 et sous-sol2 : On a : $n = \frac{H}{h} = \frac{289}{17}$ = 17 contremarche (8 contremarche / volée 1 et 9 contremarche / volée 2).

- **Nombre de marche m :**

Etage courant: On a : m = n – 1 = 9 – 1 = 8 ⟶ m = 8 marches.

RDC : On a : m = n – 1 = 11 – 1 = 10 ⟶ m = 10 marches.

Sous-sol 1 et sous-sol 2: On a : m = n – 1 = 8 – 1 = 7 ⟶ m = 7 marches / volée 1

m = n – 1 = 9 – 1 = 8 ⟶ m = 8 marches / volée 2

- **Vérification de la relation BLONDEL :**

59 cm ≤ 2h+g ≤ 66 cm

$2h + g = (2 \times 17) + 28 = 62\ cm$

La relation est vérifiée donc, l'escalier est confort.

Schéma statique :

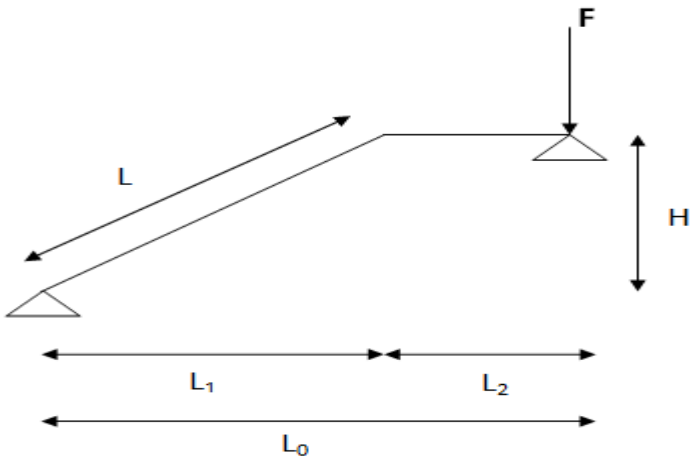


Figure III-3-2) Schéma statique de l'escalier.

❖ **Calcul de l'épaisseur de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

L_0 : Longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L_0 = L_1 + L_2$

L_1 : la longueur de la paillasse projetée.

L_2 : la longueur du palier.

$tg\ \alpha = \frac{17}{28} = 0{,}607 \quad \alpha = 31{,}26^0$

Etage courant:

$L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{196}{\cos 31{,}26°} = 230cm$

L_2=134 cm

L_0 = 230 + 134 = 364 cm

$$\frac{364}{30} \leq ep \leq \frac{364}{20}$$

12,13 $cm \leq$ ep $\leq$ 18,2 cm $\rightarrow$ On prend : e_p = 15 cm

RDC:

$L_1 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{196}{\cos 31{,}26°}$ = 230cm

L_2=129 cm

L_0 = 230 + 129 = 359 cm

$$\frac{359}{30} \leq \text{ep} \leq \frac{359}{20}$$

11,96 $cm \leq$ ep $\leq$ 17,95 cm $\rightarrow$ On prend : e_p = 15 cm

Sous-sol :

$L_1 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{196}{\cos 31{,}26°}$ = 230cm

L_2=129 cm

L_0 = 230 + 129 = 359 cm

$$\frac{359}{30} \leq \text{ep} \leq \frac{359}{20}$$

11,96 $cm \leq$ ep $\leq$ 17,95 cm $\rightarrow$ On prend : e_p = 15 cm

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

- **Charges permanentes :**
- **Palier :**

Eléments	**Poids (kN/m^2)**
Poids propre du palier	25 x 0.15 = 3,75
Poids des revêtements (sable, mortier, carrelage, enduit)	(0.36 + 0.4 + 0.44 + 0.2) = 1,4
Charge permanente totale	G_t = 5,15 KN/m^2

Tableau III-3-1) Charge permanente du palier.

- **Volée :**

Eléments	Poids (kN/m^2)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.15}{\cos 31{,}26°} = 4{,}39$
Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
Poids des revêtements (sable, mortier, carrelage, enduit)	(0.36 + 0.4 +0.44 + 0.2) = 1,4
Charge permanente totale	G_t = 7,915 KN/m^2

Tableau III-3-2 : Charge permanente de la volée.

- **Charge concentrée :**

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

Etage courant : F = (3,06 - 0,15) x 2.81 x 1m= 8,18 kN

RDC : F = (3,74 - 0,15) x 2.81 x 1m= 10,09 kN

Sous-sol : F = (2,89 - 0,15) x 2.81 x 1m= 7,7 kN

- **Les surcharges d'exploitation :**

Selon le DTR (C2-2) pour une construction à usage d'habitation Q = 2.5 kN/m^2

III-3-4) : Combinaisons des charges :

- **Palier :**

E.L.U : q_{up} = (1.35 G + 1,5 Q) X 1 m = (1.35 x 5,15 + 1,5 X 2,5) X1 = 10,70 KN/m

E.L.S : q_{up} = (G + Q) X 1 m = (5,15 + 2,5) X 1 = 7,65 KN/m

- **Volée :**

E.L.U : q_{uv} = (1.35 G + 1,5 Q) X 1 m = (1.35 x 7,915 + 1,5 X 2,5) X1 = 14,35 KN/m

E.L.S : q_{uv} = (G + Q) X 1 m = (7,915 + 2,5) X 1 = 10,42 KN/m

- **Mur extérieur :**

Etage courant :

E.L.U : F = 1,35 X 8,18 = 11,043 KN

E.L.S : F = 8,18 KN

RDC :

E.L.U : F = 1,35 X 10,09 = 13,62 KN

E.L.S : F = 10,09 KN

Sous-sol :

E.L.U : F = 1,35 X 7,7 = 10,4 KN

E.L.S : F = 7,7 KN

III-3-5) Calcul des moments et des efforts tranchant à l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposante sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée L_p=1,96 m.

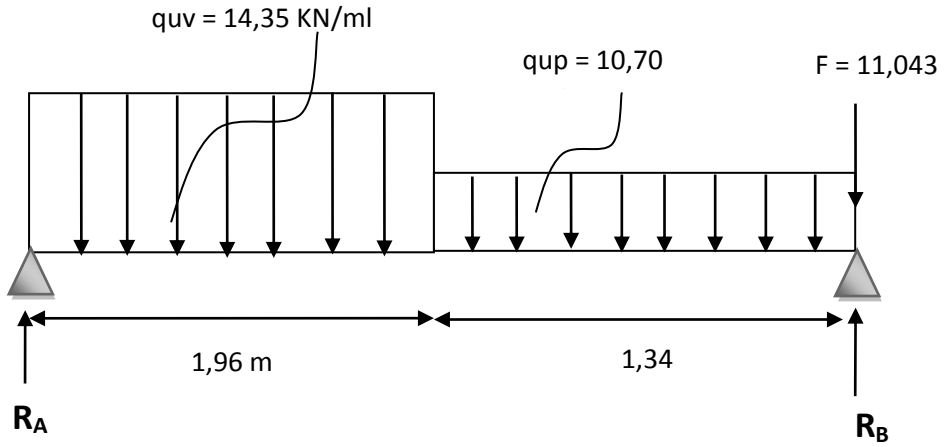


Figure: III-3-3) Schéma statique de calcul de la 1ere volée à l'E.L.U (étage courant).

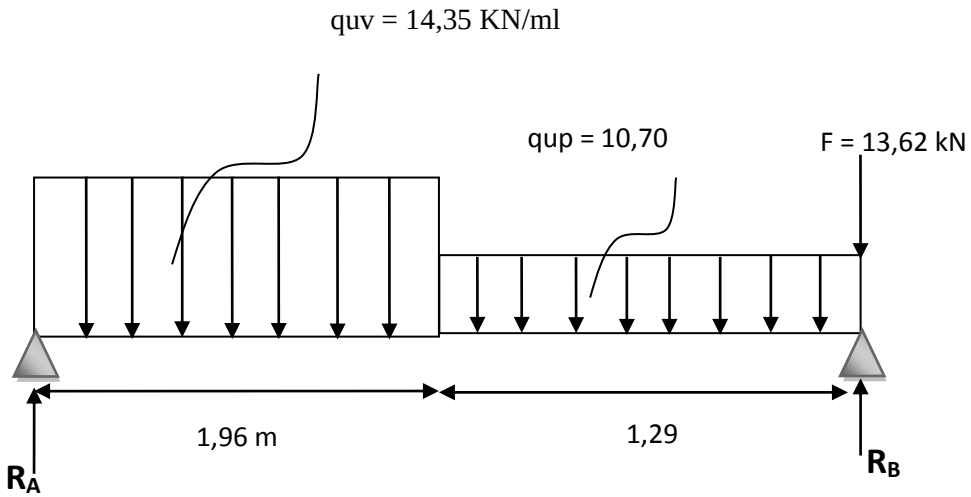


Figure: III-3-4) Schéma statique de calcul de la 1ere volée à l'E.L.U (RDC).

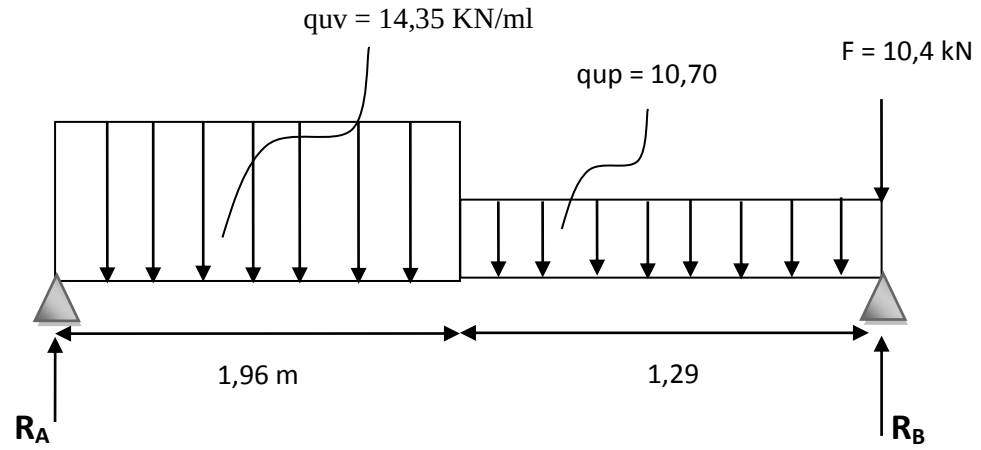


Figure: III-3-5) Schéma statique de calcul de la 1ere volée à l'E.L.U (sous-sol).

- **Les réactions d'appuis :**

Etage courant :

$\sum \boldsymbol{F = 0} \rightarrow R_A + R_B - F - (qup \times 1{,}34) - (quv \times 1{,}96) = 0$

$R_A + R_B = 11{,}043 + (10{,}7 \times 1{,}34) + (14{,}35 \times 1{,}96) \rightarrow R_A + R_B = 53{,}5$ kN

$\sum \boldsymbol{M/A = 0} \rightarrow -F \times 3{,}3 - (q_{up} \times 1.34 \times 1.34/2) - (q_{uv} \times 1{,}96 \times 1{,}96/2) + R_B \times (3{,}3) = 0$

R_B = 22,31 KN ⟶ R_A = 31,19 KN

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

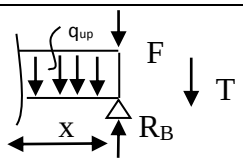
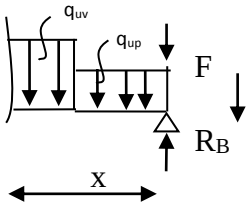
tronçons (m)	schéma statique	expression	x (m)	T (KN)
$0 \le x \le 1{,}34$		$T = R_B - q_{up}\, x - F$ $T = 11{,}61 - 11{,}043\, x$	x = 0	**11,61**
			x=1,34	**-3,1**
$1{,}34 \le x \le 3{,}3$		$T = R_B - q_{up} x 1{,}34 - q_{uv}(x - 1{,}34) - F$ $T = 16{,}158 - 14{,}35\, x$	x=1,34	**-3,1**
			x = 3,3	**-31,2**

Tableau III-3-3) Tableau des efforts tranchants.

- **Moments fléchissant :**

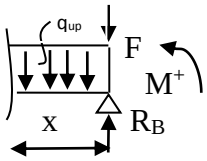
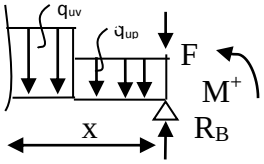
tronçons (m)	schéma statique	expression	x (m)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,34$		$M = -R_B x + q_{up}x^2/2 + Fx$ $M = 5,35x^2 - 11,267x$	x = 0	**0**
			x=1,34	**-5,49**
$1,34 \leq x \leq 3,3$		$M = -R_B x + q_{up}1,34^2/2 + Fx + q_{uv}(x - 1,34)^2/2$ $M = -11,267x+9,60646+7,175(x-1,34)^2$	x=1,34	**-5,49**
			x = 3,3	**-0,01**

Tableau III-3-4) Tableau des moments fléchissant.

$T = 11,61 - 11,043\ x = 0 \longrightarrow x = 0,95$ m

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de x = 0,95 m.

Donc, on a : $M_{zmax} = 5,35\ (0,95)^2 - 11,267\ (0,95)$

$M_{zmax} = -5,87$ KN.m

Remarque :

En tenant compte su semi-encastrement, on prend :

- ✓ **Aux appuis :**

$M_{ua} = -0,3\ M_{zmax} = (-0,3)\ X\ (-5,87) = 1,761$ KN.m

- ✓ **En travées :**

$M_{ut} = 0,85\ M_{zmax} = (0,85)\ X\ (-5,87) = -4,989$ KN.m

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

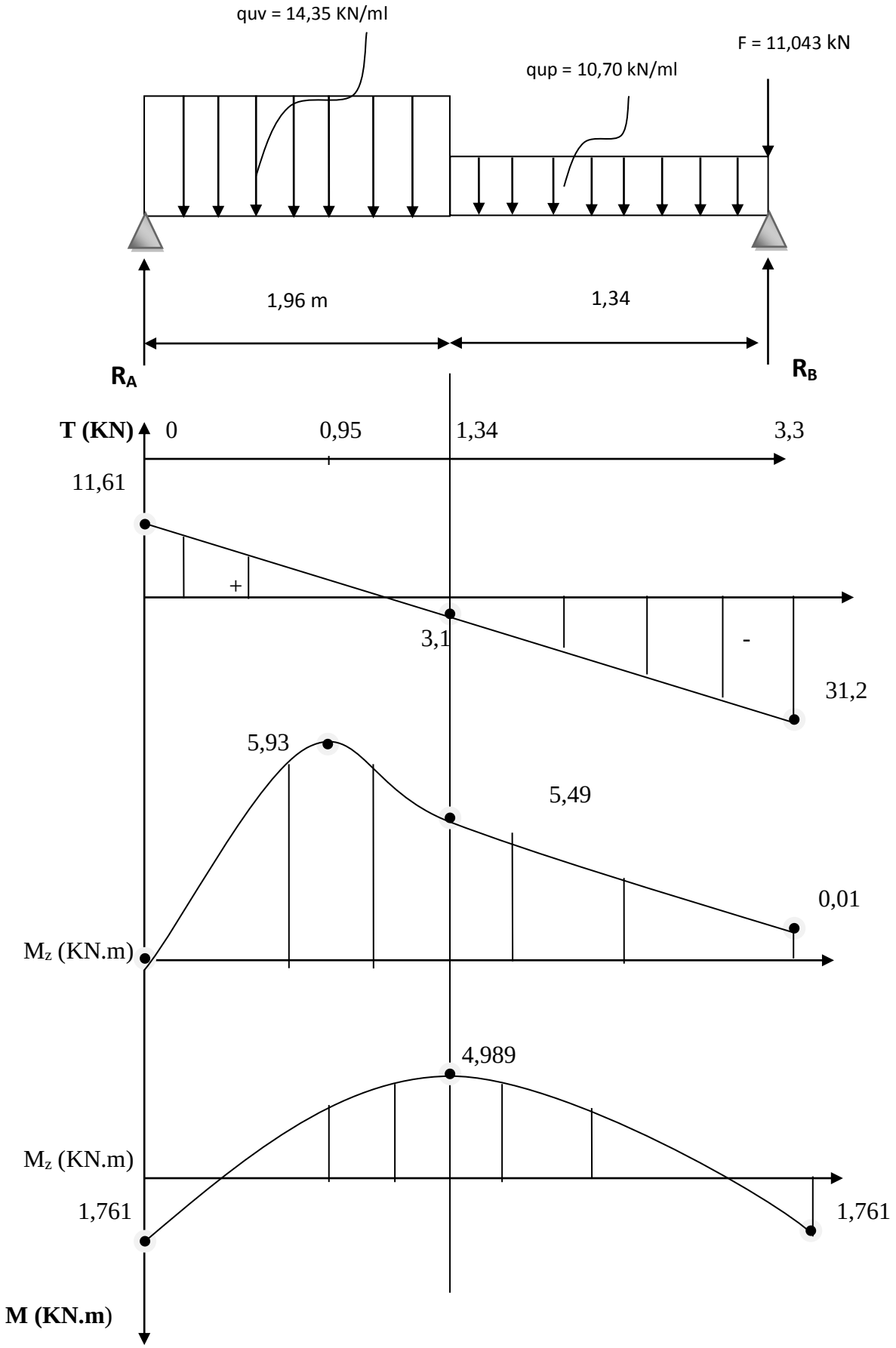


Figure III-3-6) Diagramme des efforts interne à l'E.L.U.

RDC:

$\sum \boldsymbol{F} = \mathbf{0} \rightarrow R_A + R_B - F - (qup \times 1{,}29) - (quv \times 1{,}96) = 0$

$R_A + R_B = 13{,}62 + (10{,}7 \times 1{,}29) + (14{,}35 \times 1{,}96)$

$R_A + R_B = 55{,}54$ kN

$\sum \boldsymbol{M/A} = \mathbf{0} \rightarrow -F \times 3{,}25 - (q_{up} \times 1.29 \times 1.29/2) - (q_{uv} \times 1{,}96 \times 1{,}96/2) + R_B \times (3{,}25) = 0$

R_B = 24,84 KN ⟶ R_A = 30,7 KN

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

  - **Efforts tranchants :**

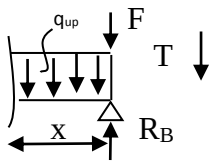
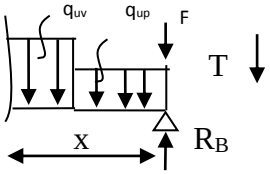
tronçons (m)	schéma statique	expression	x (m)	T (KN)
$0 \leq x \leq 1{,}29$		$T = R_B - q_{up}\, x - F$ $T = 11{,}22 - 10{,}7x$	x = 0	**11,22**
			x=1,29	**-2,58**
$1{,}29 \leq x \leq 3{,}25$		$T = R_B - q_{up} \times 1{,}29 - q_{uv}\,(x - 1{,}29) - F$ $T = 15{,}9285 - 14{,}35\, x$	x=1,29	**-2,58**
			x=3,25	**-30,7**

Tableau III-3-5) Tableau des efforts tranchants.

- **Moments fléchissant :**

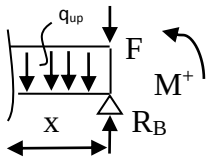
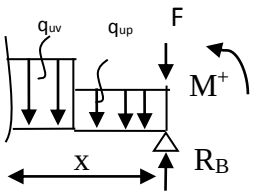
tronçons (m)	schéma statique	expression	x (m)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,29$		$M = -R_B x + q_{up}x^2/2 + Fx$ $M = 5,35x^2 - 11,22\ x$	x = 0	**0**
			x=1,29	**-5,57**
$1,29 \leq x \leq 3,25$		$M = -R_B x + q_{up}1,29^2/2 + Fx + q_{uv}(x - 1,29)^2/2$ $M = -11,22x+8,903+7,175(x-1,29)^2$	x=1,29	**-5,57**
			x=3,25	**0,001**

Tableau III-3-6) Tableau des moments fléchissant.

$T = 11,22 - 10,7x = 0 \longrightarrow x = 1,05$ m

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de x = 1,05 m.

Donc, on a : $M_{zmax} = 5,35\ (1,05)^2 - 11,22\ (1,05)$

$M_{zmax} = -5,89$ KN.m

Remarque :

En tenant compte su semi-encastrement, on prend :

- ✓ **Aux appuis :**

$M_{ua} = -0,3\ M_{zmax} = (-0,3)\ X\ (-5,89) = 1,767$ KN.m

- ✓ **En travées :**

$M_{ut} = 0,85\ M_{zmax} = (0,85)\ X\ (-5,89) = -5$ KN.m

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

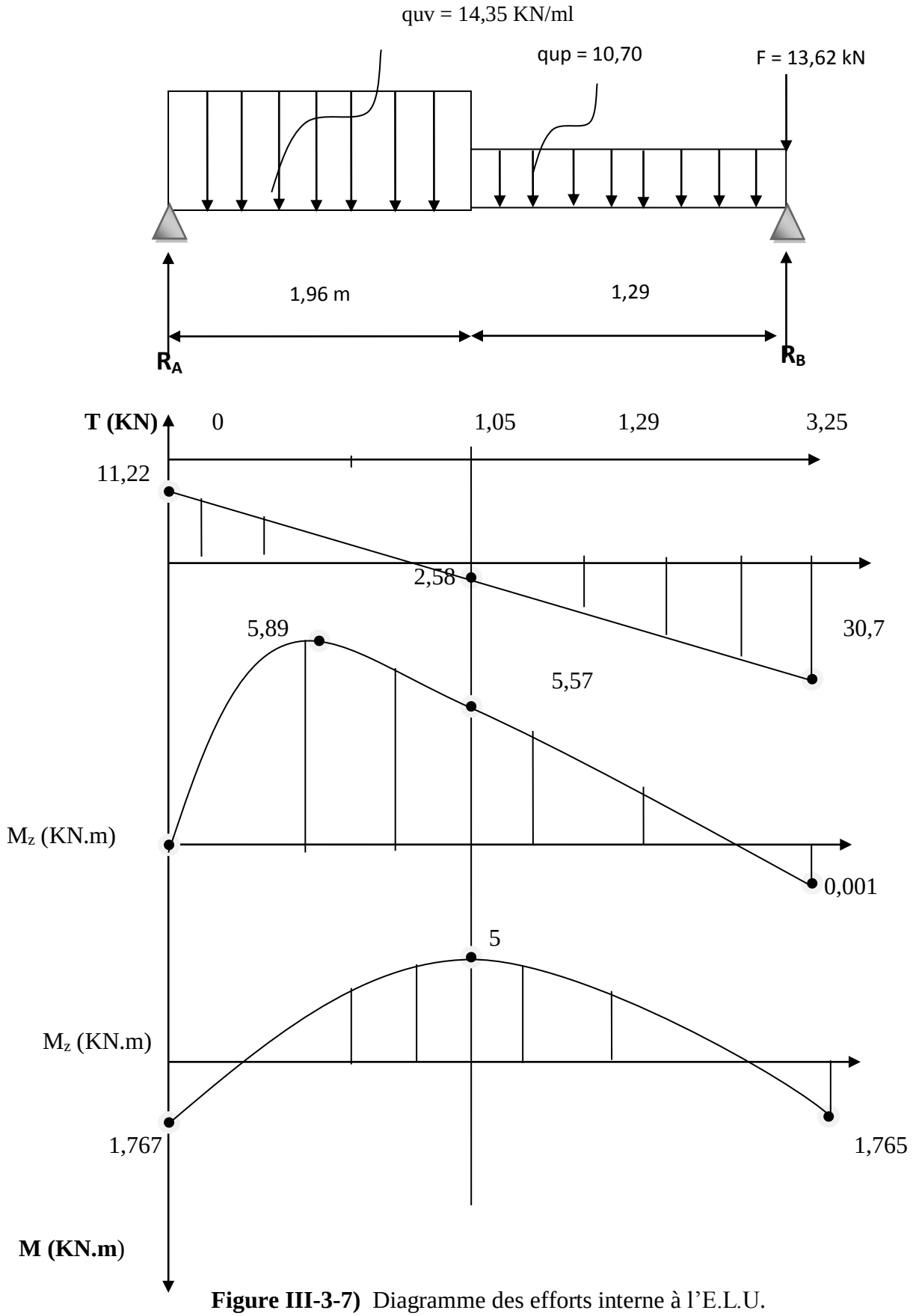


Figure III-3-7) Diagramme des efforts interne à l'E.L.U.

Sous-sol:

$\sum \boldsymbol{F} = \mathbf{0} \rightarrow R_A + R_B - F - (qup \times 1{,}29) - (quv \times 1{,}96) = 0$

$R_A + R_B = 10{,}4 + (10{,}7 \times 1{,}29) + (14{,}35 \times 1{,}96)$

$R_A + R_B = 52{,}33$ kN

$\sum \boldsymbol{M/A} = \mathbf{0} \rightarrow -F \times 3{,}25 - (q_{up} \times 1.29 \times 1.29/2) - (q_{uv} \times 1{,}96 \times 1{,}96/2) + R_B \times (3{,}25) = 0$

R_B = 21,62 KN ⟶ **R_A = 30,71 KN**

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

  - **Efforts tranchants :**

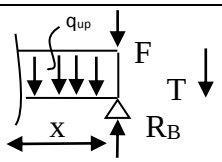
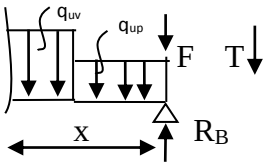
tronçons (m)	schéma statique	expression	x (m)	T (KN)
$0 \leq x \leq 1{,}29$		$T = R_B - q_{up}\, x - F$ $T = 11{,}22 - 10{,}7x$	x = 0	**11,22**
			x=1,29	**-2,58**
$1{,}29 \leq x \leq 3{,}25$		$T = R_B - q_{up} x 1{,}29 - q_{uv}\,(x - 1{,}29) - F$ $T = 15{,}9285 - 14{,}35x$	x=1,29	**-2,58**
			x=3,25	**-30,7**

Tableau III-3-7) Tableau des efforts tranchants.

- **Moments fléchissant :**

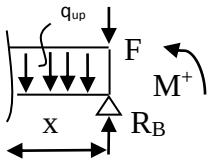
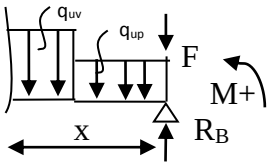
tronçons (m)	schéma statique	expression	x (m)	M (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,29		$M = -R_B x + q_{up}x^2/2 + Fx$ $M = 5{,}35x^2 - 11{,}22x$	x = 0	**0**
			x=1,29	**-5,57**
1,29 ≤ x ≤ 3,25		$M = -R_B x + q_{up}1{,}29^2/2 + Fx + q_{uv}(x - 1{,}29)^2/2$ $M = -11{,}22x + 8{,}903 + 7{,}175(x - 1{,}29)^2$	x=1,29	**-5,57**
			x=3,25	**0,001**

Tableau III-3-8) Tableau des moments fléchissant.

$T = 11{,}22 - 10{,}7x = 0 \longrightarrow x = 1{,}05$ m

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de x = 1,05 m.

Donc, on a : $M_{zmax} = 5{,}35\ (1{,}05)^2 - 11{,}22\ (1{,}05)$

$M_{zmax} = -5{,}89$ KN.m

Remarque :

En tenant compte su semi-encastrement, on prend :

- ✓ **Aux appuis :**

$M_{ua} = -0{,}3\ M_{zmax} = (-0{,}3)\ X\ (-5{,}89) = 1{,}767$ KN.m

- ✓ **En travées :**

$M_{ut} = 0{,}85\ M_{zmax} = (0{,}85)\ X\ (-5{,}89) = -5$ KN.m

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

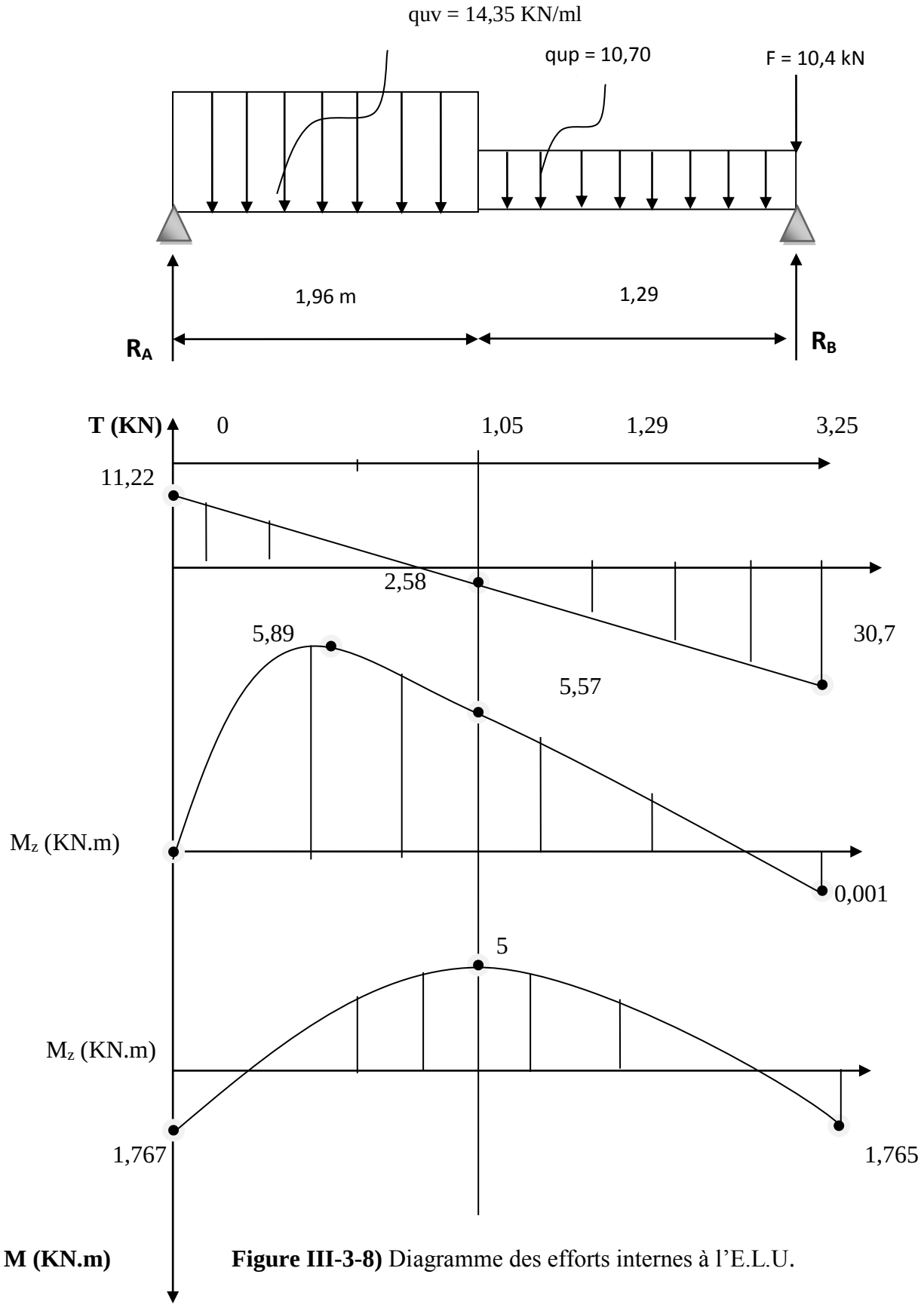
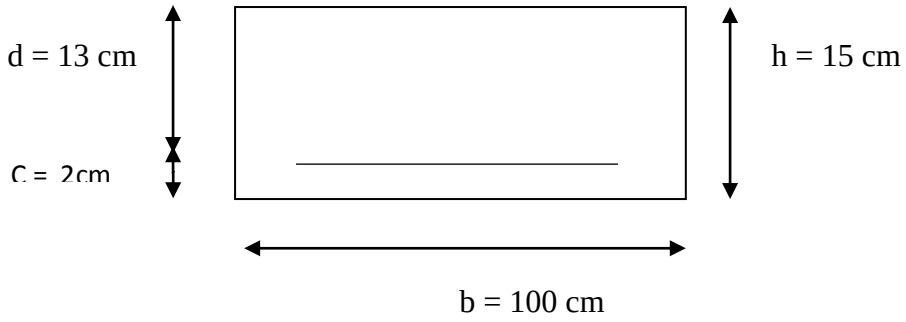


Figure III-3-8) Diagramme des efforts internes à l'E.L.U.

III.3.6) : calcul du ferraillage a l'E.L.U :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédant.



❖ **RDC et sous-sols:**

➢ **Armature longitudinales :**

- **Aux appuis :**

Appui A : M_{ua} = 1,767 KN.m

➢ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1{,}767 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0{,}007$$

$\mu_a = 0{,}007 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ donc la section est simplement armée (SSA).

$\mu_a = 0{,}007 \longrightarrow \beta = 0.9965$

$$A_a = \frac{M_A}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1{,}767 \times 10^5}{0.9965 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 0{,}39 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12** =6.78cm^2 avec un espacement de S_t = 20 cm

➢ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695$$

Soit : **4HA10** =3.14cm^2 avec un espacement S_t = 25 cm

➢ **En travée :** M_T = 5 kN.m

- **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_T}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.02$$

$\mu_t = 0.02 \leq \mu_t = 0.392 \rightarrow$ Donc la section est simplement armée (SSA).

$\mu_t = 0.02 \qquad \beta = 0.990$

$$A_t = \frac{M_T}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5 \times 10^5}{0.990 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1{,}116\ cm^2$$

Soit **: 6HA12** = 6.78cm^2 avec un espacement S_t = 20 cm

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 cm^2$$

Soit : **4HA10** = 3.14cm^2 avec un espacement S_t = 25 cm

III.3.7) Vérification des contraintes à l'E.L.U :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$A_{dopté} > A_{min}$

$$A_{min} = 0.23bd\ \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13\ \times \frac{2.1}{400}$$

A_{min} = 1,57 cm^2

- **Aux appuis :**

A_{Aa} = 6.78 cm^2 > A_{min} = 1,57cm^2 **……** Condition vérifiée.

- **En travée :**

A_t = 6.78 cm^2 > A_{min} = 1,57cm^2 ……. Condition vérifiée.

b) Espacement des barres :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales :** St < min {3h ; 33cm}.

$S_{t\,max}$ = 20cm < 33cm…….. Condition vérifiée.

- **Armatures de répartition :** St < min {4h ; 45cm}

S_{tmax} = 25cm < 45cm …….. Condition vérifiée.

c) Contraintes tangentielles :

On doit vérifier que $\tau < \overline{\tau_u}$

$$\tau = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{11.22 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.086 \text{ MPa}$$

Avec T_{max} : Effort tranchant maximal.

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

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.2\text{x}25}{1.5}; 5\text{MPa}\right\} = \min\{3.33MPa; 5MPa\}$$

$$\bar{\boldsymbol{\tau}} = 3.33\text{MPa}$$

τ =0.086 MPa < $\overline{\tau_u}$ = 3.33MPa …….. Condition vérifiée.

$\boldsymbol{\tau < \overline{\tau_u}}$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- **Influence sur le béton :**

$$\frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u^{max} \leq \bar{T}_u = \frac{0.4 f_{c28}\ 0.9bd}{\gamma_s}$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 100 \times 0.9 \times 13}{1.5} = 7800 \text{ KN}$$

$V_u^{max} = 11{,}18 \text{ KN} < 7800\ KN$ **……..** Condition vérifiée**.**

- **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_y^{max}}{6_{st}} = \frac{11{,}22 \times 10^3}{348} = 32{,}24 \text{ mm}^2$

$A_a = 6.78\text{cm}^2 > 3{,}224 \text{ cm}^2$ …… Condition vérifiée.

e) Contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres :

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$\overline{\boldsymbol{\tau_{se}}} = \Psi_s$ x ft28 avec Ψ_s=1.5 (pour les aciers HA).

$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$

$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi$ = 6 x 3.14 x 1.2 = 22.60 cm

$\tau_{se} = \frac{11{,}22\times10^3}{0.9\times130\times226}$ = 0.424 MPa

$\tau_{se} = 0.424\ MPa < \overline{\tau_{se}}$ = 3.15MPa …… Condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

f) Longueur de scellement :

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

τ_{se}=0.6 x Ψ^2 x f_{t28} = 0.6 x 1.5^2 x 2.1 = 2.835 MPa

$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835}$ = 423,28 mm

soit: $L_s = 45$ cm

Les armatures doivent comporter des crochets vu que la longueur de scellement est importante. La longueur de scellement mesurée hors crochets : $L_s = 0{,}4L_s = 0{,}4 \times 45 = 18$ cm.

❖ **Etage courant :**

➢ **Armature longitudinales :**

- **Aux appuis :**

Appui A : M_{ua}= 1,761 KN.m

➢ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1{,}761 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0{,}007$$

$\mu_a = 0{,}007 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ donc la section est simplement armée (SSA).

$\mu_a = 0{,}007 \longrightarrow \beta = 0.9965$

$A_a = \frac{M_A}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1{,}761\times10^5}{0.9965\times13\times348\times10^2} = 0{,}39\ cm^2$

Soit : **6HA12** =6.78cm^2 avec un espacement de S_t = 20 cm

➢ **Armatures de répartitions :**

$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695$

Soit : **4HA10** =3.14cm^2 avec un espacement S_t = 25 cm

➢ **En travée :** M_T = 4,989 kN.m

- **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_T}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4{,}989 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.02$$

$\mu_t = 0.02 \leq \mu_t = 0.392 \rightarrow$ Donc la section est simplement armée (SSA).

$\mu_t = 0.02 \qquad \beta = 0.990$

$$A_t = \frac{M_T}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4{,}989 \times 10^5}{0.990 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1{,}11\ cm^2$$

Soit **: 6HA12** = 6.78cm^2 avec un espacement S_t = 20 cm

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 cm^2$$

Soit : **4HA10** = 3.14cm^2 avec un espacement S_t = 25 cm

Vérification des contraintes à l'E.L.U :

A. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{dopté} > A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400}$$

A_{min} = 1,57 cm^2

- **Aux appuis :**

A_{Aa} = 6.78 cm^2 > A_{min} = 1,57cm^2 **……** Condition vérifiée.

- **En travée :**

A_t = 6.78 cm^2 > A_{min} = 1,57cm^2 ……. Condition vérifiée.

B. Espacement des barres :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales :** St < min {3h ; 33cm}.

$S_{t\,max}$ = 20cm < 33cm…….. Condition vérifiée.

- **Armatures de répartition :** St < min {4h ; 45cm}

S_{tmax} = 25cm < 45cm …….. Condition vérifiée.

C. Contraintes tangentielles :

On doit vérifier que $\tau < \overline{\tau_u}$

$$\tau = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{11.61 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.089 \text{ MPa}$$

Avec T_{max} : Effort tranchant maximal.

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

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.2\text{x}25}{1.5}; 5\text{MPa}\right\} = \min\{3.33MPa; 5MPa\}$$

$$\bar{\boldsymbol{\tau}} = 3.33\text{MPa}$$

τ =0.089 MPa < $\overline{\tau_u}$ = 3.33MPa …….. Condition vérifiée.

$\boldsymbol{\tau < \overline{\tau_u}}$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- **Influence sur le béton :**

$$\frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u^{max} \leq \bar{T}_u = \frac{0.4 f_{c28}\ 0.9bd}{\gamma_s}$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 100 \times 0.9 \times 13}{1.5} = 7800 \text{ KN}$$

$V_u^{max} = 11{,}61 \text{ KN} < 7800\ KN$ **……..** Condition vérifiée.

- **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_y^{max}}{6_{st}} = \frac{11{,}61 \times 10^3}{348} = 33{,}36 \text{ mm}^2$

$A_a = 6.78\text{cm}^2 > 3{,}336 \text{ cm}^2$ …… Condition vérifiée.

E. Contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres :

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$\boldsymbol{\overline{\tau_{se}}} = \Psi_s$ x ft28 avec Ψ_s=1.5 (pour les aciers HA).

$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$

$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi$ = 6 x 3.14 x 1.2 = 22.60 cm

$\tau_{se} = \frac{11{,}61 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 226}$ = 0.439 MPa

$\tau_{se} = 0.439\ MPa < \overline{\tau_{se}}$ = 3.15MPa …… Condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

F. Longueur de scellement :

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

τ_{se}=0.6 x Ψ^2 x f_{t28} = 0.6 x 1.5^2 x 2.1 = 2.835 MPa

$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835}$ = 423,28 mm

soit: $L_s = 45$ cm

Les armatures doivent comporter des crochets vu que la longueur de scellement est importante. La longueur de scellement mesurée hors crochets : $L_s = 0{,}4L_s = 0{,}4 \times 45 = 18$ cm.

III.3.8) calcul à l'E.L.S :

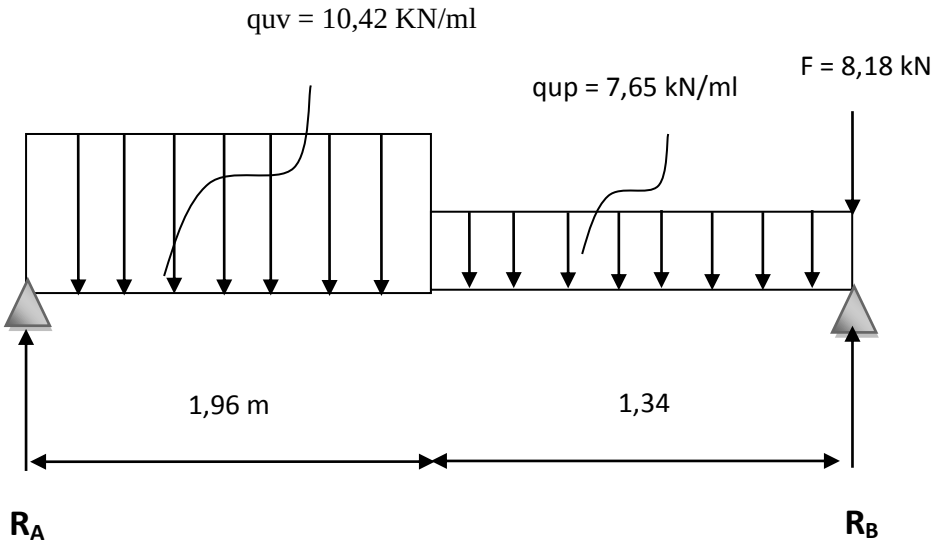


Figure: III-3-9) Schéma statique de calcul de la 1ere volée à l'E.L.S (étage courant).

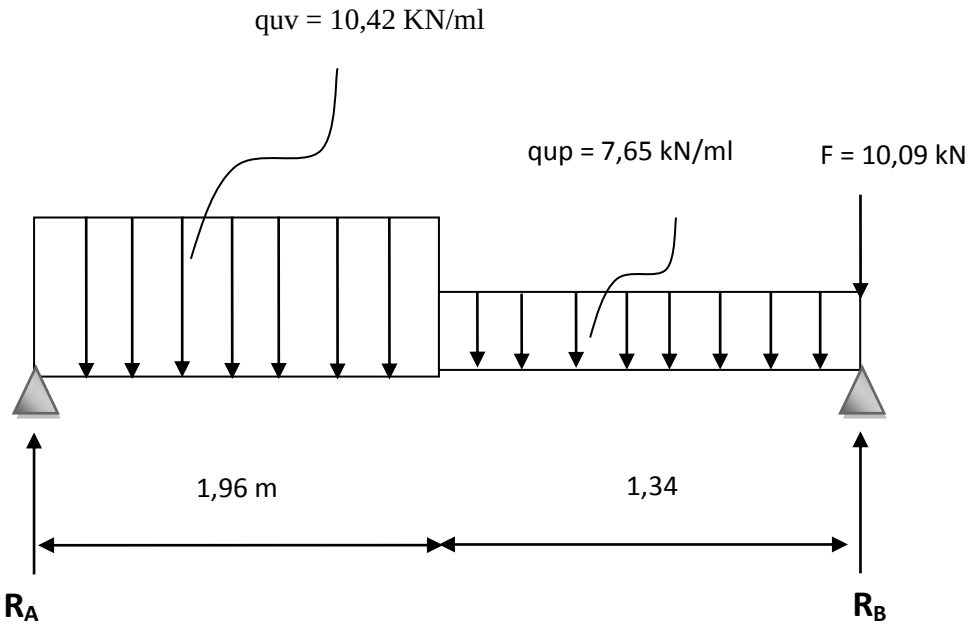


Figure: III-3-10) Schéma statique de calcul de la 1ere volée à l'E.L.S (RDC).

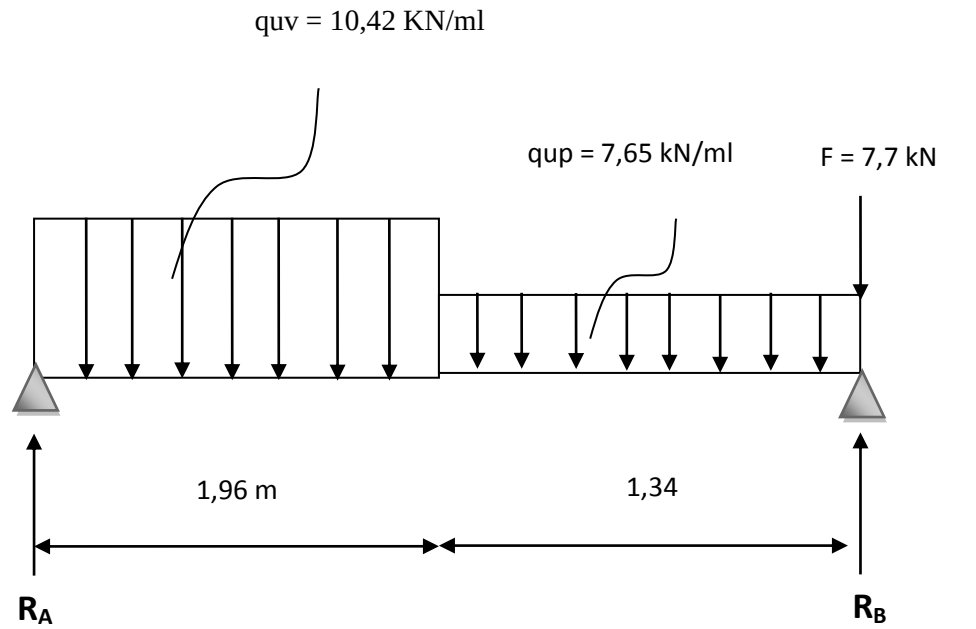


Figure: III-3-11) Schéma statique de calcul de la 1ere volée à l'E.L.S (Sous-sols).

- **Les réactions d'appuis :**

Etage courant :

$\sum \boldsymbol{F = 0} \rightarrow R_A + R_B - F - (qup \times 1{,}34) - (quv \times 1{,}96) = 0$

$R_A + R_B = 8{,}18 + (7{,}65 \times 1{,}34) + (10{,}42 \times 1{,}96)$

$R_A + R_B = 38{,}85$ kN

$\sum \boldsymbol{M/A = 0} \rightarrow -F \times 3{,}3 - (q_{up} \times 1.34 \times 1.34/2) - (q_{uv} \times 1{,}96 \times 1{,}96/2) + R_B \times (3{,}3) = 0$

R_B = 26,69 KN ⟶ R_A = 12,16 KN

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

  - **Efforts tranchants :**

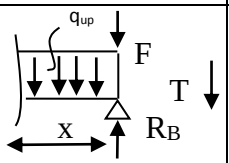
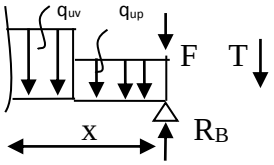
tronçons (m)	schéma statique	expression	x (m)	T (KN)
0 ≤ x ≤ 1,34		$T = R_B - q_{up}\, x - F$ $T = 18{,}51 - 7{,}65\, x$	x = 0	**18,51**
			x=1,34	**8,259**
1,34 ≤ x ≤ 3,3		$T = R_B - q_{up} x 1{,}34 - q_{uv}(x - 1{,}34) - F$ $T = 8{,}259 - 10{,}42\, x$	x=1,34	**8,259**
			x = 3,3	**-26,13**

Tableau III-3-9) Tableau des efforts tranchants.

- **Moments fléchissant :**

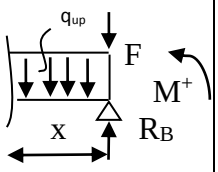
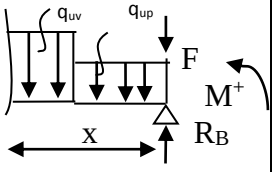
tronçons (m)	schéma statique	expression	x (m)	M (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,34		$M = -R_B x + q_{up}x^2/2 + Fx$ $M = 3{,}825\ x^2 - 18{,}51\ x$	x = 0	**0**
			x=1,34	**-17,93**
1,34 ≤ x ≤ 3,3		$M = -R_B x + q_{up}1{,}34^2/2 + Fx + q_{uv}(x - 1{,}34)^2/2$ $M = -18{,}51x + 6{,}86817 + 5{,}21(x - 1{,}34)^2$	x=1,34	**-17,93**
			x = 3,3	**-34,2**

Tableau III-3-10) Tableau des moments fléchissant.

$T = 18{,}51 - 7{,}65\ x = 0 \longrightarrow x = 2{,}42$ m

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de x = 2,42 m.

Donc, on a : $M_{zmax} = 3{,}825\ (2{,}42)^2 - 18{,}51\ (2{,}42)$

$M_{zmax} = -\ 22{,}39$ KN.m

Remarque :

En tenant compte su semi-encastrement, on prend :

- ✓ **Aux appuis :**

$M_{ua} = -\ 0{,}3\ M_{zmax} = (-0{,}3)\ X\ (-22{,}39) = 6{,}717$ KN.m

- ✓ **En travées :**

$M_{ut} = 0{,}85\ M_{zmax} = (0{,}85)\ X\ (-22{,}39) = -19{,}032$ KN.m

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

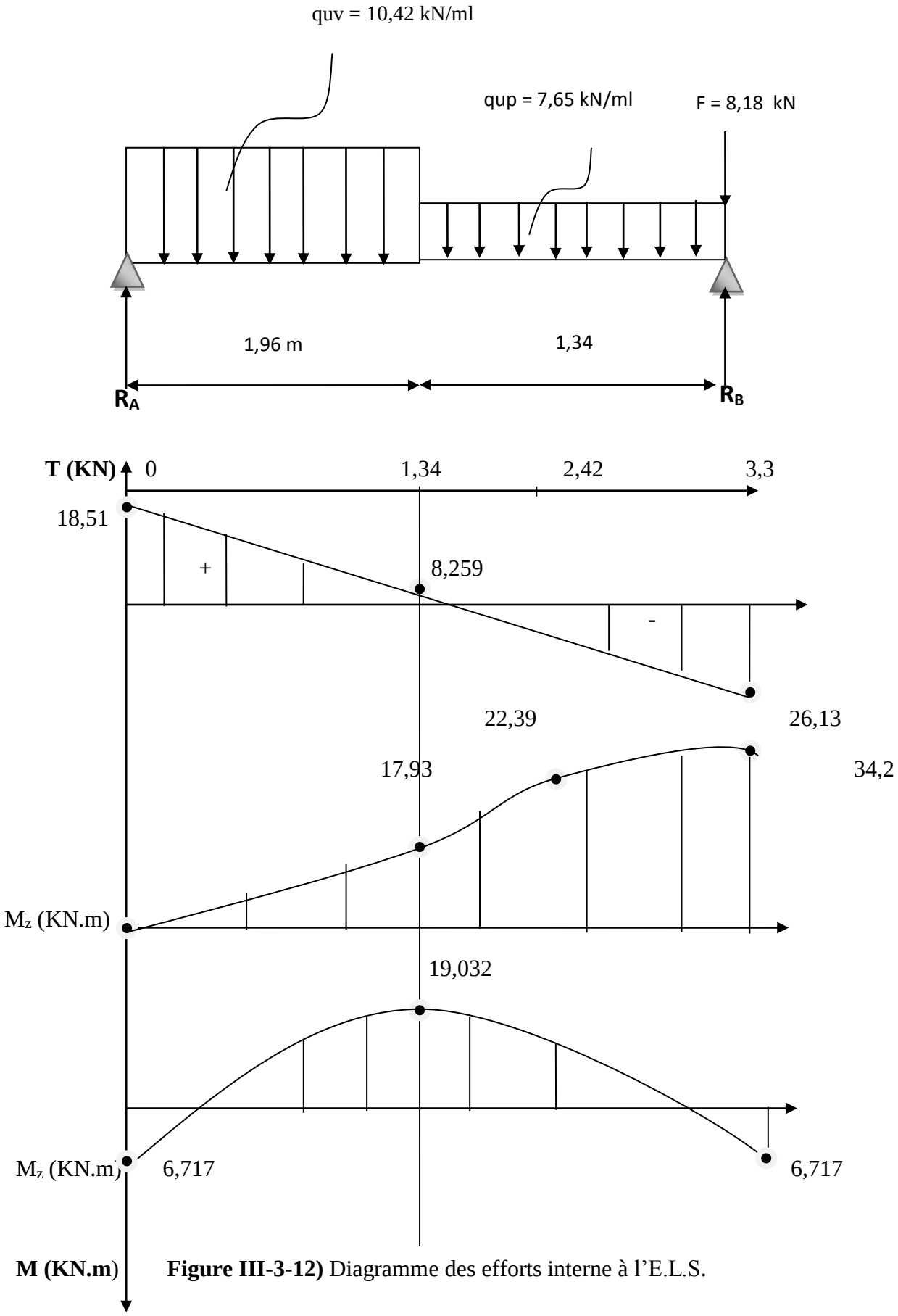


Figure III-3-12) Diagramme des efforts interne à l'E.L.S.

RDC:

$\sum \boldsymbol{F} = \mathbf{0} \quad \rightarrow R_A + R_B - F - (qup \times 1{,}29) - (quv \times 1{,}96) = 0$

$R_A + R_B = 10{,}09 + (7{,}65 \times 1{,}29) + (10{,}42 \times 1{,}96)$

$R_A + R_B = 40{,}38$ kN

$\sum \boldsymbol{M/A} = \mathbf{0} \quad \rightarrow -F \times 3{,}25 - (q_{up} \times 1.29 \times 1.29/2) - (q_{uv} \times 1{,}96 \times 1{,}96/2) + R_B \times (3{,}25) = 0$

R_B = 18,2 KN ⟶ R_A = 22,18 KN

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

  - **Efforts tranchants :**

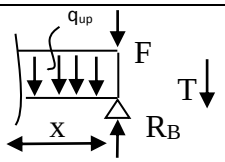
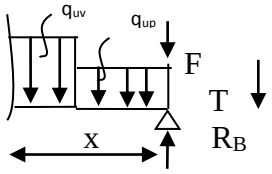
tronçons (m)	schéma statique	expression	x (m)	T (KN)
$0 \leq x \leq 1{,}29$		$T = R_B - q_{up}\, x - F$ $T = 8{,}11 - 7{,}65\, x$	x = 0	**8,11**
			x=1,29	**-1,75**
$1{,}29 \leq x \leq 3{,}25$		$T = R_B - q_{up} \times 1{,}29 - q_{uv}\,(x - 1{,}29) - F$ $T = 11{,}6833 - 10{,}42\, x$	x=1,29	**-1,75**
			x=3,25	**-22,18**

Tableau III-3-11) Tableau des efforts tranchants.

- **Moments fléchissant :**

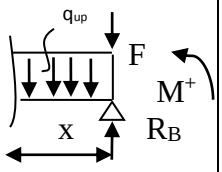
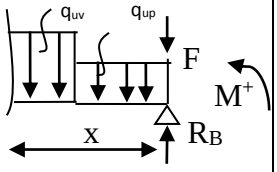
tronçons (m)	schéma statique	expression	x (m)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,29$		$M = -R_B x + q_{up}x^2/2 + Fx$ $M = 3,825\ x^2 - 8,11\ x$	x = 0	**0**
			x=1,29	**-4,09**
$1,29 \leq x \leq 3,25$		$M = -R_B x + q_{up}1,29^2/2 + Fx + q_{uv}$ $(x - 1,29)^2/2$ $M = -8,11x+6,37+5,21(x-1,29)^2$	x=1,29	**-4,09**
			x=3,25	**0,027**

Tableau III-3-12) Tableau des moments fléchissant.

$T = 8,11 - 7,65\ x = 0 \longrightarrow x = 1,06$ m

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de x = 1,06 m.

Donc, on a : $M_{zmax} = 3,825\ (1,06)^2 - 8,11\ (1,06)$

$M_{zmax} = -4,29$ KN.m

Remarque :

En tenant compte su semi-encastrement, on prend :

- ✓ **Aux appuis :**

$M_{ua} = -0,3\ M_{zmax} = (-0,3)\ X\ (-4,29) = 1,287$ KN.m

- ✓ **En travées :**

$M_{ut} = 0,85\ M_{zmax} = (0,85)\ X\ (-4,29) = -3,65$ KN.m

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

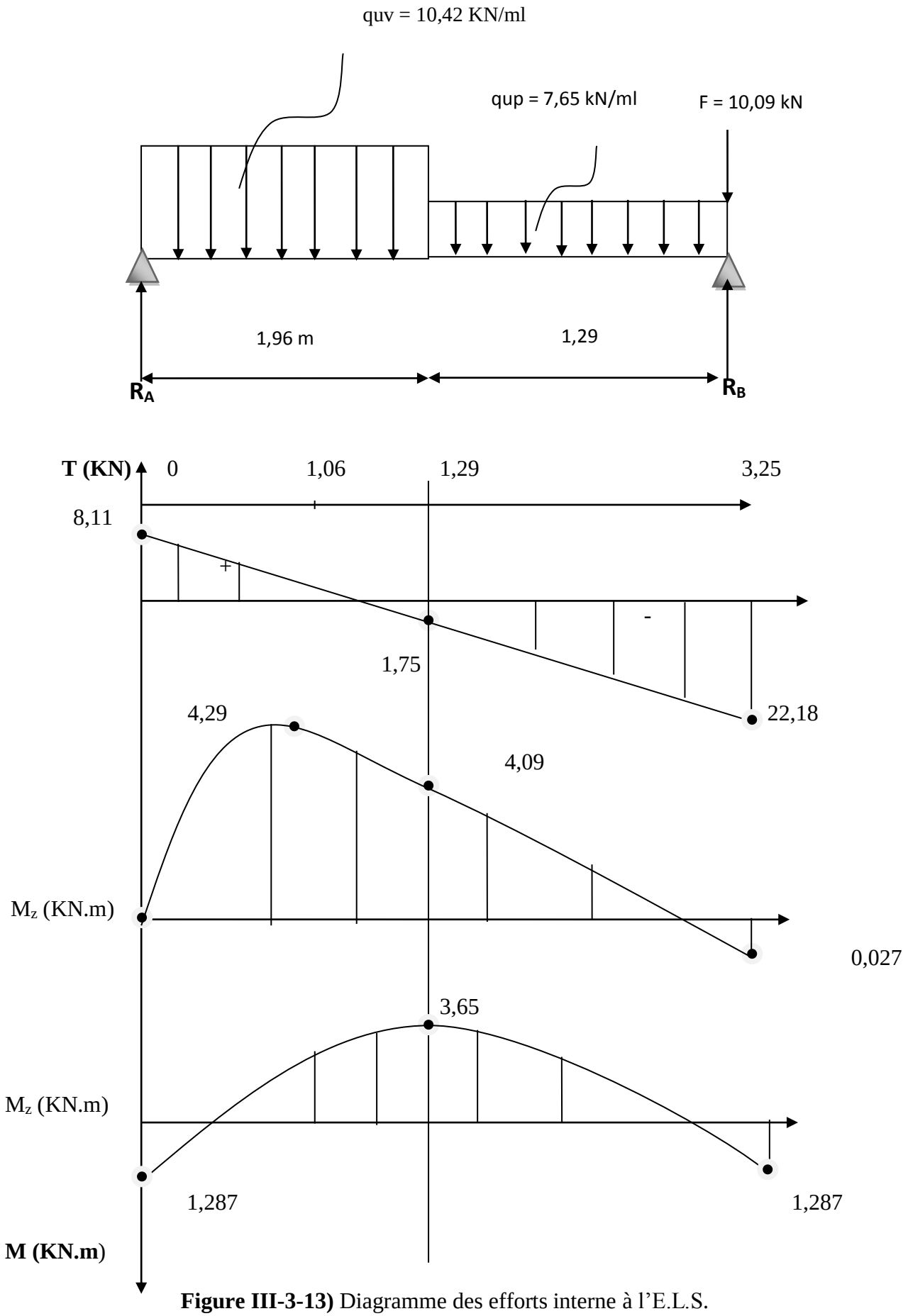


Figure III-3-13) Diagramme des efforts interne à l'E.L.S.

Sous-sol:

$\sum \boldsymbol{F} = \mathbf{0} \rightarrow R_A + R_B - F - (qup \times 1{,}29) - (quv \times 1{,}96) = 0$

$R_A + R_B = 7{,}7 + (7{,}65 \times 1{,}29) + (10{,}42 \times 1{,}96)$

$R_A + R_B = 37{,}99$ kN

$\sum \boldsymbol{M/A} = \mathbf{0} \rightarrow -F \times 3{,}25 - (q_{up} \times 1.29 \times 1.29/2) - (q_{uv} \times 1{,}96 \times 1{,}96/2) + R_B \times (3{,}25) = 0$

R_B = 15,82 KN ⟶ R_A = 22,17 KN

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

  - **Efforts tranchants :**

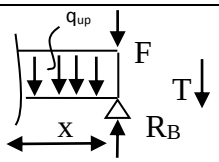
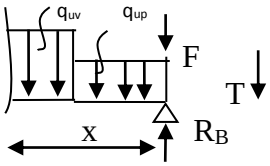
tronçons (m)	schéma statique	expression	x (m)	T (KN)
$0 \leq x \leq 1{,}29$		$T = R_B - q_{up}\, x - F$ $T = 8{,}12 - 7{,}65\, x$	x = 0	**8,12**
			x=1,29	**-1,75**
$1{,}29 \leq x \leq 3{,}25$		$T = R_B - q_{up} x 1{,}29 - q_{uv}(x - 1{,}29) - F$ $T = 11{,}6933 - 10{,}42\, x$	x=1,29	**-1,75**
			x=3,25	**-22,17**

Tableau III-3-13) Tableau des efforts tranchants.

- **Moments fléchissant :**

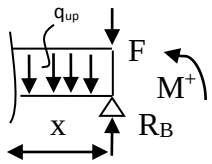
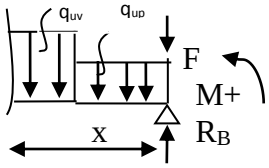
tronçons (m)	schéma statique	expression	x (m)	M (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,29		$M = -R_B x + q_{up}x^2/2 + Fx$ $M = 3{,}825\ x^2 - 8{,}12\ x$	x = 0	**0**
			x=1,29	**-4,1**
1,29 ≤ x ≤ 3,25		$M = -R_B x + q_{up}1{,}29^2/2 + Fx + q_{uv}(x - 1{,}29)^2/2$ $M = -8{,}12x+6{,}37+5{,}21(x-1{,}29)^2$	x=1,29	**-4,1**
			x=3,25	**0,005**

Tableau III-3-14) Tableau des moments fléchissant.

