

République Algérienne Démocratique 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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

En vue de l'obtention
du Diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil
Option: Construction Civile et Industrielle (C.C.I)

THÈME

Etude d'une structure en
(R+4+4s/sol) à usage d'habitation
Système de contreventement mixte
Avec application du logiciel
Robot-bat 2014 (v.23)

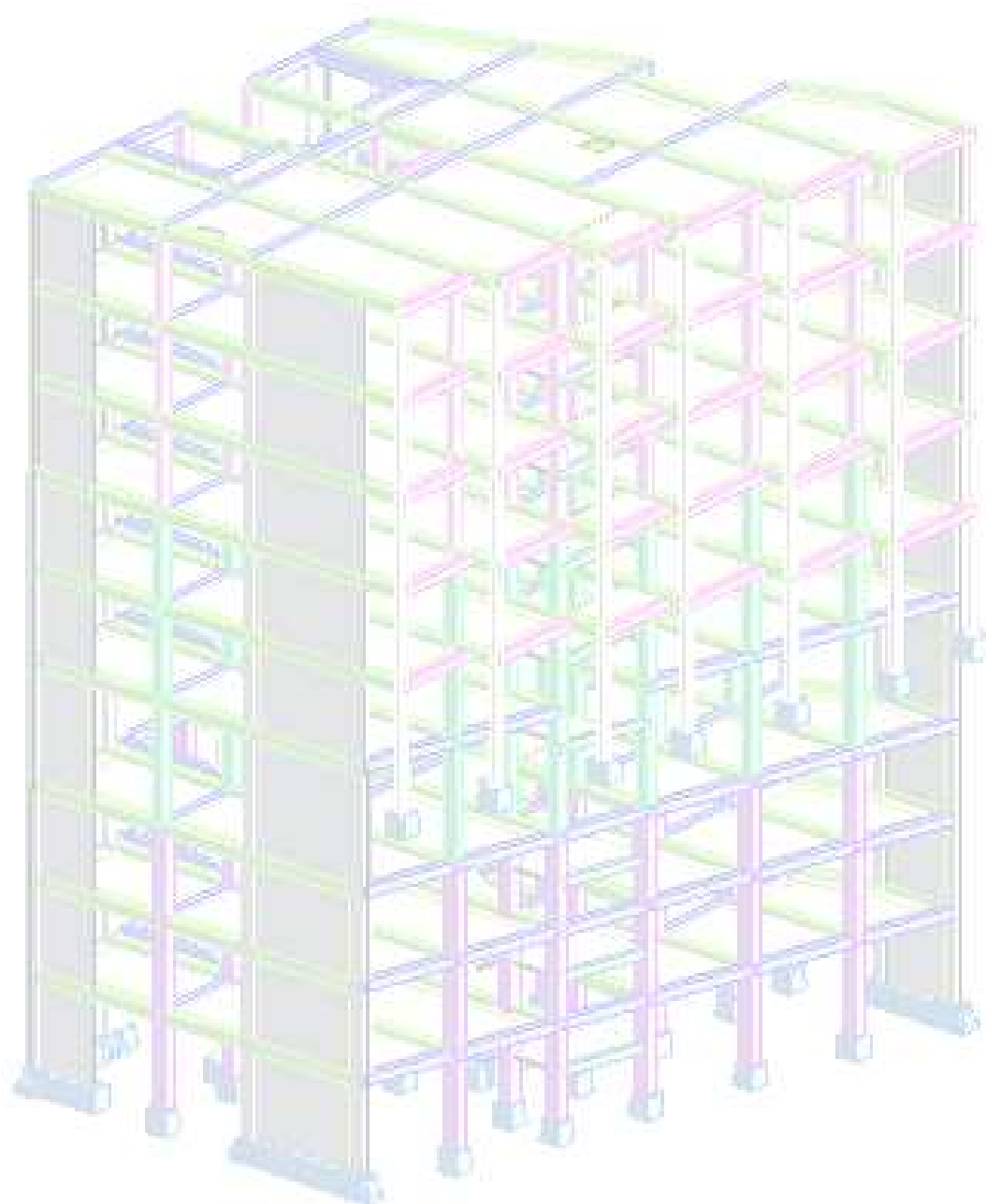
Etudié par :

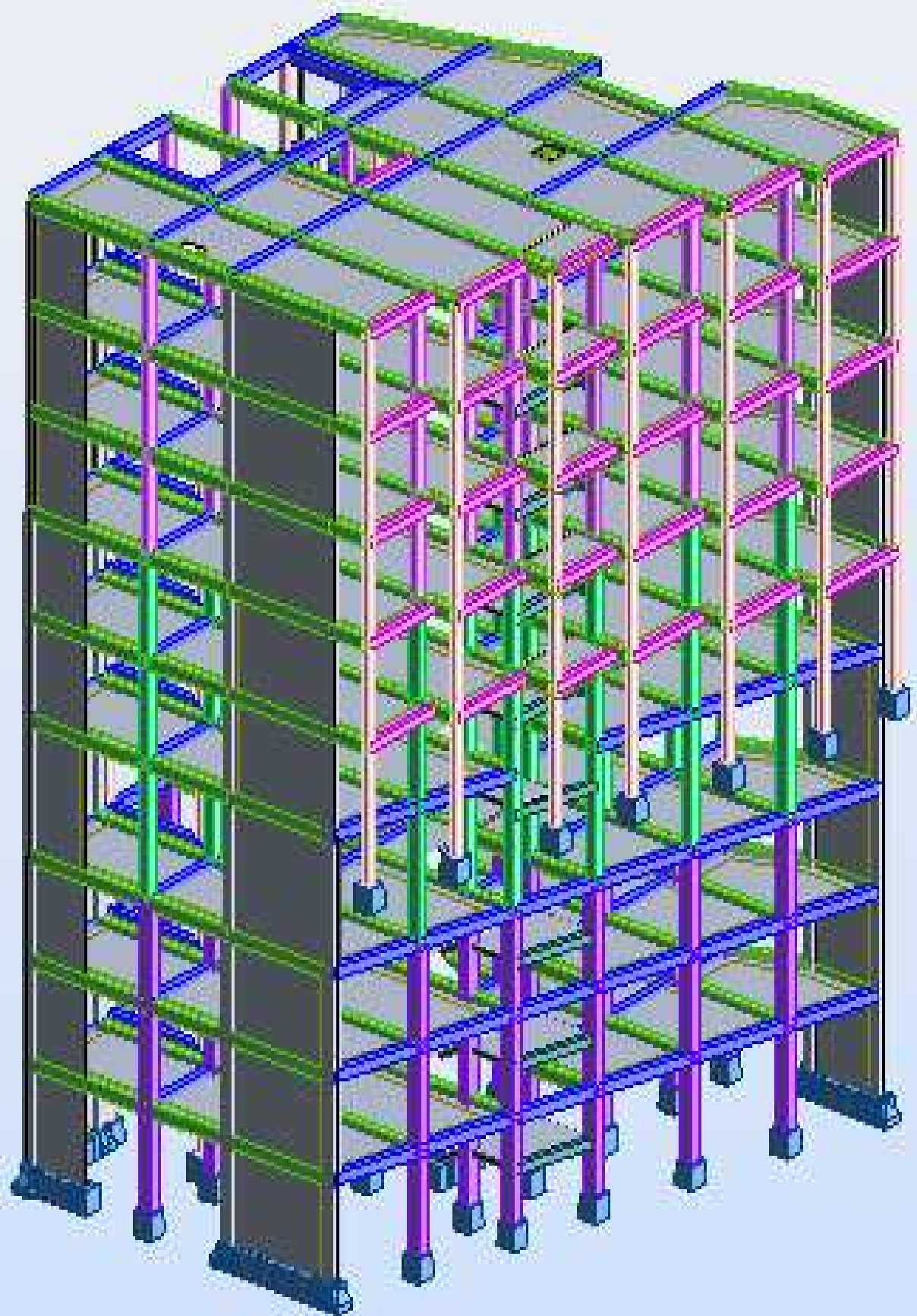
Melle AMARA Thinhinane
Mr. AMRANI Ghiles

Dirigé par :

M^{me}: BELAIDI

2014/2015





Remerciements

Au terme de ce travail, Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à M^{me} BELAIDI ET M^{me} KHELOUI pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, et pour leurs aides, leurs disponibilités, leurs orientations, leurs conseils et leurs volontés qu'elles ont manifesté tout au long de l'élaboration du présent mémoire.

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

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie- Civil ainsi que les stagiaires.

Il est un agréable devoir d'exprimer nos sentiments reconnaissants à tous ceux qui ont participé de loin ou de près à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour nous venir en aide.

Nos sincères remerciements et nos profondes gratitude s'adressent également aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous

Ghiles et Thinhinene



FACADE PRINCIPALE

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

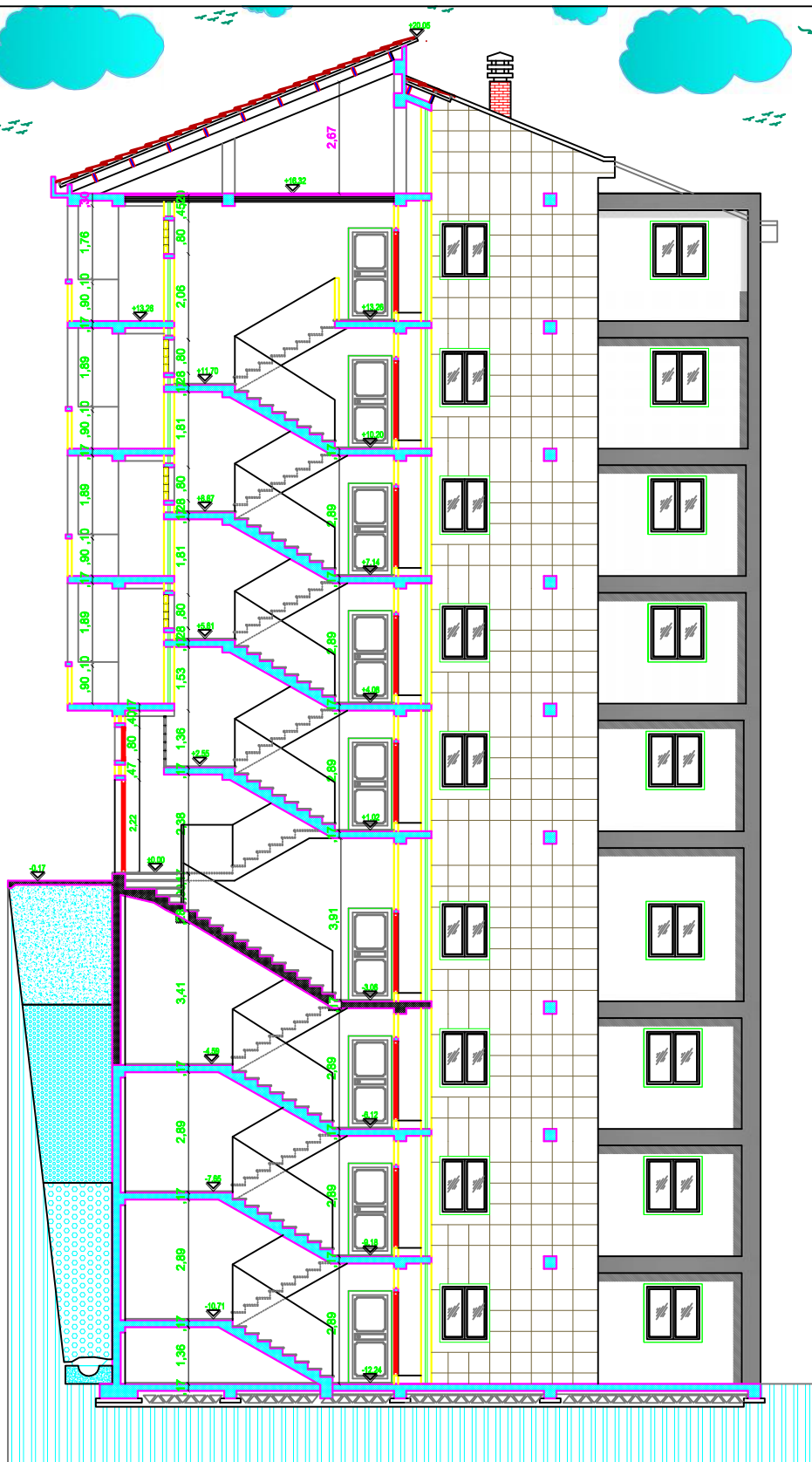
ETUDIE PAR:
AMRANI Ghiles
AMARA Thinhinene

TITRE
FACADE PRINCIPALE

DIRIGE PAR:
Mme BELAIDI

PROMOTION 2014-2015

ECHELLE :1/100



COUPE A-A

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

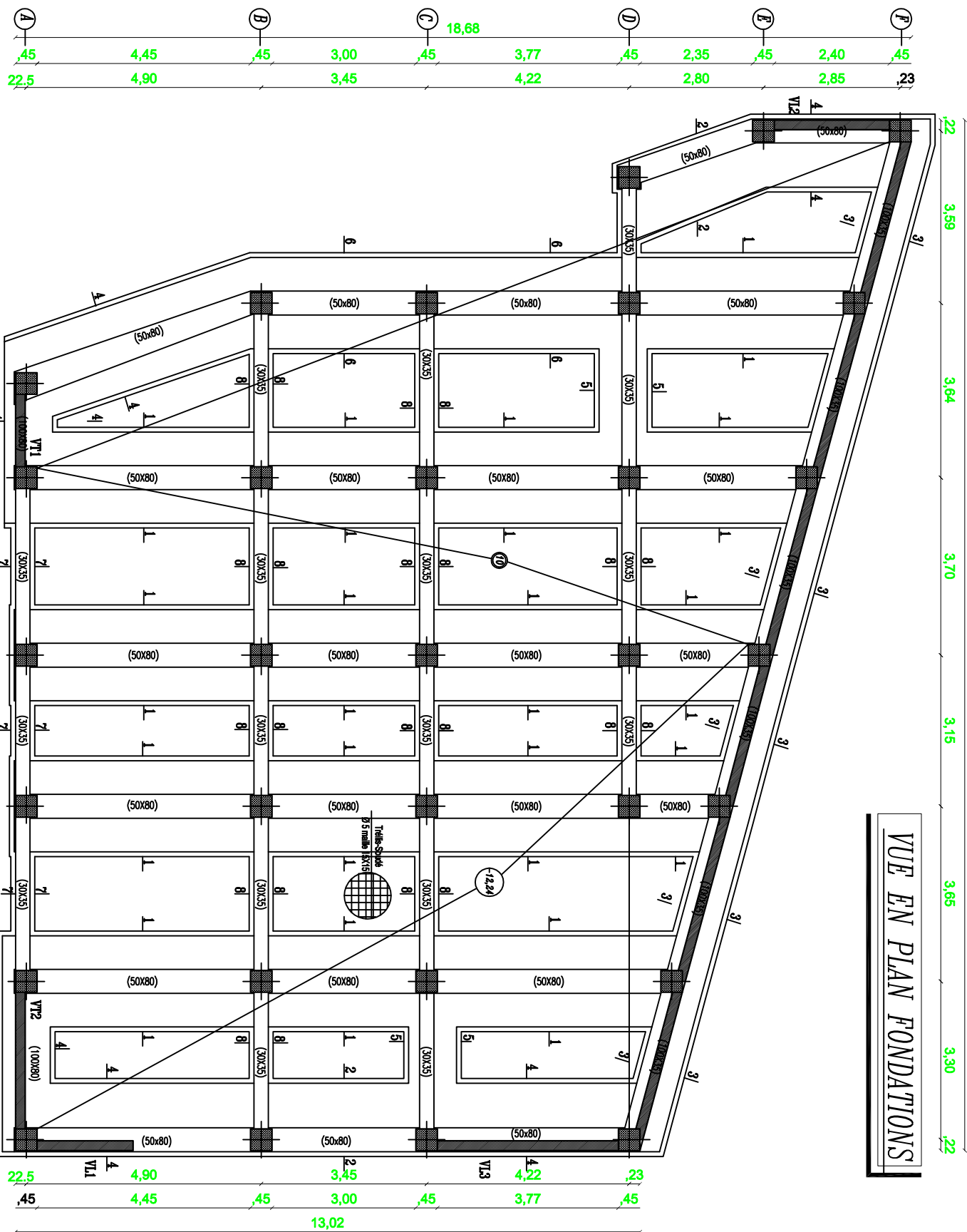
ETUDIE PAR:
AMRANI Ghiles
AMARA Thinhinene

TITRE
COUPE AA

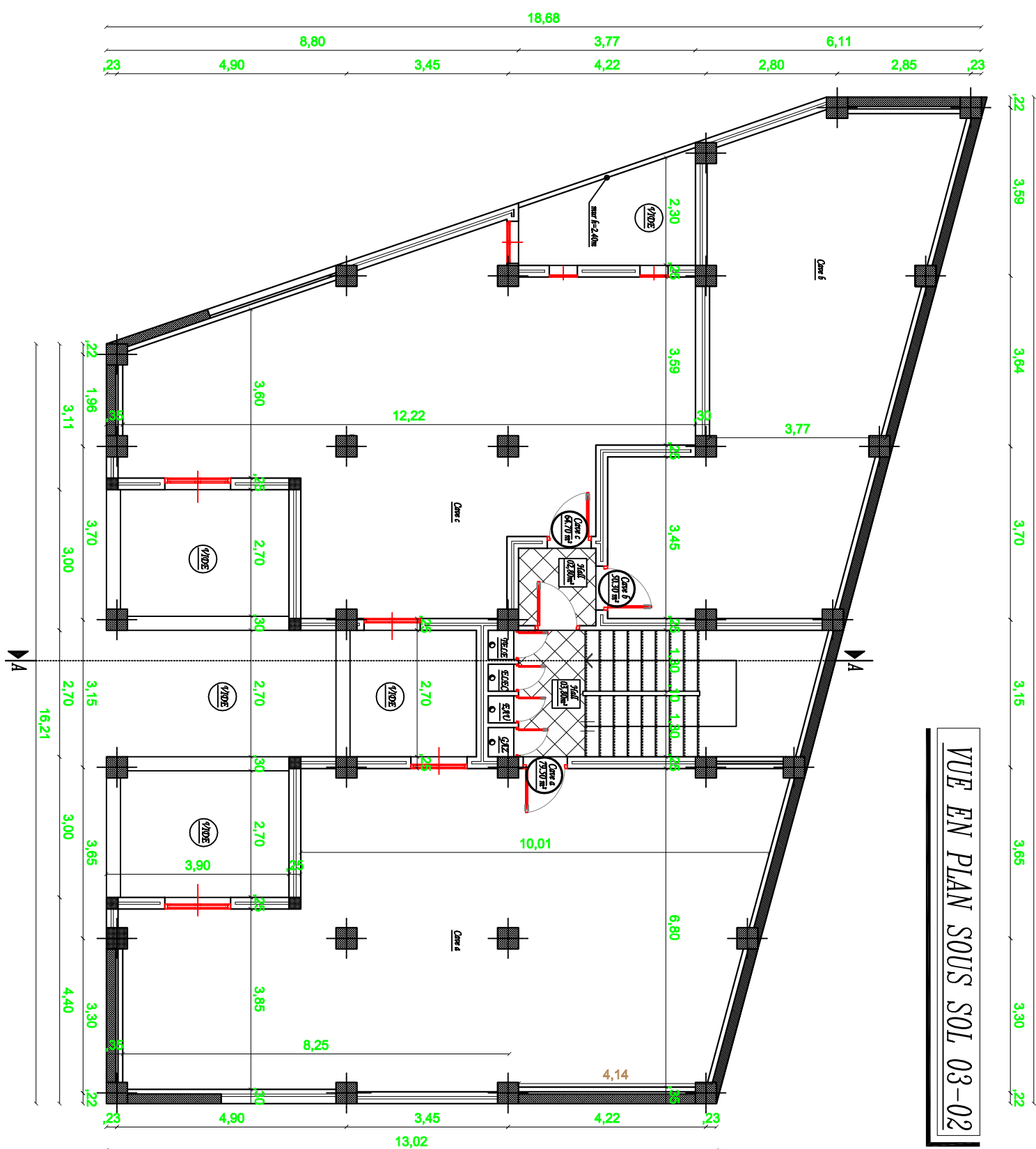
DIRIGE PAR:
Mme BELAIDI

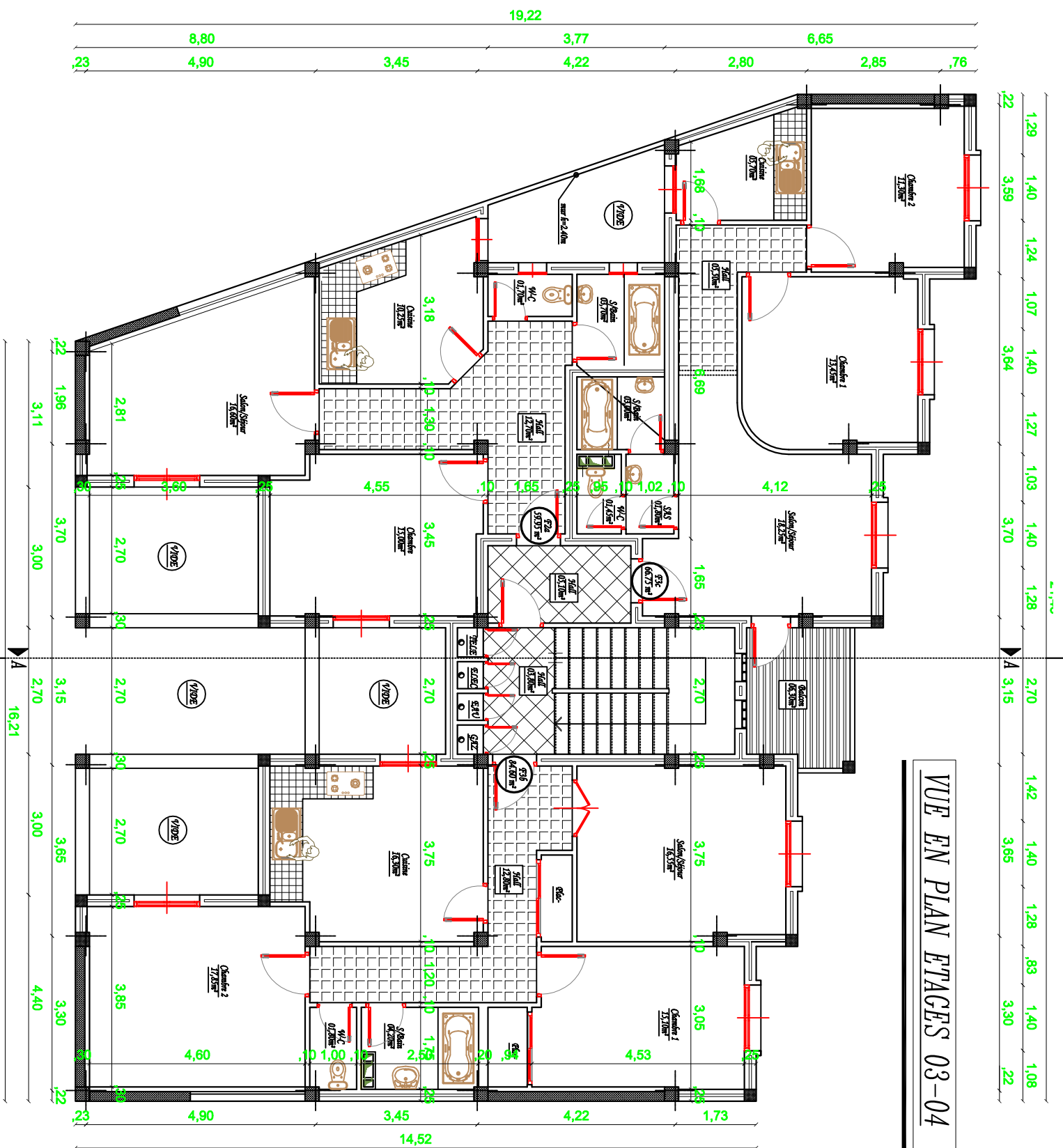
PROMOTION 2014-2015

ECHELLE :1/100

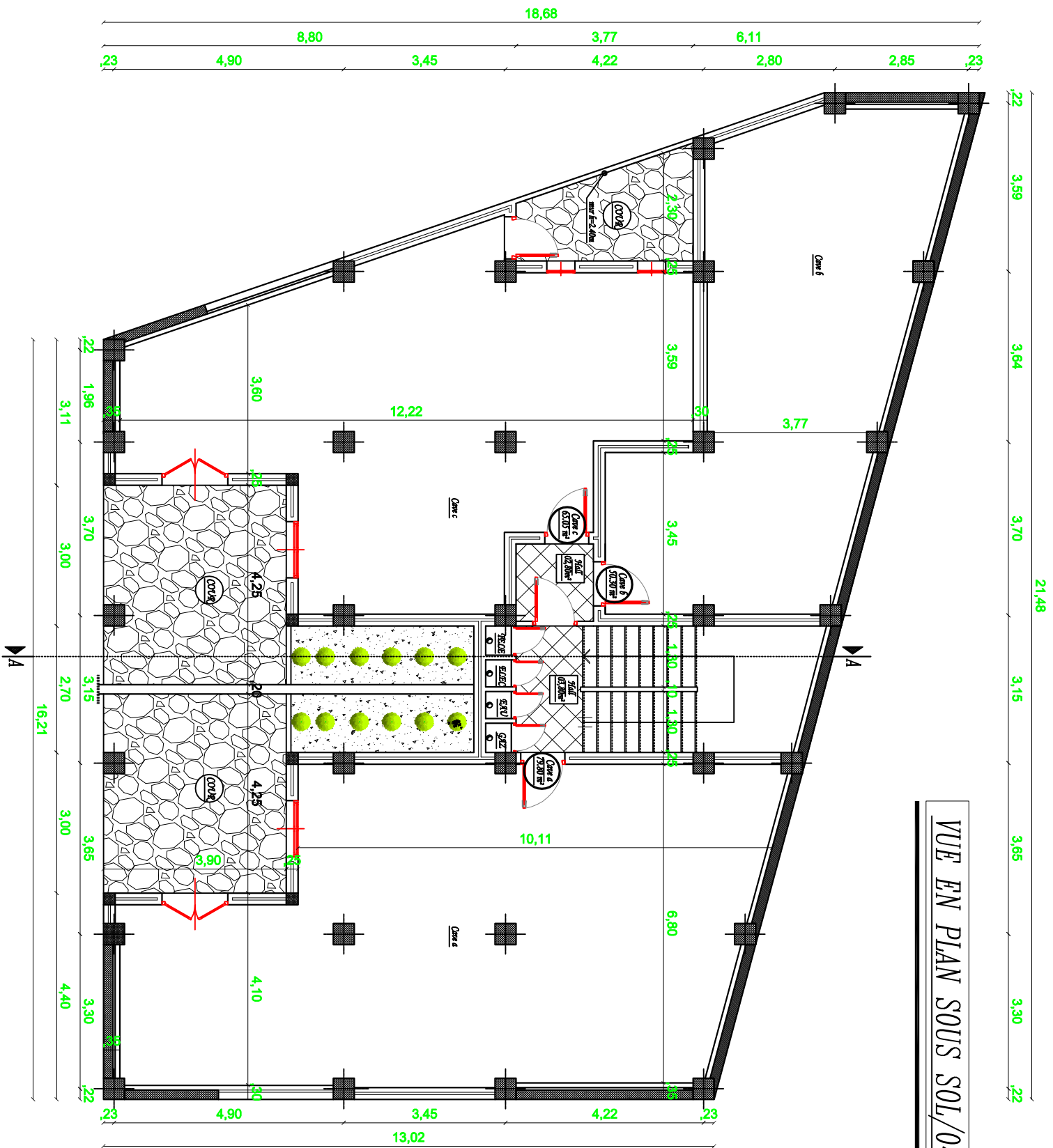


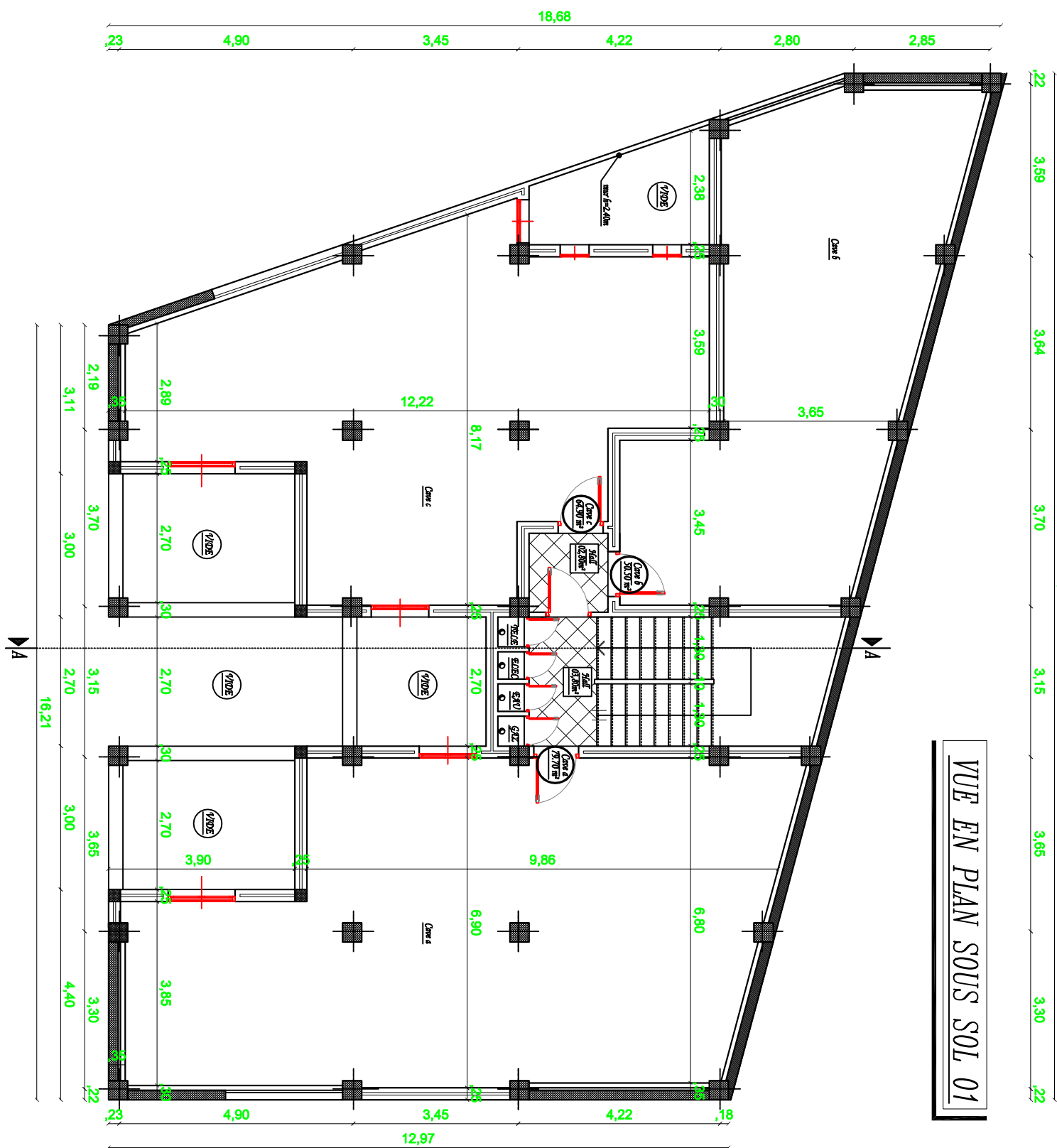
WUE EN PLAN FONDATIONS

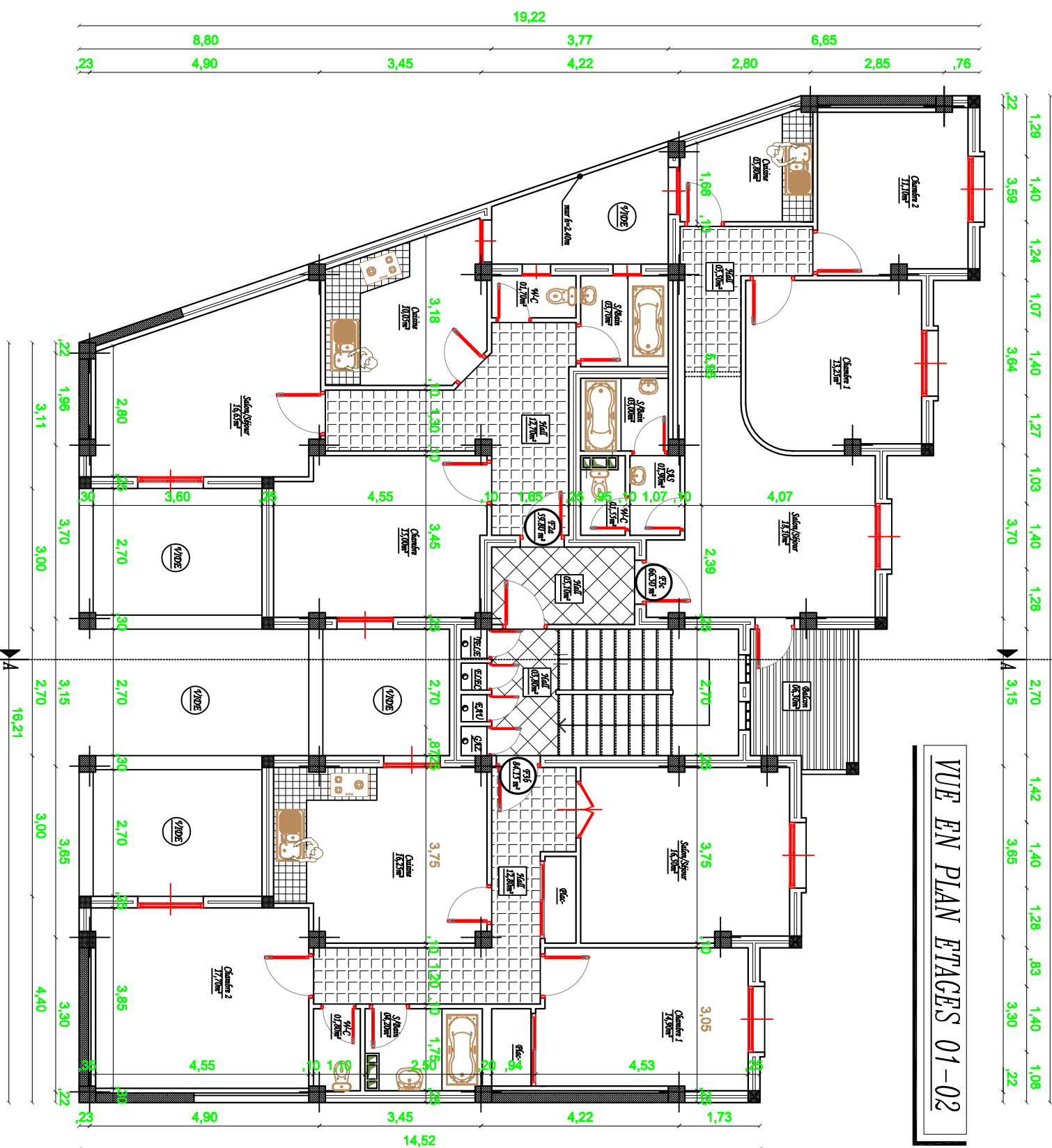




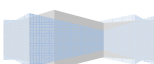
VUE EN PLAN SOUS SOL/04







Introduction	1
 Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.	
Présentation de l'ouvrage.....	2
Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	4
 Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments..... 14	
 Chapitre III : Calcul des éléments.	
III.1. Calcul de l'acrotère.....	29
III.2. Calcul des planchers	38
III.3. Calcul de la dalle pleine.....	74
III.4. Calcul de la poutre de chaînage.....	84
III.5. Calcul des escaliers	93
III.6. Calcul de la poutre palière	124
 Chapitre IV : Etude de contreventement..... 136	
 Chapitre V : Présentation du logiciel ROBOT bat.....152	
 Chapitre VI : Vérification RPA..... 172	
 Chapitre VII : Ferrailage.	
VII.1.Ferrailage des poteaux.....	179
VII.2. Ferrailage des poutres	195
VII.3.Ferrailage des voiles.....	209
 Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....222	
 Chapitre IX : Etude du mur plaque..... 234	
 Conclusion.....247	



La gestion du risque sismique est un paramètre très essentiel pris en considération dans les zones où l'on observe une activité sismique importante, pour cause des effets ressentis par ce phénomène peuvent s'avérer extrêmement dévastateurs vu les endommagements qu'il peut générer sur les différentes structures de génie civil (habitations, ponts, routes.....).

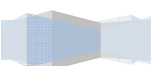
Ce constat fait appel à l'importance de l'étude de génie civil ainsi que les différents règlements parasismiques qui l'accompagnent.

De ce fait le RPA 99/2003 est élaboré pour mieux gérer le secteur de constructions civiles en fixant les conditions d'exécution, les sections minimales (aciers, bétons), ainsi que le choix de la méthode de calcul.

Toute étude de génie civil doit se référer aux exigences citées dans le DTR ainsi que celles du CBA 93 pour qu'elle soit conforme aux normes, ainsi qu'à la nature de l'ouvrage, la zone de son implantation, et recommandations liées à l'aspect fonctionnel.

Le contrôle technique des constructions (**CTC**) est l'organisme qui garantit la conformité aux textes réglementaires des ouvrages à réaliser, en effectuant des visites d'inspection au niveau des chantiers d'exécution.

Notant que le génie civil a pour but de garantir deux aspects essentiels, d'une part le facteur rigidité, ce dernier est obtenu en optant pour des calculs justifiés et précis ; d'autre part ne pas se dispenser de l'aspect économique. Pour cela ; l'étude est faite tout en s'assurant de la présence de ces deux caractères.



I.1) Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste en l'étude d'un bâtiment R+4 avec quatre (4) entre sol à usage d'habitation et commercial. L'ouvrage est de groupe d'usage 2. Il est implanté à TIZI-OUZOU, classé selon le Règlement Parasismique Algérien comme une zone de moyenne sismicité (zone II a).

La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2$ bars

Règlements en vigueur:

L'étude et la conception de notre projet sont conduites par des règlements applicables en Algérie qu'on trouve dans les documents techniques réglementaires (DTR) comme :

- Le DTR BC 2-22 qui représente le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003).
- Le DTU P 18-702 qui représente les règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 révisé 99).
- Le DTR B.C. 2.2: Charges permanentes et charges d'exploitations.

I.2) Caractéristiques géométriques :

La superstructure

C'est la partie de la construction située au dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

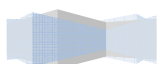
longueur totale du bâtiment	: 22.30m
largeur totale du bâtiment	: 16.21 m
hauteur totale du bâtiment	: 28.56 m
hauteur de l'étage courant	: 03.06 m
hauteur du rez-de-chaussée	: 03.06 m
hauteur du l'Entre-sol	: 03.06 m

I.3) Eléments de l'ouvrage :

I.3.1) Ossature :

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature mixte, composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.



- Un ensemble de voiles disposés dans les trois sens (longitudinal ; transversal et 45°), constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

1.3.2) Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils assurent deux fonctions:

- **La résistance mécanique:** ils supportent leurs poids propre et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.
- **L'isolation :** ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Tous les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux ; avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées sur place à l'exception des balcons qui sont réalisés en dalle pleine.

Le plancher terrasse est non accessible, avec une forme de pente de 2% pour faciliter l'évacuation des eaux.

I.3.3) Maçonnerie :

- Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm, pour tous les étages.
- Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.3.4) Cloisons :

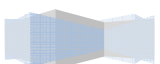
- Les murs de façade sont en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 8cm permettant l'isolation thermique.
- Les murs intérieurs seront en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.5) Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier du ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façades extérieures.
- Enduits plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux

I.3.6) Escaliers :



Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier allant du RDC jusqu'au dernier étage. Ce sont des escaliers en béton armé à deux volées coulés sur place.

I.3.7) Le coffrage :

On utilisera un coffrage tunnel pour la réalisation simultanée des éléments verticaux (voiles) et horizontaux (dalles) qui est un coffrage métallique composé de plusieurs panneaux solidarisés formant ainsi une coquille ; ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité de chantier.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurité de la main d'œuvre.
- Réduction des opérations manuelles.

Quant aux portiques on optera pour un coffrage classique (bois).

I.3.8) Porte à faux

Ils sont considérés comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, ils sont en corps creux.

Le garde corps pour le balcon est en brique creuse d'une hauteur de 1,20m.

I.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1. Béton :

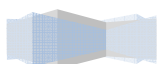
Le béton est un matériau constructif, obtenu par un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et gravier), de l'eau de gâchage et d'adjuvant, il est caractérisé de point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible, de plus le béton a un comportement fragile. Il sera fabriqué mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction de ces matériaux utilisés.

La réalité pratique conduit vers le rapport **$eau/ciment=0.5$** cela pour limiter le retrait du béton et pour le maintenir il y a lieu d'ajouter des adjuvants

Si **$eau/ciment > 0.5$** : un dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.

Si **$eau/ciment < 0.5$** : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

a) Résistance caractéristique à la compression du béton :



Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours de durcissement qui est 25 MPa,

Notée : $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$

b) Résistance caractéristique à la traction du béton :

La résistance à la traction du béton à j jour, noté f_{tj} , est définie par la relation :

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$ on aura :

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

c) Contraintes limites du béton :

Les états limite :

Un état limite est un état qui correspond aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lequel une structure satisfait aux conditions exigées par le concepteur.