$T = 8{,}12 - 7{,}65\ x = 0 \longrightarrow x = 1{,}06$ m

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de x = 1,06 m.

Donc, on a : $M_{zmax} = 3{,}825\ (1{,}06)^2 - 8{,}12\ (1{,}06)$

$M_{zmax} = -\ 4{,}3$ KN.m

Remarque :

En tenant compte su semi-encastrement, on prend :

- ✓ **Aux appuis :**

$M_{ua} = -\ 0{,}3\ M_{zmax} = (-0{,}3)\ X\ (-4{,}3) = 1{,}29$ KN.m

- ✓ **En travées :**

$M_{ut} = 0{,}85\ M_{zmax} = (0{,}85)\ X\ (-4{,}3) = -3{,}65$ KN.m

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

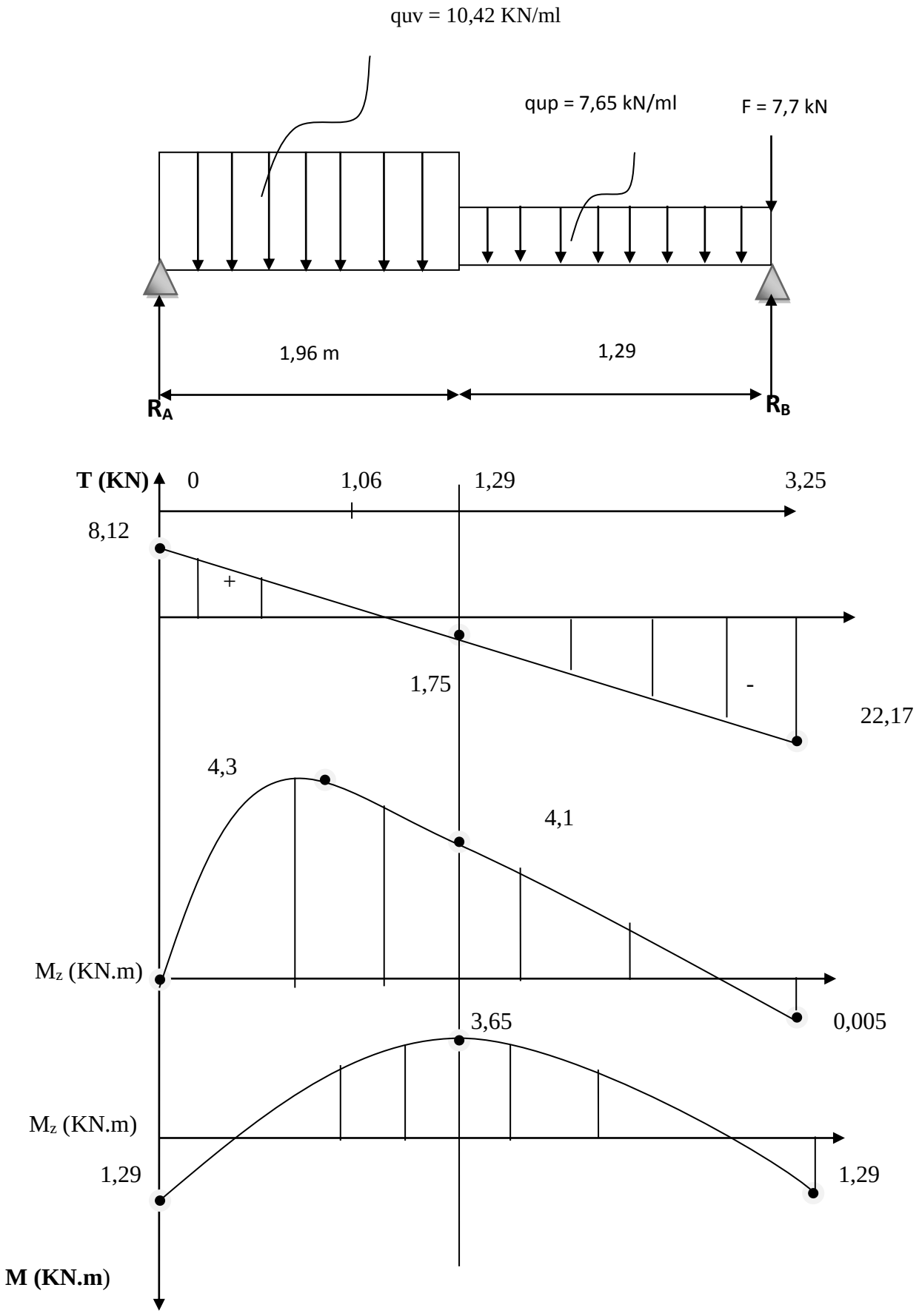


Figure III-3-14) Diagramme des efforts interne à l'E.L.S.

III.3.9) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

RDC et sous-sol :

- ✓ **Les contraintes dans le béton et l'acier :**

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

- **En travées :**

$A_t = 6{,}78\ cm^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} = 0{,}52$$

$$\rho = 0{,}52 \begin{cases} \beta_1 = 0{,}892 \\ K_1 = 31{,}30 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{3{,}65 \times 10^6}{0.892 \times 130 \times 678} = 46{,}43\ \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{46{,}43}{31{,}3} = 1{,}48\ \text{MPa} < 15\text{MPa}$……..Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$A_a = 6{,}78\ cm^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 6{,}78}{100 \times 13} = 0.52$$

$$\rho = 0{,}52 \begin{cases} \beta_1 = 0{,}892 \\ K_1 = 31{,}30 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{1.29 \times 10^6}{0.892 \times 130 \times 678} = 16{,}41\ \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{16{,}41}{31{,}30} = 0.52\ \text{MPa} < 15\ \text{MPa}$ ……. Condition vérifiée.

- ✓ **Etat limite de déformation :**

Les règes du BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{15}{325} = 0{,}046 < \frac{1}{16} = 0{,}0625$……. Condition non vérifiée.
- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \longrightarrow \frac{15}{325} = 0{,}046 < \frac{3{,}65}{10 \times 1{,}29} = 0{,}28$…… condition non vérifiée.

- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ ⟶ $\frac{678}{1000 \times 130} = 0,0052 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$……. Condition vérifiée.

Les conditions ne sont pas vérifiées donc, le calcul de la flèche est nécessaire.

$$f = \frac{M_t^S \times L^2}{10 \times E_v \times I_0} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$\bar{f} = \frac{3,25}{500} = 0,0065$ m

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865$ MPa

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t \times (V_2 - C)^2$$

$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$ avec : $S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$ et $B_0 = b \times h + 15 \times A_t$

$V_2 = h - V_1$

Avec :

E_v : module de la déformation différé.

L : longueur libre.

I_0 : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

S_{xx} : moment statique de la section homogène.

B_0 : surface de la section homogène

$S_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 13 = 12572,1$ cm^2

$B_0 = (100 \times 15) + (15 \times 6,78) = 1601,7$ cm^2

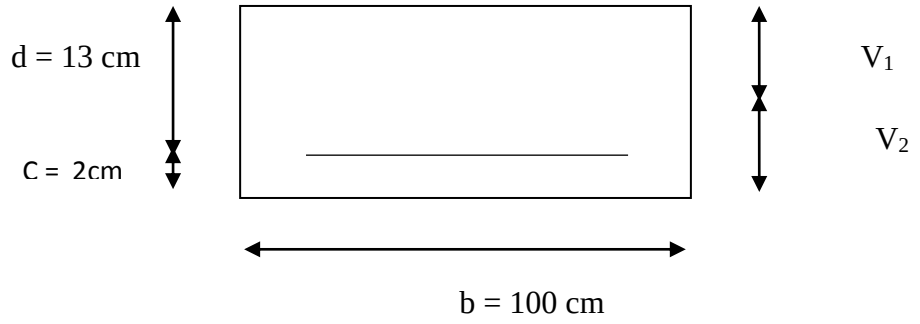
$V_1 = \frac{12572,1}{1601,7} = 7,85$ cm

$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,85 = 7,15$ cm

$I_0 = \frac{100}{3}(7,85^3 + 7,15^3) + 15 \times 6,78 \times (7,15 - 2)^2 = 31006,09$ cm^4

$f = \frac{3,65 \times 3,25^2}{10 \times 10818,865 \times 10^3 \times 31006,09 \times 10^{-8}} = 0,0011$ cm

$f = 0,0011$ cm $< \bar{f} = 0,0065$ m



Etage courant :

- ✓ **Les contraintes dans le béton et l'acier :**

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

- **En travées :**

$A_t = 6{,}78\ cm^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} = 0{,}52$$

$$\rho = 0{,}52 \begin{cases} \beta_1 = 0{,}892 \\ K_1 = 31{,}30 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{19{,}032 \times 10^6}{0.892 \times 130 \times 678} = 242{,}1\ \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{242{,}1}{31{,}3} = 7{,}73\ \text{MPa} < 15\text{MPa}$…….. Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$A_a = 6{,}78\ cm^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 6{,}78}{100 \times 13} = 0.52$$

$$\rho = 0{,}52 \begin{cases} \beta_1 = 0{,}892 \\ K_1 = 31{,}30 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6{,}717 \times 10^6}{0.892 \times 130 \times 678} = 85{,}44\ \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{85{,}44}{31{,}30} = 2{,}73\ \text{MPa} < 15\ \text{MPa}$ ……. Condition vérifiée.

- ✓ **Etat limite de déformation :**

Les règes du BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{15}{330} = 0{,}045 < \frac{1}{16} = 0{,}0625$……. Condition non vérifiée.
- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \longrightarrow \frac{15}{330} = 0{,}045 < \frac{19{,}032}{10 \times 1{,}29} = 1{,}47$…… condition non vérifiée.
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \longrightarrow \frac{678}{1000 \times 130} = 0{,}0052 < \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105$……. Condition vérifiée.

Les conditions ne sont pas vérifiées donc, le calcul de la flèche est nécessaire.

$$f = \frac{M_t^S \times L^2}{10 \times E_v \times I_0} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$\bar{f} = \frac{3{,}3}{500} = 0{,}0066$ m

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818{,}865$ MPa

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15\, A_t \times (V_2 - C)^2$$

$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$ avec : $S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$ et $B_0 = b \times h + 15 \times A_t$

$V_2 = h - V_1$

$S_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6{,}78 \times 13 = 12572{,}1\ cm^2$

$B_0 = (100 \times 15) + (15 \times 6{,}78) = 1601{,}7\ cm^2$

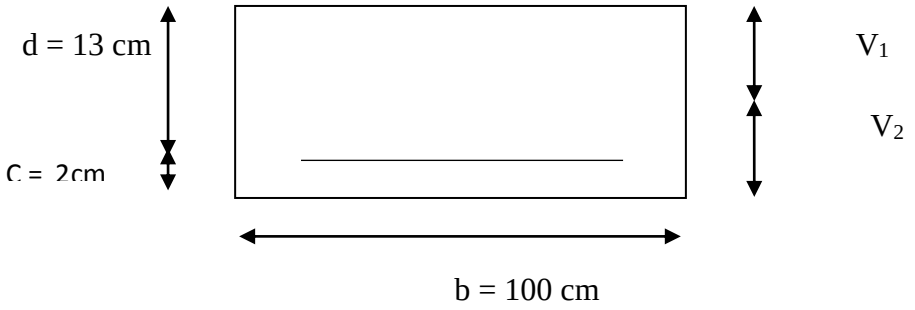
$V_1 = \frac{12572{,}1}{1601{,}7} = 7{,}85$ cm

$V_2 = h - V_1 = 15 - 7{,}85 = 7{,}15$ cm

$I_0 = \frac{100}{3}(7{,}85^3 + 7{,}15^3) + 15 \times 6{,}78 \times (7{,}15 - 2)^2 = 31006{,}09\ cm^4$

$f = \frac{19{,}032 \times 3{,}3^2}{10 \times 10818{,}865 \times 10^3 \times 31006{,}09 \times 10^{-8}} = 0{,}0062$ cm

$f = 0{,}0062$ cm $< \bar{f} = 0{,}0066$ m



- ✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

Conclusion :

Apres avoir fait toutes les vérifications nécessaires, l'escalier sera ferraillé comme suit :

- Aux Appuis:

Armatures principales: 6HA12/ml avec un espacement st= 20 cm.

Armatures de répartitions : 4HA10/ml avec un espacement st= 25 cm.

- En travée :

Armatures principales: 6HA12/ml avec un espacement st= 20 cm.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement st= 25 cm.

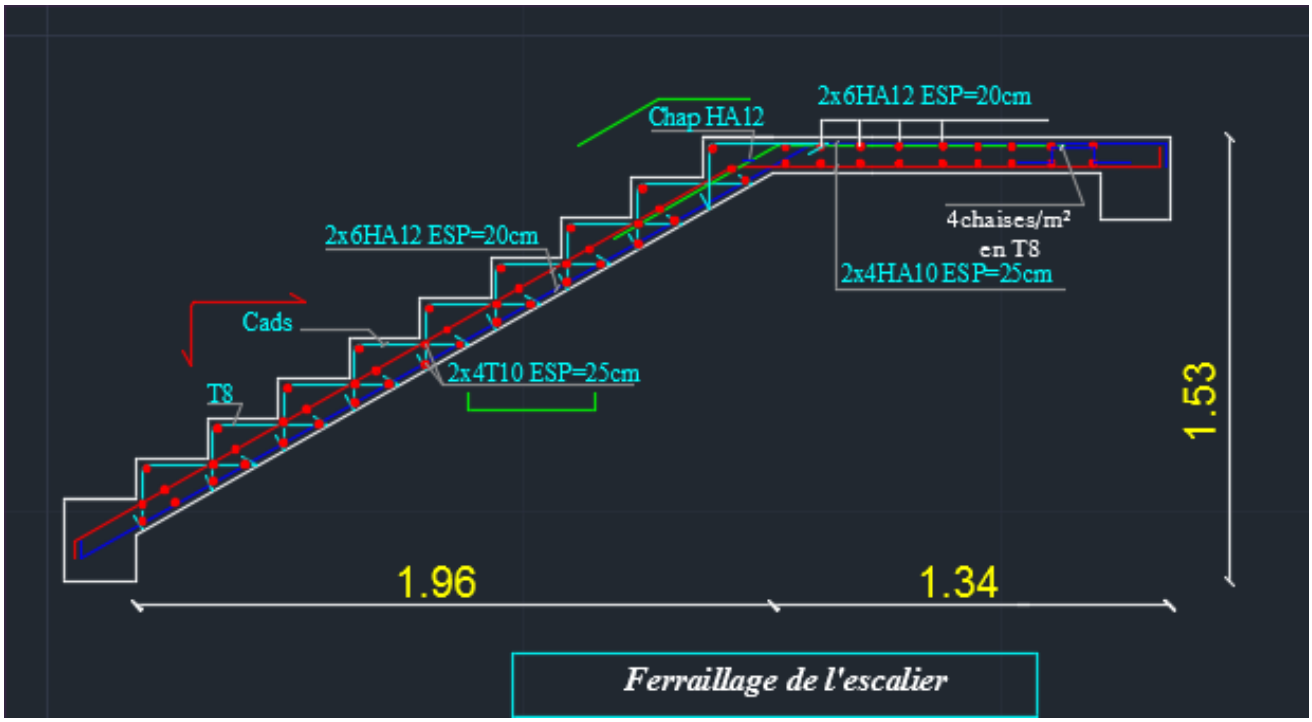


Figure III-3-15) Ferraillage de l'escalier.

III-4) Calcul de la poutre palière :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière qui est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée à ces extrémités dans les poteaux. Sa portée « L » est de 2,9 m (entre nus d'appuis).

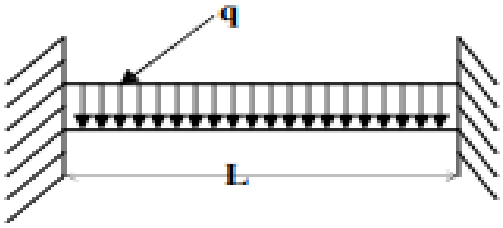


Figure III-4-1) Schéma statique de la poutre palière.

III-4-1) Pré dimensionnement de la poutre palière :

- **Hauteur :**

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

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

Avec : h_t = la hauteur de la poutre.

L = longueur libre de la poutre entre nus d'appuis = 2,9 m

$$\frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \quad \rightarrow \quad 19{,}33 \text{ cm} \leq h_t \leq 29 \text{ cm}$$

On optera pour $\mathbf{h_t = 30\ cm}$ (minimum du RPA est de 30 cm)

- **Largeur :**

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0{,}4\ h_t \leq b \leq 0{,}7\ h_t \quad \rightarrow \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On optera pour **b = 20 cm.**

❖ **Vérification des conditions du RPA 99 (Art 7.5.1) :**

$h_t \geq 30$ cm…… Condition vérifiée

$b \geq 20$ cm……. Condition vérifiée

$\frac{h_t}{b} = 1,5 < 3$ ……. Condition vérifiée

Vu la satisfaction de toutes les conditions, notre poutre a pour dimensions :

(b X h) = (20 X 30) cm²

III-4-2) calcul des charges et surcharges revenant à la poutre palière :

- Poids propre de la poutre……. 25 X 0 ,20 X 0,30 = 1,5 KN/m
- Surcharge d'exploitation…….. Q = 2,5 KN/m
- Réaction du palier à l'ELU :

Etage courant: $R_B = 21,55$ KN

RDC: $R_B = 22,31$ KN

Sous-sol: $R_B = 21,62$ KN

- Réaction du palier à l'ELS :

Etage courant: $R_B = 26,69$ KN

RDC: $R_B = 18,2$ KN

Sous-sol: $R_B = 15,82$ KN

- **Combinaisons des charges :**

ELU :

Etage courant: $q_u = 1,35\ G + R_B = 1,35\ (1,5) + 22,31 = 24,335$ KN/m

RDC: $q_u = 1,35\ G + R_B = 1,35\ (1,5) + 24,84 = 26,865$ KN/m

Sous-sol: $q_u = 1,35\ G + R_B = 1,35\ (1,5) + 21,62 = 23,645$ KN/m

ELS :

Etage courant: $q_u = G + R_B = 1,5 + 26,69 = 28,19$ KN/m

RDC: $q_u = G + R_B = 1,5 + 18,2 = 19,7$ KN/m

Sous-sol: $q_u = G + R_B = 1,5 + 15,82 = 23,73$ KN/m

III-4-3) calcul du ferraillage à l'ELU :

Etage courant :

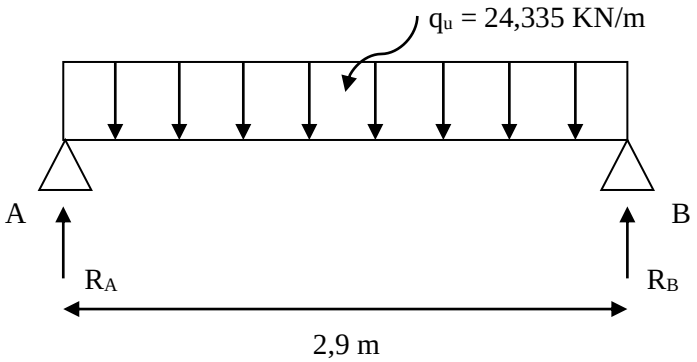


Figure III-4-2) Schéma statique (étage courant).

a) Les réactions d'appuis :

$R_A = R_B = \frac{q_{u \times l}}{2} = \frac{24{,}335 \times 2{,}9}{2}$

$R_A = R_B$ =35,29 KN

b) L'effort tranchant :

$T = - q_u (x) + R_A = - 24{,}335 (x) + 35{,}29$

Pour x = 0 → T = 35,29 KN

Pour x = 2,9 m → T = - 35,28 KN

c) Le moment fléchissant :

$M_0 = \frac{q_{u \times l^2}}{8} = \frac{24{,}335 \times 2{,}9^2}{8}$

$M_0 = 25{,}58$ KN.m

d) Correction des moments :

Aux appuis : $M_a = - 0{,}3\ M_0 = - 0{,}3\ (25{,}58) = - 7{,}674$ KN.m

En travée : $M_t = 0{,}85\ M_0 = 0{,}85\ (25{,}58) = 21{,}743$ KN.m

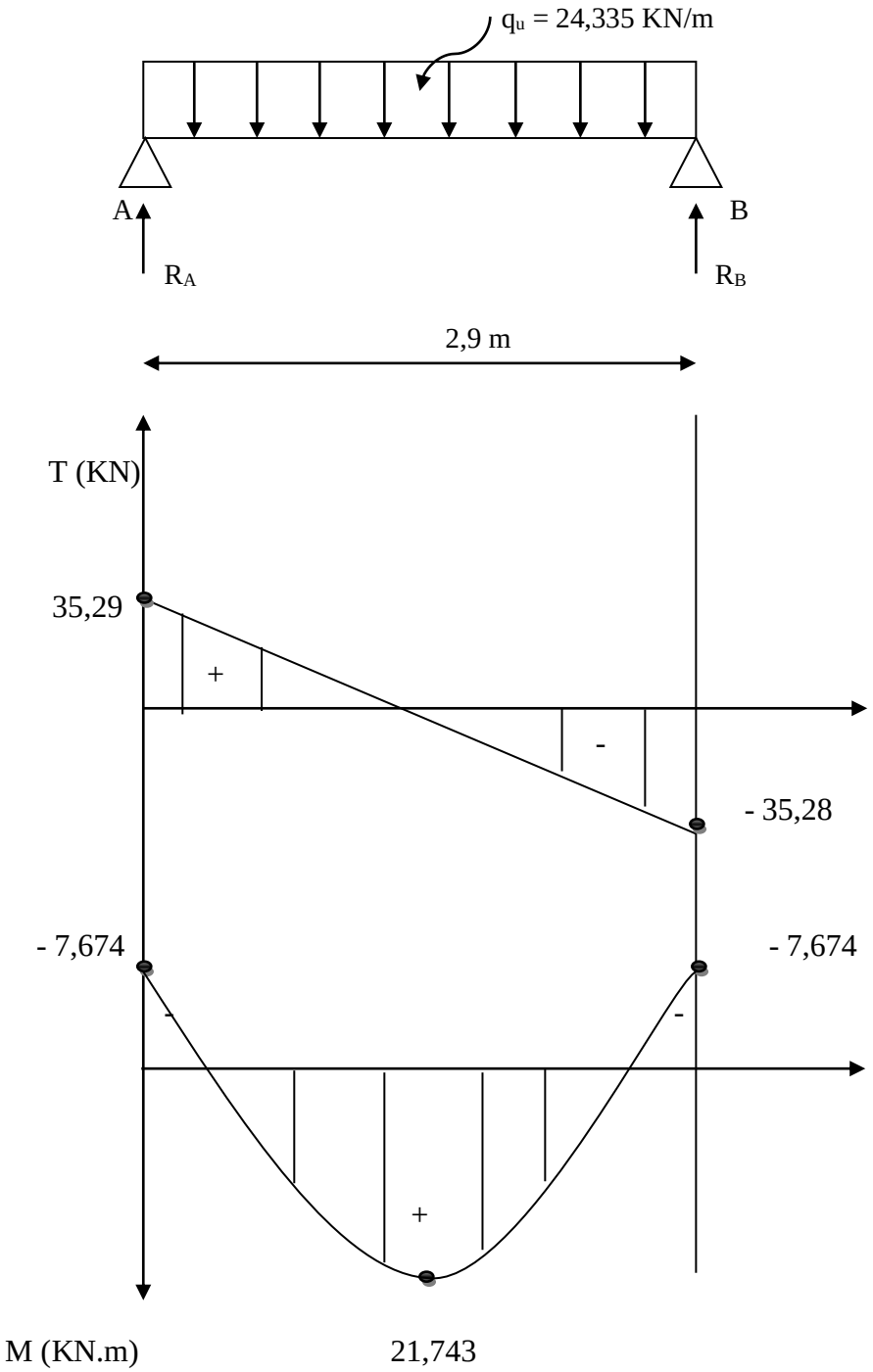


Figure III-4-3) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant (étage courant).

RDC:

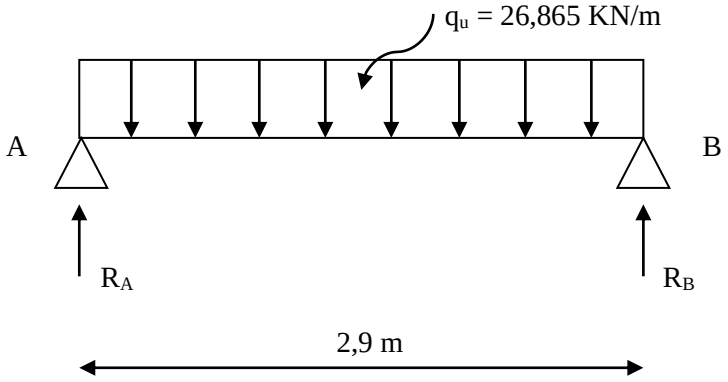


Figure III-4-4) Schéma statique (RDC).

a) Les réactions d'appuis :

$R_A = R_B = \frac{q_{u \times l}}{2} = \frac{26{,}865 \times 2{,}9}{2}$

$R_A = R_B = 34{,}925$ KN

b) L'effort tranchant :

$T = - q_u (x) + R_A = - 26{,}865 (x) + 34{,}925$

Pour $x = 0 \rightarrow T = 34{,}925$ KN

Pour $x = 2{,}9$ m $\rightarrow T = - 42{,}98$ KN

c) Le moment fléchissant :

$M_0 = \frac{q_{u \times l^2}}{8} = \frac{26{,}865 \times 2{,}9^2}{8}$

$M_0 = 20{,}99$ KN.m

d) Correction des moments :

Aux appuis : $M_a = - 0{,}3\ M_0 = - 0{,}3\ (20{,}99) = - 6{,}297$ KN.m

En travée : $M_t = 0{,}85\ M_0 = 0{,}85\ (20{,}99) = 17{,}842$ KN.m

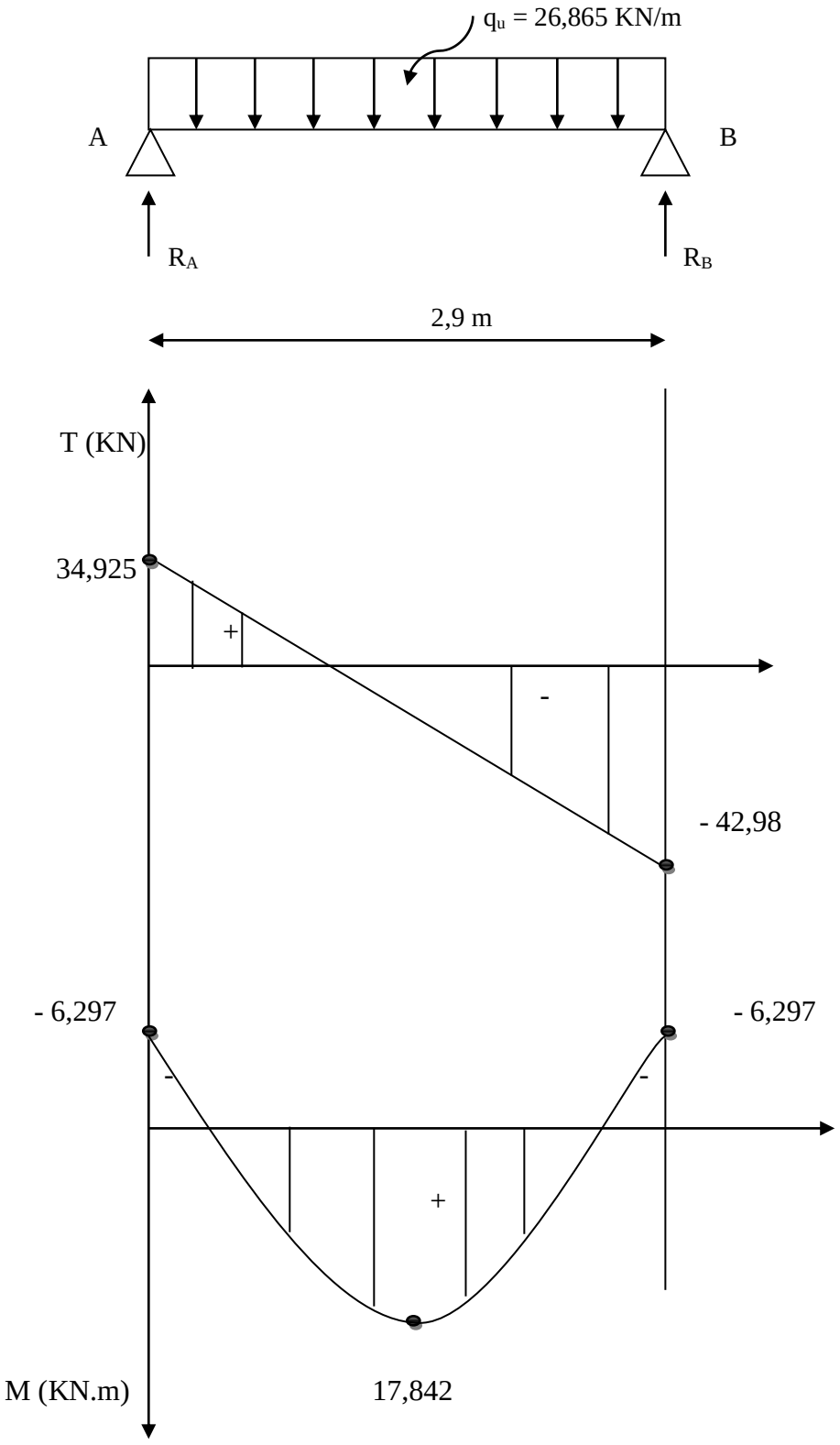


Figure III-4-5) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant (RDC).

Sous-sol :

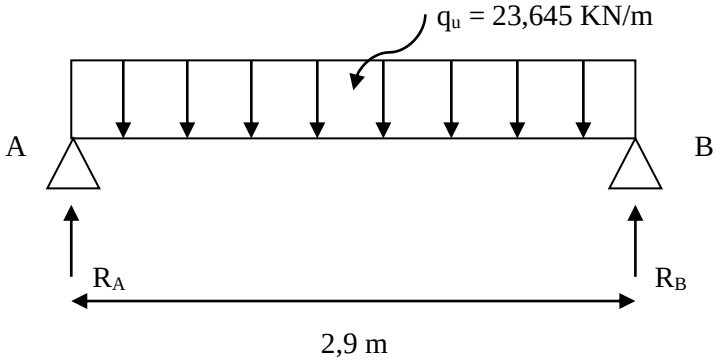


Figure III-4-6) Schéma statique (sous-sol).

a) Les réactions d'appuis :

$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{23,645 \times 2,9}{2}$

$R_A = R_B$ =34,285 KN

b) L'effort tranchant :

$T = - q_u (x) + R_A = - 23,645 (x) + 34,285$

Pour x = 0 → T = 34,285 KN

Pour x = 2,9 m → T = - 34,285 KN

c) Le moment fléchissant :

$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{23,645 \times 2,9^2}{8}$

$M_0 = 24,86$ KN.m

d) Correction des moments :

Aux appuis : $M_a = - 0,3\ M_0 = - 0,3\ (24,86) = - 7,458$ KN.m

En travée : $M_t = 0,85\ M_0 = 0,85\ (24,86) = 21,131$ KN.m

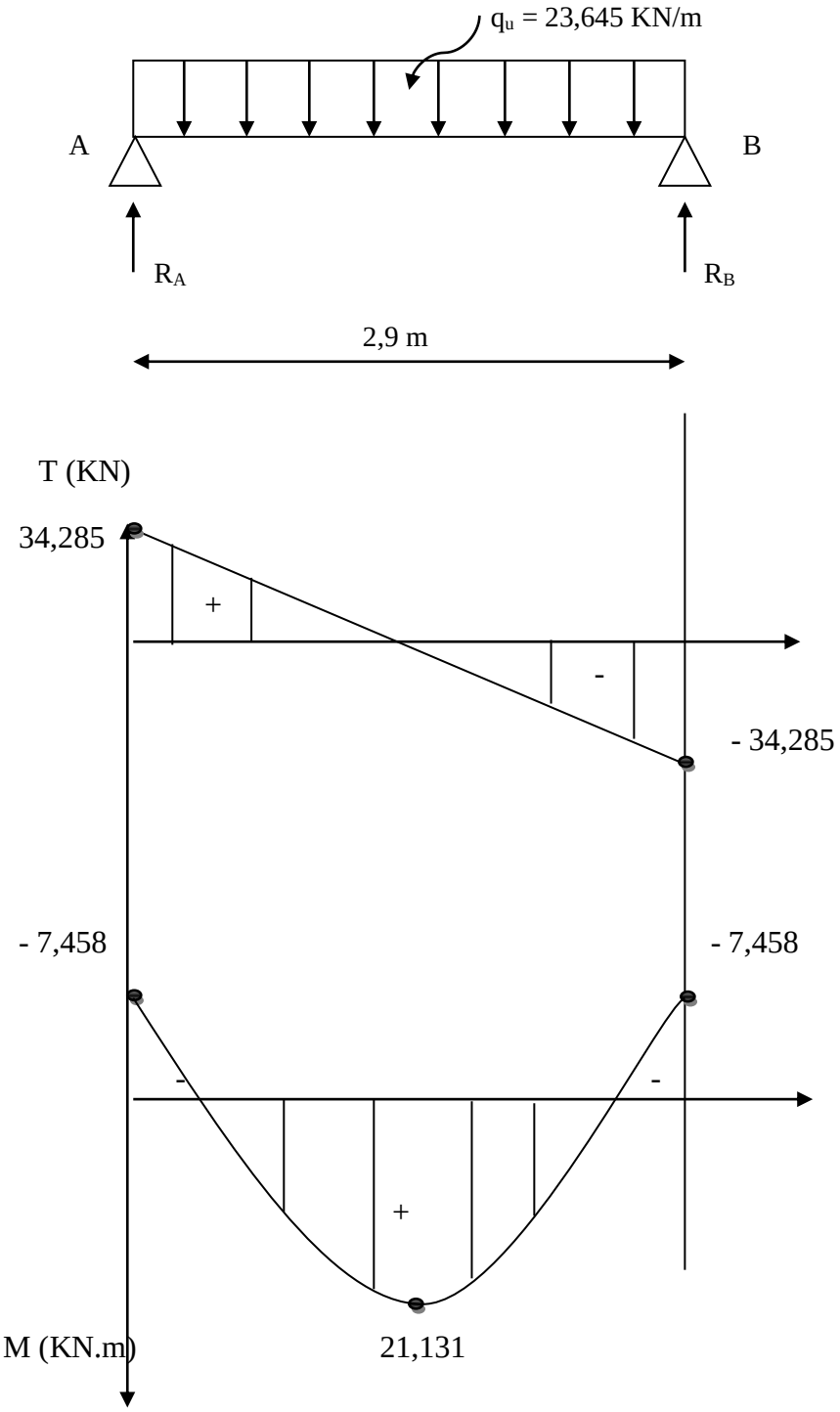
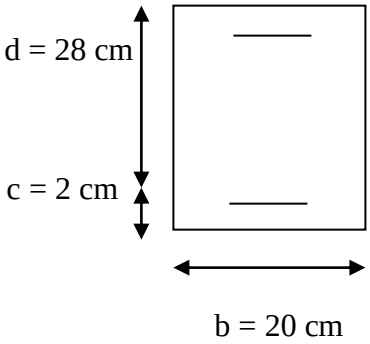


Figure III-4-7) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant (sous-sol).

❖ **Calcul des armatures :**

b = 20 cm ; h = 30 cm ; d = 28 cm ; c = 2 cm



Etage courant :

✓ **En appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7{,}674 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0{,}03$$

$\mu_a = 0{,}03 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ donc la section est simplement armée (SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{ap} = 0$

$\mu_a = 0{,}03 \longrightarrow \beta = 0.985$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7{,}674 \times 10^4}{0.985 \times 280 \times 348} = 0{,}79 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12 =3,39 cm²**

✓ **En travées :**

$$\mu_t = \frac{M_T}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21{,}743 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0.09$$

$\mu_t = 0.09 < \mu_t = 0.392 \rightarrow$ Donc la section est simplement armée (SSA).

$\mu_t = 0.09 \qquad \beta = 0.953$

$$A_t = \frac{M_T}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21{,}743 \times 10^4}{0.953 \times 280 \times 348} = 2{,}34\ cm^2$$

Soit **: 3HA14 = 4,62 cm²**

RDC :

- ✓ **En appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6{,}297 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0{,}028$$

$\mu_a = 0{,}028 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ donc la section est simplement armée (SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{ap} = 0$

$\mu_a = 0{,}028 \longrightarrow \beta = 0.986$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6{,}297 \times 10^4}{0.986 \times 280 \times 348} = 0{,}65 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12 =3,39 cm²**

- ✓ **En travées :**

$$\mu_t = \frac{M_T}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17{,}842 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0.08$$

$\mu_t = 0.08 < \mu_t = 0.392 \rightarrow$ Donc la section est simplement armée (SSA).

$\mu_t = 0.08 \qquad \beta = 0.958$

$$A_t = \frac{M_T}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17{,}842 \times 10^4}{0.958 \times 280 \times 348} = 1{,}91\ cm^2$$

Soit **: 3HA14 = 4,62 cm²**

Sous-sol :

- ✓ **En appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7{,}458 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0{,}03$$

$\mu_a = 0{,}03 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ donc la section est simplement armée (SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{ap} = 0$

$\mu_a = 0{,}03 \longrightarrow \beta = 0.985$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7{,}458 \times 10^4}{0.985 \times 280 \times 348} = 0{,}78 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12 =3,39 cm²**

✓ **En travées :**

$$\mu_t = \frac{M_T}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21{,}131 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0.09$$

$\mu_t = 0.09 < \mu_t = 0.392 \rightarrow$ Donc la section est simplement armée (SSA).

$\mu_t = 0.09 \qquad \beta = 0.953$

$$A_t = \frac{M_T}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21{,}131 \times 10^4}{0.953 \times 280 \times 348} = 2{,}28\ cm^2$$

Soit **: 3HA14 = 4,62 cm²**

III-4-4) Vérifications à 'ELU :

A. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$A_{adopté} > A_{min}$

$$A_{min} = 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400}$$

$A_{min} = 0{,}676\ cm^2$

➢ **Aux appuis :**

$A_a = 3{,}39\ cm^2 > A_{min} = 0{,}676\ cm^2$ **……** Condition vérifiée.

➢ **En travée :**

$A_t = 4{,}62\ cm^2 > A_{min} = 0{,}676\ cm^2$ ……. Condition vérifiée.

B. Contraintes tangentielles :

On doit vérifier que $\tau < \overline{\tau_u}$

○ **Etage courant :**

$$\tau = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{35{,}29 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.63\ \text{MPa}$$

Avec T_{max} : Effort tranchant maximal.

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

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.2\text{x}25}{1.5}; 5\text{MPa}\right\} = \min\{3.33MPa; 5MPa\}$$

$\bar{\boldsymbol{\tau}} = 3.33\text{MPa}$

$\tau = 0.63$ MPa $< \overline{\tau_u} = 3.33$MPa …….. Condition vérifiée.

$\boldsymbol{\tau < \overline{\tau_u}}$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **RDC :**

$$\tau = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{34{,}925 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.62 \text{ MPa}$$

Avec T_{max} : Effort tranchant maximal.

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

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.2\text{x}25}{1.5}; 5\text{MPa}\right\} = \min\{3.33MPa; 5MPa\}$$

$$\boldsymbol{\bar{\tau}} = 3.33\text{MPa}$$

τ =0.62 MPa < $\overline{\tau_u}$ = 3.33MPa …….. Condition vérifiée.

$\boldsymbol{\tau < \overline{\tau_u}}$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Sous-sol :**

$$\tau = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{34{,}285 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.61 \text{ MPa}$$

Avec T_{max} : Effort tranchant maximal.

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

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.2\text{x}25}{1.5}; 5\text{MPa}\right\} = \min\{3.33MPa; 5MPa\}$$

$$\boldsymbol{\bar{\tau}} = 3.33\text{MPa}$$

τ =0.61 MPa < $\overline{\tau_u}$ = 3.33MPa …….. Condition vérifiée.

$\boldsymbol{\tau < \overline{\tau_u}}$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

C. Vérification de l'adhérence et de l'entrainement des barres au niveau des appuis :

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

$\boldsymbol{\overline{\tau_{se}}} = \Psi_s$ x ft28 avec Ψ_s=1.5 (pour les aciers HA).

$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$

$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi$ = 3 x 3.14 x 1.2 = 11,304 cm.

- **Etage courant :**

$$\tau_{se} = \frac{T^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\tau_{se} = \frac{35{,}19 \times 10^3}{0.9 \times 28 \times 11{,}304 \times 10^2}$ = 1,23 MPa

$\tau_{se} = 1{,}23\ MPa < \overline{\tau_{se}}$ = 3.15MPa …… Condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

- **RDC :**

$\tau_{se} = \frac{34{,}925 \times 10^3}{0.9 \times 28 \times 11{,}304 \times 10^2}$ = 1,23 MPa

$\tau_{se} = 1{,}23\ MPa < \overline{\tau_{se}}$ = 3.15MPa …… Condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

- **Sous-sol :**

$\tau_{se} = \frac{34{,}285 \times 10^3}{0.9 \times 28 \times 11{,}304 \times 10^2}$ = 1,2 MPa

$\tau_{se} = 1{,}2\ MPa < \overline{\tau_{se}}$ = 3.15MPa …… Condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

D. Ancrage des barres au niveau des appuis :

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

τ_{se}=0.6 x Ψ^2 x f_{t28} = 0.6 x 1.5^2 x 2.1 = 2.835 MPa

$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835}$ = 423,28 mm

soit: $L_s = 45$ cm

Les armatures doivent comporter des crochets vu que la longueur de scellement est importante. La longueur de scellement mesurée hors crochets est :

$L_s = 0{,}4L_s + 0{,}4$ X 45 = 18 cm.

E. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Etage courant :**

$\sigma_{bc} = \frac{2\times35,29\times10^3}{200\times0.9\times280} = 1,1$ MPa $< \frac{0.8\times25}{1,5} = 13,33$ MPa…….. Condition vérifiée.

- **RDC :**

$\sigma_{bc} = \frac{2\times34,925\times10^3}{200\times0.9\times280} = 1,38$ MPa $< \frac{0.8\times25}{1,5} = 13,33$ MPa…….. Condition vérifiée.

- **Sous-sol :**

$\sigma_{bc} = \frac{2\times34,285\times10^3}{200\times0.9\times280} = 1,36$ MPa $< \frac{0.8\times25}{1,5} = 13,33$ MPa…….. Condition vérifiée.

- **Influence sur l'acier :**

On doit vérifier que : $A_{st\ adopté} \geq A_{st\ min}$

- **Etage courant :**

$A_{st\ min} = \frac{T^{max}}{f_{st}} = \frac{35,29\times10^3}{348\times10^2} = 1,01\ cm^2$

$A_{st\ adopté} = 3,39\ cm^2 > 1,01\ cm^2$ …… Condition vérifiée.

- **RDC :**

$A_{st\ min} = \frac{T^{max}}{f_{st}} = \frac{34,925\times10^3}{348\times10^2} = 1\ cm^2$

$A_{st\ adopté} = 3,39\ cm^2 > 1\ cm^2$ …… Condition vérifiée.

- **Sous-sol :**

$A_{st\ min} = \frac{T^{max}}{f_{st}} = \frac{34,285\times10^3}{348\times10^2} = 0,98\ cm^2$

$A_{st\ adopté} = 3,39\ cm^2 > 0,98\ cm^2$ …… Condition vérifiée.

III-4-5) Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 / BAEL91) :**

$\phi_t < \min(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}) = \min(\phi_l = 14 ; \frac{h}{35} = 8,57 ; \frac{b}{10} = 20)$ mm = 8,57 mm

on prend : ϕ_t = 8 mm. Nous adopterons un cadre et un étrier en ϕ8. Donc : A_t = 2,01 cm^2

❖ **Espacement des armatures transversales (Art A.5.2.2 / BAEL91) :**

$S_t \leq$ min (0,9 X d ; 40 cm) = min (0,9 X 28 = 25,2 cm ; 40 cm) = 25,2 cm

- **Vérification selon le RPA (Art 7.5.2.2/RPA 99 V2003) :**
  a. Zone nodale :

$S_t \leq$ min (12 ϕ ; $\frac{h}{4}$) = min (12 ϕ = 16,8 ; $\frac{h}{4}$ = 7,5) = 7,5 cm

On prend S_t = 7 cm

b. Zone courante :

$S_t \leq \frac{h}{2}$ = 15 cm

On prend S_t = 15 cm

c. Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_{min\ RPA}$ = 0,003 X S_t X b = 0,003 X 25,2 X 20 = 1,51 cm^2

$A_{st\ adopté}$ = 2,01 cm^2 > $A_{min\ RPA}$ = 1,51 cm^2…… Condition vérifiée.

d. Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1.2.2/BAEL91) :

$A_{min\ BAEL} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{400} = \frac{0,4 \times 20 \times 25,2}{400}$ = 0,5 cm^2

$A_{st\ adopté}$ = 2,01 cm^2 > $A_{min\ BAEL}$ = 0,5 cm^2…… Condition vérifiée.

III-4-5) Calcul du ferraillage à l'ELS :

Etage courant :

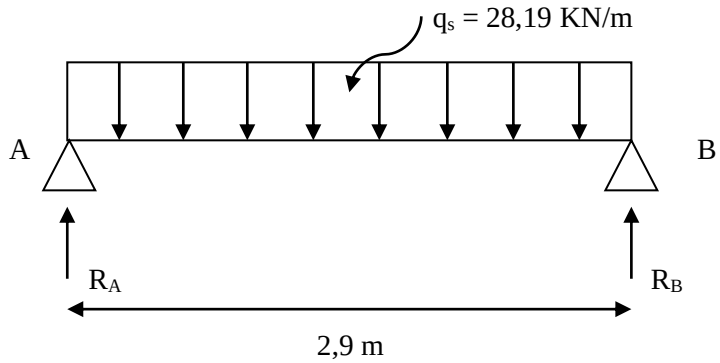


Figure III-4-8) Schéma statique (étage courant à l'ELS).

a) Les réactions d'appuis :

$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{28,19 \times 2,9}{2}$

$R_A = R_B$ =40,87 KN

b) L'effort tranchant :

$T = - q_s (x) + R_A = - 28,19 (x) + 40,87$

Pour x = 0 → T = 40,87 KN

Pour x = 2,9 m → T = - 40,88 KN

c) Le moment fléchissant :

$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{28,19 \times 2,9^2}{8}$

$M_0 = 29,63$ KN.m

d) Correction des moments :

Aux appuis : $M_a = - 0,3\ M_0 = - 0,3\ (29,63) = - 8,889$ KN.m

En travée : $M_t = 0,85\ M_0 = 0,85\ (29,63) = 25,186$ KN.m

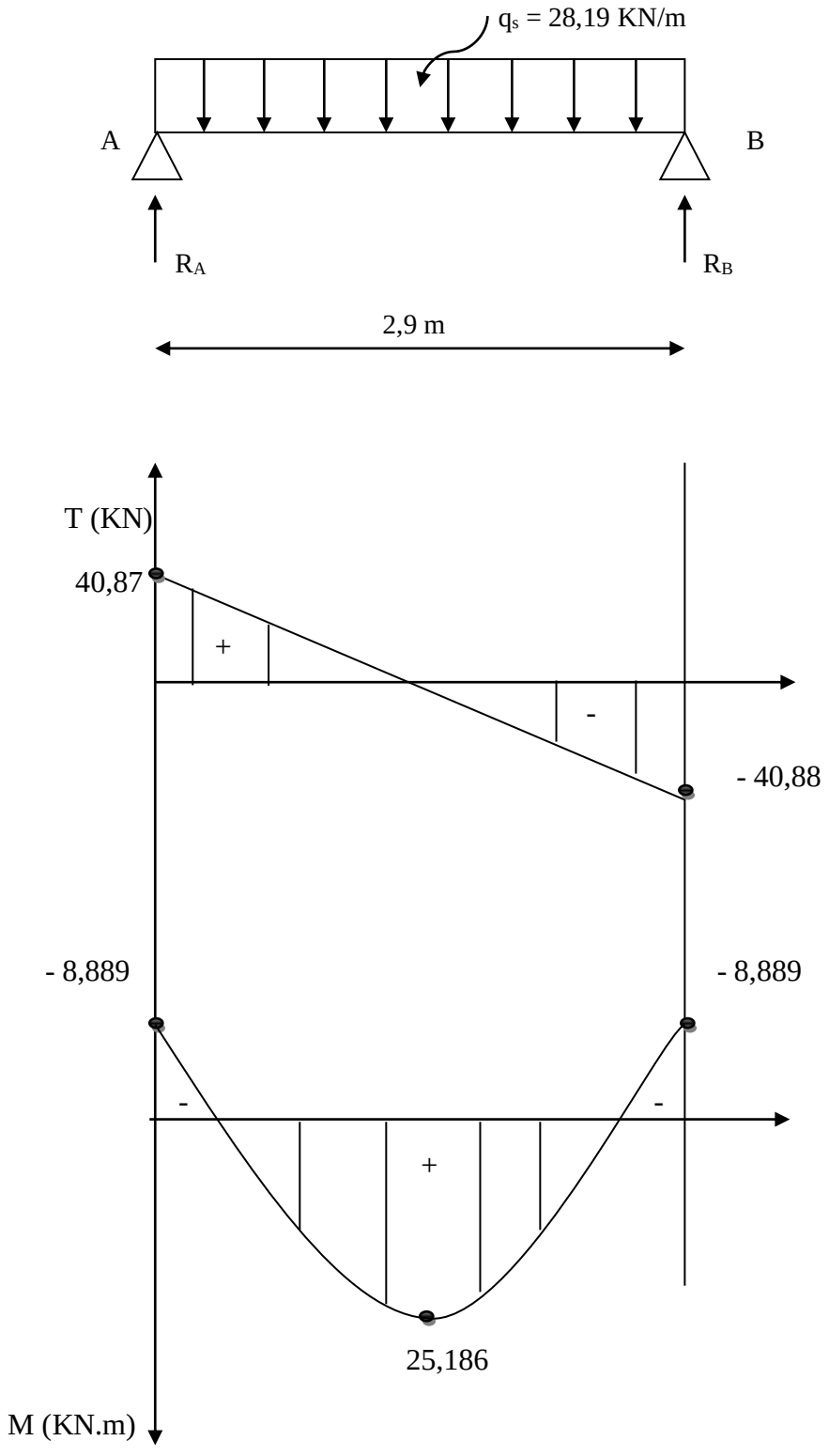


Figure III-4-9) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant (étage courant à l'ELS).

RDC:

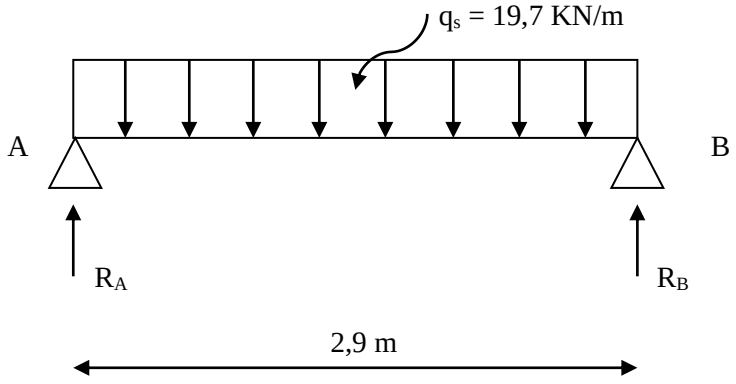


Figure III-4-10) Schéma statique (RDC à l'ELS).

a) Les réactions d'appuis :

$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{19,7 \times 2,9}{2}$

$R_A = R_B = 28,56$ KN

b) L'effort tranchant :

$T = - q_s (x) + R_A = - 19,7 (x) + 28,56$

Pour $x = 0 \rightarrow T = 28,56$ KN

Pour $x = 2,9$ m $\rightarrow T = - 28,57$ KN

c) Le moment fléchissant :

$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{19,7 \times 2,9^2}{8}$

$M_0 = 20,71$ KN.m

d) Correction des moments :

Aux appuis : $M_a = - 0,3\ M_0 = - 0,3\ (20,71) = - 6,213$ KN.m

En travée : $M_t = 0,85\ M_0 = 0,85\ (20,71) = 17,604$ KN.m

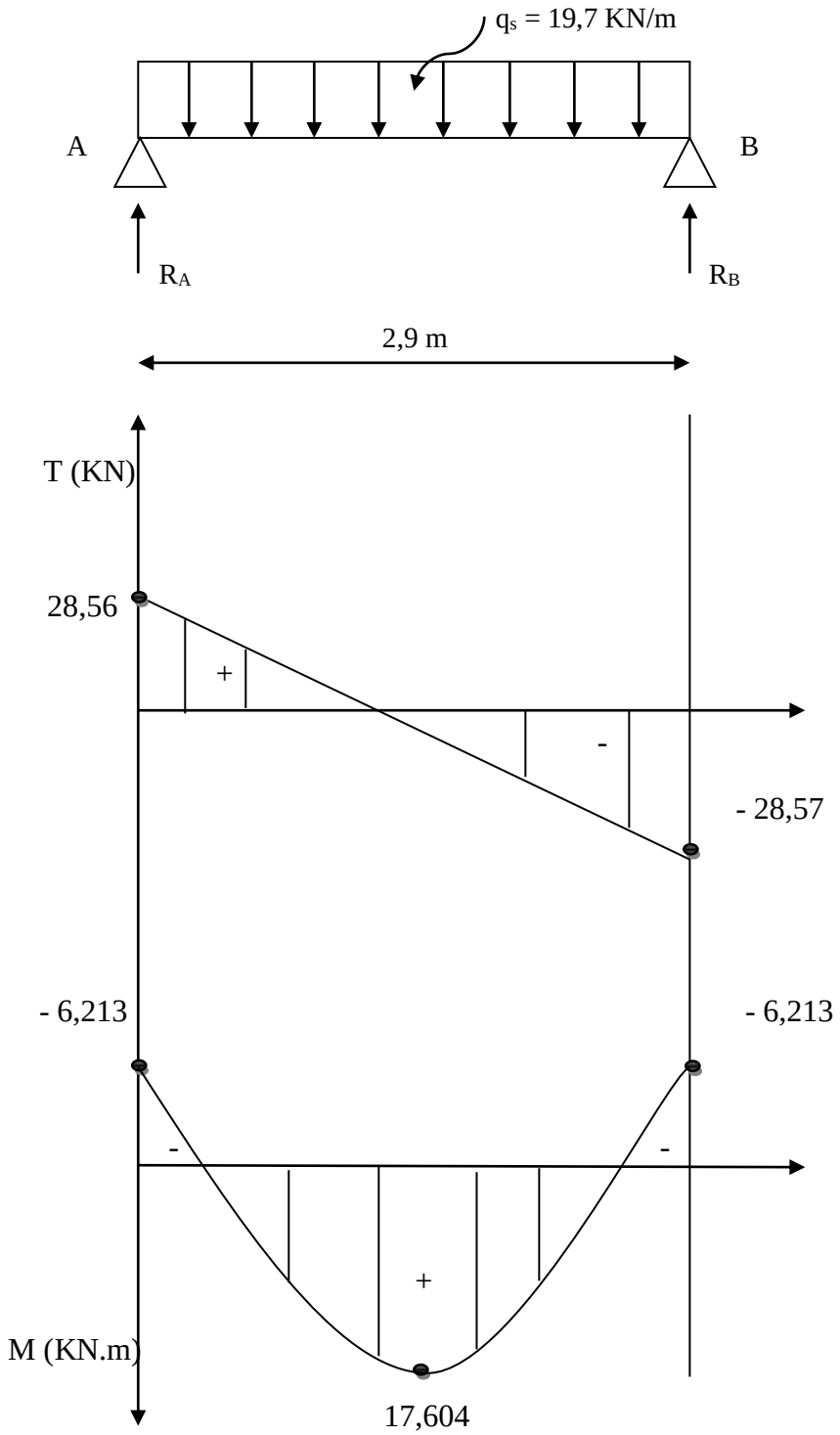


Figure III-4-11) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant (RDC à l'ELS).

Sous-sol:

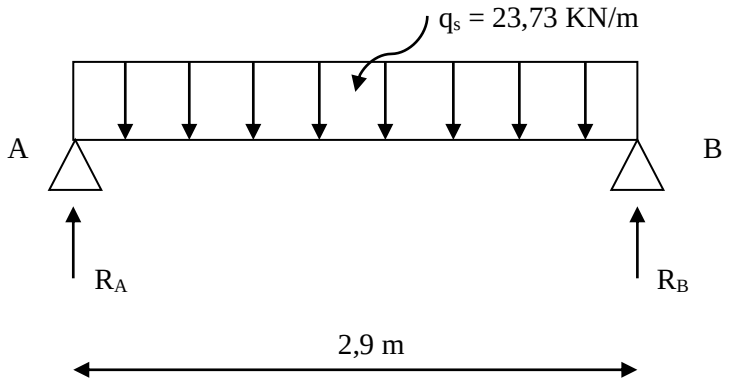


Figure III-4-12) Schéma statique (sous-sol à l'ELS).

a) Les réactions d'appuis :

$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{23,73 \times 2,9}{2}$

$R_A = R_B$ =34,41 KN

b) L'effort tranchant :

$T = - q_s (x) + R_A = - 23,73 (x) + 34,41$

Pour x = 0 ⟶ T = 34,41 KN

Pour x = 2,9 m ⟶ T = - 34,41 KN

c) Le moment fléchissant :

$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{23,73 \times 2,9^2}{8}$

$M_0 = 24,95$ KN.m

d) Correction des moments :

Aux appuis : $M_a = - 0,3\ M_0 = - 0,3\ (24,95) = - 7,485$ KN.m

En travée : $M_t = 0,85\ M_0 = 0,85\ (24,95) = 21,21$ KN.m

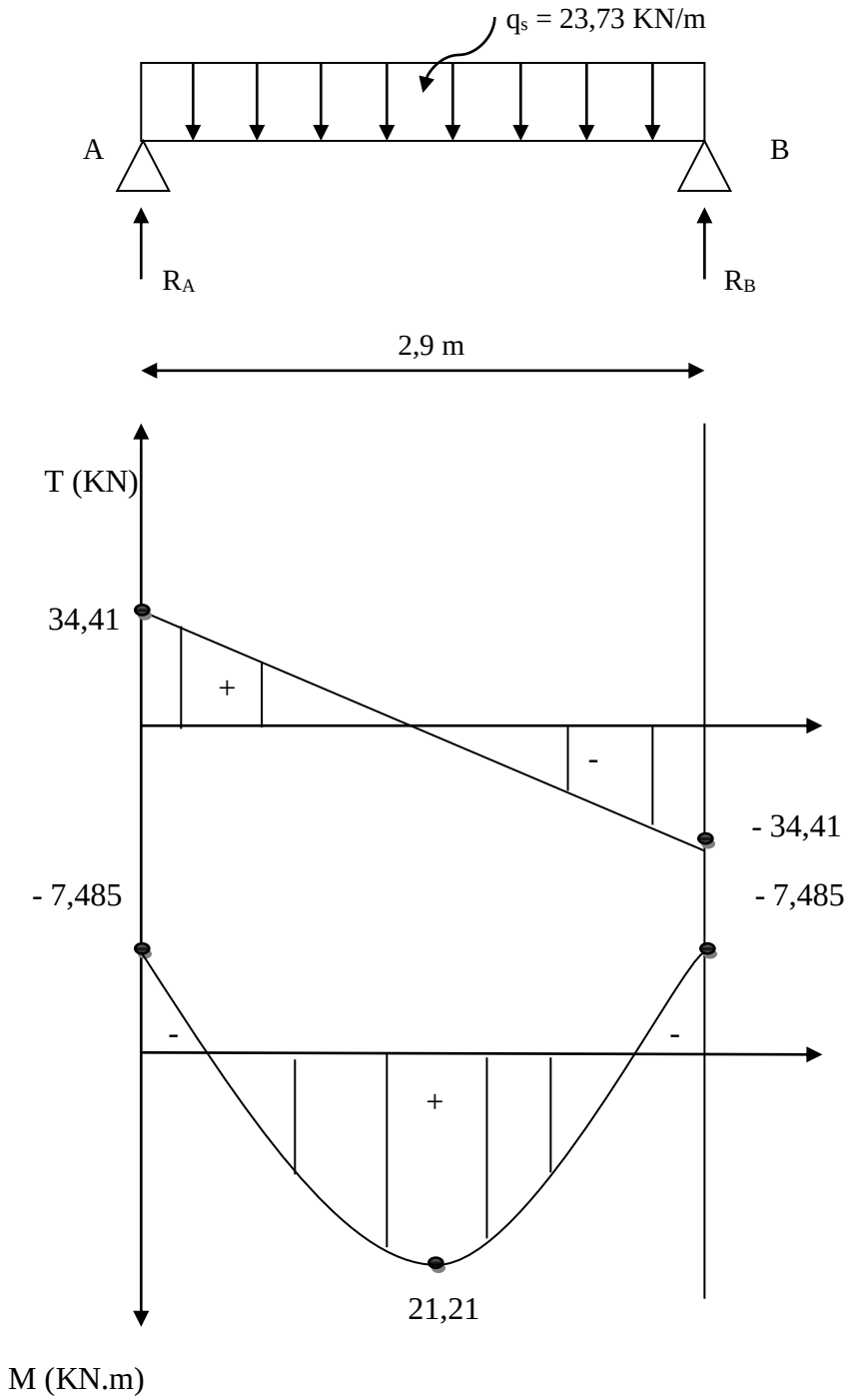


Figure III-4-13) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant (sous-sol à l'ELS).

III-4-6) Différentes vérifications à l'ELS :

- ✓ **Les contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15MPa \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

- **En travées :**

$A_t = 4{,}62\ cm^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4{,}62}{20 \times 28} = 0{,}825$$

$$\rho = 0{,}825 \begin{cases} \beta_1 = 0{,}870 \\ K_1 = 23{,}46 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t}$$

- **Etage courant :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{25{,}186 \times 10^3}{0.870 \times 28 \times 4{,}62} = 223{,}78\ MPa$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{223{,}78}{23{,}46} = 9{,}54\ MPa < 15MPa$……..Condition vérifiée.

- **RDC :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{17{,}604 \times 10^3}{0.870 \times 28 \times 4{,}62} = 156{,}42\ MPa$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{156{,}42}{23{,}46} = 6{,}67\ MPa < 15MPa$……..Condition vérifiée.

- **Sous-sol :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{21{,}21 \times 10^3}{0.870 \times 28 \times 4{,}62} = 188{,}46\ MPa$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{188{,}46}{23{,}46} = 8{,}03\ MPa < 15MPa$……..Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$A_a = 3{,}39\ cm^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3{,}39}{20 \times 28} = 0.605$$

$$\rho = 0{,}605 \begin{cases} \beta_1 = 0{,}885 \\ K_1 = 28{,}48 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

- **Etage courant :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{8{,}889 \times 10^3}{0.885 \times 28 \times 3{,}39} = 105{,}82 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{105{,}82}{28{,}48} = 3{,}72 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ ……. Condition vérifiée.

- **RDC :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6{,}213 \times 10^3}{0.885 \times 28 \times 3{,}39} = 73{,}96 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{73{,}96}{28{,}48} = 2{,}6 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ ……. Condition vérifiée.