Il existe deux types d'états limites :

1. Etat limite ultime (ELU)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, il est associé à l'un des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non renversement)
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture)
- Etat limite de stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite ultime du béton à la compression qui correspond à cet état est donnée

par la formule suivante f_{bc} :
$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

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

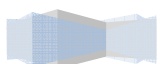
$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ situation courante $\rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$



$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle $\rightarrow f_{bc} = 18,5$ MPa

2. Etat limite de service (ELS)

Il correspond à un état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des contraintes ne sont plus satisfaites ; les déformations nécessaires pour atteindre cet état sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte limite de service à la compression du béton, notée $\bar{\sigma}_{bc}$: **Article A.4.5.2, / BAEL91**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

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

Diagramme 'contraintes- déformations' du béton :

Dans les calculs relatifs aux états limites de résistance du béton, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels, on les appelle aussi diagrammes (parabole-rectangle) suivants :

a) ELU :

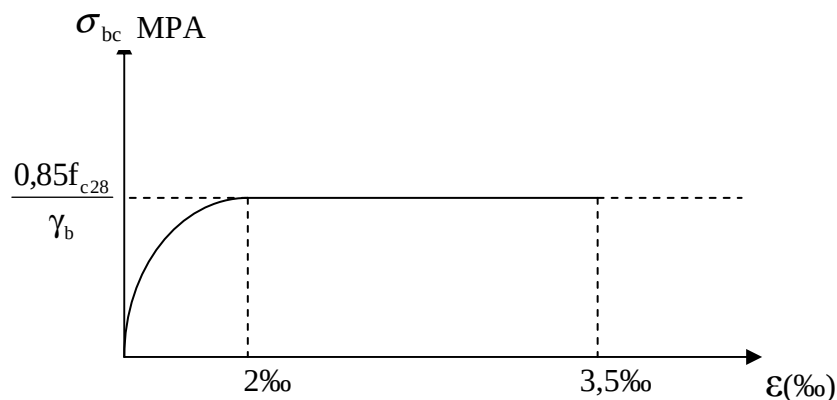
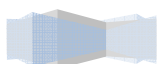


Figure I.1. Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELU)

b) ELS :



A l'ELS la déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire, la relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante :

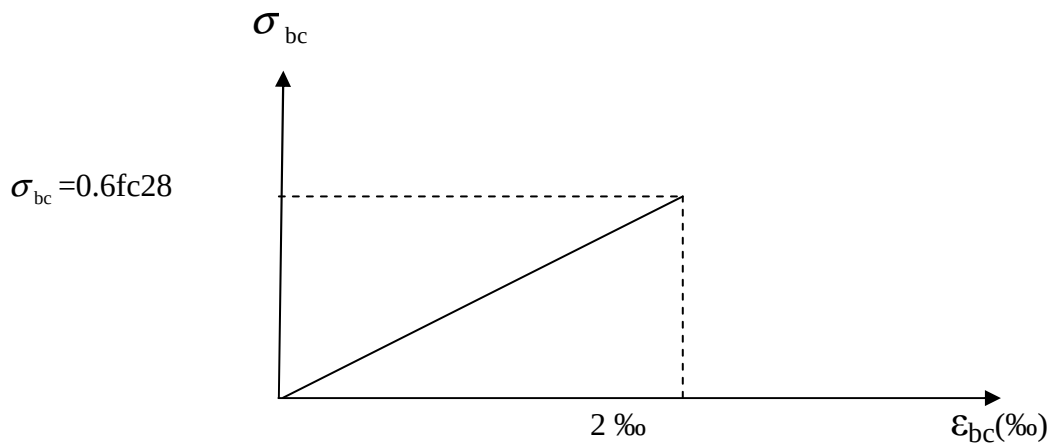


Figure I.2. Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELS)

d) Contrainte limite de cisaillement, notée τ_u : (Article A.5.1, BAEL 91)

C'est la contrainte tangente conventionnelle pour la justification des poutres en béton armé soumise à l'effort tranchant, elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$$

Vu : effort tranchant dans la section étudiée (ELU)

b : largeur de la section cisailée

d : hauteur utile

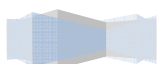
Avec : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

- Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min (0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

e) Module d'élasticité :

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

1. Module de déformation longitudinale



- Module de déformation instantanée

Pour une charge d'une durée d'application $< 24h$,

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{À } j = 28 \text{ jours} \longrightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow E_{i28} = 326164,2 \text{ MPa}$$

- Module de déformation différée

Pour des contraintes normales de longue durée, on tenant compte de l'effet de fluage du béton, on prend un module après approximativement égale 1/3 du module de déformation instantanée qui est donné par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

2. Module de déformation transversale

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

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

Avec :

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

Coefficient de poisson : C'est le rapport entre la déformation relative transversale « $\Delta d/d$ » et la déformation relative longitudinale « $\Delta l/l$ »

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$$

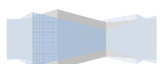
Selon l'article « A.2.1, 3 /BAEL91 », le coefficient de poisson est pris égal à :

$$\nu = 0 \text{ à L'ELU}$$

$$\nu = 0,2 \text{ à L'ELS}$$

I.4.2. Aciers

L'acier est un alliage de fer et de carbone, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction et aussi à la compression pour des éléments faibles, il porte le nom d'armature lorsqu'il est enrobé dans le béton. Les aciers ont le rôle de reprendre les efforts qui ne



peuvent pas être repris par le béton, généralement aux efforts de traction.

Type d'acier	nominati on	symbo le	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture [MPa]	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration (η)	Coef de scellement (ψ)
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	<i>HA</i>	400	480	14	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	<i>TS</i>	520	550	8	1.3	1

Tableau I.1. Caractéristique des aciers utilisés

a) Module de déformation longitudinale : (Art. A.2.2 ,1 /BAEL91) :

Quel que soit la nuance de l'acier, on admet généralement une valeur constante qui est égale à : $E_s = 200\,000\text{ MPa}$

b) La limite élastique garantie

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2 ‰ notée « f_e »

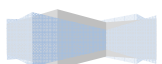
c) Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson pour les aciers est pris égal : $\nu = 0,3$

Diagramme 'contraintes – déformations' des aciers :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme « contrainte-déformation » présente l'allure suivante :



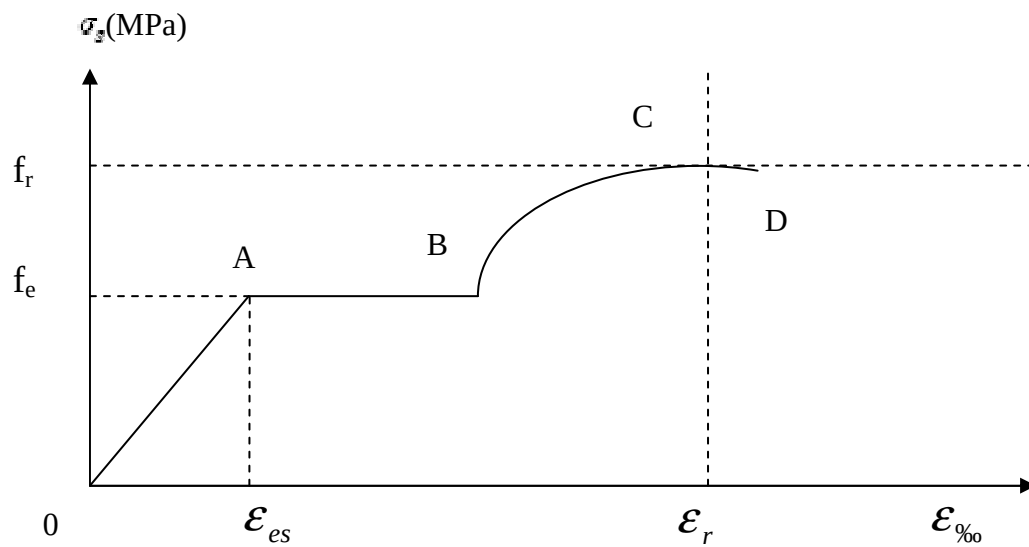


Figure I.3. Diagramme 'contraintes – déformations' des aciers

Avec :

f_r : résistance à la rupture de l'acier

f_e : limite d'élasticité de l'acier

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite d'élasticité de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture de l'acier

On distingue du diagramme quatre zones bien distinctes :

Zone OA : domaine d'élasticité linéaire

Zone AB : domaine plastique

Zone BC : domaine de raffermissement

Zone CD : zone de striction

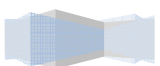


Diagramme contraintes-déformation de calcul :

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

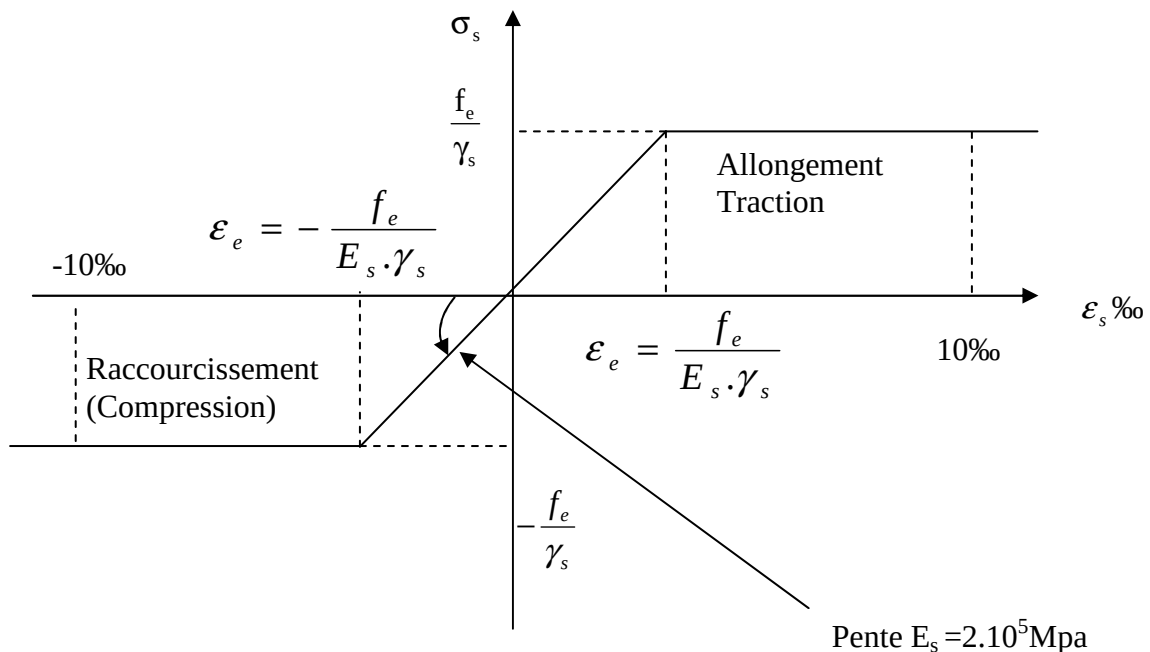


Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation de calcul

d) Contrainte limite de l'acier :

1. Contrainte limite ultime : (Art .A.3.2/BAEL 91)

La contrainte limite de déformation de l'acier a l'ELU est donnée par la formule suivante :

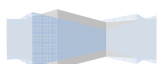
$$\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{su}$$

γ_s : représente le coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1.15$ situation durable. Et $\gamma_s = 1$ situation accidentelle

	Nuance de l'acier	FeE400	TLE520
6_s (Mpa)	Situation durable	348	452
6_s(Mpa)	Situation accidentelle	400	520

Tableau I.2 : limite d'élasticité des aciers utilisés



2. Contrainte limite de service :

A l'ELS on suppose que l'acier reste dans son domaine élastique, en raison des risques de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures et cela on limitant les contraintes dans les armatures tendues soumises à l'action des sollicitations de service.

D'après les règles du BAEL on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible : (Art.A.4.5,32/BAEL 91)**

Il s'agit de la situation où les éléments se trouvent dans les locaux ouverts, la contrainte n'est soumise à aucune réduction c'est-à-dire aucune vérification ne sera effectuée.

- **Fissuration préjudiciable : (Art.A.4.5,33/BAEL 91)**

Lorsque les éléments sont exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement noyés est émergés en eau douce, il faut vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min [2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}] \text{ [MPa]}$$

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton [MPa]

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ Pour les aciers rend lisse et treillis soudés

$\eta = 1.3$ Pour les aciers de haute adhérence de diamètre $\phi < 6mm$

$\eta = 1.6$ Pour les aciers de haute adhérence de diamètre $\phi \geq 6mm$

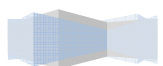
La valeur de $\overline{\sigma}_{st}$ obtenue pour $f_{t28} = 2.1[\text{Mpa}]$ et $\eta = 1.6$ est $\sigma_{st} = 201.63 \text{ [MPa]}$

- **Fissuration très préjudiciable : (Art. A.4.5,34/BAEL 91)**

Lorsque des éléments en œuvre sont exposés a un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine ou au gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité, il faut vérifier que

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min [0.5 f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}] \text{ [MPa]}$$

La valeur de $\overline{\sigma}_{st}$ obtenue pour $f_{t28} = 2.1[\text{Mpa}]$ et $\eta = 1.6$ est $\sigma_{st} = 165 \text{ [MPa]}$



e) Protection des armatures : (Art A.7.2, 4 /BAEL91)

Cette protection est l'enrobage appelé « c » qui n'est autre que la distance entre le milieu externe et l'armature, il est conçu afin d'avoir un bétonnage correct et ainsi prémunir les armatures des effets négatifs dus aux intempéries et aux différents agents agressifs.

Cet enrobage doit être conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$ pour les éléments exposés à la mer et en contact avec la terre, aux embruns ou aux brouillards salins et à toute sorte d'atmosphère à caractère agressifs (industrie chimique).
- $C \geq 3 \text{ cm}$ pour les éléments soumis à un contact avec un liquide (réservoir, tuyaux) ou éléments exposés aux intempéries (pluies, neige) ou des condensations.
- $C \geq 1 \text{ cm}$ pour les éléments situés dans les locaux couverts et clos et pas exposés aux condensations.

En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égale à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (Art.A.7.2,4/BAEL91) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5 cm (Art.A.7.2,8/BAEL91).

f) Diamètre maximal des aciers :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h, afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

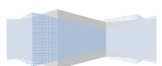
Avec :

b_0 : largeur de l'âme

h : hauteur de la poutre.

Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constructifs de notre structure, leurs caractéristiques et leurs fonctionnements dont on va effectuer les calculs et les vérifications dans les chapitres qui suivent.



II Introduction

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

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

2.2» (charges permanentes et charges d'exploitation).

II-1- Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2) :

Pour pré-dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux....), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

II-1-1 Charges permanentes (G) :

- **Plancher « terrasse » :**

On a, la charge

$$G = \rho e$$

ρ : Poids volumique :

e : l'épaisseur de l'élément

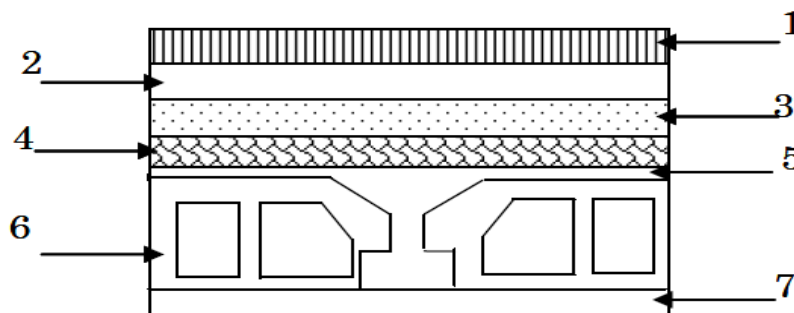
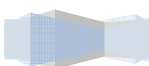


Fig.II.1 : Eléments constitutifs du plancher terrasse.

D'où le tableau suivant :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m ³)	G (kN/m ²)
01	Couche de gravillon	0.05	20	1
02	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
03	Béton en forme de pente 2%	0.06	22	1.32
04	Feuille de ployâne	0.01	1	0.01
05	Isolation thermique « liège »	0.04	4	0.16
06	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
07	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.20
				G=5.61



- Plancher "étage – courant" :

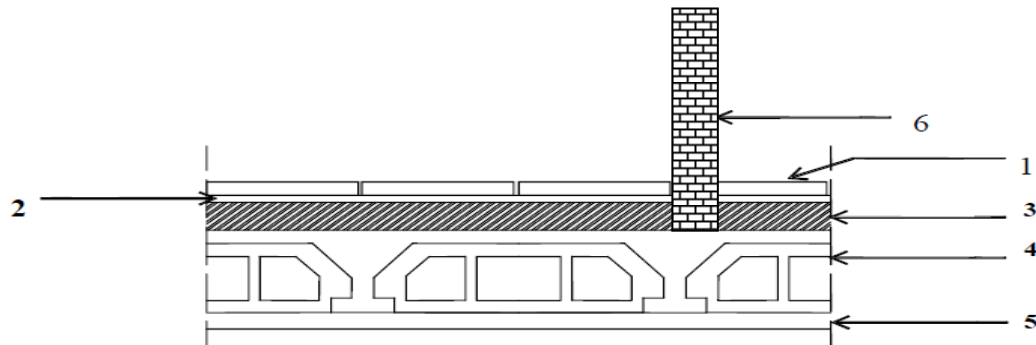


Fig.II.2 : Eléments constitutifs du plancher étage courant.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m ³)	G (kN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
02	Mortier de pose	0.02	22	0.44
03	Couche de sable	0.03	18	0.54
04	Dalle en corps creux	0.2	14	2.80
05	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
06	Cloisons de séparation interne en brique	0.10	9	0.9
				G=5.28

- Dalle pleine:

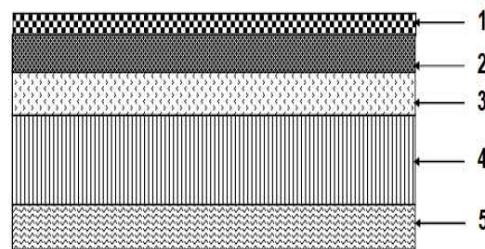
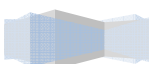


Fig.II.3 : Eléments constitutifs de la dalle pleine.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m ³)	G (kN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Couche de sable	0.03	18	0.54
04	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
05	Enduit en mortier ciment	0.02	18	0.36
				G=5.45



- **Maçonnerie :**
 - ❖ **Murs extérieurs:**

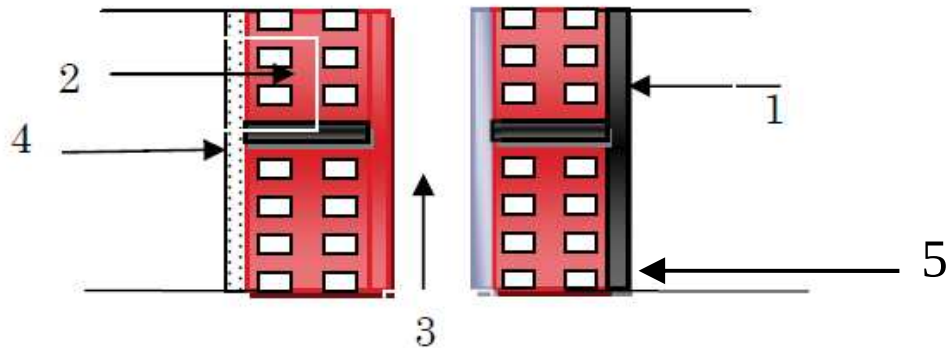


Fig.II.4 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m ³)	G (kN/m ²)
01	Mortier de ciment	0.02	20	0.40
02	Brique creuse	0.10	9	0.90
03	Lame d'air	0.05	1	0.05
04	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
05	brique creuse	0.10	9	0.90
				G=2.4

- ❖ **Murs intérieurs:**

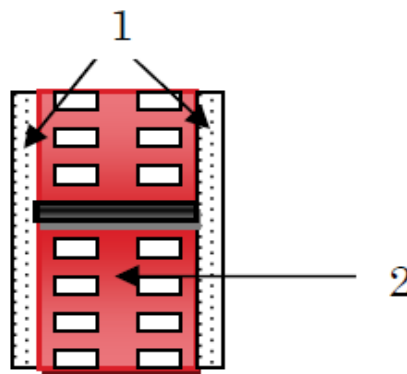
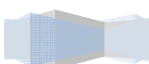


Fig.II.5 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m ³)	G (kN/m ²)
01	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20*2=0.40
02	Brique creuse	0.10	9	0.90
				G=1.3



- L'acrotère :

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

$$S = (0.60 \cdot 0.1) + (0.07 \cdot 0.2) + \frac{0.03 \cdot 0.2}{2} = 0.077$$

$$G = S \cdot \rho$$

$$G = 0.077 \cdot 25$$

$$G = 1.925 \text{ kN/ml}$$

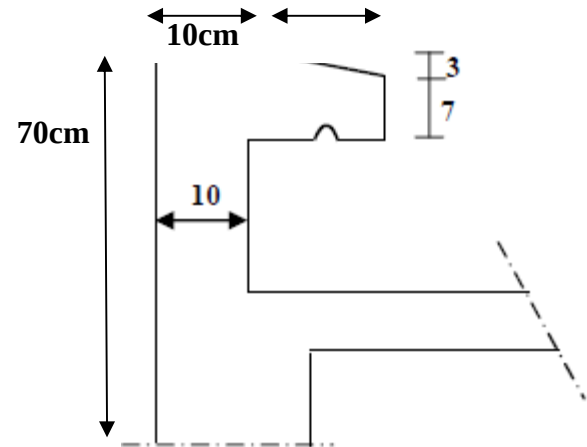


Fig.II.6 : Coupe verticale de l'acrotère.

- Balcon en dalle pleine :

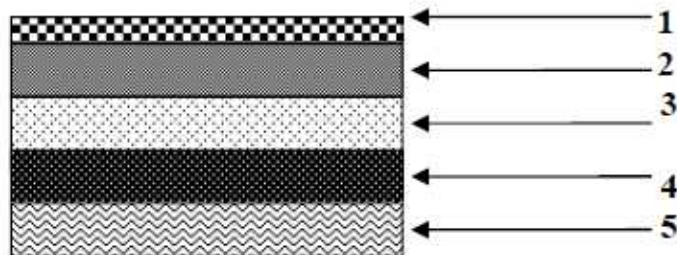
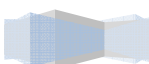


Fig. II.7: Eléments constituant la dalle pleine.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m³)	G (kN/m²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Couche de sable	0.03	18	0.54
04	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
05	Enduit en mortier ciment	0.02	18	0.36
				G=5.45



- Les charges permanentes des voiles :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m ³)	G (kN/m ²)
01	Béton armé	0.20	25	6.25
02	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
03	Enduit en ciment	0.02	22	0.44

Avec :

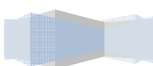
$$G_{\text{voile ext}} = 6,25 + 0,2 + 0,44 = 6,89 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{voile int}} = 6,25 + 0,2 \times 2 = 6,65 \text{ kN/m}^2$$

II-1-2 : Surcharges d'exploitations (Q) :

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

Elément	Surcharge Q (kN/m ²)
❖ Acrotère	1
❖ Plancher terrasse inaccessible	1
❖ Plancher étage courant	1.5
❖ Balcon	3.5
❖ Escalier	2.5



II-2/ Pré dimensionnement :

II-2-1/ Planchers :

- **Plancher en corps creux :**

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

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

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

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

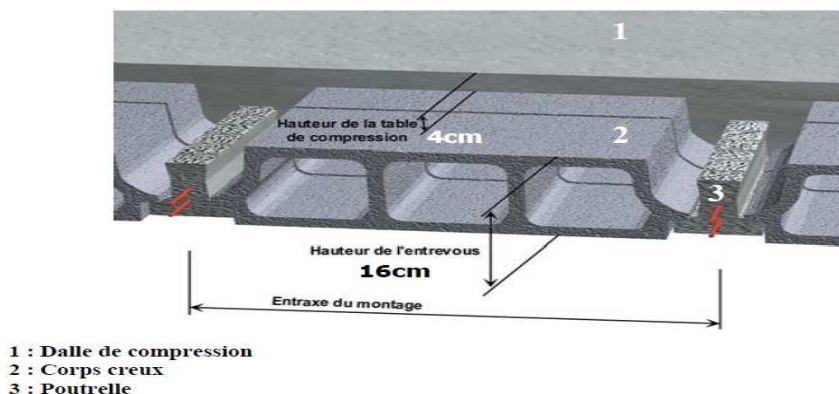
Avec :

h_p : hauteur totale du plancher.

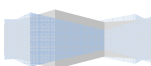
L_{max} : longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas :

$$L_{max} = 440 \text{ cm} \quad h_p = \frac{440 - 25}{22.5} \rightarrow h_p = 18.44 \text{ cm}$$



Conclusion : On opte pour une hauteur de plancher de (20 cm) soit (16+4) qui sera valable pour tous les étages.



II-2-2/ Poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Hauteur :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

L : la portée libre de la poutre.

- Largeur:

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

- **Poutres principales:**

- Hauteur :

$$L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10$$

$$\frac{490-25}{15} \leq h_t \leq \frac{490-25}{10}$$

$$31 \leq h_t \leq 46.5$$

On prend: **ht = 40 cm**

- Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$16 \leq b \leq 28$$

On prend **b = 30 cm**

- **Poutres secondaires :**

$$L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10$$

$$\frac{440-25}{15} \leq h_t \leq \frac{440-25}{10}$$

$$27.66 \leq h_t \leq 41.5$$

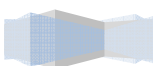
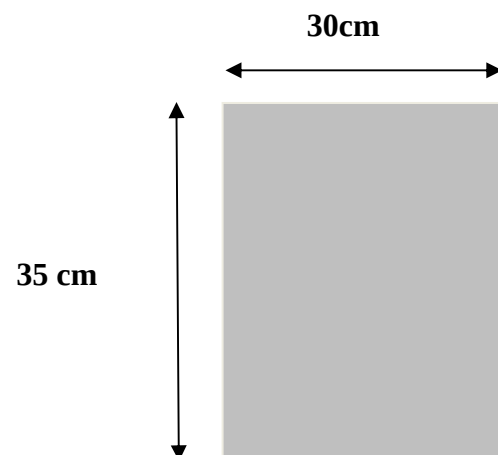
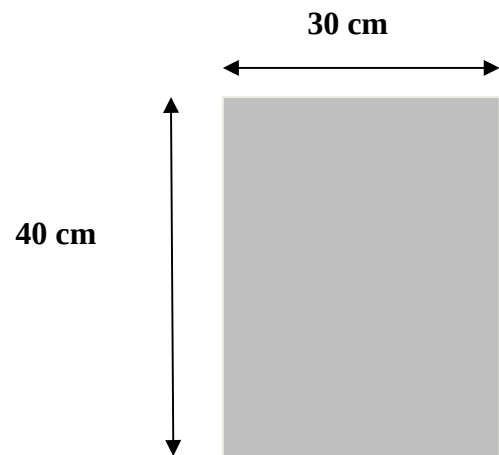
On prend: **ht = 35 cm**

- Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

On prend **b = 30 cm**



- **Vérification (RPA99 Art 7-5-1) :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$h/b \leq 4$$

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
Hauteur ht (cm)	$40 \geq 30$	$35 \geq 30$	vérifié
Largeur b (cm)	$30 \geq 20$	$30 \geq 20$	vérifié
Hauteur/largeur ht/b	$1.33 \leq 4$	$1.16 \leq 4$	vérifié

On adoptera les dimensions suivantes :

Poutres principales: (30*40)

Poutres secondaires (30*35)

II-2-3 : Poteaux :

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

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que :

$$N_s = G + Q$$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :

$$S = N_s / \sigma_{bc}$$

Avec :

σ_{bc} : contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

N_s : effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

- **Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (F2).**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 3.90 \text{ m}^2$$

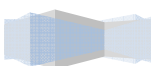
$$S_2 = 3.84 \text{ m}^2$$

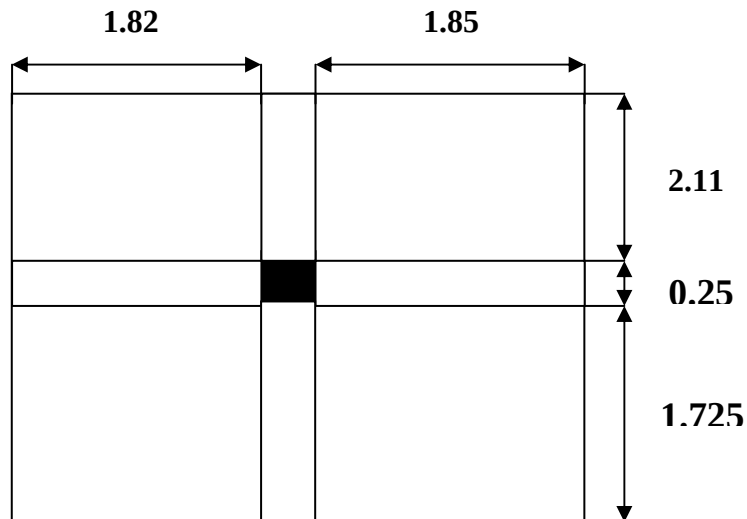
$$S_3 = 3.14 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 3.19 \text{ m}^2$$

$$S_T = 14.07 \text{ m}^2$$

S_T : surface brute





- Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau (F2):

➤ Poutres principales :

$$G_{pp} = (0.40 \times 0.30 \times 3.97) \times 25 = 11.91 \text{ kN}$$

$$G_{pp} = 11.91 \text{ kN}$$

Avec : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

➤ Poutres secondaire :

$$G_{ps} = (0.35 \times 0.30 \times 3.45) \times 25 = 9.05 \text{ kN}$$

$$G_{ps} = 9.05 \text{ kN}$$

d'où : $G_t = G_{pp} + G_{ps}$

$$G_t = 20.96 \text{ kN}$$

- Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau (F2):

➤ Plancher terrasse inaccessible :

$$G_{pt} = S_t \times G_{pt}$$

$$G_{pt} = 14.07 \times 5.61 = 78.93 \text{ kN}$$

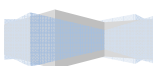
$$G_{pt} = 78.93 \text{ kN}$$

➤ Plancher courant :

$$G_{pc} = S_t \times G_{pc}$$

$$G_{pc} = 14.07 \times 5.28 = 74.28 \text{ kN}$$

$$G_{pc} = 74.29 \text{ kN}$$



- **Calcul du poids propre des poteaux :**

Poteau d'étage courant $G_{\text{pot}} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = 4,78 \text{ kN}$

Poteau de RDC : $G_{\text{pot}} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = 4,78 \text{ kN}$

- **Calcul des surcharges d'exploitation :**

Plancher terrasse inaccessible : $Q = 14.07 \times 1 = 14.07 \text{ kN}$

Plancher d'étage courant $Q = 14.07 \times 1.5 = 21.10 \text{ kN}$

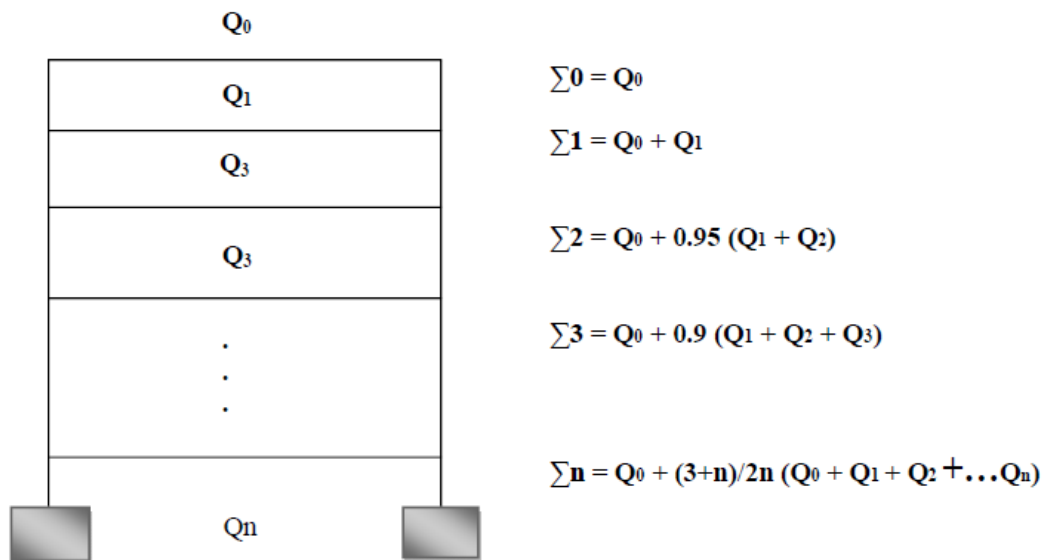
II-2-4 Loi de dégression des charges d'exploitation :

Les règles de BAEL91 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes)

Soit : Q_0 , la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

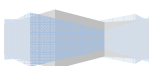
$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ... n numérotés à partir du sommet du bâtiment

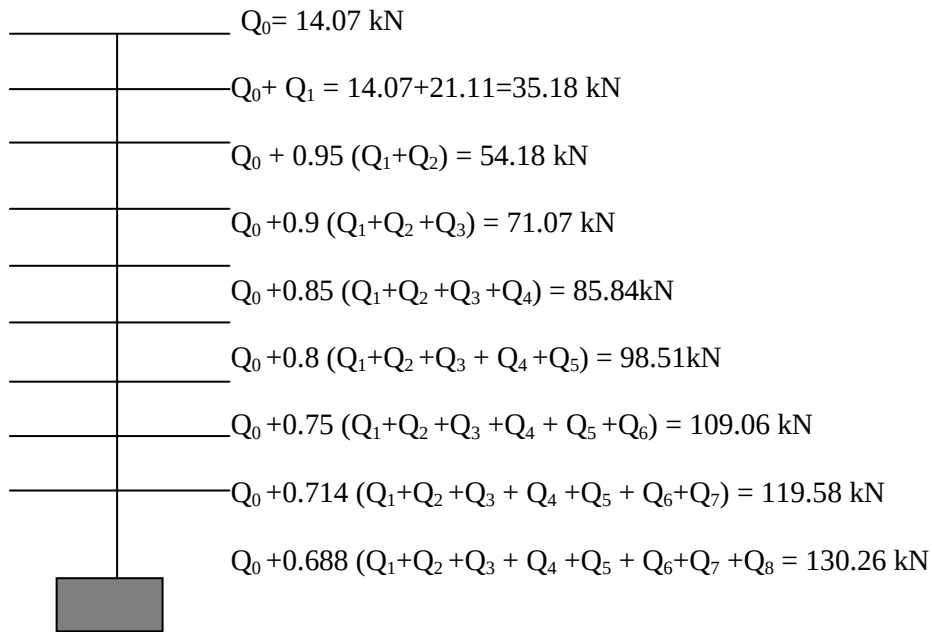
On adopte pour le calcul les points d'appui les charges d'exploitation suivantes :



➤ **Coefficients de dégression de surcharge :**

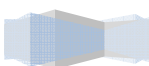
niveau	9	8	7	6	5	4(RDC)	3	2	1
coeff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688



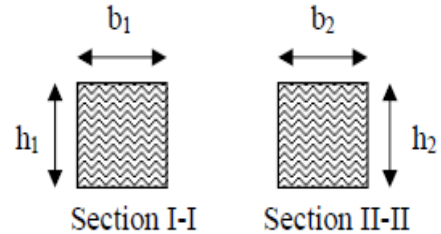
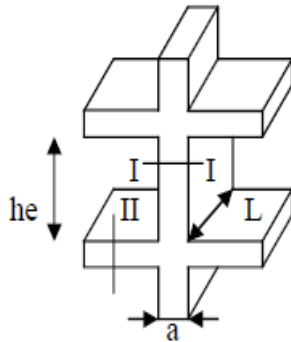


II-2-5 : Dimension des sections du poteau (F2)

	Charges permanentes (kN)					Charges d'exploitations (kN)			Effort Normaux	Section des poteaux (cm ²)	
niveau	Poids des plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	Gt	G _c	Coef	Qi	Q _c	N=G _c +Q _c (kN)	S _{trou}	S _{ado}
9	78.94	22.26	0	101.20	101.20	1	14.07	14.07	115.27	76.85	35*35
8	79.91	22.26	4.78	106.95	208.15	1	21.11	35.18	243.33	162.22	35*35
7	79.91	22.26	4.78	106.95	315.10	0.95	21.11	56.29	371.39	247.59	35*35
6	79.91	22.26	4.78	106.95	422.05	0.90	21.11	77.14	499.45	332.97	40*40
5	79.91	22.26	4.78	106.95	529.00	0.85	21.11	98.51	627.51	418.34	40*40
4	79.91	22.26	4.78	106.95	635.95	0.80	21.11	119.62	755.57	503.77	40*40
3	79.91	22.26	4.78	106.95	742.90	0.75	21.11	140.73	883.63	589.09	45*45
2	79.91	22.26	4.78	106.95	849.85	0.714	21.11	161.84	1011.69	674.46	45*45
1	79.91	22.26	4.78	106.95	956.80	0.688	21.11	182.95	1085.75	723.83	45*45



II-3 Vérification selon le RPA99 version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :



$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone I et II

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ en zone III

$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

➤ **Vérification de section du RPA 2003 (Art7-4-1):**

Poteau (b*h)	Condition exigées par le RPA 99 mod 2003	Valeurs calculées	Observations
4 ^e , 3 ^e et 2 ^e entre sol « 45x45 »	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$45 \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$45 \geq 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$1/4 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée
1 ^{er} entre sol, RDC et 1 ^{er} étage « 40x40 »	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$40 \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$40 \geq 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$1/4 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée
2 ^e , 3 ^e et 4 ^e étage « 35x35 »	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$35 \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$35 \geq 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$1/4 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée

• **Vérification d'effort normal réduit (Art 7.4.3.1) :**

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,

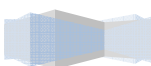
L'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.



➤ Pour le poteau de (45x45) :

$$V = \frac{1085.75}{45 \times 45 \times 25} = 0,021 \leq 0,30 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Pour le poteau de (40x40) :

$$V = \frac{755.57}{40 \times 40 \times 25} = 0,019 \leq 0,30 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Pour le poteau de (35x35) :

$$V = \frac{371.39}{35 \times 35 \times 25} = 0,012 \leq 0,30 \dots \dots \dots \text{CV}$$

• Vérification au flambement :

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

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

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,7 L_0$).

i: rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$)

L₀ : hauteur libre du poteau = 2.71m

H₀ : hauteur d'étage = 3.06m

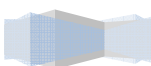
S : section transversale du poteau (b x h).

I : moment d'inertie du poteau ($I = \frac{bh^3}{12}$)

λ : Élançement du poteau

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{Tel que : } i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$$\lambda = \frac{0,7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$



Niveaux	Section des poteaux cm.cm	H ₀ (m)	λ	Vérification
4 ^e , 3 ^e et 2 ^e entre sol	45x45	3.06	16.48 ≤ 50	Condition vérifiée
1 ^{er} entre sol, RDC et 1 ^{er} étage	40x40	3.06	18.55 ≤ 50	Condition vérifiée
2e, 3 ^e et 4 ^e étage	35x35	3.06	21.2 ≤ 50	Condition vérifiée

✓ Sections adoptées :

45x45 cm pour les niveaux 4^e, 3^e et 2^e entre sol

40x40 cm pour les niveaux 1^{er} entre sol, RDC et 1^{er} étage

30x30 cm pour les niveaux 2^e, 3^e et 4^e étage

• Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont prémunies contre le risque du flambement

II-4 Voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé (préfabriqué) ou coulés sur place et ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales. Leurs épaisseurs sont calculées en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de rigidités à leurs extrémités.

Toute fois, leur épaisseur minimale est de a = 15cm. Concernant leur longueur « l », elle doit satisfaire la condition suivante :

$$l \geq 4a$$

Dans notre cas, on se situe dans le cas suivant :

$$H_{e_{\max}} = h - h_t = 306 - 20 = 286 \text{ [cm]}.$$

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

Avec :

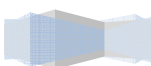
h : hauteur libre d'étage

h_t : épaisseur du plancher

$$\text{D'où } a \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

✓ Conclusion :

L'épaisseur adoptée pour les voiles est de 20 cm.



✓ **vérification de la largeur : (Art 7.7.1)**

Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voiles.

$L_{\min} \geq 4a$.

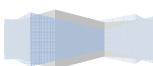
Dans notre cas $L_{\min} = 175 \text{ [cm]} > 4 \times 20 = 80 \text{ [cm]}$ (**Condition vérifiée**).

II-4) Conclusion :

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

- Hauteur du plancher en corps creux $\rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$.
- Epaisseur de la dalle pleine $\rightarrow e = 15 \text{ cm}$.
- Epaisseur des voiles : $a = 20 \text{ cm}$
- Section des poutres :
 - Poutres principales $\rightarrow (30 \times 40) \text{ cm}^2$.
 - Poutres secondaires $\rightarrow (30 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Section des poteaux :
 - 4^{ème}, 3^{ème} et 2^{ème} Entre-Sol $\rightarrow (45 \times 45) \text{ cm}^2$.
 - 1^{er} e-sol, RDC et 1^{er} étage $\rightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2$.
 - 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage $\rightarrow (35 \times 35) \text{ cm}^2$.

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



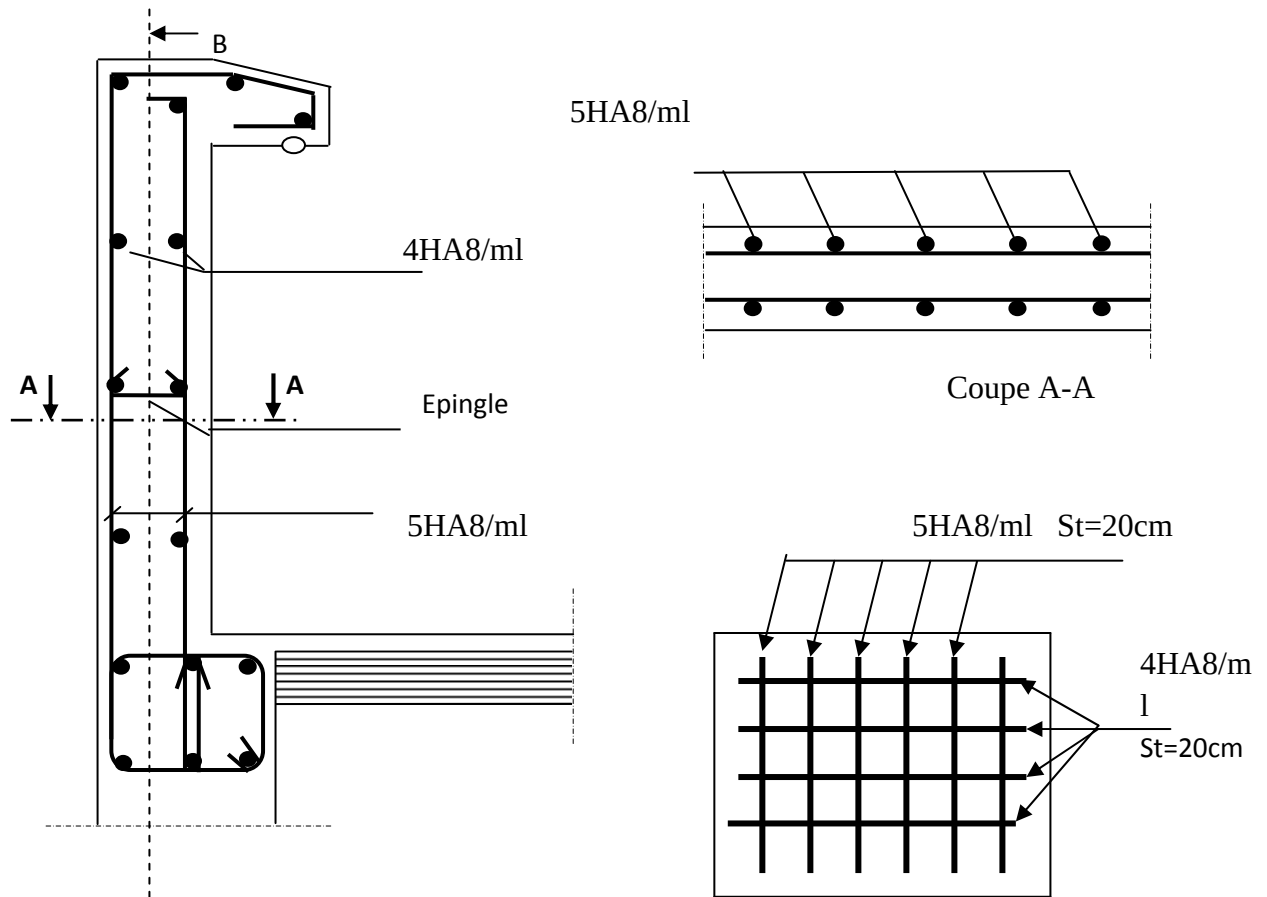
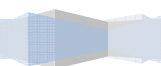


Figure : Plan de Ferrailage de l'acrotère.

Coupe B-B



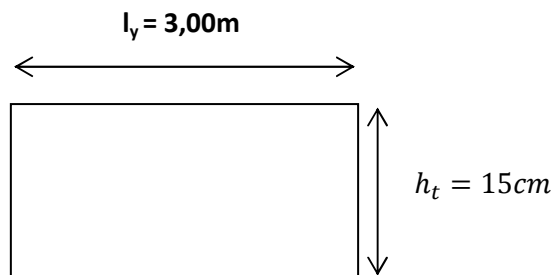
III.3 - Calcul de la dalle pleine :

III-3-1 Dimensionnement :

❖ Epaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{230}{30} = 7.66 \text{ cm}$$

H_t : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 15cm.

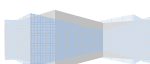


$$\rho \geq \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.30}{3.00} = 0.77$$

$0.4 < 0.75 < 1 \Rightarrow$ la dalle travail dans les deux sens.

a) Calcul de la charge permanente :

	Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN /m ²) (horizontale)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en B A	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison de séparation interne	0.1	9	0.90
7	enduit sur les deux cotés de la cloison	0.02	10	0.2
				$G_{tot}=6.29$



b) Surcharge :

$$Q=1.5 \text{ kn/m}^2$$

III .3.2-Calcul à l'ELU :

On a :

$$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0598 \\ \mu_y = 0.542 \end{cases} \quad \text{Avec } \nu = 0$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

1) Combinaison de charge :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35G + 1.5Q = 10.74 \text{ KN/ml}$$

2) Calcul des moments fléchissant :

La dalle est un panneau s'appuyant sur ses 4 cotés, les moment sont calculé a l'aide des abaques de PIGEAUD.

$$M_x = 0.0598 \times 10.74 \times (2.30)^2 = 3.39 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 3.39 \times 0.542 = 1.84 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Lorsque le panneau de dalle est lié à des appuis permettant de compter sur des encastrements partiels, on réduit les valeurs du moment en travée et sur appuis.

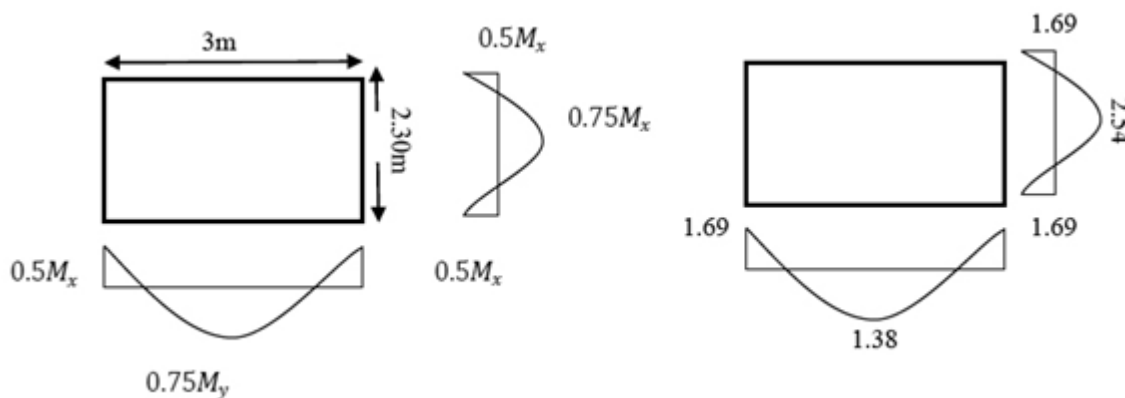
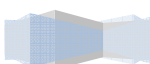


Fig.III.3.1 : moment fléchissant



III .3.2.1-Ferraillage de la dalle :

➤ Sens X-X :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 3,39 = 1,69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,69 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,008 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{1,69 \times 10^6}{0,996 \times 130 \times 348} = 37,51 \text{ mm}^2 = 0,3751 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm²

- En travée :

$$M_t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 3,39 = 2,54 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,54 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{2,54 \times 10^6}{0,995 \times 130 \times 348} = 56,43 \text{ mm}^2 = 0,5643 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm²

➤ Sens Y-Y :

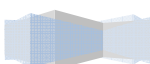
- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 3,39 = 1,69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,69 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,008 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{1,69 \times 10^6}{0,996 \times 130 \times 348} = 37,51 \text{ mm}^2 = 0,3751 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm²



- **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 1,84 = 1,38 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2.f_{bc}} = \frac{1,38 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,006 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta d.f_e/\gamma_s} = \frac{1,38 \times 10^6}{0,997 \times 130 \times 348} = 30,59 \text{ mm}^2 = 0,3059 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm²

III .3.3- Vérification à l'ELU :

1- Condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL91)

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3-\alpha)}{2} \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,3}{3} = 0,76$$

Avec : ρ_x : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,8 \%$)

$$A_s = 2,01 > 0,008 \times 100 \times 15 \times \frac{3-0,76}{2} = 1,34 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2-Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

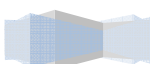
- Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min(2h, 25 \text{ cm})$.
- Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$.

-Sens x-x:

- Armatures supérieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

-Sens y-y:

- Armatures supérieures : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.



III .3.4- Vérification de l'E.L.S :

1) Les moments à l'E.L.S :

$$q_s = G + Q = 6.29 + 1.5 = 7.79 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho_x = 0.77 \text{ d'ou } \begin{cases} \mu_x = 0.0663 \\ \mu_y = 0.670 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0663 \times 7.79 \times (2.30)^2 = 2.73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.670 \times 2.73 = 1.83 \text{ KN.m.}$$

Moments corrigés :

➤ Sens x-x :

$$M_{ax} = 0.5 \times 2.73 = 1.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times 2.73 = 2.05 \text{ KN.m}$$

➤ Sens y-y :

$$M_{ay} = 0.5 \times 2.73 = 1.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 1.83 = 1.37 \text{ KN.m}$$

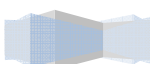
2) Ferrailage:

➤ Sens x-x :

• Aux appuis :

$$M_a = 0.5 \times 2.73 = 1.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2.f_{bc}} = \frac{1.36 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.0057 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0.997$$



$$A_a = \frac{M_a}{\beta d.f_e/\gamma_s} = \frac{1.36 \times 10^6}{0.997 \times 130 \times 348} = 30.15 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 0.3015 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0.75 \times 2.73 = 2.05 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2.f_{bc}} = \frac{2.05 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.008 \quad \Rightarrow \text{S.S.A.} \quad \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d.f_e/\gamma_s} = \frac{2.05 \times 10^6}{0.996 \times 130 \times 348} = 45.49 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.4549 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y :**

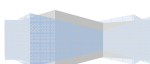
- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,5 \times 2.73 = 1.36 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2.f_{bc}} = \frac{1.36 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.0057 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A.} \quad \Rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d.f_e/\gamma_s} = \frac{1.36 \times 10^6}{0.997 \times 130 \times 348} = 30.15 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 0.3015 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$



- **En travée :**

$$M_t = 0.75 \times 1.83 = 1.37 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1.37 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.0057 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{1.37 \times 10^6}{0.997 \times 130 \times 348} = 30.37 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.3037 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

❖ Diamètres minimaux des barres :

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

❖ Contrainte de compression dans le béton :

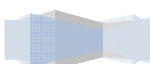
➤ Sens x-x :

- **Aux appuis :**

$$M_a = 1.36 \text{ kN.m .}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$



$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \longrightarrow k_1 = 62.52 \text{ et } \beta_1 = 0.9355$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{1.36 \times 10^6}{0.9355 \times 201 \times 130} = 55.63 \text{ MPa}$$

$$= k \sigma_s = \frac{1}{k_1} \sigma_{st} = 0.016 \times 55.63 = 0.889 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

⇒ **Condition vérifiée.**

- **En travée :**

$$M_t = 2.05 \text{ KN.m.}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \longrightarrow k_1 = 62.52 \text{ et } \beta_1 = 0.9355$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.05 \times 10^6}{0.9355 \times 201 \times 130} = 83.86 \text{ MPa}$$

$$= k \sigma_s = \frac{1}{k_1} \sigma_{st} = 0.016 \times 83.86 = 1.34 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

⇒ **Condition vérifiée.**

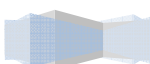
➤ **Sens y-y :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 1.36 \text{ kN.m.}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$



$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \longrightarrow k_1 = 62.52 \text{ et } \beta_1 = 0.9355$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{1.36 \times 10^6}{0.9355 \times 201 \times 130} = 55.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = \frac{1}{k_1} \sigma_{st} = 0.016 \times 55.63 = 0.889 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad .$$

⇒ **Condition vérifiée**

- **En travée :**

$$M_t = 1.37 \text{ kN.m.}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \longrightarrow k_1 = 62.52 \text{ et } \beta_1 = 0.9355.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_a} = \frac{1.37 \times 10^6}{0.9355 \times 201 \times 130} = 56.04 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = \frac{1}{k_1} \sigma_{st} = 0.016 \times 83.86 = 0.89 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

⇒ **Condition vérifiée.**

➤ **Etat limite de fissuration :**

❖ **Vérification vis à vis de l'ouverture des fissurations**

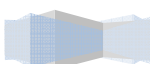
$$\rho_1 = 0.154$$

$$k_1 = 62.52 \text{ et } \beta_1 = 0.9355.$$

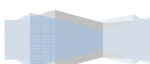
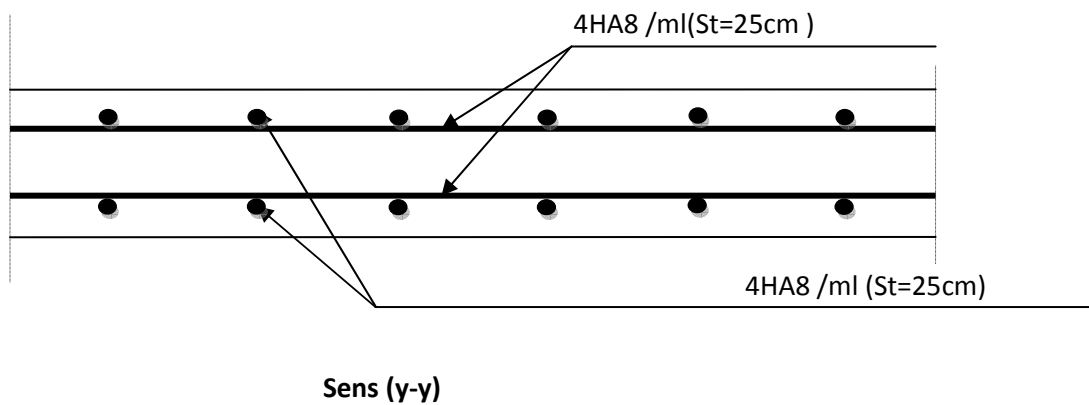
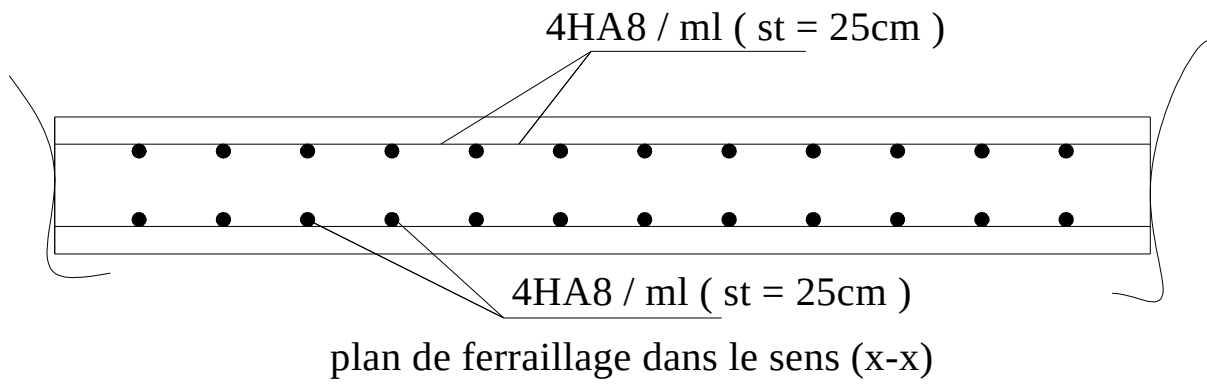
$$\sigma_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.54 \times 10^6}{0.9355 \times 201 \times 130} = 99.45 \text{ MPa} < 201.63 \text{ Mpa}$$

⇒ **Condition vérifiée.**

✓ La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.



III .3.5- Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine :



III.5 Calcul de l'escalier :

I. escalier étage courant

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, les fissurations sont donc considérées comme étant peu nuisibles.

L'escalier est constitué de deux volées adjacentes et d'un palier intermédiaire.

1. Dimensionnement :

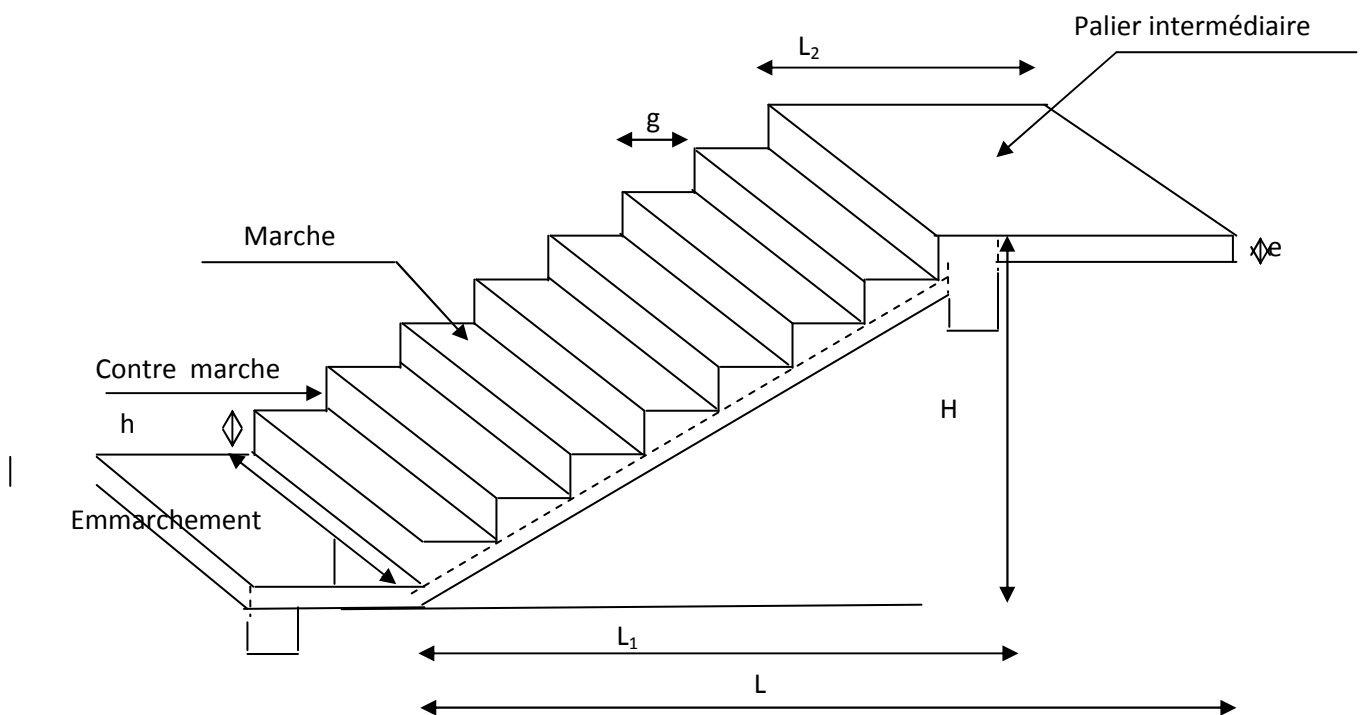
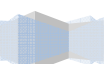


Fig. III.5.1: Présentation schématique d'une volée.

- La marche est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contre marche est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- Le giron g est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est L_1 .
- La paillasse d'épaisseur e_p , est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- L'emmarchement E représente la largeur de la marche.
- le palier de longueur L_2 , est l'élément intermédiaire entre deux volées

La montée H représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs



- **Formule de BLONDEL :** $59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm}$

Avec :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$26 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

En tenant compte de la hauteur d'étage (3,06 m) et du giron ($g = 30 \text{ cm}$), la hauteur de contremarche la plus appropriée sera : $h = 17 \text{ cm}$.

$$g + 2 h = 30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm (la Formule de BLONDEL est vérifiée).}$$

- Nombre de marches : $n = 8$
- Nombre de contremarches : $n' = n + 1 = 9$
- Hauteur d'une volée :

$$n' = \frac{H}{h} \Rightarrow H = h \times n' = 17 \times 9 = 153 \text{ cm}$$

- Longueur de ligne de foulée : $l_1 = g \times n = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$

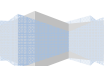
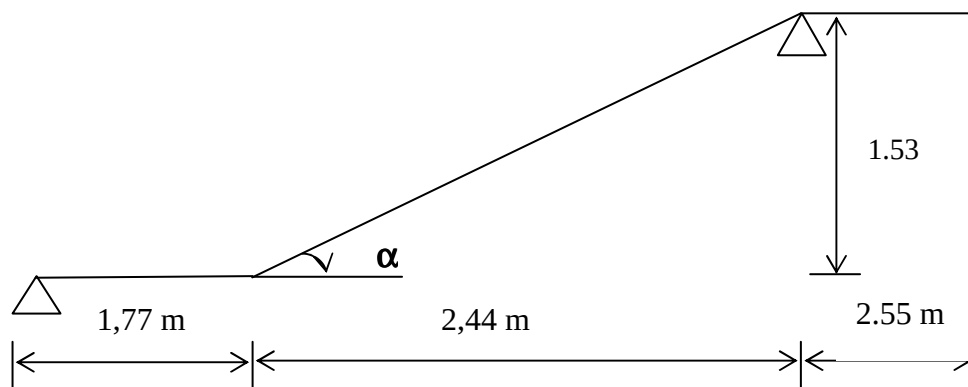
$$\text{tg} \alpha = \frac{1.53}{2.36} = 0.648 \Rightarrow \alpha = 32,95^\circ$$

Pré-dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré-dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur (e) doit vérifier :

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

L_0 : longueur développée des paliers et de la paillasse.



$$L_0 = L^* + 177 \text{ [cm]}$$

L^* : Longueur en plan de la volée.

$$\cos \alpha = l_1 / L^* \Rightarrow L^* = (l_1 / \cos 32.95) = 236 / 0,84 = 281 \text{ cm}$$

$$L_0 = 281 + 177 = 458 \text{ cm}$$

$$\frac{458}{30} \leq ep \leq \frac{458}{20} \Rightarrow 15 \text{ cm} \leq ep \leq 22 \text{ cm}$$

Remarque :

On adopte la même épaisseur (e) pour les paillasse et les paliers.

➤ **Epaisseur adoptée:** $ep = 20 \text{ cm}$

2. Détermination des sollicitations de calcul :

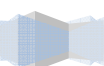
Les dimensions des marches sont faibles par rapport à la portée de la paillasse, on admet que leurs poids sont uniformément répartis sur la paillasse.

En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple, le calcul s'effectuera pour une bande d'un mètre d'emmarchement ainsi qu'un mètre de projection horizontale de la volée.

a) Détermination des charges et des surcharges :

- *Charges agissant sur le palier :*

	Eléments du plancher	$\rho \text{ [kN/m}^3\text{]}$	$e \text{ [cm]}$	$G \text{ [kN/m}^2\text{]}$
1	Poids propre	25	20	5
2	Poids des revêtements (carrelage+mortier)	20 et 22	2	0,84
3	Poids du lit de sable	18	2	0,36
4	Poids de l'enduit ciment	10	2	0,36
				$G = 6,56 \text{ kN/m}^2$



- **Charges agissant sur la paillasse :**

	Eléments du plancher	ρ [kN/m ³]	e [cm]	G [kN/m ²]
1	Poids des marches	25	0,085	2,125
2	Poids de la volée	25	0,23	5,75
3	Poids des revêtements (carrelage+mortier)	22 et 20	2	0,84
4	Poids du lit de sable	18	2	0,36
5	Poids de l'enduit en plâtre	10	2	0,36
6	Poids du garde corps	/	/	0,20
				G = 9,63 kN/m²

- **Surcharges agissant sur l'escalier : $Q = 2,5$ kN/m²** (document technique réglementaire B.C.2-2 - charges permanentes et surcharges d'exploitation)

b) Combinaisons de charges :

A l'état limite ultime (ELU) : $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$

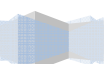
- Palier : $q_{u1} = (1,35 \times 6,56 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,60 \text{ kN/ml}$

- Paillasse : $q_{u2} = (1,35 \times 9,63 + 1,5 \times 2,5) = 16,75 \text{ kN/ml}$

A l'état limite de service (ELS) : $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$

- Palier : $q_{s1} = (6,56 + 2,5) \times 1 = 9,06 \text{ kN/ml}$

- Paillasse : $q_{s2} = (9,63 + 2,5) \times 1 = 12,13 \text{ kN/ml}$



2.1 Calcul à l'ELU :

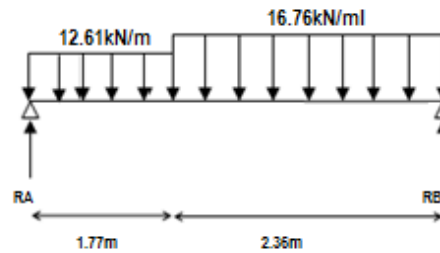


Fig. III.5.2: Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU.

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow 1,77 q_{u1} + 2,36 q_{u2} + 2,55 q_{u1} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 12,61 \times 1,77 + 16,76 \times 2,36 = 61,83 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 4,13 R_B = 2,36 q_{u2} [(2,36/2) + 1,77] + (1,77)^2 q_{u1} / 2$$

$$\Rightarrow R_B = 136,53 / 4,13 = 33,1 \text{ kN}$$

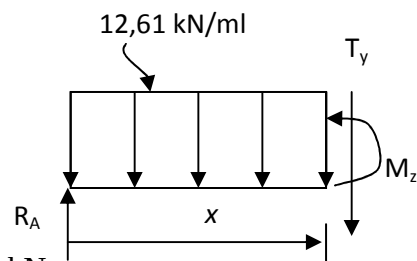
$$R_A = 61,83 - 33,1 = 28,73 \text{ kN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

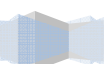
Cas 1 : $0 \leq x \leq 1,77 \text{ m}$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow T(x) = -(q_{u1} \times x) + R_A$$

- $x = 0 \rightarrow T(x=0) = R_A = 28,73 \text{ Kn}$
- $x = 1,77 \rightarrow T(x=1,77) = -(12,61 \times 1,77) + 28,73 = 6,42 \text{ kN}$

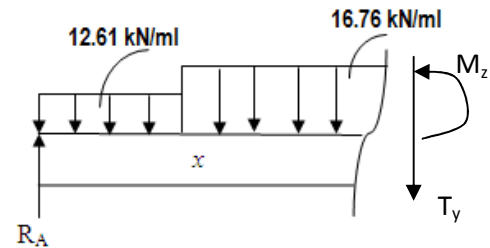


$$\Sigma M_G = 0 \Rightarrow M_z = -q_{u1} \times (x^2/2) + R_A \times x$$



- $x = 0 \rightarrow M_z(x=0) = 0$
- $x = 1.77 \rightarrow M_z(x=1.77) = -12,61 \times (1,77)^2 / 2 + 28,73 \times 1,77 = 31.11 \text{ kN.m}$

Cas 2 : $1.77 \text{ m} \leq x \leq 4.13 \text{ m}$



$$\begin{aligned}\Sigma F_y = 0 &\Rightarrow T(x) = -q_{u2} \times (x - 1,77) - (q_{u1} \times 1,77) + R_A \\ T(x) &= 28,73 - 12,61 \times 1,77 - 16,76 \times (x - 1,77) \\ T(x) &= -16,67x + 36,06\end{aligned}$$

- $x = 1.77 \rightarrow T(x=1.77) = 6.42 \text{ kN}$
- $x = 4.13 \rightarrow T(x=4.13) = -33.11 \text{ kN}$

$$\Sigma M_G = 0 \Rightarrow M_z = 28,73 \times x - 1,77 \times 12,61 \times [x - (1,77/2)] - 16,76 \times [(x - 1,77)^2/2]$$

- $x = 1.77 \rightarrow M_z(x=1.77) = 31.11 \text{ kN.m}$
- $x = 4.13 \rightarrow M_z(x=4.13) = 0 \text{ kN.m}$

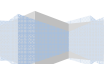
- $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.15 \text{ m} \quad 1.77 \text{ m} \leq x = 2.15 \text{ m} \leq 4.13 \text{ m}$
- $M_u^{\max} = M_z(x=4.13) = 32.35 \text{ kN.m}$

En tenant compte des semi-encastres aux extrémités, on apporte une correction au moment $M_u^{\max}$ au niveau des appuis A et B ainsi qu'en travée :

Appui A : $M_{ua} = -0,3 M_u^{\max} = -0,3 \times 32,35 = -9.70 \text{ kN.m}$

Appui B : $M_{ub} = -0,3 M_u^{\max} = -0,3 \times 32,35 = -9.70 \text{ kN.m}$

En travée : $M_{ut} = 0,85 M_u^{\max} = 0,85 \times 32,35 = 27.50 \text{ kN.m}$



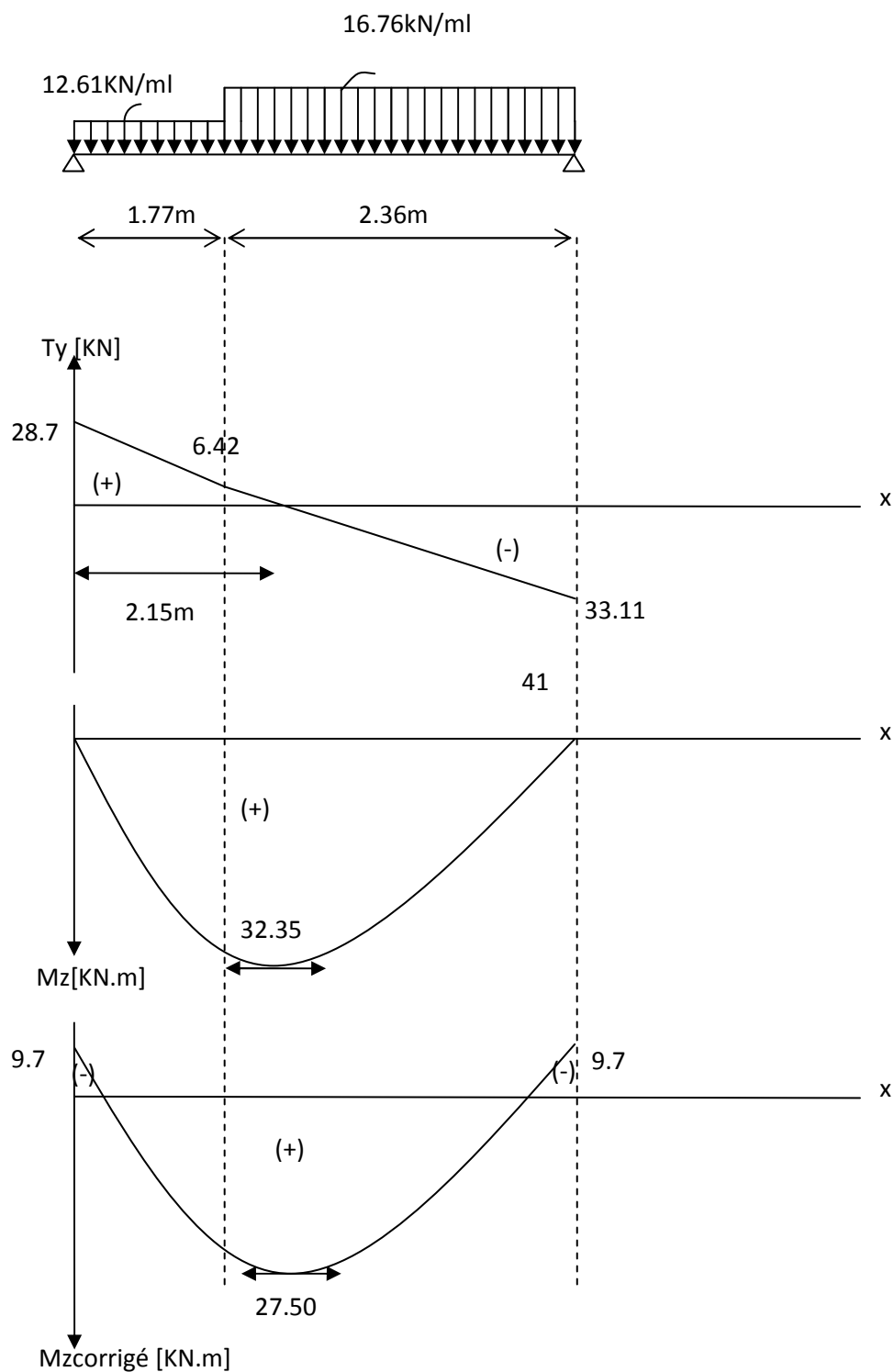
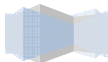
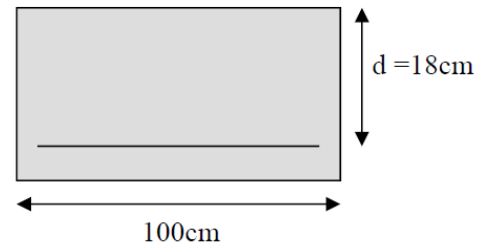


Fig. III.5.3 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.U



c) Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul se fera sur une bande d'un mètre de largeur.



- **En travée :**

-Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_t = \frac{27.50 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,060$$

$\mu_t = 0,060 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_t = 0,060 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_t = \frac{27,50 \times 10^3}{0,969 \times 18 \times 348} = 4,53 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : **$A_t = 3\text{HA}14$** tel que $A_t = 4.62 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

- Armatures de répartition :

$$A_{rt} = A_t / 4 = 4.62 / 4 = 1.15 \text{ cm}^2$$

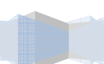
Armatures choisies : **$A_{rt} = 4\text{HA}8$** tel que $A_{ra} = 2,01 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

- Armatures principales :

- **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{9,70 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,021$$



$\mu_a = 0,021 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$\mu_a = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,9895$ (du tableau).

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_a = \frac{9,70 \times 10^3}{0,9895 \times 18 \times 348} = 1,56 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : **A_a = 3HA12** tel que $A_a = 2.35 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

- Armatures de répartition :

$$A_{ra} = A_a / 4 = 2.35 / 4 = 0.59 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : **A_{ra} = 4HA8** tel que $A_{ra} = 2.01 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

d) Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** [BAEL 91 article A.4.2-1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 < (A_a ; A_t) = (2.35 ; 4.62) \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée aux appuis et en travée.

- **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :** $S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Armatures de répartition :** $S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

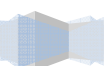
- **Vérification de l'effort tranchant :** [BAEL 91 article A.5.1-2]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{33.11 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,183 \text{ Mpa}$$

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries, les fissurations sont donc considérées comme étant peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,183 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.



- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :** [BAEL 91 article A.6.1-3]

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{33,11 \times 10}{0,9 \times 18 \times 11,30} = 1,81 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,81 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- **Ancrage des barres aux appuis :** [BAEL 91 article A.6.1-2-1]

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

- *Longueur de scellement droit :* (aux appuis et en travée)

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

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 3,15} = 38,09 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 40 \text{ cm.}$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur L_a car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur de la poutre ($b = 25 \text{ cm}$) dans laquelle l'armature sera ancrée.

- *Longueur d'ancrage :* (Article A.6.1-2-5-3 du BAEL91 modifié 99).

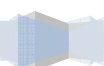
$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :** [BAEL 91 article A.5.1-3-2-1]

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 180 \times 100}{1,5} = 108 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 33,11 \text{ KN} < \bar{T}_u = 108 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$



- *Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :*

$$A_u \leq 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_u = T_u^{\max} / \sigma_s = (43,48 \times 10) / 348 = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1,25 \text{ cm}^2 \leq 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

III.5.2.2 Calcul à l'ELS :

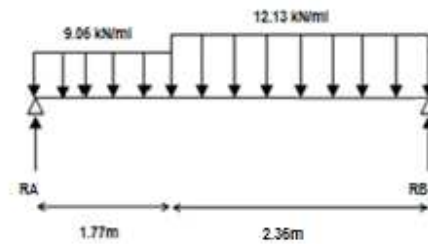


Fig. III.5.4 : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELS.

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow 1,77 q_{s1} + 2,36 q_{s2} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 9,06 \times 1,77 + 12,13 \times 2,36 = 44,66 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 4,13 R_B = 2,36 q_{s2} [(2,36/2) + 1,77] + (1,77)^2 q_{s1} / 2$$

$$\Rightarrow R_B = (14,19 + 84,45) / 4,21$$

$$R_B = 23,88 \text{ kN}$$

$$R_A = 44,66 - 23,88 = 20,77 \text{ kN}$$

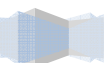
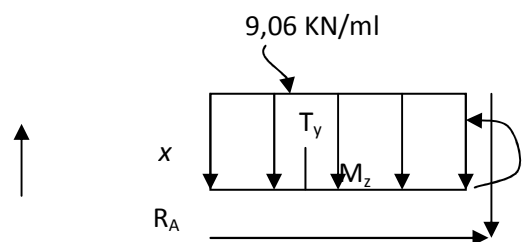
$$R_A = 20,77 \text{ kN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Cas 1 : $0 \leq x \leq 1,77 \text{ m}$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow T(x) = -(q_{s1} \times x) + R_A$$

$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow T(x=0) = R_A = 20,77 \text{ kN} \end{cases}$$

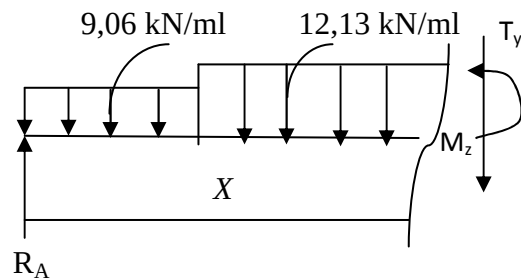


- $x = 1,77 \rightarrow T(x=1,77) = -(9,06 \times 1,77) + 22,77 = 4,73 \text{ kN}$

$$\Sigma M_{/G} = 0 \Rightarrow M_z = -q_{s1} \times (x^2/2) + R_A \times x$$

- $x = 0 \rightarrow M_z(x=0) = 0$
- $x = 1,77 \rightarrow M_z(x=1,77) = -9,06 \times (1,77)^2 / 2 + 20,77 \times 1,77 = 22,57 \text{ kN.m}$

Cas 2 : $1,77 \text{ m} \leq x \leq 4,13 \text{ m}$



$$\Sigma F_{/y} = 0 \Rightarrow T(x) = q_{s2} \times (x - 1,77) + (q_{s1} \times 1,77) - R_A$$

- $x = 1,77 \rightarrow T(x=1,77) = (9,06 \times 1,77) - 20,77 = 4,74 \text{ kN}$
- $x = 4,13 \rightarrow T(x=4,13) = -12,13 \times (4,13 - 1,77) - (9,06 \times 1,77) + 20,77 = 23,89 \text{ kN}$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,16 \text{ m} \quad 1,77 \text{ m} \leq x = 2,16 \text{ m} \leq 4,13 \text{ m}$$

$$\Sigma M_{/G} = 0 \Rightarrow M_z = R_A \times x - 1,77 q_{s1} \times [x - (1,77/2)] - q_{s2} \times [(x - 1,77)^2/2]$$

- $x = 1,77 \rightarrow M_z(x=1,77) = 22,57 \text{ kN.m}$
- $x = 4,13 \rightarrow M_z(x=3,30) = 0 \text{ kN.m}$

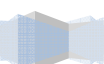
$$M_s^{\max} = M_z(x=2,15) = 23,49 \text{ kN.m}$$

En tenant compte des semi-encastres aux extrémités, on apporte une correction au moment $M_s^{\max}$ au niveau des appuis A et B ainsi qu'en travée :

Appui A : $M_{sa} = -0,3 M_s^{\max} = -0,3 \times 23,49 = -7,04 \text{ kN.m}$

Appui B : $M_{sb} = -0,3 M_s^{\max} = -0,3 \times 23,49 = -7,04 \text{ kN.m}$

En travée : $M_{st} = 0,85 M_s^{\max} = 0,85 \times 23,49 = 20 \text{ kN.m}$



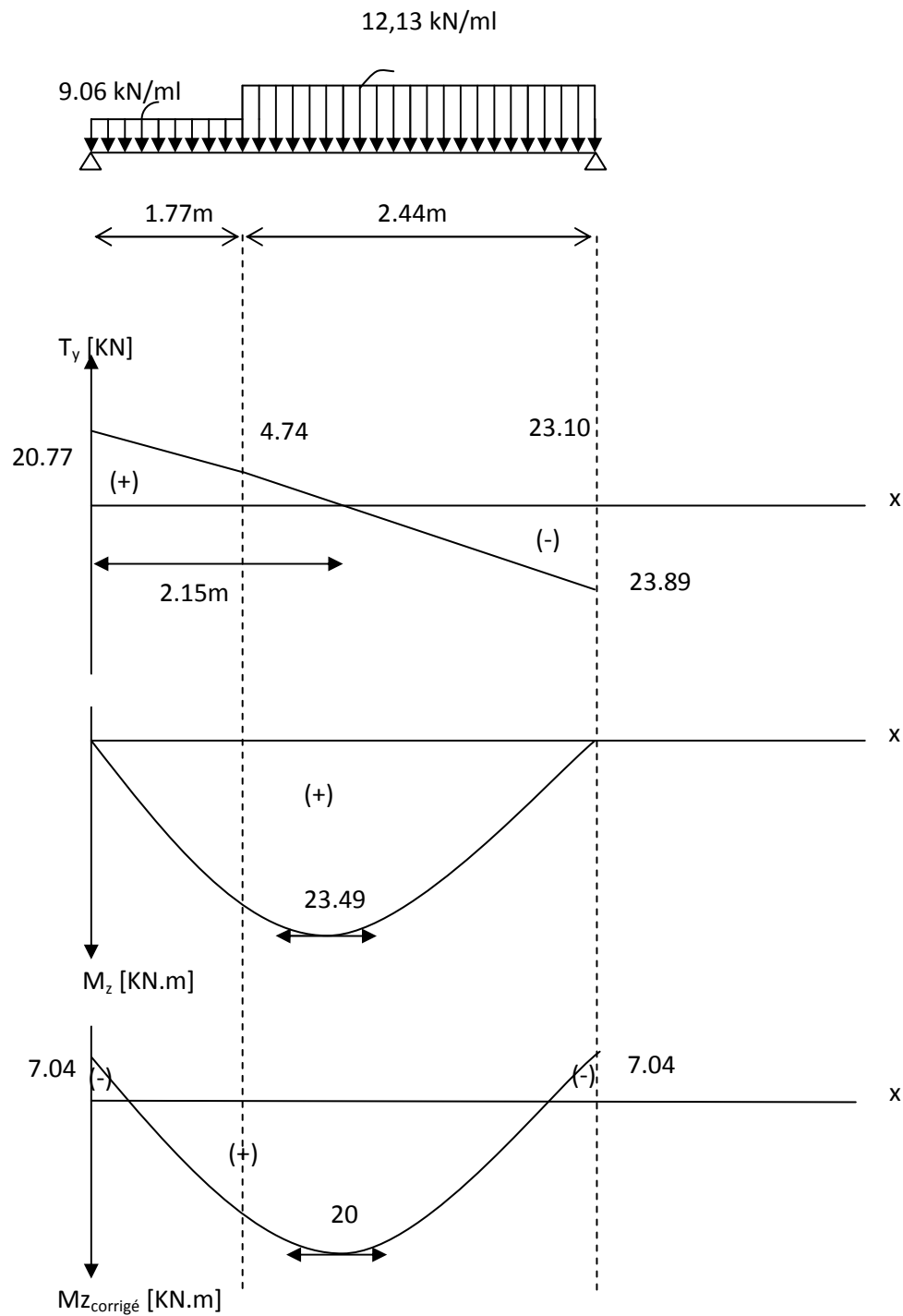
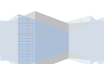


Fig. III.5.5 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.S



c) Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissurations :** [BAEL 91 article A.5.3-4]

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- **En travée : $M_{st} = 20 \text{ kN.m}$; $A_t = 4,62 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{100 \times 18} = 0,256$$

$$\rho_1 = 0,256 \Rightarrow \beta_1 = 0,9195$$

$$k_1 = 47,115$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A_t \beta_1 d} = \frac{20 \times 10^3}{4,62 \times 0,9195 \times 18} = 261,55 \text{ Mpa}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 261,55 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 5,55 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

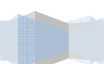
- **Aux appuis : $M_{sa} = 7,04 \text{ kN.m}$; $A_a = 2,35 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{100 \times 18} = 0,130$$

$$\rho_1 = 0,130 \Rightarrow \beta_1 = 0,9405$$

$$k_1 = 69,04$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{A_a \beta_1 d} = \frac{7,04 \times 10^3}{2,35 \times 0,9405 \times 18} = 177 \text{ Mpa}$$



- **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = 177 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 2,56 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche (état limite de déformation) :** (Article B.6.5-2 du BAEL91 modifié 99).