- **Sous-sol :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7{,}485 \times 10^3}{0.885 \times 28 \times 3{,}39} = 89{,}1 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{89{,}1}{28{,}48} = 3{,}13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ ……. Condition vérifiée.

- ✓ **Etat limite de déformation :**

Les règes du BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire se vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{30}{290} = 0{,}103 > \frac{1}{16} = 0{,}0625$……. Condition vérifiée.

Etage courant :

- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \longrightarrow \frac{30}{290} = 0{,}103 > \frac{25{,}186}{10 \times 29{,}63} = 0{,}085$…… Condition vérifiée.

RDC:

- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \longrightarrow \frac{30}{290} = 0{,}103 > \frac{17{,}604}{10 \times 20{,}71} = 0{,}085$…… Condition vérifiée.

Sous-sol:

- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \longrightarrow \frac{30}{290} = 0{,}103 > \frac{21{,}21}{10 \times 24{,}95} = 0{,}085$…… Condition vérifiée.

- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow$ $\frac{4,62}{20 \times 28} = 0,00825 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$…… Condition vérifiée.

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

Conclusion :

Apres avoir fait toutes les vérifications nécessaires, la poutre palière sera ferraillé comme suit :

- Aux Appuis: 3HA12 = 3,39 cm^2
- En travée : 3HA14 = 4,62 cm^2
- Un cadre et un étrier en ϕ8. A_t = 2,01 cm^2

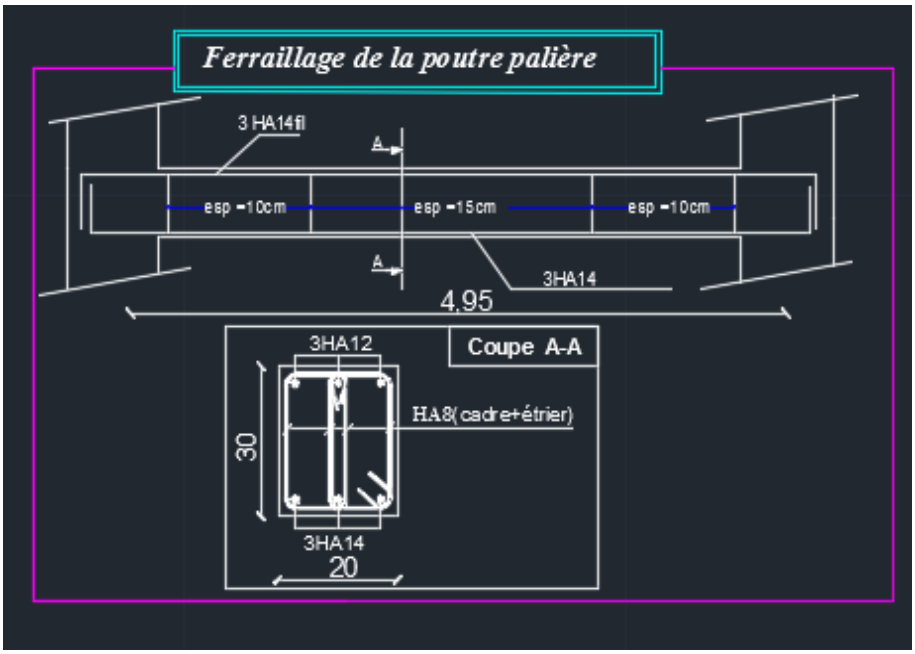


Figure III-4-14) Ferraillage de la poutre palière.

III-5) calcul des balcons :

Introduction :

Le balcon se calcul comme une console encastrée dans le plancher, il est soumis à des charges G, au poids propre du garde corps et à une charge d'exploitation horizontale Q due à la main courante qui engendre un moment M_q dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferraillage se fera pour une bande 1 ml dont la section est soumise à la flexion simple.

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle.

G_1 : charge permanent du garde corps.

Q : surcharge du garde corps.

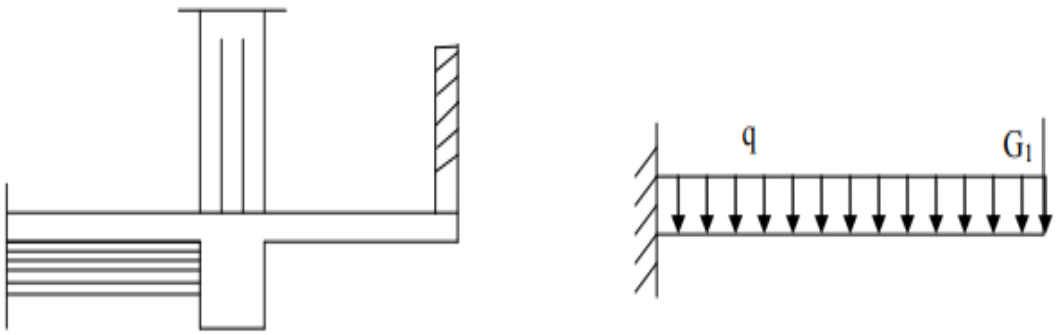


Figure III-5-1) schéma statique du balcon.

III-5-1) Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$e_p \geq {}^{L}/_{10}$ avec : L= largeur du balcon = 1,55 m

$e_p \geq {}^{155}/_{10}$ = 15,5 cm

On prend : e_p = 15,5 cm

III-5-2) Détermination des sollicitations :

a) Charge permanente de la dalle (G) :

G = 5,49 KN/ml

b) Charge permanente du garde corps (G_1) :

- ✓ Poids de la brique : 0,1 X 9 = 0,9 kN/m^2
- ✓ Poids de l'enduit ciment : 0,02 X 18 X 2 = 0,72 KN/m^2

G_1 = 1,62 KN/m^2

c) Surcharge d'exploitation de la dalle (Q) :

Q = 3,5 KN/ml (DTR B.C 22)

d) Surcharge due à la main courante (Q_1) :

Q_1 = 1 KN/ml

❖ **Combinaisons de charges :**

1. **La dalle :**

E.L.U : q_u = (1,35 G + 1,5 Q) X 1m = 1,35 X 5,49 + 1,5 X 3,5 X 1 = 12,66 KN/ml

E.L.S : q_s = (G + Q) x 1m = 5,49 + 3,5 = 8,99 KN/ml

2. **Le garde corps :**

E.L.U : g_u = (1,35 X G_1) X 1m = 1,35 X 1,62 X 1 = 2,187 KN/ml

E.L.S : g_s = G_1 X 1m = 1,62 KN/ml

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

➢ A l'E.L.U :

$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + g_u$ X l = $\frac{12,66 \times 1,55^2}{2}$ + 2,187 X 1,55

M_u = 18,59 KN.m

➢ A l'E.L.S :

$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s$ X l = $\frac{8,99 \times 1,55^2}{2}$ + 1,62 X 1,55

M_s = 13,31 KN.m

❖ **Calcul de l'effort tranchant :**

➢ A l'E.L.U :

$V_u = q_u$ X l + g_u = 12,66 X 1,55 + 2,187

V_u = 21,81 KN

➢ A l'E.L.S :

$V_s = q_s$ X l + g_s = 8,99 X 1,55 + 1,62

V_s = 15,55 KN

III-5-3) le ferraillage:

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

Figure III-5-2) section du balcon.

Avec :

h = épaisseur de la section (h = 16 cm)

b = largeur de la section (b = 100 cm)

c = enrobage (c = c' = 2 cm)

d = hauteur utile (d = h – c = 16 – 2 = 14 cm)

- **Armatures principales :**

$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2 \times f_{bu}} = \frac{18{,}59 \times 10^2}{100 \times 14^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.0668$

$f_{bu} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\gamma_{b \times \theta}} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.20\text{MPa}$

$\mu = 0.0668 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (**SSA**) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (asc_1=0).

D'après le tableau : $\mu = 0.0668 \Rightarrow \beta = 0{,}966$

$A_s = \frac{M_u}{d.\beta.\sigma_{st}}$

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

Avec:

σ_{st} : La contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$A_s = \frac{M_u}{d.\beta.\sigma_{st}} = \frac{18{,}59 \times 10^3}{14 \times 0{,}966 \times 348} = 3{,}95\ cm^2$

On adoptera: A_s = 4HA12 = 4,52 cm^2 avec un espacement: S_t = 100/4 = 25 cm

- **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4{,}52}{4} = 1{,}13\ cm^2$

On adoptera: A_r = 4HA8 = 2 cm^2 avec un espacement: S_t = 100/4 = 25 cm

III-5-4) vérification des contraintes à l'E.L.U :

❖ **Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91 modifié 99) :**

$A_{min} = 0{,}23\ b\ d\ \frac{f_{t28}}{f_e}$ = 0,23 X 100 X 14 X 2,1 / 400 = 1,69 cm^2

A_{min} = 1,69 cm^2 < A_s = 4,52 cm^2……. Condition vérifiée.

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

$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d \sum U_i} \leq \overline{\tau}_{se}$

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

n : nombre de barres

$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 1{,}2 = 15{,}07$ cm

$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d \sum U_i} = \frac{21{,}81 \times 10}{0.9 \times 14 \times 15{,}07} = 1{,}14$ MPa

$\overline{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPA

⇒ τ_{se}= 1,14 MPa < $\overline{\tau}_{se}$= 3.15 MPA……. Condition vérifiée.

❖ **Vérification au cisaillement (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99) :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b.d} \\ \overline{\tau}_u = \min\left(0.15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{21{,}81}{100 \times 14} = 0{,}01558\ KN/cm^2 \\ \overline{\tau}_u = \min\left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5}\ ;\ 4\ MPa \right\} \end{cases} \qquad \begin{cases} \tau_u = 0.1558\ MPa \\ \overline{\tau}_u = \min\left\{2.5\ ;\ 4\right\} = 2.5\ MPa \end{cases}$$

τ_u = 0.1558 MPa < $\bar{\tau}_u$= 2.5 MPa…… condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de l'espacement des barres (A.8.2,42/BAEL91 modifié 99) :**

- Armatures principales : St ≤ min {3h, 33 cm} = 33 cm. Soit St = 25 cm < 33 cm……C.V

- Armatures de répartition : St ≤ min {4h, 45cm}= 45 cm. Soit St = 25 cm < 45 cm…….. C.V

III-5-5) Vérifications à l'E.L.S :

Vérifier les conditions suivantes :

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

• **Contraintes dans l'acier :**

$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ = 348 MPa

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$

On a:

$\rho = \frac{100\,A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 14}$ = 0,323 ⇒ β_1= 0,911 ⇒ k = 47,18

Donc: $\sigma_s = \frac{13,31 \times 10^3}{0,911 \times 14 \times 4,52}$ ⇒ σ_s= 230,88 MPa

σ_s = 230,88 MPa < $\bar{\sigma}_s$ = 348 MPa…….. Condition vérifiée.

- **Contraintes dans le béton:**

On doit vérifiée que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc}$ = 0.6. fc_{28} = 0.6 . 25 = 15 MPa

$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} . \sigma_{st} = \frac{1}{47,18}$. 230,88 = 4,89 MPa .

σ_{bc} = 4,89 MPa < $\bar{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa……. Condition vérifiée.

➢ **La longueur de scellement droit :**

$l_s = \frac{\phi f_e}{4\,\bar{\tau}_s}$

$\bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28}$ = 0.6×1.5²×2.1 = 2.835MPa.

$l_s = \frac{\phi f_e}{4\,\bar{\tau}_s} = \frac{1,2\times400}{4\times2.835} = 42,32$ cm

Soit : $l_s = 45$ cm

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre à laquelle le balcon sera encastré. Donc, les armatures doivent avoir des crochets.

Soit la longueur hors de crochet qui est égale à :

$l_s = 0,4 \text{ X } l_s = 0,4 \text{ X } 45 = 18$ cm

Soit : $l_s = 20$ cm.

- **Etat limite de déformation :**

Les règes du BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire se vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{10} \longrightarrow \frac{16}{155} = 0,103 > \frac{1}{10} = 0,1$……. Condition vérifiée.
- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \longrightarrow \frac{16}{155} = 0,103 > \frac{13,31}{10 \times 18,59} = 0,072$…… condition vérifiée.
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{4,52}{100 \times 14} = 0,0032 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$……. Condition vérifiée.

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

Conclusion :

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

-Armatures principales : **4HA12** avec : $\mathbf{S_t = 25}$ **cm**

-Armatures de répartition : **4HA8** avec : $\mathbf{S_t = 25}$ **cm**

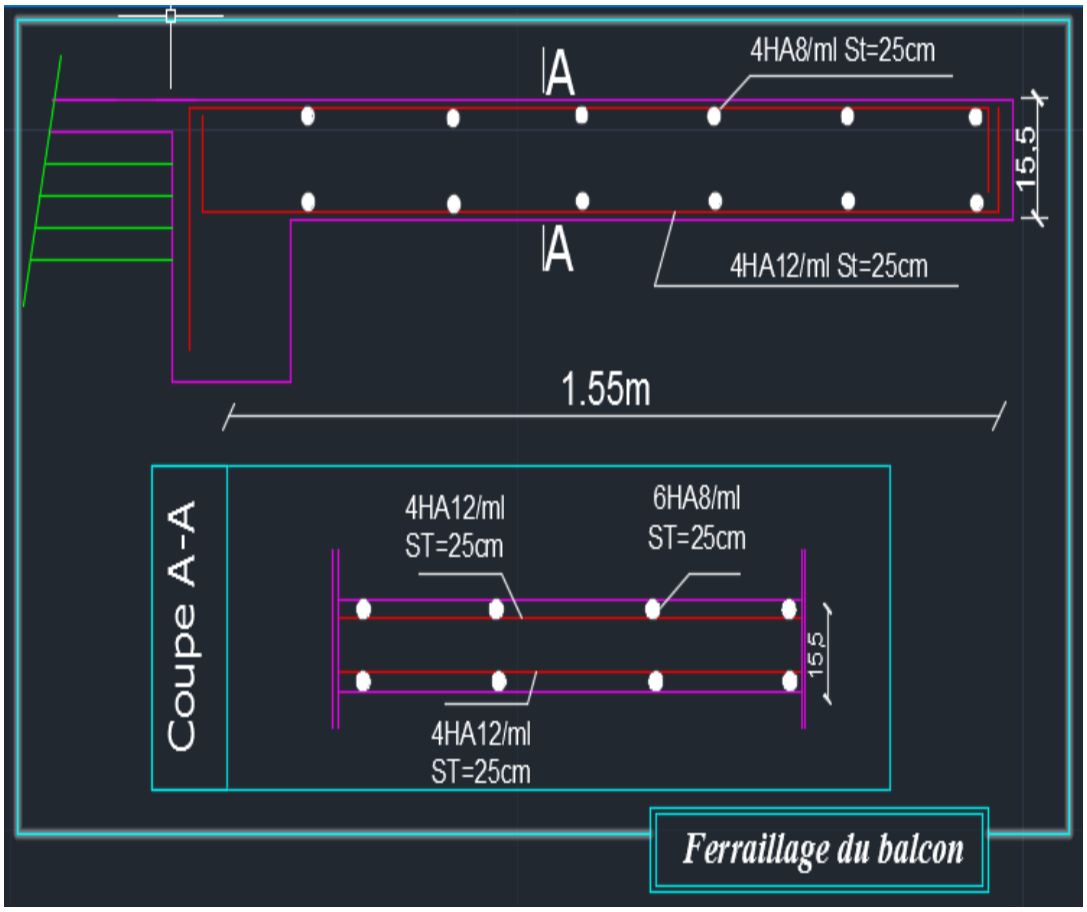


Figure III-5-2) Ferraillage du balcon.

III-6) la salle machine :

III-6-1) Introduction :

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

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

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur de caractéristique identique, de surface (1,45 X 1,70) = 2,465 m^2, de vitesse d'entrainement V = 1 m/s, pouvant charger 8 personnes, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

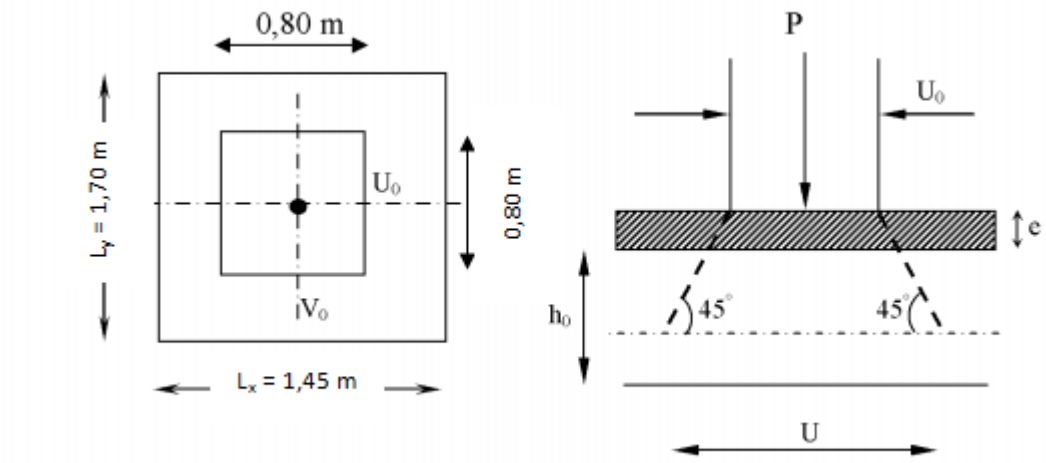


Figure III-6-1) Diffusion de la charge dans le feuillet.

III-6-2) Pré dimensionnement :

- **Epaisseur de la dalle :**

$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{145}{30} = 4{,}8$ cm

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12 cm selon le RPA, donc on prend une épaisseur de 15 cm.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15 cm.

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{1.45}{1.70} = 0,8$; $0.4 \leq \rho = 0,8 \leq 1$ → la dalle travaille dans les deux sens

On a: $\begin{cases} U = U_0 + 2.\text{Ɛ}.e + h_t \\ V = V_0 + 2.\text{Ɛ}.e + h_t \end{cases}$

Avec :

h_t = épaisseur de la dalle (h_t = 15 cm)

e : revêtement de la dalle (e = 5 cm)

Le coefficient Ɛ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est en béton armé, donc : Ɛ=1

(U × V) : surface d'impact au niveau du feuillet moyen.

($U_0 \times V_0$): côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0$ = 80 cm).

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

D'où : $\begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$

III-6-3) Evaluation des moments M_x et M_y :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1 m de longueur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$\begin{cases} M_x = P\,(M_1 + \boldsymbol{\nu}\, M_2) \\ M_y = P\,(M_2 + \boldsymbol{\nu}\, M_1) \end{cases}$

Avec: **ν** = coefficient de poisson :

- ELU : **ν** = 0
- ELS : **ν** = 0,2

M_1 et M_2 sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD suivant le rapport $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

$$\rho = 0{,}8 \rightarrow \begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{105}{145} = 0{,}7 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{170} = 0{,}6 \end{cases} \quad \text{après interpolation :} \quad \begin{cases} M_1 = 0{,}082 \\ M_2 = 0{,}055 \end{cases}$$

III-6-4) Détermination des sollicitations :

- ✓ **A L'ELU :**

$q_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

$P_u = 1.35\ P$

Avec :

$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85\ KN/m^2$(poids propre de la dalle).

$Q = 1KN/m^2$ (surcharge d'exploitation).

$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05\ KN/ml$ (charge uniformément répartie sur une bande da 1m).

$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5\ KN/ml$ (charge concentrée dus au système de levage).

- ✓ **A L'ELS :**

$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85\ KN/ml$

$Ps = P = 90\ KN$

III-6-5) Calcul des moments à l'ELU:

a) moment du au système de levage:

$M_{x1} = P_u (M_1 + \boldsymbol{\nu}\, M_2) = P_u \text{ X } M_1 = 121{,}5 \text{ X } 0{,}082$

$M_{y1} = P_u (M_2 + \boldsymbol{\nu}\, M_1) = P_u \text{ X } M_2 = 121{,}5 \text{ X } 0{,}055$

$$\begin{cases} M_{x1} = 9{,}963\ KN.m \\ M_{y1} = 6{,}682\ KN.m \end{cases}$$

b) moment du poids propre de la dalle pleine:

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$

$\rho = 0,8 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$

$M_{x2} = 0,0565 \times 8,05 \times 1,45^2 = 0,956$

$M_{y2} = 0,595 \times 0,956 = 0,569$

$\begin{cases} M_{x2} = 0,956 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,569 \text{ KN.m} \end{cases}$

c) Superposition des moments:

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,963 + 0,956 = 10,916$ kN.m

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,682 + 0,569 = 7,251$ kN.m

d) Correction des moments:

Les moments calculés seront corrigés en leur affectant un coefficient de (0,85) en travée et un coefficient de (- 0,3) aux appuis.

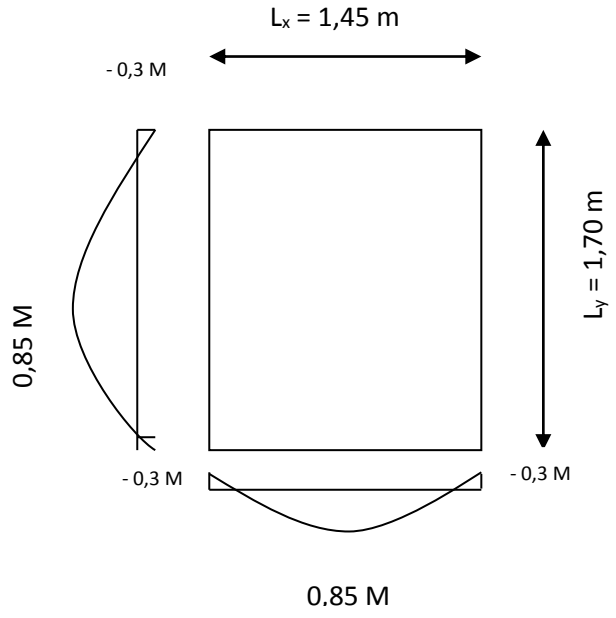


Figure III-6-2) Correction des moments.

- **En travée :**

$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10,916 = 9,28$ kN.m

$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 7,251 = 6,16$ kN.m

- **Sur appuis :**

$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 10,916 = -3,27$ kN.m

$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 7,251 = -2,17$ kN.m

III-6-6) Ferraillage :

Le ferraillage se fera à l'ELU pour une bande de 1 m de largeur.

❖ **Sens longitudinal :**

- **Aux appuis :**

$\mu = \frac{M_a x}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,27 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,01 \leq 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée (SSA) donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu = 0,01 \longrightarrow \beta = 0,995$

$A^a_{st} = \frac{M_A x}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3,27 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0,73 \text{ cm}^2$

On adoptera pour $A^a_{st} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25$ cm

- **En travées :**

$\mu = \frac{M_T x}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,28 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,04 \leq 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée (SSA) donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu = 0,04 \longrightarrow \beta = 0,980$

$A^t_{st} = \frac{M_t x}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9,28 \times 10^3}{0.980 \times 13 \times 348} = 2,09 \text{ cm}^2$

On adoptera pour $A^t_{st} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25$ cm.

❖ **Sens transversal:**

- **Aux appuis :**

$\mu = \frac{M_a y}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2{,}17 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0{,}01 \leq 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée (SSA) donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu = 0{,}01 \longrightarrow \beta = 0{,}995$

$A^a_{st} = \frac{M_A y}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2{,}17 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0{,}48\ cm^2$

On adoptera pour A^a_{st} = 4HA8 = 2.01 cm^2 avec S_t = 25 cm

- **En travées :**

$\mu = \frac{M_T y}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6{,}16 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0{,}03 \leq 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée (SSA) donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu = 0{,}03 \longrightarrow \beta = 0{,}985$

$A^t_{st} = \frac{M_t y}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6{,}16 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1{,}38\ cm^2$

On adoptera pour A^t_{st} = 4HA10 = 3.14 cm^2 avec S_t = 25 cm

III-6-7) Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91) :

Il faut que :

$A_{dopté} > A_{min}$

$A_{min} = \rho \times S = w_0 \times (\frac{3-\rho}{2}) \times b \times h = 0.0008 \times \frac{(3-0{,}8)}{2} \times 100 \times 15 = 1.32\ cm^2$

Avec : w_0 = Taux d'armatures dans chaque direction. (w_0 = 0.0008 pour HA FeE400).

$A_{dopté}$ = 2,01 cm^2 > 1.32 cm^2…….. Condition vérifiée.

$A_{dopté}$ = 3,14 cm^2 > 1.32 cm^2 …….. Condition vérifiée.

b. Diamètre minimal des barres (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{max} = h_0/10 = 150 / 10 = 15$ mm

ϕ = diamètre des armatures longitudinales.

$\phi = 8$ mm $< \phi_{max} = 15$ mm …….. Condition vérifiée.

c. Vérification de l'espacement des Barres :

- Armatures // à L_x : A_x //L_x : $S_t = 25$ cm < min (3h ; 33 cm)= 33 cm …. Condition vérifiée.
- Armatures // à L_y : A_y //L_y : $S_t = 25$ cm < min (4h ; 45cm)= 45cm …. Condition vérifiée.

d. Condition de non-poinçonnement (Article A.5.2-4-2 du BAEL91) :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$P_u \leq 0{,}045.\ \mu_c.h.f_{c28} / \gamma_b$

Avec :

P_u : charge de calcul à l'ELU

⟶ $P_u = 1.35\ P = 1.35 \times 90 = 121.5$ kN

μ_c : Périmètre de conteur du l'aire sur le quel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

⟶ $\mu_c = 2\ (U + V) = 2(105 + 105) = 420$ cm $= 4.2$ m

$0{,}045.\ \mu_c.h.f_{c28} / \gamma_b = 0{,}045(4{,}2)\ (0{,}15)(25)\ (10^3) / 1{,}5 = 472{,}5$ KN

$P_u = 121.5$ KN < 472,5 KN …… Condition vérifiée.

e. Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b \times d} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Au milieu de U :

$$T_{max} = \frac{P_u}{2\,U+V} = \frac{121.5}{(2\times 1.05)+1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$T_{max} = \frac{P_u}{3U} = \frac{121.5}{3\times 1.05} = 38.57 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{Tmax}{b \times d} = \frac{38.57}{1\times 0.13} = 297 \text{ kN/m}^2 = 0{,}297 \text{ MPa}$$

$\frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1,5} = 1,167$ MPa

$\tau_u = 0,297$ MPa < 1,167 MPa …….. Condition vérifiée.

III-6-8) Vérification à l'ELS :

Calcul des moments:

1. **moment du au système de levage:**

$M_{x1} = P_s (M_1 + \nu M_2) = 90 (0,082 + 0,2 \text{ X } 0,055)$

$M_{y1} = P_s (M_2 + \nu M_1) = 90 (0,055 + 0,2 \text{ X } 0,082)$

$$\begin{cases} M_{x1} = 8,37 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 6,426 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2. **moment du poids propre de la dalle pleine:**

$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$

$$\rho = 0,8 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

$\nu = 0,2$

$M_{x2} = 0,0632 \times 5,85 \times 1,45^2 = 0,777$

$M_{y2} = 0,710 \times 0,777 = 0,552$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,777 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,552 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3. **Superposition des moments:**

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,37 + 0,777 = 9,147$ kN.m

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,426 + 0,552 = 6,978$ kN.m

4. **Correction des moments:**

Les moments calculés seront corrigés en leur affectant un coefficient de (0,85) en travée et un coefficient de (- 0,3) aux appuis.

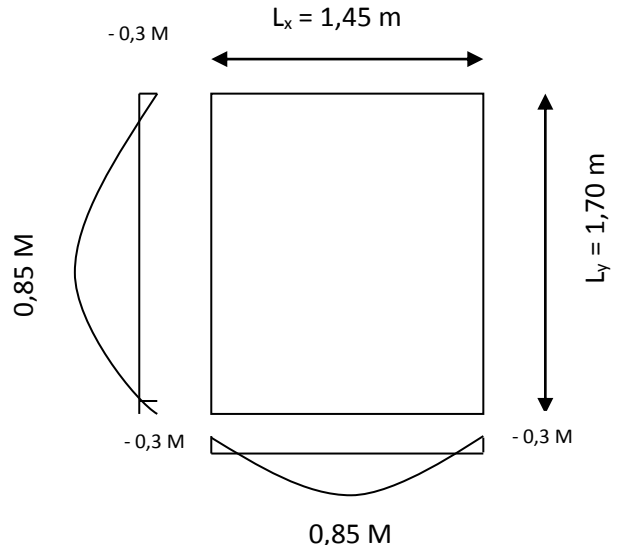


Figure III-6-3) Correction des moments (ELS).

- **En travée :**

$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9,147 = 7,78$ kN.m

$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6,978 = 5,93$ kN.m

- **Sur appuis :**

$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 9,147 = -2,74$ kN.m

$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 6,978 = -2,09$ kN.m

❖ **Etat limite de fissuration :**

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

❖ **Etat limite de compression du béton :**

- **Sens longitudinal :**
  - **Aux appuis :** $M_x^a = 2,74$ KN.m

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154$$

$$\rho = 0,154 \begin{cases} \alpha_1 = 0,193 \\ \beta_1 = 0,936 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{2{,}74 \times 10^3}{0.936 \times 13 \times 2{,}01} = 120{,}3 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 120{,}3$ MPa < $\frac{f_e}{\gamma_s}$ = 400/1,15 = 348 MPa …….. Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15}.\frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{120{,}3}{15}.\frac{0{,}193}{1-0{,}193} = 1{,}92 \text{ MPa} < 15\text{MPa}$$ ……..Condition vérifiée.

- **En travée :** M_x^t = 7,78 KN.m

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3{,}14}{100 \times 13} = 0{,}242$$

$$\rho = 0{,}242 \begin{cases} \alpha_1 = 0{,}251 \\ \beta_1 = 0{,}922 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7{,}78 \times 10^3}{0{,}922 \times 13 \times 3{,}14} = 206{,}7 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 206{,}7$ MPa < $\frac{f_e}{\gamma_s}$ = 400/1,15 = 348 MPa …….. Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15}.\frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{206{,}7}{15}.\frac{0{,}251}{1-0{,}251} = 4{,}62 \text{ MPa} < 15\text{MPa}$$ ……..Condition vérifiée.

- **Sens transversal :**
  - **Aux appuis :** M_y^a = 2,09 KN.m

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2{,}01}{100 \times 13} = 0{,}154$$

$$\rho = 0{,}154 \begin{cases} \alpha_1 = 0{,}193 \\ \beta_1 = 0{,}936 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{2{,}09 \times 10^3}{0.936 \times 13 \times 2{,}01} = 85{,}45 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 85{,}45$ MPa < $\frac{f_e}{\gamma_s}$ = 400/1,15 = 348 MPa …….. Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton:

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15} . \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{85,45}{15} . \frac{0,193}{1-0,193} = 1,36 \text{ MPa} < 15\text{MPa}$……..Condition vérifiée.

- **En travée :** M_y^t = 5,93 KN.m

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242$$

$$\rho = 0,242 \begin{cases} \alpha_1 = 0,251 \\ \beta_1 = 0,922 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5,93 \times 10^3}{0,922 \times 13 \times 3,14} = 157,56 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 157,56$ MPa < $\frac{f_e}{\gamma_s}$ = 400/1,15 = 348 MPa …….. Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton:

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15} . \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{157,56}{15} . \frac{0,251}{1-0,251} = 3,52 \text{ MPa} < 15\text{MPa}$……..Condition vérifiée.

- ✓ **Etat limite de déformation :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{H}{L_x} \geq \frac{M_{ty}}{20 \times M_y}$ ⟶ $\frac{15}{145} = 0,103 > \frac{5,93}{20 \times 6,978} = 0,042$ ……. Condition vérifiée.

- $\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ ⟶ $\frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$……. Condition vérifiée.

Vu la satisfaction de toutes les conditions, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Le ferraillage de la dalle de la salle machine est comme suit :

❖ En travées :

- Sens (x-x) : 4HA10 = 3,14 cm^2 avec : S_t = 25 cm
- Sens (y-y) : 4HA10 = 3,14 cm^2 avec : S_t = 25 cm

❖ Aux appuis :

- Sens (x-x) : 4HA8 = 2,01 cm^2 avec : S_t = 25 cm
- Sens (y-y) : 4HA8 = 2,01 cm^2 avec : S_t = 25 cm

Le ferraillage est le même dans les deux sens.

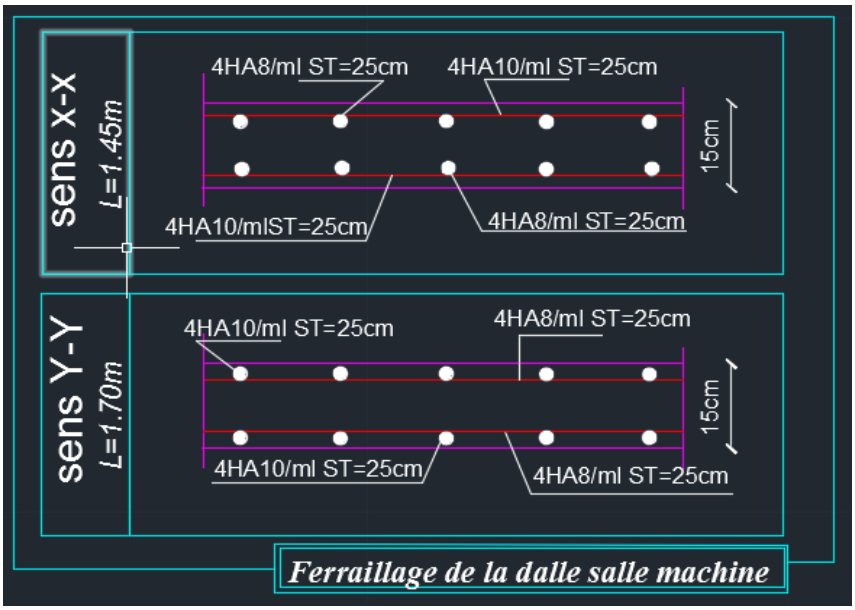


Figure III-6-4) Ferraillage de la salle machine.

CONCLUSION :

A ce niveau, nous avons calculé tous les éléments secondaires de notre ouvrage à savoir :

L'acrotère, le plancher, l'escalier, la poutre palière, le balcon et la salle machine

On va donc passer au chapitre suivant qui s'intitule étude dynamique et sismique.

Chapitre IV
Modélisation de la structure

IV-1) Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures, et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF) permettant le calcul automatique de diverses structures.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont : ETABS, ROBOT, SAP….etc.

Pour notre étude, nous allons utiliser le logiciel ETABS version 9.6.0

IV-2) Modélisation de la structure :

IV-2-1) Description du logiciel ETABS :

ETABS (**E**xtended **T**hree dimensions **A**nalysis of **B**uilding **S**ystems) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Son calcul est basé sur la MEF. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI…etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions, il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau….etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

Terminologies :

- Concrete = béton
- Steel = acier
- Beam = poutre
- Column = poteau
- Wall = mur (voile)
- Slab = dalle
- Frame = portique
- Area = surface
- Joints = nœuds
- Loads = charge
- Height = hauteur
- Depth = profondeur
- Width = largeur
- Weight = poids
- Lenght = longueur
- Delete = supprimer
- Add = ajouter
- Show = afficher
- Hide = masquer
- Tope = supérieur
- Bottom = inférieur
- Eléments frame/line = linéaires (poteaux, poutres)
- Eléments shell/area = surfaciques (dalle pleine, voile, plancher corps creux)
- Eléments joint/point = nœuds et points
- Grid = grille (ligne de construction)
- Live load = charge d'exploitation
- Dead load = charge permanente
- Snow load = charge neige
- Wind load = charge vent
- Quake load = charge sismique

IV-2-2) Manuel d'utilisation de l'ETABS :

La version exploitée dans notre travail est l'ETABS version 9.6.0

Pour ouvrir ETABS, on clique sur son icône.

Figure IV-1) Icône ETABS.

IV-2-3) choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes suivantes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Notre structure est implantée et classée dans la zone sismique IIa de groupe d'usage 2B.

D'après l'article 4.1.2 du RPA99/version 2003, nous allons utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99 version 2003.

- ❖ **Principe de la méthode :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par la force sismique représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV-2-4) Etapes de modélisation :

1) Spécifier la géométrie de la structure à modéliser.
2) Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés (béton et acier).
3) Définition des propriétés géométriques des éléments.
4) Définition des charges statiques (G et Q).
5) Affectation des éléments dans le modèle (dessin).
6) Affectation des charges permanentes et surcharges d'exploitations.
7) Introduction des combinaisons d'actions.
8) Diaphragme.
9) Introduction du spectre de réponse selon le RPA 99 / version 2003.
10) Définition de la charge sismique E.
11) Analyse et visualisation des résultats.

1. **Spécifier la géométrie de la structure à modéliser :**
   - o **Lancer le logiciel :** on appuie sur l'icône ETABS

- **Chois des unités :** le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS se fait en bas de l'écran à droite. On sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements.

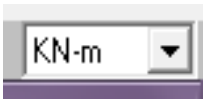


Figure IV-2) Icône des unités dans ETABS.

- **Géométrie de base :** dans le menu en haut de l'écran, on sélectionne file → new model → default.edb.

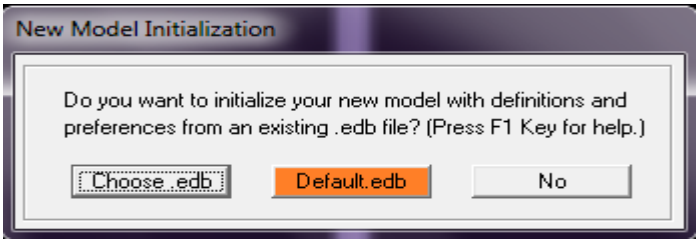


Figure IV-3) initialisation d'un nouveau modèle.

Cette option permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de portiques suivant x-x (dans notre cas, nous avons 7 lignes suivant x-x)
- ✓ Le nombre de portique suivant y-y (dans notre cas, nous avons 6 lignes suivant y-y)
- ✓ Le nombre d'étages (dans notre cas, nous avons 9 niveaux : R+6+2 sous-sol)

Grid dimensions (plan) → custom grid spacing → edit grid:

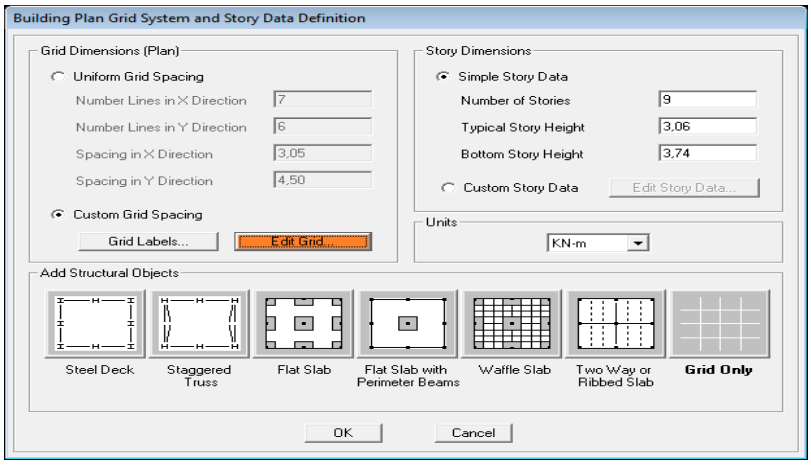


Figure IV-4) Géométrie de base.

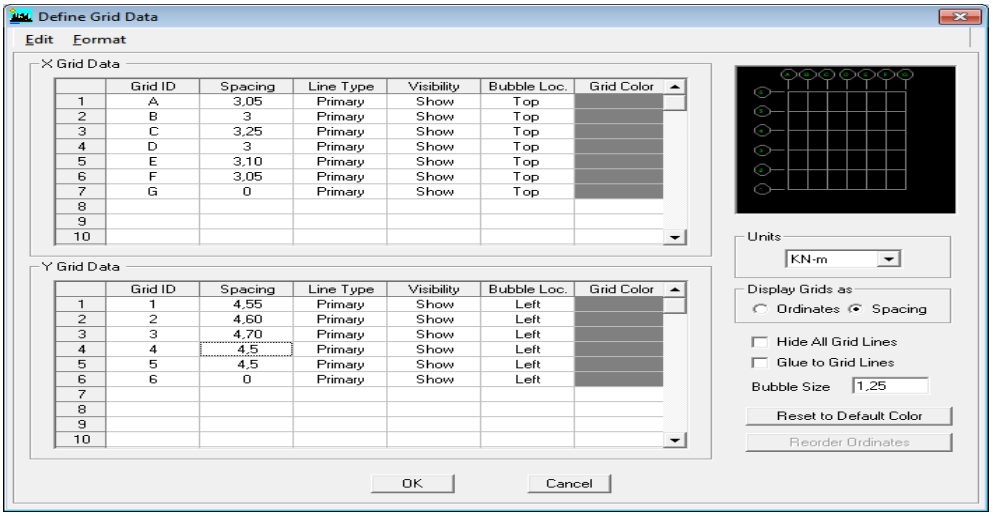


Figure IV-5) Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y.

Story dimensions → custom story data → edit story data:

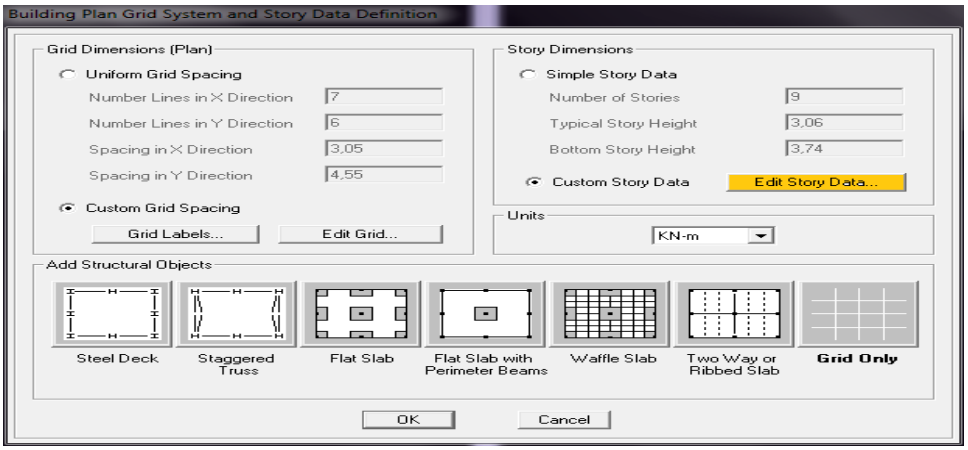


Figure IV-6) modification des données.

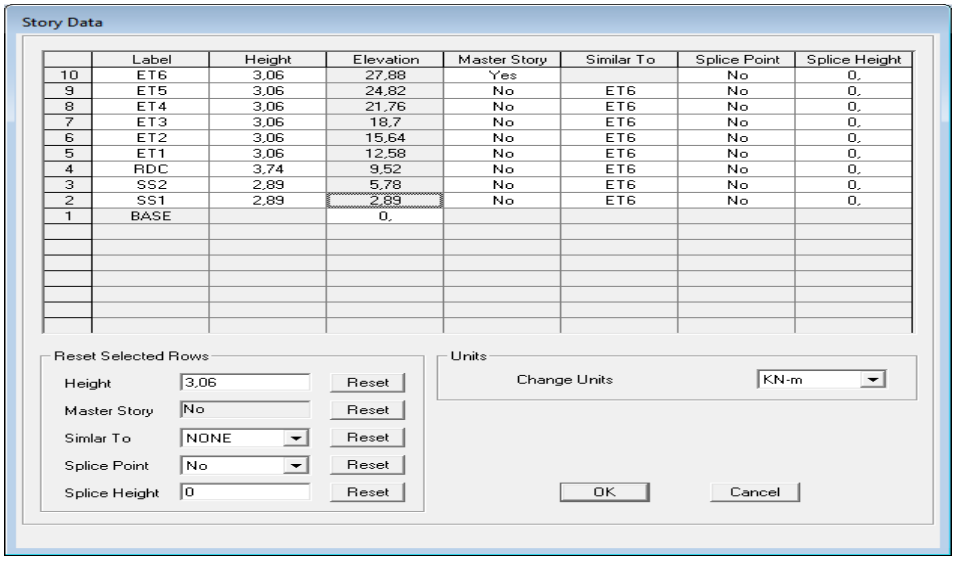


Figure IV-7) Modification des hauteurs d'étages.

Puis, on appuie sur grid only (grille uniquement) :

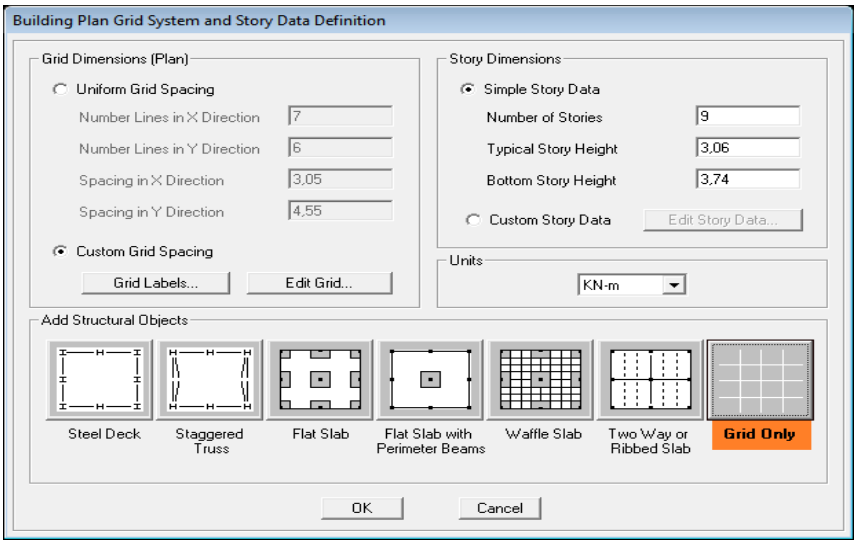


Figure IV-8) système de grille de plan de bâtiment et définition des données d'étage.

Après introduction de toutes les données, on aura deux fenêtres représentants la structure l'une en 2D et l'autre en 3D comme indiquer sur la figure ci-dessous :

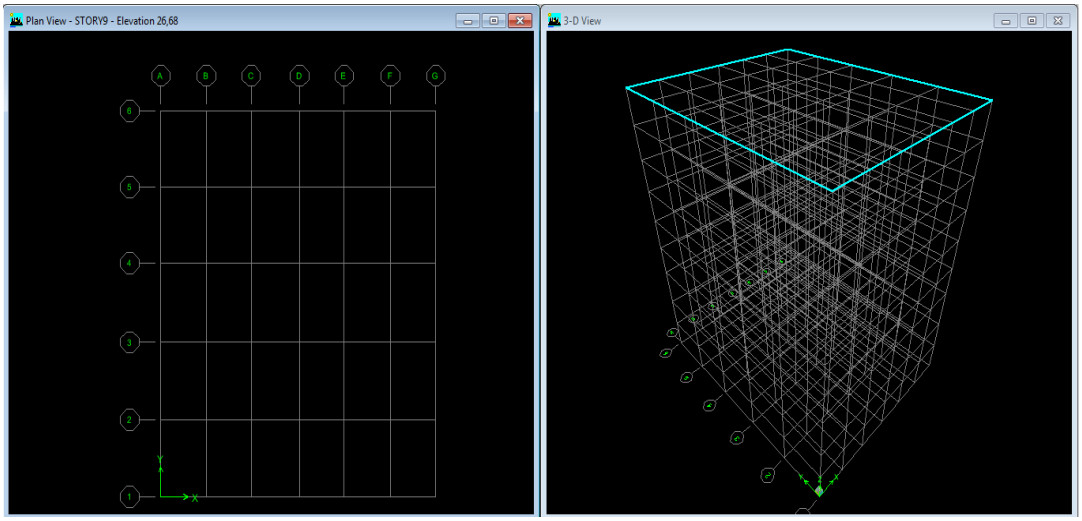


Figure IV-9) Représentation de la structure en 2D et 3D.

2. Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés (béton et acier) :

Pour définir les propriétés mécaniques du béton et de l'acier, on suit les étapes suivantes :

On clic sur l'icône ou bien : Define → material properties → on sélectionne CONC → modify / show material et on fait les modifications nécessaires comme indiquer sur la figure suivante :

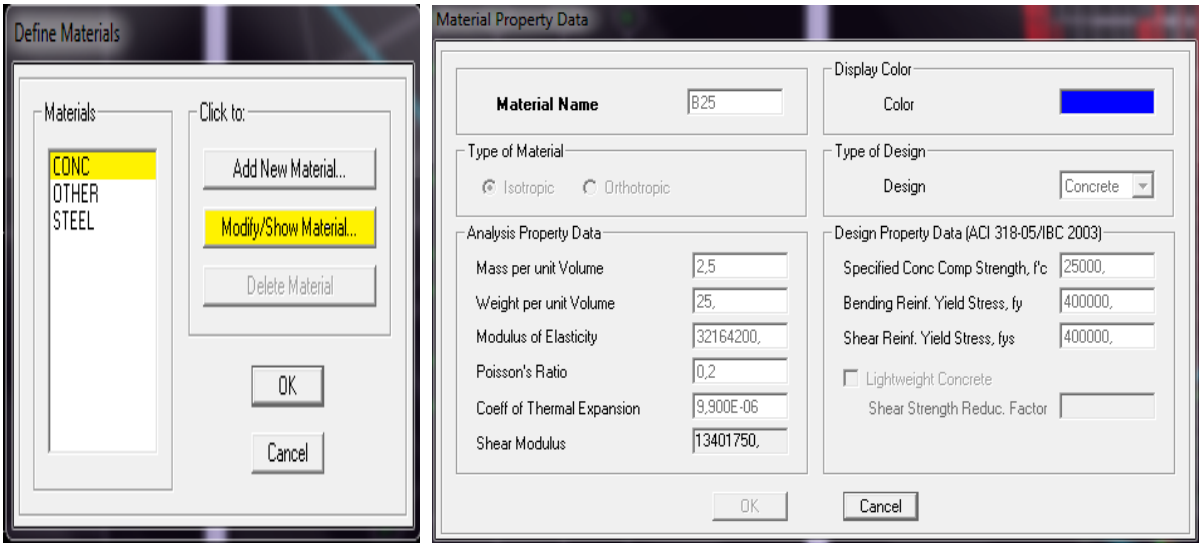


Figure IV-10) Introduction des propriétés mécaniques du béton.

Le matériau other → ‘’autre’’ est affecté aux planchers en corps creux pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans le chapitre précédent.

On clic sur other→ modify / show material et on fait les modifications nécessaires comme indiquer sur la figure suivante :

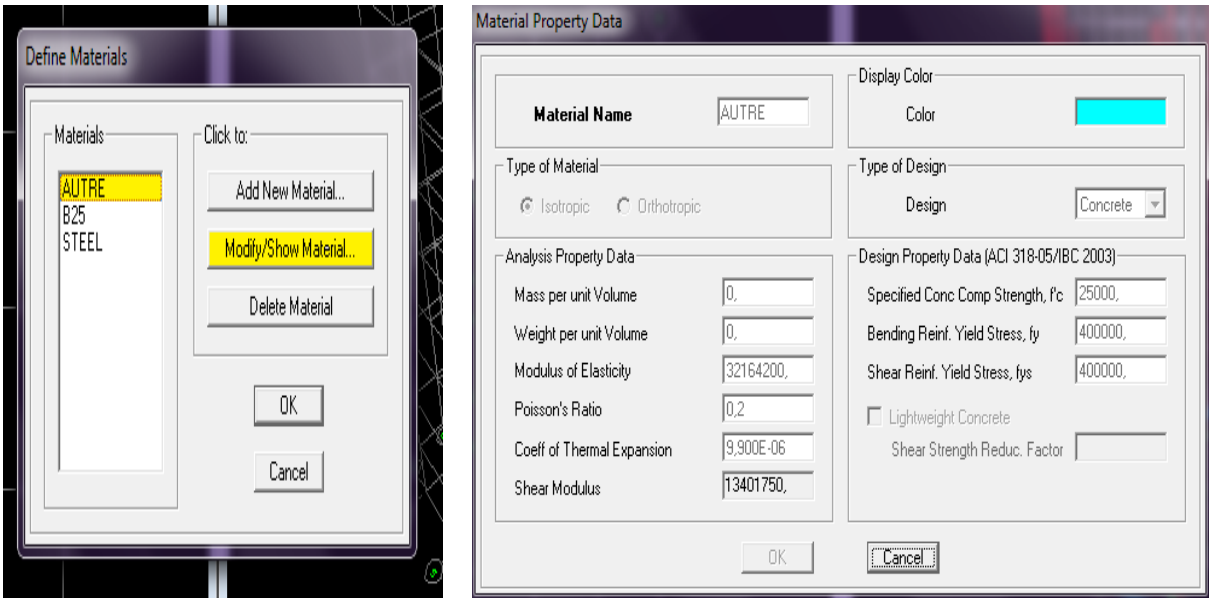


Figure IV-11) Introduction des propriétés mécaniques des plancher corps creux.

3. Définition des propriétés géométriques des éléments :

a) Les éléments (frame / line) barres ‘’poteaux et poutres’’ :

On clic sur l’icône ou bien : define → frame section →on sélectionne les sections par défaut → on clic sur delete property

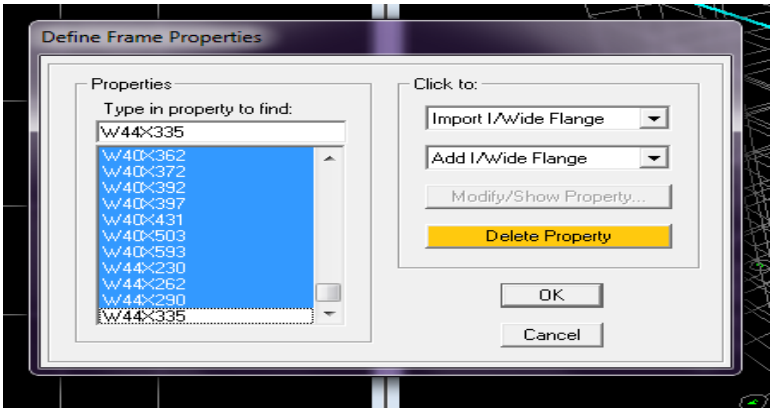


Figure IV-12) Sélection et suppression des sections par défaut.

On clic sur add rectangular (pour ajouter les sections des poteaux) → introduire le nom de la section : (pot45x45) → material : B25 → les dimensions du poteau → on choisi la couleur → on clic sur reinforcement → colum (poteaux) → cover to rebar center = 0,025 (enrobage) → ok → ok.

Et nous procédant de a même manière pour les autres poteaux.

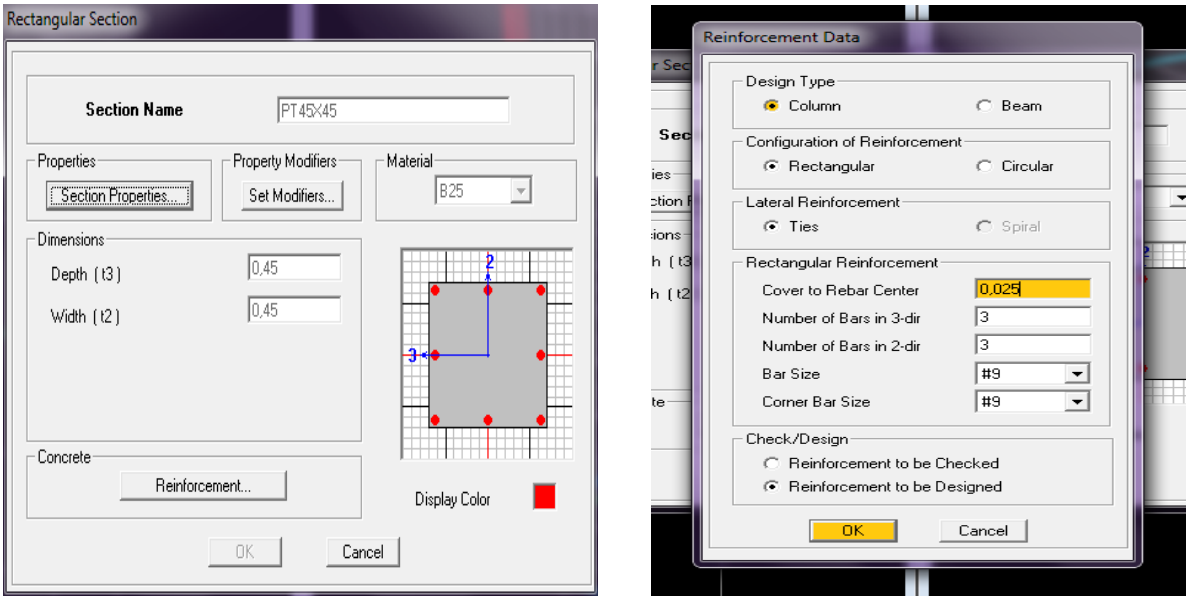


Figure IV-13) Introduction des dimensions des poteaux.

On clic sur add rectangular (pour ajouter les sections des poutres) → introduire le nom de la section : (PP30x40) → material : B25 → les dimensions de la poutre → on choisi la couleur → on clic sur reinforcement → beam (poutre) → top = 0,025 et bottom = 0,025 → ok →ok

Et nous procédant de a même manière pour les autres poutres.

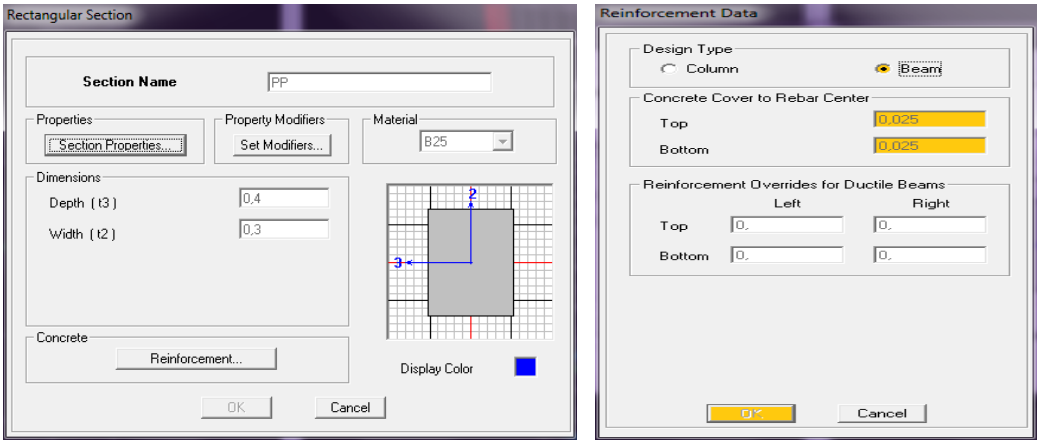


Figure IV-14) Introduction des dimensions des poutres.

b) Les éléments (shall / area) surfaciques ‘’éléments corps creux, dalles pleines et voiles :

On clic sur l’icône ou bien : define → wall / slab / deck sections →add new slab (dalle) → → introduire le nom de la section : (CCE) → material : autre → on spécifie l’épaisseur → on clic sur membrane → use special one-way load distribution → ok

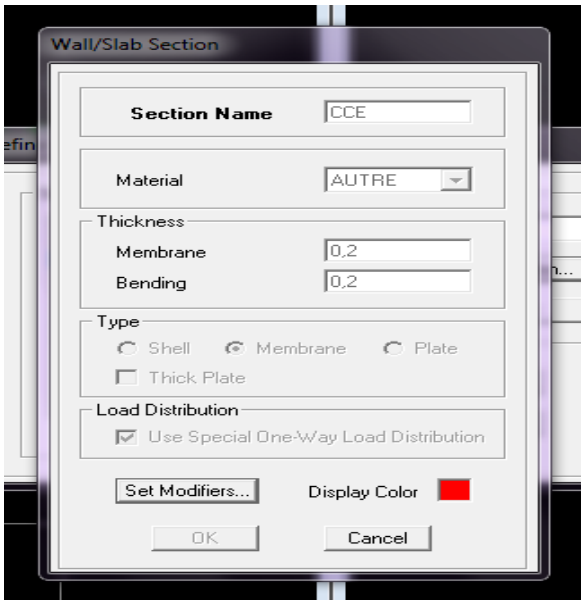


Figure IV-15) Introduction des dimensions des éléments corps creux.

Add new slab (dalle) → → introduire le nom de la section : (DP) → material : B25 → on spécifie l’épaisseur → on clic sur plate → ok

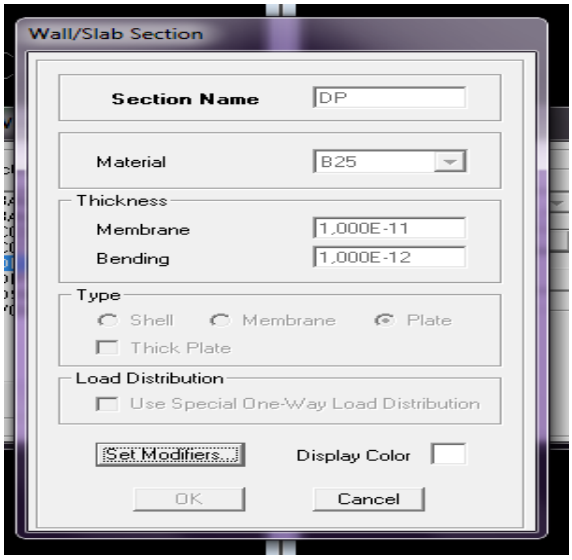


Figure IV-16) Introduction des dimensions de la dalle pleine.

Add new wall → → introduire le nom de la section : voile20 → material : B25 → on spécifie l'épaisseur → on clic sur shell → ok.

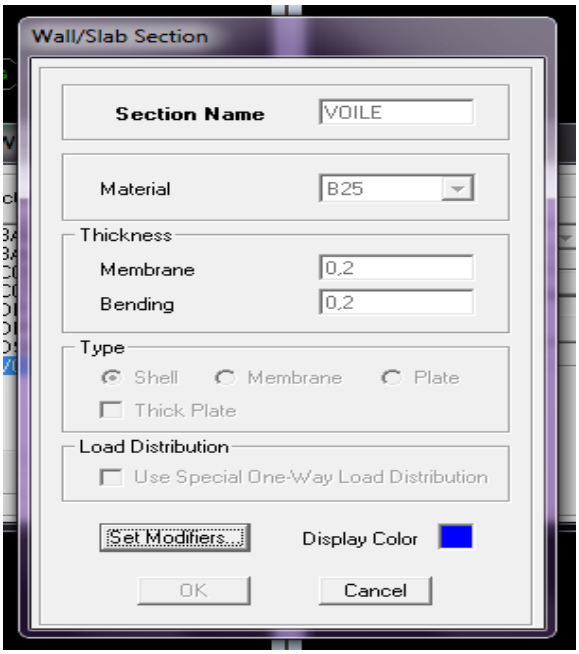


Figure IV-17) Introduction des dimensions des voiles.