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

1. $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{\ell} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$
3. $\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$\Rightarrow$ On passe à la vérification de la flèche car les trois conditions ne sont pas toutes vérifiées, il faut donc vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q L^4}{E_v I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{413}{500} = 0,826 \text{ cm}$$

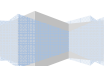
Avec :

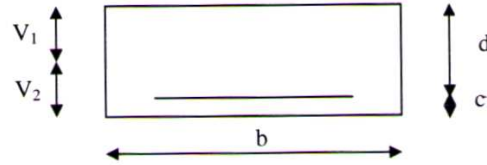
f : Flèche due aux charges instantanées.

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,9 \text{ Mpa}$).

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

$$q = \max (q_{s1}, q_{s2}) = 12,13 \text{ kN /ml.}$$





- Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{50 \times 20^2 + 15 \times 4,62 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 4,62}$$

$S /_{xx}$: Moment statique.

B_0 : Aire de la section homogénéisée.

$$V_1 = 10,26 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - V_1 = 9,73 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_t (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (10,26^3 + 9,73^3) + 15 \times 4,62 \times (9,73 - 2)^2$$

$$I_{fv} = 70848 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12,13 \times (6760)^4}{10818,9 \times 70848 \times 10^4} = 5,995 \text{ mm} = 0,6 \text{ cm}$$

$$f = 0,6 \text{ cm} < \bar{f} = 0,826 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée, la flèche est admissible.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.



2. Escalier sous-sol

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, les fissurations sont donc considérées comme étant peu nuisibles.

L'escalier est constitué de deux volées adjacentes et d'un palier intermédiaire.

III.2.1 Dimensionnement :

Formule de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm}$

Avec :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$26 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

En tenant compte de la hauteur d'étage (4,16 m) et du giron ($g = 30 \text{ cm}$), la hauteur de contremarche la plus appropriée sera : $h = 17 \text{ cm}$.

$$g + 2 h = 30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm (la Formule de BLONDEL est vérifiée).}$$

- Nombre de marches : $n = 13$
- Nombre de contremarches : $n' = n - 1 = 12$
- Hauteur d'une volée :

$$n' = \frac{H}{h} \Rightarrow H = h \times n' = 12 \times 17 = 204 \text{ cm}$$

- Longueur de ligne de foulée : $l_1 = g \times n = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$

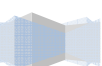
$$\text{tg} \alpha = \frac{1.53}{2.36} = 0.648 \Rightarrow \alpha = 32,95^\circ$$

Pré-dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré-dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur (e) doit vérifier :

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

L_0 : longueur développée des paliers et de la paillasse.



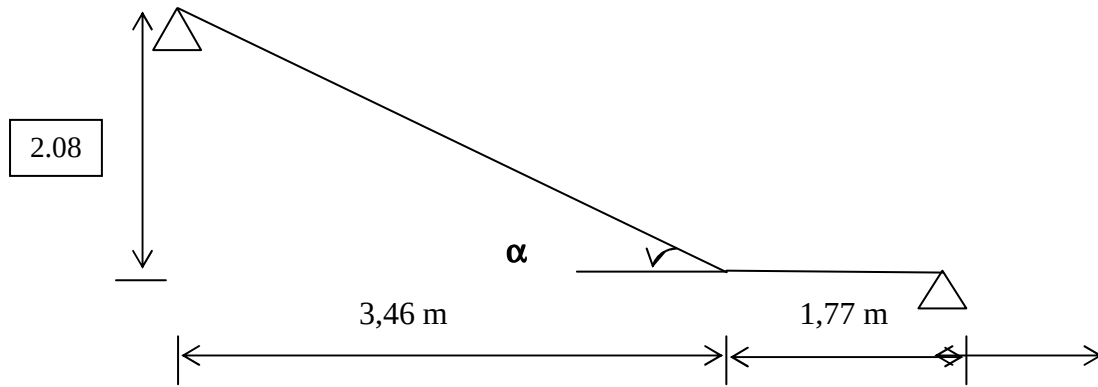


Fig. III.5.2.1: Dimensionnement de la volée

$$L_0 = L^* + 177 \text{ [cm]}$$

L^* : Longueur en plan de la volée.

$$\cos \alpha = l_1 / L^* \Rightarrow L^* = (l_1 / \cos 31.01) = 346 / 0,857 = 403.7 \text{ cm}$$

$$L_0 = 404 + 177 = 581 \text{ cm}$$

$$\frac{581}{30} \leq ep \leq \frac{581}{20} \Rightarrow 19.36 \text{ cm} \leq ep \leq 29.05 \text{ cm}$$

Remarque :

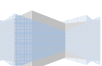
On adopte la même épaisseur (e) pour les paillasse et les paliers.

➤ **Epaisseur adoptée:** $ep = 25 \text{ cm}$

III.2.2 Détermination des sollicitations de calcul :

Les dimensions des marches sont faibles par rapport à la portée de la paillasse, on admet que leurs poids sont uniformément répartis sur la paillasse.

En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple, le calcul s'effectuera pour une bande d'un mètre d'emmarchement ainsi qu'un mètre de projection horizontale de la volée.



a) Détermination des charges et des surcharges :

- Charges agissant sur le palier :

	Eléments du plancher	ρ [kN/m ³]	e [cm]	G [kN/m ²]
1	Poids propre	25	20	5
2	Poids des revêtements (carrelage+mortier)	20 et 22	2	0,84
3	Poids du lit de sable	18	2	0,36
4	Poids de l'enduit ciment	10	2	0,36
				G = 6,56 kN/m²

- Charges agissant sur la paillasse :

	Eléments du plancher	ρ [kN/m ³]	e [cm]	G [kN/m ²]
1	Poids des marches	25	0,085	2,125
2	Poids de la volée	25	0,23	5,75
3	Poids des revêtements (carrelage+mortier)	22 et 20	2	0,84
4	Poids du lit de sable	18	2	0,36
5	Poids de l'enduit en plâtre	10	2	0,36
6	Poids du garde corps	/	/	0,20
				G = 9,63 kN/m²

- Surcharges agissant sur l'escalier : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$ (document technique réglementaire B.C.2-2 - charges permanentes et surcharges d'exploitation)

b) Combinaisons de charges :

A l'état limite ultime (ELU) : $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$

- Palier : $q_{u1} = (1,35 \times 6,56 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,60 \text{ kN/ml}$

- Paillasse : $q_{u2} = (1,35 \times 9,63 + 1,5 \times 2,5) = 16,75 \text{ kN/ml}$



A l'état limite de service (ELS) : $q_s = (G + Q) \times 1m$

- Palier : $q_{s1} = (6,56 + 2,5) \times 1 = 9,06 \text{ kN/ml}$

- Paillasse : $q_{s2} = (9,63 + 2,5) \times 1 = 12.13 \text{ kN/ml}$

III.2.3 Calcul à l'ELU :

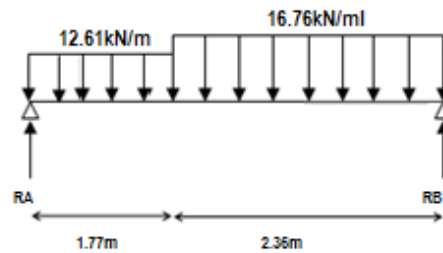


Fig. III.5.2.2: Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU.

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow 1.77 q_{u1} + 3.46 q_{u2} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 12,61 \times 1.77 + 16,76 \times 3.46 = 80.25 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 5.23 R_B = 3.46 q_{u2} [(3.46/2) + 1,77] + (1,77)^2 q_{u1} / 2$$

$$\Rightarrow R_B = 222.60 / 5,23 = 42.55 \text{ kN}$$

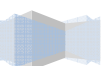
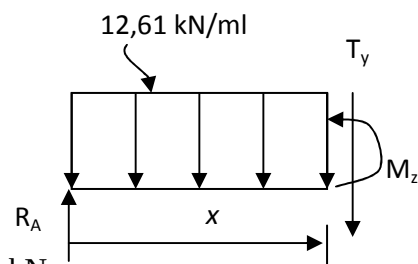
$$R_A = 80.25 - 42.55 = 37.7 \text{ kN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Cas 1 : $0 \leq x \leq 1,77 \text{ m}$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow T(x) = -(q_{u1} \times x) + R_A$$

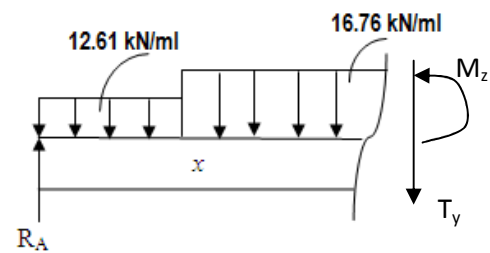
- $x = 0 \rightarrow T(x=0) = R_A = 37.7 \text{ Kn}$
- $x = 1,77 \rightarrow T(x=1,77) = -(12,61 \times 1,77) + 37.7 = 15.40 \text{ kN}$



$$\Sigma M_G = 0 \Rightarrow M_z = -q_{u1} \times (x^2/2) + R_A \times x$$

- $x = 0 \rightarrow M_z(x=0) = 0$
- $x = 1.77 \rightarrow M_z(x=1.77) = -12.61 \times (1.77)^2 / 2 + 37.7 \times 1.77 = 47 \text{ kN.m}$

Cas 2 : $1.77 \text{ m} \leq x \leq 4.13 \text{ m}$



$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow T(x) = -q_{u2} \times (x - 1.77) - (q_{u1} \times 1.77) + R_A$$

$$T(x) = 37.7 - 12.61 \times 1.77 - 16.76 \times (x - 1.77)$$

$$T(x) = -16.67x + 45.04$$

- $x = 1.77 \rightarrow T(x=1.77) = 15.40 \text{ kN}$
- $x = 5.23 \rightarrow T(x=5.23) = -42.56 \text{ kN}$

$$\Sigma M_G = 0 \Rightarrow M_z = 37.7 \times x - 1.77 \times 12.61 \times [x - (1.77/2)] - 16.76 \times [(x - 1.77)^2/2]$$

- $x = 1.77 \rightarrow M_z(x=1.77) = 50 \text{ kN.m}$
- $x = 5.23 \rightarrow M_z(x=5.23) = 0 \text{ kN.m}$

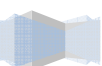
- $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.69 \text{ m} \quad 1.77 \text{ m} \leq x = 2.69 \text{ m} \leq 5.23 \text{ m}$
- $M_u^{\max} = M_z(x=2.69) = 54.07 \text{ kN.m}$

En tenant compte des semi-encastres aux extrémités, on apporte une correction au moment $M_u^{\max}$ au niveau des appuis A et B ainsi qu'en travée :

Appui A : $M_{ua} = -0.3 M_u^{\max} = -0.3 \times 54.07 = -16.22 \text{ kN.m}$

Appui B : $M_{ub} = -0.3 M_u^{\max} = -0.3 \times 54.07 = -16.22 \text{ kN.m}$

En travée : $M_{ut} = 0.85 M_u^{\max} = 0.85 \times 54.07 = 46 \text{ kN.m}$



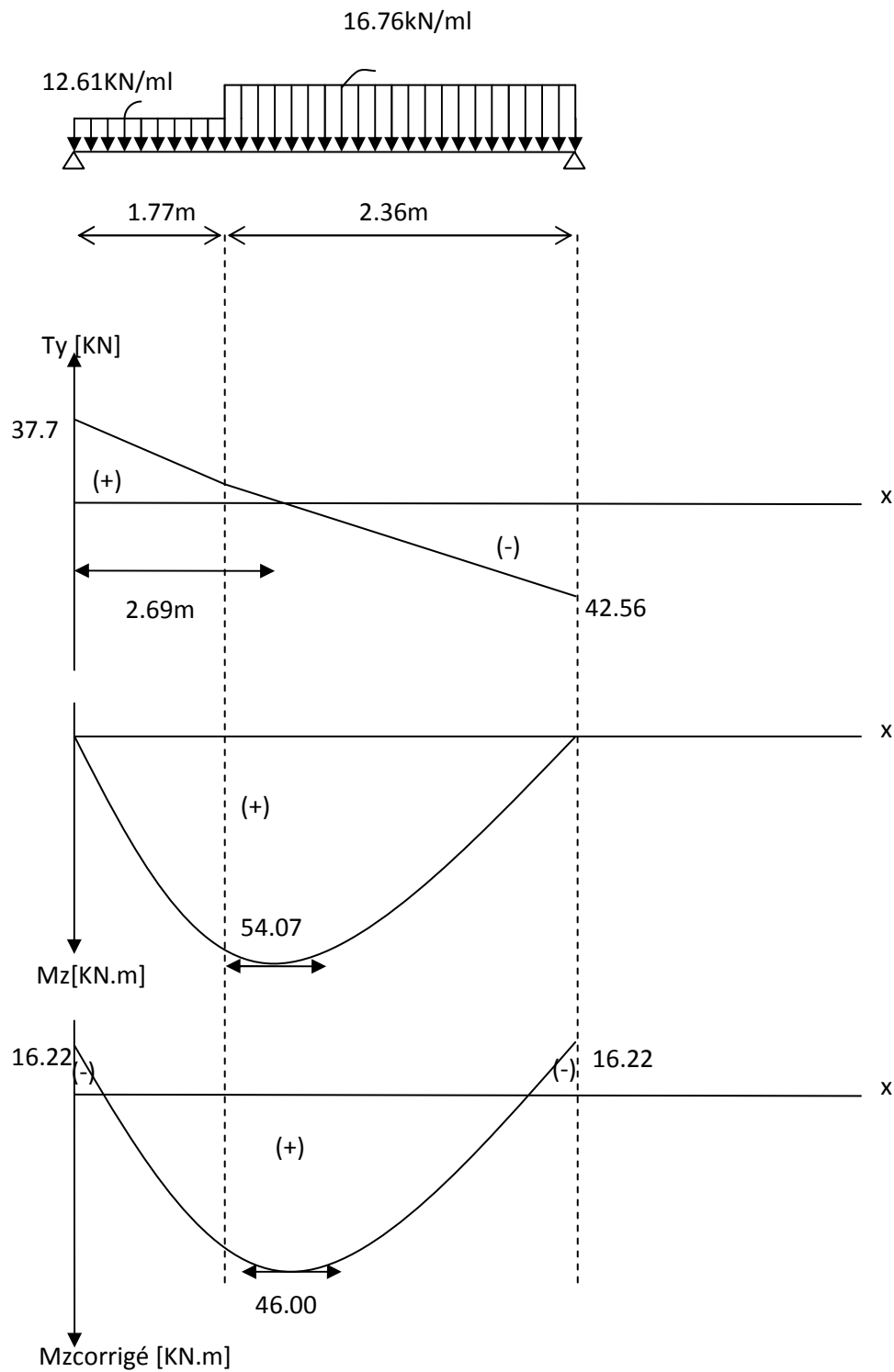
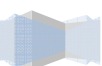
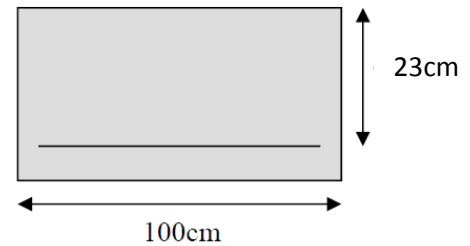


Fig. III.5.2.4 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.U



c) Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul se fera sur une bande d'un mètre de largeur.



- **En travée :**

-Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_t = \frac{46 \times 10^3}{100 \times (23)^2 \times 14,2} = 0,0611$$

$\mu_t = 0,0611 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_t = 0,0611 \Rightarrow \beta = 0,9685$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_t = \frac{46 \times 10^3}{0,9685 \times 23 \times 348} = 5,93 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : **$A_t = 4\text{HA}14$** tel que $A_t = 6,15 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

- Armatures de répartition :

$$A_{rt} = A_t / 4 = 6,15 / 4 = 1,537 \text{ cm}^2$$

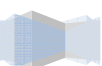
Armatures choisies : **$A_{rt} = 4\text{HA}8$** tel que $A_{ra} = 2,01 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

- Armatures principales :

- **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{16,22 \times 10^3}{100 \times (23)^2 \times 14,2} = 0,0215$$



$\mu_a = 0,0215 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$\mu_a = 0,0215 \Rightarrow \beta = 0,9895$ (du tableau).

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_a = \frac{16,22 \times 10^3}{0,9895 \times 23 \times 348} = 2,04 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : **A_a = 4HA10** tel que $A_a = 3.14 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

- **Armatures de répartition :**

$$A_{ra} = A_a / 4 = 3.14 / 4 = 0.785 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : **A_{ra} = 4HA8** tel que $A_{ra} = 2.01 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

d) Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** [BAEL 91 article A.4.2-1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 2,77 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 2,77 \text{ cm}^2 < (A_a ; A_t) = (3.14 ; 6.15) \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée aux appuis et en travée.

- **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :** $S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Armatures de répartition :** $S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

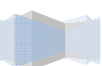
- **Vérification de l'effort tranchant :** [BAEL 91 article A.5.1-2]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{42.56 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0,185 \text{ Mpa}$$

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries, les fissurations sont donc considérées comme étant peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 3,3 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,185 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.



- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :** [BAEL 91 article A.6.1-3]

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 1,0 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{42,56 \times 10}{0,9 \times 230 \times 12,56} = 1,63 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,63 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- **Ancrage des barres aux appuis :** [BAEL 91 article A.6.1-2-1]

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

- *Longueur de scellement droit :* (aux appuis et en travée)

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

$$L_s = \frac{400 \times 1,0}{4 \times 3,15} = 31,74 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 35 \text{ cm}$.

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur L_a car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur de la poutre ($b = 25 \text{ cm}$) dans laquelle l'armature sera ancrée.

- *Longueur d'ancrage :* (Article A.6.1-2-5-3 du BAEL91 modifié 99).

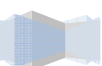
$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :** [BAEL 91 article A.5.1-3-2-1]

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 230 \times 100}{1,5} = 1380 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 42,56 \text{ KN} < \bar{T}_u = 1380 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$



- *Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :*

$$A_u \leq 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_u = T_u^{\max} / \sigma_s = (43,48 \times 10) / 348 = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1,25 \text{ cm}^2 \leq 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

III.2.4 Calcul à l'ELS :

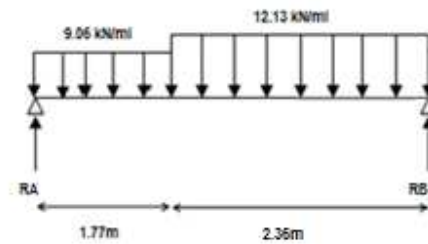


Fig. III.5.3.5 : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELS.

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_{/y} = 0 \Rightarrow 1,77 q_{s1} + 3,46 q_{s2} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 9,06 \times 1,77 + 12,13 \times 3,46 = 58 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{/A} = 0$$

$$\Rightarrow 5,23 R_B = 3,46 q_{s2} [(3,46/2) + 1,77] + (1,77)^2 q_{s1} / 2$$

$$\Rightarrow R_B = 161,1 / 5,23$$

$$R_B = 30,8 \text{ kN}$$

$$R_A = 58 - 30,8 = 27,2 \text{ kN}$$

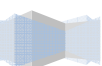
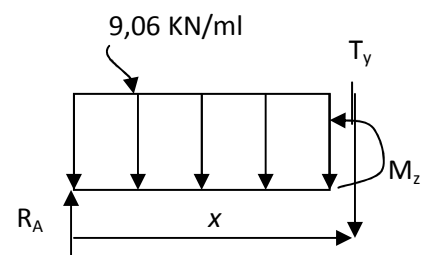
$$R_A = 27,2 \text{ kN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Cas 1 : $0 \leq x \leq 1,77 \text{ m}$

$$\Sigma F_{/y} = 0 \Rightarrow T(x) = -(q_{s1} \times x) + R_A$$

$$\blacksquare \quad x = 0 \quad \rightarrow T(x=0) = R_A = 27,2 \text{ kN}$$

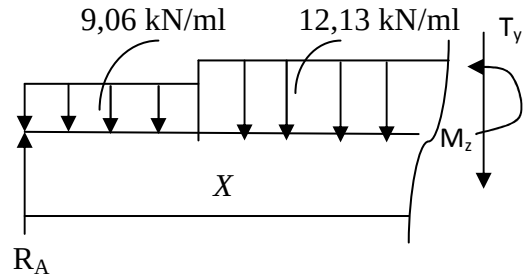


- $x = 1,77 \rightarrow T(x=1,77) = -(9,06 \times 1,77) + 27,2 = 11,16 \text{ kN}$

$$\Sigma M_G = 0 \Rightarrow M_z = -q_{s1} \times (x^2/2) + R_A \times x$$

- $x = 0 \rightarrow M_z(x=0) = 0$
- $x = 1,77 \rightarrow M_z(x=1,77) = -9,06 \times (1,77)^2 / 2 + 27,2 \times 1,77 = 33,95 \text{ kN.m}$

Cas 2 : $1,77 \text{ m} \leq x \leq 5,23 \text{ m}$



$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow T(x) = q_{s2} \times (x - 1,77) + (q_{s1} \times 1,77) - R_A$$

- $x = 1,77 \rightarrow T(x=1,77) = (9,06 \times 1,77) - 27,2 = 11,17 \text{ kN}$
- $x = 5,23 \rightarrow T(x=5,23) = -12,13 \times (5,23 - 1,77) - (9,06 \times 1,77) + 27,2 = 23,89 \text{ kN}$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,69 \text{ m} \quad 1,77 \text{ m} \leq x = 2,69 \text{ m} \leq 5,23 \text{ m}$$

$$\Sigma M_G = 0 \Rightarrow M_z = R_A \times x - 1,77 q_{s1} \times [x - (1,77/2)] - q_{s2} \times [(x - 1,77)^2/2]$$

- $x = 1,77 \rightarrow M_z(x=1,77) = 33,93 \text{ kN.m}$
- $x = 5,23 \rightarrow M_z(x=5,23) = 0 \text{ kN.m}$

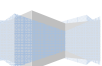
$$M_s^{\max} = M_z(x=2,69) = 39,04 \text{ kN.m}$$

En tenant compte des semi-encastremements aux extrémités, on apporte une correction au moment $M_s^{\max}$ au niveau des appuis A et B ainsi qu'en travée :

Appui A : $M_{sa} = -0,3 M_s^{\max} = -0,3 \times 39,04 = -11,71 \text{ kN.m}$

Appui B : $M_{sb} = -0,3 M_s^{\max} = -0,3 \times 39,04 = -11,71 \text{ kN.m}$

En travée : $M_{st} = 0,85 M_s^{\max} = 0,85 \times 39,04 = 33,18 \text{ kN.m}$



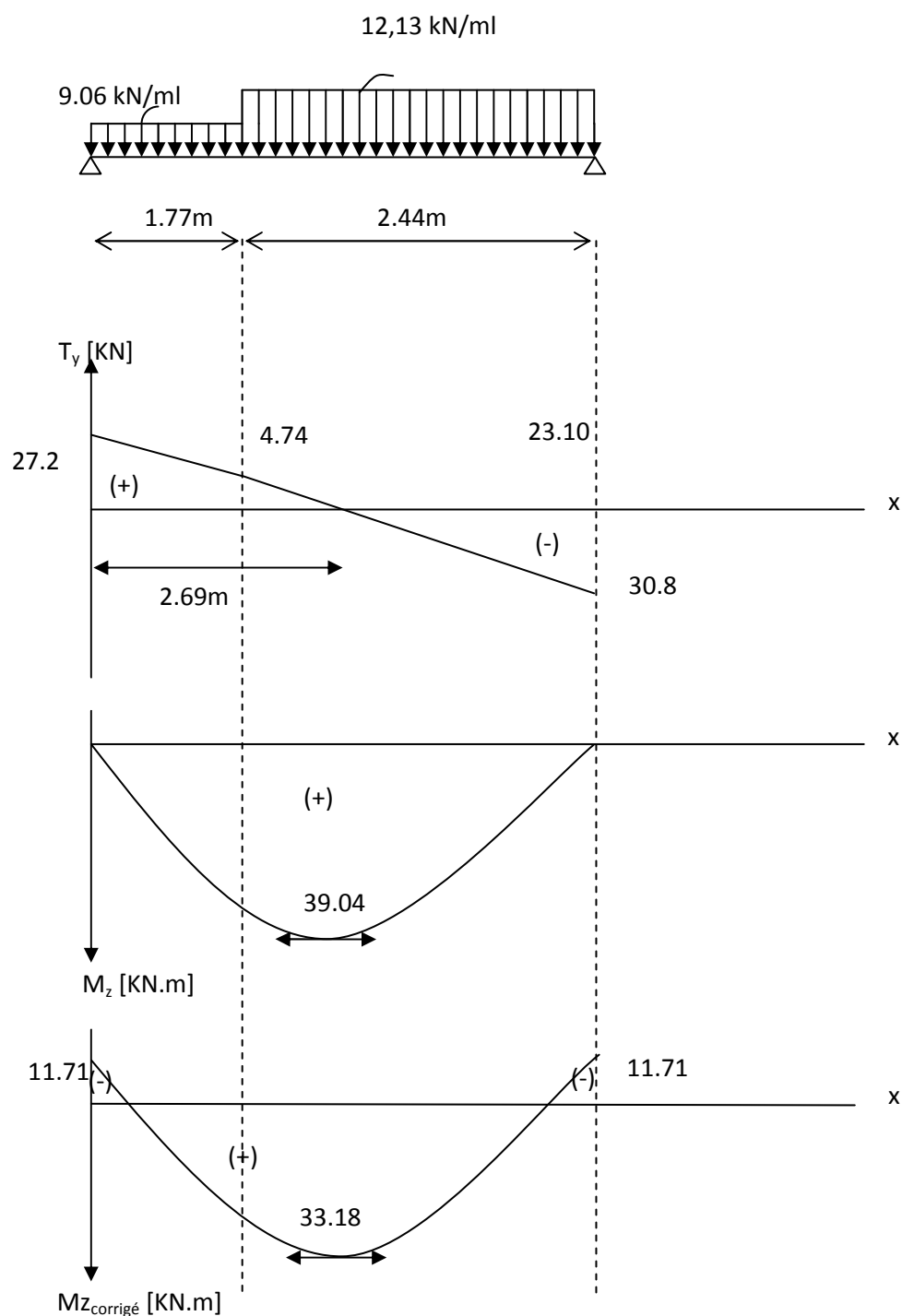
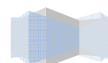


Fig. III.5.3.5 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.S



c) Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissurations :** [BAEL 91 article A.5.3-4]

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- **En travée : $M_{st} = 33.18 \text{ kN.m}$; $A_t = 6,15 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \times 6,15}{100 \times 23} = 0,267$$

$$\rho_1 = 0,267 \Rightarrow \beta_1 = 0,9185$$

$$k_1 = 46,31$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A_t \beta_1 d} = \frac{33,18 \times 10^3}{6,15 \times 0,9185 \times 23} = 255,38 \text{ Mpa}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 255,38 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 5,51 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

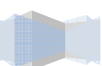
- **Aux appuis : $M_{sa} = 11,71 \text{ kN.m}$; $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 23} = 0,136$$

$$\rho_1 = 0,136 \Rightarrow \beta_1 = 0,9395$$

$$k_1 = 67,65$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{A_a \beta_1 d} = \frac{11,71 \times 10^3}{3,14 \times 0,9395 \times 23} = 172,58 \text{ Mpa}$$



- **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = 172.58 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 2,55 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche (état limite de déformation) :** (Article B.6.5-2 du BAEL91 modifié 99).

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

1. $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{\ell} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$
3. $\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$\Rightarrow$ On passe à la vérification de la flèche car les trois conditions ne sont pas toutes vérifiées, il faut donc vérifier que :

$$f = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{523}{500} = 1,04 \text{ cm}$$

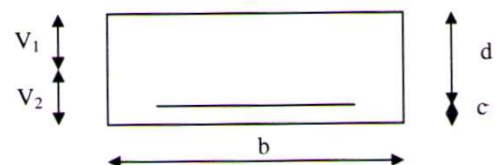
Avec :

f : Flèche due aux charges instantanées.

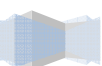
E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,9 \text{ MPa}$).

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

$$M_s = 33.18 \text{ kN.m}$$



- **Position de l'axe neutre :**



$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{50 \times 25^2 + 15 \times 6,15 \times 23}{100 \times 23 + 15 \times 6,15}$$

$S /_{xx}$: Moment statique.

B_0 : Aire de la section homogénéisée.

$$V_1 = 12,87 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - V_1 = 12,12 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_t (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (12,87^3 + 12,12^3) + 15 \times 6,15 \times (12,12 - 2)^2$$

$$I_{fv} = 139851,29 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{33,18 \times (5230)^2}{10818,9 \times 139851,29 \times 10^4} = 5,99 \text{ mm} = 0,6 \text{ cm}$$

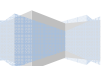
$f = 0,6 \text{ cm} < \bar{f} = 1,04 \text{ cm} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, la flèche est admissible.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Remarque :

Pour le ferrailage des escaliers balancer on adoptera le même que les escalier du RDC



III.2 Calcul des planchers :

1 Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismique d'ensemble, contrairement aux poteaux, poutre et aux voiles ; donc on peut les calculer séparément sous l'effet des charge qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL91 modifié 99 et le RPA version 2003.

2. Plancher à corps creux :

Les planchers de notre structure sont en corps creux d'épaisseur (16+4) cm. Ils sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles, elles assurent la fonction de portance, leurs entre axe est de 65cm.
- d'un remplissage du corps creux réalisé en béton armé.

A) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, armée d'un treillis soudé. La dalle doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles, et 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

❖ Calcul des armatures :

➤ Armatures perpendiculaire aux poutrelles :

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

Avec L : entre axe des poutrelles en [cm]

$50 < L = 65 \text{ cm} < 80$

f_e : limite d'élasticité de l'acier

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$A_{\perp} \geq 0.5 \text{ cm}^2$ par mètre de nervure

Soit : **6T6 = 1.7 cm²** avec un espacement **St = 15 cm**

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$A_{//} = A/2 = 1.7/2 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit : **6T6 = 1.7 cm²** avec un espacement **St = 15 cm**

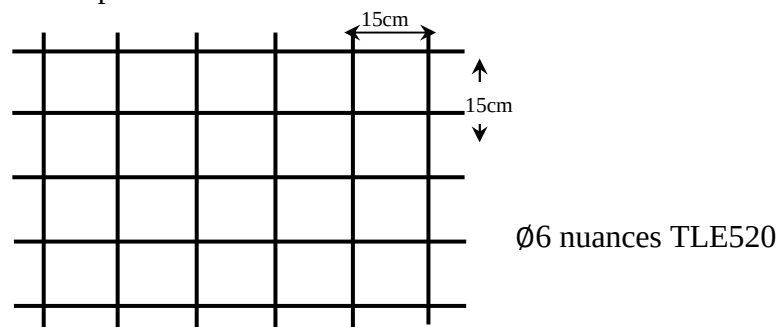
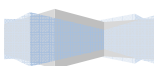


Fig1 Treillis soudé 150x150



B) Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles successives. Leur calcul est généralement fait en deux étapes.

Etape1 : Avant coulage :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 kN/m^2 et celui de l'ouvrier.

a) Chargement :

- Poids propre de la poutrelle :

$$G1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$$

- Poids du corps creux :

$$G1 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$$

- Poids total :

$$G_{tot} = G1 + G2 = 0.74 \text{ kN/ml}$$

- Surcharge de l'ouvrier

$$Q = 1 \text{ kN/m}$$

Le but du calcul de la poutrelle avant coulage est de déterminer si la poutrelle peut se suffire à elle même. Dans le cas contraire il faudrait prévoir des étais qui ont pour rôle de la conforter et serviront d'appuis intermédiaire.

b) Calcul a l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

1. Combinaison de charge :

$$Qu = 1.35G + 1.5Q$$

$$Qu = 1.35 \cdot 0.74 + 1.5 \cdot 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

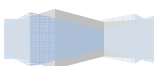
2. Calcul du moment en travée :

$$L = 3.7 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.7^2}{8} = 4.28 \text{ kN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{Q_u L}{2} = \frac{2.5 \times 3.7}{2} = 4.62 \text{ kN}$$



- **Calcul de la section d'armature :**

$B=12 \text{ cm}$, $h=4\text{cm}$, $c=2\text{cm}$, $d=2\text{cm}$.

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

Avec $f_{bc} = 14.7 \text{ MPA}$

$$\mu = \frac{4.28 \cdot 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 6.28 \gg \mu_{adm} = 0.392$$

D'où $\rightarrow$ la section est doublement armée.

Remarque :

Comme la section du béton de la poutrelle est trop faible ($12 \times 4 \text{ cm}^2$) et pour respecter le pourcentage minimal des aciers dans une section en béton armé, on ne peut pas disposer des armatures comprimées. Cependant, il est nécessaire de prévoir un échafaudage sur lequel reposeront les poutrelles.

Etape2 : Après coulage de dalle :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue de section en T. Elle est simplement appuyée sur les appuis intermédiaires et partiellement encastrée sur les appuis de rive.

Après coulage, la poutrelle aura les caractéristiques géométriques décrites sur le schéma suivant :

a) Détermination de la largeur de la table de compression (BAEL91/Art A.4.1, 3)

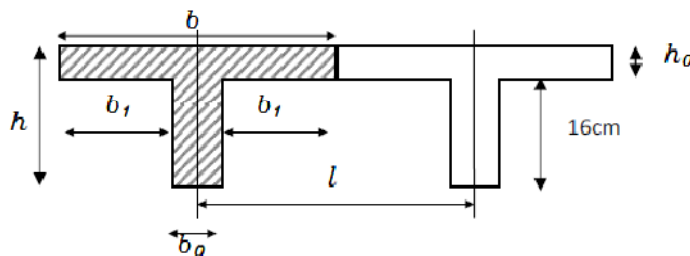


Fig .2 Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

h : Hauteur de la poutrelle ($16+4$).

h_0 : Hauteur de la table de compression.

b_0 : Largeur de la nervure.

$$b_1 \leq \left\{ \frac{l}{10}; \frac{l_0}{2}; 8h_0 \right\}$$

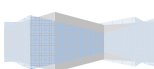
Avec : l_0 : distance entre axe des poutrelles $l_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$

l : Portée libre entre nus $l = 325 \text{ cm}$

D'où $b_1 \leq \min \{26.5, 32.5, 32\}$

$b_1 = 26.5 \text{ cm}$

$b = 2 b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$



3. calcul du plancher à usage d'habitation :

a) Chargement :

La poutrelle sera soumise aux charges suivantes :

Charge permanente : $G = 5.28 \times 0.65 = 3.43 \text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

b) combinaison de charge :

1. ELU

$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.09 \text{ kN/ml}$

2. ELS

$Q_s = G + Q = 4.405 \text{ kN/ml}$

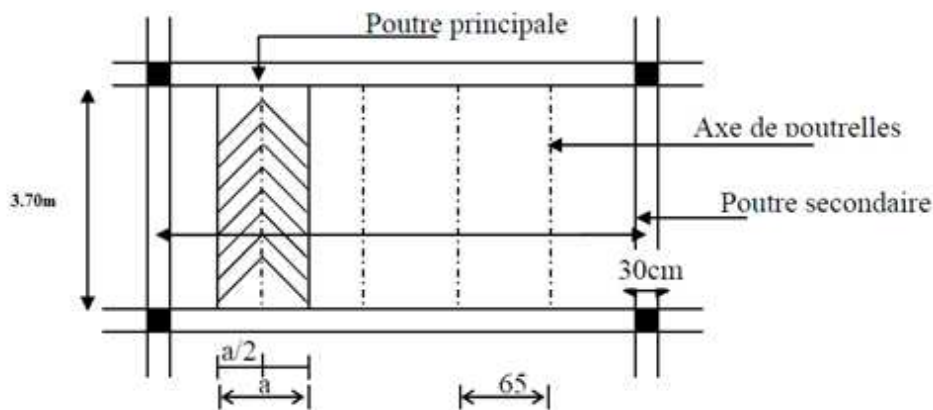


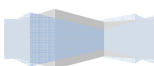
Fig.III.3: surface revenant aux poutrelles

c) Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

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

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



d) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m².

$Q = 1.5 \leq \max \{2G; 5 \text{ KN /ml}\} = 10.56 \text{ KN} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées $\Rightarrow$ la condition est vérifiée.

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée pour ce cas de poutrelle

e) Conclusion :

La condition numéro 03 n'étant pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Donc le calcul se fera à l'aide la méthode des trois moments.

f) Exposition de la méthode des trois moments :

C'est un cas particulier de la méthode des forces, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaire. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaire pour obtenir une succession de poutre isostatiques de longueur respectives l_i et l_{i+1} .

Chaque travée est étudiée indépendamment.

Les expressions de cette méthode sont données par les équations suivantes :

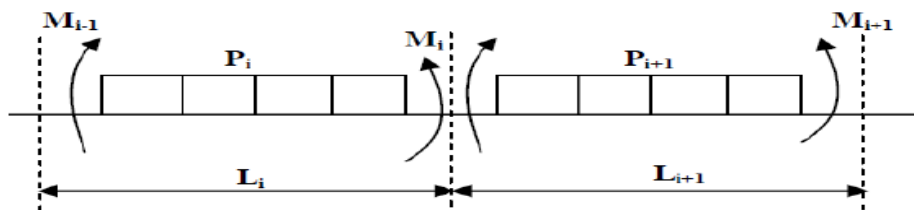
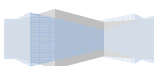


Fig.4 : Méthode des trois moments

III.2.1.2.1 Calcul a l'ELU :

On fera deux calculs distincts :

- Pour les poutrelles a cinq travées.
- Pour les poutrelles a quatre travées.



❖ poutrelles à quatre travées :

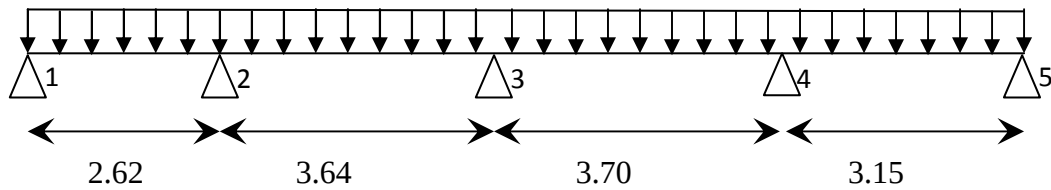


Fig.5 : Schéma statique de la poutrelle

1) Calcul des moments aux appuis :

➤ Pour l'appui :

$$M_{i-1} \times l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = - \left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$

➤ Pour la travée :

$$M(x) = \frac{q_l}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i}$$

Avec :

M_{i-1} ; M_i ; M_{i+1} sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis : $i-1$; i ; $i+1$.