4. Définition des charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d'exploitations (Q). Pour les définir, on suit les étapes suivantes :

On clic sur l'icône ou bien: define → static loads cases → dead → G → modify load → live → Q → modify load → ok

- Charge permanente :
  - Load name (nom de la charge) : **G**
  - Type : **DEAD** (permanente)
  - Self weight multiplier (multiplicateur de poids propre) : **1**

- Charge d'exploitation :
  - Load name (nom de la charge) : **Q**
  - Type : **LIVE** (exploitation)
  - Self weight multiplier (multiplicateur de poids propre) : **0**

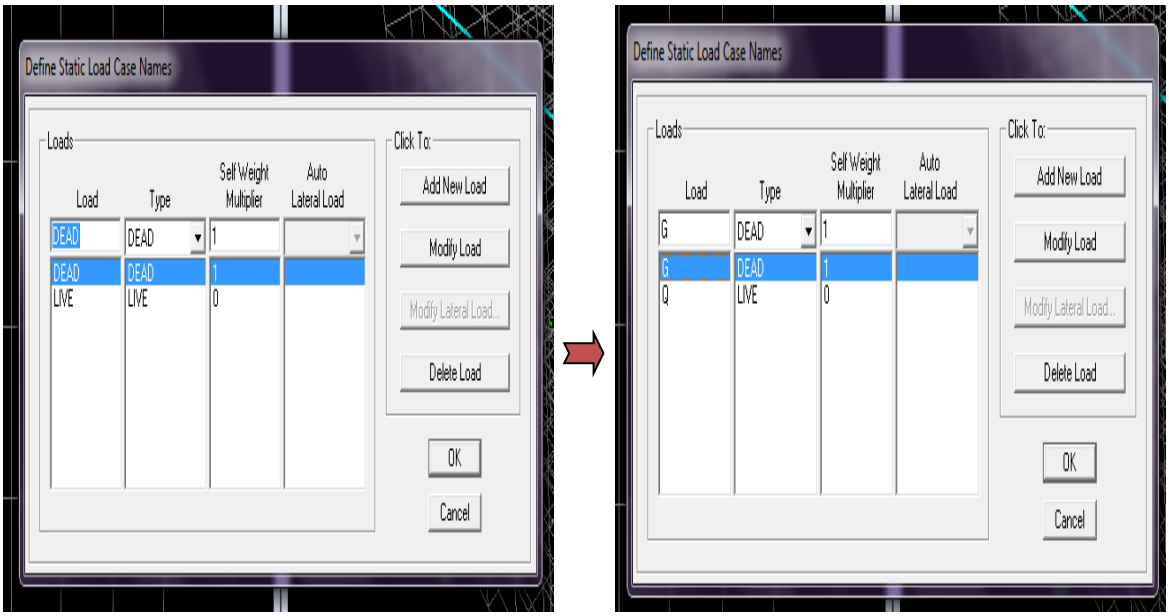


Figure IV-18) définition des charges statiques (G et Q).

5. Affectation des éléments dans le modèle (dessin) :

Afin d'affecter les sections précédentes aux différents éléments, on doit suivre les étapes ci-dessous :

❖ **Les poteaux :**

On clic sur l'icône ou bien: Draw → draw line objects → create columns in region or at clicks (plan) → proprety: POT 45X45 → on selectionne tout de gauche à droite

Même étapes pour tous les autres niveaux.

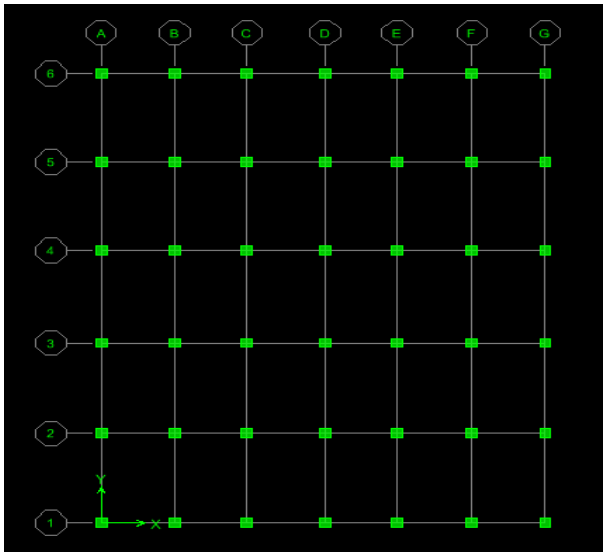


Figure IV-19) Dessin des poteaux.

❖ **Les poutres :**

On clic sur l'icône ou bien: Draw → draw line objects → create line in region or at clicks (plan, elev, 3D) → proprety: non de la poutre → dessiner sur l'axe considéré

Même étapes pour tous les autres niveaux.

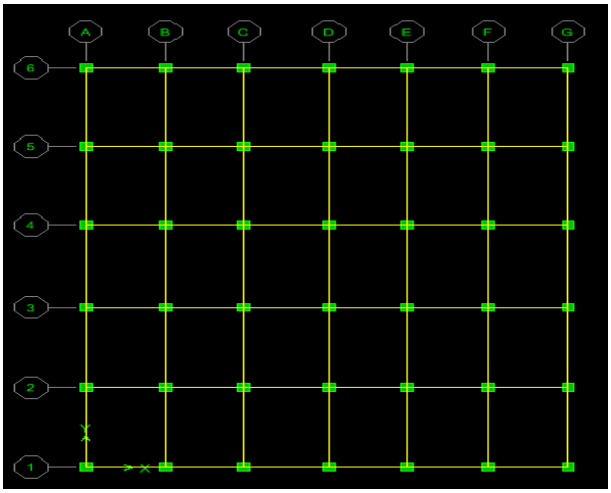


Figure IV-20) Dessin des poutres.

❖ **Les voiles :**

On clic sur Draw → draw area objects → create walls in region or at click (plan) → on clic sur l'axe considéré et le voie est dessiné. Ou bien on clic sur l'icône

Si on veut donner une longueur au voile, on clic sur Draw → draw area objects → draw walls pan → drawing control : fixed length (L) → fixed length : valeur

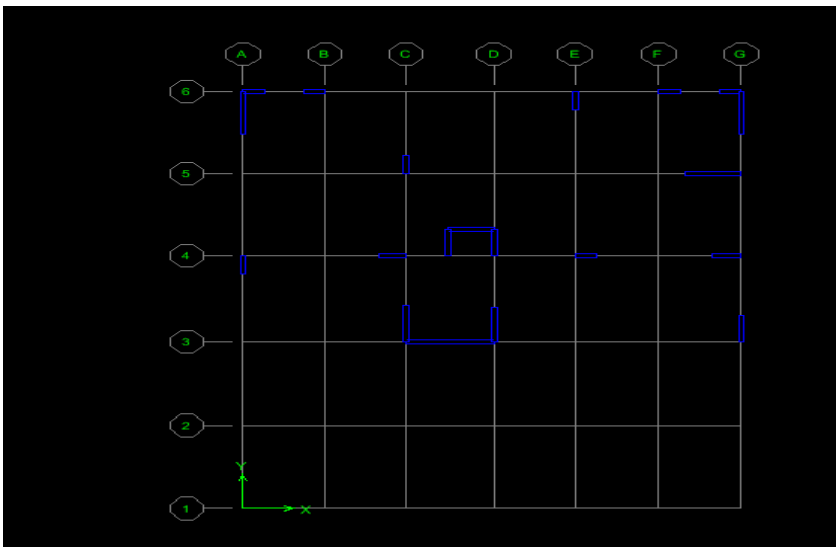


Figure IV-21) Dessin des voiles.

- **Eléments corps creux :**

On clic sur draw → draw area objects → draw areas (plan, elev, 3D) ou bien: create areas at click (plan, elev)

- **Dalles pleines :**

On clic sur draw → draw area objects → draw rectangular areas (plan, elev)

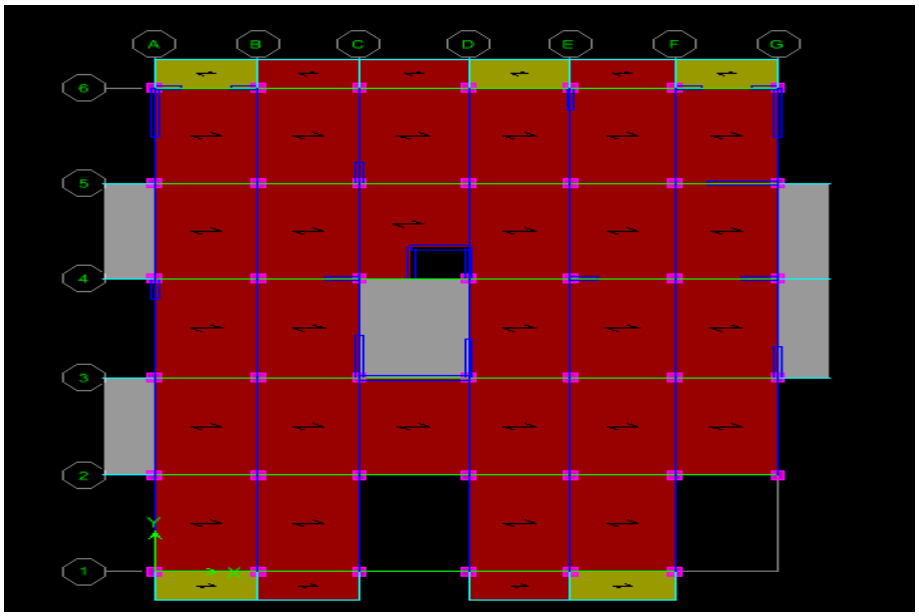


Figure IV-22) Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.

❖ **Encastrement de la base :**

Sélectionné la base de la structure → on clic sur assign → joint / point → restraints (support) → on clic sur encastrement → ok

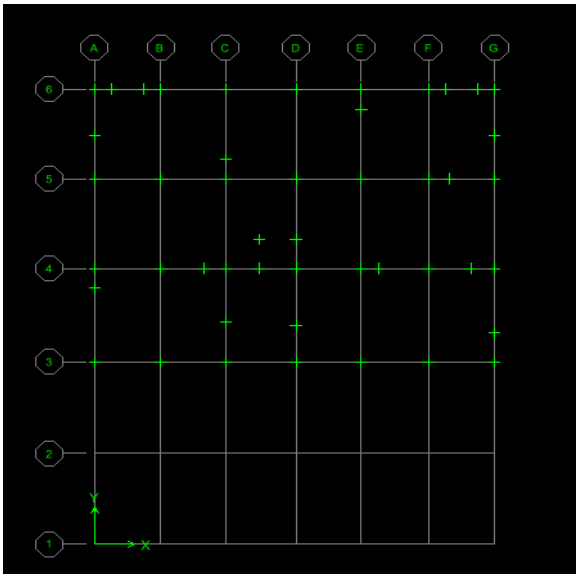


Figure IV-23) Encastrement de la base de la structure.

6. Affectation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

On clic sur : Define → masse source → from loads → G : 1 ; Q : 0,2 → ok

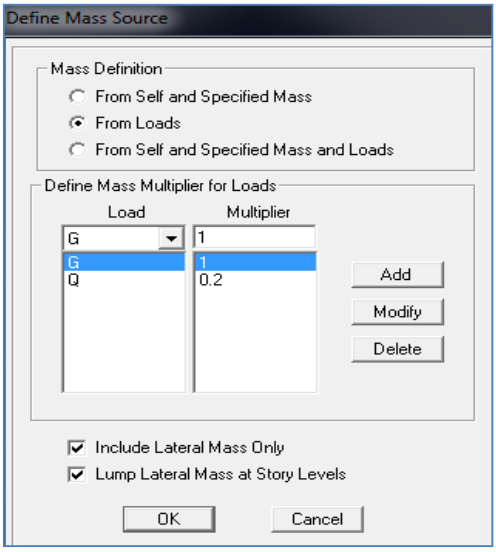


Figure IV-24) Définition de la masse source.

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement/ml (dues aux : mur extérieur, l'acrotère, l'escalier) qui leur revient en cliquant sur **:**

Assign → frame/ line load → distributed

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur **:** assign → shell/areas load → uniform

7. **Introduction des combinaisons d'actions :**

- **Combinaisons aux états limites :**

ELU : 1,35 G + 1,5 Q

ELS : G + Q

- **Combinaisons accidentelle du RPA99/version 2003 :**

GQE : G + Q ± E

08GE : 0,8 G ± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

Define → Loads Combinaisons → Add New Combo

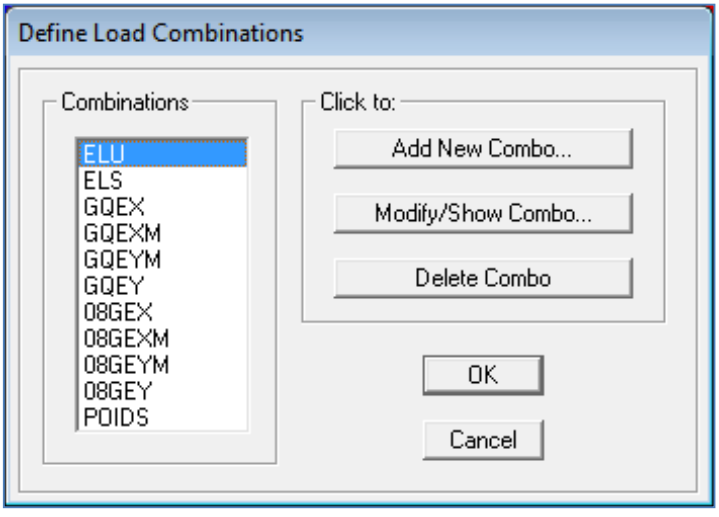


Figure IV-25) Introduction des combinaisons d'actions.

8. **Diaphragme :**

Les masses de planchers sont supposées être concentrées en leurs centres. Ces derniers sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ».

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, on doit relier les nœuds d'un même plancher (nœuds esclaves) à leur nœud maitre, de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maitres des différents planchers.

On sélectionne le premier niveau → Assign → Joint/Point → Diaphragmas → D1 → OK.

On suit la même procédure pour les autres étages.

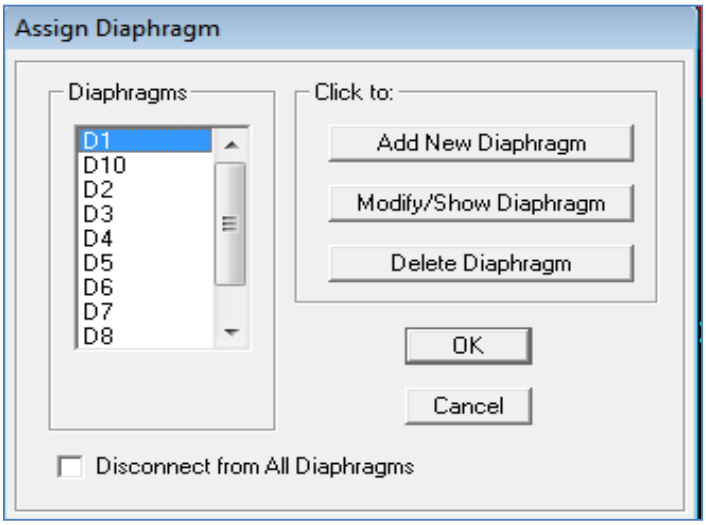


Figure IV-26) Introduction des diaphragmes.

9. Introduction du spectre de réponse selon le RPA 99 / version 2003 :

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99.
On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône

- **Introduction du spectre de réponse (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

- **Données à introduire dans le logiciel :**

Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne)

Groupe d'usage : 2B

Coefficient de comportement : on a supposé un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques

Site : S3

Facteur de qualité (Q) : $Q=1+\Sigma_{q}^{6}$

	P_q	
Critère q »	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Figure IV-27) Pénalités d'observation ou non du critère q.

On ouvre le logiciel.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet enregistré.

On tire le spectre de réponse du RPA99/version 2003 après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur : Text → Enregistrer.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

Define → Response spectrum → Function Spectre from file

Function Name (nom du spectre) : RPA

On clique sur OK pour valider.

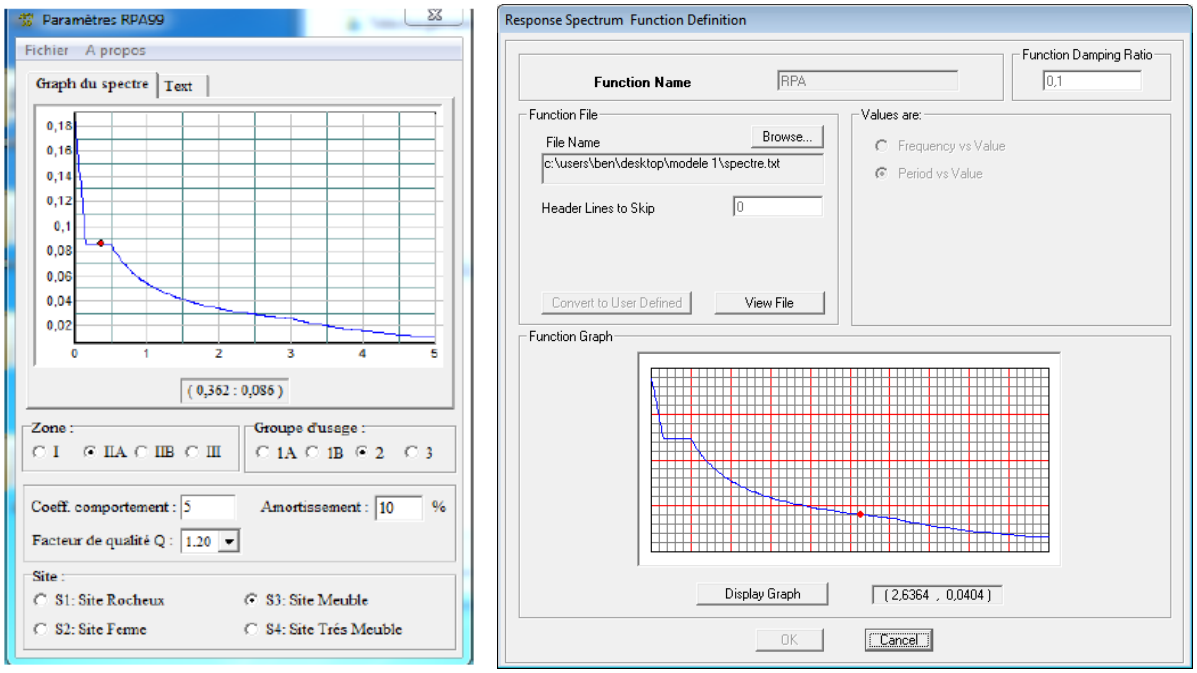


Figure IV-28) Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

10. Définition de la charge sismique E :

Une fois que le spectre de réponse est défini et introduit, nous définissons la charge sismique E suivant les deux directions X et Y comme suit :
Define → Response spectrum cases → Add New Spectrum.

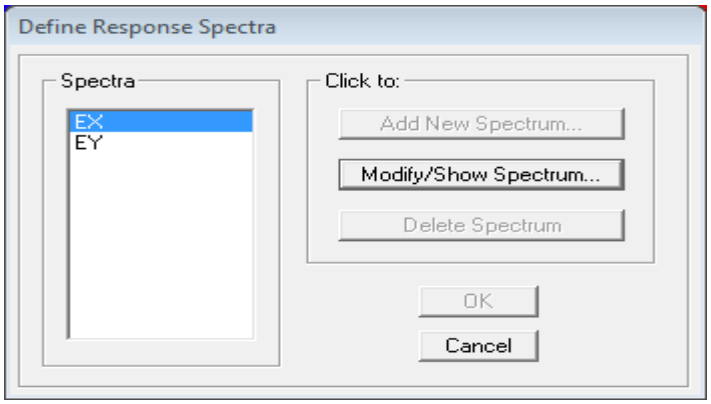


Figure IV-29) Définition des charges sismiques.

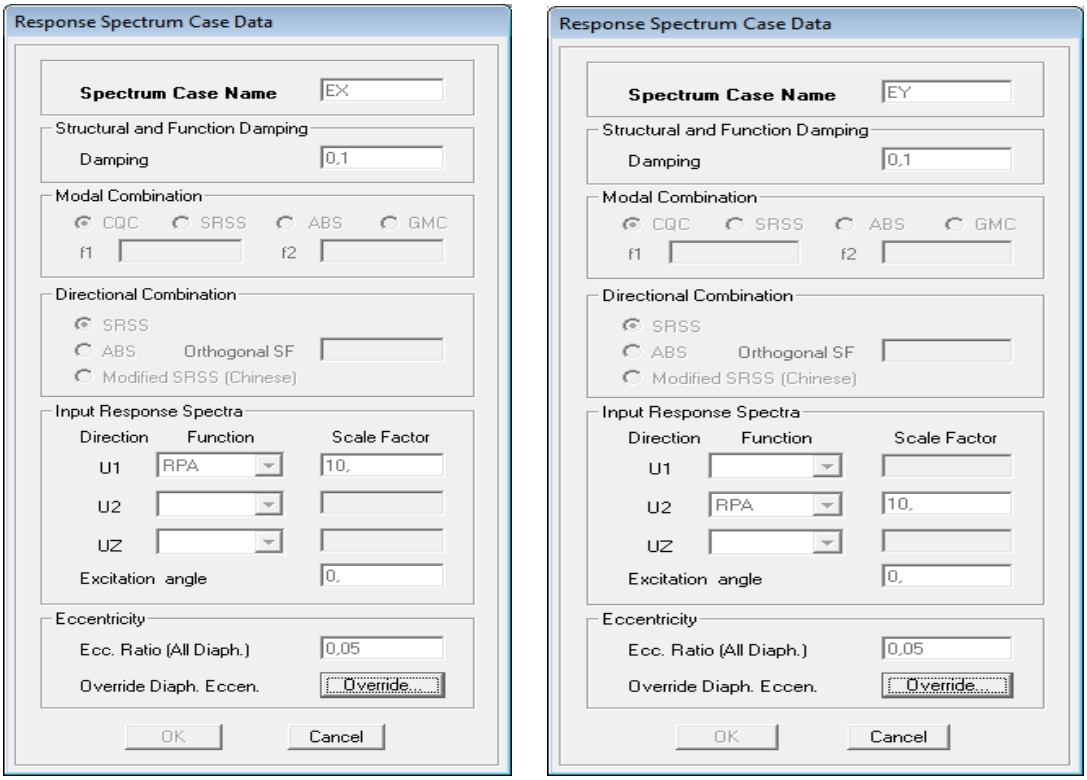


Figure IV-30) Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

11. Analyse et visualisation des résultats :

- **Lancement de l'analyse :**

Avant de lancer l'analyse de la structure on clique d'abord sur Lock /unlock model pour bloqué le model, et on se positionne sur : Analyze → RunAnalysis (F05) pour lancer l'analyse.

- **Visualisation des résultats :**

Déformée de la structure : on clique sur l'icône Show Deformed Shape et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites afin de visualisé la déformé suivant la charge introduite.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un portique, on clique sur Display et on sélectionne Show Member Forces / Stresses Diagrame

Déplacement : pour extraire les déplacements, on sélectionne tout le plancher du niveau

Considéré, puis on clic sur Show Tables puis on coche Displacement et on choisi la combinaison

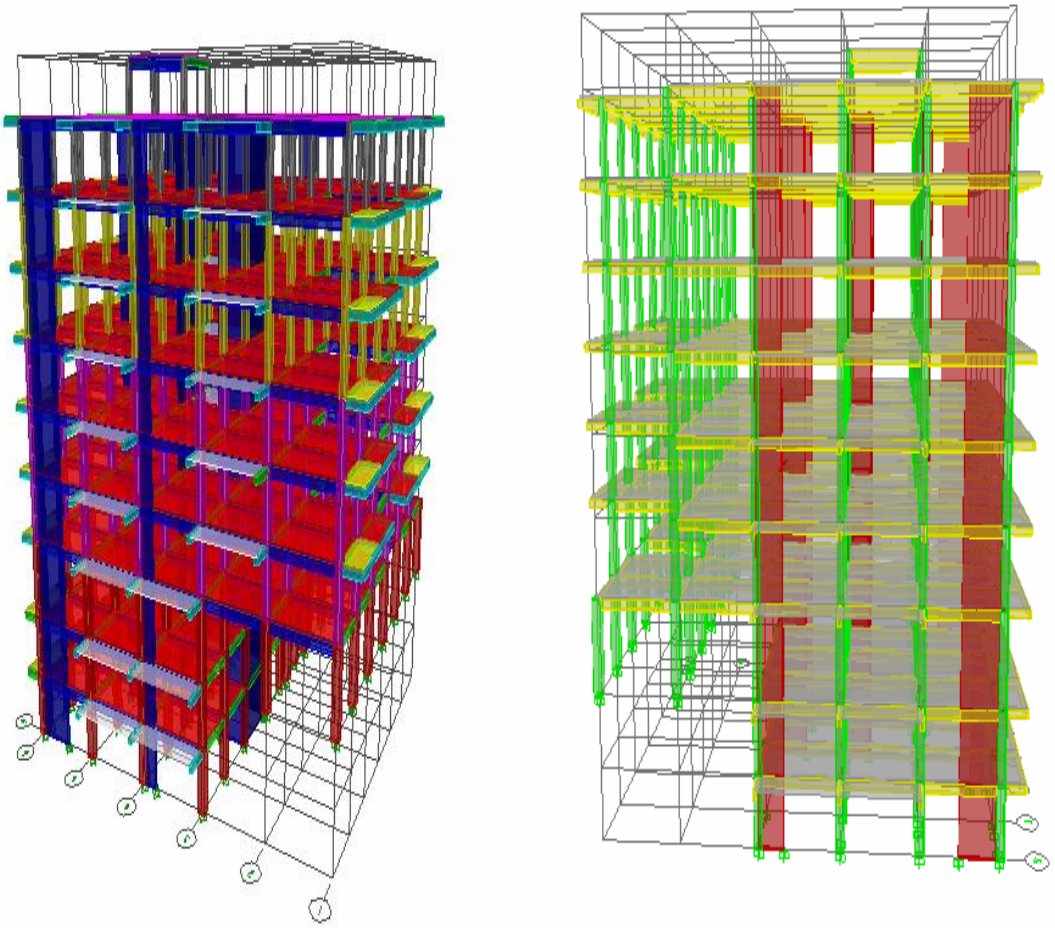


Figure IV-31) Vue en 3D de la structure.

Chapitre V
Vérifications du RPA

V-1) Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où 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.

V-2) Les conditions que le RPA nous exige de vérifier:

- Nombre de modes à retenir.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P-Δ).
- Vérification de l'excentricité.

1) Nombre de modes à retenir :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Après l'exécution des étapes suivantes, on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à **0,84 s.**

Display → show table → ANALYSES RESULTS → modal information → building modal information → Modal Participating Mass Ratios.

On aura la fenêtre représentée sur la page suivante :

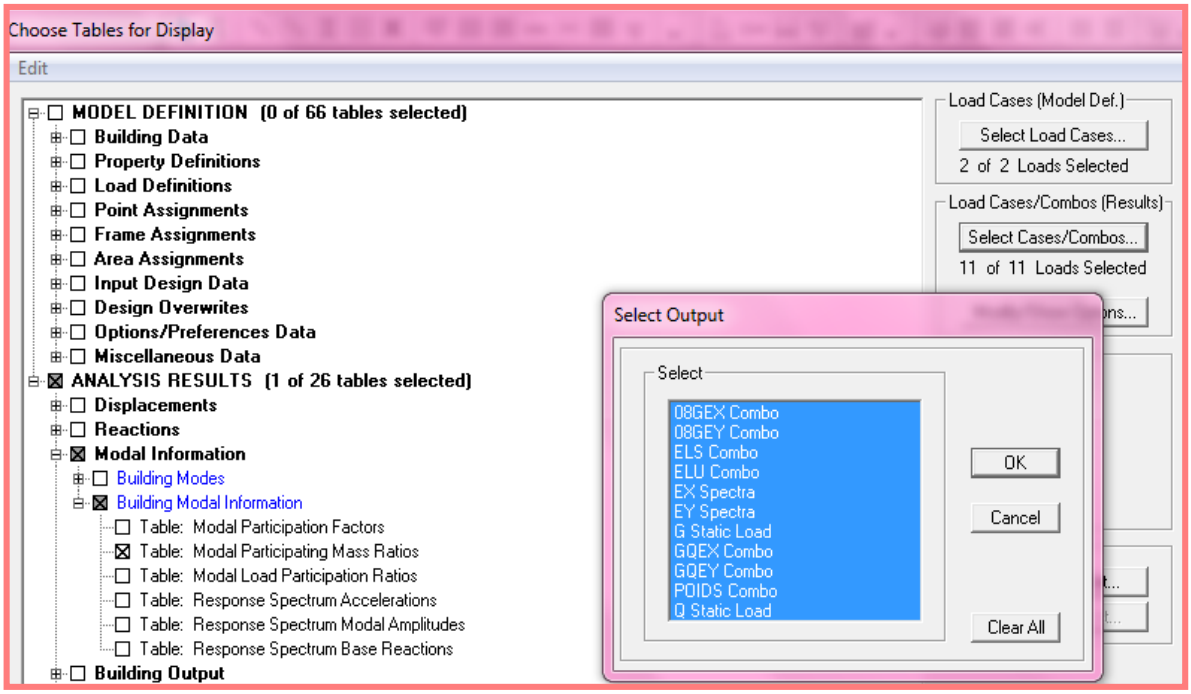


Figure V-1) Affichage des informations nodales.

Les résultats seront affichés comme suit :

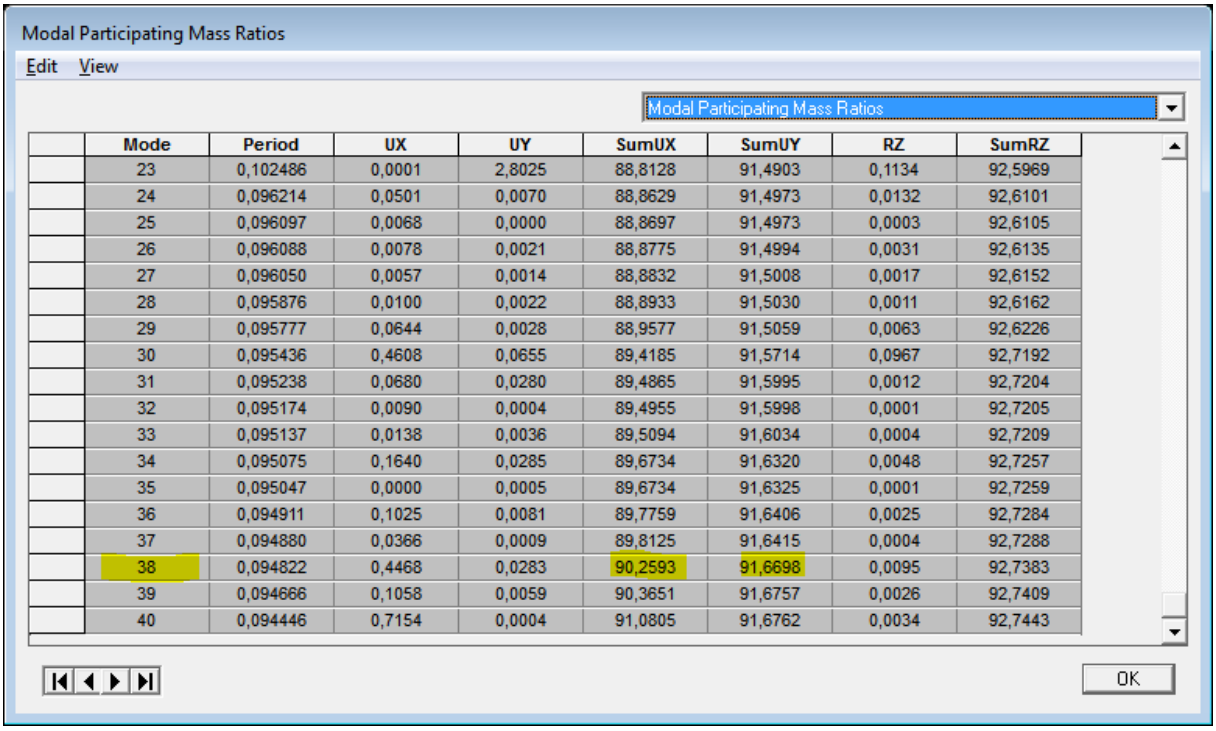
Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,842295	71,1349	0,1658	71,1349	0,1658	0,2825	0,2825
2	0,790068	0,0477	67,8577	71,1826	68,0236	5,9770	6,2595
3	0,770639	0,6159	5,6508	71,7985	73,6743	68,2832	74,5427
4	0,227546	0,7984	11,7009	72,5969	85,3753	0,9357	75,4783
5	0,225498	4,2292	1,7422	76,8261	87,1175	8,0178	83,4962
6	0,209855	11,1093	0,0306	87,9353	87,1481	5,1241	88,6203
7	0,132835	0,0119	0,1318	87,9472	87,2799	0,3615	88,9819
8	0,132050	0,0056	0,1858	87,9527	87,4657	0,1365	89,1184
9	0,131826	0,0001	0,0440	87,9529	87,5096	0,0240	89,1424
10	0,131726	0,0000	0,0112	87,9529	87,5208	0,0153	89,1577
11	0,131682	0,0000	0,0021	87,9529	87,5229	0,0059	89,1637
12	0,131646	0,0000	0,0015	87,9529	87,5244	0,0308	89,1945
13	0,131613	0,0001	0,0359	87,9530	87,5603	0,0049	89,1994
14	0,131571	0,0000	0,0082	87,9530	87,5685	0,0174	89,2168
15	0,131544	0,0020	0,0003	87,9551	87,5688	0,0002	89,2170
16	0,131542	0,0000	0,0130	87,9551	87,5818	0,0080	89,2251
17	0,130577	0,0001	0,0090	87,9552	87,5908	0,0079	89,2330
18	0,127958	0,4320	0,0022	88,3872	87,5929	0,0567	89,2897

OK



Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
23	0,102486	0,0001	2,8025	88,8128	91,4903	0,1134	92,5969
24	0,096214	0,0501	0,0070	88,8629	91,4973	0,0132	92,6101
25	0,096097	0,0068	0,0000	88,8697	91,4973	0,0003	92,6105
26	0,096088	0,0078	0,0021	88,8775	91,4994	0,0031	92,6135
27	0,096050	0,0057	0,0014	88,8832	91,5008	0,0017	92,6152
28	0,095876	0,0100	0,0022	88,8933	91,5030	0,0011	92,6162
29	0,095777	0,0644	0,0028	88,9577	91,5059	0,0063	92,6226
30	0,095436	0,4608	0,0655	89,4185	91,5714	0,0967	92,7192
31	0,095238	0,0680	0,0280	89,4865	91,5995	0,0012	92,7204
32	0,095174	0,0090	0,0004	89,4955	91,5998	0,0001	92,7205
33	0,095137	0,0138	0,0036	89,5094	91,6034	0,0004	92,7209
34	0,095075	0,1640	0,0285	89,6734	91,6320	0,0048	92,7257
35	0,095047	0,0000	0,0005	89,6734	91,6325	0,0001	92,7259
36	0,094911	0,1025	0,0081	89,7759	91,6406	0,0025	92,7284
37	0,094880	0,0366	0,0009	89,8125	91,6415	0,0004	92,7288
38	0,094822	0,4468	0,0283	90,2593	91,6698	0,0095	92,7383
39	0,094666	0,1058	0,0059	90,3651	91,6757	0,0026	92,7409
40	0,094446	0,7154	0,0004	91,0805	91,6762	0,0034	92,7443

Figure V-2) La période et les masses participantes.

- Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X,**

  Il mobilise 71,13% de la masse > 50%

- Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y,**

  Il mobilise 67,86% de la masse > 50%

- Le troisième mode de vibration est : **une rotation suivant Z-Z,**

  Il mobilise 68,28 % de la masse > 50%

  Il n'y a pas de torsion.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **38 modes.**

38éme mode → Sens X-X : 90,25 % > 90% → **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y : 91,67 % > 90% → **Condition vérifiée.**

2) ***Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul) [Art4. 3. 6duRPA99mod2003] :***

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente, autrement dit : $V_{dyn} \geq 0{,}8 \times V_{\mathbf{st}at}$

Avec : $V_{dyn} = \frac{A \times D \times Q}{R}$. W …….. [Art 4.2.3 RPA99 / 2003]

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles du RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	zone III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V-1) Coefficients d'accélération de zone.

On a :

Groupe d'usage : 2
Zone sismique IIa
⟶ **A = 0,15**

D : facteur d'amplification dynamique, dépend de la période T et du type de sol d'assise de fondation, il est donné par :

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2{,}5\eta \ (\frac{T_2}{T})^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3{,}0 \text{ s} \\ 2{,}5\eta \ (\frac{T_2}{3})^{2/3} (\frac{3}{T})^{5/3} & T \geq 3{,}0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec : T_2 la période caractéristique associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le RPA

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_2 (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau V-2) Période caractéristique en fonction de la nature du sol.

Site S_3 ⟶ **T_2 = 0,50 s**

η: facteur de correction d ′amortissement donné par la relation suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0{,}7$$

ξ (%) : coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la construction et de l'importance du remplissage.

Type de remplissage	Portique		Voile ou mur
	Béton armé	Acier	Béton armé/Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V-3) Coefficient d'amortissement critique ξ.

Nous avons un contreventement mixte (voiles et portiques) donc, on prend : **ξ = 10 %**

D'où : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0{,}76 > 0{,}7$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :** $T = C_t \cdot h_N^{3/4}$

Avec : h_N hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. **h_N = 27,88 m.**

C_t = 0,05 qui est le coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

→ **T = 0,61 s**

Remarque :

Les valeurs de **T** calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

Selon l'article 4.24 du RPA 99 version 2003 :

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur ''D'' est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1er cas	T analytique < T empirique	T = T empirique
2ème cas	T empirique < T analytique < 1,3 T empirique	T = T analytique
3ème cas	1,3 T empirique < T analytique	T = 1,3 T empirique

Tableau V-4) Période à choisir selon le RPA.

D'où : T = 1,3 × 0,61 = 0.793 sec ≤ $T_{analytique}$ = 0.84 sec → **3ème cas**

Donc T = 1,3 $T_{empirique}$ → **T = 0,793 s**

Finalement : $D = 2{,}5\ \eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2{,}5\ \times 0{,}76 \times \left(\frac{0{,}5}{0.793}\right)^{\frac{2}{3}}$

D'où : **D = 1,40**

Q : facteur de qualité, dépend de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux… etc).
La formule empirique donnée par le RPA 99 est : Q = Qx = Qy =1+ ∑Pq
Avec P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère q. Selon ce dernier, on affecte les valeurs ci-après :

Suivant x-x :

Critère q	Observé (oui ou non)	P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Non	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Non	0,10

Tableau V-5) Pénalités d'observation ou non du critère q suivant x**.**

Suivant y-y :

Critère q	Observé (oui ou non)	Pq
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Non	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Non	0,10

Tableau V-6) Pénalités d'observation ou non du critère q suivant y.

On a : $Q_x = 1,20$ et $Q_y = 1,20$

$Q = Qx = Qy = 1,20$

W : poids total de la structure ($W = \sum Wi$) qui est donné par le logiciel ETABS en suivant les étapes suivantes :

Display → show tables → on selectionne Building Output Table → story shears → Select Cases/combo → POIDS Combo.

La fenêtre suivante s'affiche:

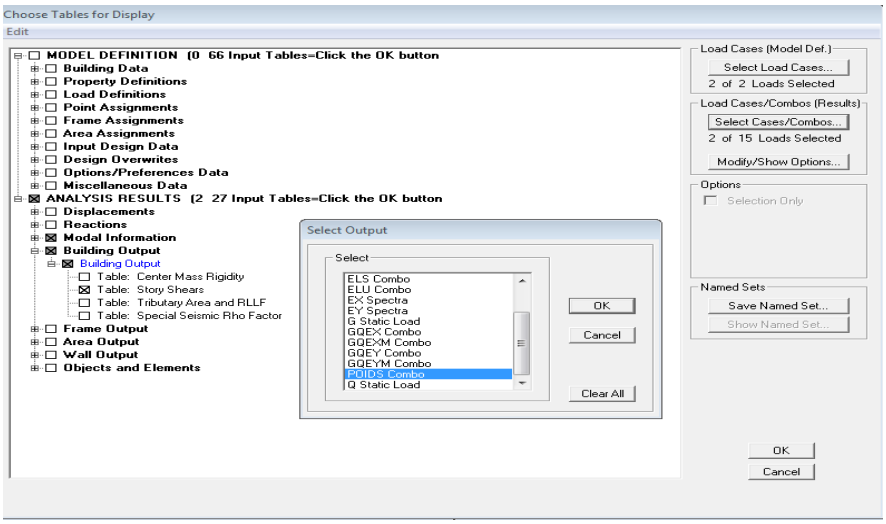
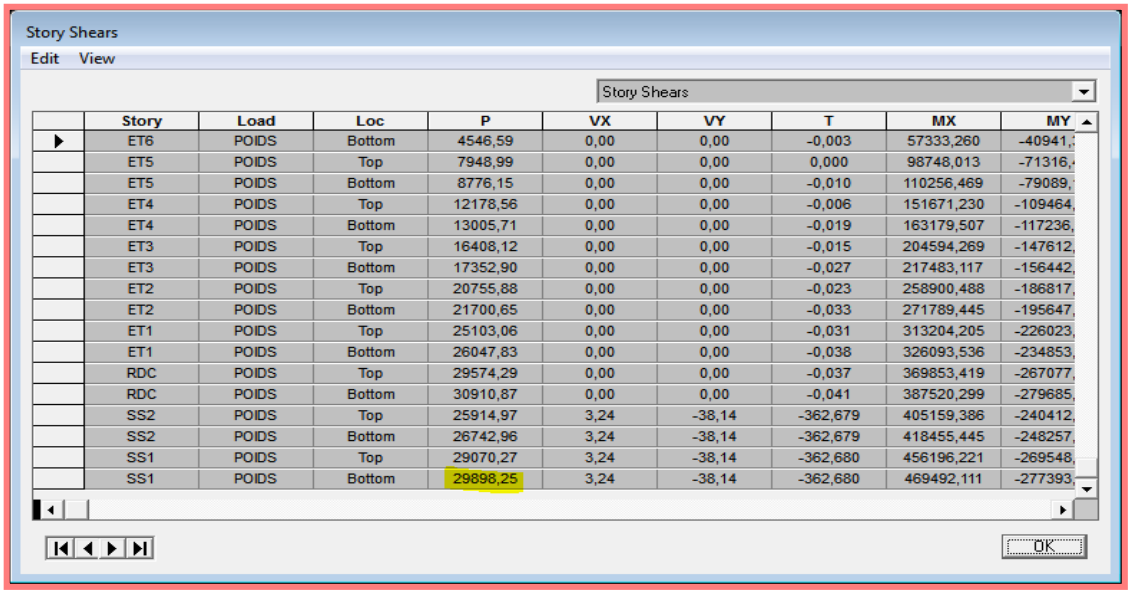


Figure V-3) Affichage de la valeur du poids total.

On clic sur ok et on aura les résultats représenté par le tableau suivant :



Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET6	POIDS	Bottom	4546,59	0,00	0,00	-0,003	57333,260	-40941,
ET5	POIDS	Top	7948,99	0,00	0,00	0,000	98748,013	-71316,
ET5	POIDS	Bottom	8776,15	0,00	0,00	-0,010	110256,469	-79089,
ET4	POIDS	Top	12178,56	0,00	0,00	-0,006	151671,230	-109464,
ET4	POIDS	Bottom	13005,71	0,00	0,00	-0,019	163179,507	-117236,
ET3	POIDS	Top	16408,12	0,00	0,00	-0,015	204594,269	-147612,
ET3	POIDS	Bottom	17352,90	0,00	0,00	-0,027	217483,117	-156442,
ET2	POIDS	Top	20755,88	0,00	0,00	-0,023	258900,488	-186817,
ET2	POIDS	Bottom	21700,65	0,00	0,00	-0,033	271789,445	-195647,
ET1	POIDS	Top	25103,06	0,00	0,00	-0,031	313204,205	-226023,
ET1	POIDS	Bottom	26047,83	0,00	0,00	-0,038	326093,536	-234853,
RDC	POIDS	Top	29574,29	0,00	0,00	-0,037	369853,419	-267077,
RDC	POIDS	Bottom	30910,87	0,00	0,00	-0,041	387520,299	-279685,
SS2	POIDS	Top	25914,97	3,24	-38,14	-362,679	405159,386	-240412,
SS2	POIDS	Bottom	26742,96	3,24	-38,14	-362,679	418455,445	-248257,
SS1	POIDS	Top	29070,27	3,24	-38,14	-362,680	456196,221	-269548,
SS1	POIDS	Bottom	29898,25	3,24	-38,14	-362,680	469492,111	-277393,

Figure V-4) La valeur du poids total.

On choisit la valeur indiquée pour SS1 - POIDS - Bottom.

Donc : **W = 29898,25 KN**

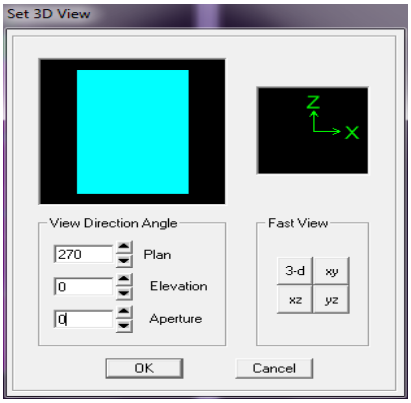
R : coefficient de comportement global, dépend du type du système de contreventement de la structure.

Etude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R :

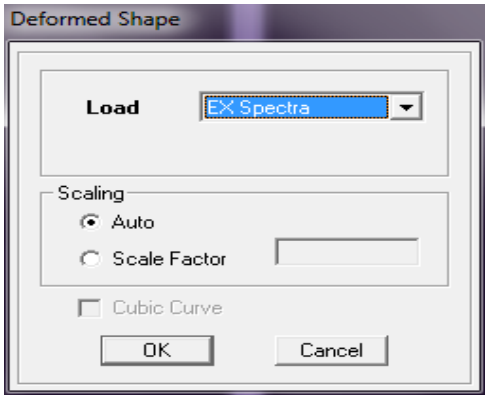
Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

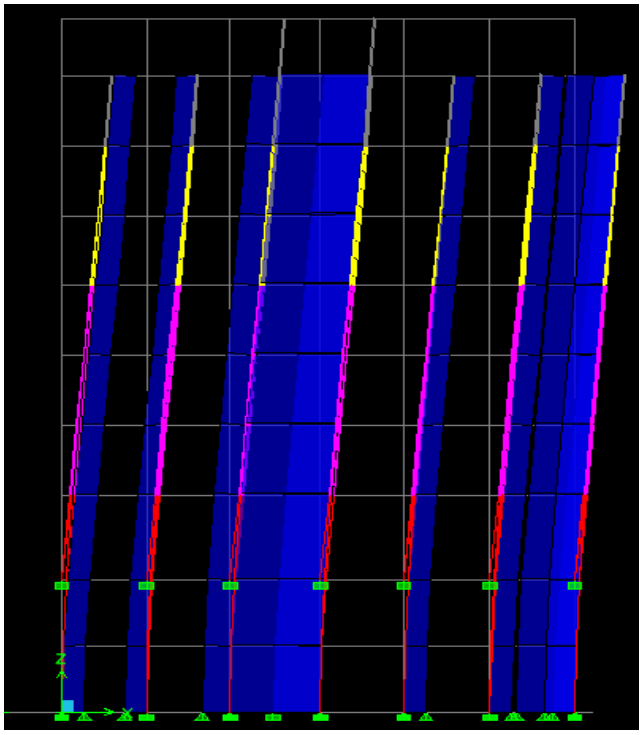
View → set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture.



Ensuite, on clic sur : display → show deformed shape → on sélectionne EX spectra → ok.



Ensuite, on clic sur : draw → draw section cut → On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.

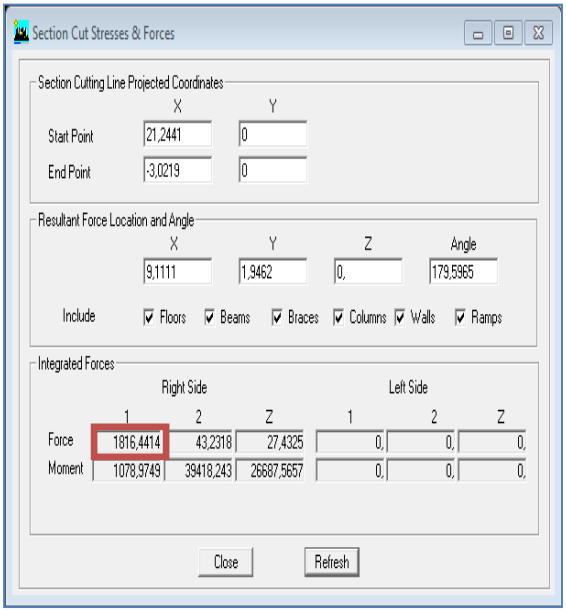


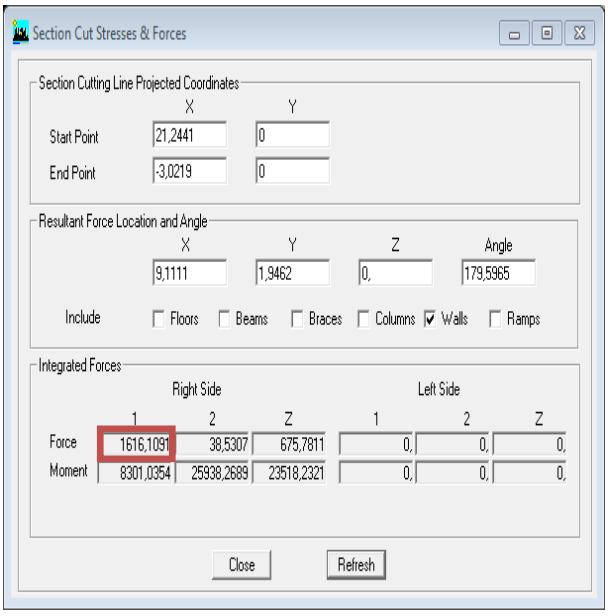
Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche : Floors, Beams, Braces, Colums, Ramps et on clic sur refresh. On aura une nouvelle valeur dans force case 1.

Les charges horizontales :

Sens X-X :

Le logiciel ETABS nous donne les résultats suivants:





On a: 1816,4414 → 100%

1616,1091 → X

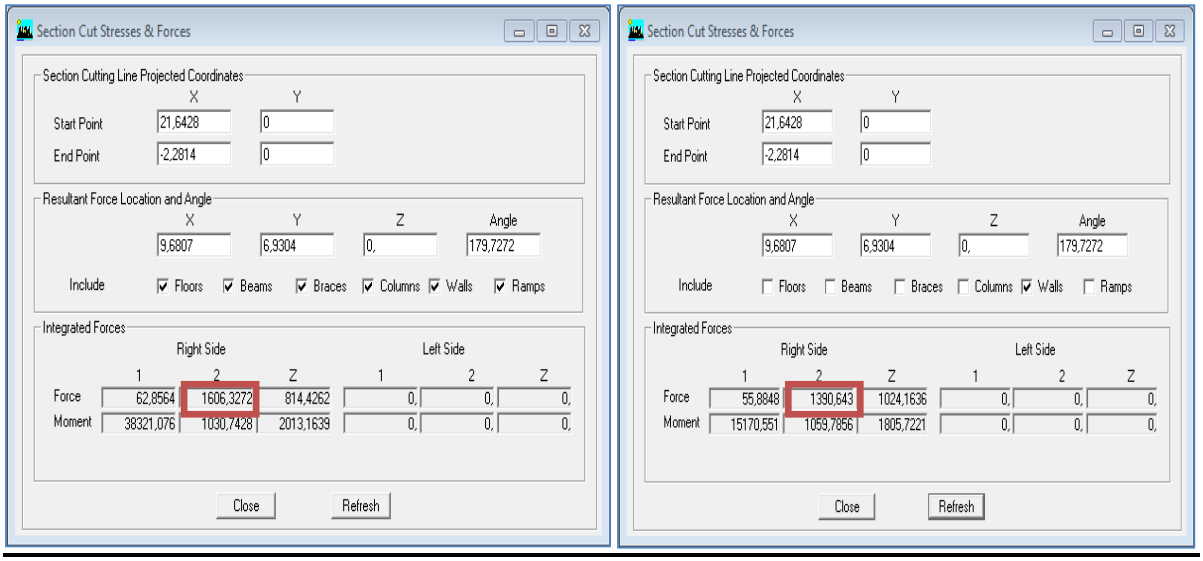
X : Étant le % des efforts repris par les voiles.

$X = \frac{1616,1091 \times 100}{1816,4411}$ = **88,97 %**

Donc : Effort repris par les voiles = **88,97 %**

Effort repris par les portiques = **11,03 %**

Sens Y-Y :



On a : 1606.3272 → 100%

1390.643 → Y

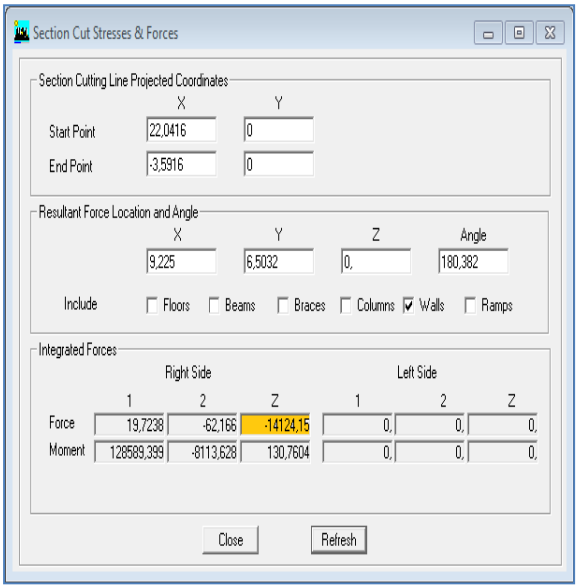
Y : Étant le % des efforts repris par les voiles.

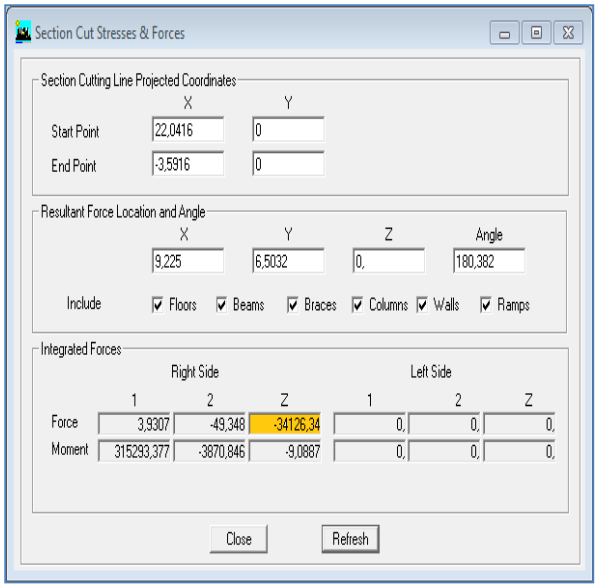
$Y = \frac{1390,643 \times 100}{1606,3272}$ = **86,57 %**

Donc : Effort repris par les voiles = **86,57 %**

Effort repris par les portiques = **13,43%**

Les Charges verticales :





On a : 34126,34 → 100%

14124,15 → Z

Z : Étant le % des efforts repris par les voiles.

$Z = \frac{14124,15 \times 100}{34126,34}$ = **41,38 %**

Donc : Effort repris par les voiles = **41,38 %**

Effort repris par les portiques = **58,62 %**

Selon les résultats trouvés et le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003 :

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de **R**
A	**Béton armé**	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Figure V-5) Valeurs du coefficient de comportement R.

Selon les résultats trouvée, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 version 2003, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on a un système de contreventement par voile. D'où : **R = 3,5**

- **Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :**

Paramètres	**A**	**T_2**	**η**	**T**	**D**	**R**	**Q**	**W**
valeurs	0,15	0,50	0,76	0,793	1,40	3,5	1,20	29898,25

Tableau V-7) Résumé des résultats obtenus.

On aura donc :

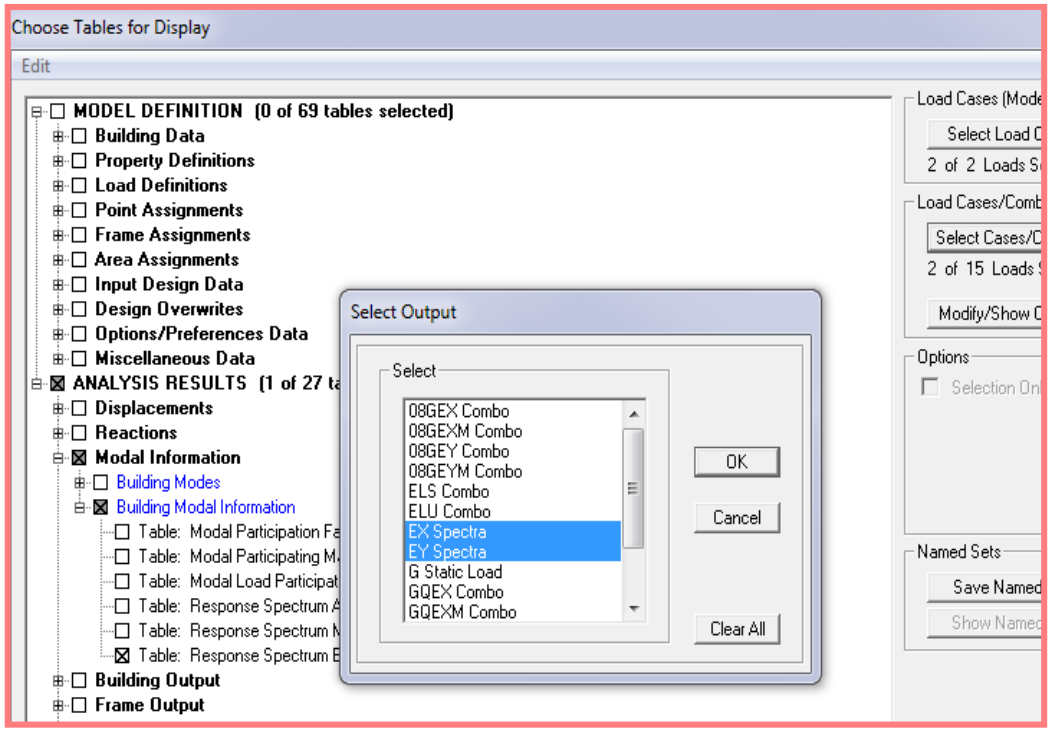
$V_{dyn} = \frac{A \times D \times Q}{R} . W = \frac{0,15 \times 1,4 \times 1,20}{3.5} \times 29898,25$

$\mathbf{V_{dyn} = 2152,674\ KN}$

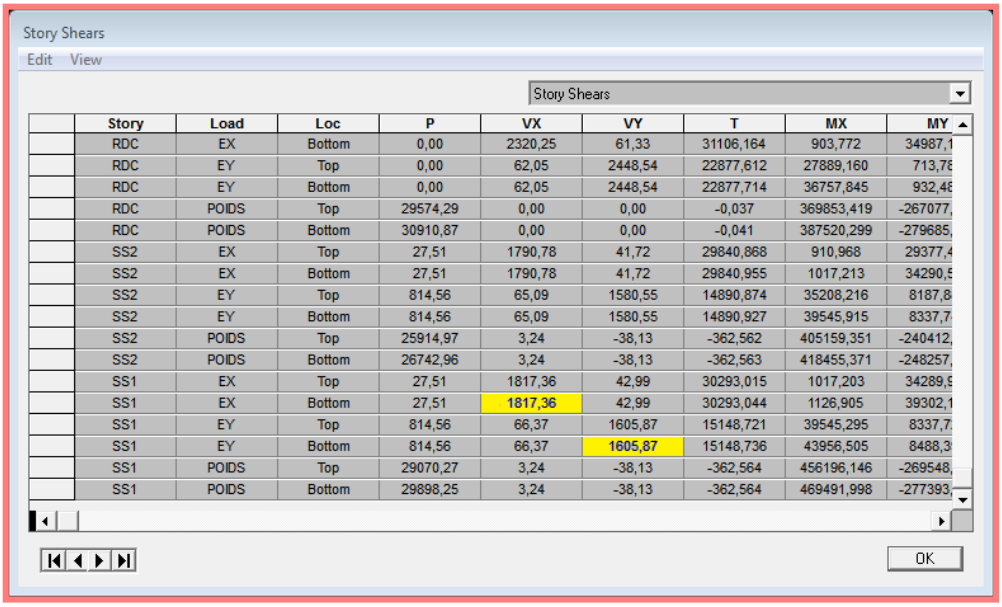
- **Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS :**

On suit les étapes suivantes :

Display → show tables → building modal information → table: response spectrum base reactions → select cases/ combo → on choisit Ex spectra et Ey spectra.



En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :



Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
RDC	EX	Bottom	0,00	2320,25	61,33	31106,164	903,772	34987,1
RDC	EY	Top	0,00	62,05	2448,54	22877,612	27889,160	713,78
RDC	EY	Bottom	0,00	62,05	2448,54	22877,714	36757,845	932,48
RDC	POIDS	Top	29574,29	0,00	0,00	-0,037	369853,419	-267077,
RDC	POIDS	Bottom	30910,87	0,00	0,00	-0,041	387520,299	-279685,
SS2	EX	Top	27,51	1790,78	41,72	29840,868	910,968	29377,4
SS2	EX	Bottom	27,51	1790,78	41,72	29840,955	1017,213	34290,5
SS2	EY	Top	814,56	65,09	1580,55	14890,874	35208,216	8187,8
SS2	EY	Bottom	814,56	65,09	1580,55	14890,927	39545,915	8337,7
SS2	POIDS	Top	25914,97	3,24	-38,13	-362,562	405159,351	-240412,
SS2	POIDS	Bottom	26742,96	3,24	-38,13	-362,563	418455,371	-248257,
SS1	EX	Top	27,51	1817,36	42,99	30293,015	1017,203	34289,9
SS1	EX	Bottom	27,51	1817,36	42,99	30293,044	1126,905	39302,1
SS1	EY	Top	814,56	66,37	1605,87	15148,721	39545,295	8337,7
SS1	EY	Bottom	814,56	66,37	1605,87	15148,736	43956,505	8488,3
SS1	POIDS	Top	29070,27	3,24	-38,13	-362,564	456196,146	-269548,
SS1	POIDS	Bottom	29898,25	3,24	-38,13	-362,564	469491,998	-277393,

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : **Vx = 1817,36 KN**

Vy = 1605,87 KN

- **Comparaison des résultats des forces sismiques :**

	V_{dyn} (KN)	V_{stat} (KN)	0,8 V_{stat}	$V_{dyn} \geq 0,8 \times V_{stat}$
Sens X-X	2152,674	1817,36	1453,88	**C.V**
Sens y-y	2152,674	1605,87	1284,69	**C.V**

Tableau V-8) Vérification de l'effort tranchant à la base.

3) *Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1) :*

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

B_c : Section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

N_d = Effort normal dans les poteaux donné par ETABS en suivant les étapes suivantes :

Select →by frame sections → PT45X45 → ok → Display → show tables → frame output → frame forces → column forces → select cases/combo → 08GEX combo, 08GEY combo, 08GEXM combo, 08GEYM combo, GQEX combo, GQEY combo, GQEXM combo, ELU → ok.

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant :

Niveau	B_c (m^2)	N_d (KN)	f_{c28} (KN/m^2)	ϑ	Observation
sous-sol1, sous-sol2 et RDC	(0,45X0,45) = 0,2025	1469,89	25000	0,29	**Condition vérifiée**
1er, 2eme et 3eme étage	(0,4X0,4) = 0,16	1016,19	25000	0,25	**Condition vérifiée**
4eme et 5eme étage	(0,35X0,35) = 0,1225	504,01	25000	0,16	**Condition vérifiée**
6eme étage	(0,3X0,3) = 0,06	175,77	25000	0,12	**Condition vérifiée**

Tableau V-9) Résumé de calcul du paramètre ϑ.

Vu la satisfaction de toutes les conditions, on garde les mêmes sections des poteaux.

4) *Vérification des déplacements inter-étages (justification vis-à-vis des déformations) [Art5. 10duRPA99mod2003] :*

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003. Ils ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage ($\bar{\Delta}$ = 0,01 H_e et H_e représente la hauteur de l'étage).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k «δ_K » de la structure est calculé comme suit :

$\delta_k = R\,\delta_{ek}$ (RPA 99 version 2003, formule 4-19)

Avec : δ_{ek} = déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R = coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (formule 4-20 de RPA 99).

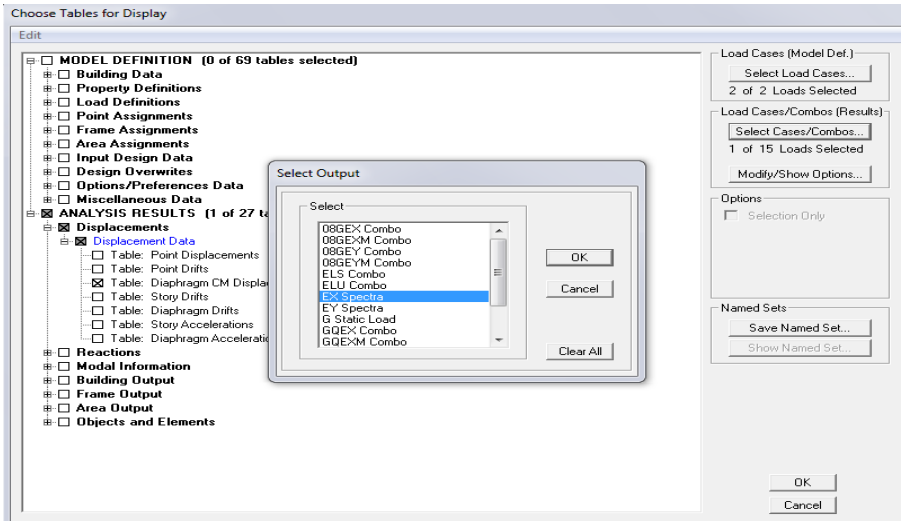
Avec : δ_{kx} = déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

δ_{ky} = déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

- **Dans le sens longitudinal :**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → Show Tables → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Ensuite, on clic sur :

ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table : Diaphragm CM displacement.

Puis on définit la combinaison Ex spectra en cliquant sur :

Select Cases/Combos → 2 fois sur OK

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ET6-1	D10	EX	0,0240	0,0007	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018
ET6	D9	EX	0,0220	0,0006	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
ET5	D8	EX	0,0193	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
ET4	D7	EX	0,0164	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015
ET3	D6	EX	0,0134	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015
ET2	D5	EX	0,0104	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015
ET1	D4	EX	0,0074	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
RDC	D3	EX	0,0047	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
SS2	D2	EX	0,0022	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
SS1	D1	EX	0,0007	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002

- **Dans le sens transversal :**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex spectra par Ey spectra.

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ET6-1	D10	EY	0,0007	0,0206	0,0000	0,00000	0,00000	0,00020
ET6	D9	EY	0,0007	0,0197	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018
ET5	D8	EY	0,0006	0,0176	0,0000	0,00000	0,00000	0,00016
ET4	D7	EY	0,0005	0,0154	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
ET3	D6	EY	0,0004	0,0129	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
ET2	D5	EY	0,0003	0,0102	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
ET1	D4	EY	0,0002	0,0074	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
RDC	D3	EY	0,0001	0,0048	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
SS2	D2	EY	0,0001	0,0021	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
SS1	D1	EY	0,0000	0,0006	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison EX :

Niveau	Diaphragme	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k = R\,\delta e_k$	$\Delta_x = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\bar{\Delta} = 0{,}01\,H_e$	Observation
Etage 6-1	D1	EX	0,024	3,5	0,084	0,007	0,025	C.V
Etage 6	D1	EX	0,022	3,5	0,077	0,009	0,031	C.V
Etage 5	D1	EX	0,0193	3,5	0,068	0,011	0,031	C.V
Etage 4	D1	EX	0,0164	3,5	0,057	0,010	0,031	C.V
Etage 3	D1	EX	0,0134	3,5	0,047	0,011	0,031	C.V
Etage 2	D1	EX	0,0104	3,5	0,036	0,010	0,031	C.V
Etage 1	D1	EX	0,0074	3,5	0,026	0,010	0,031	C.V
RDC	D1	EX	0,0047	3,5	0,016	0,008	0,037	C.V
Sous-sol 2	D1	EX	0,0022	3,5	0,008	0,006	0,029	C.V
Sous-sol 1	D1	EX	0,0007	3,5	0,002	0,002	0,029	C.V

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison EY :

Niveau	Diaphragme	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k = R\,\delta e_k$	$\Delta_x = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\bar{\Delta} = 0{,}01\,H_e$	Observation
Etage 6-1	D1	EY	0,0206	3,5	0,072	0,003	0,025	C.V
Etage 6	D1	EY	0,0197	3,5	0,069	0,007	0,031	C.V
Etage 5	D1	EY	0,0176	3,5	0,062	0,008	0,031	C.V
Etage 4	D1	EY	0,0154	3,5	0,054	0,009	0,031	C.V
Etage 3	D1	EY	0,0129	3,5	0,045	0,009	0,031	C.V
Etage 2	D1	EY	0,0102	3,5	0,036	0,010	0,031	C.V
Etage 1	D1	EY	0,0074	3,5	0,026	0,009	0,031	C.V
RDC	D1	EY	0,0048	3,5	0,017	0,010	0,037	C.V
Sous-sol 2	D1	EY	0,0021	3,5	0,007	0,005	0,029	C.V
Sous-sol 1	D1	EY	0,0006	3,5	0,002	0,002	0,029	C.V

5) *Vérification de l'effet P - Δ [Art5. 9RPA90mod2003] :*

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ). Il peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0{,}10$$

Avec :

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

V_k: effort tranchant d'étage au niveau « k »

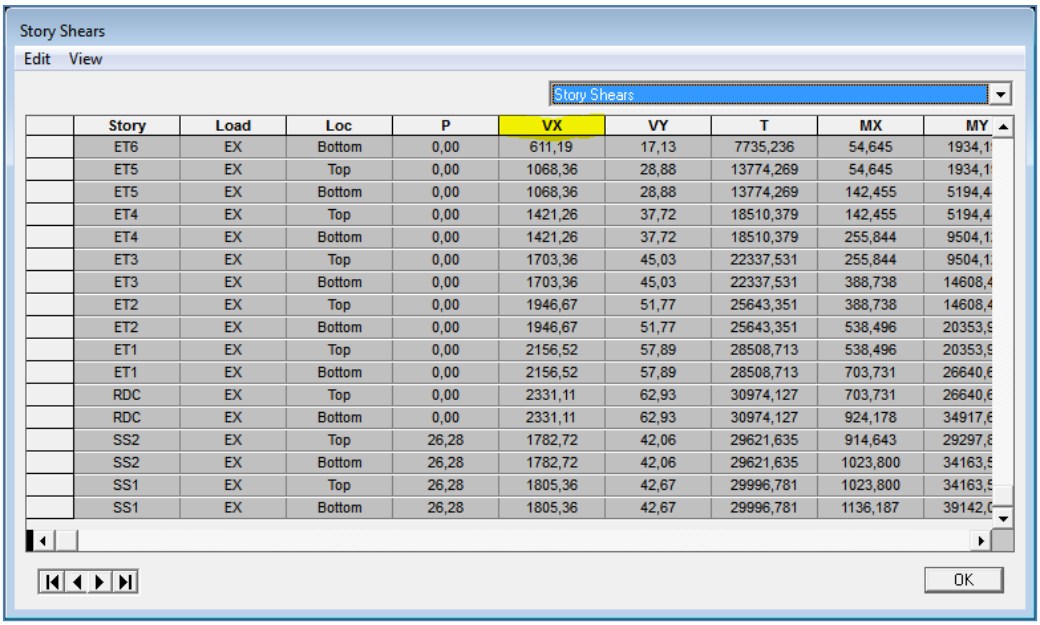
Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

H_k: hauteur de l'étage « k »

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x , V_y et le poids P par le logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

- **Pour Vx:**

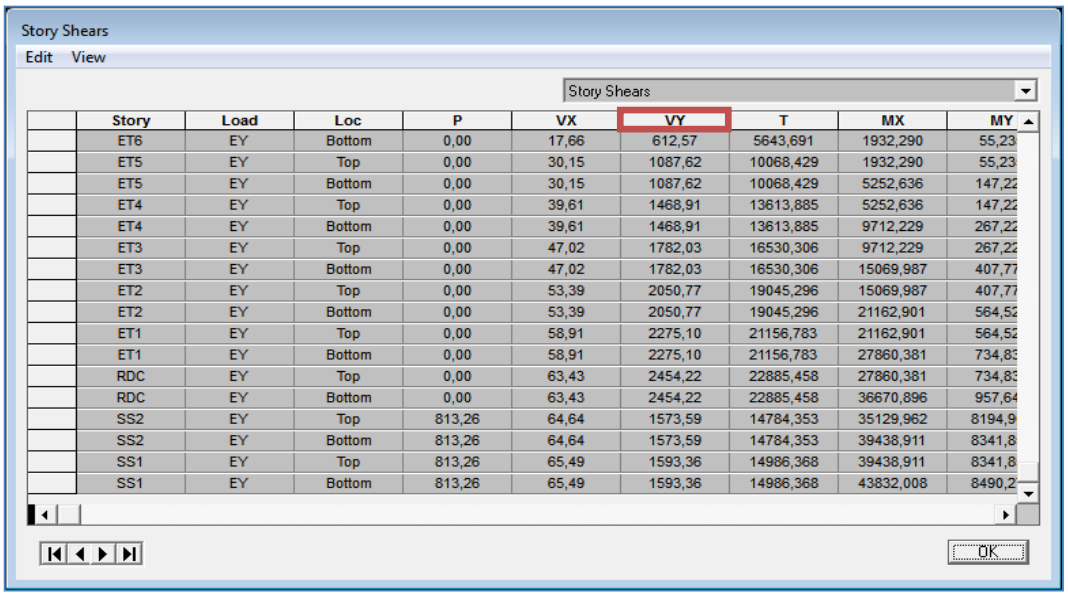
Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → Building Output → Table: Story Shears → on définit la combinaison Ex → ok



Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET6	EX	Bottom	0,00	611,19	17,13	7735,236	54,645	1934,1
ET5	EX	Top	0,00	1068,36	28,88	13774,269	54,645	1934,1
ET5	EX	Bottom	0,00	1068,36	28,88	13774,269	142,455	5194,4
ET4	EX	Top	0,00	1421,26	37,72	18510,379	142,455	5194,4
ET4	EX	Bottom	0,00	1421,26	37,72	18510,379	255,844	9504,1
ET3	EX	Top	0,00	1703,36	45,03	22337,531	255,844	9504,1
ET3	EX	Bottom	0,00	1703,36	45,03	22337,531	388,738	14608,4
ET2	EX	Top	0,00	1946,67	51,77	25643,351	388,738	14608,4
ET2	EX	Bottom	0,00	1946,67	51,77	25643,351	538,496	20353,9
ET1	EX	Top	0,00	2156,52	57,89	28508,713	538,496	20353,9
ET1	EX	Bottom	0,00	2156,52	57,89	28508,713	703,731	26640,6
RDC	EX	Top	0,00	2331,11	62,93	30974,127	703,731	26640,6
RDC	EX	Bottom	0,00	2331,11	62,93	30974,127	924,178	34917,6
SS2	EX	Top	26,28	1782,72	42,06	29621,635	914,643	29297,8
SS2	EX	Bottom	26,28	1782,72	42,06	29621,635	1023,800	34163,5
SS1	EX	Top	26,28	1805,36	42,67	29996,781	1023,800	34163,5
SS1	EX	Bottom	26,28	1805,36	42,67	29996,781	1136,187	39142,0

➢ **Pour Vy :**

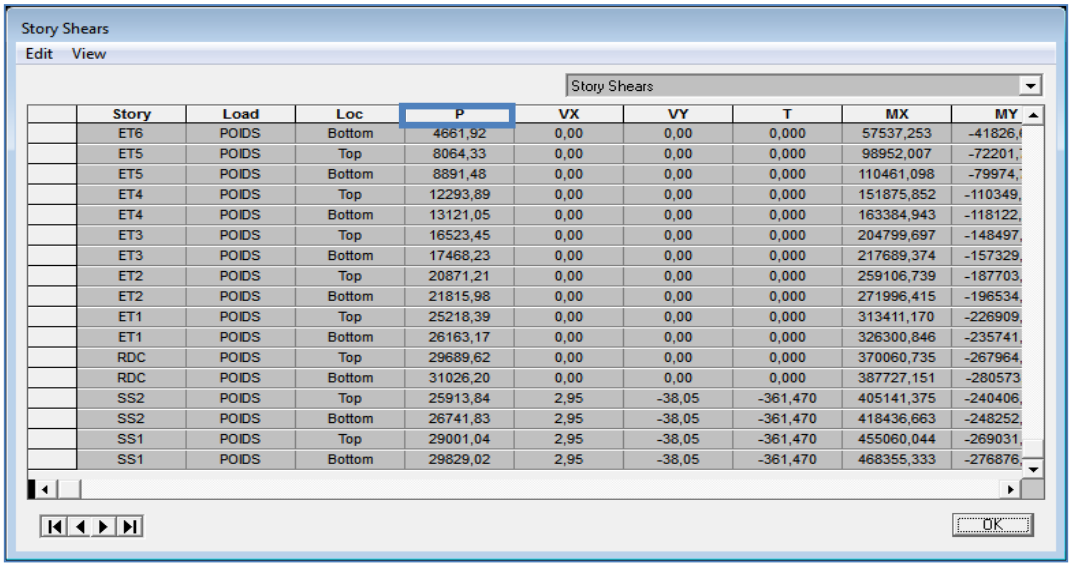
La même méthode que Vx, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.



Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET6	EY	Bottom	0,00	17,66	612,57	5643,691	1932,290	55,23
ET5	EY	Top	0,00	30,15	1087,62	10068,429	1932,290	55,23
ET5	EY	Bottom	0,00	30,15	1087,62	10068,429	5252,636	147,22
ET4	EY	Top	0,00	39,61	1468,91	13613,885	5252,636	147,22
ET4	EY	Bottom	0,00	39,61	1468,91	13613,885	9712,229	267,22
ET3	EY	Top	0,00	47,02	1782,03	16530,306	9712,229	267,22
ET3	EY	Bottom	0,00	47,02	1782,03	16530,306	15069,987	407,77
ET2	EY	Top	0,00	53,39	2050,77	19045,296	15069,987	407,77
ET2	EY	Bottom	0,00	53,39	2050,77	19045,296	21162,901	564,52
ET1	EY	Top	0,00	58,91	2275,10	21156,783	21162,901	564,52
ET1	EY	Bottom	0,00	58,91	2275,10	21156,783	27860,381	734,83
RDC	EY	Top	0,00	63,43	2454,22	22885,458	27860,381	734,83
RDC	EY	Bottom	0,00	63,43	2454,22	22885,458	36670,896	957,64
SS2	EY	Top	813,26	64,64	1573,59	14784,353	35129,962	8194,9
SS2	EY	Bottom	813,26	64,64	1573,59	14784,353	39438,911	8341,8
SS1	EY	Top	813,26	65,49	1593,36	14986,368	39438,911	8341,8
SS1	EY	Bottom	813,26	65,49	1593,36	14986,368	43832,008	8490,2

➢ **Pour P :**

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids.



Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET6	POIDS	Bottom	4661,92	0,00	0,00	0,000	57537,253	-41826,
ET5	POIDS	Top	8064,33	0,00	0,00	0,000	98952,007	-72201,
ET5	POIDS	Bottom	8891,48	0,00	0,00	0,000	110461,098	-79974,
ET4	POIDS	Top	12293,89	0,00	0,00	0,000	151875,852	-110349,
ET4	POIDS	Bottom	13121,05	0,00	0,00	0,000	163384,943	-118122,
ET3	POIDS	Top	16523,45	0,00	0,00	0,000	204799,697	-148497,
ET3	POIDS	Bottom	17468,23	0,00	0,00	0,000	217689,374	-157329,
ET2	POIDS	Top	20871,21	0,00	0,00	0,000	259106,739	-187703,
ET2	POIDS	Bottom	21815,98	0,00	0,00	0,000	271996,415	-196534,
ET1	POIDS	Top	25218,39	0,00	0,00	0,000	313411,170	-226909,
ET1	POIDS	Bottom	26163,17	0,00	0,00	0,000	326300,846	-235741,
RDC	POIDS	Top	29689,62	0,00	0,00	0,000	370060,735	-267964,
RDC	POIDS	Bottom	31026,20	0,00	0,00	0,000	387727,151	-280573
SS2	POIDS	Top	25913,84	2,95	-38,05	-361,470	405141,375	-240406,
SS2	POIDS	Bottom	26741,83	2,95	-38,05	-361,470	418436,663	-248252,
SS1	POIDS	Top	29001,04	2,95	-38,05	-361,470	455060,044	-269031,
SS1	POIDS	Bottom	29829,02	2,95	-38,05	-361,470	468355,333	-276876,

L'évaluation de cet effet du 2ème ordre suivant les 2 sens (X-X) et (Y-Y) est résumée dans le tableau ci-après :

		Sens X-X (sous EX)				Sens Y-Y (sous EY)			
Niveau	**poids (P_k)**	**Δ_{kx} [m]**	**V_{kx} [kN]**	**h_k (m)**	**$\theta_x = P_k \frac{\Delta_{kx}}{V_{kx} \times h_k}$**	**Δ_{ky} [m]**	**V_{ky} [kN]**	**h_k (m)**	**$\theta_y = P_k \frac{\Delta_{ky}}{V_{ky} \times h_{ky}}$**
Etage 6-1	155,14	0,002	26,43	2.5	**0,005**	0,001	23,4	2.5	**0,003**
Etage 6	4661,92	0,003	611,19	3.06	**0,007**	0,002	612,57	3.06	**0,005**
Etage 5	8891,48	0,003	1068,36	3.06	**0,008**	0,002	1087,62	3.06	**0,005**
Etage 4	13121,05	0,003	1421,26	3.06	**0,009**	0,003	1468,91	3.06	**0,009**
Etage 3	17468,23	0,003	1703,36	3.06	**0,010**	0,003	1782,03	3.06	**0,010**
Etage 2	21815,98	0,003	1946,67	3.06	**0,011**	0,003	2050,77	3.06	**0,010**
Etage 1	26163,17	0,003	2156,52	3.06	**0,012**	0,003	2275,1	3.06	**0,011**
RDC	31026,2	0,003	2331,11	3.74	**0,011**	0,003	2454,22	3.74	**0,010**
Sous-sol2	26741,83	0,002	1782,72	2.89	**0,010**	0,002	1573,59	2.89	**0,012**
Sous-sol1	29829,02	0,001	1805,36	2.89	**0,006**	0,001	1593,36	2.89	**0,006**

Tableau V-10) Résumé de calcul du paramètre θ.

On conclu que l'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas, car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\boldsymbol{\theta \leq 0{,}10}$

6) *Vérification de l'excentricité :*

D'après le RPA 99/version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à ± 0,05L (« L » étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$e_x = |XCM - XCR| \leq 5\%\ Lx$

$e_y = |YCM - YCR| \leq 5\%\ Ly$

Avec :

XCM : le centre de masse.
XCR : le centre de torsion.

Pour déterminer les valeurs de CM et CR par le logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

On clic sur : Display ⟶ show tables ⟶ building output ⟶ tab: centre masse rigidity ⟶ ok

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR
SS1	D1	9,208	14,439	9,208	14,439	9,055	13,896
SS2	D2	9,216	14,457	9,216	14,457	9,055	11,829
RDC	D3	8,709	11,911	8,709	11,911	9,086	10,846
ET1	D4	8,498	11,899	8,498	11,899	9,093	11,313
ET2	D5	8,496	11,898	8,496	11,898	9,091	11,682
ET3	D6	8,499	11,899	8,499	11,899	9,093	12,011
ET4	D7	8,500	11,898	8,500	11,898	9,104	12,319
ET5	D8	8,501	11,898	8,501	11,898	9,123	12,593
ET6	D9	8,480	11,639	8,480	11,639	9,143	12,833
ET6-1	D10	7,675	16,100	7,675	16,100	7,734	15,816

Lx = 18,45 m ⟶ 5 % Lx = 0.92 m

Ly = 22,85 m ⟶ 5 % Ly = 1.14 m

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que : $|XCM - XCR| \leq 5\ \%\ Lx$:

Niveau	Diaphragme	XCM	XCR	ex	5 % Lx	Observation
Etage 6-1	**D1**	9,208	9,055	0,15	0.92	CV
Etage 6	**D2**	9,216	9,055	0,16	0.92	CV
Etage 5	**D3**	8,709	9,086	-0,38	0.92	CV
Etage 4	**D4**	8,498	9,093	-0,60	0.92	CV
Etage 3	**D5**	8,496	9,091	-0,60	0.92	CV
Etage 2	**D6**	8,499	9,093	-0,59	0.92	CV
Etage 1	**D7**	8,5	9,104	-0,60	0.92	CV
RDC	**D8**	8,501	9,123	-0,62	0.92	CV
Sous-sol2	**D9**	8,48	9,143	-0,66	0.92	CV
Sous-sol1	**D10**	7,675	7,734	-0,06	0.92	CV

Tableau V-11) Vérification de l'excentricité suivant le sens X-X.

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que : $|YCM - YCR| \leq 5\ \%\ Ly$:

Niveau	Diaphragme	YCM	YCR	ey	5 % Ly	Observation
Etage 6-1	**D1**	14,439	13,896	0,54	1.14	CV
Etage 6	**D2**	14,457	11,829	2,63	1.14	CNV
Etage 5	**D3**	11,911	10,846	1,07	1.14	CV
Etage 4	**D4**	11,899	11,313	0,59	1.14	CV
Etage 3	**D5**	11,898	11,682	0,22	1.14	CV
Etage 2	**D6**	11,899	12,011	-0,11	1.14	CV
Etage 1	**D7**	11,898	12,319	-0,42	1.14	CV
RDC	**D8**	11,898	12,593	-0,69	1.14	CV
Sous-sol2	**D9**	11,639	12,833	-1,19	1.14	CNV
Sous-sol1	**D10**	16,1	15,816	0,28	1.14	CV

Tableau V-12) Vérification de l'excentricité suivant le sens Y-Y.

Remarque :

Nous constatons que 02 valeurs concernant l'excentricité suivant l'axe Y-Y ne sont pas justifiées, notamment l'étage 6 et le sous-sol 2. Cela est justifié par l'ajout de deux travées selon cet axe (à partir du RDC) créant ainsi une excentricité par rapport à cet axe dans ces deux étages.

V-3) Conclusion :

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien (RPA) sont vérifiées, donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, est satisfaisante pour résister à l'action sismique.

Nous allons donc passer au ferraillage de la Structure.

Chapitre VI
Ferraillage de la structure

VI-1) ferraillage des poteaux :

VI-1-1) Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations. Ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis des vérifications seront effectuées.

- **Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :**

Situation	γ_b	F_{c28}	F_{bu}	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

Tableau VI-1-1) Caractéristiques mécaniques des matériaux.

VI-1-2) Combinaisons des charges :

- En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- E L U : 1,35 G + 1,5 Q
- E L S: G + Q

- Selon le RPA 99 révisé en 2003 (situation accidentelle) :

- G + Q ± E : RPA 2003
- 0,8G ± E : RPA 2003

- La section d'acier sera calculée pour les différentes combinaisons d'efforts internes suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N max, M correspondant)
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N min, M correspondant)
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant (M max, N correspondant)

VI-1-3) Recommandations du RPA99 révisé en 2003:

- **Armatures longitudinales (RPA 99 / Art 7.4.1):**
  - Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
  - Leur pourcentage minimal sera de 0,8% (zone IIa).
  - Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
  - Le diamètre minimum est de 12 mm.

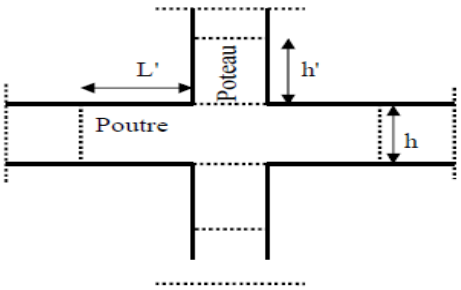
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ.
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par L' et h'

L'= 2h

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

(h_1 ; b_1) : section du poteau

h_e : hauteur d'étage



❖ **Ferraillage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1) :**

Le pourcentage minimal de l'acier sera de 0.8% :

- Poteau (45×45) → 0.008 × 45 × 45 = 16.2 cm^2
- Poteau (40×40) → 0.008 × 40 × 40 = 12.8 cm^2
- Poteau (35×35) → 0.008 × 35 × 35 = 9.8 cm^2
- Poteau (30×30) → 0.008 × 30 × 30 = 7.2 cm^2

❖ **Ferraillage maximum :**

Le pourcentage maximal de l'acier sera de :

4% en zone courante :

- Poteau (45 × 45) → 0,04 × 45 × 45 = 81 cm^2
- Poteau (40 × 40) → 0.04 × 40 × 40 = 64 cm^2
- Poteau (35 × 35) → 0.04 × 35 × 35 = 49 cm^2
- Poteau (30 × 30) → 0.04 × 30 × 30 = 36 cm^2

6% en zone de recouvrement.

- Poteau (45 × 45) → 0,06 × 45 × 45 = 121.5 cm^2
- Poteau (40 × 40) → 0.06 × 40 × 40 = 96 cm^2
- Poteau (35 × 35) → 0.06 × 35 × 35 = 73.5 cm^2
- Poteau (30 × 30) → 0.06 × 30 × 30 = 54 cm^2

➢ **Armatures transversales (RPA 99 / Art 7.4.2.2) :**

✓ **Le rôle des armatures transversales consiste à :**

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

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a . V_u}{h_t . f_e}$

Avec :

V_u = effort tranchant de calcul.

h_t = hauteur total de la section.

f_e = Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales ; fe = 400 [Mpa].

A_t = Armatures transversales.

ρ_a = Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$\rho_a = 2.50$ si l'élancement géométrique $\lambda g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda g < 5$

S_t = Espacement des armatures transversales :

$S_t \leq$ Min $(10\emptyset, 15\text{ cm})$ en zone nodal.

$S_t \leq 15\ \emptyset$ en zone courante.

Avec $\emptyset$ = diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

- ✓ **La quantité d'armatures transversales minimale :**

$\frac{A_t}{b.S_t}$ en % est donnée comme suit :

0.3 % si $\lambda g \geq 5$ $A_t^{min} = 0.3\ \%\ S_t \times b_1$

0.8 % si $\lambda g \leq 3$ $A_t^{min} = 0.8\ \%\ S_t \times b_1$

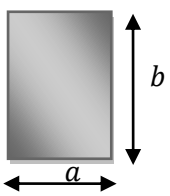
Par interpolation entre les valeurs précédentes si $3 < \lambda g < 5$.

Avec : λg = élancement géométrique.

- ✓ **Calcul de l'élancement géométrique** :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 $\emptyset$ minimum.

$\lambda_g = (\frac{L_f}{a} ; \frac{L_f}{b})$



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

L_f : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement L_f est donnée suivant l'article B.8 .3.3 du BAEL91/99.

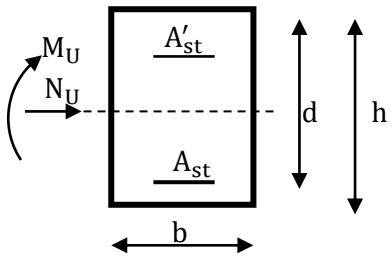
$L_f = 0.7\ h_e$

He = hauteur du poteau.

VI-1-4) Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier une section soumise à une flexion composée qui peut être une:

- ✓ Section partiellement comprimée (SPC).
- ✓ Section entièrement comprimée (SEC).
- ✓ Section entièrement tendue (SET).



Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

↳ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si:

$$e = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

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

Avec M_f = moment fictif

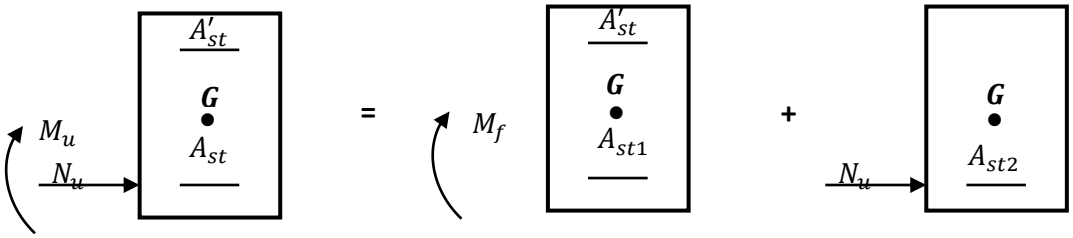


Figure VI-1-1) Schéma de calcul en flexion composée.

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

- $\mu \leq \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée (SSA) $(A' = 0)$

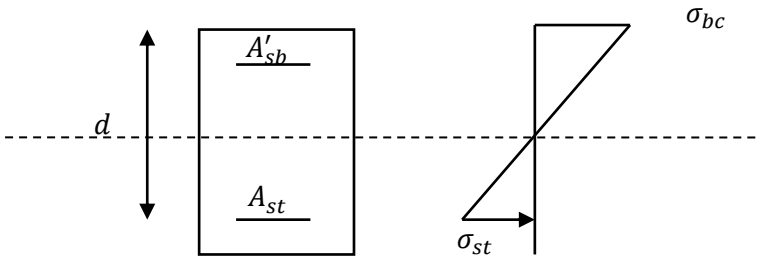
$\Longrightarrow A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$

D'ou la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

- $\mu > \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ la section est doublement armée (SDA). On calcul:

$Mr = \mu_l\, bd^2 f_{bc}$

$\Delta M = M_f - M_r$



Avec : Mr = moment ultime pour une section simplement armée

$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$

$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$ Mpa

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A'$, $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

- **Section entièrement comprimée : (SEC)**

La section est entièrement comprimée si :

$e = \frac{M_u}{N_u} \leq (\frac{h}{2} - c)$

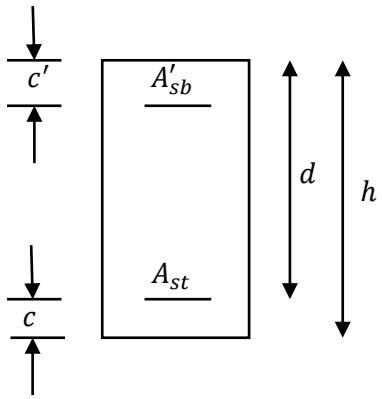
$N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{C'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$

1) la Section est simplement Armée (SSA) :

Si : $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{C'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \Longrightarrow A'_{st} > 0 \quad ; A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$A'_{st} = \frac{N - \Psi.b.h.f_{bc}}{.\sigma_{st}}$; $A_{st} = 0$



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

2) la Section est doublement Armée (SDA) :

Si : $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^{2} f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$A'_{st} = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}}$; $A_{st} = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera a l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec B : Aire de la section du béton seul.

σ_{st}: Contrainte de l'acier.

VI-1-5) Calcul du ferraillage des poteaux :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont données par le logiciel ETABS, et leurs ferraillage se fait par un calcul manuel ou automatique à l'aide de logiciel SOCOTEC.

- **Exemple de calcul manuel :**
  - **Armatures longitudinales :**

Poteau 45 X 45 :

N_u = 56,98 KN

M_u = 24,67 KN.m

Calcul du centre de pression :

$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{24,67}{56,98} \times 10^2 = 43,3\ cm > \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{45}{2} - 2\right) = 20.5\ cm$

$e = \frac{M_u}{N_u}$ = 43,3 cm > $\left(\frac{h}{2} - c\right)$ = 20,5 cm → la section est partiellement comprimée (SPC).

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right) = 24{,}67 + 56{,}98\left(\frac{0.45}{2} - 0.02\right) = 36{,}35 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{36{,}35}{0{,}45\times 0{,}43^2\times 14.2\times 10^3} = 0{,}03 \qquad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$\mu = 0,03 \leq \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée(SSA)

On détermine β du tableau: $\mu = 0{,}03 \longrightarrow \beta = 0{,}985$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{36{,}35\times 10^3}{0{,}985\times 43\times 348} = 2{,}47\ cm^2 \qquad ; \qquad A' = 0$$

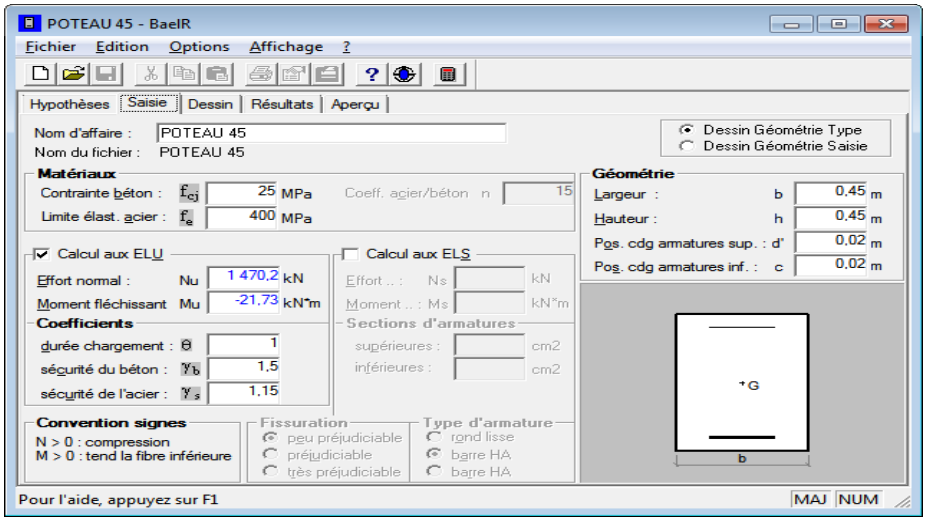
D'ou la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 2{,}47 - \frac{56{,}98}{348\times 10^{-1}} = 0{,}83\ cm^2$

- **Exemple de calcul avec le logiciel SOCOTEC :**

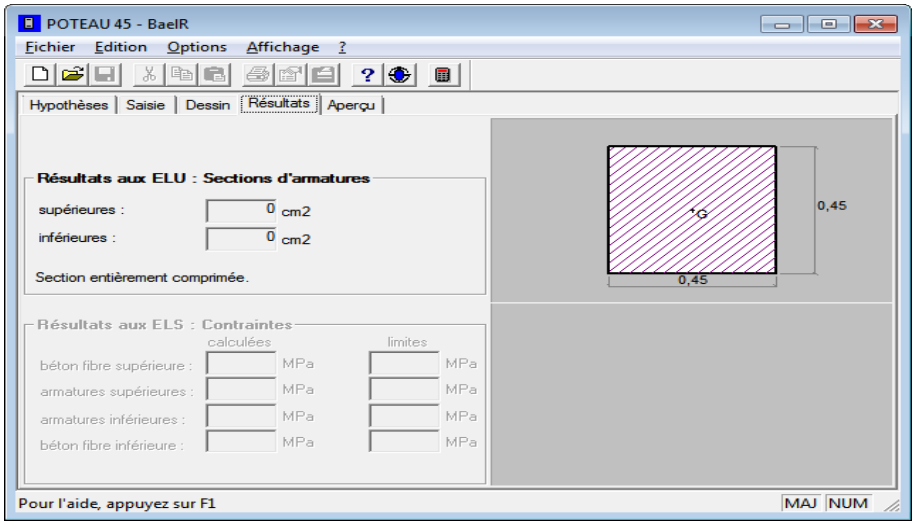
G+Q±E

Poteaux 45x45 :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



La section d'acier donnée par SOCOTEC :



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau si dessous :

Sections	Combinaisons	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	(h/2)-c	Nature	A_{sup} (cm^2)	A_{inf} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Ferraillage	$A_{adoptée}$
(45X45)	ELU	N_{max} - M_{corr}	1425,57	1,471	0,10	0,205	SEC	0	0	16,2	8 HA 16	16,08
		N_{min} - M_{corr}	56,98	24,67	43,30	0,205	SPC	0	0,83	16,2		
		M_{max} - N_{corr}	846,31	31,756	3,75	0,205	SEC	0	0	16,2		
	G+Q+E	N_{max} - M_{corr}	1470,16	-21,733	-1,48	0,205	SEC	0	0	16,2	8 HA 16	16,08
		N_{min} - M_{corr}	-598,07	4,418	-0,74	0,205	SET	8,29	8,91	16,2		
		M_{max} - N_{corr}	284,92	175,198	61,49	0,205	SPC	0	9,46	16,2		
	0,8G+Q	N_{max} - M_{corr}	1336,67	-21,798	-1,63	0,205	SEC	0	0	16,2	8 HA 16	16,08
		N_{min} - M_{corr}	-729,04	4,417	-0,61	0,205	SET	10,17	10,79	16,2		
		M_{max} - N_{corr}	157,02	173,523	110,51	0,205	SPC	0	10,76	16,2		
(40X40)	ELU	N_{max} - M_{corr}	1016,19	-16,169	-1,59	0,18	SEC	0	0	12,8	4HA16 + 4HA14	14,20
		N_{min} - M_{corr}	149,79	-0,543	-0,36	0,18	SEC	0	0	12,8		
		M_{max} - N_{corr}	503,7	23,888	4,74	0,18	SEC	0	0	12,8		
	G+Q+E	N_{max} - M_{corr}	775,14	-38,665	-4,99	0,18	SEC	0	0	12,8	4HA16 + 4HA14	14,20
		N_{min} - M_{corr}	-154,22	5,382	-3,49	0,18	SET	1,79	2,65	12,8		
		M_{max} - N_{corr}	151,47	91,515	60,42	0,18	SPC	0	5,43	12,8		
	0,8G+Q	N_{max} - M_{corr}	600,88	-42,753	-7,12	0,18	SEC	0	0	12,8	4HA16 + 4HA14	14,20
		N_{min} - M_{corr}	-229,13	5,349	-2,33	0,18	SET	2,87	3,72	12,8		
		M_{max} - N_{corr}	35,52	85,814	241,59	0,18	SPC	0	6,41	12,8		
(35X35)	ELU	N_{max} - M_{corr}	504,01	-6,062	-1,20	0,155	SEC	0	0	9,8	4HA14 + 4HA12	10,68
		N_{min} - M_{corr}	52,8	-0,118	-0,22	0,155	SEC	0	0	9,8		
		M_{max} - N_{corr}	273,28	22,334	8,17	0,155	SEC	0	0	9,8		
	G+Q+E	N_{max} - M_{corr}	374,65	-23,701	-6,33	0,155	SEC	0	0	9,8	4HA14 + 4HA12	10,68
		N_{min} - M_{corr}	-35,68	4,406	-12,35	0,155	SET	0,1	0,92	9,8		
		M_{max} - N_{corr}	94,96	63,361	66,72	0,155	SPC	0	4,67	9,8		
	0,8G+Q	N_{max} - M_{corr}	274,32	-30,292	-11,04	0,155	SEC	0	0	9,8	4HA14 + 4HA12	10,68
		N_{min} - M_{corr}	-55,42	3,386	-6,11	0,155	SET	0,48	1,11	9,8		
		M_{max} - N_{corr}	55,15	57,563	104,38	0,155	SPC	0	4,59	9,8		
(30X30)	ELU	N_{max} - M_{corr}	175,77	-5,157	-2,93	0,13	SEC	0	0	7,2	8HA12	9,05
		N_{min} - M_{corr}	11,96	-0,432	-3,61	0,13	SEC	0	0	7,2		
		M_{max} - N_{corr}	166,14	19,676	11,84	0,13	SPC	0	0	7,2		
	G+Q+E	N_{max} - M_{corr}	144,69	-18,835	-13,02	0,13	SEC	0	0	7,2	8HA12	9,05
		N_{min} - M_{corr}	-28	6,167	-22,03	0,13	SPC	0	1,07	7,2		
		M_{max} - N_{corr}	52,65	39,458	74,94	0,13	SPC	0	3,64	7,2		
	0,8G+Q	N_{max} - M_{corr}	109,65	-14,681	-13,39	0,13	SEC	0	0	7,2	8HA12	9,05
		N_{min} - M_{corr}	-36,95	4,964	-13,43	0,13	SPC	0	1,08	7,2		
		M_{max} - N_{corr}	37,44	35,49	94,79	0,13	SPC	0	3,36	7,2		

Tableau VI-1-2) Ferraillage des poteaux à l'ELU.

VI-1-6) vérifications à l'ELU :

- **Armatures transversales :**

- **Diamètre des barres (art A8.1.3/BAEL91 modifiée 99) :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinale de la pièce, leurs rôles est de maintenir les armatures longitudinales et éviter leurs flambement. D'après les règles de BAEL91/modifié99, le diamètre des armatures transversales $\emptyset_t$ est au moins égal a la valeur normalisée la plus proche du tires (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\emptyset_t = \frac{1}{3}\emptyset_l = \frac{1}{3} \times 16 = 5.33\ mm \quad \text{soit} \quad \emptyset_t = 10 \text{ mm}$$

Avec : $\emptyset_l$ = Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section: $A_t = 3{,}14\ cm^2 = 4$ HA 10

- **L'espacement des armatures transversales :**

  - ✓ **En zone nodale :**

$S_t \leq$ Min ($10\phi_l^{min}$, 15 cm) = Min ($10\times 1{,}2$; 15 cm) = 12 cm $\rightarrow$ S_t = 10 cm

  - ✓ **En zone courante :**

$S_t \leq 15\ \phi_l^{min} = 18$ cm

Nous adoptons : $S_t = 15$ cm

Avec : ϕ_l^{min}: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :**

D'après l'article (7-4-2-2)/RPA99 version 2003, la quantité d'armatures transversales est donnée par la formule suivante: $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

Si $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow A_t^{min} = 0.3\ \% \times S_t \times b_l$

Si $\lambda_g \leq 3 \longrightarrow A_t^{min} = 0.8\ \% \times S_t \times b_l$

Si $3 < \lambda_g < 5 \longrightarrow$ Interpolation entre les deux valeurs précédentes.

Avec : b_1 = dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

λ_g = élancement géométrique du poteau.

$L_f = 0{,}7\ L_0$: longueur de flambement du poteau.

L_0 = longueur libre du poteau.

Pour le sous-sol1 et sous-sol 2 : $L_0 = 2{,}89$ m $\longrightarrow$ $L_f = 0.707 \times 289 = 204.33$ cm

Pour le RDC : L_0 = 3,74 m ⟶ L_f = 0.707 × 374 = 264.42cm

Pour les étages courants : L_0 = 3.06 m ⟶ L_f = 0.707 × 306 = 216.34 cm

- Poteau 45 x 45: $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{204.332}{45} = 4{,}54$

  $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{264.42}{45} = 5.88$
- Poteau 40 x 40: $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{216.34}{40} = 5.41$
- Poteau 35 x 35: $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{216.34}{35} = 6.18$
- Poteau 30 x 30: $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{216.34}{30} = 7.21$

ρ_a est un coefficient correcteur qui tien compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Sections des poteaux	Hauteur libre des poteaux	λ_g	ρ_a
45 X45	L_0 = 2,89 m	4,54	3,75
45 X 45	L_0 = 3,74 m	5.88	2,5
40 X 40	L_0 = 3.06 m	5.41	2,5
35 X35	L_0 = 3.06 m	6.18	2,5
30 X30	L_0 = 3.06 m	7.21	2,5

Tableau VI-1-3) Coefficients correcteurs "ρ"en fonction de l'élancement géométrique du poteau"λ_g"

On a déjà vu que :

Si $\lambda_g \geq 5$ ⟶ $A_t^{min} = 0.3\ \% \times S_t \times b_l$

Si $\lambda_g \leq 3$ ⟶ $A_t^{min} = 0.8\ \% \times S_t \times b_l$

Si $3 < \lambda_g < 5$ ⟶ Interpolation entre les deux valeurs précédentes.

Poteaux	A_t^{min} (cm²)		A_t (cm²)	Vérifications : $A_t^{min} < A_t$	
	Zone courante S_t = 15 cm	Zone Nodale S_t = 10 cm		Zone courante	Zone nodale
45 x 45	3.71	2.48	3,14	C.N.V	C.V
	2,025	1,35		C.V	C.V
40 x 40	1,8	1,2	3,14	C.V	C.V
35 x 35	1,575	1,05	3,14	C.V	C.V
30 x 30	1,35	0,9	3,14	C.V	C.V

Tableau VI-1-4) Quantité d'armatures transversales minimale.

Remarque :

Nous constatons que la quantité des armatures transversales dans le cas du poteau 45x45 des deux sous-sols n'est pas suffisante : la condition n'est pas vérifiée en zone courante uniquement.

Afin de vérifier cette condition, nous diminuons l'espacement des armatures transversales en zone courante, soit donc **St = 10 cm** (uniquement pour les poteaux des deux sous-sols, ayant une hauteur libre de 2.89 m).

Donc : les armatures transversales des poteaux seront composées de 2 cadres $\emptyset_{10}$ tel que : $A_t = 3{,}14\ cm^2$, avec un espacement comme suit :

- 10 cm en zone nodale.
- 10 cm en zone courante pour les deux sous-sols.
- 15 cm en zone courante pour le RDC et les étages courants.

- **Longueur de recouvrement** :

Selon le RPA, la longueur minimale de recouvrement est : Lr = 40 x Ø

Pour :

- Ø16 ⟶ L r = 40 × 1.6 = 64 cm
- Ø14 ⟶ L r = 40 × 1.2 = 56 cm
- Ø12 ⟶ L r = 40 × 1.2 = 48 cm

- **Longueur d'ancrage** : **(B.A.E.L.91 Article A.6.1.221) :** $l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_{su}}$

Avec : f_{t28} =0.6 + 0.06 $f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1$Mpa ; $\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28}$

Ψ =1.5 pour les aciers à haute adhérence.

τ_{su}=0.6 x 1.5^2 x 2.1 = 2.835 MPa

- Pour Ø 16 : $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6\times400}{4\times2.835} = 56.44$ cm
- Pour Ø 14 : $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4\times400}{4\times2.835} = 49.38$cm
- Pour Ø 12 : $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2\times400}{4\times2.835} = 42.33$ cm

- **Vérification au cisaillement** :**(RPA99/Art7.4.3.2) :**

$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$ Avec : $\begin{cases} \rho_b = 0,075 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_b = 0,04 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	section	V_u (KN)	B (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_b	τ_b (MPa)	τ_{bu} (MPa)	Vérifications
sous-sol1	45X45	47.57	45	43	4,54	0,04	0,025	1	**C.V**
entresol2	45X45	47.57	45	43	4,54	0,04	0,025	1	**C.V**
RDC	45X45	78.94	45	43	5.88	0,075	0,041	1,875	**C.V**
Etage 1	40X40	61.05	40	38	5.41	0,075	0,040	1,875	**C.V**
Etage 2	40X40	61.05	40	38	5.41	0,075	0,040	1,875	**C.V**
Etage 3	40X40	61.05	40	38	5.41	0,075	0,040	1,875	**C.V**
Etage 4	35X35	42.07	35	33	6.18	0,075	0,036	1,875	**C.V**
Etage 5	35X35	42.07	35	33	6.18	0,075	0,036	1,875	**C.V**
Etage 6	30X30	27.64	30	28	7.21	0,075	0,033	1,875	**C.V**

Tableau VI-1-5) Vérification au cisaillement.

- **Délimitation de la zone nodale:**

Au niveau des poutres : $L^{'} = 2\ h$ Avec : h = hauteur de la poutre.

Au niveau des poteaux : h'= Max ($\frac{he}{6}$; b_1 ; h_1 ; 60 cm)

Avec: b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e: hauteur entre nu du poteau.

- Pour les étages de hauteur 2.89 m : h'= Max ($\frac{he}{6}$; b_1 ; h_1 ; 60 cm) = 60 cm
- Pour les étages de hauteur 3.74 m : h'= Max ($\frac{he}{6}$; b_1 ; h_1 ; 60 cm) = 62.33 cm
- Pour les étages de hauteur 3.06 m : h'= Max ($\frac{he}{6}$; b_1 ; h_1 ; 60 cm) = 60 cm

VI-1-7) vérifications à l'ELS :

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):**

$$A_{adopté} \geq A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0{,}455 \times d}{e_s - 0{,}185 \times d}\right]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

section	Sollicitations	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e_s (cm)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Observation
45X45	N_{max} - M_{corr}	1032,94	1,05	0,001	5,41	16,08	**C.V**
	N_{min} - M_{corr}	40,93	17,664	0,432	5,61		
	M_{max} - N_{corr}	613,12	22,535	0,037	5,43		
40X40	N_{max} - M_{corr}	739,56	-11,581	-0,016	4,27	14,2	**C.V**
	N_{min} - M_{corr}	109,11	-0,393	-0,004	4,28		
	M_{max} - N_{corr}	367,12	17,305	0,047	4,29		
35X35	N_{max} - M_{corr}	367,17	-4,419	-0,012	3,27	10,68	**C.V**
	N_{min} - M_{corr}	38,45	-0,085	-0,002	3,27		
	M_{max} - N_{corr}	199,59	16,191	0,081	3,30		
30X30	N_{max} - M_{corr}	128,61	-3,76	-0,029	2,40	9,05	**C.V**
	N_{min} - M_{corr}	8,77	-0,311	-0,035	2,40		
	M_{max} - N_{corr}	121,74	14,309	0,118	2,44		

Tableau VI-1-6) Vérification du ferraillage à l'ELS.

- **Etat limite d'ouvertures des fissures:**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL91):**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6f_{c28} = 15$ MPa

On peut vérifier la contrainte dans le béton par deux méthodes, manuellement ou à l'aide du logiciel SOCOTEC.

Nous avons deux cas à vérifier :

↳ Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ ⟶ La section est entièrement comprimée (SEC)

L'aire de la section homogène totale est : S=b×h+n (A_S+A'_s)

$$V_1 = \frac{1}{B}\left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times c' + A_s \times d)\right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_1^3) + [A_s(V_1 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[\frac{N_s}{B_0}\frac{M_s}{I}\right] \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28}$$

Puisque $\sigma_{b1} < \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

N_s : Effort de compression à l'ELS.

M_s : Moment fléchissant a l'ELS.

B_0 : Section homogénéisée.

$$B_0 = b \times h + 15A_s$$

↳ Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ ⟶ la section est partiellement comprimée (SPC)

Il faut vérifier :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

$$\sigma_b = K \times y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - c)^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

y_2^3+p×y_2+q=0

P= $-3c^2 - \frac{90A'_s}{b}(c-c')^2 + \frac{90A'_s}{b}(d-c)^2$

q= $-3c^2 - \frac{90A'_s}{b}(c-c')^2 + \frac{90A'_s}{b}(d-c)^2$

c=$\frac{h}{2}$-2.5

c : distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	section	Sollicitations	N_s (KN)	M_s (KN.m)	σ_{bsup}	σ_{binf}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Vérification
sous-sol1, sous-sol2 et RDC	45X45	N_{max} -M_{corr}	1032,94	1,05	4,16	4,08	15	C.V
		N_{min} - M_{corr}	40,93	17,664	1,03	0	15	C.V
		M_{max} -N_{corr}	613,12	22,535	3,38	3,38	15	C.V
Etage 1, étage 2 et étage 3	40X40	N_{max} -M_{corr}	739,56	-11,581	2,99	4,31	15	C.V
		N_{min} - M_{corr}	109,11	-0,393	0,52	0,56	15	C.V
		M_{max} -N_{corr}	367,12	17,305	2,8	0,83	15	C.V
Etage 4 et étage 5	35X35	N_{max} -M_{corr}	367,17	-4,419	1,99	2,76	15	C.V
		N_{min} - M_{corr}	38,45	-0,085	0,24	0,26	15	C.V
		M_{max} -N_{corr}	199,59	16,191	2,7	0	15	C.V
Etage 6	30X30	N_{max} -M_{corr}	128,61	-3,76	0,6	1,6	15	C.V
		N_{min} - M_{corr}	8,77	-0,311	0,03	0,12	15	C.V
		M_{max} -N_{corr}	121,74	14,309	3,06	0	15	C.V

Tableau VI-1-7) Vérification des contraintes.

VI-1-8) Conclusion :

On adoptera le ferraillage suivant :

- **Poteau 45X45 :**
  - **Armatures longitudinales :** 8 HA 16 → 16,08 cm^2
  - **Armatures transversales :** 4HA10 → 3,14 cm^2

- **Poteau 40X40 :**
  - **Armatures longitudinales :** 4HA16 + 4HA14 → 14,20 cm^2
  - **Armatures transversales :** 4HA10 → 3,14 cm^2

- **Poteau 35X35 :**
  - **Armatures longitudinales :** 4HA14 + 4HA12 → 10,68 cm^2
  - **Armatures transversales :** 4HA10 → 3,14 cm^2

- **Poteau 30X30 :**
  - **Armatures longitudinales :** 8HA12 → 9,05 cm^2
  - **Armatures transversales :** 4HA10 → 3,14 cm^2

VI-2) ferraillage des poutres :

VI-2-1) Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des planchers vers les poteaux. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant T et à un moment fléchissant M, qui sont extrait à partir de logiciel ETABS. Ils sont donc calculés en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

- **Les combinaisons considérées pour les calculs sont :**

1.35G+1.5Q …….. À l'ELU.

G+Q …….. À l'ELS.

G+Q±E ……. RPA99 révisée 2003.

0.8G±E …….. RPA99 révisée 2003.

VI-2-2) Recommandations du RPA version 2003 pour le ferraillage des poutres :

- **Armatures longitudinales :**
  - La longueur minimale de recouvrement est de 40Øen zone II_a.
  - L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
  - On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
  - Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

    A_{max} = 4 % b h en zone courante :

Poutre principale (30X40) : A_{max} = 4 % b h = 0,04 X 30 X 40 = 48cm^2

Poutre secondaire (25X30) : A_{max} = 4 % b h = 0,04 X 25X 30 = 30 cm^2

Poutre de chainage (25X30) : A_{max} = 4 % b h = 0,04 X 25 X 30 = 30 cm^2

A_{max} = 6 % b h en zone de recouvrement :

Poutre principale (30X40) : A_{max} = 6 % b h = 0,06 X 30 X 40 = 72 cm^2

Poutre secondaire (25X30) : A_{max} = 6 % b h = 0,06 X 25 X 30 = 45 cm^2

Poutre de chainage (25X30) : A_{max} = 6 % b h = 0,06 X 25 X 30 = 45 cm^2

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section. A_{min} = 0,5 % b h

Poutre principale (30X40) : A_{min} = 0,5 % b h = 0,005 X 30 X 40 = 6 cm^2

Poutre secondaire (25X30) : A_{min} = 0,5 % b h = 0,005 X 25 X 30 = 3,75 cm^2

Poutre de chainage (25X30) : A_{min} = 0,5 % b h = 0,005 X 25 X 30 = 3,75 cm^2

- **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0{,}003 \times S_t \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

En zone nodale: $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$

En zone courante: $S_t \leq \frac{h}{2}$

Avec : $\emptyset$ = Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

VI-2-3) Etapes de calcul du ferraillage :

a. **Calcul du moment réduit « μ » :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

b. **Calcul du moment réduit limite « μ_l » :**

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

c. **On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :**

Si : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\longrightarrow$ A_{sc}=0.

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Si : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA).

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

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

Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}$, $\gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2$ MPa

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348$ MPa

VI-2-4) Calcul du ferraillage des poutres sous voiles :

1) Poutre principale (30 X 40) cm² :

❖ **Aux appuis supérieurs :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{165.474 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.269 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.269 \implies \beta = 0.839$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{165.474 \times 10^3}{0.938 \times 38 \times 348} = 13.340 \text{ cm}^2$$

❖ **Aux appuis inférieurs :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{142.44 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.232 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.232 \implies \beta = 0.866$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{142.44 \times 10^3}{0.866 \times 38 \times 348} = 12.44 \text{ cm}^2$$

❖ **En travées:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{42.174 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.069 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.069 \implies \beta = 0.964$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{42.174 \times 10^3}{0.964 \times 38 \times 34.8} = 3.308 \text{ cm}^2$$

Poutre principale	M_{max} (KN.m)	μ	observation	β	A_s (cm²)	A_{min} (cm²)	ferraillage	A adoptée (cm²)
En travée	42.174	0.069	S.S.A	0.964	3.308	6	3HA14	4.62
Aux appuis sup	165.474	0.269	S.S.A	0.839	13.340	6	3HA20+3HA14	14.04
Aux appuis inf	142.44	0.232	S.S.A	0.866	12.44	6	3HA20+3HA14	14.04

Tableau VI-2-1) Ferraillage des poutres principales sous voiles.

2) Poutre secondaires (25 X 30) cm² :

❖ **Aux appuis supérieurs :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{104.227 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.370 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$\mu = 0.370 \implies \beta = 0.755$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{104.227 \times 10^3}{0.755 \times 28 \times 348} = 14.22 cm^2$$

❖ **Aux appuis inférieurs :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{103.336 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.371 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$\mu = 0.371 \implies \beta = 0.753$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{103.336 \times 10^3}{0.753 \times 28 \times 348} = 14.08\ cm^2$$

❖ **En travées:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{31.106 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.112 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$\mu = 0.112 \implies \beta = 0.940$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{31.106 \times 10^3}{0.940 \times 28 \times 348} = 3.396\ cm^2$$

Poutre secondaire	$M_{max(KN.m)}$	μ	observation	β	A_s (cm²)	A_{min} (cm²)	ferraillage	A adoptée (cm²)
En travée	31.106	0.112	S.S.A	0.940	3.396	3.75	3HA14	4.62
Aux appuis sup	104.227	0.370	S.S.A	0.755	14.22	3.75	3HA20+3HA16	15.45
Aux appuis inf	103.336	0.371	S.S.A	0.753	14.08	3.75	3HA20+3HA16	15.45

Tableau VI-2-2) Ferraillage des poutres secondaires sous voiles.

3) Poutre de chainage (25 X 30) cm² :

❖ **Aux appuis supérieurs :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{62.232 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.223 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$\mu = 0.223 \Longrightarrow \beta = 0.872$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{62.232 \times 10^3}{0.872 \times 28 \times 348} = 7.324\ cm^2$$

❖ **Aux appuis inférieurs :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.999 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$\mu = 0.02 \Longrightarrow \beta = 0.990$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{5.999 \times 10^3}{0.990 \times 28 \times 348} = 0.62\ cm^2$$

❖ **En travées:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.526 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.013 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$\mu = 0.013 \Longrightarrow \beta = 0.993$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{3.526 \times 10^3}{0.993 \times 28 \times 348} = 0.364\ cm^2$$

Poutre chainage	**$M_{max(KN.m)}$**	***μ***	**observation**	***β***	**A_s (cm²)**	**A_{min} (cm²)**	**ferraillage**	**A adoptée (cm²)**
En travée	3.526	0.013	S.S.A	0.993	0.364	3.75	3HA12	3.39
Aux appuis sup	62.232	0.223	S.S.A	0.872	7.324	3.75	3HA12+3HA14	8.01
Aux appuis inf	5.999	0.02	S.S.A	0.990	0.62	3.75	3HA12	3.39

Tableau VI-2-3) Ferraillage des poutres de chainages sous voiles.

VI-2-5) Calcul du ferraillage des poutres hors voiles :

1. **Poutre principale (30 X 40) cm² :**

❖ **Aux appuis supérieurs :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{100.656 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.164 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.164 \implies \beta = 0.910$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{100.656 \times 10^3}{0.910 \times 38 \times 348} = 8.36\ cm^2$$

❖ **Aux appuis inférieurs :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{57.922 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.094 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.094 \implies \beta = 0.951$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{57.922 \times 10^3}{0.951 \times 38 \times 348} = 4.61\ cm^2$$

❖ **En travées:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{42.174 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.069 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.069 \implies \beta = 0.964$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{42.174 \times 10^3}{0.964 \times 38 \times 34.8} = 3.308\ cm^2$$

Poutre principale	M_{max} (KN.m)	μ	observation	β	A_s (cm²)	A_{min} (cm²)	ferraillage	A adoptée (cm²)
En travée	42.174	0.069	S.S.A	0.964	3.308	6	3HA14	4.62
Aux appuis sup	100.656	0.164	S.S.A	0.910	8.36	6	3H14+3HA14	9..24
Aux appuis inf	57.922	0.094	S.S.A	0.951	4.61	6	3HA14	4.62

Tableau VI-2-4) Ferraillage des poutres principales hors voiles.

2. Poutre secondaires (25 X 30) cm² :

❖ **Aux appuis supérieurs :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{56.293 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.202 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$\mu = 0.202 \Longrightarrow \beta = 0.886$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{56.293 \times 10^3}{0.886 \times 28 \times 348} = 6.520\ cm^2$$

❖ **Aux appuis inférieurs :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{48.867 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.176 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$\mu = 0.176 \Longrightarrow \beta = 0.902$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{48.867 \times 10^3}{0.902 \times 28 \times 348} = 5.56\ cm^2$$

❖ **En travées:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.041 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.064 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$\mu = 0.064 \Longrightarrow \beta = 0.967$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{18.041 \times 10^3}{0.967 \times 28 \times 348} = 1.914\ cm^2$$

Poutre secondaire	$M_{max(KN.m)}$	μ	observation	β	A_s (cm²)	A_{min} (cm²)	ferraillage	A adoptée (cm²)
En travée	18.041	0.064	S.S.A	0.967	1.914	3.75	3HA14	4.62
Aux appuis sup	56.293	0.202	S.S.A	0.886	6.52	3.75	3HA14+3HA14	9.24
Aux appuis inf	48.867	0.176	S.S.A	0.902	5.56	3.75	3HA16	6.03

Tableau VI-2-5) Ferraillage des poutres secondaires hors voiles.

3. Poutre de chainage (25 X 30) cm^2 :

❖ **Aux appuis supérieurs :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{62.232 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.223 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$\mu = 0.223 \implies \beta = 0.872$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{62.232 \times 10^3}{0.872 \times 28 \times 348} = 7.324\ cm^2$$

❖ **Aux appuis inférieurs :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.999 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.01 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$\mu = 0.01 \implies \beta = 0.995$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{5.999 \times 10^3}{0.995 \times 38 \times 348} = 0.45\ cm^2$$

❖ **En travées:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.526 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.013 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow S.S.A$$

$\mu = 0.013 \implies \beta = 0.993$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{3.526 \times 10^3}{0.993 \times 28 \times 348} = 0.364\ cm^2$$

Poutre chainage	$M_{max(KN.m)}$	μ	observation	β	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	ferraillage	A adoptée (cm^2)
En travée	3.526	0.013	S.S.A	0.993	0.364	3.75	3HA12	3.39
Aux appuis sup	62.232	0.223	S.S.A	0.872	7.324	3.75	3HA12+3HA14	8.01
Aux appuis inf	5.999	0.01	S.S.A	0.995	0.45	3.75	3HA12	3.39

Tableau VI-2-6) Ferraillage des poutres de chainages hors voiles.