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

La méthode des trois moments nous donne le système d'équations suivant :

- $i=1$ $5.24M_1 + 2.62M_2 = -27.38 \dots \dots \dots (1)$
- $i=2$ $2.62M_1 + 12.52M_2 + 3.64M_3 = -100.81 \dots \dots \dots (2)$
- $i=3$ $3.64M_2 + 14.68M_3 + 3.70M_4 = -150.55 \dots \dots \dots (3)$
- $i=4$ $3.7M_3 + 13.7M_4 + 3.15M_5 = -124.71 \dots \dots \dots (4)$
- $i=5$ $3.15M_4 + 6.3M_5 = -47.59 \dots \dots \dots (5)$

La résolution de ce système d'équations nous donne les moments sur appuis :

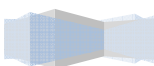
$$M1 = -2.54 \text{ kN. ml}$$

$$M2 = -5.37 \text{ kN. ml}$$

$$M3 = -7.39 \text{ kN. ml}$$

$$M4 = -6.07 \text{ kN. ml}$$

$$M5 = -4.52 \text{ kN. ml}$$



2) Calcul des moments en travées :

$$M(x) = \frac{q_l}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i}$$

X : est la position du moment maximal.

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \times l}$$

N° travée	L(m)	(kN/ml)	(kN.ml)	M_{i+} (kN.ml)	x(m)	Mm (kN.ml)
1-2	2.62	6.09	-2.54	-5.37	1.13	1.37
2-3	3.64	6.09	-5.37	-7.39	1.73	3.73
3-4	3.70	6.09	-7.39	-6.07	1.91	3.70
4-5	3.15	6.09	-6.07	-4.52	1.65	3.02

Tableau III.1.1: calcul moments

Remarque :

Les moments calculés par la méthode des 3 moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de $\frac{1}{3}$ pour les moments en travées.
- Diminution de $\frac{1}{3}$ pour les moments sur appuis.

N° travée	L(m)	(kN/ml)	(kN.ml)	M_{i+} (kN.ml)	x(m)	Mm (kN.ml)
1-2	2.62	6.09	-1.69	-3.58	1.19	2.63
2-3	3.64	6.09	-3.58	-4.93	1.76	5.85
3-4	3.70	6.09	-4.93	-4.05	1.89	5.93
4-5	3.15	6.09	-4.05	-3.01	1.63	4.03

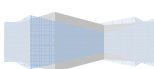
Tableau.III.1.2: moments corrigés

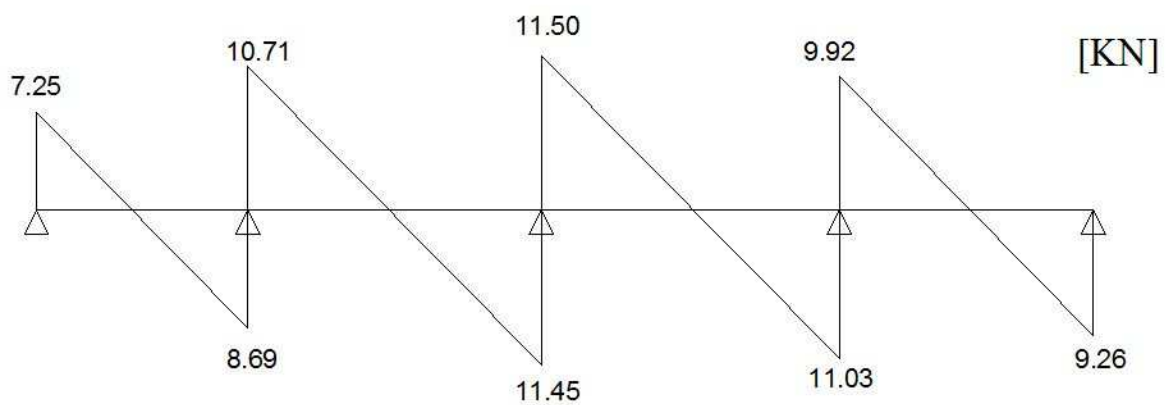
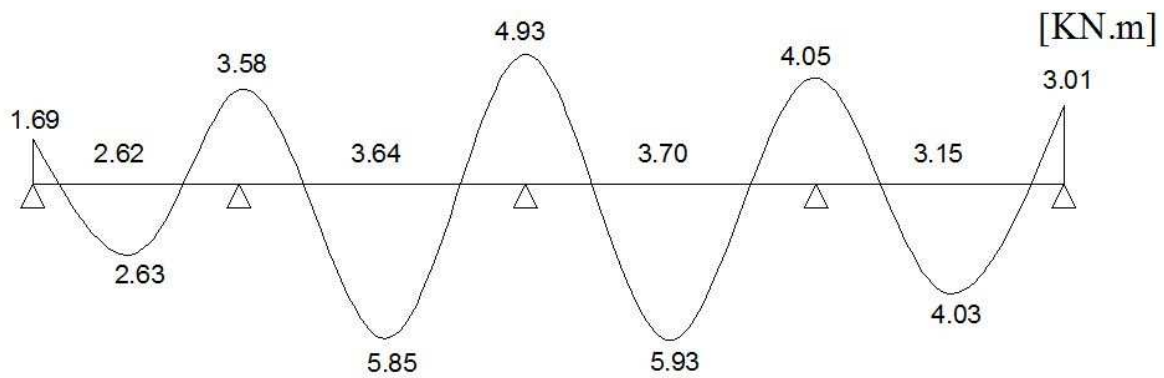
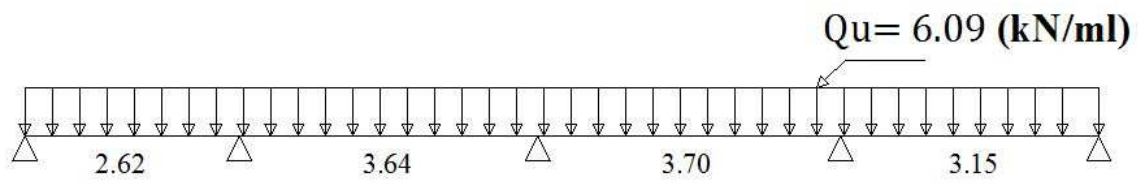
3) Calcul des efforts tranchant :

$$T(x) = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

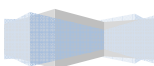
N° travée	L(m)	(kN/ml)	(kN.ml)	M_{i+} (kN.ml)	(kN)	T_{i+1} (kN)
1-2	2.62	6.09	-1.69	-3.58	7.25	-8.69
2-3	3.64	6.09	-3.58	-4.93	10.71	-11.45
3-4	3.70	6.09	-4.93	-4.05	11.50	-11.03
4-5	3.15	6.09	-4.05	-3.01	9.92	-9.26

Tableau.III.1.3 : effort tranchants





×



❖ poutrelles à cinq travées :

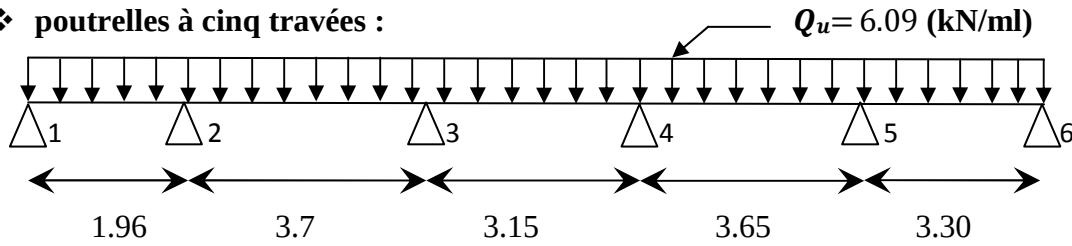


Fig.6 : Schéma statique de la poutrelle

1) Calcul des moments aux appuis :

➤ Pour l'appui :

$$M_{i-1} \times l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = - \left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$

➤ Pour la travée :

$$M(x) = \frac{q_l}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i}$$

Avec :

M_{i-1} ; M_i ; M_{i+1} sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis : $i-1$; i ; $i+1$.

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

La méthode des trois moments nous donne le système d'équations suivant :

- $i=1$ $3.92M_1 + 1.96M_2 = -11.46 \dots \dots \dots (1)$
- $i=2$ $1.96M_1 + 11.32M_2 + 3.70M_3 = -88.58 \dots \dots \dots (2)$
- $i=3$ $3.70M_2 + 19.70M_3 + 3.15M_4 = -124.71 \dots \dots \dots (3)$
- $i=4$ $3.15M_3 + 13.60M_4 + 3.65M_5 = -121.62 \dots \dots \dots (4)$
- $i=5$ $3.65M_4 + 13.90M_5 + 3.30M_6 = -128.75 \dots \dots \dots (5)$
- $i=6$ $3.30M_5 + 6.6M_6 = -54.71 \dots \dots \dots (5)$

La résolution de ce système d'équations nous donne les moments sur appuis :

$$M_1 = -0.03 \text{ kN. ml}$$

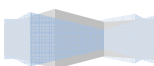
$$M_2 = -5.79 \text{ kN. ml}$$

$$M_3 = -6.22 \text{ kN. ml}$$

$$M_4 = -5.74 \text{ kN. ml}$$

$$M_5 = -6.57 \text{ kN. ml}$$

$$M_6 = -5.01 \text{ kN. ml}$$



2) Calcul des moments en travées :

$$M(x) = \frac{q_l}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i}$$

X : est la position du moment maximal.

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \times l}$$

N° travée	L(m)	(kN/ml)	(kN.ml)	M_{i+} (kN.ml)	x(m)	Mm (kN.ml)
1-2	1.96	6.09	-0.03	-5.79	0.5	0.72
2-3	3.70	6.09	-5.79	-6.22	1.83	4.31
3-4	3.15	6.09	-6.22	-5.74	1.60	1.57
4-5	3.65	6.09	-5.74	-6.57	1.79	3.98
5-6	3.3	6.09	-6.57	-5.01	1.73	2.51

Tableau III.1.4: calcul moments

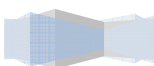
Remarque :

Les moments calculés par la méthode des 3 moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de $\frac{1}{3}$ pour les moments en travées.
- Diminution de $\frac{1}{3}$ pour les moments sur appuis.

N° travée	L(m)	(kN/ml)	(kN.ml)	M_{i+} (kN.ml)	x(m)	Mm (kN.ml)
1-2	1.96	6.09	-0.02	-3.86	0.66	1.29
2-3	3.70	6.09	-3.86	-4.15	1.84	6.36
3-4	3.15	6.09	-4.15	-3.82	1.59	3.57
4-5	3.65	6.09	-3.82	-4.38	1.80	6.04
5-6	3.3	6.09	-4.38	-3.34	1.70	4.44

Tableau III.1.5: moments corrigés

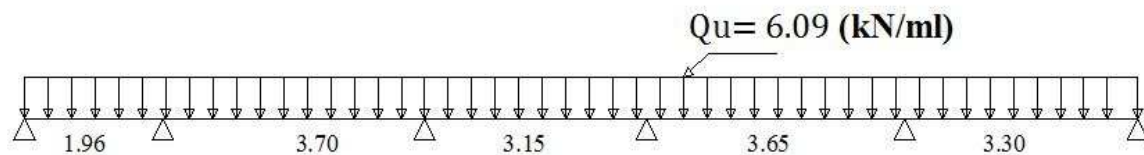
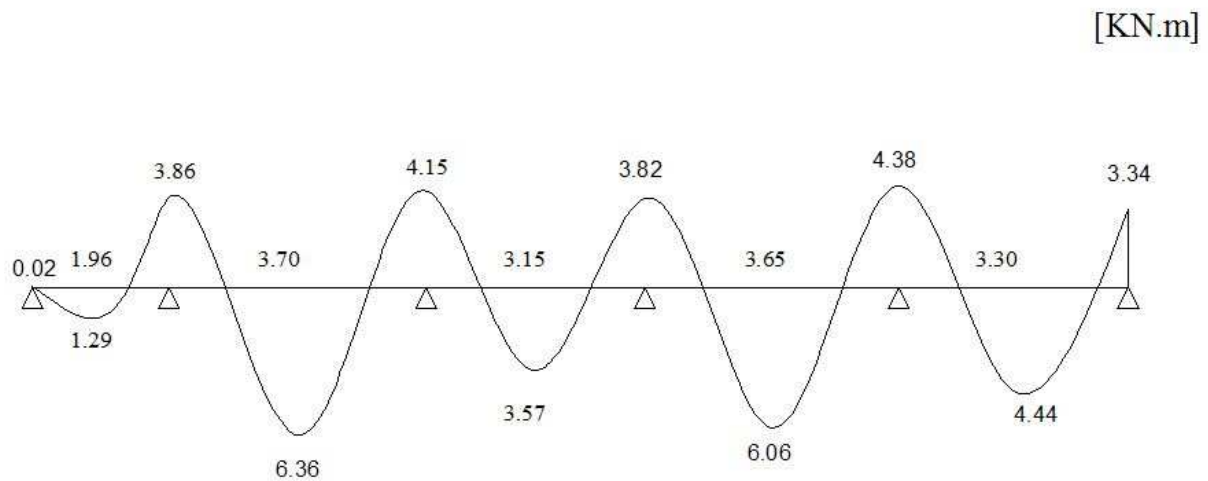
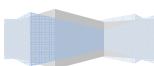


3) Calcul des efforts tranchant :

$$T(x) = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

N° travée	L(m)	(kN/ml)	(kN.ml)	$M_{i+1}(\text{kN.ml})$	(kN)	$T_{i+1}(\text{kN})$
1-2	1.96	6.09	-0.02	-3.86	4.01	-7.93
2-3	3.70	6.09	-3.86	-4.15	11.19	-11.34
3-4	3.15	6.09	-4.15	-3.82	9.70	-9.49
4-5	3.65	6.09	-3.82	-4.38	10.96	-11.27
5-6	3.3	6.09	-4.38	-3.34	10.36	-9.73

Tableau III.1.6: effort tranchants

*Schéma statique de la poutrelle**Diagramme des moments fléchissant*

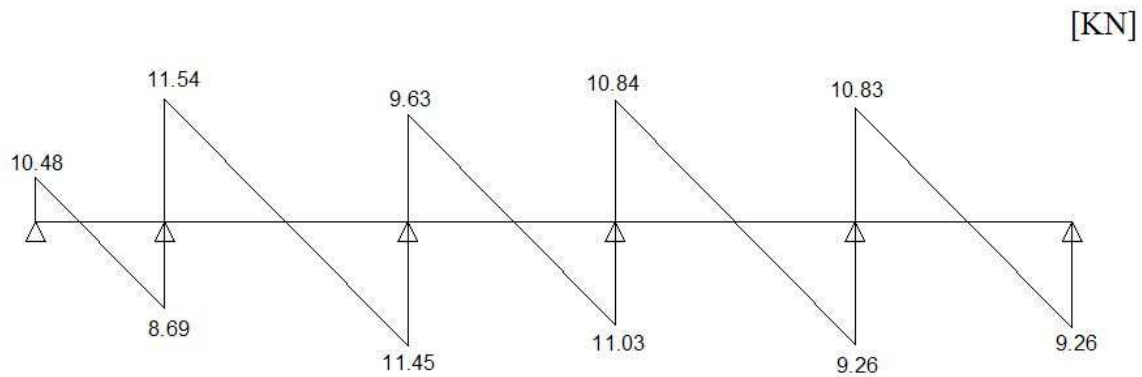


Diagramme des efforts tranchants

❖ poutrelles à quatre travées :

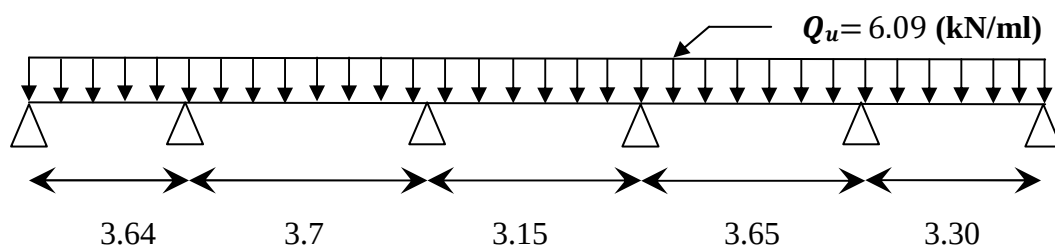


Fig.7 : Schéma statique de la poutrelle

➤ Pour l'appui :

$$M_{i-1} \times l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = - \left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$

➤ Pour la travée :

$$M(x) = \frac{q_l}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i}$$

Avec :

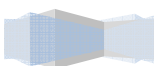
M_{i-1} ; M_i ; M_{i+1} sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis : $i-1$; i ; $i+1$.

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.



Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m².

$Q = 1.5 \leq \max\{2G; 5 \text{ KN /ml}\} = 10.56 \text{ KN} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées $\Rightarrow$ la condition est vérifiée.

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

Principe de la méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées 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.

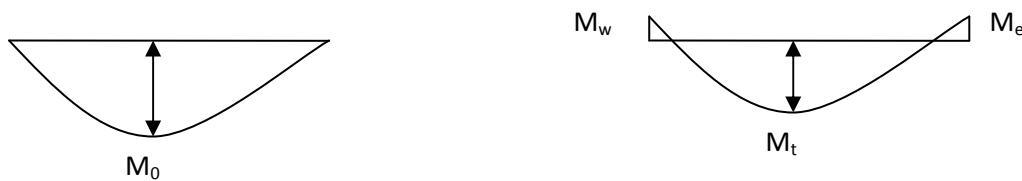


Fig.8 : Diagramme des moments (principe de la méthode Forfaitaire)

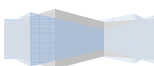
III.2.3.4.Exposé de la méthode :

-le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q=0 \mapsto \alpha=0$ et pour $Q=2G \mapsto \alpha=2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$



Avec L : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie

M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement

$-M_t$: moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

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

- $0,6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0,3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 6 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

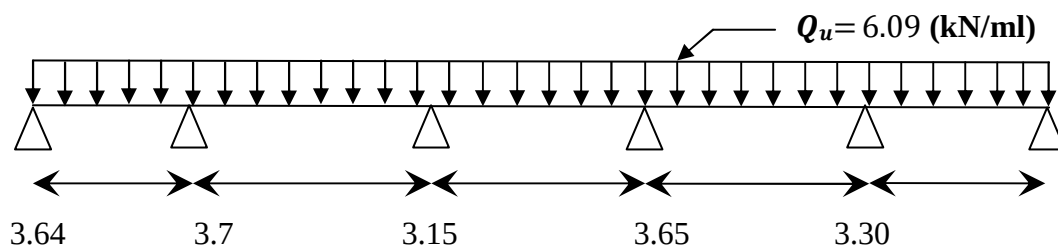
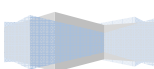


Fig.9 : Schéma statique



III.2.3.5. calcul des coefficients :

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0,22 \quad \Rightarrow \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0,22$

$$1 + 0,3\alpha = 1,066$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,533$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,633$$

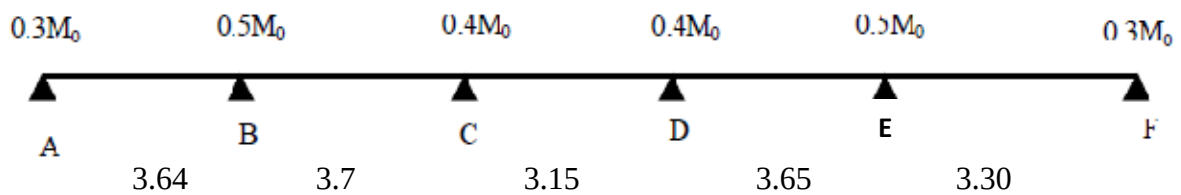
c. Calcul des moments isostatiques

Fig.10 : Schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L(m)	3.64	3.7	3.15	3.65	3.30
M ₀	10.09	10.42	7.55	10.14	8.29

d. Calcul des moments sur appuis

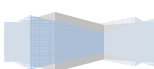
Appui	A	B	C	D	E	F
β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.5	0.3
M ₀	3.03	5.21	4.17	4.06	5.07	2.49

e. Calcul des moments en travées

Travée de rive :

$$1) \quad M_t + \frac{M_w + M_s}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \quad \text{et} \quad (1 + 0,3\alpha)M_0 \geq 1,05M_0$$

$$2) \quad M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$$



Travée intermédiaire

$$1) \quad M_r + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \quad \text{et} \quad (1 + 0,3\alpha)M_0 \geq 1,05M_0$$

$$2) \quad M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0$$

f. Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) - q_u \cdot x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad (M_{i+1} \text{ et } M_i \text{ en valeurs algébriques})$$

avec : $T(x)$: effort tranchant dans la section d'abscisse x .

$$\theta(x) = \frac{q_u \cdot L_i}{2} : \text{effort tranchant isostatique.}$$

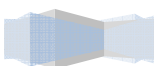
Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	10.09	3.03	5.21	6.39	10.48	-11.68
B-C	10.42	5.21	4.17	6.42	11.54	-10.98
C-D	7.55	4.17	4.06	4.02	9.63	-9.56
D-E	10.14	4.06	5.07	6.24	10.84	-11.39
E-F	8.29	5.07	2.49	5.25	10.83	-9.27

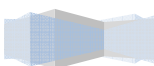
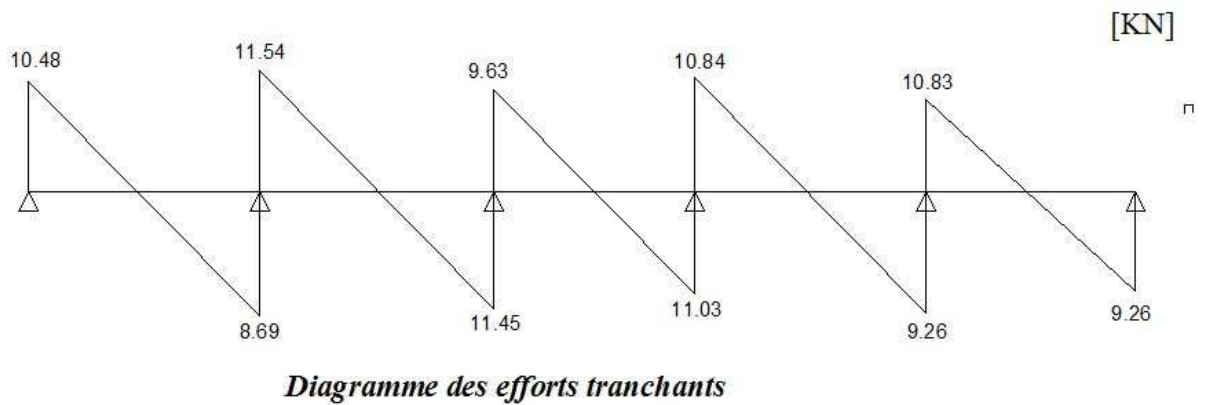
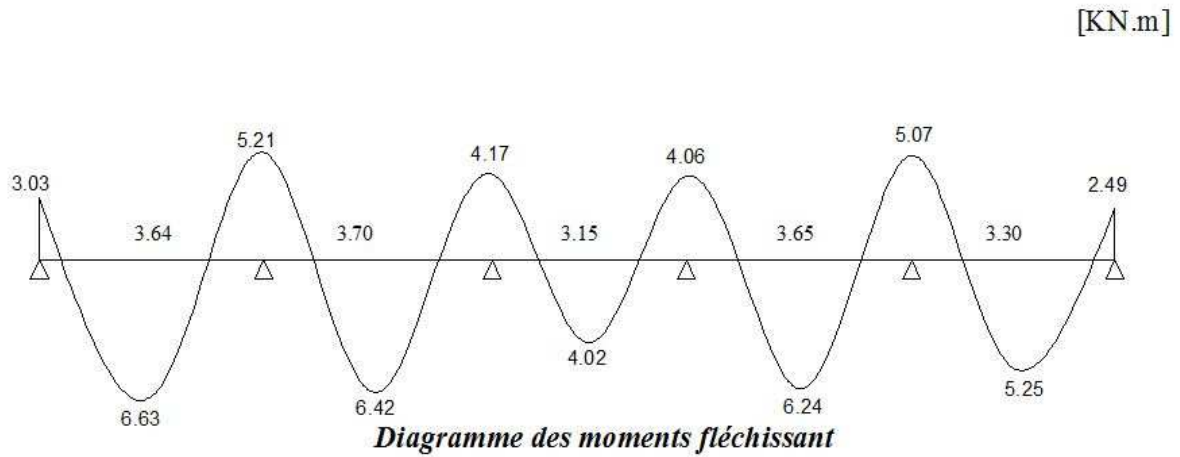
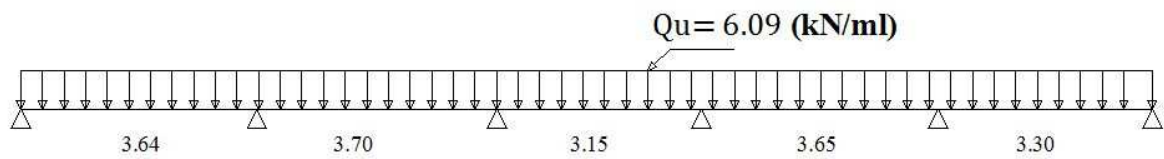
Tableau III.1.7: Resultats

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison » c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

- M_w et M_e respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite et M_t le moment maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.



g. Diagrammes des efforts internes à l' ELU



📊 Évaluation des efforts internes maximaux à l'ELU:

Les résultats trouvés sont récapitulés dans le tableau suivant:

Type	Appuis	Efforts tranchants(KN)		Moments sur appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
I	1	7.25	/	-1.69	2.63
	2	10.71	-8.69	-3.58	5.85
	3	11.50	-11.45	-4.93	5.93
	4	9.92	-11.03	-4.05	4.03
	5	/	-9.26	-3.01	
II	1	10.48	/	-3.03	6.63
	2	11.54	-11.68	-5.21	6.42
	3	9.63	-10.98	-4.17	4.02
	4	10.84	-9.56	-4.06	6.24
	5	10.83	-11.39	-5.07	5.24
	6	/	-9.27	-2.49	
III	1	4.01	/	-0.02	1.29
	2	10.19	-7.93	-3.86	6.36
	3	9.70	-11.34	-4.15	3.57
	4	10.96	-9.49	-3.82	6.04
	5	10.36	-11.27	-4.38	4.44
	6	/	-9.73	-3.34	

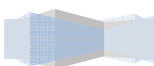
Tableau des efforts internes

Conclusion :

$$M_{ut}^{max} = 6.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua}^{max} = 5.21 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{max} = 11.68 \text{ KN.m}$$



III.2.1.2.2 Calcul des armatures :

Le calcul se fait avec les moments max en travée et sur appuis.

a) Armatures longitudinales :**➤ En travée**

Moment max en travée

$$M_{ut}^{max} = 6.63 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression:

$$M_0 = b \times h \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad \text{Avec } f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut}^{max} = 6.63 \text{ KN.m} < M_{ut}^{max} = 59.072 \text{ KN.m}$$

⇒ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le calcul se fera comme pour une section rectangulaire de (b x h) cm².

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.63 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu_{adm} = 0.392$$

→ Donc la section est simplement armée

$$\mu = 0.022 \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.63 \times 10^5}{0.989 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

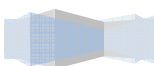
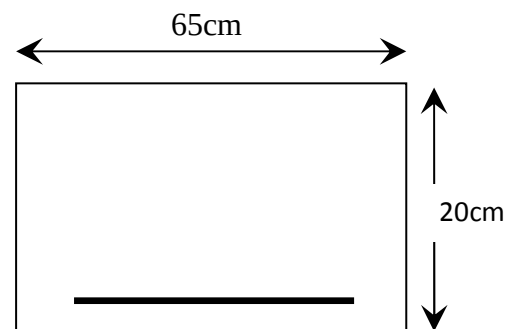
➤ Aux appuis :

$$M_{ua}^{max} = 5.21 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b₀ x h) cm²

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.21 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.094$$

$$\mu = 0.094 < \mu_{adm} = 0.392$$



→ Donc la section est simplement armée

$$\mu = 0.094 \rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta_d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.21 \cdot 10^5}{0.951 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.875 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

 Diamètre :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par: (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{Lmax}; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}; 1.2; \frac{12}{10} \right) = 0.57 \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de 08

$$\text{Avec } A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

 Espacement des cadres : (BAEL91/Art A.5.1,22)

$$S_t \leq \min \{0.9d, 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{16.2, 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

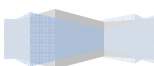
$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Conclusion :

$$\text{En travée : } 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armatures transversales : } 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$$



III.2.1.4 Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91)**

Par définition, une section tendue ou fléchie considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée, entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchie, de largeur (b) armée d'une section (A_s) cette condition s'exprime par :

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

1/ Aux appuis :

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{b d f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2/ En travée :

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{b d f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (art A.5.1.1 BAEL/91)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle τ_u .

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) [\text{Mpa}]$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{3.33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa}\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = \frac{11.68 \times 10}{18 \times 12} = 0.541 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.541 \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(art A.5.1.31 BARL/91)**➤ Sur le béton :**

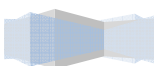
$$T_u^{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0 \quad \text{avec} \quad \alpha = 0.9d$$

$$T_u^{max} \leq 0.4 \frac{25}{\gamma_b} 0.9 \times 180 \times 120 = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 11.68 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} + \frac{M_a^{max}}{0.9d} \right) = -0.58 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{Les armatures calculées sont suffisantes}$$



d) Ancrage des barres : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)**Ancrage rectiligne :**

Les barres rectilignes de diamètre $\emptyset$ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s ; dite longueur de scellement droit.

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec : τ_{su} : contrainte d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28}, \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$\psi_s = 1.5$ Pour les HA (coefficient de scellement)

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa} . \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa et } f_e 400;$$

$$L_s = \frac{1400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 40 \text{ cm}$

Et : $L_c = 0.4 \times L_s = 16 \text{ cm}$ L_c : longueur des crochets normaux adoptés.

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (art A.6.1.3 BAEL/91) Il

faut vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$$T_u^{max} = 11.68 \text{ KN}$$

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

Avec : $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres ; n : nombre des barres.

➤ En travée :

$$\sum U_i = 3 \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.68 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113} = 0.638 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.638 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

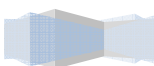
➤ En appuis :

$$\sum U_i = 2 \times \pi \times \emptyset = 2 \times 3.14 \times 1.0 = 6.28 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.68 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.148 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.148 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.



III.2.1.5 Calcul à l'ELS :**Plancher à usage d'habitation :**

➤ Combinaison de charge à l'ELS :

$$Q_s = G + Q = 4.405 \text{ kN/ml}$$

 Les efforts internes à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge n'est pas la même sur toute les travées de la poutre, comme dans notre cas, pour obtenir les résultats des moments on doit refaire tout les calculs à l'E.L.S.

On fera deux calculs distincts :

- Pour les poutrelles à cinq travées.
- Pour les poutrelles à quatre travées.

❖ **poutrelles à quatre travées :**

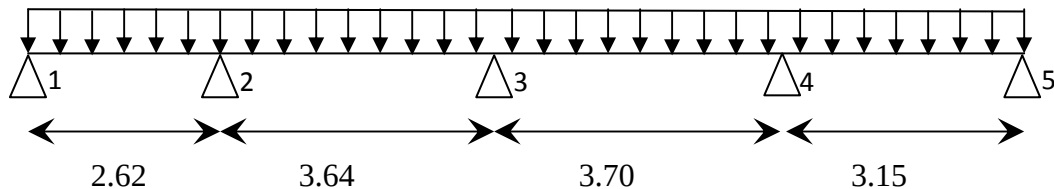


Fig.11 : Schéma statique de la poutrelle

1) Calcul des moments aux appuis :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équations suivant :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équations suivant :

- $i=1$ $5.24M_1 + 2.62M_2 = -19.80 \dots \dots \dots (1)$
- $i=2$ $2.62M_1 + 12.52M_2 + 3.64M_3 = -72.91 \dots \dots \dots (2)$
- $i=3$ $3.64M_2 + 14.68M_3 + 3.70M_4 = -108.89 \dots \dots \dots (3)$
- $i=4$ $3.7M_3 + 13.7M_4 + 3.15M_5 = -90.20 \dots \dots \dots (4)$
- $i=5$ $3.15M_4 + 6.3M_5 = -34.42 \dots \dots \dots (5)$

La résolution de ce système d'équations nous donne les moments sur appuis :

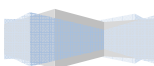
$$\begin{aligned} M_1 &= -1.83 \text{ kN. ml} \\ M_2 &= -3.88 \text{ kN. ml} \\ M_3 &= -5.35 \text{ kN. ml} \\ M_4 &= -4.39 \text{ kN. ml} \\ M_5 &= -3.27 \text{ kN. ml} \end{aligned}$$

2) Calcul des moments en travées :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i}$$

x : est la position du moment maximal.

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \times l}$$



N° travée	L(m)	Q_s (kN/ml)	(kN.ml)	M_{i+} (kN.ml)	x(m)	Mm (kN.ml)
1-2	2.62	4.405	-1.83	-3.88	1.13	1.00
2-3	3.64	4.405	-3.88	-5.35	1.73	2.71
3-4	3.70	4.405	-5.35	-4.39	1.91	2.67
4-5	3.15	4.405	-4.39	-3.27	1.66	1.64

Tableau III.1.8: calcul moments

Remarque :

Les moments calculés par la méthode des 3 moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de $\frac{1}{3}$ pour les moments en travées.
- Diminution de $\frac{1}{3}$ pour les moments sur appuis.

N° travée	L(m)	Q_s (kN/ml)	(kN.ml)	M_{i+} (kN.ml)	x(m)	Mm (kN.ml)
1-2	2.62	4.405	-1.22	-2.59	1.19	1.91
2-3	3.64	4.405	-2.59	-3.57	1.76	4.22
3-4	3.70	4.405	-3.57	-2.93	1.89	4.28
4-5	3.15	4.405	-2.93	-2.18	1.63	2.92

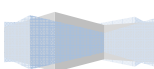
Tableau III.1.9: moments corrigés

3) Calcul des efforts tranchant :

$$T(x) = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

N° travée	L(m)	Q_s (kN/ml)	(kN.ml)	M_{i+} (kN.ml)	(kN)	T_{i+1} (kN)
1-2	2.62	4.405	-1.22	-2.59	5.24	-6.29
2-3	3.64	4.405	-2.59	-3.57	7.75	-8.55
3-4	3.70	4.405	-3.57	-2.93	8.32	-7.98
4-5	3.15	4.405	-2.93	-2.18	7.17	-6.70

Tableau III.1.10 : effort tranchant



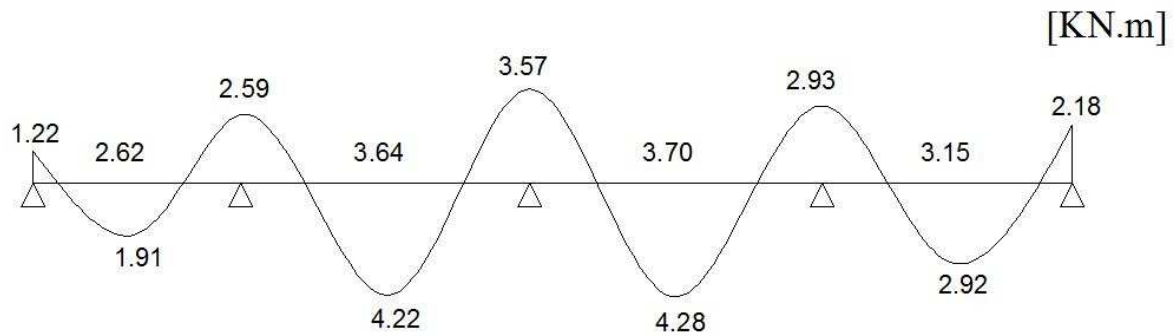


Diagramme des moments fléchissant

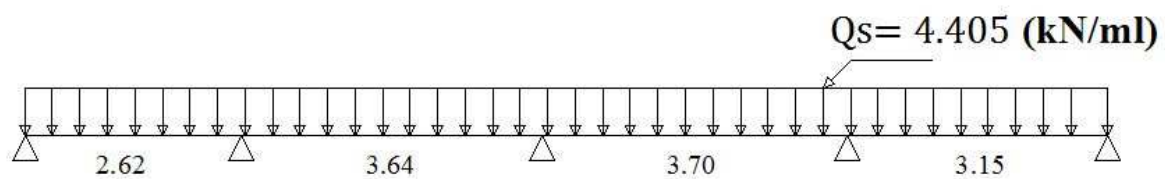


Schéma statique de la poutrelle

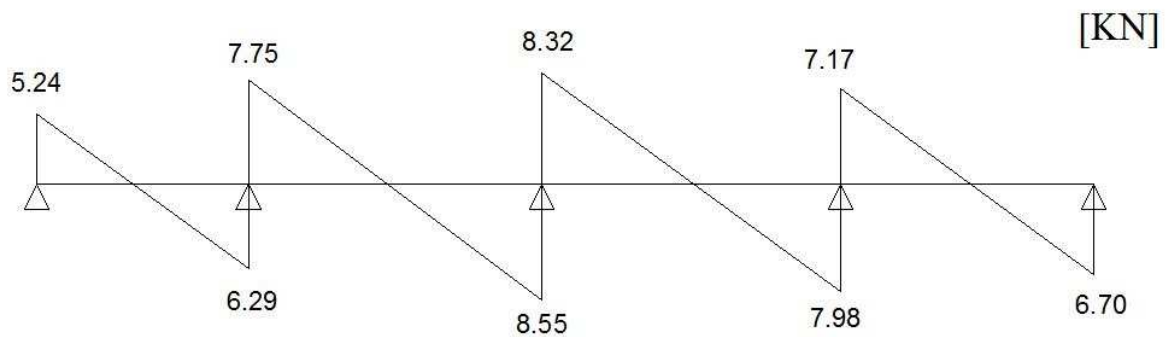
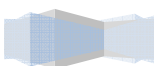


Diagramme des efforts tranchants



❖ poutrelles à cinq travées :

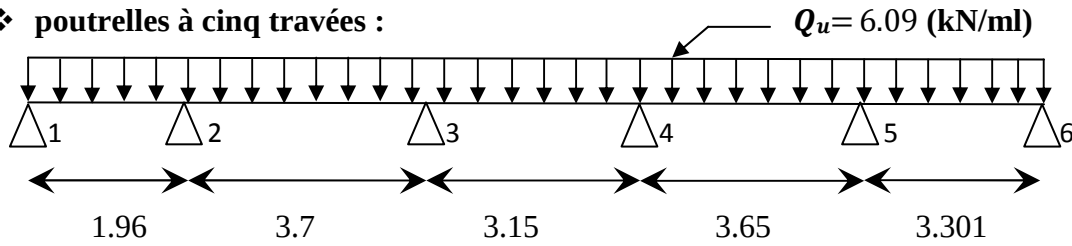


Fig.12 : Schéma statique de la poutrelle

1) Calcul des moments aux appuis :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équations suivant :

- $i=1$ $3.92M_1 + 1.96M_2 = -8.29 \dots\dots\dots(1)$
- $i=2$ $1.96M_1 + 11.32M_2 + 3.70M_3 = -64.07 \dots\dots\dots(2)$
- $i=3$ $3.70M_2 + 19.70M_3 + 3.15M_4 = -90.20 \dots\dots\dots(3)$
- $i=4$ $3.15M_3 + 13.60M_4 + 3.65M_5 = -87.97 \dots\dots\dots(4)$
- $i=5$ $3.65M_4 + 13.90M_5 + 3.30M_6 = -93.13 \dots\dots\dots(5)$
- $i=6$ $3.30M_5 + 6.6M_6 = -39.58 \dots\dots\dots(5)$

La résolution de ce système d'équations nous donne les moments sur appuis :

$$M_1 = -0.02 \text{ kN. ml}$$

$$M_2 = -4.19 \text{ kN. ml}$$

$$M_3 = -4.50 \text{ kN. ml}$$

$$M_4 = -4.15 \text{ kN. ml}$$

$$M_5 = -4.75 \text{ kN. ml}$$

$$M_6 = -3.62 \text{ kN. ml}$$

2) Calcul des moments en travées :

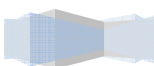
$$M(x) = \frac{q_l}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i}$$

X : est la position du moment maximal.

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \times l}$$

N° travée	L(m)	$Q_s(\text{kN/ml})$	(kN.ml)	$M_{i+}(\text{kN.ml})$	x(m)	$Mm(\text{kN.ml})$
1-2	1.96	4.405	-0.02	-4.19	0.5	0.53
2-3	3.70	4.405	-4.19	-4.50	1.83	3.20
3-4	3.15	4.405	-4.50	-4.15	1.60	1.14
4-5	3.65	4.405	-4.15	-4.75	1.79	2.89
5-6	3.3	4.405	-4.75	-3.62	1.73	1.83

Tableau III.1.11: calcul moments



Remarque :

Les moments calculés par la méthode des 3 moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de $\frac{1}{3}$ pour les moments en travées.
- Diminution de $\frac{1}{3}$ pour les moments sur appuis.