VI-2-6) Vérifications des conditions du RPA :

- **Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est : Amin = 0.5 % (b× h).

Toutes les sections d'armatures sont vérifiées à la condition de section d'armatures minimale des aciers du RPA citée ci-dessus.

- **Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0{,}003 \times S_t \times b$

En zone nodale: $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$

En zone courante: $S_t \leq \frac{h}{2}$

		Calcul de S_t(cm)			**A_t = 0,003 × S_t × b**	**Ferraillage [cm²]**
Sous voile	**Poutre principale**	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min [11.25 ;16.8]	S_t =10	0.9	1 cadre + 1 étrier = Ø 10
		Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$	$S_t = 15$	1,35	
	Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min [7.5,16.8]	S_t =7.5	0.56	1 cadre + 1 étrier = Ø 10
		Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$	$S_t = 15$	1.125	
	Poutre chainage	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min [7.5,14.4]	S_t =7.5	0.56	1 cadre + 1 étrier = Ø 10
		Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$	S_t =15	1.125	

Hors voile	**Poutre principale**	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min [10 ;16.8]	$S_t = 10$	0.9	1 cadre + 1 étrier = Ø 10
		Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$	$S_t = 15$	1,35	
	Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min [7,5;16.8]	$S_t = 7.5$	0.56	1 cadre + 1 étrier = Ø 10
		Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$	$S_t = 15$	1,35	
	Poutre chainage	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min [7.5 ;14.4]	$S_t = 7.5$	0.56	1 cadre + 1 étrier = Ø 10
		Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$	$S_t = 15$	1.125	

Tableau VI-2-7) Vérification des armatures transversales.

VI-2-7) Vérifications à l'ELU :

A. Condition de non fragilité : (BEAL 91 ;Art 4.2.1)

$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b d f_{t28}}{fe}$ Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06\, f_{c28} = 2.1$ MPa

- **Poutres principales (30X40) cm² :**

$A_{min} = \frac{0,23 \text{ x } 30 \text{ x } 38 \text{ x } 2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$

Sous voile :

$A_{adoptée} = 4.62 \text{cm}^2 \geq A_{min} = 1,38 \text{ cm}^2$ …… Condition vérifiée.

Hors voile :

$A_{adoptée} = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,38 \text{ cm}^2$ …… Condition vérifiée.

- **Poutres secondaires (25X30) cm² :**

$A_{min} = \frac{0,23 \text{ x } 25 \text{ x } 28 \text{ x } 2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$

Sous voile :

$A_{adoptée}$ = 4.62 cm^2 ≥ A_{min} = 0,845 cm^2…… Condition vérifiée.

Hors voile :

$A_{adoptée}$ = 4.62 cm^2 ≥ A_{min} = 0.845 cm^2 …… Condition vérifiée.

- **Poutres de chainages (25X30) cm^2 :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,845\ cm^2$$

Sous voile :

$A_{adoptée}$ = 3.39 cm^2 ≥ A_{min} = 0,845 cm^2…… Condition vérifiée.

Hors voile :

$A_{adoptée}$ = 3.39 cm^2 ≥ A_{min} = 0.845 cm^2 …… Condition vérifiée.

B. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

On doit vérifier la relation suivante: $T_u^{max} \leq \overline{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9bdf_{c28}}{\gamma_b}$

Sous voile:

Poutres	Efforts tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	$\overline{T}_u$(KN)	Vérification
Principales	$T_u^{max} = 92.19$	30	38	25	684	**C.V**
Secondaires	$T_u^{max} = 93.08$	25	28	25	420	**C.V**
chainages	$T_u^{max} = 54.56$	25	28	25	420	**C.V**

Tableau VI-2-8) Influence de l'effort tranchant sur le béton (sous voile).

Hors voile:

Poutres	Efforts tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	$\overline{T}_u$(KN)	Vérification
Principales	$T_u^{max} = 92.19$	30	38	25	684	**C.V**
Secondaires	$T_u^{max} = 18.61$	25	28	25	420	**C.V**
chainages	T_u^{max} =54.56	25	28	25	420	**C.V**

Tableau VI-2-9) Influence de l'effort tranchant sur le béton (hors voile).

C. Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

$A_s \geq \frac{1.15}{f_e}\left[T_u + \frac{M_u}{0.9\times d}\right]$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Si: $\left[T_u + \frac{M_u}{0.9\times d}\right] < 0$ $\Longrightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Sous voile :

- **Pour les poutres principales :** $T_u - \frac{M_u}{0.9\times d} = 92.19 - \frac{74.822}{0.9\times 0.38} = -120.74 < 0$
- **Pour les poutres secondaires :** $T_u - \frac{M_u}{0.9\times d} = 93.08 - \frac{49.648}{0.9\times 0.28} = -103.93 < 0$
- **Pour les poutres de chainages :** $T_u - \frac{M_u}{0.9\times d} = 54.56 - \frac{62.232}{0.9\times 0.28} = -192.39 < 0$

Hors voile :

- **Pour les poutres principales :** $T_u - \frac{M_u}{0.9\times d} = 92.19 - \frac{65.555}{0.9\times 0.38} = -99.49 < 0$
- **Pour les poutres secondaires :** $T_u - \frac{M_u}{0.9\times d} = 18.61 - \frac{22.393}{0.9\times 0.28} = -70.25 < 0$
- **Pour les poutres de chainages :** $T_u - \frac{M_u}{0.9\times d} = 54.56 - \frac{62.232}{0.9\times 0.28} = -192.39 < 0$

$\Longrightarrow$ Donc aucune vérification n'est nécessaire.

D. Vérifications aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

Il faut que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min\left(0.2\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ \text{MPa}\right) = \min\left(0.2\ \frac{25}{1.5}\ ;\ 5\ \text{MPa}\right)$

$\bar{\tau}_u = \min\left(3.33\ \text{MPa}\ ;\ 5\ \text{MPa}\right) = 3.33\ \text{MPa}$

Sous voile :

Poutres	Efforts tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$(MPa)	Vérification
Principales	$T_u^{max} = 92.19$	30	38	0.81	3.33	**C.V**
Secondaires	$T_u^{max} = 93.08$	25	28	1.33	3.33	**C.V**
chainages	$T_u^{max} = 54.56$	25	28	0.78	3.33	**C.V**

Tableau VI-2-10) Vérification au cisaillement (sous voiles).

Hors voile :

Poutres	Efforts tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$(MPa)	Vérification
Principales	$T_u^{max} = 92.19$	30	38	0.81	3.33	**C.V**
Secondaires	$T_u^{max} = 18.61$	25	28	0.26	3.33	**C.V**
chainages	$T_u^{max} = 54.56$	25	28	0.78	3.33	**C.V**

Tableau VI-2-11) Vérification au cisaillement (hors voiles).

E. Vérification de l'adhérence et de l'entrainement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation suivante : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3{,}15$ MPa

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

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

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

Sous voile :

- **Poutres principales :**

$$\tau_{se} = \frac{92.19 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 3 \times 3.14 \times 20} = 1.43\ MPa$$

$\tau_{se} = 1.43$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa …… Condition vérifiée.

- **Poutres Secondaires :**

$$\tau_{se} = \frac{93.08 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 3 \times 3.14 \times 20} = 1.96 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.96$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa …… Condition vérifiée.

- **Poutres de chainages :**

$$\tau_{se} = \frac{54.56 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 3 \times 3.14 \times 20} = 1.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.15$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa …… Condition vérifiée.

Hors voile :

- **Poutres principales :**

$$\tau_{se} = \frac{92.19 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 3 \times 3.14 \times 20} = 1.43\ MPa$$

$\tau_{se} = 1.43$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa …… Condition vérifiée.

- **Poutres Secondaires :**

$$\tau_{se} = \frac{18.61 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 3 \times 3.14 \times 20} = 0.39 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.39$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa …… Condition vérifiée.

- **Poutres de chainages :**

$$\tau_{se} = \frac{54.56 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 3 \times 3.14 \times 20} = 1.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.15$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa …… Condition vérifiée.

F. Longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835$ MPa

Pour les$\emptyset$ = 12 mm L_s = 42.33 cm
Pour les$\emptyset$ = 14 mm L_s = 49.38 cm
Pour les$\emptyset$ = 16 mm L_s = 56.43 cm
Pour les$\emptyset$ = 20 mm L_s = 70.54 cm

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à 0.4 l_s pour les aciers HA.

Pour les$\emptyset$ = 12 mm L_s = 16.93 cm
Pour les$\emptyset$ = 14 mm L_s = 19.75 cm
Pour les$\emptyset$ = 16 mm L_s = 22.57 cm
Pour les$\emptyset$ = 20 mm L_s = 28.21 cm

VI-2-8) Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de résistance du béton à la compression:**

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \text{ x } \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \text{ x } f_{c28} = 0{,}6 \text{ x } 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 .d . A_{st}}$ et $\rho_1 = \frac{100 . A_s}{b .d}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sous voile :

		M_{max} (KN.m)	A_{st}	ρ	α	β	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
Poutre principale	travée	30.812	4.62	0.4	0.294	0.902	36.02	194.58	5.40	15	**C.V**
	Appuis sup	54.335	14.04	1.23	0.450	0.850	18.33	119.81	6.54	15	**C.V**
	Appuis inf	30.812	14.04	1.23	0.450	0.850	18.33	67.94	3.71	15	**C.V**
Poutre secondaire	travée	22.473	4.62	0.66	0.357	0.881	27.02	197.19	7.29	15	**C.V**
	Appuis sup	36.053	15.45	2.20	0.549	0.817	12.32	102.01	8.28	15	**C.V**
	Appuis inf	22.473	15.45	2.20	0.549	0.817	12.32	63.285	5.14	15	**C.V**
Poutre chainage	travée	2.559	1.50	0.21	0.225	0.925	51.67	65.87	1.27	15	**C.V**
	Appuis sup	44.244	9.42	1.34	0.465	0.845	17.26	198.51	11.5	15	**C.V**
	Appuis inf	2.559	1.50	0.21	0.225	0.925	51.67	65.87	1.27	15	**C.V**

Hors voile :

		M_{max} (KN.m)	A_{st}	ρ	α	β	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
Poutre principale	travée	30.812	4.62	0.41	0.297	0.901	35.50	194.791	5.49	15	**C.V**
	Appuis sup	46.846	4.42	0.39	0.288	0.904	37.08	308.53	8.32	15	**C.V**
	Appuis inf	30.812	6.03	0.53	0.327	0.891	30.87	150.918	4.89	15	**C.V**
Poutre secondaire	travée	13.059	6.03	0.86	0.396	0.868	22.88	89.107	3.89	15	**C.V**
	Appuis sup	16.254	9.42	1.53	0.486	0.838	15.86	73.53	4.64	15	**C.V**
	Appuis inf	13.059	6.03	0.86	0.396	0.868	22.88	89.107	3.89	15	**C.V**
Poutre chainage	travée	2.559	1.50	0.21	0.225	0.925	51.67	65.87	1.27	15	**C.V**
	Appuis sup	44.244	9.42	1.35	0.465	0.845	17.26	198.512	11.50	15	**C.V**
	Appuis inf	2.559	1.50	0.21	0.225	0.925	51.67	65.87	1.27	15	**C.V**

- **Etat limite de déformation (la flèche) :**

Les valeurs des différentes flèches seront extraites à partir du logicielle ETABS.

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

On prendra "L" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- **Poutres principales:**

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0.085 \text{ cm} \end{cases}$$

f_{ETABS} = 0.085 cm < $\bar{f}$ = 0.94 cm ……. Condition vérifiée.

- **Poutres secondaires:**

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{325}{500} = 0.65 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0.488 \text{ cm} \end{cases}$$

f_{ETABS} = 0.488 cm < $\bar{f}$ = 0.65 cm ……. Condition vérifiée.

VI-2-9) Conclusion :

On adoptera le ferraillage suivant :

Sous voiles :

POUTRES	**Armatures longitudinales**			**Armatures transversales**
	Appuis		**Travée**	
	sup	**inf**		
Poutres principales (30X40) cm²	3HA20+3HA14	3HA20+3HA14	3HA14	1 cadre + 1 étrier
Poutres secondaires (25X30) cm²	3HA20+3HA16	3HA20+3HA16	3HA14	1 cadre + 1 étrier
Poutres de chainages (25X30) cm²	3HA12+3HA14	3HA12	3HA12	1 cadre + 1 étrier

Hors voiles :

POUTRES	**Armatures longitudinales**			**Armatures transversales**
	Appuis		**Travée**	
	sup	**in**		
Poutres principales (30X40) cm²	3HA14+3HA14	3HA14	3HA14	1 cadre + 1 étrier
Poutres secondaires (25X30) cm²	3HA14+3HA14	3HA16	3HA14	1 cadre + 1 étrier
Poutres de chainages (25X30) cm²	3HA12+3HA14	3HA12	3HA12	1 cadre + 1 étrier

VI-3) ferraillage des voiles :

VI-3-1) Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et horizontales (déisme). Ils seront ferraillés en flexion composé sous l'action des sollicitations verticales et horizontales. Leur ferraillage est composé de trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre structure en quatre zones :

Zone I : sous-sol 1 et sous-sol 2

Zone II : RDC

Zone III : 1er, 2eme et 3eme étages.

Zone IV : 4eme, 5eme et 6eme étages.

VI-3-2) Combinaisons des charges :

- 1,35 G + 1,5 Q
- G + Q

} Selon le BAEL 99

- G + Q ± E
- 0,8G ± E

} Selon le RPA 2003

VI-3-3) Exposé de la méthode:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

M : moment dans le voile

N : effort normal dans le voile

B : La section horizontale du voile $(B = e.L)$

e : épaisseur du voile

I : Moment d'inertie du voile.

V, V' : Bras de levier (la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée) $\left(V = V' = \frac{L}{2}\right)$

L : La longueur du voile

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2.L_C}{3}\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : longueur de la zone comprimée $\quad L_C = \frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})}.L$

L_t : Longueur de la zone tendue $\quad L_T = (L - L_C)$

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin d'assurer la sécurité en ca d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

1. **Les armatures verticales :**

- **Section entièrement comprimée (SEC) :**

• Les efforts normaux :

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2}\right).d.e\right]$$

Avec : e = épaisseur du voile

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right).d.e\right]$$

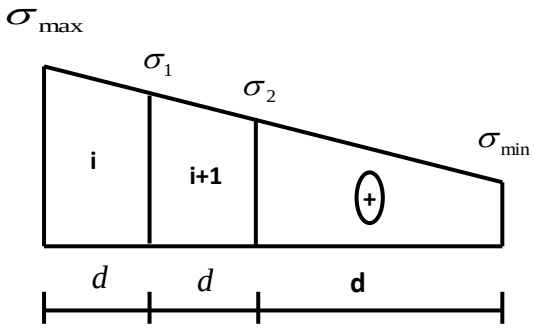


Figure VI-3-1) Diagramme des contraintes d'une section entièrement comprimée.

- les sections d'armatures :

$$\left[A_i = \frac{N_i - B.f_{bc}}{\sigma_s} \right]$$

B : section du voile

σ_S : Contrainte de l'acier à 0.2 %

$\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15}$ = 348 MPa …… combinaisons courantes.

$\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1}$ = 400 MPa …… combinaisons accidentelles.

f_{bc} : contrainte de calcul dans le béton : $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

γ_b = 1,5 pour les combinaisons courantes → f_{bc} = 14,2 MPa.

γ_b = 1 pour les combinaisons accidentelles → f_{bc} = 21,5 MPa.

- **Section partiellement comprimée (SPC) :**

- Les efforts normaux :

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right).d.e \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1}{2} \right).d.e \right]$$

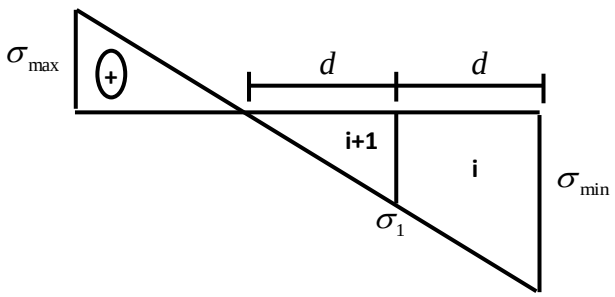


Figure VI-3-2) Diagramme des contraintes d'une section partiellement comprimée.

- les sections d'armatures :

$$\left[A_i = \frac{N_i}{\sigma_s}\right]$$ Avec : σ_S = Contrainte de l'acier à 1 %

➢ **Section entièrement tendue (SET) :**

- Les efforts normaux :

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2}\right).d.e\right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right).d.e\right]$$

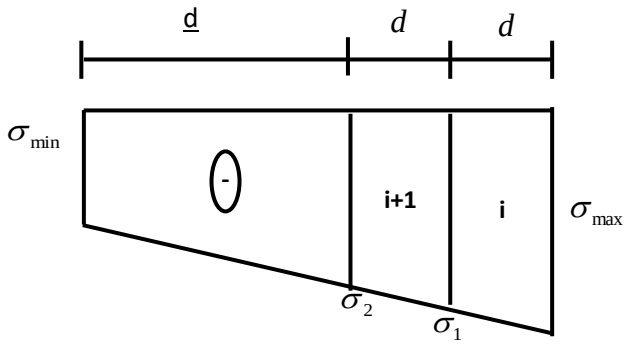


Figure VI-3-3) Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendue.

- les sections d'armatures :

$$\left[A_i = \frac{N_i}{\sigma_s}\right]$$

Avec : σ_S = Contrainte de l'acier à 1 %

2. Les armatures minimales :

La section des armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

✓ **Compression simple :**

$A_{min} \geq 4$ cm² par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures

Ainsi que : $0{,}20\% \leq \frac{A_{min}}{B_c} \leq 0{,}5\%$ **…….** [Art A.8.1, 21 /BAEL 91 modifié 99]

Avec : B = section du béton comprimée

- ✓ **Traction simple :**

$$A_{min} \geq \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}$$

B_t = La section horizontale du béton tendu **(**B =d.e)

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu. $A_{min} \geq 0{,}20\% B_t$

3. Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135^0 ayant une longueur de 10Ø et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales. La section de ces armatures est :

- D'après le RPA99 :

A_H = 0.15 % B Globalement dans la section du voile.

A_H = 0.10 % B En zone courante.

- D'après le BAEL91 :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_v : section d'armatures verticales.

A_h: section d'armatures horizontales.

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

4. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révise 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

5. Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1{,}1.\frac{\overline{T}}{f_e}$$

Avec :

$\overline{T}$: L'effort tranchant majoré à la base du voile $\overline{T} = 1{,}4.T$

T : L'effort tranchant au niveau considéré.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

A_{vj} : section d'armatures de coutures.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

6. Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99 / 2003).

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

7. Les dispositions constructives :

- **<u>Espacement</u> :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5\ e \\ S_t \leq 30\ \text{cm} \end{cases}$$

Avec **:** e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones comprimées où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

- **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

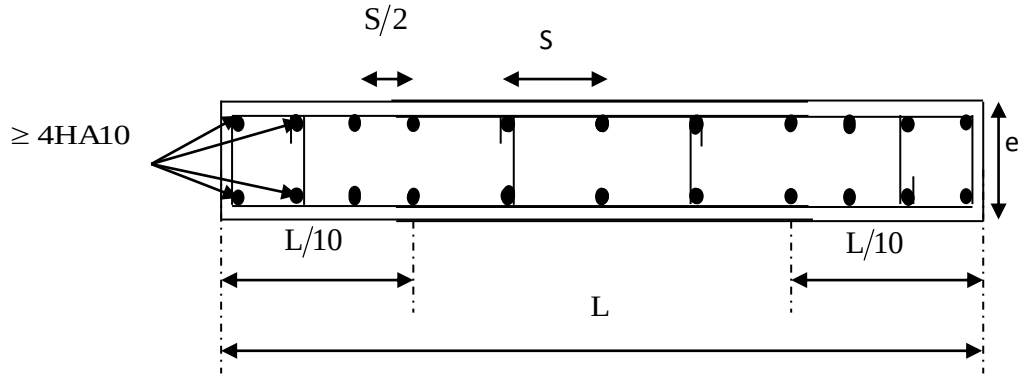


Figure VI-3-4) Disposition des armatures verticales dans les voiles.

❖ **Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :**

Ferraillage du voile longitudinal 1 : VL1 = 3,25 m.

	Voile VL1				
	zone	**I**	**II**	**III**	**IV**
caractéristiques géométriques	**L (m)**	3,25	3,25	3,25	3,25
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)	0,65	0,65	0,65	0,65
	I (m^4)	0,572	0,572	0,572	0,572
	v=v'=L/2 (m)	1,625	1,625	1,625	1,625
sollicitations de calcul	**N_{max} (KN)**	2911,020	2043,110	1653,630	806,980
	N_{min} (KN)	441,170	62,280	223,850	43,370
	M (KN.m)	2611,146	2353,216	2311,889+	771,875
	N_{ser} (KN)	1474,320	1272,490	1124,930	590,120
	T (KN)	706,760	678,660	983,120	441,760
	σ_{max} (KN/m^2)	7578,580	5476,360	4458,710	1575,880
	σ_{min} (KN/m^2)	-3800,520	-2273,810	-1554,920	-164,740
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_t (m)	2,165	2,296	2,410	2,942
	L_c (m)	1,085	0,954	0,840	0,308
	d (m)	0,543	0,477	0,420	0,154
	σ_1 (KN/m^2)	1900,260	1136,905	777,460	82,370
	N_1 (KN)	309,402	162,608	98,000	3,800
	N_2 (KN)	103,134	54,203	32,667	1,267
ferraillage	**Av_1 (cm^2)**	8,891	4,673	2,816	0,109
	Av_2 (cm^2)	2,964	1,558	0,939	0,036
	Amin (cm^2)	5,427	4,768	4,202	1,538
	Avj (cm^2)	27,210	26,128	37,850	17,008
	A_1=Av1+Avj/ 4 (cm^2)	15,693	11,205	12,279	4,361
	A_2=Av2+Avj/ 4 (cm^2)	9,766	8,090	10,401	4,288
choix des armatures par bande	**bande 1**	2x7HA14= 21,54 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10= 10,98 cm^2
	bande2	2x7HA12= 15,84cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10= 10,98cm^2
espacement	**bande 1**	15	15	15	15
	bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales/nappe	**Av/4**	3,92	2,80	3,07	1,09
	0,15%B	1,628	1,430	1,261	0,461
	Ah	3,923	2,801	3,070	1,090
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
vérification des contraintes	**ζ_b =5 MPa**	1,796	1,725	2,499	1,123
	ζu=2,5 MPa	1,283	1,232	1,785	0,802
	$\overline{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa	2,145	1,726	1,374	0,659

Tableau VI-3-5) Ferraillage du voile longitudinal 1 des zones I, II, III et IV

Ferraillage du voile longitudinal 2 : VL2 = 2,10 m.

	Voile VL2				
	zone	**I**	**II**	**III**	**IV**
caractéristiques géométriques	**L (m)**	2,1	2,1	2,1	2,1
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)	0,42	0,42	0,42	0,42
	I (m^4)	0,154	0,154	0,154	0,154
	v=v'=L/2 (m)	1,05	1,05	1,05	1,05
sollicitations de calcul	**N_{max} (KN)**	1445,070	1178,000	1053,350	1053,370
	N_{min} (KN)	239,270	212,200	168,750	46,130
	M (KN.m)	1127,889	607,578	438,688	438,688
	N_{ser} (KN)	1048,980	852,200	766,850	413,290
	T (KN)	285,090	184,750	193,900	193,900
	σ_{max} (KN/m^2)	8089,510	4422,310	5388,260	5712,290
	σ_{min} (KN/m^2)	-3999,890	-1801,570	-3502,210	-5326,850
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_t (m)	1,405	1,492	1,273	1,087
	L_c (m)	0,695	0,608	0,827	1,013
	d (m)	0,347	0,304	0,414	0,507
	σ_1 (KN/m^2)	1999,945	900,785	1751,105	2663,425
	N_1 (KN)	208,436	82,134	217,290	404,843
	N_2 (KN)	69,479	27,378	72,430	134,948
ferraillage	**Av_1 (cm^2)**	5,990	2,360	6,244	11,633
	Av_2 (cm^2)	1,997	0,787	2,081	3,878
	Amin (cm^2)	3,474	3,039	4,136	5,067
	Avj (cm^2)	10,976	7,113	7,465	7,465
	A_1=Av1+Avj/ 4 (cm^2)	8,734	4,138	8,110	13,500
	A_2=Av2+Avj/ 4 (cm^2)	4,741	2,565	3,948	5,744
choix des armatures par bande	**bande 1**	2x7HA12= 15,84cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2
	bande2	2x7HA12= 15,84cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10= 10,98cm^2
espacement	**bande 1**	15	15	15	15
	bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales/nappe	**Av/4**	2,18	1,03	2,03	3,37
	0,15%B	1,042	0,912	1,241	1,520
	Ah	2,18	1,03	2,03	3,37
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
vérification des contraintes	**ζ_b =5 MPa**	0,725	0,470	0,493	0,493
	ζu=2,5 MPa	0,518	0,335	0,352	0,352
	$\overline{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa	2,294	1,680	1,302	0,621

Tableau VI-3-5) Ferraillage du voile longitudinal 2 des zones I, II, III et IV

Ferraillage du voile longitudinal 3 : VL3 = 1,70 m.

	Voile VL3				
	zone	**I**	**II**	**III**	**IV**
caractéristiques géométriques	**L (m)**	1,7	1,7	1,7	1,7
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)	0,34	0,34	0,34	0,34
	I (m^4)	0,082	0,082	0,082	0,082
	v=v'=L/2 (m)	0,85	0,85	0,85	0,85
sollicitations de calcul	**N_{max} (KN)**	1823,130	1153,360	848,590	410,320
	N_{min} (KN)	557,350	179,300	16,660	53,180
	M (KN.m)	695,631	571,426	447,952	209,961
	N_{ser} (KN)	762,960	589,680	501,430	266,140
	T (KN)	270,290	223,820	236,900	126,380
	σ_{max} (KN/m^2)	6186,870	3664,710	2770,720	1464,900
	σ_{min} (KN/m^2)	-2421,230	-869,120	-423,020	-347,490
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_t (m)	1,222	1,374	1,475	1,374
	L_c (m)	0,478	0,326	0,225	0,326
	d (m)	0,239	0,163	0,113	0,163
	σ_1 (KN/m^2)	1210,615	434,560	211,510	173,745
	N_1 (KN)	86,831	21,242	7,144	8,495
	N_2 (KN)	28,944	7,081	2,381	2,832
ferraillage	**Av_1 (cm^2)**	2,495	0,610	0,205	0,244
	Av_2 (cm^2)	0,832	0,203	0,068	0,081
	Amin (cm^2)	2,391	1,629	1,126	1,630
	Avj (cm^2)	10,406	8,617	9,121	4,866
	A_1=Av1+Avj/ 4 (cm^2)	5,097	2,765	2,485	1,461
	A_2=Av2+Avj/ 4 (cm^2)	3,433	2,358	2,349	1,298
choix des armatures par bande	**bande 1**	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10=10, 98cm^2
	bande2	2x7HA12= 15,84cm^2	2x7HA12= 15,84cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10= 10,98cm^2
espacement	**bande 1**	15	15	15	15
	bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales/nappe	**Av/4**	1,27	0,69	0,62	0,41
	0,15%B	0,717	0,489	0,338	0,489
	Ah	1,27	0,69	0,62	0,49
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
vérification des contraintes	**ζ_b =5 MPa**	0,687	0,569	0,602	0,321
	ζu=2,5 MPa	0,491	0,406	0,430	0,229
	$\overline{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa	2,022	1,380	0,985	0,455

Tableau VI-3-5) Ferraillage du voile longitudinal 3 des zones I, II, III et IV

Ferraillage du voile longitudinal 4 : VL4 = 1,10 m.

	Voile VL4				
	zone	**I**	**II**	**III**	**IV**
caractéristiques géométriques	**L (m)**	1,1	1,1	1,1	1,1
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)	0,22	0,22	0,22	0,22
	I (m^4)	0,022	0,022	0,022	0,022
	v=v'=L/2 (m)	0,55	0,55	0,55	0,55
sollicitations de calcul	**N_{max} (KN)**	1039,500	820,750	752,410	408,570
	N_{min} (KN)	316,130	274,340	138,690	20,000
	M (KN.m)	220,005	127,438	130,558	84,992
	N_{ser} (KN)	752,060	594,350	545,400	296,750
	T (KN)	86,590	44,600	68,760	50,230
	σ_{max} (KN/m^2)	6487,420	4503,780	5198,590	4980,620
	σ_{min} (KN/m^2)	-1047,430	-431,870	-2155,360	-4130,320
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_t (m)	0,947	1,004	0,778	0,601
	L_c (m)	0,153	0,096	0,322	0,499
	d (m)	0,076	0,048	0,161	0,249
	σ_1 (KN/m^2)	523,715	215,935	1077,680	2065,160
	N_1 (KN)	12,012	3,118	52,116	154,475
	N_2 (KN)	4,004	1,039	17,372	51,492
ferraillage	**Av_1 (cm^2)**	0,345	0,090	1,498	4,439
	Av_2 (cm^2)	0,115	0,030	0,499	1,480
	Amin (cm^2)	0,765	0,481	1,612	2,493
	Avj (cm^2)	3,334	1,717	2,647	1,934
	A_1=Av1+Avj/ 4 (cm^2)	1,179	0,519	2,159	4,922
	A_2=Av2+Avj/ 4 (cm^2)	0,948	0,459	1,161	1,963
choix des armatures par bande	**bande 1**	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10= 10,98 cm^2
	bande2	2x7HA12= 15,84cm^2	2x7HA12= 15,84cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10= 10,98cm^2
espacement	**bande 1**	15	15	15	15
	bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales/nappe	**Av/4**	0,29	0,13	0,54	1,23
	0,15%B	0,229	0,144	0,484	0,748
	Ah	0,29	0,14	0,54	1,23
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
vérification des contraintes	**ζ_b =5 MPa**	0,220	0,113	0,175	0,128
	ζu=2,5 MPa	0,157	0,081	0,125	0,091
	$\overline{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa	2,923	1,935	1,403	0,638

Tableau VI-3-5) Ferraillage du voile longitudinal 4 des zones I, II, III et IV

Ferraillage du voile longitudinal 5 : VL5 = 1,00 m.

	Voile VL5				
	zone	**I**	**II**	**III**	**IV**
caractéristiques géométriques	**L (m)**	1	1	1	1
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)	0,2	0,2	0,2	0,2
	I (m^4)	0,017	0,017	0,017	0,017
	v=v'=L/2 (m)	0,5	0,5	0,5	0,5
sollicitations de calcul	**N_{max} (KN)**	1124,260	818,050	720,080	361,130
	N_{min} (KN)	13,890	55,310	79,840	42,660
	M (KN.m)	186,775	128,659	148,887	152,350
	N_{ser} (KN)	686,290	528,220	482,610	263,750
	T (KN)	78,660	52,500	84,640	88,000
	σ_{max} (KN/m^2)	7945,370	5158,100	6020,880	6369,680
	σ_{min} (KN/m^2)	-2301,830	-826,050	-3142,370	-5448,240
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_t (m)	0,775	0,862	0,657	0,539
	L_c (m)	0,225	0,138	0,343	0,461
	d (m)	0,112	0,069	0,171	0,231
	σ_1 (KN/m^2)	1150,915	413,025	1571,185	2724,120
	N_1 (KN)	38,780	8,552	80,821	188,379
	N_2 (KN)	12,927	2,851	26,940	62,793
ferraillage	**Av_1 (cm^2)**	1,114	0,246	2,322	5,413
	Av_2 (cm^2)	0,371	0,082	0,774	1,804
	Amin (cm^2)	1,123	0,690	1,715	2,305
	Avj (cm^2)	3,028	2,021	3,259	3,388
	A_1=Av1+Avj/ 4 (cm^2)	1,871	0,751	3,137	6,260
	A_2=Av2+Avj/ 4 (cm^2)	1,129	0,587	1,589	2,651
choix des armatures par bande	**bande 1**	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10= 10,98 cm^2
	bande2	2x7HA12= 15,84cm^2	2x7HA12= 15,84cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10= 10,98cm^2
espacement	**bande 1**	15	15	15	15
	bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales/nappe	**Av/4**	0,47	0,19	0,78	1,57
	0,15%B	0,337	0,207	0,514	0,692
	Ah	0,47	0,21	0,78	1,57
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
vérification des contraintes	**ζ_b =5 MPa**	0,200	0,133	0,215	0,224
	ζu=2,5 MPa	0,143	0,095	0,154	0,160
	$\overline{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa	2,892	1,839	1,308	0,593

Tableau VI-3-5) Ferraillage du voile longitudinal 5 des zones I, II, III et IV

Ferraillage du voile longitudinal 6 : VL6 = 0,80 m.

	Voile VL6				
	zone	**I**	**II**	**III**	**IV**
caractéristiques géométriques	**L (m)**	0,8	0,8	0,8	0,8
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)	0,16	0,16	0,16	0,16
	I (m^4)	0,009	0,009	0,009	0,009
	v=v'=L/2 (m)	0,4	0,4	0,4	0,4
sollicitations de calcul	**N_{max} (KN)**	2806,100	1920,660	1593,130	733,290
	N_{min} (KN)	366,000	93,670	67,260	16,150
	M (KN.m)	5657,743	1619,278	1539,570	1315,735
	N_{ser} (KN)	1498,920	1128,020	1018,210	534,310
	T (KN)	317,980	293,170	264,530	221,700
	σ_{max} (KN/m^2)	5912,920	4194,370	4245,740	3701,270
	σ_{min} (KN/m^2)	-2862,020	-1268,170	-752,980	-2682,430
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_t (m)	0,539	0,614	0,679	0,464
	L_c (m)	0,261	0,186	0,121	0,336
	d (m)	0,130	0,093	0,060	0,168
	σ_1 (KN/m^2)	1431,010	634,085	376,490	1341,215
	N_1 (KN)	56,008	17,665	6,805	67,629
	N_2 (KN)	18,669	5,888	2,268	22,543
ferraillage	**Av_1 (cm^2)**	1,609	0,508	0,196	1,943
	Av_2 (cm^2)	0,536	0,169	0,065	0,648
	Amin (cm^2)	1,305	0,929	0,603	1,681
	Avj (cm^2)	12,242	11,287	10,184	8,535
	A_1=Av1+Avj/ 4 (cm^2)	4,670	3,329	2,742	4,077
	A_2=Av2+Avj/ 4 (cm^2)	3,597	2,991	2,611	2,782
choix des armatures par bande	**bande 1**	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10= 10,98 cm^2
	bande2	2x7HA12= 15,84cm^2	2x7HA12= 15,84cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10= 10,98cm^2
espacement	**bande 1**	15	15	15	15
	bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales/nappe	**Av/4**	1,17	0,83	0,69	1,02
	0,15%B	0,391	0,279	0,181	0,504
	Ah	1,17	0,83	0,69	1,02
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
vérification des contraintes	**ζ_b =5 MPa**	0,808	0,745	0,672	0,564
	ζu=2,5 MPa	0,577	0,532	0,480	0,403
	$\overline{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa	7,596	4,564	3,096	15,000

Tableau VI-3-5) Ferraillage du voile longitudinal 6 des zones I, II, III et IV

Ferraillage du voile transversal 1 : VT1 = 2,30 m.

	Voile VT1				
	zone	**I**	**II**	**III**	**IV**
caractéristiques géométriques	**L (m)**	2,3	2,3	2,3	2,3
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)	0,46	0,46	0,46	0,46
	I (m^4)	0,203	0,203	0,203	0,203
	v=v'=L/2 (m)	1,15	1,15	1,15	1,15
sollicitations de calcul	**N_{max} (KN)**	2893,910	1865,950	1655,560	1111,554
	N_{min} (KN)	201,470	461,690	40,650	173,080
	M (KN.m)	17598,564	8362,966	5826,245	2151,088
	N_{ser} (KN)	1630,290	1359,610	1207,250	638,660
	T (KN)	528,450	455,410	598,900	288,980
	σ_{max} (KN/m^2)	8217,620	4555,650	2969,160	2357,240
	σ_{min} (KN/m^2)	-5245,560	-1759,954	-889,840	-1286,130
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_t (m)	1,404	1,659	1,770	1,488
	L_c (m)	0,896	0,641	0,530	0,812
	d (m)	0,448	0,320	0,265	0,406
	σ_1 (KN/m^2)	2622,780	879,977	444,920	643,065
	N_1 (KN)	352,554	84,601	35,395	78,317
	N_2 (KN)	117,518	28,200	11,798	26,106
ferraillage	**Av_1 (cm^2)**	10,131	2,431	1,017	2,250
	Av_2 (cm^2)	3,377	0,810	0,339	0,750
	Amin (cm^2)	4,481	3,205	2,652	4,060
	Avj (cm^2)	20,345	17,533	23,058	11,126
	A_1=Av1+Avj/ 4 (cm^2)	15,217	6,814	6,782	5,032
	A_2=Av2+Avj/ 4 (cm^2)	8,463	5,194	6,103	3,532
choix des armatures par bande	**bande 1**	2x7HA14= 21,54 cm^2	2x7HA12= 15,84cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10= 10,98 cm^2
	bande2	2x7HA12= 15,84cm^2	2x7HA12= 15,84cm^2	2x7HA12= 15,84cm^2	2x7HA10= 10,98cm^2
espacement	**bande 1**	15	15	15	15
	bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales/nappe	**Av/4**	3,80	1,70	1,70	1,26
	0,15%B	1,344	0,961	0,796	1,218
	Ah	3,80	1,70	1,70	1,26
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
vérification des contraintes	**ζ_b =5 MPa**	1,343	1,158	1,522	0,735
	ζu=2,5 MPa	0,959	0,827	1,087	0,525
	$\bar{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa	3,278	2,485	1,920	0,906

Tableau VI-3-5) Ferraillage du voile transversal 1 des zones I, II, III et IV

Ferraillage du voile transversal 2 : VT2 = 1,85 m.

	Voile VT2				
	zone	**I**	**II**	**III**	**IV**
caractéristiques géométriques	**L (m)**	1,85	1,85	1,85	1,85
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)	0,37	0,37	0,37	0,37
	I (m^4)	0,106	0,106	0,106	0,106
	v=v'=L/2 (m)	0,925	0,925	0,925	0,925
sollicitations de calcul	**N_{max} (KN)**	3172,220	1944,950	1700,410	1700,410
	N_{min} (KN)	140,320	465,120	111,280	167,760
	M (KN.m)	6069,644	4248,183	3119,637	3119,637
	N_{ser} (KN)	1821,240	1420,330	640,360	1242,710
	T (KN)	370,040	313,880	498,630	489,630
	σ_{max} (KN/m^2)	8538,600	5753,100	4870,060	4870,060
	σ_{min} (KN/m^2)	-4406,400	-2628,000	-2107,320	-2107,320
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_t (m)	1,220	1,270	1,291	1,291
	L_c (m)	0,630	0,580	0,559	0,559
	d (m)	0,315	0,290	0,279	0,279
	σ_1 (KN/m^2)	2203,200	1314,000	1053,660	1053,660
	N_1 (KN)	208,113	114,336	88,308	88,308
	N_2 (KN)	69,371	38,112	29,436	29,436
ferraillage	**Av_1 (cm^2)**	5,980	3,286	2,538	2,538
	Av_2 (cm^2)	1,993	1,095	0,846	0,846
	Amin (cm^2)	3,149	2,900	2,794	2,794
	Avj (cm^2)	14,247	12,084	19,197	18,851
	A_1=Av1+Avj/ 4 (cm^2)	9,542	6,307	7,337	7,250
	A_2=Av2+Avj/ 4 (cm^2)	5,555	4,116	5,645	5,559
choix des armatures par bande	**bande 1**	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10= 10,98 cm^2
	bande2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10= 10,98cm^2
espacement	**bande 1**	15	15	15	15
	bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales/nappe	**Av/4**	2,39	1,58	1,83	1,81
	0,15%B	0,945	0,870	0,838	0,838
	Ah	2,39	1,58	1,83	1,81
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
vérification des contraintes	**ζ_b =5 MPa**	0,941	0,798	1,267	1,245
	ζu=2,5 MPa	0,672	0,570	0,905	0,889
	$\overline{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa	4,471	3,107	1,188	2,021

Tableau VI-3-5) Ferraillage du voile transversal 2 des zones I, II, III et IV

Ferraillage du voile transversal3 : VT3 = 1,45 m.

	Voile VT3				
	zone	**I**	**II**	**III**	**IV**
caractéristiques géométriques	**L (m)**	1,45	1,45	1,45	1,45
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)	0,29	0,29	0,29	0,29
	I (m^4)	0,051	0,051	0,051	0,051
	v=v'=L/2 (m)	0,725	0,725	0,725	0,725
sollicitations de calcul	**N_{max} (KN)**	2834,950	1403,380	2028,640	1092,190
	N_{min} (KN)	913,830	509,240	449,380	72,840
	M (KN.m)	3382,159	871,673	1889,418	1676,055
	N_{ser} (KN)	2064,630	1024,570	1479,410	796,750
	T (KN)	356,660	174,820	388,840	219,510
	σ_{max} (KN/m^2)	7400,010	6131,060	6805,660	6631,320
	σ_{min} (KN/m^2)	-4645,200	-3744,190	-4603,120	-3977,090
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_t (m)	0,891	0,900	0,865	0,906
	L_c (m)	0,559	0,550	0,585	0,544
	d (m)	0,280	0,275	0,293	0,272
	σ_1 (KN/m^2)	2322,600	1872,095	2301,560	1988,545
	N_1 (KN)	194,816	154,382	201,974	162,147
	N_2 (KN)	64,939	51,461	67,325	54,049
ferraillage	**Av_1 (cm^2)**	5,598	4,436	5,804	4,659
	Av_2 (cm^2)	1,866	1,479	1,935	1,553
	Amin (cm^2)	2,796	2,749	2,925	2,718
	Avj (cm^2)	13,731	6,731	14,970	8,451
	A_1=Av1+Avj/ 4 (cm^2)	9,031	6,119	9,546	6,772
	A_2=Av2+Avj/ 4 (cm^2)	5,299	3,161	5,677	3,666
choix des armatures par bande	**bande 1**	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10= 10,98 cm^2
	bande2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10= 10,98cm^2
espacement	**bande 1**	15	15	15	15
	bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales/nappe	**Av/4**	2,26	1,53	2,39	1,69
	0,15%B	0,839	0,825	0,878	0,815
	Ah	2,26	1,53	2,39	1,69
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
vérification des contraintes	**ζ_b =5 MPa**	0,907	0,444	0,988	0,558
	ζu=2,5 MPa	0,648	0,317	0,706	0,399
	$\overline{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa	6,308	2,716	3,224	1,489

Tableau VI-3-5) Ferraillage du voile transversal 3 des zones I, II, III et IV

Ferraillage du voile transversal 4 : VT4 = 1,00 m.

	Voile VT4				
	zone	**I**	**II**	**III**	**IV**
caractéristiques géométriques	**L (m)**	1	1	1	1
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)	0,2	0,2	0,2	0,2
	I (m^4)	0,017	0,017	0,017	0,017
	v=v'=L/2 (m)	0,5	0,5	0,5	0,5
sollicitations de calcul	**N_{max} (KN)**	5840,010	2322,400	2109,330	1196,100
	N_{min} (KN)	2146,680	968,620	594,590	173,420
	M (KN.m)	4808,009	840,866	780,786	373,530
	N_{ser} (KN)	4242,620	1685,390	1534,210	870,920
	T (KN)	534,380	141,530	210,720	148,730
	σ_{max} (KN/m^2)	5200,580	4465,780	4220,430	4138,270
	σ_{min} (KN/m^2)	-1184,210	-87,740	-871,480	-3464,870
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_t (m)	0,815	0,981	0,829	0,544
	L_c (m)	0,185	0,019	0,171	0,456
	d (m)	0,093	0,010	0,086	0,228
	σ_1 (KN/m^2)	592,105	43,870	435,740	1732,435
	N_1 (KN)	16,473	0,127	11,187	118,425
	N_2 (KN)	5,491	0,042	3,729	39,475
ferraillage	**Av_1 (cm^2)**	0,473	0,004	0,321	3,403
	Av_2 (cm^2)	0,158	0,001	0,107	1,134
	Amin (cm^2)	0,927	0,096	0,856	2,279
	Avj (cm^2)	20,574	5,449	8,113	5,726
	A_1=Av1+Avj/ 4 (cm^2)	5,617	1,366	2,350	4,835
	A_2=Av2+Avj/ 4 (cm^2)	5,301	1,363	2,135	2,566
choix des armatures par bande	**bande 1**	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10= 10,98 cm^2
	bande2	2x7HA12= 15,84cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA12= 15,84 cm^2	2x7HA10= 10,98cm^2
espacement	**bande 1**	15	15	15	15
	bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales/nappe	**Av/4**	1,40	0,34	0,59	1,21
	0,15%B	0,278	0,029	0,257	0,684
	Ah	1,40	0,34	0,59	1,21
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
vérification des contraintes	**ζ_b =5 MPa**	1,358	0,360	0,536	0,378
	ζu=2,5 MPa	0,970	0,257	0,383	0,270
	$\overline{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa	17,877	5,869	4,159	1,957

Tableau VI-3-5) Ferraillage du voile transversal 4 des zones I, II, III et IV

Chapitre VII
Etude de l'infrastructure

VII-1) Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Dans le cas général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation **:**

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans.

Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

On distingue donc deux types de fondation :

1. **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

2. **Fondations profondes :**

Ce type de fondation est généralement utilise pour des sols ayant une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

1.35G + 1.5Q ……. A l'ELU

G + Q ± E
0.8G ± E } …….. (Article 10.1.4.1 du RPA 99)

VII. 2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol.
- La raison économique.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VII-3) Étude du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Vu que le rapport de sol ne nous a pas été donné, on prend la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

VII-4) Dimensionnement :

A) Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal Ns max qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

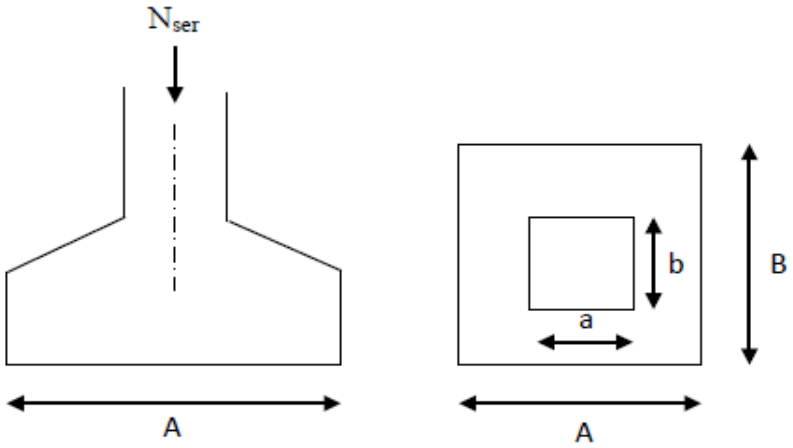


Figure VII-1) Semelle isolée.

Avec : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{45}{45} = 1 = k \quad donc: \ A = B$

$$alors: \ B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \times \sigma_{sol}}} \quad avec: \ N_{ser} = 1032.94 \, KN \quad , \sigma_{sol} = 2 \, bar$$

$$donc: A = \ B \geq \sqrt{\frac{1032.94}{1 \times 2 \times 10^2}} = 2.27 \text{ m}$$

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 voiles :**

$$\frac{N_{ser}}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :
- B : La largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle
- G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré
- σsol : Contrainte admissible du sol

Surfaces des semelles filantes sous voiles :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

voiles	Ns	L(m)	σ_{sol}(bar)	B(m)	S=B×L (cm^2)
VL1	1474.32	3.25	2	2.27	7.38
VL2	1048.98	2.10	2	2.49	5.23
VL3	762.96	1.70	2	2.24	3.81
VL4	752.06	1.1	2	3.42	3.76
VL5	686.29	1	2	3.43	3.43
VL6	1498.92	0.80	2	9.37	7.49
					31.10

Tableau VII-1) Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale).

voiles	Ns	L(m)	B(m)	S(m^2)
VT1	1630.29	2.30	3.54	8.14
VT2	1821.24	1.85	4.92	9.10
VT3	2064.63	1.45	7.12	10.32
VT4	4242.62	1.00	21.21	21.21
				48.77

Tableau VII-2) Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

$S_v = \sum S_i =$ 31.10 + 48.77 → **S_v = 79.87m^2**

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2. Semelles filantes sous poteaux :

- **Etape de calcul**

- Détermination de la résultante des charges R = Σ $\boldsymbol{Ni}$
- Détermination des coordonnées de la structure $e_i = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$ avec : L distance entre nus des poteaux.
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
  - Si $e_i \leq e = \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.
  - Si $e_i > e = \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right) = q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right) = q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q_{\left(\frac{l}{4}\right)}}{\sigma_{sol}}$

poteaux	N_{ser} (KN)	M_s(KN.m)	e_i (m)	$N_{ser} . e_i$
1	686	19.858	-11.43	-7840.98
2	887.49	9.183	-6.88	-6105.93
3	985.02	13.865	-2.28	-2245.85
4	1009.61	-13.004	2.43	2453.35
5	1032.94	7.597	6.93	7158.27
6	1003.69	-4.072	11.43	11472.18
somme	5604.75	33.427	/	4891.04

Tableau VII-3) Résultante des charges sous poteaux.

On obtient :

- La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \Sigma N_i = 5604.75$ kN
- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = \frac{L}{6} = \frac{23.30}{6} = 3.88 \text{ m}$$

- Détermination des coordonnées de la structure :

$$e_i = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{4891.04 + 33.427}{5604.75} = 0.88 \text{ m}$$

On a : $e_i = 0.88$ m < $e = 3.88$ m → **Répartition trapézoïdale**.

$$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{max} = \frac{5604.75}{23.3}\left(1 + \frac{6 \times 0.88}{23.3}\right) = 308.29 KN/m$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{min} = \frac{5604.75}{23.3}\left(1 - \frac{6 \times 0.88}{23.3}\right) = 186.04\ KN/m$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :

$B \geq \frac{q_{\left(\frac{l}{4}\right)}}{\sigma_{sol}}$ Avec : $q_{\left(\frac{l}{4}\right)} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{5604.75}{23.3}\left(1 + \frac{3\times0.88}{23.3}\right)$= 267.8 KN

$B \geq \frac{q_{\left(\frac{l}{4}\right)}}{\sigma_{sol}} = \frac{267.8}{200}$ = 1.34 m

On prend: B = 1,5 m

Nous aurons :

- *la surface totale sous poteaux notée S_p :*

$S_p = B\times l \times n = 1.5 \times 23.3 \times 7 \quad \rightarrow \quad S_p = 244.65\ m^2$.

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

- *la surface totale des semelles filantes sous voile et sous poteaux :*

$S_t = S_p + S_v = 244.65 + 79.87 \quad \rightarrow \quad S_t = 324.52\ m^2$

- *La surface totale de bâtiment :*

$S_{tb} = 23.3\times18.902 \quad \rightarrow \quad S_{tb} = 440.37 m^2$

- *Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :*

$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{324.52}{440.37} = 0.737 = 73.7\ \% \Rightarrow S_t >$ 50 % S_{bat}

Conclusion: Le rapport surface semelles filantes /surface totale de bâtiment est 73.7 % ce qui présente un risque inévitable de chevauchement des semelles .donc les semelles filante ne sont pas adoptées. D'où la nécessité de penser à un radier général.

C) Radier nervuré :

Le radier nervuré 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.

Pré dimensionnement du Radier :

Epaisseur de radier (nervures) :

L épaisseurs de la nervures de radier « h_n »doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Formule empirique :**

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{470}{10} = 47cm.$ On prend : $h_n = 47cm$

Avec : L_{max} : distance entre deux nervures successifs ($L_{max} = 4.7m$)

- **condition minimale d'épaisseur :**

  La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm).

- **Selon les conditions forfaitaires :**

  $\frac{L_{max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{5}$

  $\frac{470}{8} \leq h_n \leq \frac{470}{5} \Rightarrow 58.75cm \leq h_n \leq 94cm$

  On prend : $h_n = 90$ cm.

- **Condition de la longueur élastique :**

  $$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow$ Ce qui nous conduit à :$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$

Avec :

- Le : Longueur élastique.
- K : Module de raideur du sol, rapporte à l'unité de surface K= 40 MPa
- I : L'inertie de la section.
- E : Module de déformation longitudinale déférée

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

- L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'ou : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.7\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.96\, m = 96\, cm$

Donc le choix final :**h_n=100 cm**

Epaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{470}{20} =$ 23.5 cm Avec : une hauteur minimale de 25cm.

On prend **:** h_d = 30 cm

Epaisseur de la dalle flottante :

$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40}$ (dalle sur 4 appuis)

9.4 cm $\leq h_t \leq$ 11.75 cm. Soit : h_t = 10cm

Largeur de la nervure :

$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 \Rightarrow$ 40 cm $\leq b_n \leq$ 70 cm

On opte pour **: b_n = 50 cm**

Conclusion :

Les choix définitifs des dimensions de radier sont les suivantes :

- La hauteur de la nervure suivant les deux sens : **h_n = 100 cm.**
- Largeur de la nervure : **b_n = 50 cm.**
- La hauteur de la dalle de radier : **h_d = 30 cm.**
- Dalle flottante : **h_t = 10 cm.**

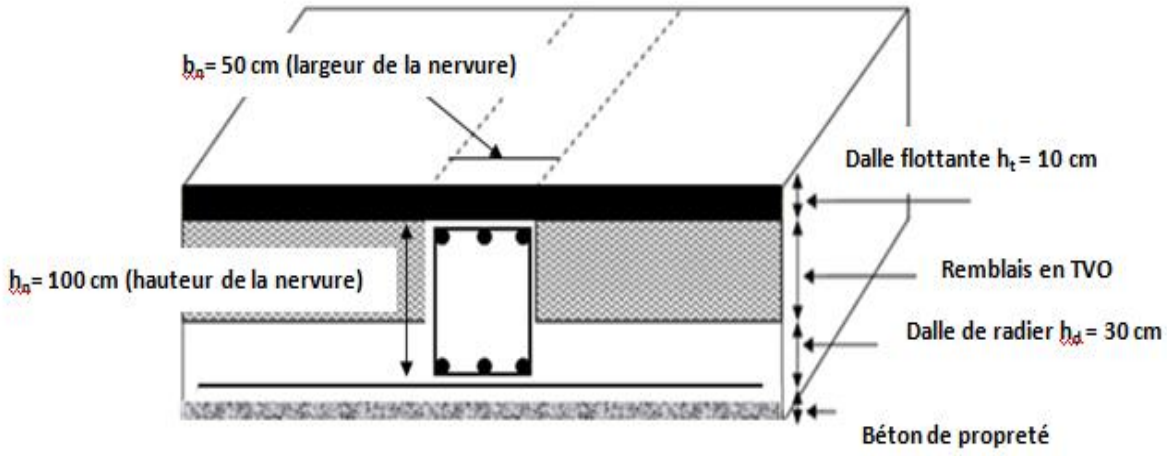


Figure VII-2) La coupe verticale du radier.

Détermination de la surface nécessaire du radier :

Les charges :

Charge permanente : G_{batim}= 35653.11 KN

Charge d'exploitation : Q_{batim} = 7841.77 KN

Les combinaisons :

L'ELU : N_u = 1.35G +1.5Q= 1.35×35653.11+1.5×7841.77 = 59894.35 KN.

L'ELS : N_s = G+Q = 35653.11+7841.77 = 43494.88 KN.

La surface de radier :

- Etat limite ultime : $S_{rad}^{ELU} = \frac{N_u}{1.33\times\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{59894.35}{1.33\times200} = 225.17\ m^2$

- Etat limite de service : $S_{rad}^{ELS} = \frac{N_S}{1.33\times\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{43494.88}{1.33\times200} = 163.51\ m^2$

S_{radier} = max (S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = (225.17; 163.51) = 225.17 m^2

$S_{batiment}$ = 440.37m^2 > S_{radier} =225.17 m^2

Remarque :

On remarque que la surface du bâtiment totale est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas, on prévoit un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, il sera calculé comme suit :

$L_{deb} \geq (\frac{h_n}{2}; 30\ cm) = (\frac{100}{2}; 30\ cm) = 50cm \Rightarrow$ soit un débord de : L_{deb} = 50 cm dans les 4 sens.

Donc, on aura une surface totale de radier : $S_{radier} = S_{bat} + S_{deb}$

Avec : $S_{deb} = (23.3 \times 0.5) \times 2 + (18.90 \times 0.5) \times 2 + (0.5 \times 0.5) \times 4 = 43.20\ m^2$

D'où $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 440.37 + 43.2 = 483.57\ m^2$

<u>Calcul des sollicitations à la base de radier :</u>

- **Charge permanente :**

  - **Poids du bâtiment :**

    $G_{bâtiment}$ = 35653.11 KN

  - **Poids de radier :**

P_{radier} = poids de la dalle de radier + poids de la nervures + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

<u>Poids de la dalle de radier :</u>

$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_{beton}$

P_{dalle} = 483.57x0.3x25 = 3626.78 KN

<u>Poids de la nervure :</u>

$P_{nervure} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + Ly \times n_y) \times \rho_{beton}$

$P_{nervure}$= 0.50 (1 - 0.3) × (18.900 × 6 + 23.3 ×7) × 25 = 2419.38 KN

<u>Poids de TVO :</u>

$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$

Avec: $S_{nervures}$= 0.5 × (1 - 0.3) (18.90 × 6 + 23.3 × 7) = 96.77 m^2

P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) × (h_n - h_d) × ρ_{TVO} = (483.57 - 96.77) × (01 - 0.3) × 17 = 4602.92 KN

Avec: le poids de la TVO **:** $\rho_{TVO} = 17KN/m^3$

Poids de la dalle flottante :

$P_{dalle\ flottante} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times e_p \times \rho_{beton} = (483.57 - 96.77) \times 0.1 \times 25 = 967$ KN

d'où: $G_{radier} = P_{dalle} + P_{nervure} + P_{tvo} + P_{dalle\ flottante}$

$G_{radier} = 3626.78 + 2419.38 + 4602.92 + 967 = 11616.08$ KN

- **Surcharge du bâtiment et de radier :**

$Q_{batiment} = 7841.77$ KN

Q_{radier} = surcharge d'exploitation de RDC × surface de radier = $4 \times 483.57 = 1934.28$ KN

- **Poids totale de la structure :**

G_t = $G_{bàtiment} + G_{radier} = 35653.11+11616.08=47269.19$ KN

Q_t = $Q_{batiment} + Q_{radier} = 7841.77+1934.28=9776.05$ KN

- **Combinaison d'action :**

ELU: Nu = 1.35 G + 1.5 Q=1.35×47269.19 +1.5×9776.05 =78477.48 KN

ELS : Ns = G + Q =47269.19+9776.05=57045.24 KN

VII-5) Vérifications:

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 modifie 99(Art A.5.1.1)) :**

Il faut vérifier que : $\leq \bar{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15}{\gamma_b} f_{cj}, 4MPa\right\}$ en Fissuration préjudiciable.

$\bar{\tau_u} = \min\{2.5\ , 4MPa\} = 2.5$ MPa

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d}$ Avec : b = 100 cm ; d = 0,9 h_d = 0,9 × 30 = 27 cm

$T_u^{max} = q_u . \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u . b}{S_{rad}} . \frac{L_{max}}{2} = \frac{78477.48 \times 1}{483.57} \times \frac{4.7}{2} = 381.38\ KN$

$\tau_u = \frac{381.38 \times 10^3}{1000\ .\ 270}$ =1,413 MPa $< \bar{\tau_u} =$ 2,5 MPa ..... Condition vérifiée.

- **Vérification de la stabilité du radier :**

a. Calcule les caractéristique géométrique de radier :

- Calcul du centre de gravité du radier :

Vu la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (XX et YY).

$X_G = \frac{\text{longeur de batiment}}{2} = \frac{18.90}{2} = 9.45$ m

$Y_G = \frac{\text{largeur de batiment}}{2} = \frac{23.3}{2} = 11.65$ m

- Moment d'inertie du radier :

$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{18.90 \times 23.3^3}{12} = 19922.70$ m^4

$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{23.3 \times 18.90^3}{12} = 13108.71$ m^4

b. Vérifier la stabilité du radier:

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) due aux charges verticales.

- Moment de renversement (M) due au séisme dans le sens considéré.

$M = M_0 + T_0 \times Z$ Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

Z : Profondeur de l'infrastructure.

Sollicitations		**M_0 (KN.m)**	**T_0(KN)**	**Z(m)**	**M (KN.m)**
Sens	**xx**	48005.984	2416.32	1	50422.304
	yy	50587.107	2539.65	1	53126.75

Tableau VII-4) Calcul du moment de renversement.

L'ELU : $\sigma_m = \frac{3\times\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1{,}33\sigma_{SOL}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3\times\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$ avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$

Avec**:** **V** : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

I : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

S_{radier} = 483.57 m^2 N_u=78477.48 KN Ns =57045.24 KN

Contraintes		ELU				ELS			
		σ_1 (KN/m²)	**σ_2 (KN/m²)**	**σ_m (KN/m²)**	**1.33σ_{sol} (KN/m²)**	**σ_1 (KN/m²)**	**σ_2 (KN/m²)**	**σ_m (KN/m²)**	**σ_{sol} (KN/m²)**
sens	**XX**	186.21	138.37	174.25	226	141.88	94.05	129.92	200
	YY	209.50	115.19	185.923	226	165.18	70.75	141.57	200

Tableau VII-5) Vérification des contraintes du sol sous le radier.

→ La stabilité est vérifiée dans les deux sens.

- **Vérification au poinçonnement [Art. A.5.2.42/BAEL91modifie 99] :**

Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq \frac{0.045\ \mu_c . h . f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : N_u : Charge calculer l à l'ELU pour le poteau ou le voile.

μ_c : Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : hauteur de la nervure égale à 1 m.