N° travée	L(m)	Q_s (kN/ml)	(kN.ml)	M_{i+} (kN.ml)	x(m)	Mm (kN.ml)
1-2	1.96	4.405	-0.01	-2.79	0.66	0.94
2-3	3.70	4.405	-2.79	-3.00	1.84	4.64
3-4	3.15	4.405	-3.00	-2.77	1.60	2.57
4-5	3.65	4.405	-2.77	-3.17	1.80	4.38
5-6	3.3	4.405	-3.17	-2.41	1.70	3.22

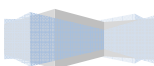
Tableau III.1.12: moments corrigés

3) Calcul des efforts tranchant :

$$T(x) = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

N° travée	L(m)	Q_s (kN/ml)	(kN.ml)	M_{i+} (kN.ml)	(kN)	T_{i+1} (kN)
1-2	1.96	4.405	-0.01	-2.79	2.90	-5.73
2-3	3.70	4.405	-2.79	-3.00	8.09	-8.21
3-4	3.15	4.405	-3.00	-2.77	7.01	-6.86
4-5	3.65	4.405	-2.77	-3.17	7.92	-8.15
5-6	3.3	4.405	-3.17	-2.41	7.50	-7.04

Tableau III.1.13: effort tranchants



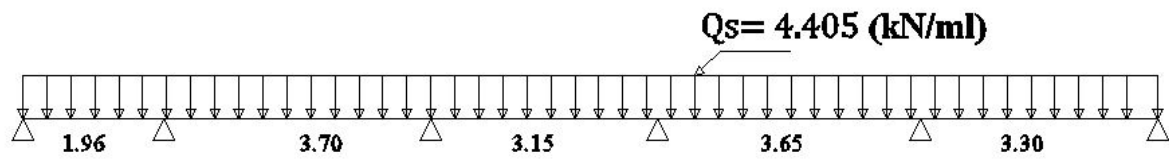


Schéma statique de la poutre

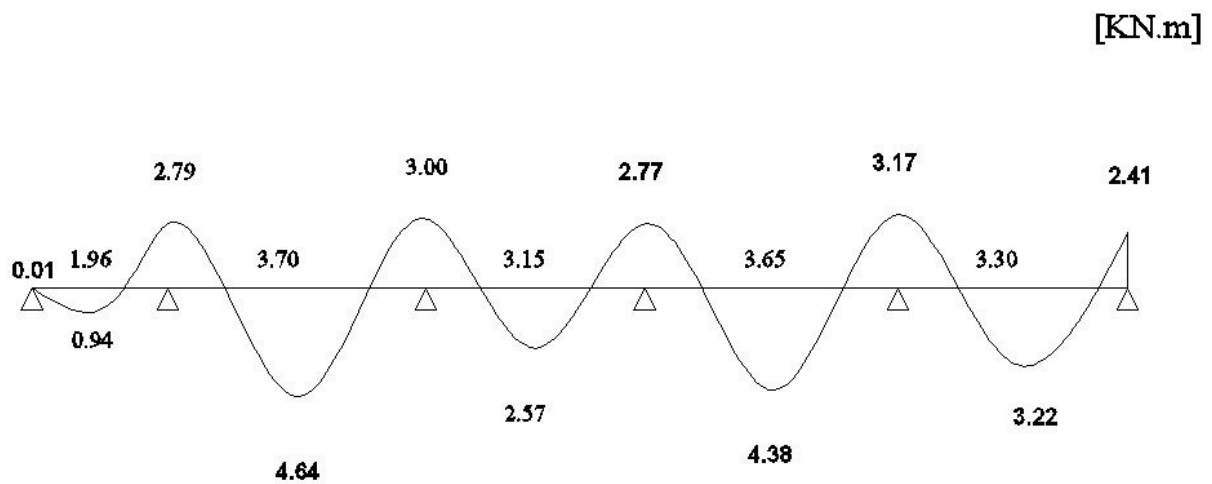


Diagramme des moments fléchissant

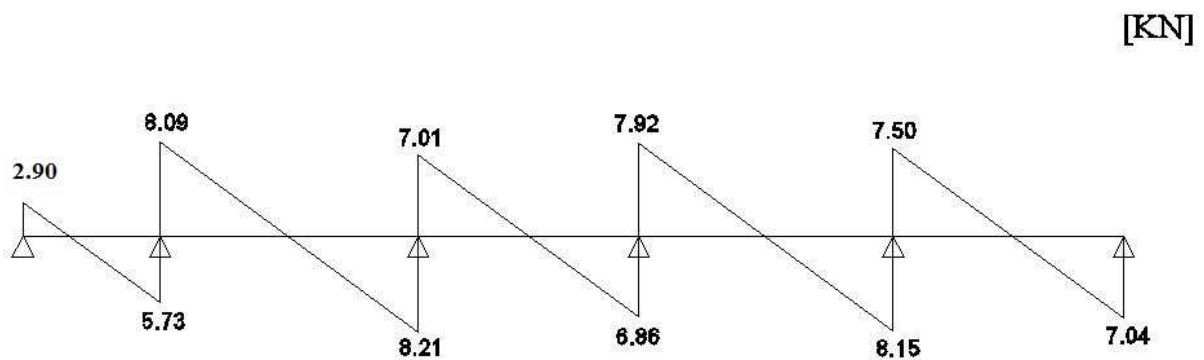
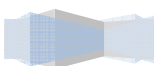


Diagramme des efforts tranchants



❖ poutrelles à quatre travées :

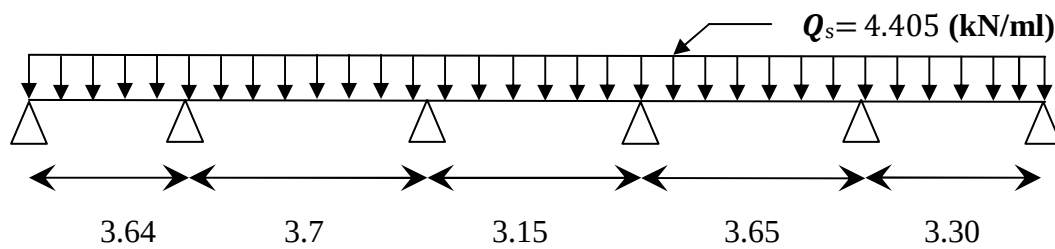


Fig.13 : Schéma statique de la poutrelle

c. Calcul des moments isostatiques

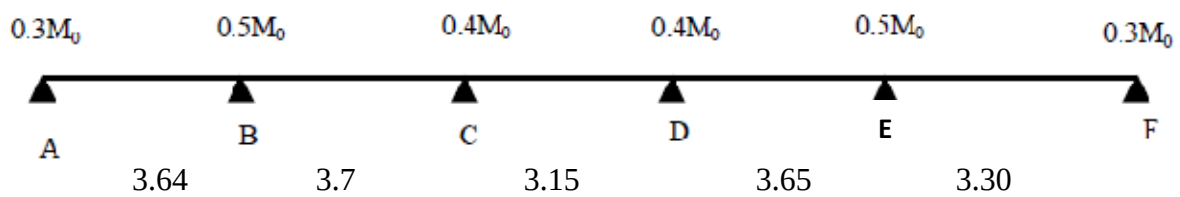


Fig.14 : Schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L(m)	3.64	3.7	3.15	3.65	3.30
M_0	7.30	7.54	5.46	7.33	5.99

d. Calcul des moments sur appuis

Appui	A	B	C	D	E	F
β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.5	0.3
M_0	2.19	3.77	3.02	2.93	3.66	1.80

e. Calcul des moments en travées

Travée de rive :

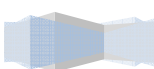
$$1) \quad M_r + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \quad \text{et} \quad (1 + 0,3\alpha)M_0 \geq 1,05M_0$$

$$2) \quad M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0$$

Travée intermédiaire

$$1) \quad M_r + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \quad \text{et} \quad (1 + 0,3\alpha)M_0 \geq 1,05M_0$$

$$2) \quad M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0$$



f. Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) - q_u \cdot x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad (M_{i+1} \text{ et } M_i \text{ en valeurs algébriques})$$

avec : $T(x)$: effort tranchant dans la section d'abscisse x .

$$\theta(x) = \frac{q_u \cdot L_i}{2} : \text{effort tranchant isostatique.}$$

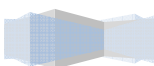
Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

Travée	$M_0(\text{kN.m})$	$M_w(\text{kN.m})$	$M_e(\text{kN.m})$	$M_t(\text{kN.m})$	$T_w(\text{kN})$	$T_e(\text{kN})$
A-B	7.30	2.19	3.77	4.80	7.58	-8.45
B-C	7.54	3.77	3.02	4.64	8.35	-7.95
C-D	5.46	3.02	2.93	2.91	6.95	-6.91
D-E	7.33	2.93	3.66	3.91	7.84	-8.24
E-F	5.99	3.66	1.80	3.79	7.83	-6.70

Tableau III.1.12: Résultats

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison » c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

- M_w et M_e respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite et M_t le moment maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.



Diagrammes des efforts internes à l'ELU

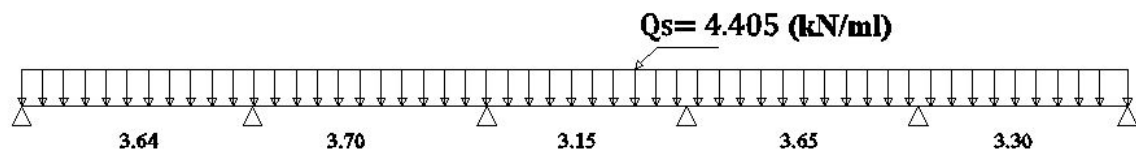


Schéma statique de la poutrelle

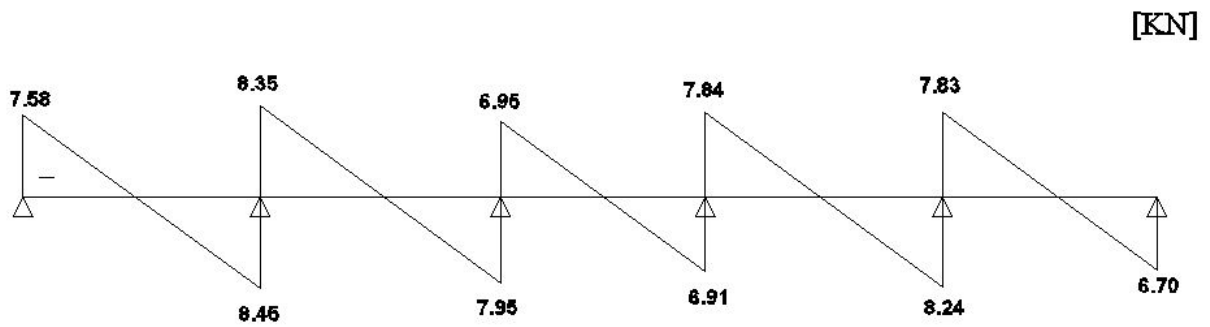


Diagramme des efforts tranchants

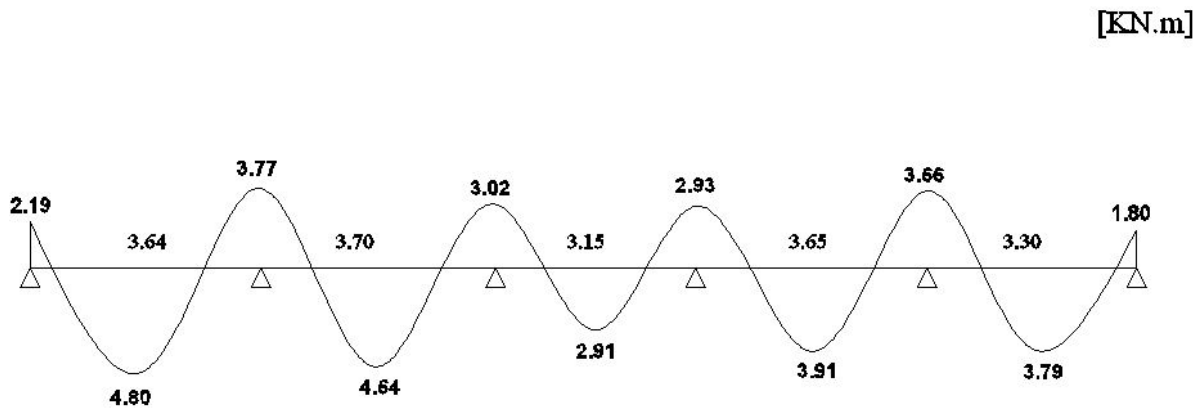
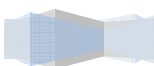


Diagramme des moments fléchissant



✚ Évaluation des efforts internes maximaux à l'ELU:

Les résultats trouvés sont récapitulées dans le tableau suivant:

Type	Appuis	Efforts tranchants(kN)		Moments sur appuis (kN.m)	Moments en travées (kN.m)
I	1	5.24	/	-1.22	1.91
	2	7.75	-6.29	-2.59	4.22
	3	8.32	-8.55	-3.57	4.28
	4	7.17	-7.98	-2.93	2.92
	5	/	6.70	-2.18	
II	1	7.58	/	-2.19	4.80
	2	8.35	-8.45	-3.77	4.64
	3	6.35	-7.95	-3.02	2.91
	4	7.84	-6.31	-2.93	3.91
	5	7.83	-8.24	-3.66	3.79
	6	/	-6.70	-1.80	
III	1	2.90	/	-0.01	0.94
	2	8.09	-5.73	-2.79	4.64
	3	7.01	-8.21	-3	2.57
	4	7.92	-6.86	-2.77	4.38
	5	7.50	-8.15	-3.17	3.22
	6	/	-7.04	-2.41	

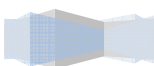
Tableau.III.1.13: des efforts internes

Conclusion :

$$M_{st}^{max} = 4.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^{max} = 3.77 \text{ KN.m}$$

$$T_s^{max} = 8.55 \text{ KN.m}$$



III.2.1.6 Vérification à l'E.L.S :**a) État limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables $\Rightarrow$ Aucune vérification n'est à effectuer.

b) Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

- **En travée:**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{65 \times 18} = 0.289 \quad \text{avec } A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.29 \Rightarrow \beta_1 = 0.915$$

$$K_1 = 43.82$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{4.80 \times 10^6}{0.915 \times 3.39 \times 18} = 85.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_s = \frac{1}{43.82} 85.97 = 1.96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$\rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \quad \text{avec } A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.726 \Rightarrow \beta_1 = 0.876$$

$$K_1 = 29.05$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{3.77 \times 10^6}{0.876 \times 1.57 \times 18} = 152.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_s = \frac{1}{29.05} 152.29 = 5.24 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$\rightarrow$ Condition vérifiée.

c) État limite de déformation: (Art B.6.8 ,424/BAEL91)

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 à l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévus des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérification des trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{15 M_0}$

- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$

avec : h : hauteur de la section est égale à 20 cm.

L : portée libre est égale à 370 cm.

A_{st} : section des armatures tendues.

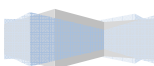
M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$M_{st} = 4.80 \text{ KN.m}$

M_0 : moment fléchissant max en travée de la poutrelle

Considérée isostatique.

$M_0 = 7.54 \text{ KN.m}$



- $\frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0.054 < \frac{1}{22.5} = 0.062$

⇒ Condition vérifiée

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0.054 > \frac{M_{st}}{15 M_0} = \frac{4.80}{15 \times 7.54} = 0.042$

⇒ Condition vérifiée

- $\frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016 > \frac{3.6}{400} = 0.009$

⇒ Condition vérifiée

Conclusion : On doit vérifier la flèche.

✓ Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{avec} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4 \text{ mm}$$

$$f_i = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f}$$

Avec :

$\bar{f}$: Flèche admissible.

L : Longueur de la poutre.

M_t^s : Moment de service maximal en travée.

E_v : Module de déformation différée du béton.

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$.

E_i : Module de déformation instantané du béton.

$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$.

I_{fv} : inertie fictive de la section pour la déformation de longue durée.

I_0 = moment d'inertie totale de la section homogène.

❖ Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec :

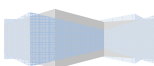
B_0 : surface de la section homogénéisée.

S_{xx} : moment statique de la section homogène.

$$B_0 = b_0 (h - h_0) + b \times h_0 + n A_{st} = 12(20 - 4) + (65 \times 4) + 15 \times 3.39 = 502.85 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15 A_{st} \times d = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18$$

$$S_{xx} = 3739.3 \text{ cm}^3$$



$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

D'où

$$y_2 = 12.56 \text{ cm}$$

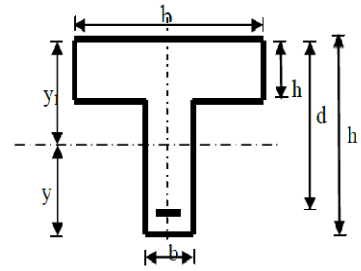


Fig.15 : position de l'axe neutre

❖ **Le moment d'inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b_o}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_o)h_o \left[\frac{h_o^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_o}{2} \right)^2 \right] + 15 \times A_{st}(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.44^3 + 12.56^3) + (65 - 12)4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.39(12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 19507.73 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \frac{b_o}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.016 \times \left(2 + 3 \frac{12}{65} \right)} = 2.57$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 2.57 = 1.028$$

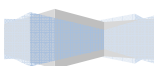
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 152.29 + 2.1} = 0.689$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 19507.73}{1 + 2.57 \times 0.689} = 7744.71 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 19507.73}{1 + 1.028 \times 0.689} = 12561.78 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{4.80 \times 3.7^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 12561.78} = 0.48 \leq f = 0.74 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{4.80 \times 3.7^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 7744.71} = 0.26 \leq f = 0.74$$

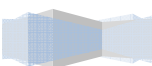


Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées ; alors les armatures calculées à l'état limite ultime sont suffisantes ; poutrelles seront ferrillées comme suite :

En travée : En travée : $3\text{HA}12 = 3.39\text{cm}^2$

En appuis : $2\text{HA}10 = 1.57\text{cm}^2$



III-4) Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III-4-1) Pré-dimensionnement :

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

- La hauteur h_t :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10$$

Avec : L : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- La largeur b :

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

Sachant que $L = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} = \frac{350}{15} = 23,33 \text{ cm et } \frac{L}{10} = \frac{350}{10} = 35 \text{ cm}$$

Ce qui donne $23,33 \leq h_t \leq 35$

On prend $h_t = 30 \text{ cm}$

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 h_t = 12 \text{ cm}$$

$$0,7 h_t = 21 \text{ cm}$$

On prend $b = 25 \text{ cm}$.

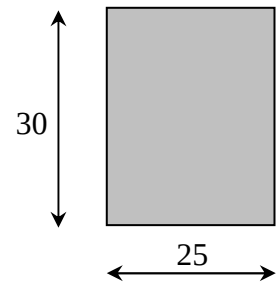


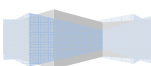
Fig.III.5.1: Dimensions de la poutre chaînage

III-4-2) Vérification aux exigences du RPA(Art 7.4.1).

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

REMARQUE :

- On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 (modifié 2003) sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.



III-4-3) Evaluation des charges et surcharges :❖ **Les charges permanentes :**

- | | | | |
|-------------------------------|---|---|--|
| • Poids propre de la poutre : | $0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875 \text{ kN/ml}$ | } | $G_T = 7,831 \text{ kN/ml}$. |
| • Poids du garde-corps : | 1 kN/ml | | |
| • Poids du plancher : | $(5,25 \times 0,65/2) = 1,706 \text{ kN/ml}$ | | |
| • Poids du mur : | $1,30 \times 25 \times 0,1 = 3,25 \text{ kN/ml}$ | | |

❖ **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,487 \text{ kN/ml}.$$

$$Q = 0.4870 \text{ kN/ml}.$$

III-4-4) Combinaisons de charges :

- **ELU :** $q_u = 1,3 G + 1,5 q = 1,35 \times 7,831 + 1,5 \times 0,487 = 11,30 \text{ kN/ml}$.
- **ELS :** $q_s = G + Q = 7,831 + 0,487 = 8,32 \text{ kN/ml}$.

III-4-5) Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

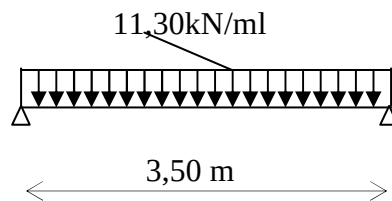


Fig.III.4.2 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

a) Calcul des efforts :• **Calcul des moments :**

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{11,30 \times 3,5^2}{8} = 17,30 \text{ kN.m}$$

afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

• **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 17,30 = 14,71 \text{ kN.m}$$

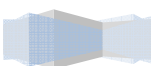
• **Aux appuis :**

$$M_a = -0,30 \times 17,30 = -5,19 \text{ kN.m}$$

• **Calcul des réactions d'appuis:**

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 11,30 \times \frac{3,50}{2} = 19,775 \text{ kN}$$

$$T_y = 19,775 \text{ kN}$$



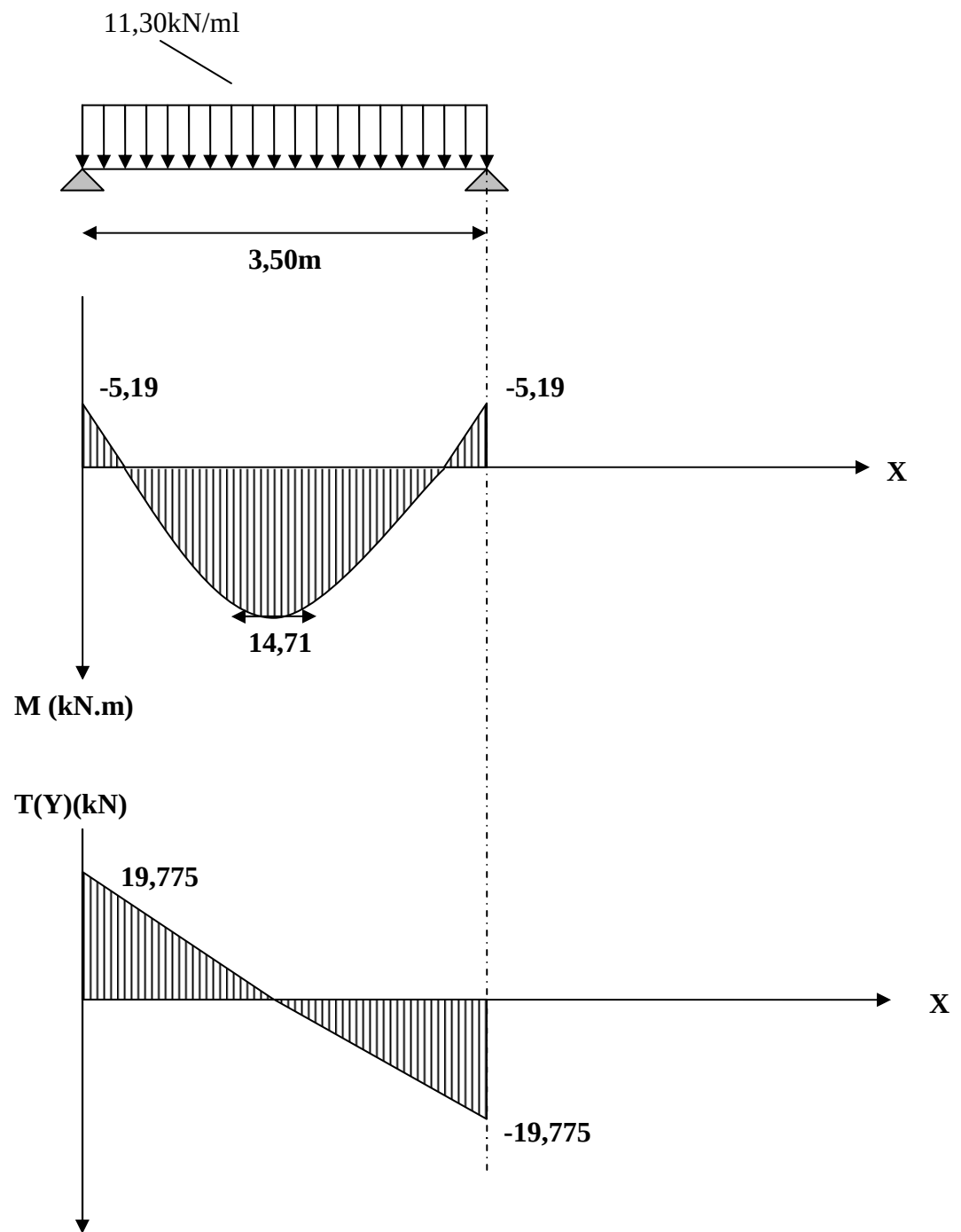
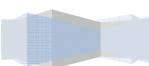


Fig.III.4.3: Diagramme des efforts internes à L'ELU.



b) Calcul des armatures longitudinales :• **Entravée :**

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

$$\mu = \frac{14,71 \times 10^3}{25 \times (27.5)^2 \times 14,2} = 0,054$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

$$\mu = 0,054 \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{14,71 \times 10^3}{0,972 \times 27.5 \times 348} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**

• **Aux appuis :**

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

$$\mu = \frac{5,19 \times 10^3}{25 \times (27.5)^2 \times 14,2} = 0,0193$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA) $\mu = 0,0193 \Rightarrow \beta = 0,990$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{5,19 \times 10^3}{0,990 \times 27.5 \times 348} = 0,54 \text{ cm}^2$$

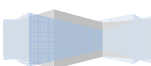
Choix des armatures : on prendra **3HA10 = 2,36 cm²**.

III-4-6) Vérification à l'ELU: (BAEL 91 modifiées 99)❖ **Condition de non fragilité :** (Art A.4.2.1, BAEL91) :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 27.5 \times \frac{2,1}{400} = 0,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,83 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,39 \text{ cm}^2, A_a = 2,36 \text{ cm}^2) \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$



❖ **Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 1) :**

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{19,77}{0,25 \times 0,275} = 287,56 \text{ kN/m}^2 = 0,287 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{t28}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa} \text{ (Pour la fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,287 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313):****1) dans le béton (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) :**

$$V_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 19,77 \text{ kN} \leq 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 27,5 \frac{2,5}{1,5} = 515,62 \text{ kN} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

2) Sur les aciers : (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 321)

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(19,77 + \frac{-5,19}{0,9 \times 0,275} \right) = -0,0034 \text{ cm}^2 \leq 0$$

$\longrightarrow$ (Condition vérifiée)

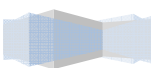
On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

❖ **Vérification à l'entraînement des barres (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3) :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U_i} = \frac{19,77 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 94,20} = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1,5 \times 2,1) = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$



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

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi = 35,27 \times 1 = 35,27 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$$

Soit : $L_c = 15 \text{ cm}$

❖ Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} = 0,857; \frac{25}{10} = 2,5; 1,2 \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

Soit :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 8,57 \text{ mm}.$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Selon le (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 21) L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 27,5; 40 \text{ cm}) = \min(24,75; 40) = 24,75 \text{ cm}$$

Soit : $s_t = 20 \text{ cm}$

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,60 \text{ MPa} > 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Exigence du RPA version 2003 (Art 7.5.2.2) :

• En zone nodale (appuis) :

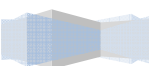
$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(7,5; 12)$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$

• En zone courante (travée) :

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$



- **Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :**

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \geq A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

III-5-7) Vérification à l'ELS :

Calcul à l'ELS :

$$q_s = 8,32 \text{ kN/m}$$

1) Calcul des efforts :

a) Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 8,32 \times \frac{3,50}{2} = 14,56 \text{ kN}$$

b) Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 8,32 \times \frac{3,50^2}{8} = 12,74 \text{ kN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 \times 12,74 = -3,82 \text{ kN.m}$$

- **En travée:**

$$M_t = 0,85 \times 12,74 = 10,83 \text{ kN.m}$$

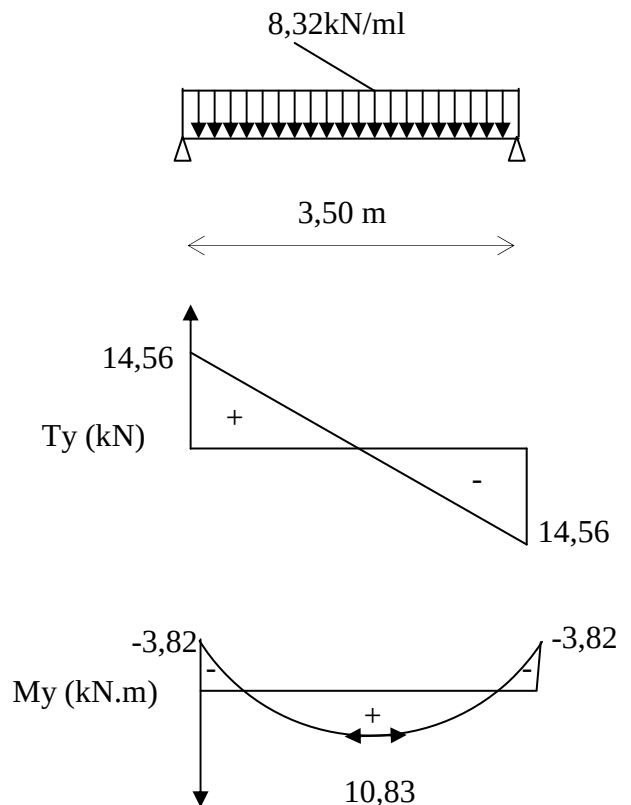


Fig.III.4.4:diagramme des efforts interne à l'ELS.

2) vérification de la résistance du béton à la compression :

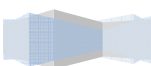
(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5 ,2)

$$\text{On doit avoir } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s ; \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = -3,82 \text{ kN.m} \text{ et } A_a = 2,36 \text{ cm}^2$$



$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 27,5} = 0,343$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,909 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,025$$

$$\sigma_s = \frac{Ms_a}{\beta_1 \times d \times Aa} = \frac{3,82 \times 10^6}{0,909 \times 27,5 \times 236} = 64,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,025 \times 64,75 = 1,61 < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

- En travée :

$$M_s = 10,83 \text{ kN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27,5} = 0,493$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,894 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,031$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times At} = \frac{10,83 \times 10^6}{0,894 \times 27,5 \times 339} = 129,94 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,031 \times 129,94 = 4,02 < 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

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

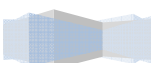
3) Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_{st} = 129,94 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$



4) Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5,2] :

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

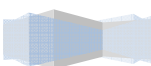
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{350} = 0,085 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,085 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{10,83}{10 \times 12,74} = 0,085 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 27.5} = 0,0049 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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



III.6 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière, de section rectangulaire, se situe au niveau du palier intermédiaire de l'escalier (à mi-étage), elle est encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux C4 et C5.

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction du palier intermédiaire ainsi qu'au poids du mur extérieur, le calcul se fera donc pour une poutre soumise à la flexion simple.

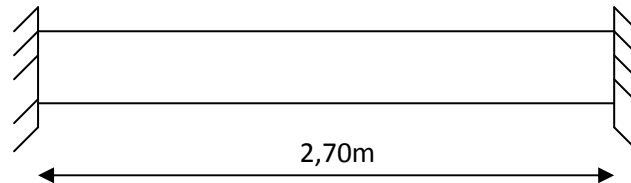


Fig. III.6.1 : Schéma de la poutre palière.

III.6.1 pré-dimensionnement :

- **Hauteur :** (RPA 99 modifié 2003)

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

h_t : Hauteur de la poutre.

L : longueur libre maximale de la poutre entre nus d'appuis.

$$\frac{270}{15} \leq h_t \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq h_t \leq 27 \text{ cm}$$

Soit : $h_t = 30 \text{ cm}$

- **Largeur :** (RPA 99 modifié 2003)

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

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

Soit : $b = 25 \text{ cm}$

- **Vérifications selon l'article (A.7.5) du RPA 99 version 2003 :**

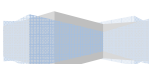
$$h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

30 cm



25 cm



$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

La poutre palière aura pour dimensions : $(b \times h_t) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.6.2 Détermination des charges et des surcharges :

- Poids propre de la poutre palière : $0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875 \text{ kN/ml}$

- Réaction du palier:

- Effort tranchant à l'état limite ultime (ELU) : $R_u = 43.73 \text{ kN}$
- Effort tranchant à l'état limite de service (ELS) : $R_s = 24.44 \text{ kN}$

Poids du mur extérieur : $1.75 \times 2.76/2 = 2.41 \text{ kN/ml}$

III.6.3 Combinaisons à considérer :

- A l'ELU :

$$q_u = 1,35 G + R_u = 1,35 \times (1.875 + 2,41) + 43.73 = 49.52 \text{ KN/ml}$$

- A l'ELS :

$$q_s = G + R_s = 1,875 + 2,41 + 24,44 = 28,73 \text{ KN/ml}$$

III.6.4 Calcul à l'ELU :

a) Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

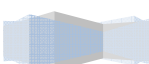
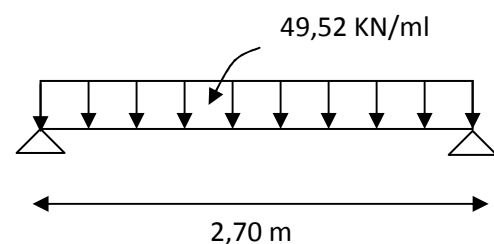
- Moment isostatique :

$$M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 49,52 \times \frac{(2,7)^2}{8}$$

$$M_u = 45,12 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{49,52 \times 2,7}{2} = 66,85 \text{ kN}$$



En tenant compte des semi-encastres :

- Moment aux appuis : $M_{ua} = -0,30 M_u = -13.53 \text{ kN.m}$

- Moment en travée : $M_{ut} = 0,85 M_u = 38.35 \text{ kN.m}$

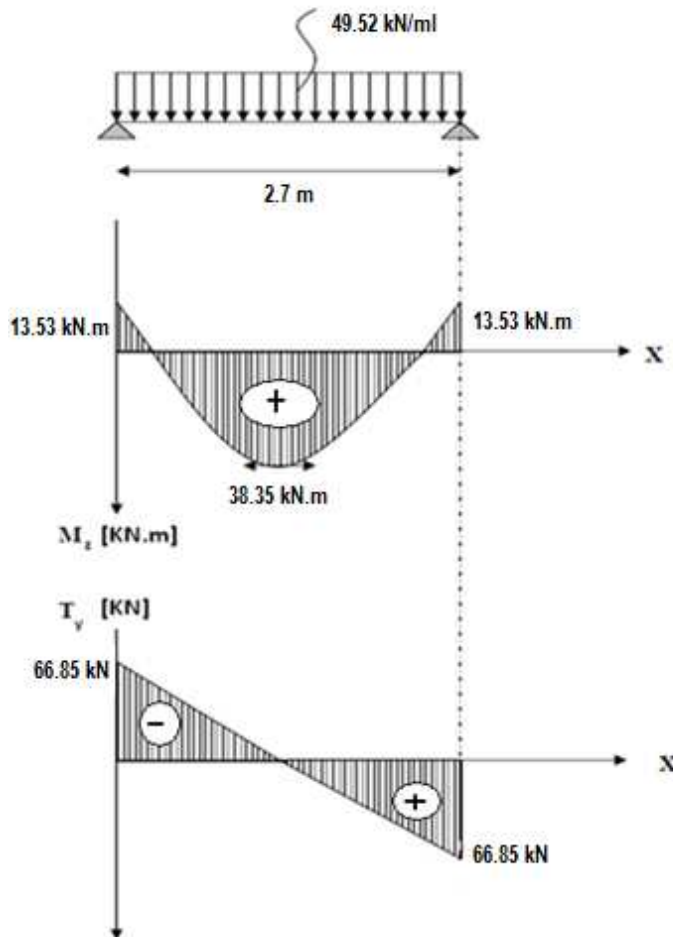


Fig. III.6.2 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELU).

b) Ferrailage à l'ELU :

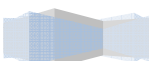
Le calcul se fera pour une poutre soumise à la flexion simple.

- **En travée :** $h_t = 30 \text{ cm}$; $d = 28 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_t = \frac{38,35 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,137$$

$\mu_t = 0,137 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).



$$\mu_t = 0,137 \Rightarrow \beta = 0,926$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{ut} = \frac{38,35 \times 10^3}{0,926 \times 28 \times 348} = 4,250 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : $A_{ut} = 3\text{HA}14$ tel que $A_{ut} = 4,62 \text{ cm}^2$.

- **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{13,53 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,048$$

$\mu_a = 0,048 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_a = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{ua} = \frac{13,53 \times 10^3}{0,975 \times 28 \times 348} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : $A_{ua} = 3\text{HA}10$ tel que $A_{ua} = 2,36 \text{ cm}^2$

Vérification :

- **Article (A.7.5-2-1) du RPA99 :**

Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

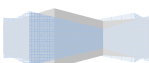
$$4,62 + 2,36 = 6,98 \text{ cm}^2 > (0,5 \text{ b h} / 100) = 3,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c) Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** [BAEL 91 article A.4.2-1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 < \min (A_{ua} ; A_{ut}) = (2,36 ; 4,52) \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$



- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}.$$

Σu_i : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{V}{0,9 d \Sigma u_i} = \frac{66,85 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 94,2} = 2,60 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,81 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

- **Ancrage des barres:** (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91).

$$\overline{\tau_{su}} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

- **Longueur de scellement droit :**

- En travée :

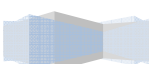
$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau_s}}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1,4}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

- Aux appuis :

$$L_s = \frac{400 \times 1,0}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur du poteau à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est



Longueur d'ancrage : (art A.6.1.253 BAEL 99).

- En travée :

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm.}$$

- Aux appuis :

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm.}$$

e. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 99. Art A.5-1-313) :

- **influence sur le béton :**

on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u^{max}}{b \times a} < 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$V_u^{max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

a : désigne la longueur d'appuis égale 0.9d

$$a = 0,9d = 0,9(280) = 252 \text{ mm.}$$

$$V_u^{max} \leq 0,267 \times 252 \times 200 \times 25 = 336420 \text{ N}$$

$$V_u^{max} = 66,85 < 336,420 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

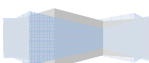
- **Influence sur les aciers :**

$$\tau_u = 0,955 \text{ Mpa} \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$A_{ua} \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_{ua}}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(66,85 \times 10^3 + \frac{13,53 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 3,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 3,46 \text{ cm}^2 > 3,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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



f. Armatures transversales (support du cours BétonArmé I TEC185).

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \leq \frac{\tau_u - 0.3k f_{tj}'}{0.8 f_e (\sin \alpha - \cos \alpha)}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 f_e A_t}{b(\tau_u - 0.3k f_{tj}')}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 201}{250(1.19 - 0.3 \times 1 \times 2.1)}$$

$$S_t \leq 459.42 \text{ mm}$$

$$S_t = 45 \text{ cm}$$

AVEC :

Cadre droits : $\sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$k=1$: fissuration peu nuisible.

τ_u : Contrainte de cisaillement dans le béton

- **Vérification de l'effort tranchant :** (Article A.5.2-2 du BAEL 91).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{66850}{250 \times 280} = 0,955 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,955 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

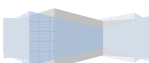
Il n'y a pas de risque de cisaillement.

$$A_t \geq \frac{(0,955 - 0,3 \times 1 \times 2,1) 25 \times 7}{0,8 \times 400} = 0,177 \text{ cm}^2$$

NB :

La section calculée est négligeable donc on suppose une section d'armature et on calcule l'espacement qui lui correspond.

On suppose un cadre et une épingle de Ø8



h. Calcul de l'espacement entre cadre :

La répartition des cadres le long de la poutre:

Méthode forfaitaire de Caquot :

Cette méthode est applicable sur des poutres de section constante et soumises à des charges uniformément réparties.

On prendra l'espacement dans la série de Caquot suivante : 7; 8; 9; 10; 13; 16; 20; 25; 35 (cm) dans la demi portée de la poutre.

On choisit la section $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Condition de l'espacement à ELU de résistance :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \leq \frac{\tau_u - 0.3k f'_{tj}}{0.8f_e (\sin \alpha - \cos \alpha)}$$

$$S_t \leq \frac{0.8f_e A_t}{b(\tau_u - 0.3k f'_{tj})}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 201}{250(1.19 - 0.3 \times 1 \times 2.1)}$$

$$S_t \leq 459.42 \text{ mm}$$

$$S_t = 45 \text{ cm}$$

- **Condition de construction correcte :**

$$S_{t \min} = \min(0.9d ; 40\text{cm})$$

$$= \min (0.9 \times 280 ; 40\text{cm})$$

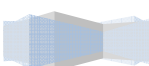
$$= \min (25.2 ; 40)$$

$$S_{t \min} = 25.2 \text{ cm}$$

- **La condition de section et d'espacement minimal :**

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 \times b} = \frac{201 \times 400}{0.4 \times 250}$$

$$S_t = 80 \text{ cm}$$



$$S_t \leq \min(25; 45; 80) = 25 \text{ cm.}$$

$$S_{t0} = 25 \text{ cm} \longrightarrow S_{t0}/2 = 12.5$$

Position du premier cadre : 11cm

Le diamètre des armatures transversales est donné par : **(BEAL 91 Art A7-2-2).**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b}{20}\right)$$

Avec :

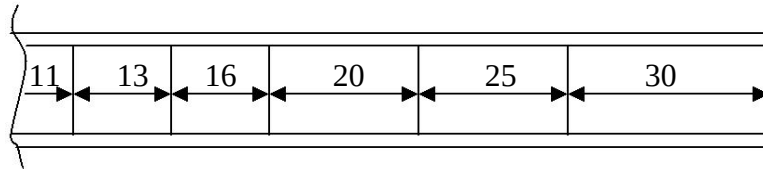
h_t : étant la hauteur totale de la poutre...

$$\phi_t \leq \min(8.57; 12; 20)$$

$$HA8 < 8.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$n = \frac{L}{2} = \frac{2.70}{2} = 1.35 \dots\dots\dots n = 1$$

La répartition des cadres sur la demi-portée de la poutre palière en (cm):



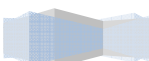
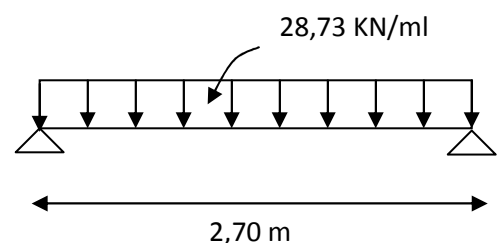
III.6.5 Calcul à l'ELS :

a) Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

- Moment isostatique :

$$M_s = q_s \frac{l^2}{8} = 28,73 \times \frac{(2,70)^2}{8}$$

$$M_s = 26,18 \text{ KN.m}$$



- Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{28,73 \times 2,70}{2} = 38,61 \text{ KN}$$

En tenant compte des semi-encastres :

Aux appuis : $M_{sa} = -0,30 M_s = -7,85 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{st} = 0,85 M_s = 22,25 \text{ KN.m}$

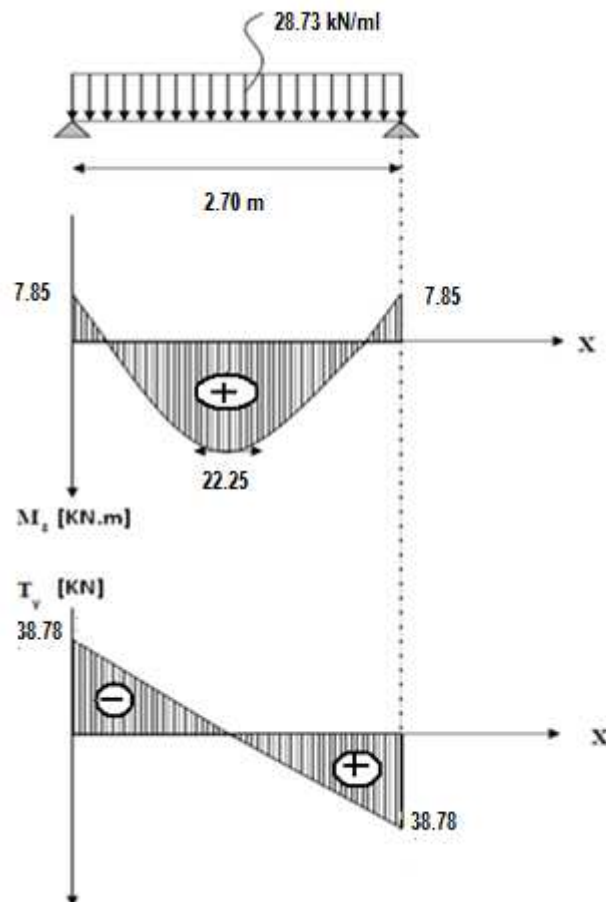
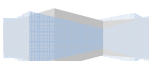


Fig. III.6.3 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELS).



b) Vérifications à l'ELS:

- *Etat limite d'ouverture des fissurations* : (article A.5.3-4 du BAEL 91).

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 400/1.5 = 348 \text{ Mpas}$$

$$\alpha = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 348} = 0.392$$

$$M_{ls} = 0.5bd^2\alpha 15 \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$$

$$M_{ls} = 0.5 \times 25 \times 28^2 \times 0.392 \times 15 \left(1 - \frac{0.392}{3}\right)$$

$$M_{ls} = 50kN.m$$

$$50kN.m > 22.25kN.m$$

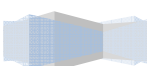
- *En travée* : $M_{st} = 22,25$; $A_{ut} = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\mu_1 = \frac{M_{st}}{bd^2\sigma_{st}} = \frac{22.25 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 348} = 0.00326.$$

$$\mu_1 = 0,00326 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \rho_1 = 0,360 \\ \alpha_1 = 0.279 \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{bd\rho_1}{100} = \frac{25 \times 28 \times 0.360}{100} = 2.52cm^2$$

$$2.52cm^2 < 4.25cm^2$$



- **Aux appuis** : $M_{st} = 7,85 \text{ kN.m}$; $A_{ut} = 2,36 \text{ cm}^2$

$$\mu_1 = \frac{M_{st}}{bd^2\sigma_{st}} = \frac{7.85 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 348} = 0.00115.$$

$$\mu_1 = 0,00115 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \rho_1 = 0,122 \\ \alpha_1 = 0.174 \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{bd\rho_1}{100} = \frac{25 \times 28 \times 0.122}{100} = 0.854 \text{ cm}^2$$

$$0.852 \text{ cm}^2 < 2.36 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Donc les armatures de l'ELU sont suffisantes.

• **Vérification de la flèche (état limite de déformation) :**

Pour se dispenser du calcul de la flèche, on doit vérifier que :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0,111 > 0,0625 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

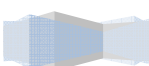
$$\frac{h}{L} = 0,111 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{st}}{M_s} = 0,1 \times \frac{22,25}{26,18} = 0,084 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

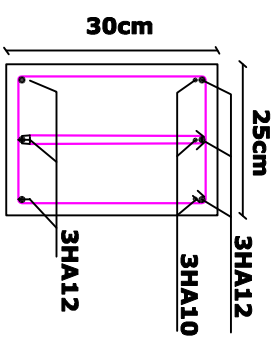
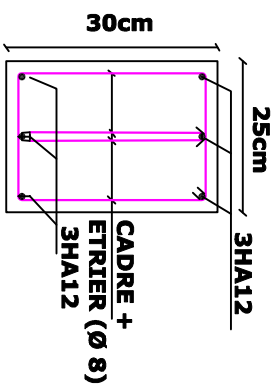
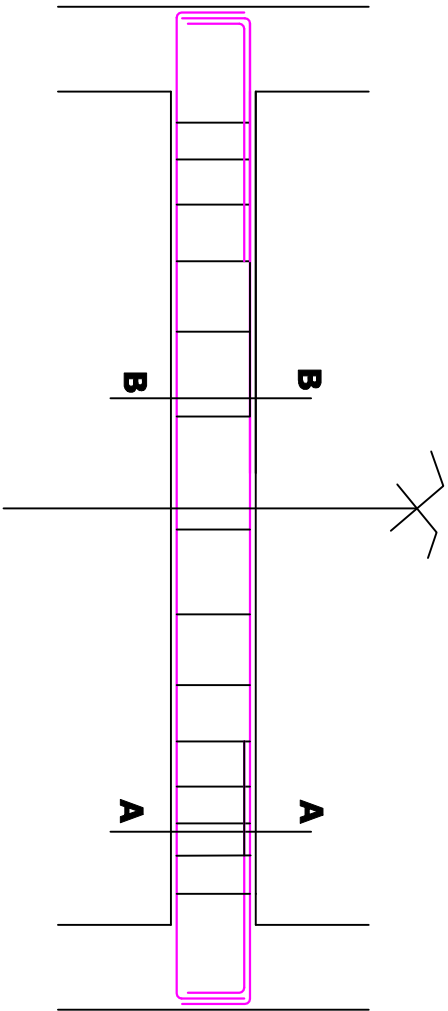
$$\frac{A_{ut}}{b.d} = \frac{4,25}{25 \times 28} = 0,00607 < \frac{4,25}{f_e} = 0,0106 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

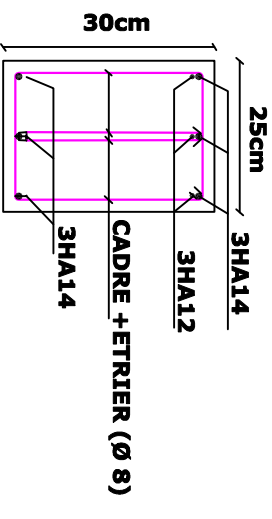
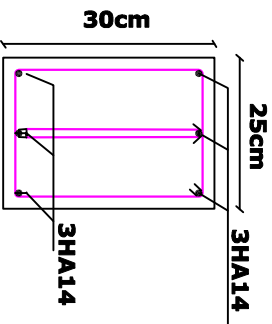
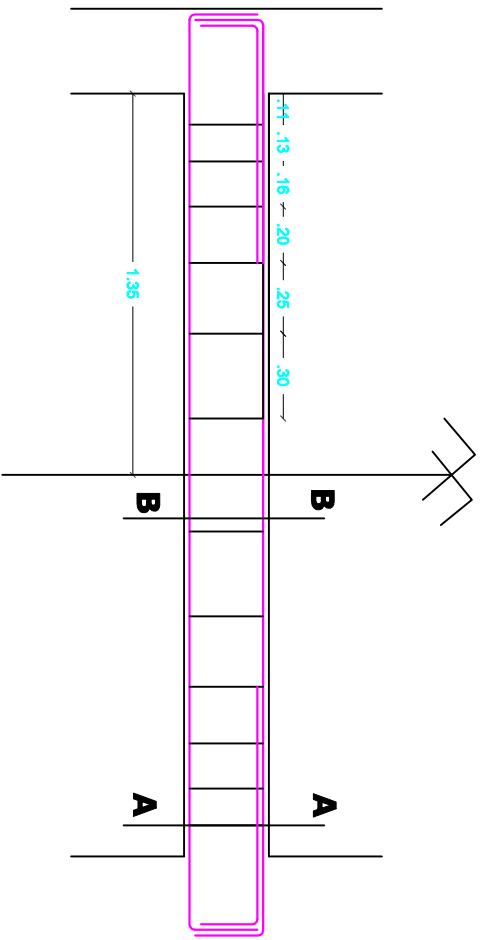
Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.





Ferrailage de la poutre de chainage



Ferrailage de la poutre palière

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

ETUDE PAR: TITRE
AMRANI Ghiles
AMARA Thibine
DIRIGE PAR: FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE
ET LA POUTRE PALIERE
Mme BELAIDI

PROMOTION 2014-2015

ECHELLE : 1/20

IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous étudierons le structurel d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitation horizontales, vent et séisme.

Le contreventement peut être assuré :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux, poutres) formant des portiques d'étage.

Des cages d'escalier et d'ascenseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à torsion.

Une combinaison des deux systèmes suscitée, forment un contreventement mixte ou portique et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.

Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'un part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer (une inertie fictive).

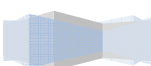
IV.2. Inertie fictive des portiques :

- **Méthode par approximation successive :**

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes «calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de force horizontale égale à 1 tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet de même système de force horizontale.

En fixant l'inertie du refend à 1m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des



planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les portiques et les refends.

- **Calcul des flèches des refends :**

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I=1m^4$, soumis au même système de force que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de force horizontale égale à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure, qui suit :

- **Calcul des flèches dans par la méthode des moments des aires :**

La flèche que prendrait un refend au niveau « i » suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i * x_i}{EI}$$

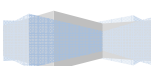
S_i : Surface du trapèze.

x_i : Distance entre le centre du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S = (B+b) * \frac{h}{2}$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base : $d = \frac{2B+b}{3(B+b)} * h$

Les tableaux ci-dessous donnent les aires « S_i » et la position du centre de gravité « d_i » par rapport à la petite base du trapèze constituant le diagramme des moments :



Niveau S-Sol 4 :

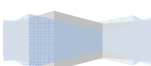
H(m)	B	b	S _i	d _i	S _i *d _i
3.06	28.56	25.5	82.71	1.550	128.20
3.06	25.5	22.44	73.34	1.560	114.41
3.06	22.44	19.38	63.98	1.567	100.25
3.06	19.38	16.32	54.62	1.573	85.91
3.06	16.32	13.26	45.25	1.580	71.495
3.06	13.26	9.18	35.89	1.590	57.06
3.06	9.18	6.12	23.40	1.632	38.18
3.06	6.12	3.06	13.77	1.700	23.40
3.06	3.06	0	4.68	2.040	9.547
Somme					628.45

Niveau S-Sol 3 :

H(m)	B	b	S _i	d _i	S _i *d _i
6.12	28.56	22.44	156.06	3.18	496.27
6.12	25.50	19.38	137.14	3.20	438.84
6.12	22.44	16.32	118.60	3.22	385.89
6.12	19.38	13.26	99.87	3.25	324.57
6.12	16.32	10.20	81.15	3.29	266.98
6.12	13.26	7.14	62.42	3.36	209.73
6.12	9.18	3.06	37.45	3.57	140.43
6.12	6.12	0	18.72	4.08	76.37
6.12	3.06	0	9.36	4.08	38.18
Somme					2373.26

Niveau S-Sol 2 :

H(m)	B	b	S _i	d _i	S _i *d _i
9.18	28.56	19.38	220.04	4.88	1073.79
9.18	25.50	16.32	191.95	4.92	944.39
9.18	22.44	13.26	163.86	4.98	816.02
9.18	19.38	10.20	135.77	5.06	686.99
9.18	16.32	7.14	107.68	5.18	557.78
9.18	13.26	3.06	79.59	5.40	429.78
9.18	9.18	0	42.136	6.12	128.93
9.18	6.12	0	28.09	6.12	171.91
9.18	3.06	0	14.04	6.12	85.92
Somme					4895.51



Niveau S-Sol 1 :

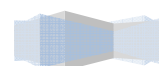
H(m)	B	b	S _i	d _i	S _i *d _i
13.26	28.56	15.3	290.79	7.29	2119.85
13.26	25.50	12.24	250.21	7.40	1851.55
13.26	22.44	9.18	209.64	7.55	1582.78
13.26	19.38	6.12	169.06	7.77	1313.59
13.26	16.32	3.06	128.5	8.14	1045.99
13.26	13.26	0	87.91	8.84	777.12
13.26	9.18	0	60.86	8.84	538
13.26	6.12	0	40.57	8.84	358.63
13.26	3.06	0	20.28	8.84	179.27
Somme					9766.78

RDC :

H(m)	B	b	S _i	d _i	S _i *d _i
16.32	28.56	12.24	332.92	9.24	3076.18
16.32	25.50	9.18	282.98	9.44	2671.33
16.32	22.44	6.12	233.04	9.71	2262.81
16.32	19.38	3.06	183.11	10.13	1854.90
16.32	16.32	0	133.17	10.88	1448.88
16.32	13.26	0	108.20	10.88	1177.21
16.32	9.18	0	74.90	10.88	814.91
16.32	6.12	0	49.93	10.88	543.23
16.32	3.06	0	24.96	10.88	271.56
Somme					14121.01

1^{er} étage :

H(m)	B(m)	b(m)	S (m ²)	d _i	S _i *d _i
19.38	28.56	9.18	365.70	11.34	4147.03
19.38	25.5	6.12	306.39	11.66	3572.50
19.38	22.44	3.06	247.09	12.14	2999.67
19.38	19.38	0	187.79	12.92	2426.24
19.38	16.32	0	158.14	12.92	2027.35
19.38	13.26	0	128.48	12.92	1659.96
19.38	9.18	0	88.95	12.92	1149.23
19.38	6.12	0	59.30	12.92	766.15
19.38	3.06	0	29.65	12.92	383.07
Somme					19131.2



2^{ème} étage :

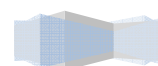
h	B	b	S_i	d_i	S_i*d_i
22.44	28.56	6.12	389.10	13.64	5307.32
22.44	25.50	3.06	320.44	14.15	4534.22
22.44	22.44	0	251.77	14.96	3766.47
22.44	19.38	0	217.44	14.96	3252.90
22.44	16.32	0	183.11	14.96	2739.32
22.44	13.26	0	148.77	14.96	2225.59
22.44	9.18	0	102.99	14.96	1540.73
22.44	6.12	0	68.66	14.96	1027.15
22.44	3.06	0	34.33	14.96	513.57
Somme					24907.27

3^{ème} étage :

H(m)	B(m)	b(m)	S (m²)	d_i	S_i*d_i
25.5	28.56	3.06	403.15	16.17	6518.93
25.5	25.5	0	325.12	17	5527.04
25.5	22.44	0	286.11	17	4863.87
25.5	19.38	0	247.09	17	4200.53
25.5	16.32	0	208.08	17	3537.36
25.5	13.26	0	169.06	17	2874.02
25.5	9.18	0	117.04	17	1989.68
25.5	6.12	0	78.03	17	1326.57
25.5	3.06	0	39.01	17	663.17
Somme					31501.17

4^{ème} étage :

h	B	b	S_i	d_i	S_i*d_i
28.56	28.56	0	407.83	19.04	7765.08
28.56	25.5	0	364.14	19.04	6933.22
28.56	22.44	0	320.44	19.04	6101.17
28.56	19.38	0	276.74	19.04	5269.12
28.56	16.32	0	233.04	19.04	4437.08
28.56	13.26	0	189.35	19.04	3605.22
28.56	9.18	0	131.09	19.04	2495.95
28.56	6.12	0	87.39	19.04	1663.90
28.56	3.06	0	43.69	19.04	831.85
Somme					39102.59



IV.3. Calcul des déplacements des portiques :**IV.3.1. Calcul du déplacement :**

$$\Delta_n = \psi_n * h$$

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 * \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

ψ_n : Rapport de déplacement relatif du niveau « n » à la hauteur « h » qui sépare ces deux niveaux.

Le déplacement du portique au niveau « i » :

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

IV.3.2. Calcul de la rotation d'étage :

Rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

Rotation d'un poteau articulé au 1^{er} niveau :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

Rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Avec : $M_n = T_n * h$; h : hauteur d'étage ; L : la portée libre de la poutre.

K_{tn} : raideur des poutres $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

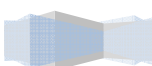
IV.3.3. Calcul de l'inertie fictive :

$I_e = \frac{F_n}{D_n}$ avec : F_n : la flèche du n^{ème} niveau.

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

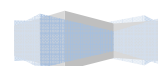
Le calcul des inerties fictives se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

Les résultats du calcul sont donnés par les tableaux suivant :



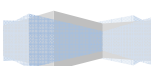
Calcul des déplacements et les rotations et les inerties dans le sens X-X

Inertie fictives des portiques selon X-X								
Niveaux	portique	he(m)	Mn(t.m)	Mn+1(t.m)	$\sum K_{poteaux}$ m ³ 10 ⁻⁴	$\sum K_{poutres}$ m ³ 10 ⁻⁴	E θ_n t m-2	E ψ_n Tm-2
4	(1-1)	3,06	3,06	0	8,669	22,997	55,442	405,036
	(2-2)	3,06	3,06	0	26,000	24,075	52,960	203,996
	(3-3)	3,06	3,06	0	26,000	24,075	52,960	203,996
	(4-4)	3,06	3,06	0	26,000	20,902	60,999	220,075
3	(1-1)	3,06	6,12	3,06	8,669	22,997	166,326	810,071
	(2-2)	3,06	6,12	3,06	26,000	24,075	158,879	407,992
	(3-3)	3,06	6,12	3,06	26,000	24,075	158,879	407,992
	(4-4)	3,06	6,12	3,06	26,000	20,902	182,997	440,150
2	(1-1)	3,06	9,18	6,12	8,669	22,997	277,210	1211,269
	(2-2)	3,06	9,18	6,12	26,000	24,075	264,798	609,182
	(3-3)	3,06	9,18	6,12	26,000	24,075	264,798	609,182
	(4-4)	3,06	9,18	6,12	26,000	20,902	304,995	656,659
1	(1-1)	3,06	12,24	9,18	14,918	23,461	380,419	1118,502
	(2-2)	3,06	12,24	9,18	44,755	24,445	365,105	645,171
	(3-3)	3,06	12,24	9,18	44,755	24,445	365,105	645,171
	(4-4)	3,06	12,24	9,18	44,755	21,257	419,862	707,749
RDC	(1-1)	3,06	15,3	12,24	14,918	23,461	489,110	1407,185
	(2-2)	3,06	15,3	12,24	44,755	24,445	469,421	815,156
	(3-3)	3,06	15,3	12,24	44,755	24,445	469,421	815,156
	(4-4)	3,06	15,3	12,24	44,755	21,257	539,822	894,683
SS1	(1-1)	4,08	19,38	15,3	12,000	23,461	615,916	2017,631
	(2-2)	4,08	19,38	15,3	33,000	24,445	591,123	1135,898
	(3-3)	4,08	19,38	15,3	33,000	24,445	591,123	1135,898
	(4-4)	4,08	19,38	15,3	27,491	21,257	679,776	1330,243
	(5-5)	4,08	19,38	15,3	38,488	28,102	514,198	982,187
SS2	(1-1)	3,06	22,44	19,38	24,107	23,946	727,679	1556,632
	(2-2)	3,06	22,44	19,38	72,321	24,826	701,885	1011,812
	(3-3)	3,06	22,44	19,38	72,321	24,826	701,885	1011,812
	(4-4)	3,06	22,44	19,38	60,268	21,625	805,780	1175,021
	(5-5)	3,06	22,44	19,38	84,375	28,521	610,953	877,287

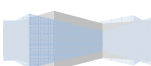


SS3	(1-1)	3,06	25,5	22,44	24,107	23,946	834,169	1768,900
	(2-2)	3,06	25,5	22,44	72,321	24,826	804,600	1149,786
	(3-3)	3,06	25,5	22,44	72,321	24,826	804,600	1149,786
	(4-4)	3,06	25,5	22,44	60,268	21,625	923,699	1335,251
	(5-5)	3,06	25,5	22,44	84,375	28,521	700,361	996,917
SS4	(1-1)	3,06	28,56	25,5	24,107	23,946	940,658	1457,594
	(2-2)	3,06	28,56	25,5	72,321	24,826	907,315	782,746
	(3-3)	3,06	28,56	25,5	72,321	24,826	907,315	782,746
	(4-4)	3,06	28,56	25,5	60,268	21,625	1041,618	915,712
	(5-5)	3,06	28,56	25,5	84,375	28,521	789,769	676,959

$E\Delta_n$ T/m	$D_n = \sum E\Delta_n$	Eif	I m4	$\sum I$ m4
1239,409	38021,611	39102,59	1,028	5.68
624,228	21849,538		1,790	
624,228	21849,538		1,790	
673,429	24844,009		1,574	
2478,818	36782,202	31501,17	0,856	4.63
1248,455	21225,311		1,484	
1248,455	21225,311		1,484	
1346,858	24170,580		1,303	
3706,483	34303,384	24907,27	0,726	4,19
1864,098	19976,856		1,247	
1864,098	19976,856		1,247	
2009,376	22823,723		1,091	
3422,616	30596,901	19131,2	0,625	3,66
1974,222	18112,758		1,056	
1974,222	18112,758		1,056	
2165,713	20814,346		0,919	
4305,986	27174,285	14121,01	0,520	3,03
2494,379	16138,536		0,875	
2494,379	16138,536		0,875	
2737,731	18648,633		0,757	

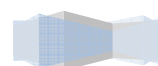


8231,933	22868,300	9766,78	0,427	3,30
4634,464	13644,157		0,716	
4634,464	13644,157		0,716	
5427,392	15910,901		0,614	
4007,323	11813,880		0,827	
4763,294	14636,366	4895,51	0,334	2,52
3096,145	9009,693		0,543	
3096,145	9009,693		0,543	
3595,563	10483,509		0,467	
2684,498	7806,557		0,627	
5412,834	9873,072	2373,26	0,240	1,85
3518,346	5913,549		0,401	
3518,346	5913,549		0,401	
4085,867	6887,946		0,345	
3050,566	5122,059		0,463	
4460,238	4460,238	628,45	0,141	1,19
2395,202	2395,202		0,262	
2395,202	2395,202		0,262	
2802,079	2802,079		0,224	
2071,493	2071,493		0,303	

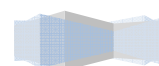


Calcul des déplacements et les rotations et les inerties fictives dans le sens Y-Y

	Inertie fictives des portiques selon Y-Y							
Niveaux	portique	he(m)	Mn (t.m)	Mn+1(t.m)	$\sum K_{poteaux}$ m3 10-4	$\sum K_{poutres}$ m3 10-4	E θ_n t m-2	E φ_n Tm-2
4	(1-1)	3,06	3,06	0	8,669	22,997	55,442	405,036
	(2-2)	3,06	3,06	0	13,000	24,075	52,960	302,073
	(3-3)	3,06	3,06	0	17,338	24,075	52,960	252,995
	(4-4)	3,06	3,06	0	21,673	20,902	60,999	239,656
	(5-5)	3,06	3,06	0	21,673	20,902	60,999	148,157
	(6-6)	3,06	3,06	0	17,338	20,902	60,999	316,180
	(7-7)	3,06	3,06	0	4,334	20,902	60,999	751,269
3	(1-1)	3,06	6,12	3,06	8,669	22,997	166,326	810,071
	(2-2)	3,06	6,12	3,06	13,000	24,075	158,879	604,146
	(3-3)	3,06	6,12	3,06	17,338	24,075	158,879	505,990
	(4-4)	3,06	6,12	3,06	21,673	20,902	182,997	479,312
	(5-5)	3,06	6,12	3,06	21,673	20,902	182,997	479,312
	(6-6)	3,06	6,12	3,06	17,338	20,902	182,997	538,147
	(7-7)	3,06	6,12	3,06	4,334	20,902	182,997	1420,738
2	(1-1)	3,06	9,18	6,12	8,669	22,997	277,210	1565,333
	(2-2)	3,06	9,18	6,12	13,000	24,075	264,798	1598,787
	(3-3)	3,06	9,18	6,12	17,338	24,075	264,798	965,039
	(4-4)	3,06	9,18	6,12	21,673	20,902	304,995	859,301
	(5-5)	3,06	9,18	6,12	21,673	20,902	304,995	807,481
	(6-6)	3,06	9,18	6,12	17,338	20,902	304,995	1165,108
	(7-7)	3,06	9,18	6,12	4,334	20,902	304,995	2455,326
1	(1-1)	3,06	12,24	9,18	14,918	8,199	1088,547	1927,792
	(2-2)	3,06	12,24	9,18	22,377	5,083	1755,853	2462,514
	(3-3)	3,06	12,24	9,18	29,836	11,401	782,826	1236,527
	(4-4)	3,06	12,24	9,18	37,296	12,612	707,659	1015,616
	(5-5)	3,06	12,24	9,18	37,296	14,776	604,020	1310,133
	(6-6)	3,06	12,24	9,18	29,836	7,810	1142,766	1604,600
	(7-7)	3,06	12,24	9,18	7,459	8,299	1075,431	1905,191

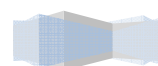


RDC	(1-1)	3,06	15,3	12,24	14,918	8,199	1399,561	2435,658
	(2-2)	3,06	15,3	12,24	22,377	5,083	2257,525	3119,949
	(3-3)	3,06	15,3	12,24	29,836	11,401	1006,491	1564,298
	(4-4)	3,06	15,3	12,24	37,296	12,612	909,848	1430,500
	(5-5)	3,06	15,3	12,24	37,296	14,776	776,597	1303,025
	(6-6)	3,06	15,3	12,24	29,836	7,810	1469,270	1650,940
	(7-7)	3,06	15,3	12,24	7,459	8,299	1382,697	3325,789
SS1	(1-1)	4,08	19,38	15,3	10,996	8,199	1762,410	3385,890
	(2-2)	4,08	19,38	15,3	16,494	5,083	2842,809	4094,269
	(3-3)	4,08	19,38	15,3	21,993	11,401	1267,433	2121,848
	(4-4)	4,08	19,38	15,3	27,491	12,612	1145,734	1840,359
	(5-5)	4,08	19,38	15,3	27,491	14,776	977,937	1653,879
	(6-6)	4,08	19,38	15,3	21,993	7,810	1850,192	2760,874
	(7-7)	4,08	19,38	15,3	5,498	8,299	1741,174	4843,988
SS2	(1-1)	3,06	22,44	19,38	24,107	8,410	2071,938	2999,252
	(2-2)	3,06	22,44	19,38	36,160	5,144	3387,442	4152,449
	(3-3)	3,06	22,44	19,38	48,214	11,558	1507,614	2005,781
	(4-4)	3,06	22,44	19,38	60,268	12,812	1360,053	1769,850
	(5-5)	3,06	22,44	19,38	60,268	15,088	1154,891	1549,676
	(6-6)	3,06	22,44	19,38	48,214	7,910	2202,908	2751,950
	(7-7)	3,06	22,44	19,38	12,053	8,410	2071,938	3775,024
SS3	(1-1)	3,06	25,5	22,44	24,107	8,410	2375,149	3408,241
	(2-2)	3,06	25,5	22,44	36,160	5,144	3883,165	3503,682
	(3-3)	3,06	25,5	22,44	48,214	11,558	1728,240	2279,297
	(4-4)	3,06	25,5	22,44	60,268	12,812	1559,085	2011,193
	(5-5)	3,06	25,5	22,44	60,268	15,088	1323,900	1760,996
	(6-6)	3,06	25,5	22,44	48,214	7,910	2525,284	3127,216
	(7-7)	3,06	25,5	22,44	12,053	8,410	2375,149	4289,800
SS4	(1-1)	3,06	28,56	25,5	24,107	8,410	2678,359	2326,445
	(2-2)	3,06	28,56	25,5	36,160	5,144	4378,888	2847,630
	(3-3)	3,06	28,56	25,5	48,214	11,558	1948,867	1468,066
	(4-4)	3,06	28,56	25,5	60,268	12,812	1758,117	1273,961
	(5-5)	3,06	28,56	25,5	60,268	15,088	1492,908	1141,357
	(6-6)	3,06	28,56	25,5	48,214	7,910	2847,661	1917,463

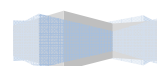


	(7-7)	3,06	28,56	25,5	12,053	8,410	2678,359	3313,792
--	-------	------	-------	------	--------	-------	----------	----------

$E\Delta_n$ T/m	$D_n = \sum E\Delta_n$	Eif	I m ⁴	$\sum I$ m ⁴
1239,409	62400,581	39102,59	0,627	5,922
924,343	73593,780		0,531	
774,164	40107,795		0,975	
733,347	38576,374		1,014	
453,362	35364,189		1,106	
967,512	36512,460		1,071	
2298,884	65288,491		0,599	
2478,818	61161,172	31501,17	0,515	4,870
1848,686	72669,437		0,433	
1548,328	39333,631		0,801	
1466,694	37843,028		0,832	
1466,694	34910,827		0,902	
1646,731	35544,948		0,886	
4347,458	62989,607		0,500	
4789,920	58682,354	24907,27	0,424	4,024
4892,287	70820,751		0,352	
2953,020	37785,303		0,659	
2629,460	36376,334		0,685	
2470,892	33444,133		0,745	
3565,229	33898,217		0,735	
7513,297	58642,149		0,425	
5899,043	53892,434	19131,2	0,355	3,384
7535,293	65928,464		0,290	
3783,773	34832,283		0,549	
3107,785	33746,874		0,567	
4009,007	30973,241		0,618	
4910,076	30332,988		0,631	
5829,884	51128,852		0,374	



7453,113	47993,391	14121,01	0,294	2,843
9547,043	58393,170		0,242	
4786,751	31048,510		0,455	
4377,330	30639,089		0,461	
3987,258	26964,235		0,524	
5051,876	25422,912		0,555	
10176,914	45298,968		0,312	
13814,431	40540,278	9766,78	0,241	2,174
16704,619	48846,127		0,200	
8657,139	26261,759		0,372	
7508,663	22976,977		0,425	
6747,827	20371,036		0,479	
11264,368	35122,054		0,278	
19763,470	54582,036		0,179	
9177,710	26725,847	4895,51	0,183	1,635
12706,495	32141,508		0,152	
6137,690	17604,620		0,278	
5415,741	15468,314		0,316	
4742,009	13623,209		0,359	
8420,968	23857,686		0,205	
11551,575	34818,566		0,141	
10429,216	17548,137	2373,26	0,135	1,223
10721,266	19435,013		0,122	
6974,648	11466,930		0,207	
6154,251	10052,573		0,236	
5388,647	8881,199		0,267	
9569,281	15436,719		0,154	
13126,789	23266,992		0,102	
7118,921	7118,921	628,45	0,088	0,811
8713,747	8713,747		0,072	
4492,281	4492,281		0,140	
3898,322	3898,322		0,161	
3492,552	3492,552		0,180	
5867,437	5867,437		0,107	
10140,203	10140,203		0,062	



Les inerties fictives des portiques par niveau :

Niveau	SS4	SS3	SS2	SS1	RDC	1	2	3	4	Σ
Sens X-X	1,19	1,85	2,52	3,30	3,03	3,66	4.19	4.63	5.68	31.1
Sens Y-Y	0,811	1,223	1,635	2,174	2,843	3,384	4,024	4,870	5,922	26.886

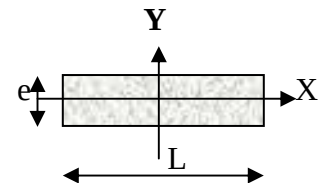
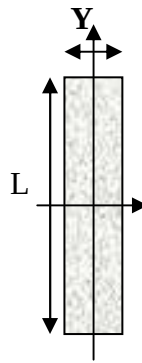
IV.4. Calcul des inerties des refends :

IV.4.1. Sens transversal :

$$I_y = \frac{L \cdot e^3}{12}$$

$$I_x = \frac{e \cdot L^3}{12}$$

$I_y \ll I_x$ donc on prend $I_y = 0$



IV.4.2. Sens longitudinal :

$$I_y = \frac{e \cdot L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L \cdot e^3}{12}$$

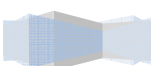
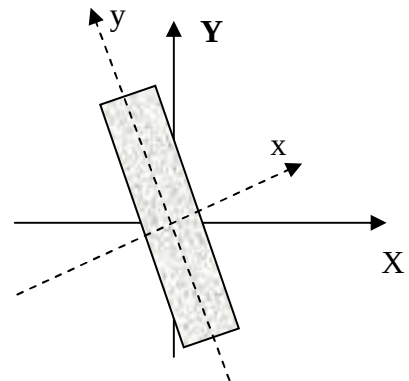
$I_x \ll I_y$ donc on prend $I_x = 0$

IV.4.3. voile incliné :

$$I_y = I_1 \cos^2 \varphi + I_2 \sin^2 \varphi$$

$$I_x = I_1 \sin^2 \varphi + I_2 \cos^2 \varphi$$

$I_2 = 0$ $b \ll h$ avec $\varphi = 19^\circ$



Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesuré au dernier niveaux ou la section des poteaux est de (35*35).

Sens X-X :

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	I (m ⁴)
//	VL1	2.19	0.20	0.175
	VL2	3.30	0.20	0.598
	VInc	2.28	0.20	0.186
Somme				

Sens Y-Y :

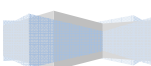
Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	I (m ⁴)
Du 4eme sous sol au 4eme étage	VT1	3.22	0.20	0.556
	VInc	2.28	0.20	0.0643
	VT3	2.45	0.20	0.245
	VT4	4.47	0.20	1.488
Somme				2.3533

IV.5. Interprétation des résultats :

- **Comparaison des inerties des voiles et des portiques :**

Sens longitudinal :

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage
Voiles	1.234	27.02 %
Portiques	3.332	77.29 %
Voiles+portiques	4.566	100 %



Sens transversal :

	Inertie (m ⁴)	pourcentage
Voiles	2.353	44.06 %
Portiques	2.987	55.93 %
Voiles+portiques	5.340	100 %

- **Comparaison des charges verticales des voiles et des portiques :**

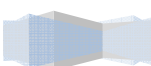
	Efforts (kN)	Pourcentage
Voiles	99.01	64.58 %
Portiques	54.31	35.42 %
Voiles+portiques	153.31	100 %

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens Transversal que longitudinal et aussi vertical

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 %** (tel que prévu par le RPA) de L'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un Contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement **R = 5 (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003).**



VII.1. Introduction :

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

VII.2. Vérification de la période :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T_N = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA2003 $C_T = 0.05$.

Remarque :

Les valeurs de T, calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques.

$$T = 0.05 \times (28.56)^{3/4} = \mathbf{0.618 \text{ sec}}$$

$$\text{D'où : } T = 1.3 \times 0.618 = \mathbf{0.803} > T_{\text{robot}} = \mathbf{0.44 \text{ sec}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

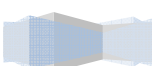
VII.3. Vérification de l'effort tranchant à la base :

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

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

- R = 5 (structure mixte avec interaction).
- W (poids total de la structure).
- D (facteur d'amplification dynamique).

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :



➤ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Le coefficient **A** est donné par le tableau **4.1 RPA99** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

A = 0.15 (groupe d'usage2, zone II_a).

➤ **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

Le coefficient **R** est donné par le tableau **4.3 RPA99**, en système de contreventement mixte (portiques/ voiles avec interaction), dans notre cas : **R =5**

➤ **Facteur d'amplification moyen (D) :**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7 RPA99**

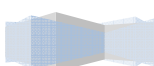
Site3 $\longrightarrow$ **T₂ = 0.5 s**

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissements critique. ($\zeta = 8.5\%$)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.82 > 0.7 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$



➤ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.
-

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ».

Après les vérifications : $Q = 1.15$

W : poids total de la structure.

$$W = 500.768 \text{ KN}$$

➤ **Sens x-x :**

$$T_x = \min \left(C_T \times h_n^{3/4} ; 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} \right)$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donnée par le **tableau 4.6 du RPA99**

h_N : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

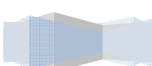
$$h_N = 28.56 \text{ m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 21.48 \text{ m}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \min \left[(0.05 \times (28.56)^{3/4}) ; (0.09 \times \frac{28.56}{\sqrt{21.48}}) \right] \\ T_x = \min (0.618s ; 0.555s) \longrightarrow T_x = 0.555 \text{ s} \end{array} \right.$$



$$T_2 < T_x < 3s \longrightarrow \begin{cases} D = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 (0.5/0.555)^{2/3} \\ D = 1.91 \end{cases}$$

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.15}{5} * 500.768 = 33 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 0.8 \times 33 = \mathbf{26.4 \text{ KN}}$$

➤ **Sens y-y :**

$$D_y = 19.22 \text{ m}$$

$$T_y = (0.618s ; 0.586s) \longrightarrow T_y = 0.586s$$

$$\mathbf{D = 1.84}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W = \mathbf{31.79 \text{ KN}}$$

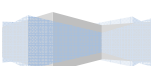
$$0.8V_y = 0.8 \times 43.34 = \mathbf{25.43 \text{ KN}}$$

Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{x \text{ dyn}} = \mathbf{286.57 \text{ KN}} > 80\% V_x = 26.4 \text{ KN} \dots\dots\dots \mathbf{\text{condition vérifiée.}} \\ V_{y \text{ dyn}} = \mathbf{209.97} > 80\% V_y = 25.43 \text{ KN} \dots\dots\dots \mathbf{\text{condition vérifiée.}} \end{array} \right.$$

Conclusion:

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



VII.4. Les excentricités (Art 4.2.7 RPA 99 version 2003) :

On supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grandes des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- Excentricité théorique résultant des plans.