Poteaux :

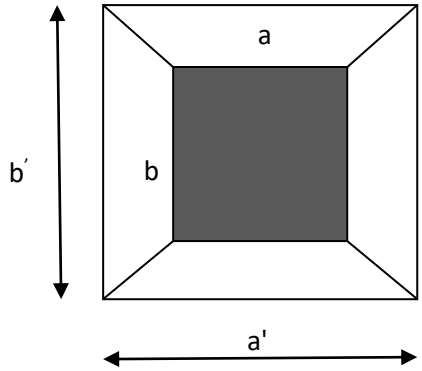


Figure VII-3) Périmètre utile des poteaux.

$$\begin{cases} \mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2.h) = 2(0{,}45 + 0{,}45 + 2 \times 1) = 5.8 \text{ m} \\ N_u = 1470.16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$N_u = 1470.\text{ KN} < \frac{0{,}045 \times 5.8 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1{,}5} = 4350 \text{ KN} \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Voile :

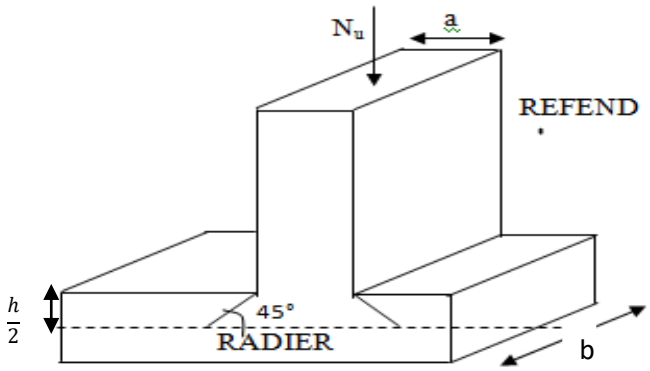


Figure VII-4) Périmètre utile des voiles.

$$\begin{cases} \mu_c = 2\ (a' + b') = 2(a + b + 2.h) = 2(0.20 + 3.25 + 2\ x\ 1) = 10.9 \text{ m} \\ N_u = 2911{,}020 \text{ KN} \end{cases}$$

N_u = 2911,020 KN $< \frac{0{,}045 \times 10.9 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1{,}5}$ = 8175 KN $\Longrightarrow$ condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort de sous pression [Art.3.634/DTR-BC 2.331] :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier : **P > P'**

- P = 37221.44 KN (poids total du bâtiment à la base du radier).
- $P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{rad} \times z$

  Avec :
  - α: Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (α = 1.5)
  - γ_w : Poids volumique de l'eau (γ_w = 10 KN/m^3)
  - Z **:** profondeur de l'infrastructure (h = 100 cm)

$P' = 1.5 \times 10 \times 483.57 \times 1 = 7253.55$ KN

P = 37221.44 KN > P' = 7253.55 KN …… Condition vérifiée

Donc : Pas de risque de soulèvement de la structure.

VII-6) Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, son ferraillage sera calculé en utilisant les méthodes exposées dans le [B.E.A.L 91 modifiée 99].

- **Ferraillage de la dalle du radier :**

La dalle du radier sera étudiée comme un panneau rectangulaire uniformément chargé reposant sur quatre cotés. On distingue deux cas :

1er Cas : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

2eme Cas : $0.4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

- Dans le sens de la petite potée L_x : $M_{ox} = \mu_x . q_u . L_x^2$
- Dans le sens de la grande potée L_y : $M_{oy} = \mu_y . M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_X}{L_Y}$; $L_X < L_Y$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisin, 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.

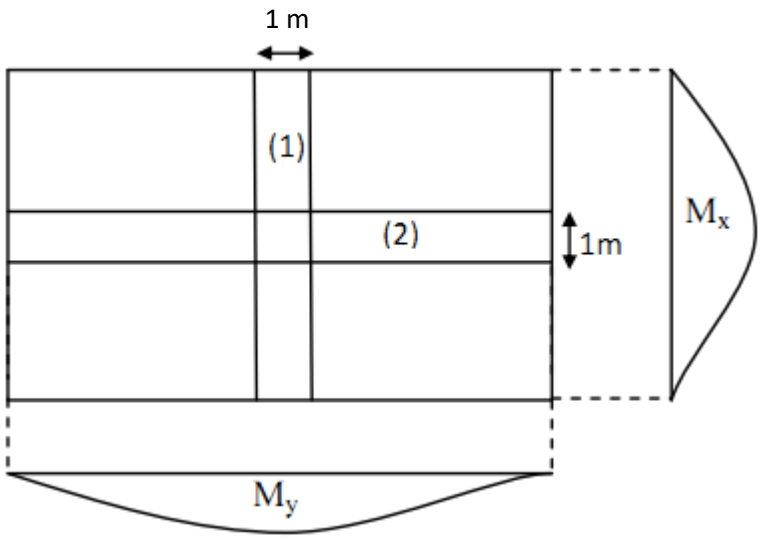
Identification du panneau le plus sollicité :

On a : Lx = 3.25m ; L_y = 4.70m

Donc :

$0.4 < \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3.25}{4,70} = 0.69 < 1 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens.

Dans ce cas, on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91modifié99. On considère une bande de 1 m de largueur au milieu de chaque portée.



Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la plus petite portée Lx : $M_{ox} = \mu_x . q_u . L_x^2$.
- Dans le sens de la grande portée Ly : $M_{oy} = \mu_y . M_{ox}$.

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD

Remarque :

Pour le calcul du ferraillage nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} qui est la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

	σ_m(KN/m²)	q_m(KN/m)
ELU	185.923	161.90
ELS	141.57	117.55

A L'ELU: $q_m^u = \sigma_m$ (ELU) - $\frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ = (185.923 - $\frac{11616.08}{483.57}$) x1m = 161.90 kN/ml

A L 'ELS: $q_m^s = \sigma_m$ (ELS) - $\frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ = (141.57- $\frac{11616.08}{483.57}$) x1m = 117.55 kN/ml

- **Détermination des coefficients μ_x et μ_y :**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y en fonction υ et ρ_x :

ρ_x =0.65 ; υ=0 (ELU) $\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0746 \\ \mu_y = 0.369 \end{cases}$

- **Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :**

$M_{ox} = \mu_x . q_u . L_x^2 = 0.0746 \times 161.90 \times 3.25^2$

$M_{oy} = \mu_y . M_{ox} = 0.369 x 127.57$

.

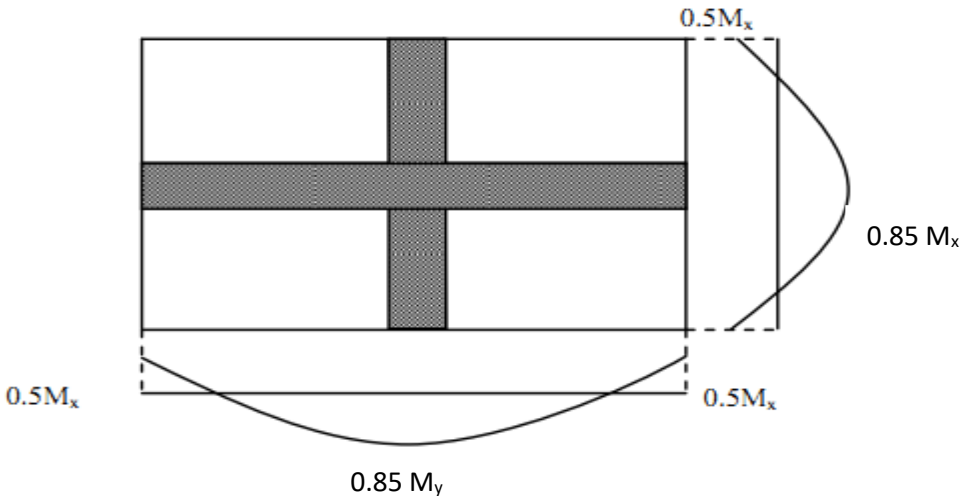
M_{0x} = 127.57 kN.m

M_{0y} = 47.07 KN.m

- **Correction des moments :**

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,85**: pour les moments des travées intermédiaires.
- **0,50**: pour les moments sur appuis intermédiaires.



- ✓ Moments aux appuis : $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 127.57 = 63.78\ KN.m \\ M_y^a = 0.5 \times 47.07 = 23.54 KN.m \end{cases}$
- ✓ Moments en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 127.57 = 108.43\ KN.m \\ M_y^t = 0.85 \times 47.07 = 40.01 KN.m \end{cases}$

Calcul des armatures :

On a: $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$; $f_{bu} = 14.2\ MPa$; b = 100 cm ; d = 27 cm

$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$; $\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 MPa$ et β : tiré dans les tableaux en fonction de σ_{st} et μ.

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

		Moments (KNm)	Valeur de μ	Type de section	Valeur de β	Section d'armature A (cm2)	Section choisie Armatures A_a (cm2)
Sens xx	**Sur appuis**	63.78	0.006 < μ_l = 0.392	SSA	0.997	6.81	4HA16=8.04
	En travée	108.43	0.011 < μ_l = 0.392	SSA	0.994	11.61	4HA20=12.56
Sens yy	**Sur appuis**	23.54	0.023 <μ_l=0.392	SSA	0.988	2.53	4HA14=6.15
	En travée	40.01	0.039 <μ_l=0.392	SSA	0.980	4.35	4HA14=6.15

Tableau VII-6) Calcul de la section d'armatures.

VII-7) Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité [Article B.7.4 BAEL91revisé 99]:**
  - Armatures parallèles au petit coté :

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{bd} \geq \omega_0 \left(\frac{3-\rho_x}{2}\right) \Rightarrow A_x^{mi} \geq \frac{bd\omega_0(3-\rho)}{2}$$

$$A_x^{min} \geq \frac{100 \times 27 \times 0.0008(3-0.65)}{2} \rightarrow A_x^{min} = 2.538\ cm^2$$

Avec :

- ω_0 : Taux d'acier minimal réglementaire il est pris égale à : 0.0008 pour HA, FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.
- b = 100 cm ; d = 27 cm ; ρ = 0.65

  - Armatures parallèles au grand coté :

$$\omega_y = \frac{A_y^{min}}{bd} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{min} \geq \omega_0 bd$$

$$A_y^{min} \geq 0.0008 \times 27 \times 100 \quad \rightarrow \quad A_y^{min} = 2.16\ cm^2$$

		$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Observation
Sens XX	**Sur appuis**	8.04	2.538	Condition vérifiée
	En travée	12.58	2.538	Condition vérifiée
Sens YY	**Sur appuis**	6.15	2.16	Condition vérifiée
	En travée	6.15	2.16	Condition vérifiée

Tableau VII-7) Vérification de la condition de non fragilité.

- **Espacement des armatures [Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99]** :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- La direction la plus sollicité x-x :

  $S_t \leq \min(3h; 33\text{ cm}) = \min(90; 33\text{cm}) = 33\text{ cm}$. $\Rightarrow$ On prend: $S_t = 25$ cm

- La direction moins sollicité y-y :

  $S_t \leq \min(4h; 45cm) = \min(120\text{cm}; 45cm) = 45\text{cm} \Rightarrow$ On prend: $S_t = 25$ cm

VII-8) Vérification à L'ELS :

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} à l'ELS :

$\rho_x = 0.65$; $\upsilon = 0.2$ (ELS) $\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0801 \\ \mu_y = 0.530 \end{cases}$

- $M_{ox} = \mu_x . q_s . L_x^2 = 0.0801 \times 117.55 \times 3.25^2 = 99.45$ KN.m
- $M_{oy} = \mu_y . M_{ox} = 0.530 \times 117.55 = 52.71$ KN.m

Correction des moments :

- ✓ Moments aux appuis : $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 99.45 = 49.73 KN.m \\ M_y^a = 0.5 \times M_0^y = 0.5 \times 52.71 = 26.36\ KN.m \end{cases}$
- ✓ Moments en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 99.45 = 84.53 KN.m \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 52.71 = 44.80\ KN.m \end{cases}$

Calcul des contraintes :

On a: $\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d}$ $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 dA}$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

β_1 et K_1 tiré dans un tableau en fonction de ρ_1.

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		M_s (KN/m)	A (cm^2)	ρ_1	K_1	β_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Sens XX	**Aux appuis**	49.73	8.04	0.298	43.14	0.914	250.64	5.81	15	C.V
	En travée	84.53	12.58	0.466	33.08	0.896	277.75	8.39		C.V
Sens YY	**Aux appuis**	26.36	6.15	0.228	49.93	0.923	171.99	3.44		C.V
	En travée	44.80	6.15	0.228	49.93	0.923	297.14	5.95		C.V

Tableau VII-8) Calcul des contraintes.

VII-9) Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément repartie comme illustrée dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

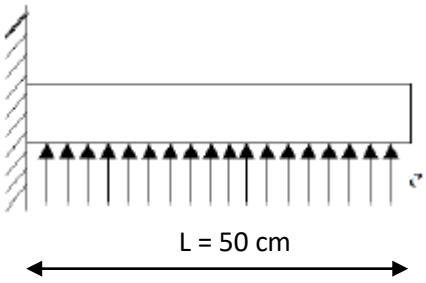


Figure VII-5) Schéma statique du débord.

A L'ELU: $M_u = \frac{-q_u\, l^2}{2} = \frac{-161.90 \times 0.5^2}{2} = -20.24\ KN/m$

A L'ELS: $M_s = \frac{-q_s\, l^2}{2} = \frac{-117.55 \times 0.5^2}{2} = -14.69\ KN/m$

- **Calcul des armatures :**

Armatures principales :

b = 100 cm ; d = 27 cm ; f_{bc} = 14,2 MPa ; σ_s = 348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20.24 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14{,}2} = 0.0195 \leq 0{,}392 \Rightarrow SSA$$

$\mu = 0.0195 \Rightarrow \beta = 0.9915$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20.24 \times 10^6}{0.9915 \times 270 \times 348} = 2.17 cm^2$$

Soit : **A_u = 4HA10 = 3.14 cm²**

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.

VII-10) Ferraillage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme des 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 (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

- **Cas de chargement trapézoïdal :**

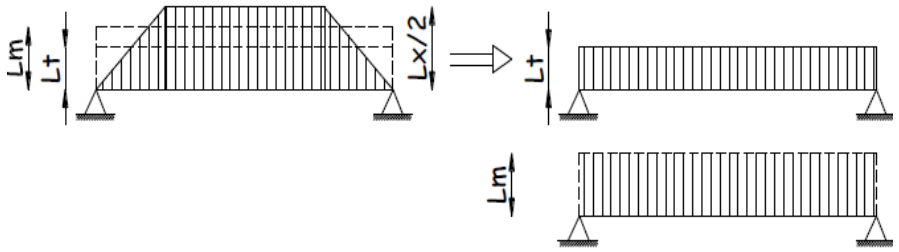


Figure VII-6) Présentation des chargements simplifiés.

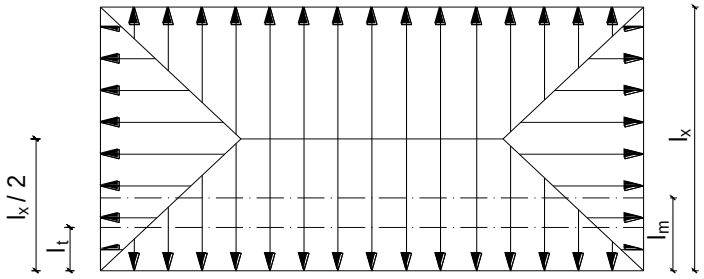


Figure VII-7) Répartition trapézoïdale dans un panneau rectangulaire.

- Effort tranchant : $L_t = L_x\left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$
- Moment fléchissant : : $L_m = L_x\left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

Nous avons : $b_n = 50$ cm , $h_n = 100$ cm ; $c = 3$ cm.

$q_u =$ 161.90 KN/m^2 ; $q_s =$ 117.55 KN/m^2

- **Calcul des charges**

  Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	**Panneau**	L_x	L_y	ρ_x	**Chargement**	L_m	L_t	q_u	q_s	Q_u	$\sum Q_u$	Q_s	$\sum Q_S$	Q_u	$\sum Q_u$	Q_s	$\sum Q_S$
A-B	**1**	3.05	4.70	0.65	Triangulaire	1.02	0.76	161.90	117.55	164.43	328.86	119.39	238.78	123.45	246.9	89.63	179.26
	2	3.05	4.60	0.66	Triangulaire	1.02	0.76	161.90	117.55	164.43		119.39		123.45		89.63	
B-C	**1**	3.00	4.70	0.64	Triangulaire	1.00	0.75	161.90	117.55	161.74	323.48	117.43	234.86	121.43	242.86	88.16	176.32
	2	3.00	4.60	0.65	Triangulaire	1.00	0.75	161.90	117.55	161.74		117.43		121.43		88.16	
C-D	**1**	3.25	4.70	0.69	Triangulaire	1.08	0.81	161.90	117.55	175.22	350.44	127.22	254.44	131.54	263.08	95.51	191.02
	2	3.25	4.60	0.71	Triangulaire	1.08	0.81	161.90	117.55	175.22		127.22		131.54		95.51	
D-E	**1**	3.00	4.70	0.64	Triangulaire	1.00	0.75	161.90	117.55	161.74	323.48	117.43	234.86	121.43	242.86	88.16	176.32
	2	3.00	4.60	0.65	Triangulaire	1.00	0.75	161.90	117.55	161.74		117.43		121.43		88.16	
E-F	**1**	3.10	4.70	0.66	Triangulaire	1.03	0.78	161.90	117.55	167.13	334.26	121.35	242.7	125.47	250.94	91.10	182.20
	2	3.10	4.60	0.67	Triangulaire	1.03	0.78	161.90	117.55	167.13		121.35		125.47		91.10	
F-G	**1**	3.05	4.70	0.65	Triangulaire	1.02	0.76	161.90	117.55	164.43	328.86	119.39	238.78	123.45	246.90	89.63	179.26
	2	3.05	4.60	0.66	Triangulaire	1.02	0.76	161.90	117.55	164.43		119.39		123.45		89.63	

Tableau VII-9) Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	**panneau**	**L_x**	**L_y**	**ρ_x**	**chargement**	**L_m**	**L_t**	**q_u**	**q_s**	**Q_u**	**$\sum Q_u$**	**Q_s**	**$\sum Q_S$**	**Q_u**	**$\sum Q_u$**	**Q_s**	**$\sum Q_S$**
1-2	**1**	3	4.55	0.66	trapézoïdale	1.28	1.01	161.90	117.55	207.40	425.48	150.77	309.30	162.59	331.51	118.20	241.00
	2	3.25	4.55	0.71	trapézoïdale	1.35	1.04	161.90	117.55	218.08		158.53		168.92		122.80	
2-3	**1**	3	4.60	0.65	trapézoïdale	1.29	1.01	161.90	117.55	208.16	427.20	151.33	310.56	163.48	333.42	118.83	242.37
	2	3.25	4.60	0.71	trapézoïdale	1.35	1.05	161.90	117.55	219.04		159.23		169.94		123.54	
3-4	**1**	3	4.70	0.64	trapézoïdale	1.30	1.02	161.90	117.55	209.61	430.49	152.38	312.95	165.14	337.05	120.05	245.03
	2	3.25	4.70	0.69	trapézoïdale	1.37	1.06	161.90	117.55	220.88		160.57		171.91		124.98	
4-5	**1**	3	4.50	0.67	trapézoïdale	1.28	1.00	161.90	117.55	206.62	423.70	150.20	308.01	161.70	329.58	117.55	239.59
	2	3.25	4.50	0.72	trapézoïdale	1.34	1.04	161.90	117.55	217.08		157.81		167.88		122.04	
5-6	**1**	3	4.50	0.67	trapézoïdale	1.28	1.00	161.90	117.55	206.62	423.70	150.20	308.01	161.70	329.58	117.55	239.59
	2	3.25	4.50	0.72	trapézoïdale	1.34	1.04	161.90	117.55	217.08		157.81		167.88		122.04	

Tableau VII-10) Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y).

- **Diagramme des sollicitations :**

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS» sont les suivant :

1) Sens longitudinale « X-X » :

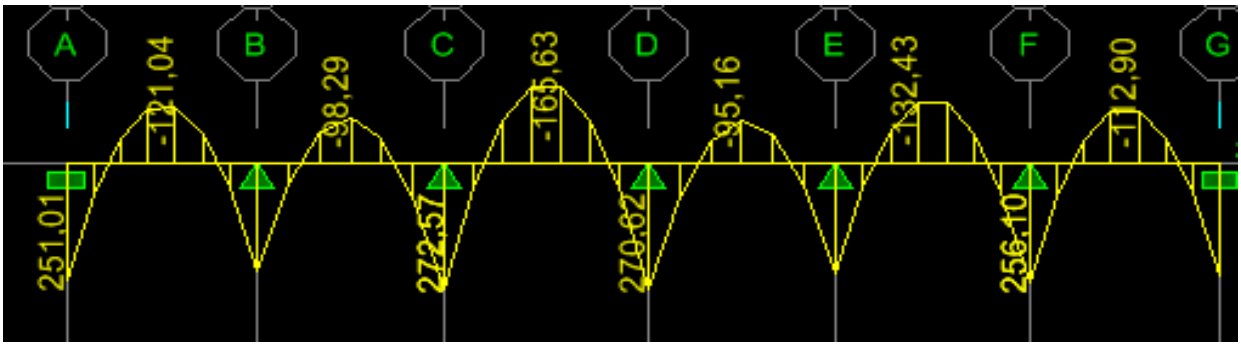


Figure VII-8) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

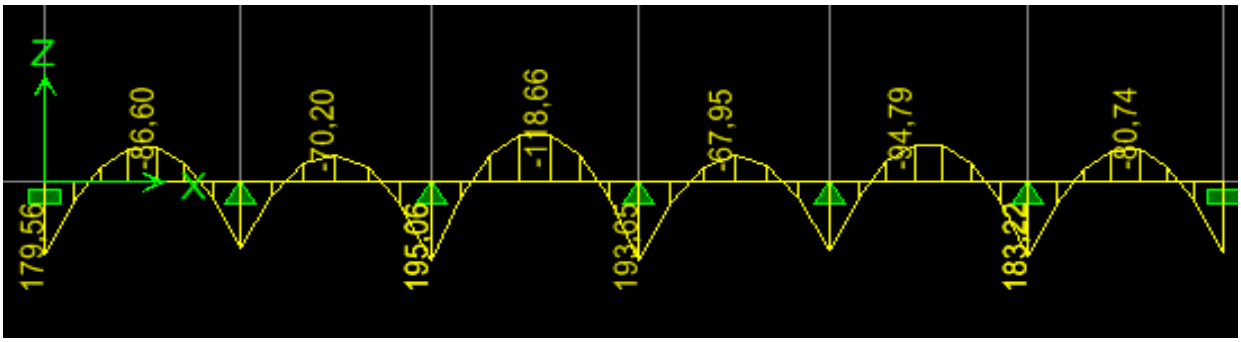


Figure VII-9) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

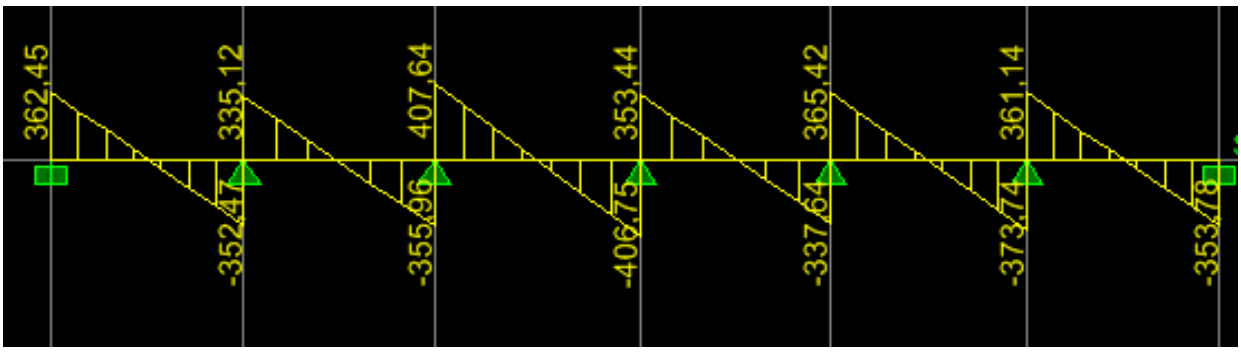


Figure VII-10) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

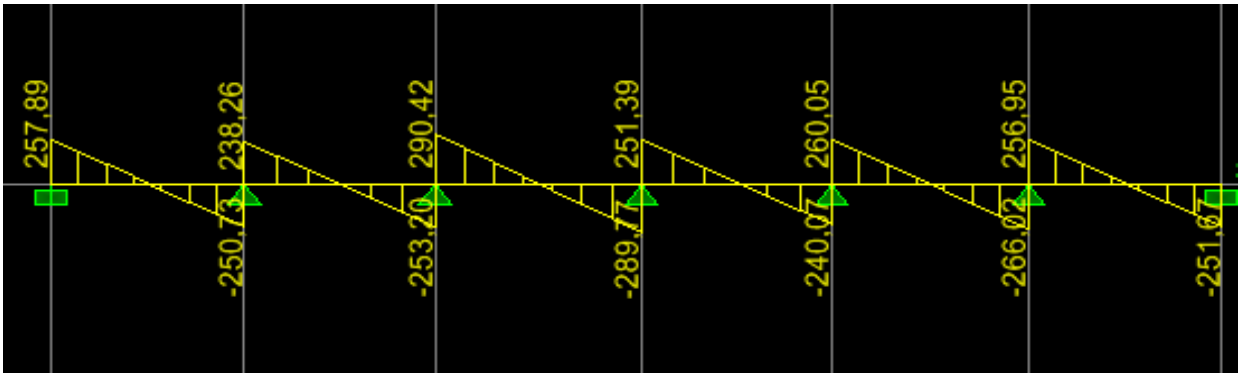


Figure VII-11) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

2) Sens transversal « Y-Y » :

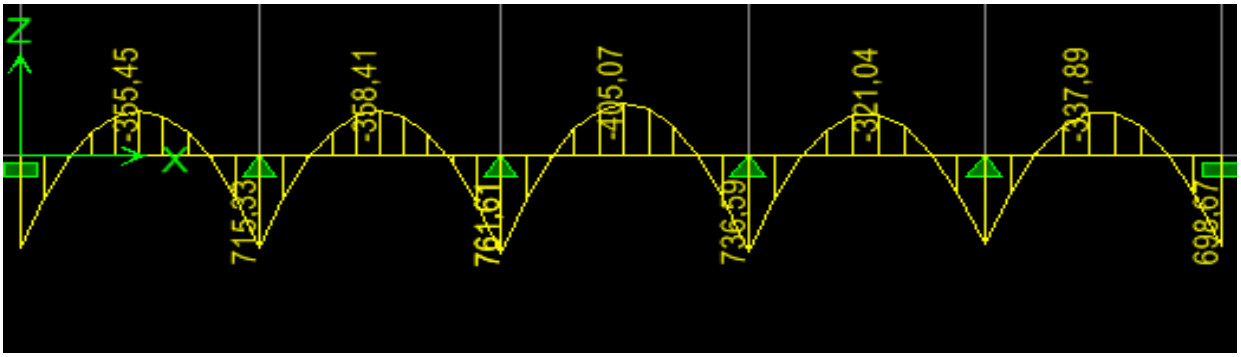


Figure : VII-12) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

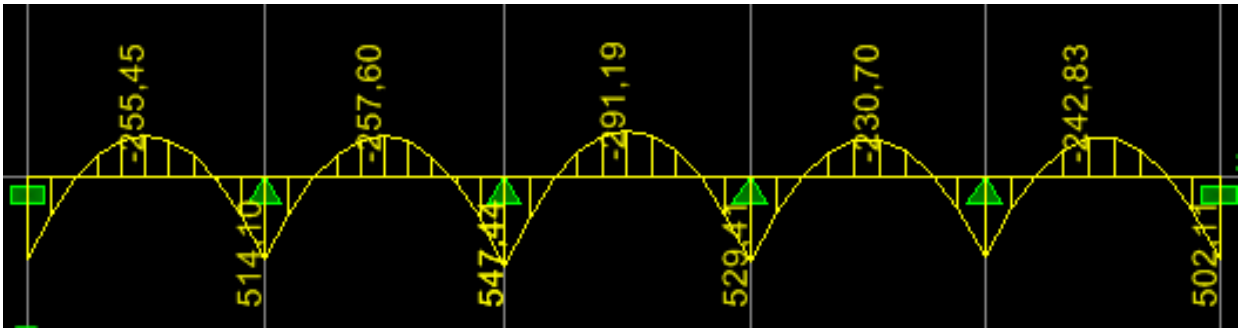


Figure : VII-13) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

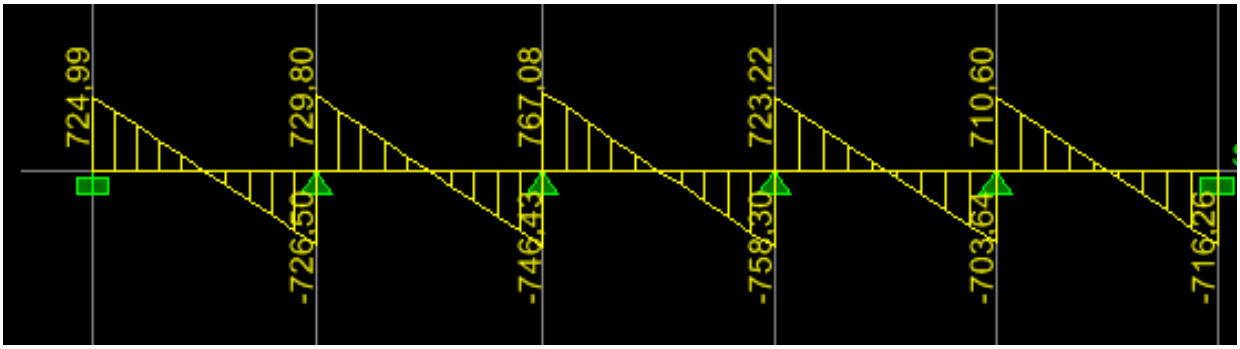


Figure VII-14) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

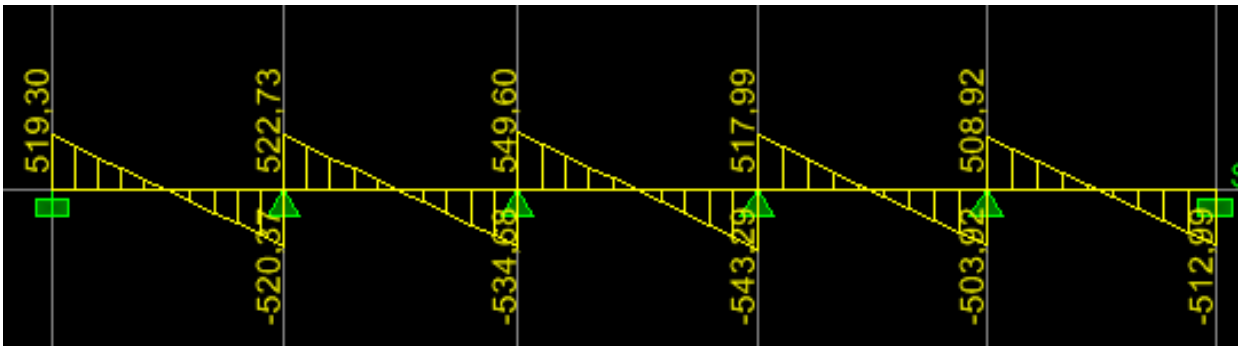


Figure : VII-15) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

- **Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :**
  - ❖ **<u>Sens longitudinale « x-x » :</u>**

	ELU	**ELS**
M_{app}(KN.m)	272.57	195.06
M_t (KN.m)	-165.63	-118.66

Tableau VII-11) Moments fléchissant sens x-x.

	ELU	**ELS**
T_{sup} (KN.m)	407.64	290.42
T_{inf} (KN.m)	-406.75	-289.77

Tableau VII-12) Efforts tranchants sens x-x.

❖ **Sens transversale « y-y » :**

	ELU	ELS
M_{app}(KN.m)	761.61	547.44
M_t(KN.m)	- 405.07	- 291.19

Tableau VII-13) Moments fléchissant sens y-y.

	ELU	ELS
T sup(KN.m)	767.08	549.60
T inf (KN.m)	- 758.30	- 543.29

Tableau VII-14) Efforts tranchants sens y-y.

➢ **Calcul des armatures :**

1. **Armature longitudinale :**

Sens longitudinale « x-x » :

$M_a^{max} = 272.57\ KN.m$; $M_t^{max} = 165.63\ KN.m$

b_n = 50 cm ; h_n = 100 cm ; d = h – c = 100 – 3 = 97 cm ; f_{bu} = 14.2 MPa ; σ_{st} = 348 MPa

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{272.57 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.04$$

$\mu = 0.04 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu = 0.04 \Rightarrow \beta = 0.980$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{272.57 \times 10^3}{0.980 \times 97 \times 348} = 8.24\ cm^2$$

Soit : A_a = 6HA16 = 12.06 cm^2 avec : un espacement S = 10 cm.

- **En travée:**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{165.63 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.02$$

$\mu = 0.02 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu = 0.02 \Rightarrow \beta = 0.990$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{165.63 \times 10^3}{0.9902 \times 97 \times 348} = 4.96 \text{ cm}^2$$

Soit **:** A_t = 6HA16 = 12.06 cm^2 avec : un espacement S_t = 10 cm.

Sens transversale «y-y » :

$M_a^{max} = 761.61\ KN.m$; $M_t^{max} = 405.07\ KN.m$

b_n = 50 cm ; h_n = 100 cm ; d = 97 cm ; f_{bu} = 14.2 MPa ; σ_{st} = 348 MPa

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{761.61 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.114$$

$\mu = 0.114 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA) donc: $\mu = 0.145 \Rightarrow \beta = 0.939$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{761.61 \times 10^3}{0.939 \times 97 \times 348} = 24.03 \text{ cm}^2$$

Soit: A_a= 6HA20+6HA20 = 37.68 cm^2 avec un espacement S_t = 10cm.

- **En travée:**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{405.07 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.061$$

$\mu = 0.061 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu = 0.061 \Rightarrow \beta = 0.968$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{405.07 \times 10^3}{0.968 \times 97 \times 348} = 12.40 cm^2$$

Soit **:**A_t = 6HA20 = 18.84 cm^2 avec : un espacement S_t = 10cm.

Les résultats des ferraillages sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	**Sens y-y**
appuis	6HA16 = 12.06 cm^2	6HA20 + 6HA20 = 37.68 cm^2
travée	6HA16 = 12.06 cm^2	6HA20 = 18.84 cm^2

2. Armatures transversale :

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_l \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.34 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \phi_l = 10 \text{ mm}.$$

➢ **<u>Espacement des armatures (Art 7.5.2.2 RPA99/modifier2003) :</u>**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h_n}{4} ; 12\,\phi_l\right\} = \min\{25; 12\} = 12 \text{ cm} \Rightarrow S_t = \textit{10 cm}$$

Avec : ϕ_l le plus petit diamètre utilisé dans l'armature longitudinale.

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

➢ **Armatures transversales minimales :**

$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$

Zone nodale :

$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 cm^2$

Donc: $A_{adopté}$ = 4HA 10 = 3.14 cm^2

Zone courante :

$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.00 \times 20 \times 50 = 3\ cm^2$

Donc: $A_{adopté} = 4HA\ 10 = 3.14\ cm^2$.

VII-11) Armatures de peau :

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures , on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$A_P = 3\ cm^2/ml = 3cm^2$ → Soient : A p = 2HA14 = 3.08 cm^2.

VII-12) Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 97 \times 2.1}{400} = 5.86\ cm^2$$

$A_{adopt} = 12.06\ cm^2 > A_{min} = 5.86\ cm^2$ …… Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau} = min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\ MPa\right\} = \{2.5\ MPa\ ; 4\ MPa\} = 2.5\ MPa$$

Sens X-X : $T_u = 407.64$ KN

$\tau_u = \frac{407.64 \times 10^3}{500 \times 970} = 0.84\ MPa < 2.5 MPa$ …… Condition vérifiée.

Sens Y-Y : $T_u = 767.08$ KN

$\tau_u = \frac{767.08 \times 10^3}{500 \times 970} = 1.58\ MPa < 2.5 MPa$ …… Condition vérifiée.

- **Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d\sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\ MP$$

Avec : coefficient de scellement(Ψ_s=1.5 pour les aciers de HA)

$\sum U_i = \pi\, n\, \phi$ La somme des périmètres utiles des barres.

Avec : ϕ: le diamètre maximal.

n: le nombre des barres.

Nervure transversale:

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3.14 \times 6 \times 20 = 376.8 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{767.08x10^3}{0.9 \times 970 \times 376.8} = 2.33\ MPa \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MP \Rightarrow CV$$

La condition est vérifiée donc il n'ya pas de risque d'entrainement des barres.

Nervure longitudinale:

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3.14 \times 6 \times 16 = 301.44 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{407.64\ x10^3}{0.9 \times 970 \times 301.44} = 1.55\ MPa \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MP \Rightarrow CV$$

Donc : il n'ya pas de risque d'entrainement des barres.

VII-13) Vérification à L'ELS :

- **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier (Art 4.3.5 BAEL91modifée99)**

Dans les aciers : on doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s x \beta_1 x d} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n f_{t28}}\right\} = 201.63$ MPa dans le cas des fissurations préjudiciables

Avec : n =1.6 pour des HA > 6 mm

Dans le béton : on doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ MPa.$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous :

		M_s (KN.m)	A_s (cm^2)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Obs.
Sens XX	**Travée**	118.66	12.06	0.104	77.60	0.946	107.17	201.63	1.38	15	C.V
	Appuis	195.06	12.06	0.104	77.60	0.946	176.26		2.27		C.V
Sens YY	**Travée**	291.19	18.84	0.162	60.76	0.934	170.59		2.81		C.V
	Appuis	547.44	37.68	0.265	45.98	0.918	163.16		3.55		C.V

Tableau VII-15) Calcul des contraintes.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Ce travail nous à inciter à nous documenter davantage pour paraître à toutes difficultés rencontrées au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des bâtisses en général et des voiles en particulier. Il nous a aussi permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91-modifié99 », « RPA99/version2003 »ainsi que les divers documents techniques.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du génie civile sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique. On cite par exemple ETABS : logiciel de calcul que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Par ailleurs, ce travail nous a permis de constater que, lors de l'exécution d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas limiter son étude aux divers calculs théoriques, il doit aussi veiller à ce qu'une concordance entre les calculs théoriques effectués et les aspects pratiques soit établie en respectant trois critères indissociables à savoir la résistance, la durabilité et l'économie.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

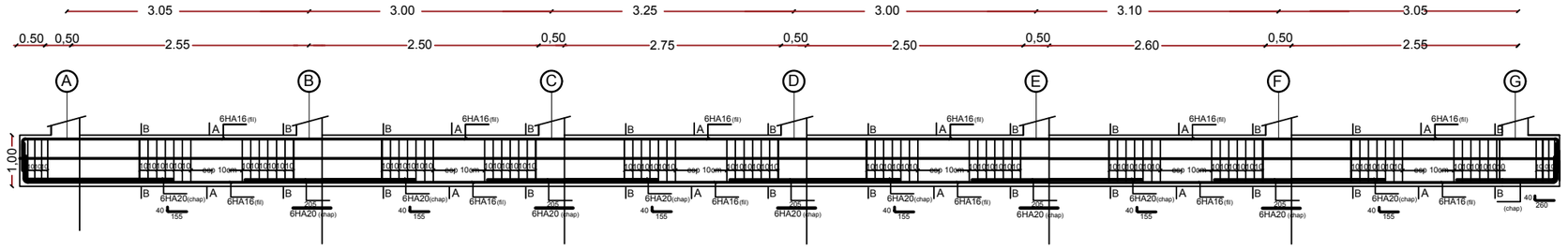
- Règlement parasismique Algérien RPA99 / version 2003
- Document technique réglementaire DTR B.C.2.2
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé aux états limites BAEL91 modifié 99
- Règes de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93
- Tables de Pigeaud et table de calcul à l'ELU et l'ELS
- Cours et TD du cursus
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes
- Internet (Google)

Logiciels utilisés

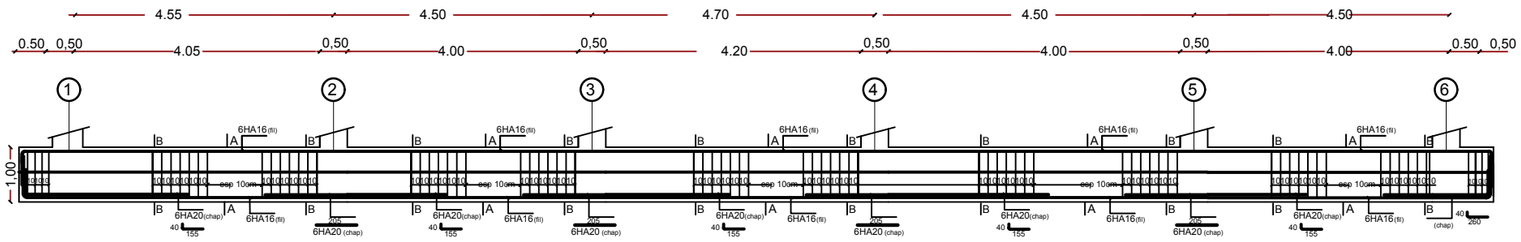
- ETABS 9.7
- Autocad
- Microsoft Office Word 2007
- Microsoft Office Excel 2007
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (50X100)cm²

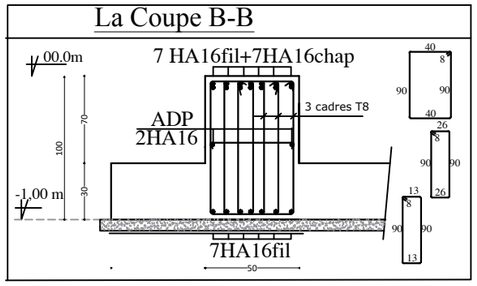
-Sens X-X



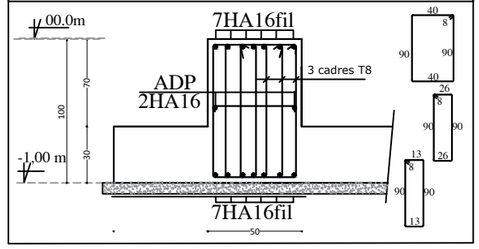
-Sens Y-Y



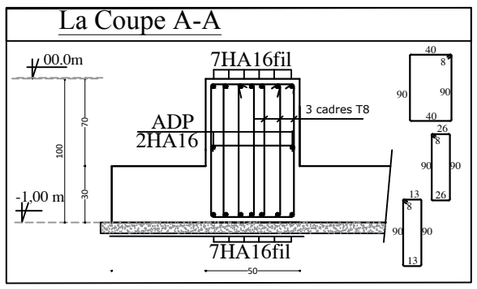
La Coupe B-B



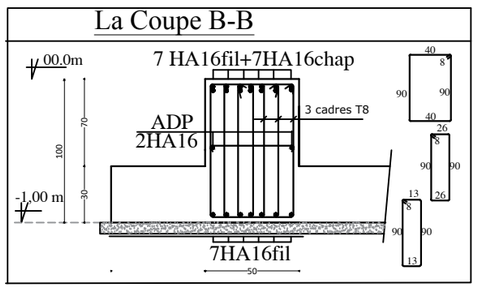
La Coupe A-A



La Coupe A-A



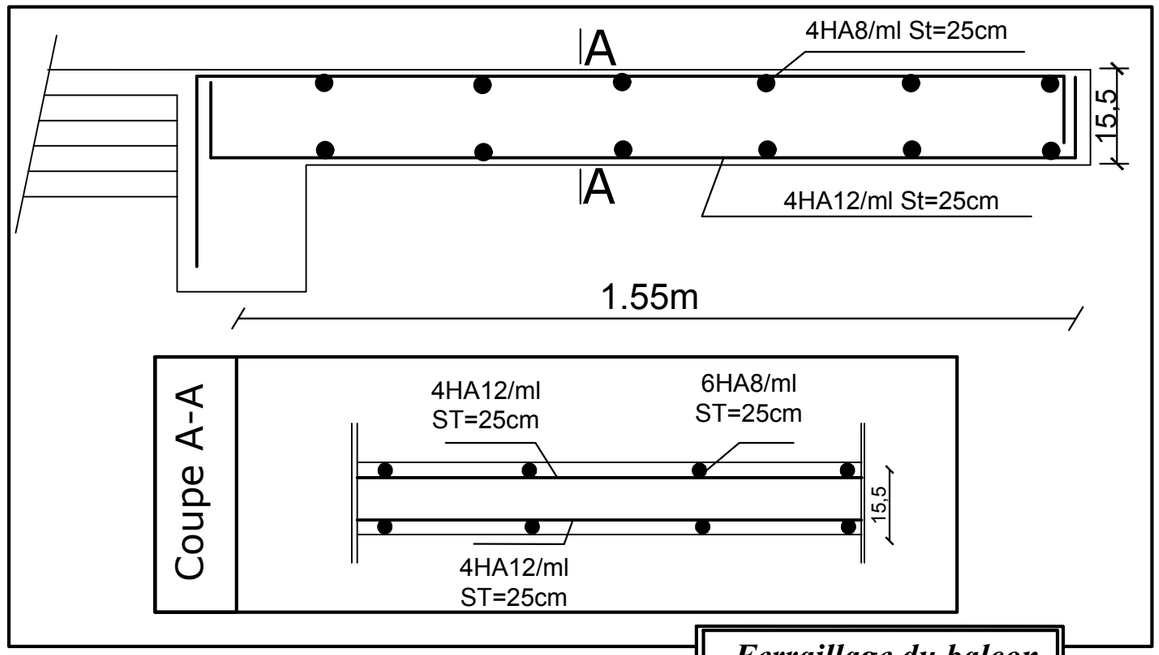
La Coupe B-B



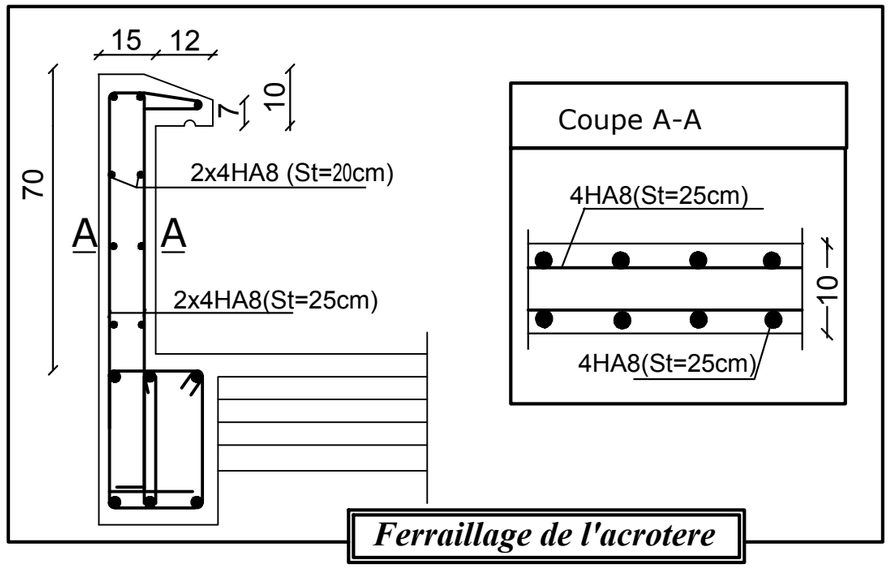
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

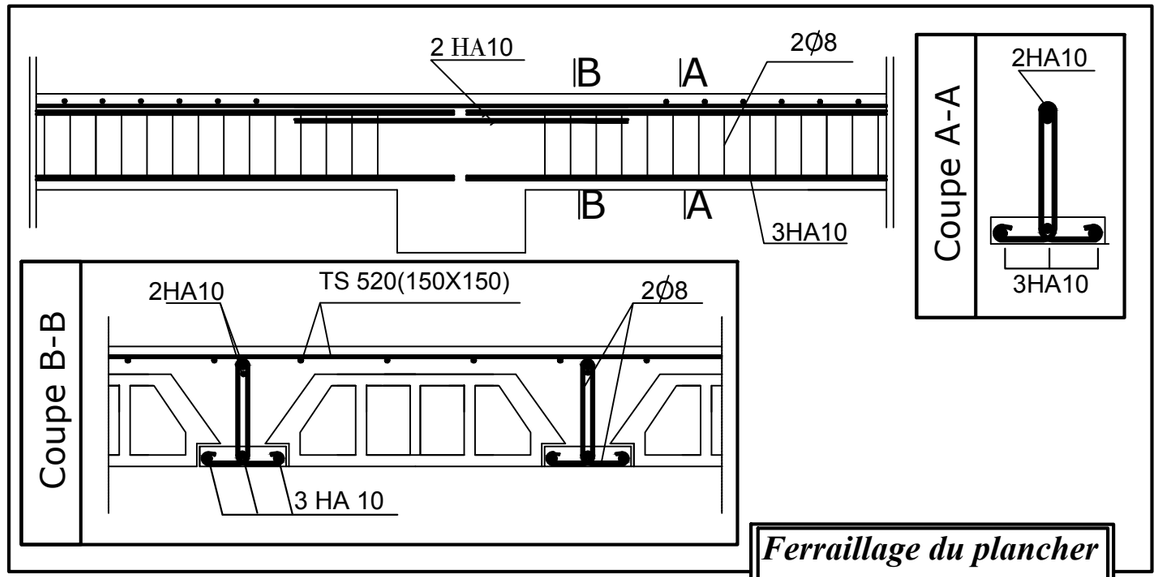
Etudié par : *ADI NADIA* *AMIRAT SARA*	Titre : -Ferraillage de la nervure	Echelle°:1/50
		Plan N°:04
Dirigé par : *M.LOUZAI*		Promotion: 2020



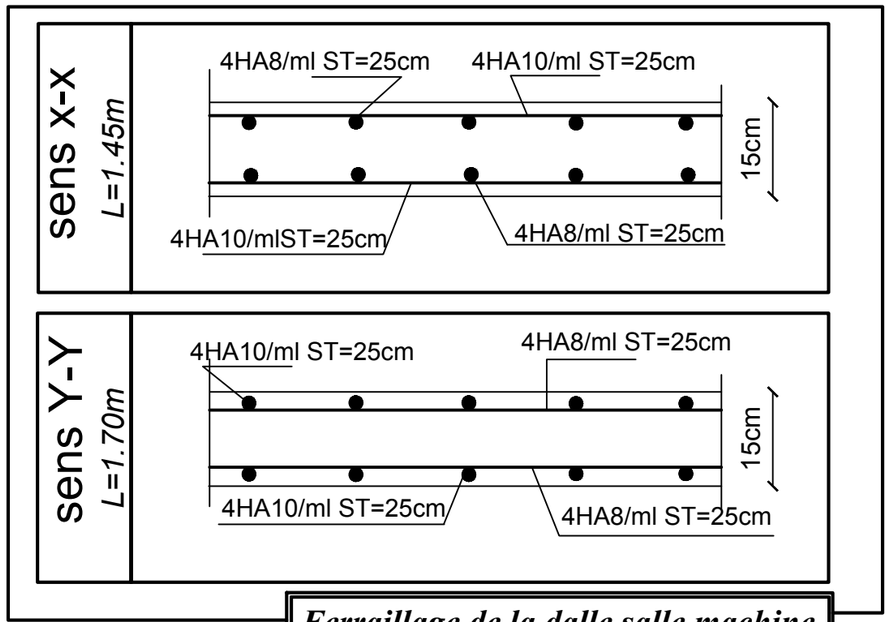
Ferraillage du balcon



Ferraillage de l'acrotere



Ferraillage du plancher

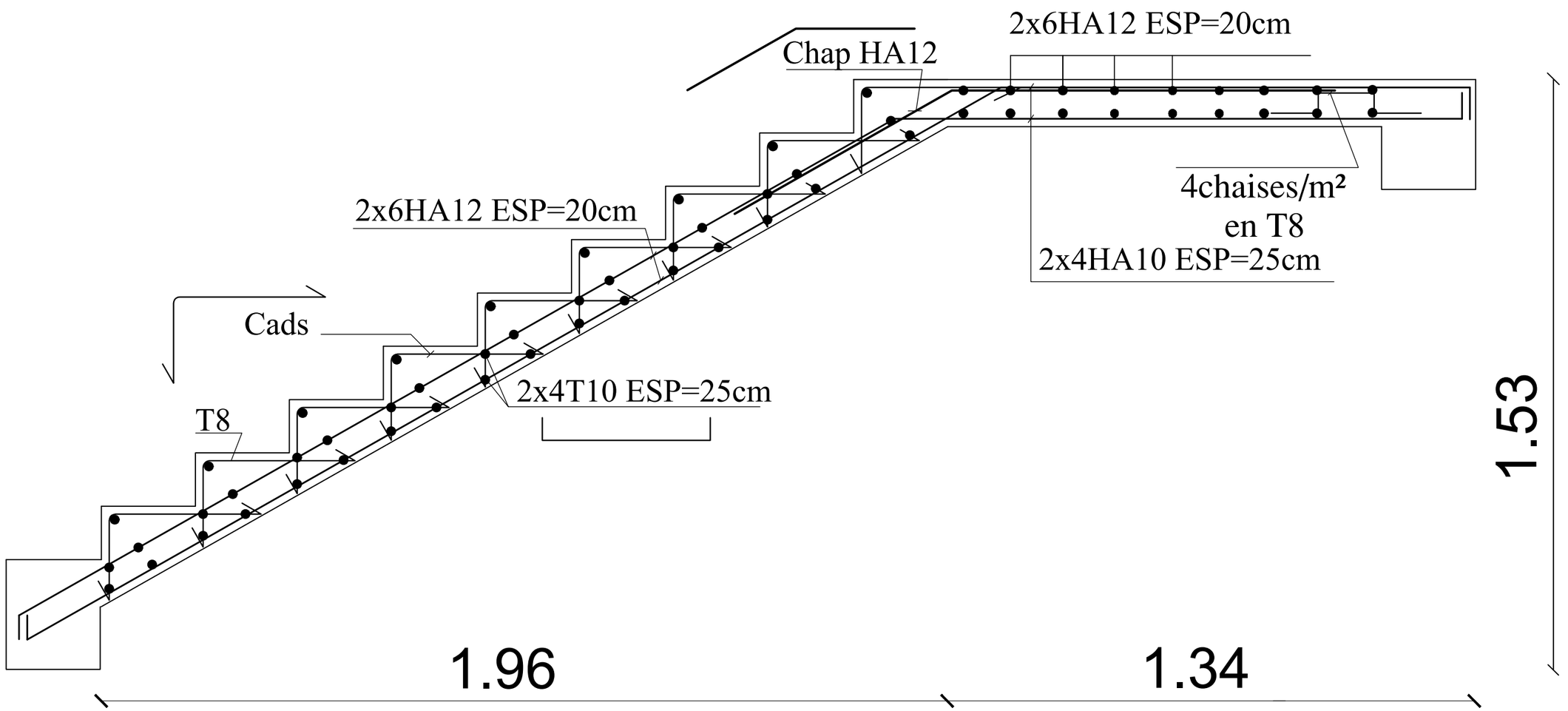


Ferraillage de la dalle salle machine

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

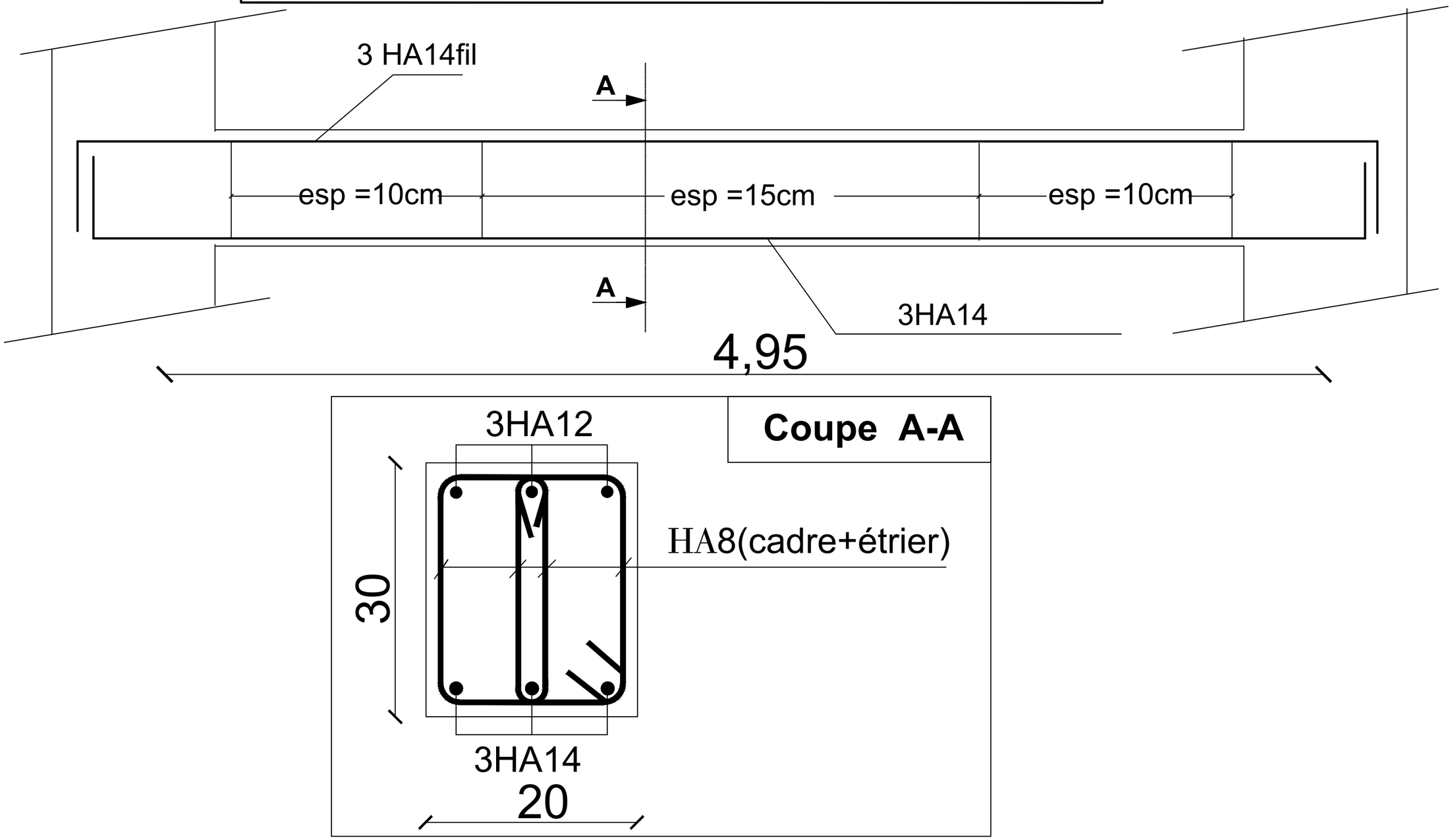
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par : *ADI NADIA* *AMIRAT SARA*	*Titre :* ***-Ferraillage du balçon*** ***-Ferraillage de l'acrotere*** ***-Ferraillage du plancher*** ***-Ferraillage de la dalle salle machine*** ***-Ferraillage de la poutre de chainage***	*Echelle°:**1/25***
Dirigé par : *M.LOUZAI*		*Plan N°:**5***
		Promotion: *2020*

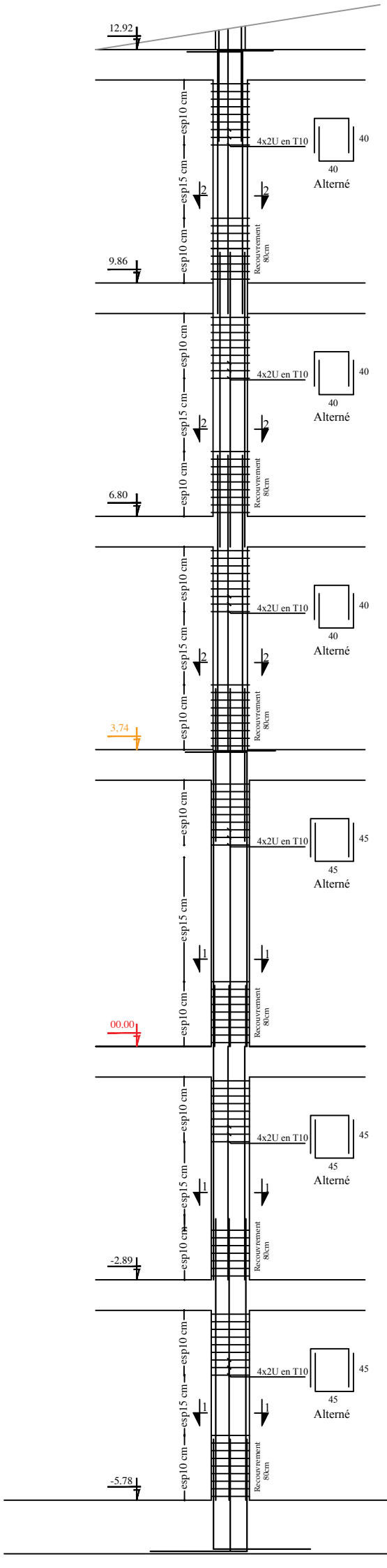


Ferraillage de l'escalier

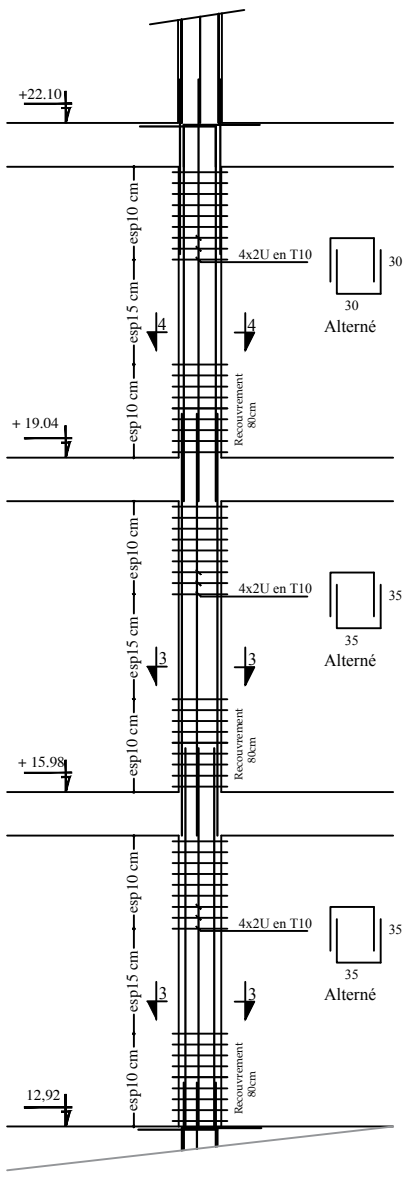
Ferraillage de la poutre palière



FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour les : Zone (I) ,Zone (II)



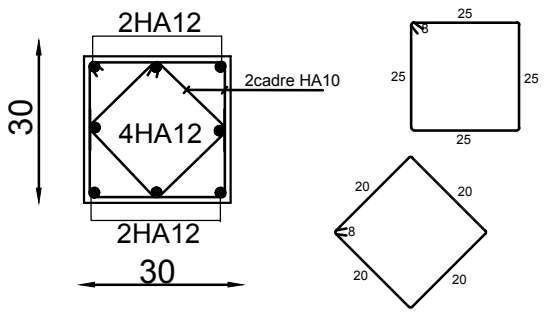
FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour les : Zone (III) ,Zone (IV)



Coupe 4-4

ZONE(III)

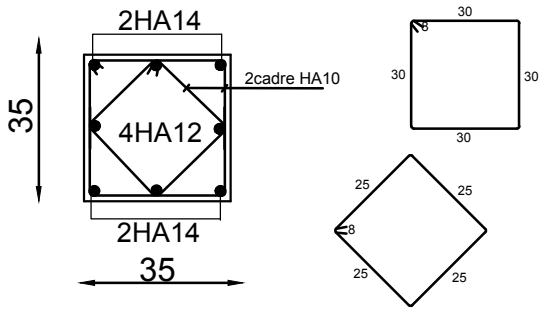
Poteau (40x40)



Coupe 3-3

ZONE(III)

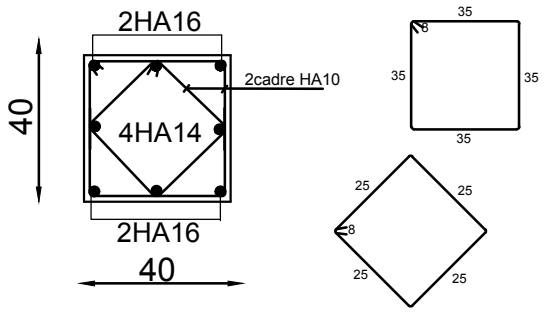
Poteau (40x40)



Coupe 2-2

ZONE(III)

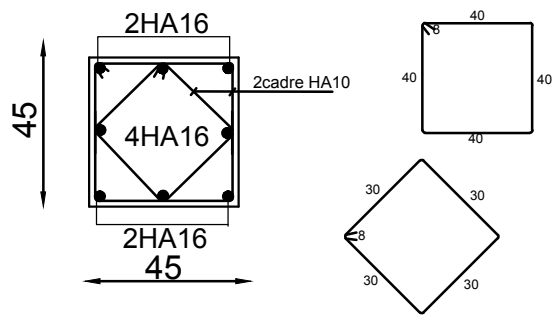
Poteau (40x40)



Coupe 1-1

ZONE(I)

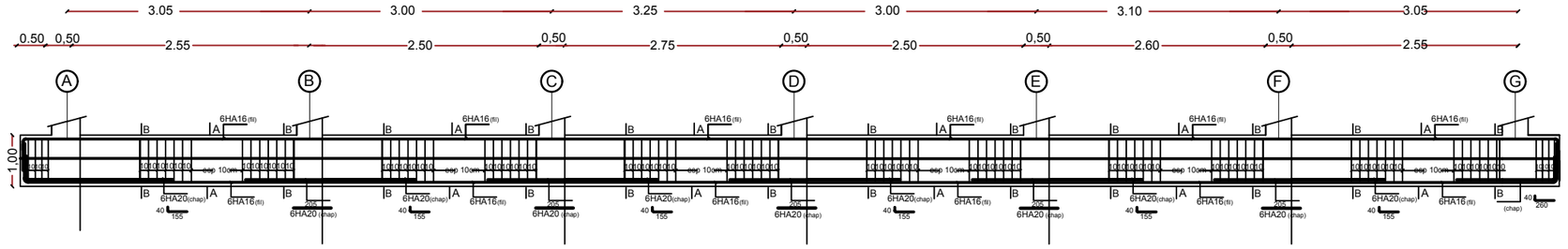
Poteau (45x45)



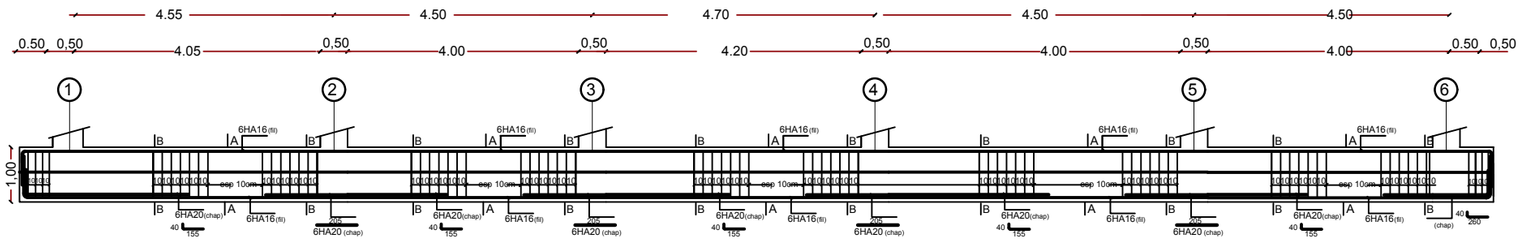
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : *ADI NADIA* *AMIRAT SARA*	*Titre :* ***FERRAILLAGE DES POTEAUX***	*Echelle°:* ***1/50***
		Plan N°: ***11***

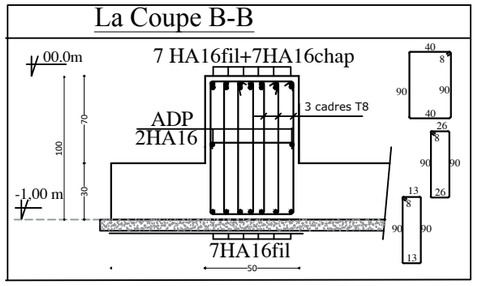
FERRAILLAGE DE LA NERVURE (50X100)cm²

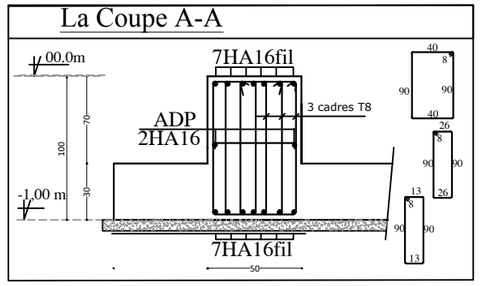
-Sens X-X

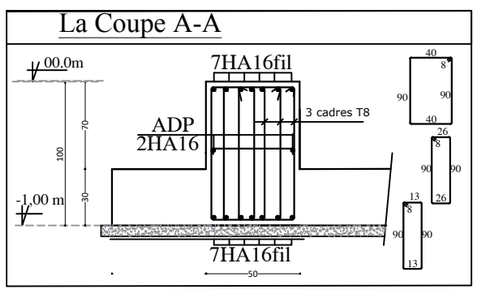


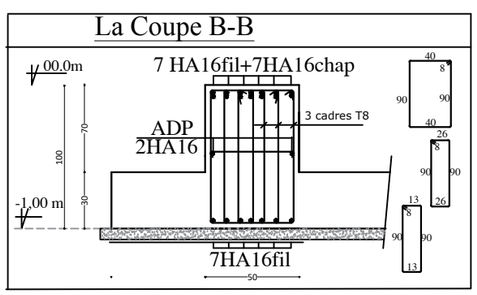
-Sens Y-Y







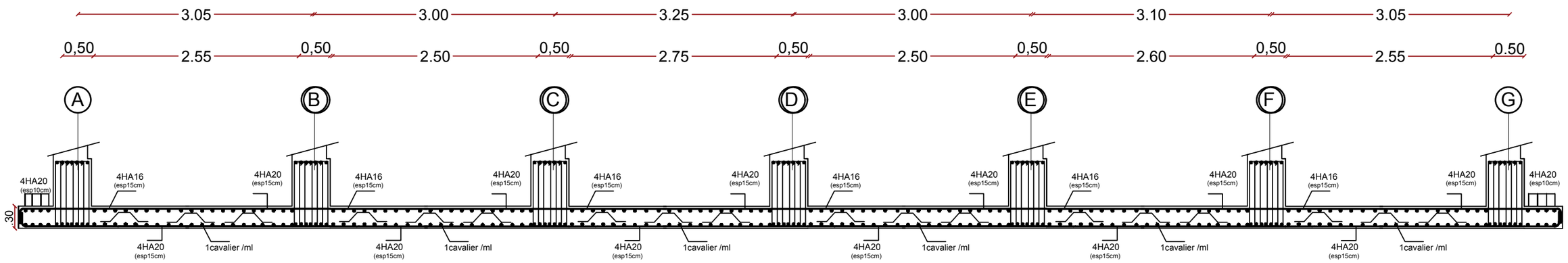




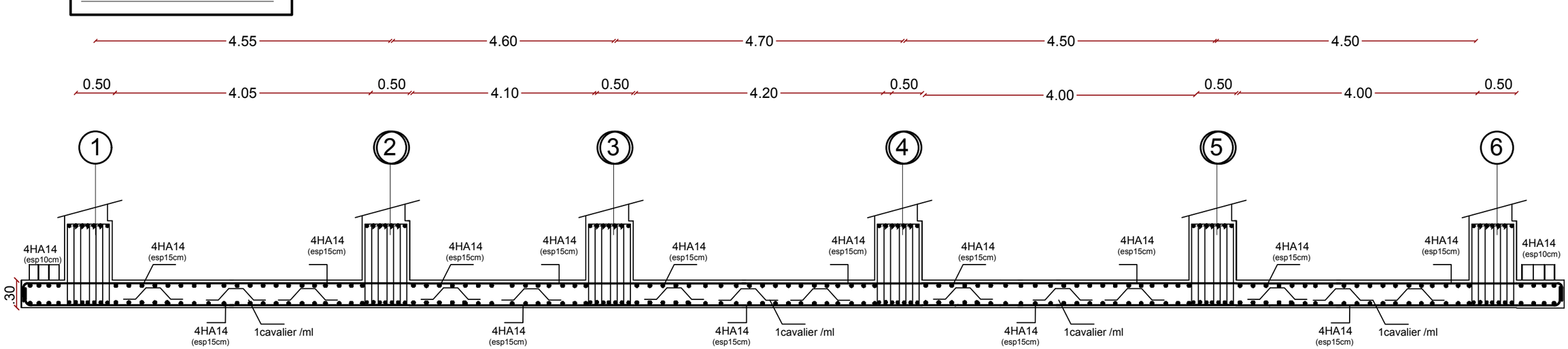
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : *ADI NADIA* *AMIRAT SARA*	Titre : -Ferraillage de la nervure	Echelle°: 1/50
		Plan N°: 04
Dirigé par : *M.LOUZAI*		Promotion: 2020

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=30cm:

-Sens X-X



-Sens Y-Y

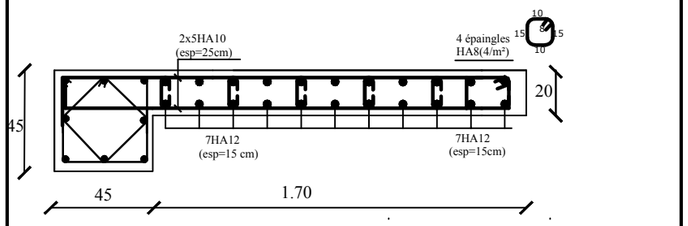


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : *ADI NADIA* *AMIRAT SARA*	*Titre :* *-Ferraillage de la dalle du radier*	*Echelle°:**1/50***
Dirigé par : *M.LOUZAI*		*Plan N°:**04***
		Promotion: *2020*

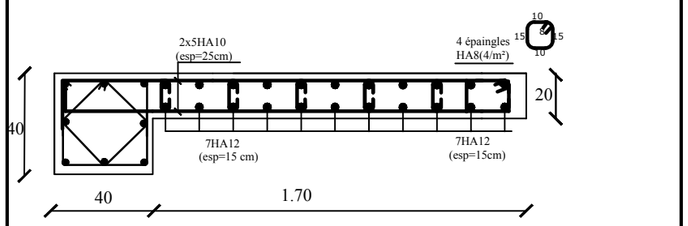
Voile Transversal :VL3

L= 1.70 m

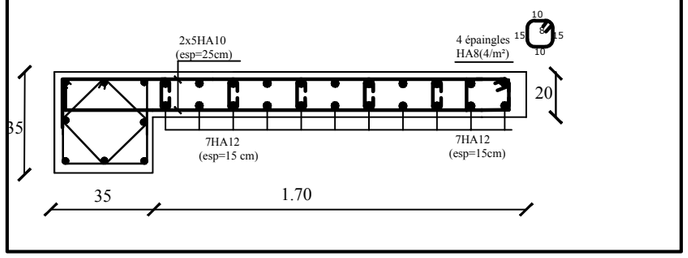
ZONE (I)



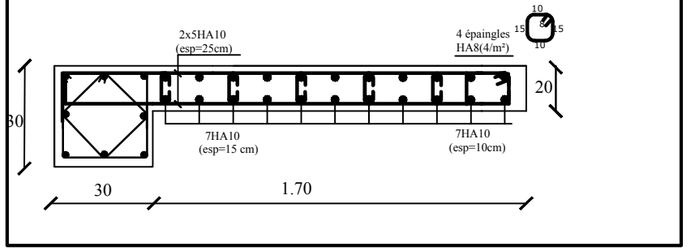
ZONE (II)



ZONE (III)



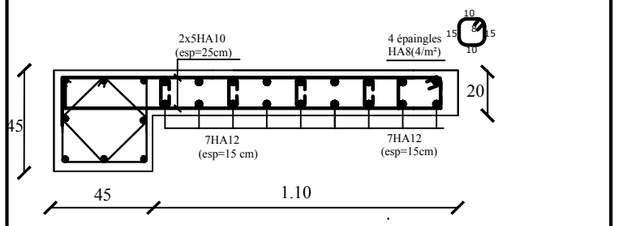
ZONE (IV)



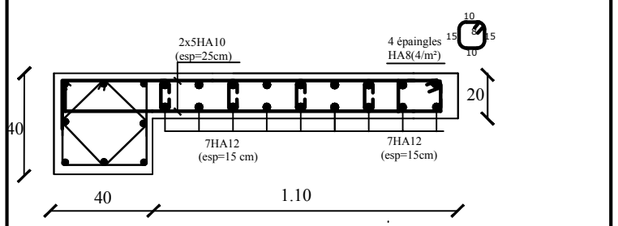
Voile Transversal :VL4

L=1.10 m

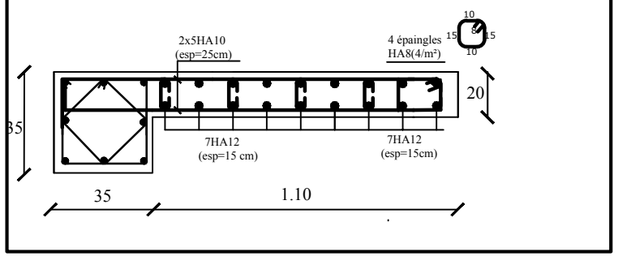
ZONE (I)



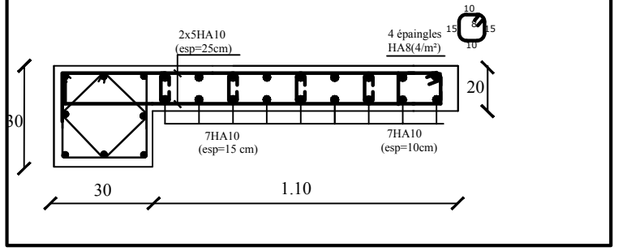
ZONE (II)



ZONE (III)



ZONE (IV)



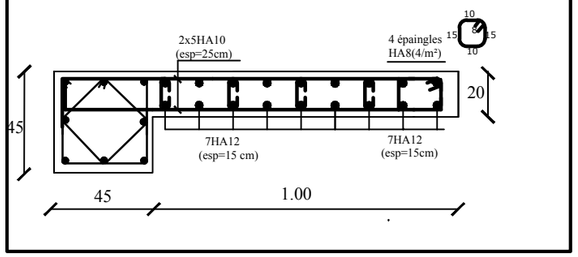
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

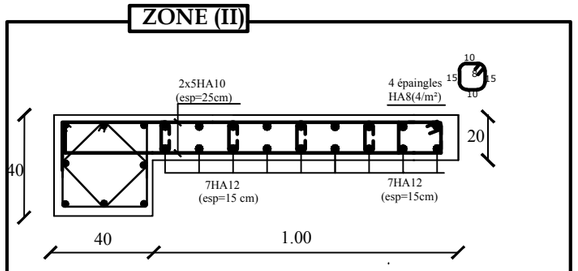
Etudié par : *ADI NADIA* *AMIRAT SARA*	*Titre :* *Ferraillage des Voiles*	*Echelle°:* ***1/50***
		Plan N°: ***04***
Dirigé par : *M.LOUZAI*		*Promotion:* *2020*

Voile Transversal :VL5
L=1.00 m

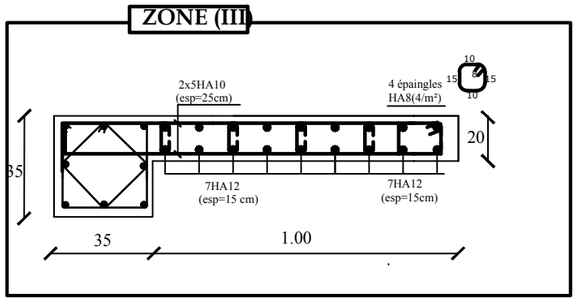
ZONE (I)



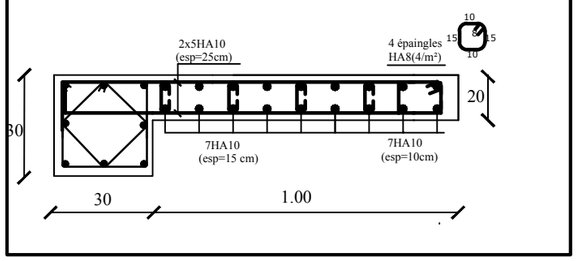
ZONE (II)



ZONE (III)

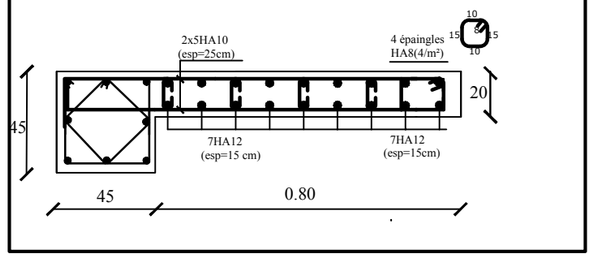


ZONE (IV)

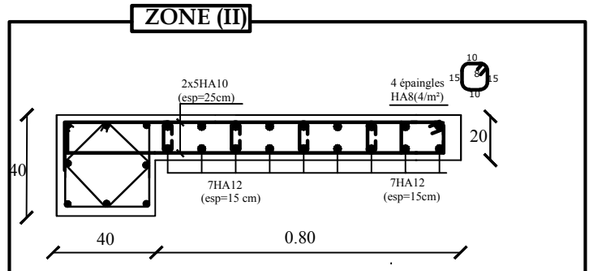


Voile Transversal :VL6
L= 0.80 m

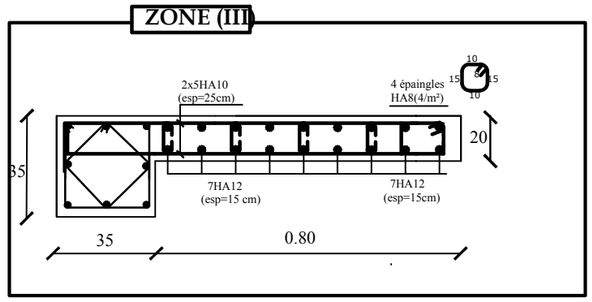
ZONE (I)



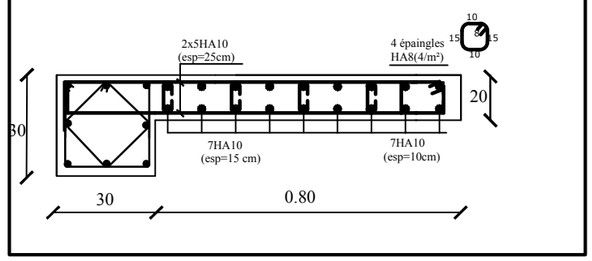
ZONE (II)



ZONE (III)



ZONE (IV)



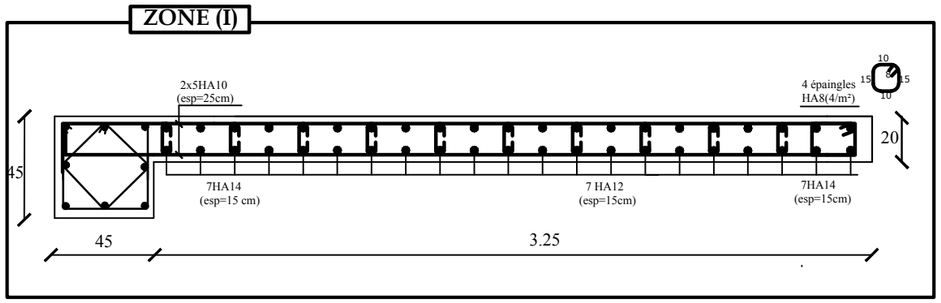
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

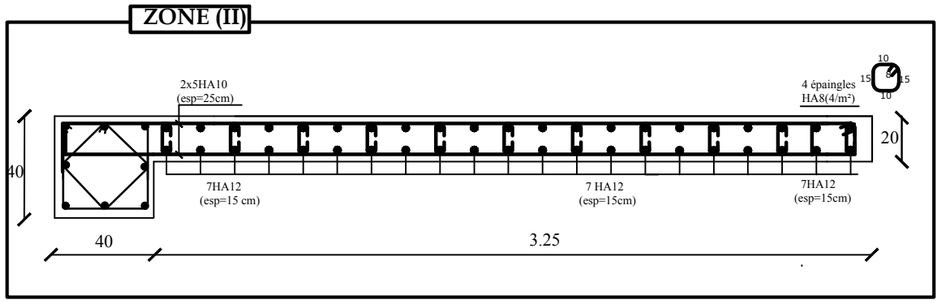
Etudié par : *ADI NADIA* *AMIRAT SARA*	*Titre :* *Ferraillage des Voiles*	*Echelle°:**1/50***
		*Plan N°:**04***
Dirigé par : *M.LOUZAI*		*Promotion:* *2020*

Voile Transversal :VL1
L=3,25 m

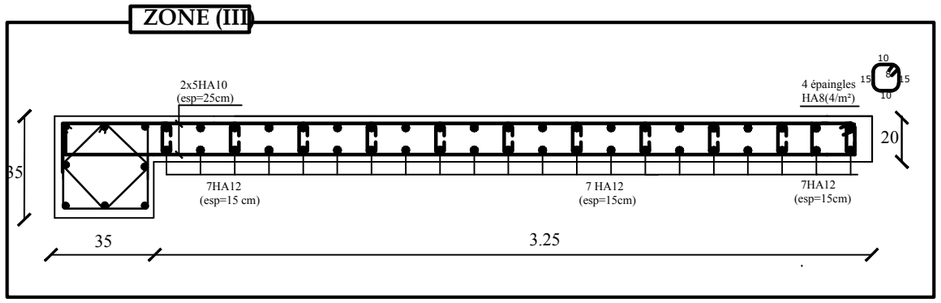
ZONE (I)



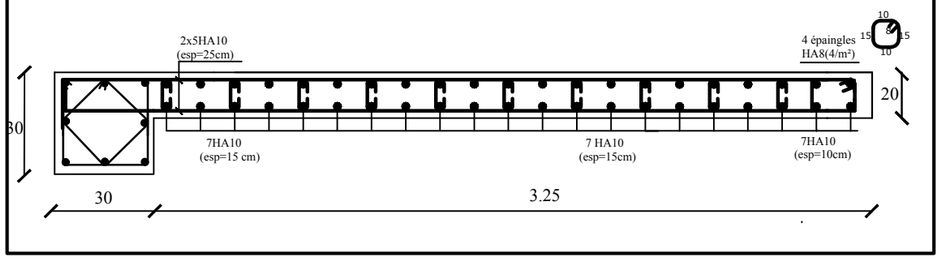
ZONE (II)



ZONE (III)

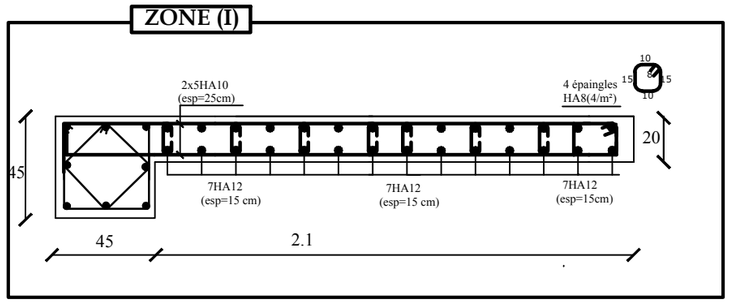


ZONE (IV)

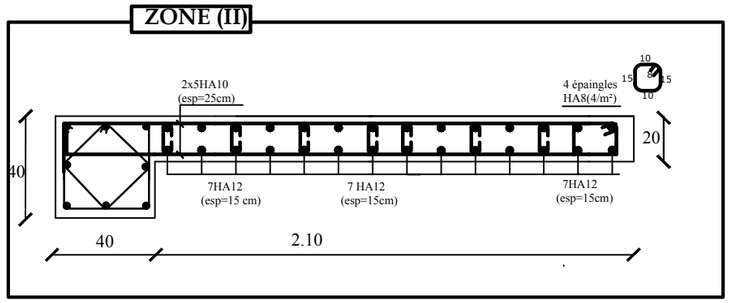


Voile Transversal :VL2
L=2,10 m

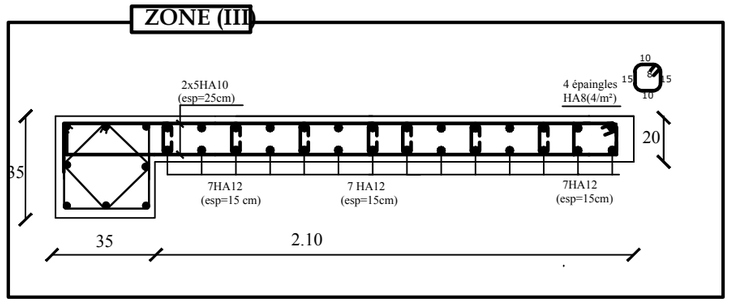
ZONE (I)



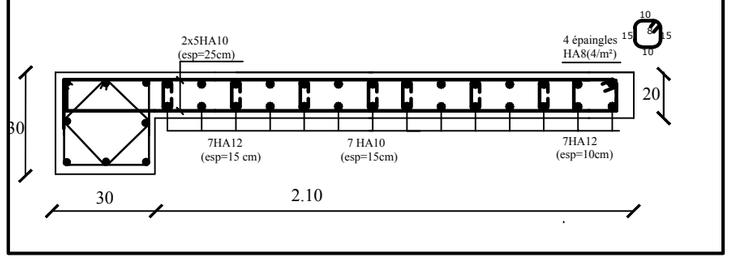
ZONE (II)



ZONE (III)



ZONE (IV)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

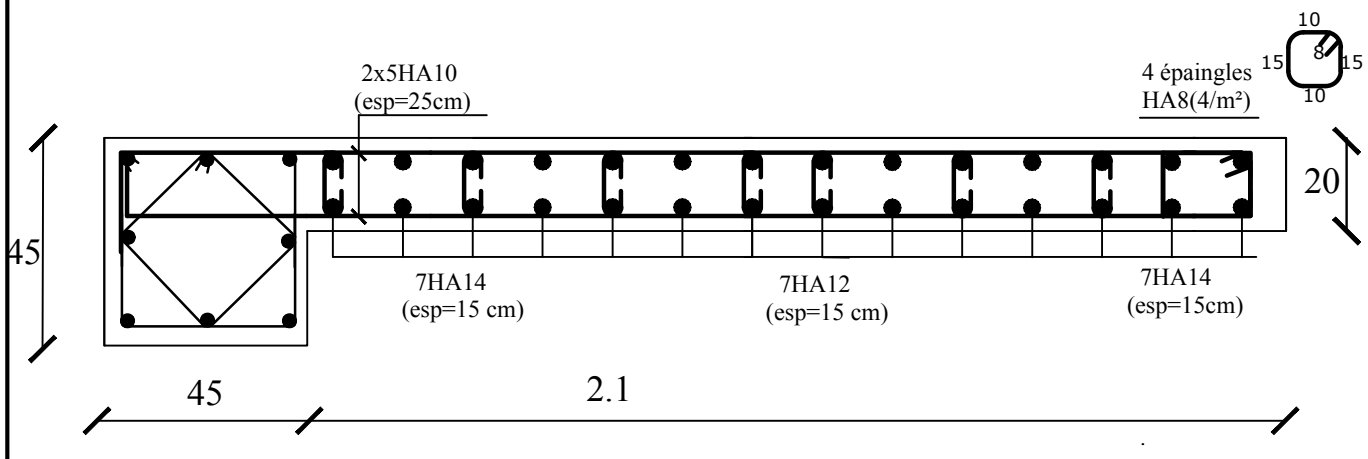
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par : ADI NADIA, AMIRAT SARA	*Titre :* Ferraillage des Voiles	*Echelle°:* ***1/50***
		Plan N°: ***04***
Dirigé par : M.LOUZAI		*Promotion:* 2020

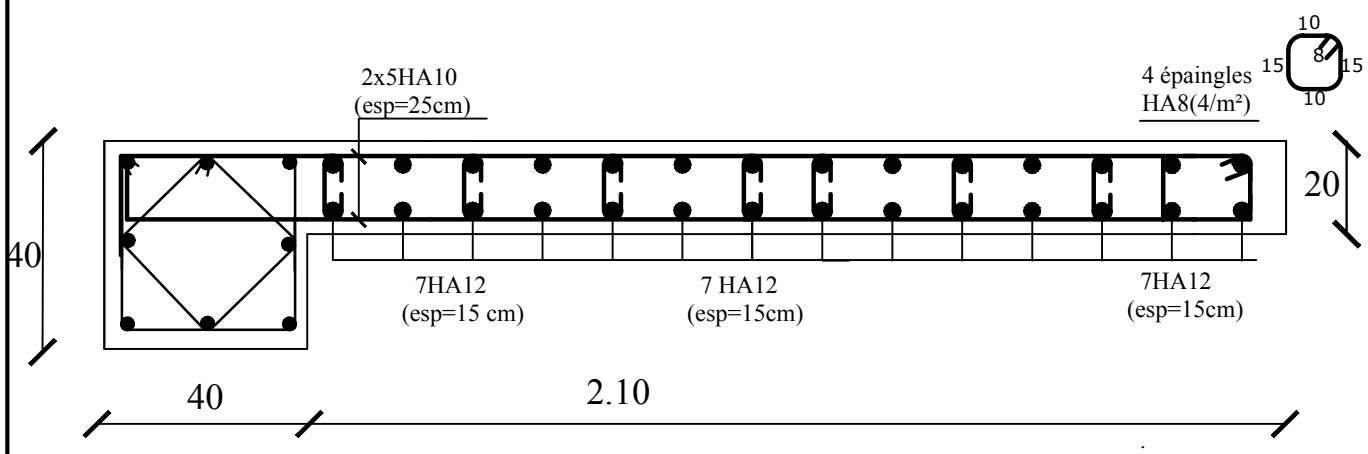
Voile Transversal :VT1

L=2,30 m

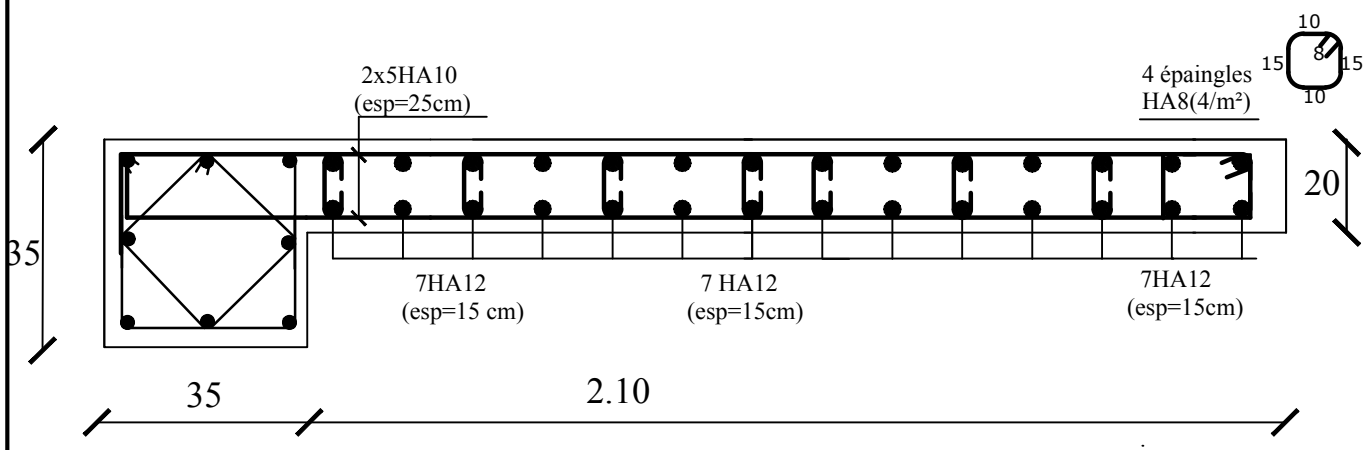
ZONE (I)



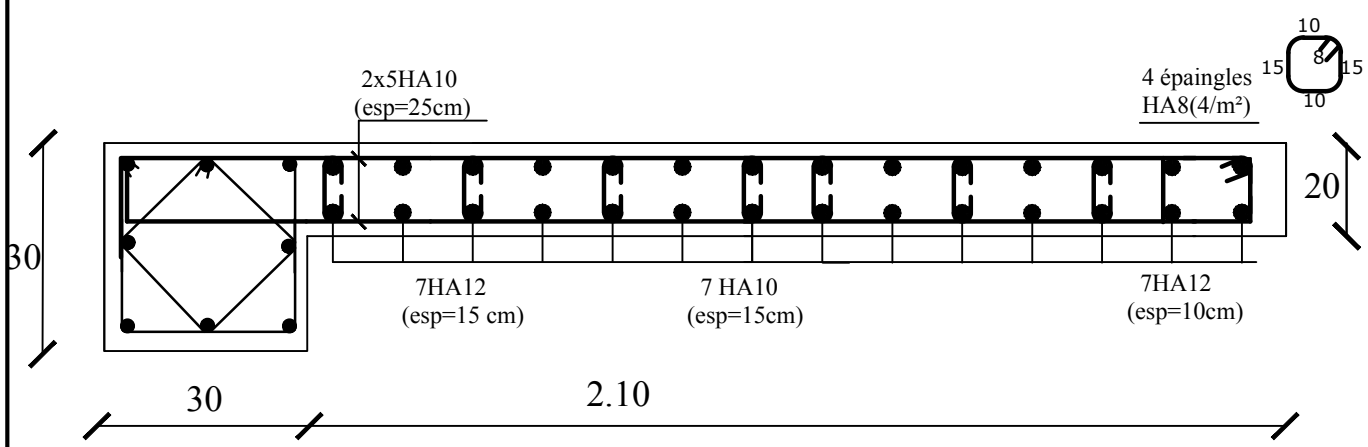
ZONE (II)



ZONE (III)



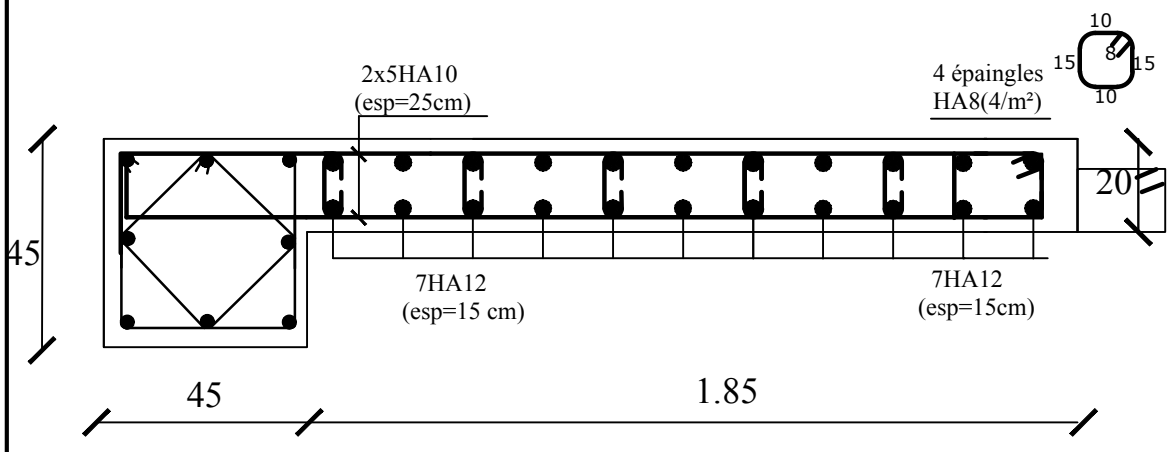
ZONE (IV)



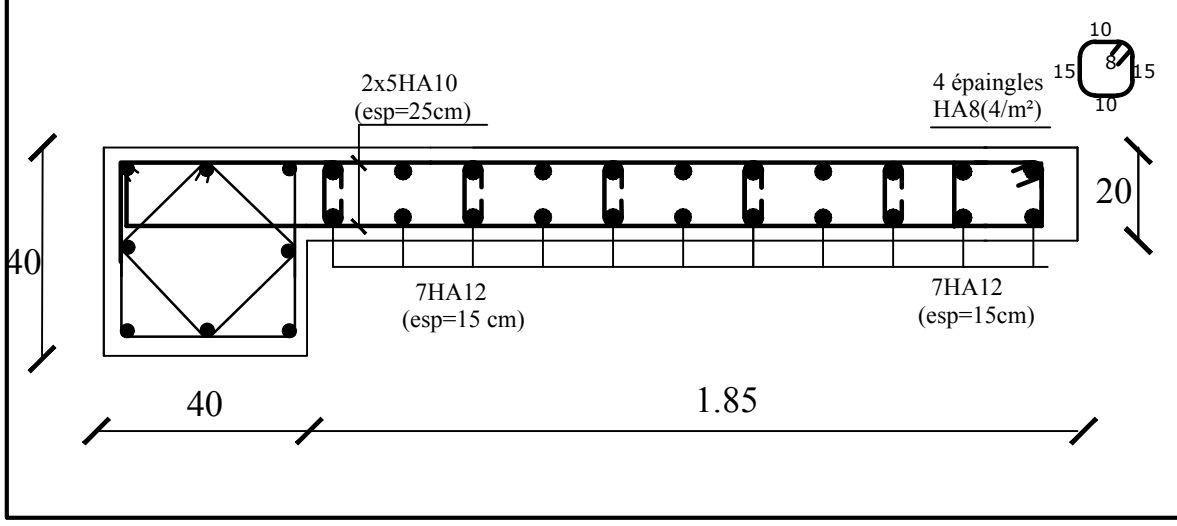
Voile Transversal :VT2

L= 1.85 m

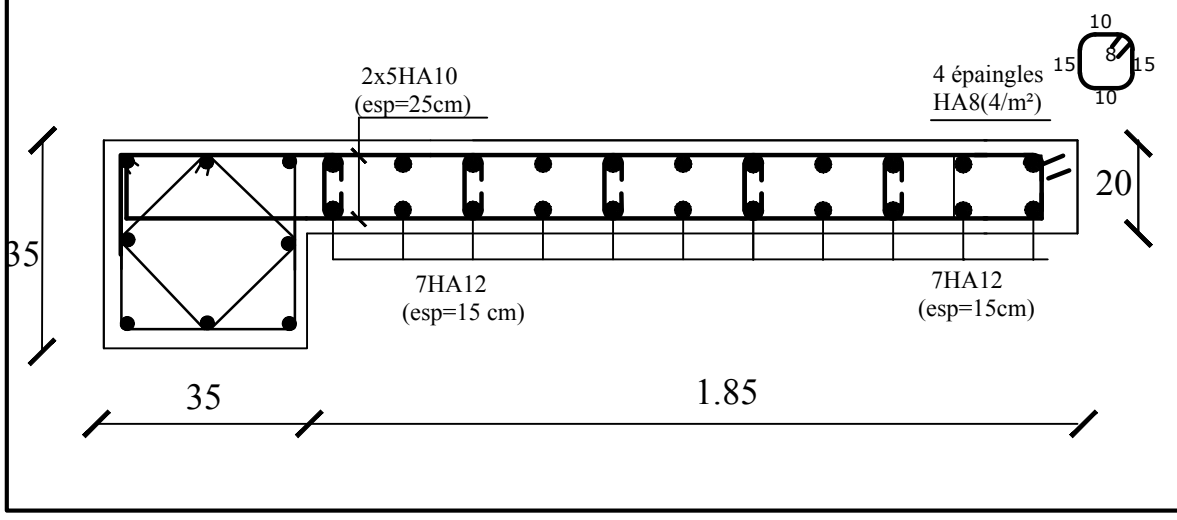
ZONE (I)



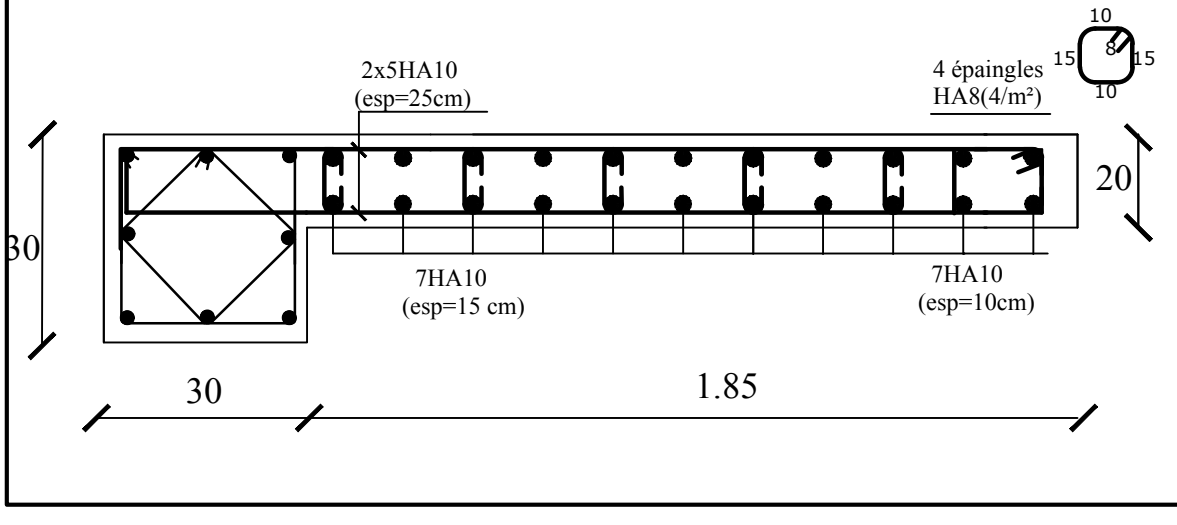
ZONE (II)



ZONE (III)



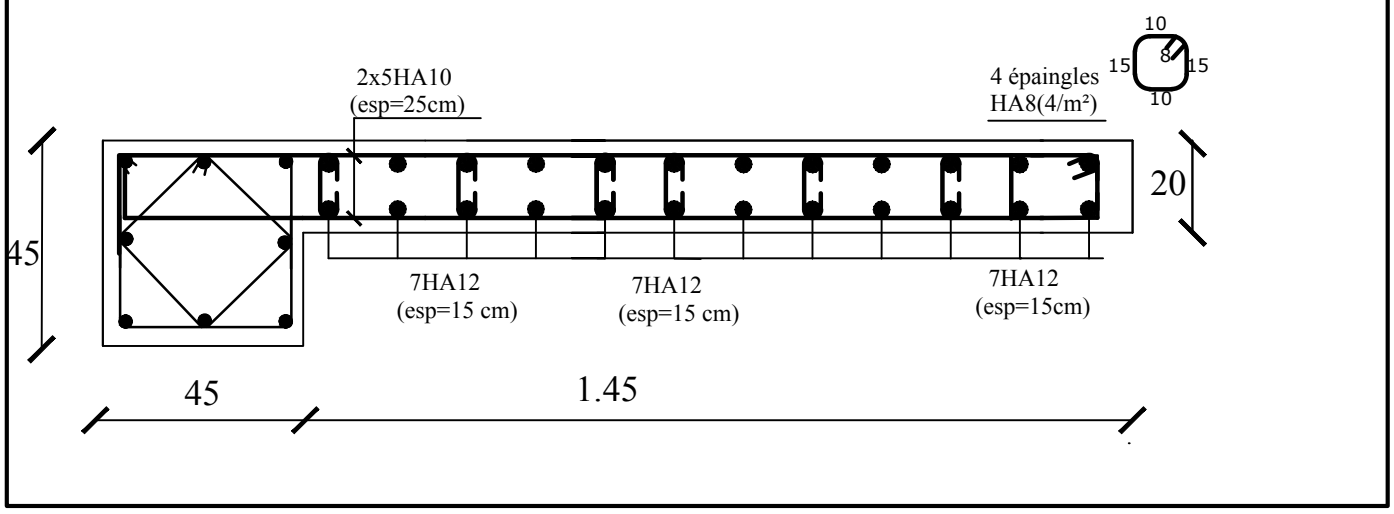
ZONE (IV)



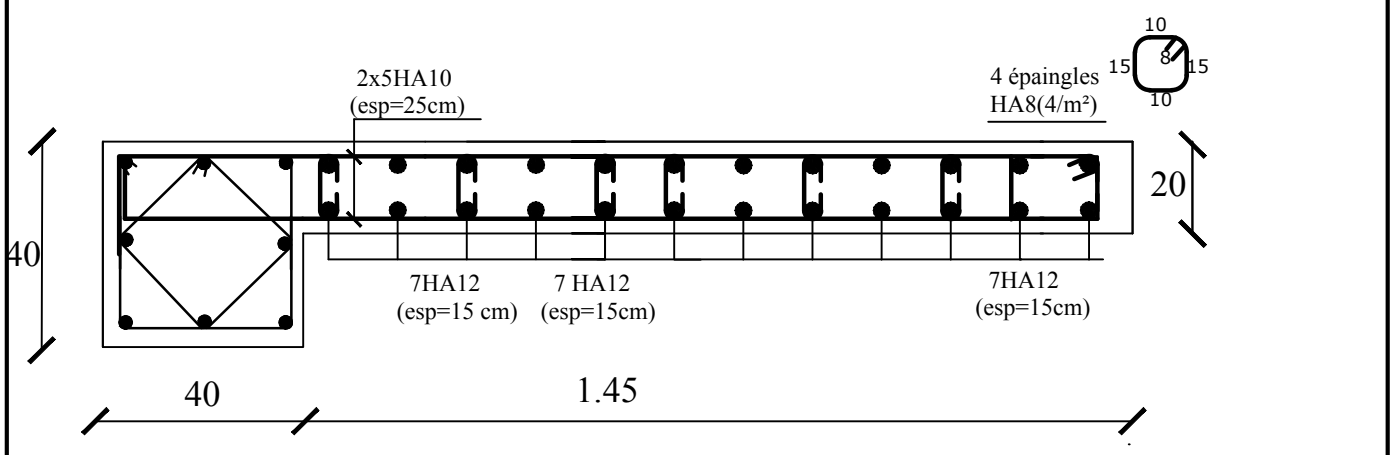
Voile Transversal :VT3

L= 1.45 m

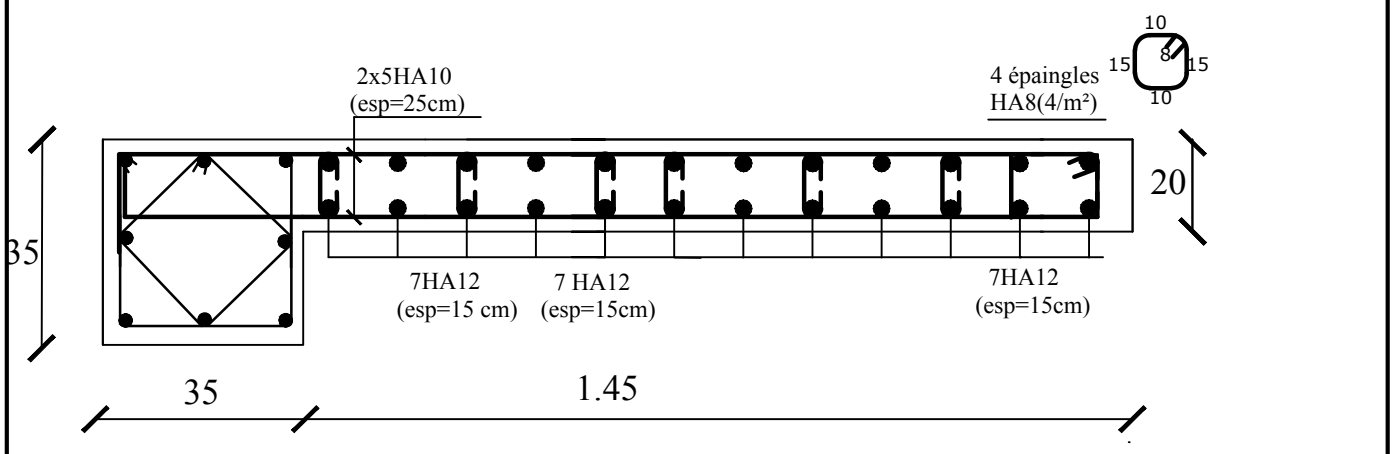
ZONE (I)



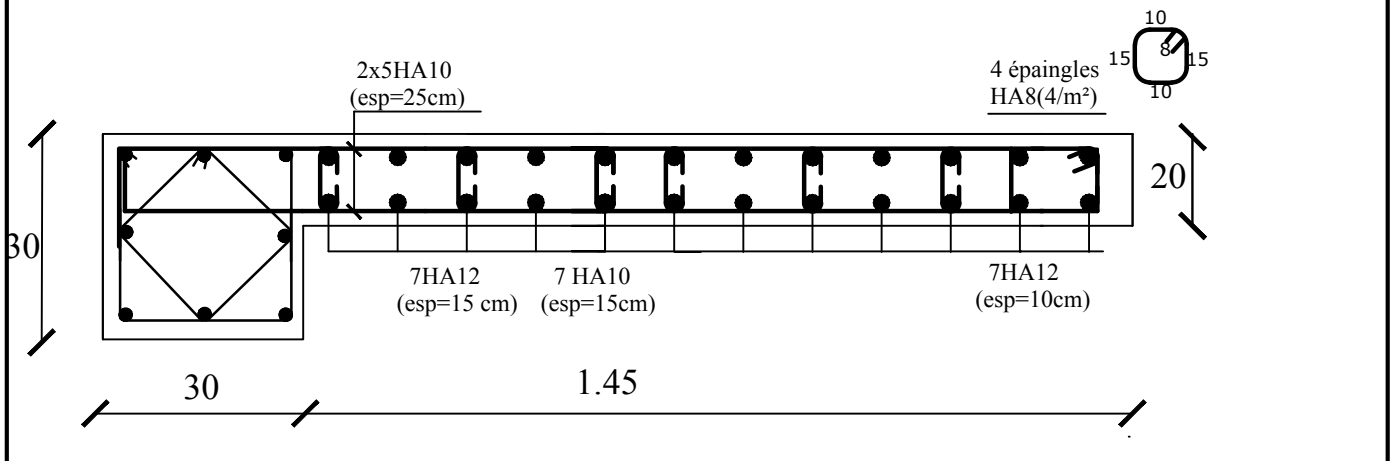
ZONE (II)



ZONE (III)



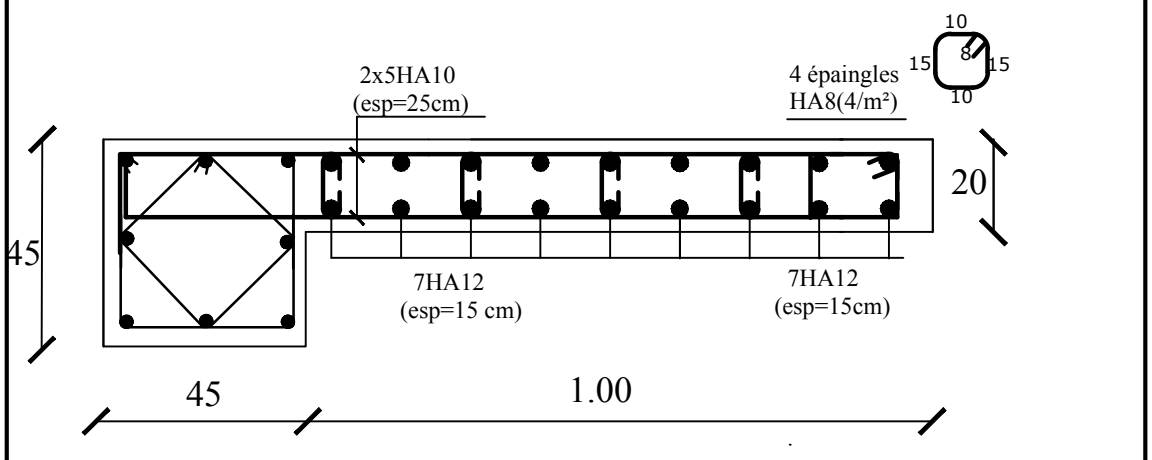
ZONE (IV)



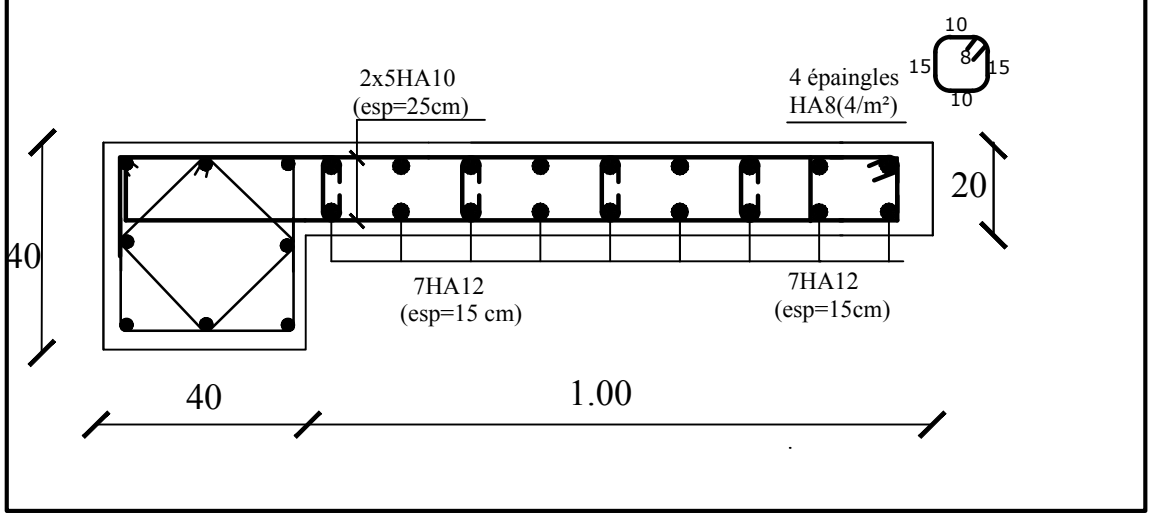
Voile Transversal :VL5

L=1.00 m

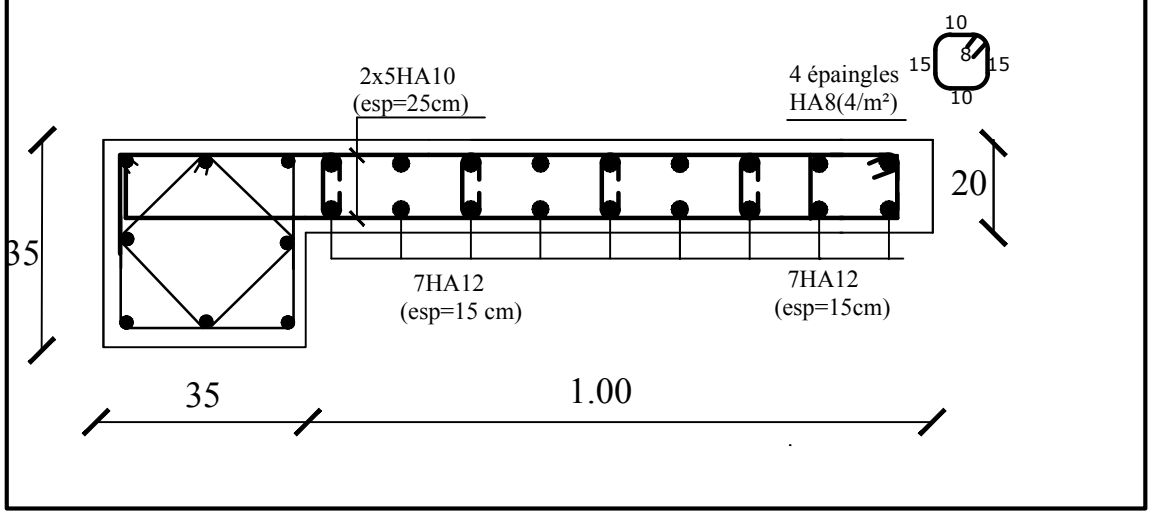
ZONE (I)



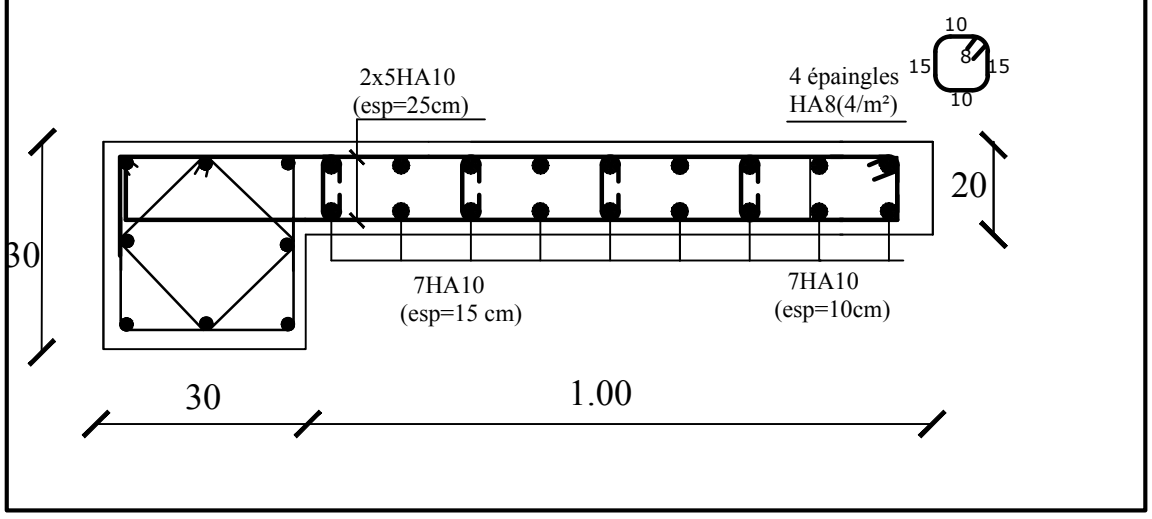
ZONE (II)

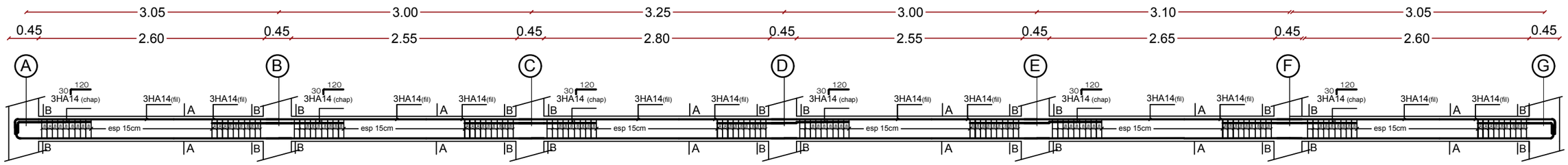


ZONE (III)

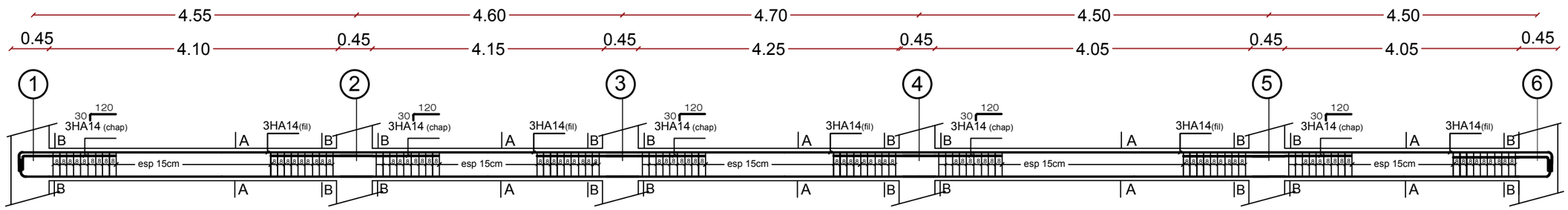


ZONE (IV)



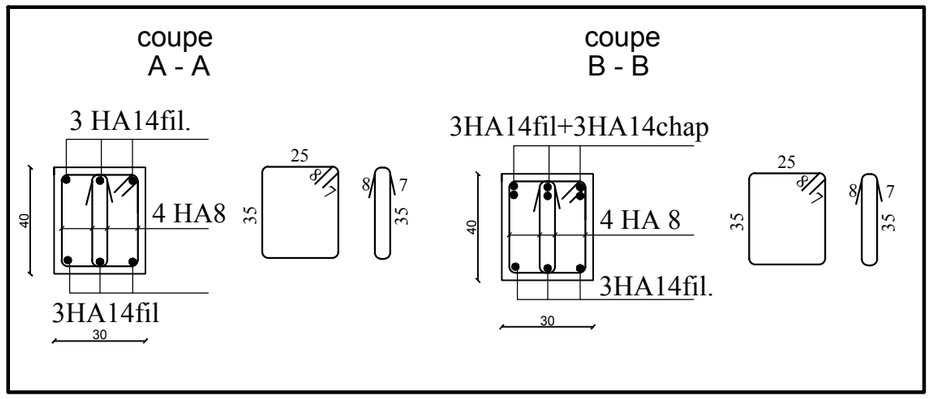


Ferraillage des poutres secondaires (30x35)cm²

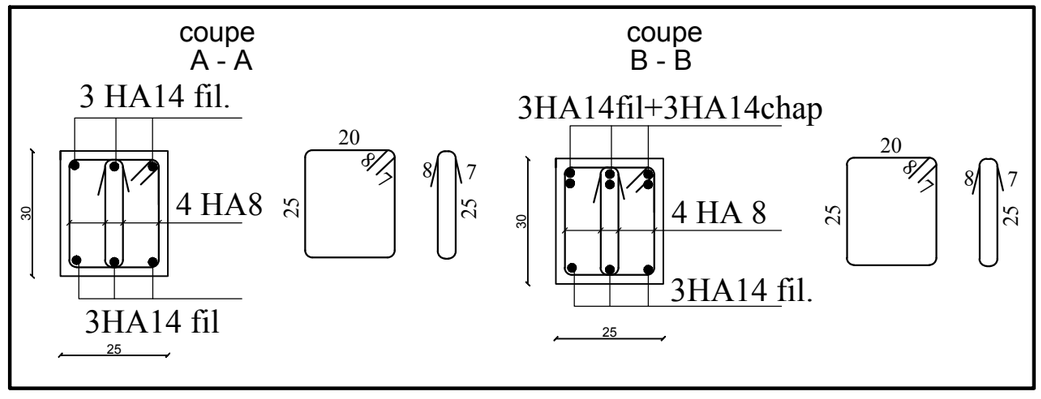


Ferraillage des poutres principales (30x40)cm²

poutres principales (30x40)cm² axes : 1, 2, 3, 4,5,6



poutres secondaires (25x30)cm² axes : A, B, C, D,E,F,G,H



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : *ADI NADIA* *AMIRAT SARA*	*Titre :* *Ferraillage des poutres*	*Echelle°:**1/50***
		*Plan N°:**04***
Dirigé par : *M.LOUZAI*		*Promotion:* *2020*