Les excentricités théoriques données par ROBOT

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	4 SS	1464 1485		21,26	18,55	1,06	0,93
2	3 SS	1465 1476		21,26	18,55	1,06	0,93
3	2 SS	1466 1477		21,26	18,55	1,06	0,93
4	1 SS	72 1474 1484		21,23	18,52	1,06	0,93
5	RDC	55 1467 1478		21,23	18,96	1,06	0,95
6	Etage 1	1468 1479		21,23	18,96	1,06	0,95
7	Etage 2	1469 1480		21,21	18,96	1,06	0,95
8	Etage 3	61 1470 1481		21,21	18,96	1,06	0,95
9	Etage 4	63 1471 1482		21,21	18,96	1,06	0,95

Les excentricités accidentelles

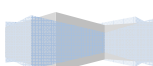
5/ 1	4 SS	252324,84	,24 8,52 -10,71	,91 2,96 -10,06	6625271,28	9824449,23	16449720,51	4,67	5,57
5/ 2	3 SS	252324,84	1,24 8,52 -7,65	5,91 2,96 -7,00	6624563,02	9824419,08	16448982,09	4,67	5,57
5/ 3	2 SS	252324,84	1,24 8,52 -4,59	5,91 2,96 -3,94	6624341,28	9824274,66	16448615,94	4,67	5,57
5/ 4	1 SS	259472,59	1,29 8,41 -1,02	5,98 1,02 -0,16	6983429,00	10429046,63	17412475,63	4,68	7,38
5/ 5	RDC	272102,66	11,30 9,25 2,55	16,01 2,30 3,24	7972407,70	10185166,99	18157574,69	4,70	6,94
5/ 6	Etage 1	274217,82	11,31 9,22 5,61	16,01 2,30 6,32	7905553,05	10130247,87	18035800,93	4,70	6,93
5/ 7	Etage 2	265578,17	11,33 9,24 8,67	16,06 1,97 9,43	7631702,26	9777461,14	17409163,40	4,73	7,27
5/ 8	Etage 3	268818,91	1,33 9,25 11,73	6,06 1,97 12,49	7666908,36	9778755,53	17445663,89	4,73	7,28
5/ 9	Etage 4	275652,29	1,21 9,12 14,79	6,06 0,62 15,60	8529012,97	10970856,91	19499869,88	4,85	8,50

On doit vérifiée que :

$$e = \max (0.05L_{\max} ; e_0) > e_1$$

$$e_x = \max (0.05 (21.26) ; 4.85) = 4.85 > 1.06.....\text{condition vérifiée.}$$

$$e_y = \max (0.05 (18.96) ; 8.50) = 8.50 > 0.95.....\text{condition vérifiée.}$$



VII.5. Vérification des déplacements :

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

Le déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

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

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

- **Justification vis-à-vis des déformations (Art 5.10 RPA) :**

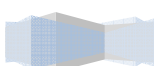
Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$\Delta_k < 1\% h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants

Sens x-x :

Etage	$\delta_{ek}(\text{cm})$	R	$\delta_k (\text{cm})$	$\Delta_k (\text{cm})$	1% h_e (cm)	vérification
4SS	0.2	5	1	1	3.06	Ok
3SS	0.5	5	2.5	1.5	3.06	Ok
2SS	0.8	5	4	1.5	3.06	Ok
1SS	1.3	5	6.5	2.5	3.06	Ok
RDC	1.6	5	8	1.5	4.08	Ok
1etage	1.8	5	9	1	3.06	Ok
2etage	2.1	5	10	1	3.06	Ok
3etage	2.2	5	11	1	3.06	Ok
4etage	2.3	5	11.5	1.5	3.06	Ok



Sens y-y :

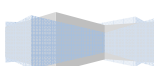
Etage	$\delta_{ek}(\text{cm})$	R	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$	1% h_e (cm)	vérification
4SS	0.1	5	0.5	0.5	3.06	Ok
3SS	0.3	5	1.5	1	3.06	Ok
2SS	0.5	5	2.5	1	3.06	Ok
1SS	0.7	5	3.5	1	3.06	Ok
RDC	0.9	5	4.5	1	4.08	Ok
1etage	1	5	5	0.5	3.06	Ok
2etage	1.2	5	6	1	3.06	Ok
3etage	1.3	5	6.5	0.5	3.06	Ok
4etage	1.3	5	6.5	0	3.06	Ok

IV) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

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

$$\Theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_K} \leq 0.10$$

Niv.	Hk(m)	P(KN)	Sens X-X			Sens Y-Y			Obs.
			$\Delta k(\text{m})$	$V_k(\text{KN})$	Θ_x	$\Delta k(\text{m})$	$V_k(\text{KN})$	Θ_y	
1	3.06	1363.44	0	266.41	0	0	68.16	0	OK
2	3.06	1363.44	0	340.19	0	0	92.47	0	OK
3	3.06	1363.44	0	344.63	0	0	147.11	0	OK
4	4.08	1428.71	0	190.07	0	0	458.71	0	OK
5	3.06	1316.56	0	260.09	0	0	59.78	0	OK
6	3.06	1305.41	0	225.61	0	0	135.06	0	OK
7	3.06	1219.01	0	190.25	0	0	78.09	0	OK
8	3.06	1219.01	0	132.69	0	0	38.83	0	OK
9	3.06	1106.61	0	40.35	0	0	56.62	0	OK



VIII.1.Poteaux

VIII.1 Introduction :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsqu'elle subit simultanément l'action d'un moment de flexion et d'un effort de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « c » qui est distant du centre de gravité de la section de ($e = M / N$).

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction tandis que le moment qu'il engendre est un moment de flexion, d'où l'étude de deux cas :

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

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des combinaisons suivantes :

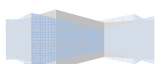
- $1,35 G + 1,5 Q$ (à l'ELU)
- $G + Q + E$ (RPA 99 Version 2003)
- $0,8G \pm E$ (RPA 99 Version 2003)

Les vérifications se feront à l'ELS.

VIII.2 Recommandations et exigences du RPA 99 révisé 2003 :

VIII.2 .1 Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.



- La longueur minimale de recouvrement est de ($L_R = 40 \Phi_l$) en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser (25cm) en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

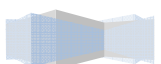
❖ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers est de 0,8% de la section du béton.

- Poteau (45x45) : $A_{\min} = 0,008 \times (45 \times 45) = 16,2 \text{ cm}^2$.
- Poteau (40x40) : $A_{\min} = 0,008 \times (40 \times 40) = 12,8 \text{ cm}^2$.
- Poteau (35x35) : $A_{\min} = 0,008 \times (35 \times 35) = 9,8 \text{ cm}^2$.
- Poteau (25x25) : $A_{\min} = 0,008 \times (25 \times 25) = 5 \text{ cm}^2$.

❖ Pourcentage maximal :

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de ($0,06 \times b \times h$).
- Poteau (45x45) : $A_{\max} = 0,06 \times (45 \times 45) = 121,5 \text{ cm}^2$.
- Poteau (40x40) : $A_{\max} = 0,06 \times (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$.
- Poteau (35x35) : $A_{\max} = 0,06 \times (35 \times 35) = 73,5 \text{ cm}^2$.
- Poteau (25x25) : $A_{\min} = 0,06 \times (25 \times 25) = 37,5 \text{ cm}^2$.
- Le pourcentage maximal en zone courante sera de ($0,04 \times b \times h$).
- Poteau (45x45) : $A_{\max} = 0,04 \times (45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$.
- Poteau (40x40) : $A_{\max} = 0,04 \times (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$.
- Poteau (35x35) : $A_{\max} = 0,04 \times (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$.
- Poteau (25x25) : $A_{\min} = 0,04 \times (25 \times 25) = 25 \text{ cm}^2$.



VIII.2.2 Vérification au cisaillement des armatures transversales :

(Article 7.4-22 du RPA 99)

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

 V_u : Effort tranchant de calcul. h_t : Hauteur totale de la section brute. f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale. ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

 λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \text{et} \quad l_f = 0,7 h_e$$

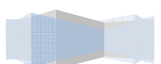
$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b_1 h_1^3}{12}} = \sqrt{\frac{h_1^2}{12}} \Rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12} l_f}{h_1}$$

 l_f : Longueur de flambement des poteaux. S_t : Espacement des armatures transversales. $S_t \leq \text{Min} (10 \cdot \Phi_1^{\min}; 15\text{cm})$ en zone nodale. $S'_t \leq 15 \Phi_1^{\min}$ en zone courante. a, b : Dimensions de la section droite du poteau.

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

- Si: $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b$
- Si: $\lambda_g \geq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b$
- Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ au minimum.



VIII.3 Calcul du ferraillage :**Etape de calcul en flexion composée :**

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ Section partiellement comprimée (SPC)

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0,337 - 0,81\frac{c}{h})bh^2 f_{bu} \rightarrow (A)$$

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

M_f : Moment fictif.

- Si l'inégalité (A) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée et le calcul se fait comme suit :

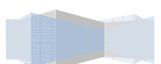
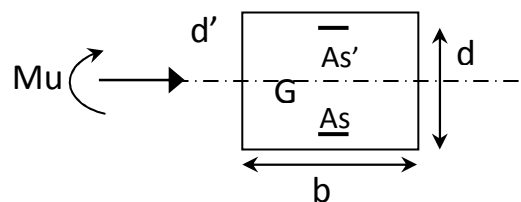
$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_r = 0,392$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r = 0,392$ la section est doublement armée, il faut calculer A_l et A_l'

$$A_l = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_s}$



- Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, la section est alors entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0,5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée, la section a besoin d'armatures inférieures comprimées (section doublement armée).

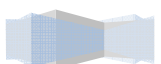
$$A' = \frac{M - (d - 0,5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures (section simplement armée).

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et} \quad A_s = 0$$

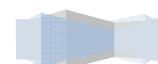
$$\text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$



Résultats du calcul en flexion composée :

➤ Le calcul des sections d'armatures est résumé dans le tableau ci-dessous :

Zone	N (KN)		M (KN.m)		Section (cm ²)	Observ.	Observ.	A _s ' cm ²	A _s cm ²	A _{min} cm ²	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres
I	N _{max}	777.08	M _{cor}	-12.55	45	SEC	SSA	12.1	10.25		20,6	4HA16 + 4HA20
	N _{min}	182.03	M _{cor}	15.08	X	SPC	SSA	1.31	3.24	16,2	20,6	
	N _{cor}	454.05	M _{max}	-45.35	45	SEC	SSA	8.58	2.77		20,6	
II	N _{max}	459.24	M _{cor}	-1.74	40	SEC	SSA	6.75	6.45		16,08	8HA16
	N _{min}	80.51	M _{cor}	-3.47	X	SPC	SSA	1.26	0.75	12,8	16,08	
	N _{cor}	375.51	M _{max}	31.15	40	SPC	SSA	2.76	8.03		16,08	
III	N _{max}	294.54	M _{cor}	4.41	35	SPC	SSA	3.8	4.67		12,31	8HA14
	N _{min}	23.06	M _{cor}	-2.69	X	SPC	SSA	0.52	0.06	9,8	12,31	
	N _{cor}	75.32	M _{max}	26.42	35	SPC	SSA	0	3.58		12,31	
IV	N _{max}	716.60	M _{cor}	2.36	25	SEC	SSA	9.98	10.62		9.23	6HA14
	N _{min}	11.68	M _{cor}	-0.54	X	SPC	SSA	0.21	0.08		9.23	
	N _{cor}	450.39	M _{max}	17.43	25	SEC	SSA	3.55	7.70		9.23	



VIII.4 Vérification à l'ELS :**A) Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b) Contrainte dans le béton :

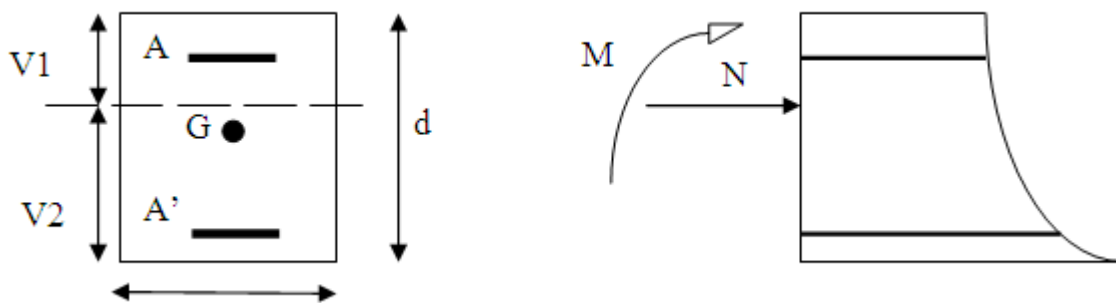
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Il y a deux vérifications à faire : en flexion composée et à l'ELS.

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ La section est entièrement comprimée (SEC).

Vérification des contraintes :

- La section homogène :



$$B_0 = b \cdot h + 15 (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 (A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right]$$

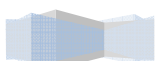
$$V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c)^2]$$

- Il faut vérifier que :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$



$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$ il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_{s1} = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} (V_1 - c) \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{s2} = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} (V_2 - c) \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}.$$

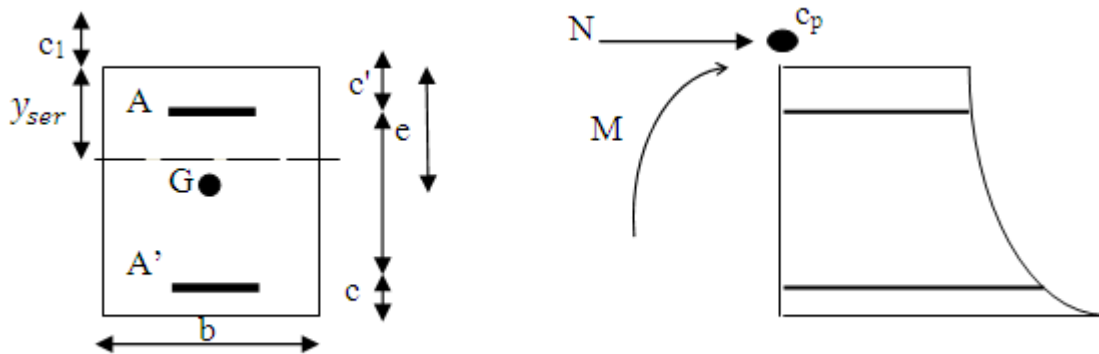
N_s : Effort de compression à l'ELS.

M_s : Moment fléchissant à l'ELS.

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ La section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$



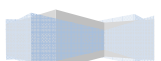
$$\sigma_b = K \cdot y_{ser}$$

y_{ser} : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \quad \text{avec} \quad I_{x-x} = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$

$$y_{ser} = y_c + c_1$$

$c_1 = \frac{h}{2} - e$: Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.



y_c : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

y_c est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c_1^2 - \frac{90A'(c_1 - c')}{b} + 90\frac{A}{b}(d - c')$$

$$q = -2c_1^3 - \frac{90A'(c_1 - c')^2}{b} - 90\frac{A}{b}(d - c')^2$$

On calcule :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si: } \Delta \geq 0 \rightarrow t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) ; \quad u = \sqrt[3]{t} ; \quad y_c = u - \frac{p}{3u}$$

$$\text{Si: } \Delta < 0 \rightarrow \varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

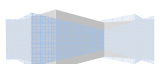
$$y_{c1} = a, \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_{c2} = a, \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$y_{c3} = a, \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

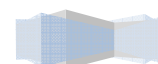
On tiendra pour y_c la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_{ser} = y_c + c_1 < h$$



➤ Les résultats de ces calculs sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Zone	N_s (KN)		M_s (KN.m)		Section (cm ²)	e_s (m)	$h/6$ (m)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Observ.
I	N_{max}	566.36	M_{cor}	-9.09	45	0,016	0,075	2.96	43.5	15	348	Vérifiée
	N_{min}	351.97	M_{cor}	-2.89	X	0,001	0,075	1.7	25.2	15	348	Vérifiée
	N_{cor}	362.57	M_{max}	29.99	45	0,083	0,075	3.14	44	15	348	Vérifiée
II	N_{max}	335.81	M_{cor}	-1.27	402.92	0,004	0,066	1.98	29.5	15	348	Vérifiée
	N_{min}	154.25	M_{cor}	-1.90	X	0,012	0,066	1.01	14.8	15	348	Vérifiée
	N_{cor}	205.87	M_{max}	-22.19	40	0,108	0,066	2.92	39.6	15	348	Vérifiée
III	N_{max}	214.78	M_{cor}	3.19	35	0,015	0,058	1.94	28.1	15	348	Vérifiée
	N_{min}	32.74	M_{cor}	-2.27	X	0,069	0,058	0.5	6.81	15	348	Vérifiée
	N_{cor}	55.11	M_{max}	19.25	35	0,350	0,058	3.66	41.3	15	348	Vérifiée
IV	N_{max}	521.98	M_{cor}	1.71	25	0,003	0,042	7.31	107.9	15	348	Vérifiée
	N_{min}	16.60	M_{cor}	-0.09	X	0,005	0,042	0.24	3.55	15	348	Vérifiée
	N_{cor}	29.62	M_{max}	7.61	25	0,257	0,042	3.18	33.5	15	348	Vérifiée



VIII.5 Vérifications du RPA 99 révisé 2003 :**VIII.5 .1 Les armatures longitudinales :**

- En zone de recouvrement (ZR) :

- Poteau (45x45) : $A_{\max} = 121,5 \text{ cm}^2 > 20,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- Poteau (40x40) : $A_{\max} = 96 \text{ cm}^2 > 16,08 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- Poteau (35x35) : $A_{\max} = 73,5 \text{ cm}^2 > 12,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- Poteau (25x25) : $A_{\max} = 37,5 \text{ cm}^2 > 9,23 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée

- En zone courante (ZC) :

- Poteau (45x45) : $A_{\max} = 81 \text{ cm}^2 > 20,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- Poteau (40x40) : $A_{\max} = 64 \text{ cm}^2 > 16,08 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- Poteau (35x35) : $A_{\max} = 49 \text{ cm}^2 > 12,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- Poteau (25x25) : $A_{\max} = 25 \text{ cm}^2 > 9,23 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

VIII.5 .2 Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux.

Les armatures transversales doivent reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux et empêcher le déplacement transversal du béton.

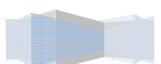
D'après le BAEL 91, Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = 6,87 \text{ mm}$$

$$\text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte deux cadres : $4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t = 8 \text{ cm}$.



VIII.5 .2.1 Longueurs de recouvrement :(FeE400, $\Psi_s \geq 1,5$)

$$L_R = 40\Phi_l = 40 \times 2 = 82 \text{ cm}$$

$$L_R = 40\Phi_t = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$L_R = 40\Phi_t = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

VIII.5 .2.2 Espacement des armatures :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min (10 \times 1,4; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$S_t' \leq 15 \Phi_l^{\min} = 21 \text{ cm} \rightarrow S_t' = 14 \text{ cm}$$

VIII.5 .2.3 Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 306 = 16,49$$

$$\text{Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 306 = 18,55$$

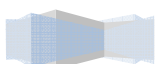
$$\text{Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 405 = 24,73$$

$$\text{Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 306 = 21,20$$

$$\text{Poteau de } (25 \times 25) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{25} \times 0,7 \times 306 = 29,68$$

$$\text{Poteau de } (25 \times 25) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{25} \times 0,7 \times 408 = 39,57$$

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b$$



En zone nodale : ($S_t = 10\text{cm}$)

Poteau de $(45 \times 45)\text{ cm}^2$: $A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35\text{ cm}^2 < 2,01\text{ cm}^2$

Poteau de $(40 \times 40)\text{ cm}^2$: $A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2\text{ cm}^2 < 2,01\text{ cm}^2$

Poteau de $(35 \times 35)\text{ cm}^2$: $A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05\text{ cm}^2 < 2,01\text{ cm}^2$

Poteau de $(25 \times 25)\text{ cm}^2$: $A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75\text{ cm}^2 < 2,01\text{ cm}^2$

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

En zone courante : ($S_t' = 14\text{cm}$)

Poteau de $(45 \times 45)\text{ cm}^2$: $A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t' \times b = 0,003 \times 14 \times 45 = 1,98\text{ cm}^2 < 2,01\text{ cm}^2$

Poteau de $(40 \times 40)\text{ cm}^2$: $A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t' \times b = 0,003 \times 14 \times 40 = 1,68\text{ cm}^2 < 2,01\text{ cm}^2$

Poteau de $(35 \times 35)\text{ cm}^2$: $A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t' \times b = 0,003 \times 14 \times 35 = 1,47\text{ cm}^2 < 2,01\text{ cm}^2$

Poteau de $(25 \times 25)\text{ cm}^2$: $A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t' \times b = 0,003 \times 14 \times 25 = 1,05\text{ cm}^2 < 2,01\text{ cm}^2$

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

VIII.5 .2.4 Vérification au cisaillement des armatures transversales:

(Article 7.4-22 du RPA 99)

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

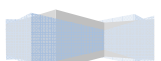
$\rho_a = 2,5$ car l'élanement géométrique dans la direction considérée $\lambda_g \geq 5$

- Poteaux $(45 \times 45)\text{ cm}^2$:

$T_{\max} = 41,82\text{ KN}$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 41,82 \times 10 \times 0,14}{0,45 \times 400} = 0,813\text{ cm}^2 < 2,01\text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée.



- Poteau (40×40) cm² : h_t=4.08m

$$T_{\max} = 25,20 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 25,20 \times 10 \times 0,14}{0,40 \times 400} = 0,55 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition est vérifiée.

- Poteau (40×40) cm² : h_t=3.06m

$$T_{\max} = 23,62 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 23,62 \times 10 \times 0,14}{0,40 \times 400} = 0,516 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition est vérifiée.

- Poteau (35×35) cm² :

$$T_{\max} = 15,87 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 15,87 \times 10 \times 0,14}{0,35 \times 400} = 0,42 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition est vérifiée.

- Poteau (25×25) cm² : h_t=4,08m

$$T_{\max} = 8,27 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 8,27 \times 10 \times 0,14}{0,25 \times 400} = 0,289 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

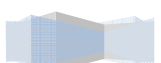
⇒ La condition est vérifiée.

- Poteau (25×25) cm² : h_t=3,06m

$$T_{\max} = 6,28 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 6,28 \times 10 \times 0,14}{0,25 \times 400} = 0,220 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition est vérifiée.



VIII.5 .2.4 Vérification de l'effort tranchant : (Article 7.4.3-2 du RPA 99)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28} \text{ Avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

$$\text{On a : } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (45×45) cm² :**

$$T_{\max} = 41,82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{41,82 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,22 \text{ Mpa} < 1,875 \text{ MPa}$$

⇒ **La condition est vérifiée.**

- **Poteaux (40×40) cm² : h_t=4,08m**

$$T_{\max} = 25,20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{25,20 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,17 \text{ Mpa} < 1,875 \text{ MPa}$$

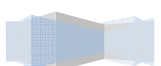
⇒ **La condition est vérifiée.**

- **Poteaux (40×40) cm² : h_t=3,06m**

$$T_{\max} = 23,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{23,62 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,16 \text{ Mpa} < 1,875 \text{ MPa}$$

⇒ **La condition est vérifiée.**



- **Poteaux (35×35) cm² :**

$$T_{\max} = 15,87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15,87 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,142 \text{ Mpa} < 1,875 \text{ MPa}$$

⇒ **La condition est vérifiée.**

- **Poteaux (25×25) cm² : h_t=4.08m**

$$T_{\max} = 8,27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{8,27 \times 10^3}{250 \times 220} = 0,15 \text{ Mpa} < 1,875 \text{ MPa}$$

⇒ **La condition est vérifiée.**

- **Poteaux (25×25) cm² : h_t=3.06m**

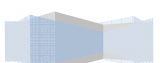
$$T_{\max} = 6,28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{6,28 \times 10^3}{250 \times 220} = 0,11 \text{ Mpa} < 1,875 \text{ MPa}$$

⇒ **La condition est vérifiée.**

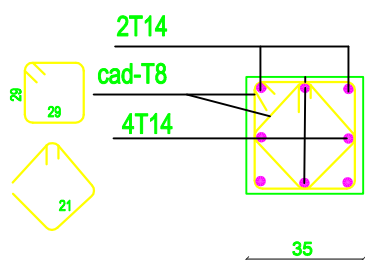
Remarque :

En ce qui concerne les plans de ferraillage, voir la fin du dernier chapitre.

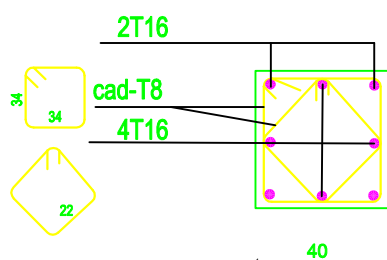


FERRAILLAGE POTEAUX ECH 1/20è

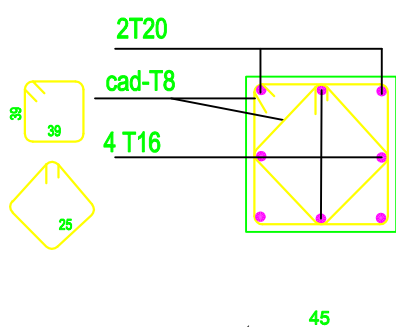
COUPE e-e ECH:1/20è



COUPE c-c ECH:1/20è



COUPE a-a ECH:1/20è



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

ETUDIE PAR:
AMRANI Ghiles
AMARA Thinhinene

DIRIGE PAR:
Mme BELAIDI

TITRE

FERRAILLAGE DES POTEAUX

PROMOTION 2014-2015

ECHELLE :1/20

ferrailage voir plan fondations

VIII.2.POUTRES

VIII.2.1 Introduction :

Les poutres seront ferrillées en flexion simple à l'ELU puis vérifiées à l'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35 G + 1,5 Q$ (à l'ELU)
- $G + Q$ (à l'ELS)
- $G + Q + E$ (ACC) (RPA 99 Version 2003)
- $0,8G \pm E$ (ACC) (RPA 99 Version 2003)

VIII.2.2 Recommandation du RPA99 version 2003 :

VIII.2.2.1 : Armatures longitudinales : (Article 7.5.2-1 du RPA 99 version 2003)

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0,5 % de la section du béton :

Poutres principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

➤ En zone courante :

Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

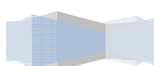
Poutre secondaire : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

➤ En zone de recouvrement :

Poutre principale : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

- La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone IIa)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .



VIII.2.2.2 : Armatures transversales : (Article 7.5.2-2 du RPA 99 version 2003)

- La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est de :

- En zone nodale :
$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_l \right)$$

Φ_l : Le plus petit diamètre utilisé des armatures transversales (dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, Φ_l est le diamètre le plus petit des aciers comprimés).

- En zone de recouvrement :
$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VIII.2.3 Etapes de calcul des armatures longitudinales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Pour les FeE400 : Si $\mu_b \leq \mu_l \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

Si $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA)

Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPA} \quad \text{et} \quad \gamma_b = 1.5$$

- Section sans armatures comprimées ($A_{SC} = 0$) :

Si $\mu_b < \mu_0 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

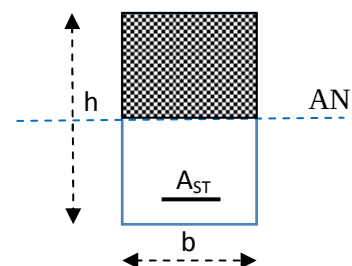
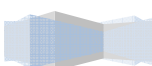


Fig VI.2.1 : section simplement armée



- Section avec armatures comprimées ($A_{sc} \neq 0$) :

Si $\mu_b > \mu_l = 0,392$ la section est dite doublement armée (SDA) ; dans ce cas nous allons procéder comme suite :

La section réelle est considérée comme équivalente a la somme de deux sections fictives.

Calcul de M_l : $M_l = \mu_l * b * d^2 * f_{bu}$ et $\Delta M = M_u - M_l$

Avec : M_u : moment sollicitant.

M_l : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_l}{\beta_l * d * \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') * \sigma_{st}} \quad (\text{en traction})$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') * \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

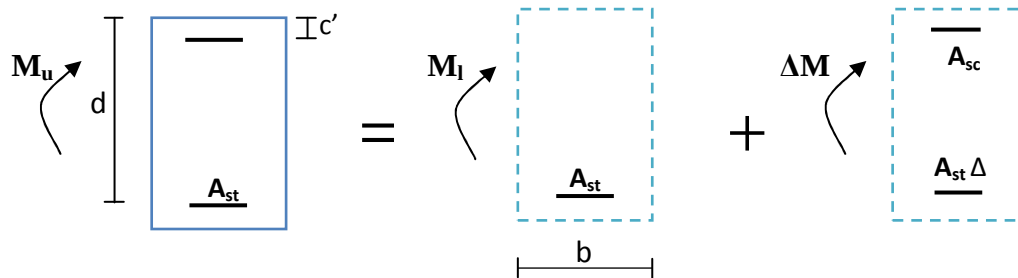
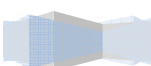


Fig VI.2.2 : schéma de calcul en flexion simple.

A_s : La section inférieure tendue ou la moins comprimée (selon le cas).

A_{sc} : La section supérieure la plus comprimée

- Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :



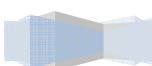
❖ Poutres principale

Ferrailage des poutres principales en travées à l'ELU						
Zone	Niveau	M _{max} [kN.m]	Obs	A _s calculée [cm ²]	A _s adoptée [cm ²]	Ferrailage
I	Etage4	13.21	SSA	1.01	2.35	3HA10
	Etage3	16.67	SSA	1.28		
	Etage2	18.25	SSA	1.40		
II	Etage1	21.52	SSA	1.66	3.39	3HA12
	RDC	23.30	SSA	1.8		
	SS1	26.68	SSA	2.07		
III	SS2	42.66	SSA	3.35	4.62	3HA14
	SS3	41.54	SSA	3.27		
	SS4	42.43	SSA	3.33		

Tableau VI.2.1 : Ferrailage des poutres principales en travée .

Ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELU						
Zone	Niveau	M _{max} [KN.m]	Obs	A _s calculée [cm ²]	A _s adoptée [cm ²]	Ferrailage
I	Etage4	16.35	SSA	1.25	3.85	3HA10+ 3HA8 Chap
	Etage3	16.72	SSA	1.28		
	Etage2	18.92	SSA	1.45		
II	Etage1	21.00	SSA	1.62	5.74	3HA12+ 3HA10 Chap
	RDC	39.98	SSA	3.13		
	SS1	42.36	SSA	3.33		
III	SS2	78.38	SSA	6.38	6.78	3HA12+ 3HA12 Chap
	SS3	78.38	SSA	6.38		
	SS4	78.40	SSA	6.38		

Tableau VI.2.2 : Ferrailage des poutres principales aux appuis.



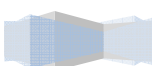
❖ Poutres secondaires

Ferrailage des poutres secondaires en travées à l'ELU						
Zone	Niveau	$M_{\max}$ [KN.m]	Observation	A_s calculée [cm ²]	A_s adoptée [cm ²]	Ferrailage
I	Etage4	21.27	SSA	1.9	2.35	3HA10
	Etage3	21.47	SSA	1.92		
	Etage2	22.56	SSA	2.02		
II	Etage1	25.26	SSA	2.27	3.39	3HA12
	RDC	29.75	SSA	2.68		
	SS1	29.73	SSA	2.68		
III	SS2	28.75	SSA	2.59	3.39	3HA12
	SS3	30.01	SSA	2.71		
	SS4	29.95	SSA	2.70		

Tableau VI.2.3 : Ferrailage des poutres secondaires en travée.

Ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELU						
Zone	Niveau	$M_{\max}$ [KN.m]	Observation	A_s calculée [cm ²]	A_s adoptée [cm ²]	Ferrailage
I	Etage4	20.92	SSA	1.61	3.85	3HA10+ 3HA8ch
	Etage3	21.74	SSA	1.67		
	Etage2	25.37	SSA	1.96		
II	Etage1	21.88	SSA	1.68	5.74	3HA12+ 3HA10ch
	RDC	57.24	SSA	5.35		
	SS1	57.26	SSA	5.35		
III	SS2	55.23	SSA	5.15	5.74	3HA12+ 3HA10ch
	SS3	57.13	SSA	5.34		
	SS4	57.28	SSA	5.36		

Tableau VI.2.4 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis.



VIII.2.4 Vérifications du BAEL 91 (ELU) :

a) Vérification de la condition de non fragilité : (Article A.4.2-1 du BAEL 91)

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} .$$

- Poutres principales (30×40) :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Poutres secondaires de (30×35): $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$.

$$A_s = 2,25 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant :

- **Vérification de la contrainte tangentielle :** (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

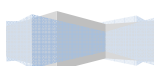
$$\text{Poutres principales : } \tau_u = \frac{237,96 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,38} = 2,08 \text{ Mpa}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \tau_u = \frac{80,25 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,33} = 0,810 \text{ Mpa}$$

$$\text{La fissuration est peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\text{PP : } \tau_u = 2,08 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\text{PS : } \tau_u = 0,810 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$



• **Influence de l'effort tranchant sur les armatures** : (Article A.5.1-3-2 du BAEL 91)

$T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$, on doit prolonger une section d'armatures pour équilibrer un moment égal

à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$ Tel que $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$.

- Poutres principales : $237.96 + \frac{-78.54}{0,9 \times 0,38} = < 0 \Rightarrow$ La condition n'est vérifiée.

- Poutres secondaires : $80.25 - \frac{62,3}{0,9 \times 0,33} = -101.91 < 0 \Rightarrow$ La condition n'est vérifiée.

Les armatures supplémentaires sont nécessaires.

• **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis** : (article A.5.1.32 du BAEL 91)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \cdot \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales :

$$T_u = 237.96 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,38 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 684 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- Poutres secondaires :

$$T_u = 80.25 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,33 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 594 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

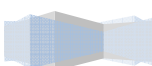
c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier - béton (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.



- Poutres principales :

$$\sum U_i = 24.492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{237.96 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.38 \times 0.244} = 2.778 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Poutres secondaires :

$$\sum U_i = 22.608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{80.25 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33 \times 0.226} = 1.195 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

d) Calcul de la longueur d'ancrage :

La longueur de scellement droit des barres : $l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$

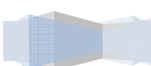
Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42.32 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes se terminant par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4.l_s$ » (Pour les barres à haute adhérence).

Pour les $\Phi 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 12$: $l_a = 16.93 \text{ cm}$



VIII.2.5 Vérifications du RPA 99 (version 2003) :

a) Calcul des armatures transversales :

Selon le RPA 99, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

- Poutres principales : $\Phi_t \leq \min(11,43;12;25) = 11,43mm$
- Poutres secondaires : $\Phi_t \leq \min(10;12;25) = 10mm$

Soit $\Phi_t = 8mm$

Nous adoptons une section de : $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Soit un cadre et un étrier de Φ_8 .

b) Calcul des espacements :

➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_t, 30cm\right)$

- Poutres principales de (30 x 40) cm² : $S_t = 10cm$

- Poutres secondaires de (30 x 35) cm² : $S_t = 8,75cm$

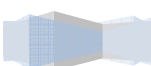
Soit $S_t = 7cm$

➤ **Zone courante :** $S'_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales de (30 x 40) cm² : $S'_t = 20cm$

- Poutres secondaires de (30 x 35) cm² : $S'_t = 17,5cm$

Soit $S'_t = 15cm$



c) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h \quad \text{et} \quad h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h : hauteur de la poutre

h_e : hauteur entre nus des poutres.

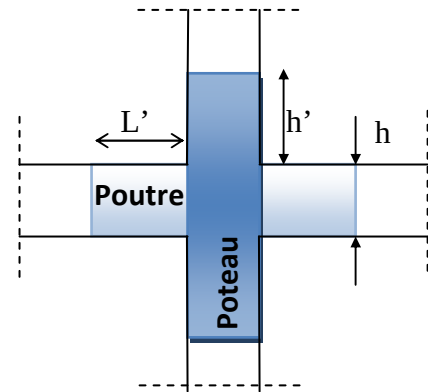


Fig.VI.2.3 : délimitation de la zone

On distingue deux types de zones nodales

suivant la coupe effectuée :

1^{er} cas : coupe suivant la poutre principale (30 x 40) :

$$L' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$$

$$\text{- poteau (45 x 45) cm}^2 : h' = \max\{51; 45; 45; 60\} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{- poteau (40 x 40) cm}^2 : h' = \max\{51; 40; 40; 60\} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{- poteau (35 x 35) cm}^2 : h' = \max\{51; 35; 35; 60\} = 60 \text{ cm}$$

2nd cas : coupe suivant la poutre secondaire (30 x 35) :

$$L' = 2 \times h = 70 \text{ cm}$$

$$\text{- poteau (45 x 45) cm}^2 : h' = \max\{51; 45; 45; 60\} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{- poteau (40 x 40) cm}^2 : h' = \max\{51; 40; 40; 60\} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{- poteau (35 x 35) cm}^2 : h' = \max\{51; 35; 35; 60\} = 60 \text{ cm}$$

Remarque :

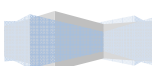
Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

d) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 . S_t' . b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$



VIII.2.6 Vérifications à l'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée comme étant peu nuisible, cette vérification n'est donc pas nécessaire.

❖ Etat limite de compression du béton : (Article A.5.2 du BAEL 91)

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [\text{MPa}]$$

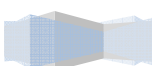
$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s}$$

On détermine $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d}$ pour obtenir β et K

- Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS							
Armatures en travée							
Niveau	$M_s^{\max}$	A_s adopté	σ_{bc} [Mpa]	σ_s [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	σ_s [Mpa]	observation
Etage4	9.72	2.35+2.35	1.95	21.5	15	400	vérifiée
Etage3	8.25		1.65	18.3	15	400	
Etage2	7.24		1.45	16	15	400	
Etage1	6.89	3.39+3.39	1.15	13.3	15	400	
RDC	6.71		1.12	12.9	15	400	
SS1	32.43		5.4	62.4	15	400	
SS2	30.92	4.62+3.39	4.6	55.3	15	400	
SS3	30.11		4.49	54	15	400	
SS4	30.77		4.59	55.2	15	400	

Tableau VII.5 : Etat limite de compression de compression du béton en travée.

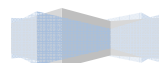


Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS							
Armatures aux appuis							
Niveau	$M_s^{\max}$	A_s adopté	σ_{bc} [Mpa]	σ_s [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	σ_s [Mpa]	observation
Etage4	14.54	2.35+3.85	2.42	28.7	15	400	vérifiée
Etage3	14.01		2.32	27.6	15	400	
Etage2	13.37		2.23	26.4	15	400	
Etage1	13.69	3.39+5.74	2.01	22.8	15	400	
RDC	14.23		2.14	24.2	15	400	
SS1	41.59		6.26	70.8	15	400	
SS2	49.97	4.42+6.78	6.51	76.4	15	400	
SS3	53.42		6.96	81.6	15	400	
SS4	54.06		7.04	82.6	15	400	

Tableau VII.6 : Etat limite de compression de compression du béton sur appuis.

Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS							
Armatures en travée							
Niveau	$M_s^{\max}$	A_s adopté	σ_{bc} [Mpa]	σ_s [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	σ_s [Mpa]	observation
Etage4	3.56	2.35+2.35	0.89	9.52	15	400	vérifiée
Etage3	3.54		0.88	9.47	15	400	
Etage2	3.56		0.89	9.52	15	400	
Etage1	3.57	3.39+3.39	0.74	8.32	15	400	
RDC	21.54		4.46	50.2	15	400	
SS1	21.56		4.46	50.2	15	400	
SS2	21.70	3.39+3.39	4.49	50.6	15	400	
SS3	21.75		4.5	50.7	15	400	
SS4	21.99		4.55	51.3	15	400	

Tableau VII.7 : État limite de compression de compression du béton en travée.



Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS							
Armatures aux appuis							
Niveau	$M_s^{\max}$	A_s adopté	σ_{bc} [Mpa]	σ_s [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	σ_s [Mpa]	observation
Etage4	8.73	2.35+3.85	2.02	21.2	15	400	vérifiée
Etage3	7.97		1.85	19.4	15	400	
Etage2	8.78		2.03	21.3	15	400	
Etage1	10.03	3.39+5.74	1.87	20.5	15	400	
RDC	21.99		4.1	45	15	400	
SS1	39.98		7.46	81.8	15	400	
SS2	41.05	3.39+5.74	7.66	84	15	400	
SS3	40.37		7.53	82.6	15	400	
SS4	41.28		7.7	84.4	15	400	

Tableau VII.8: Etat limite de compression de compression du béton sur appuis.

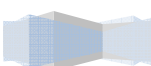
❖ **Etat limite de déformation du béton:** (Article B.6.5-3 du BAEL 91)

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « $\bar{f}$ ».

• **Valeurs limites de la flèche :**

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.



• **Evaluation de la flèche :**

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{avec : } I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right\} \quad \text{et } \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho_1}$$

L : Portée libre de la poutre.

M_s : moments de service maximal.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,866 \text{ Mpa.}$$

I₀ : Moment d'inertie de la section total rendue homogène, calculé avec n = 15

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile.

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

σ_s : Contrainte dans les aciers tendus.

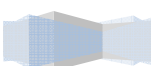
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (\text{Calculée dans l'état limite de compression du béton}).$$

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens :

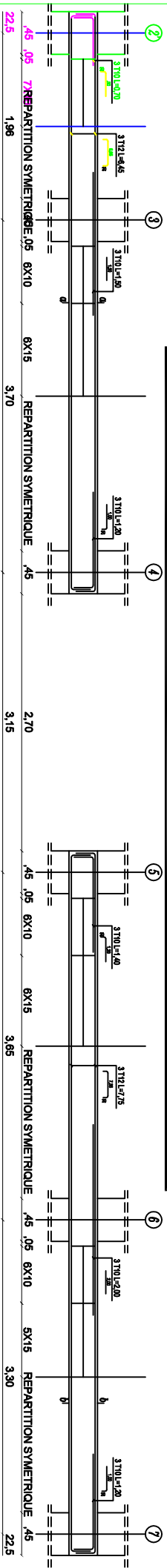
On a donc :

$$\Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4900}{500} = 9.8 \text{ mm}$$

La flèche est donnée par le logiciel f = 2mm < 9.8 mm.....CV

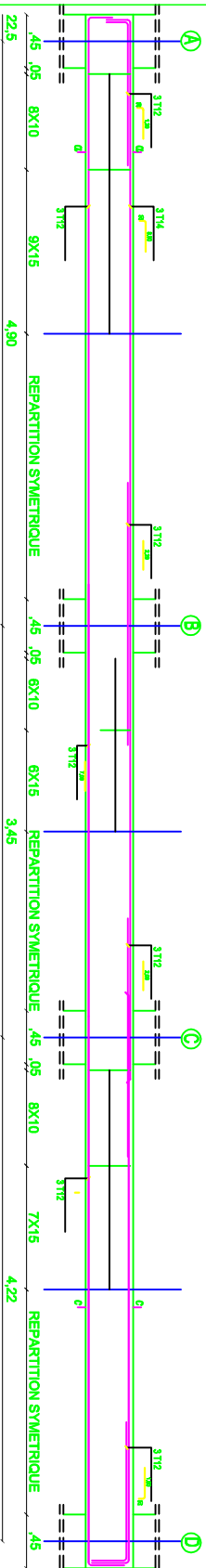
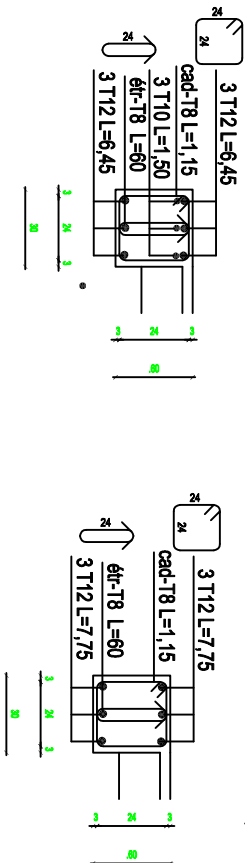


FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRE AXES A NIVEAUX -9,18 à +16,32 ECH 1/20e



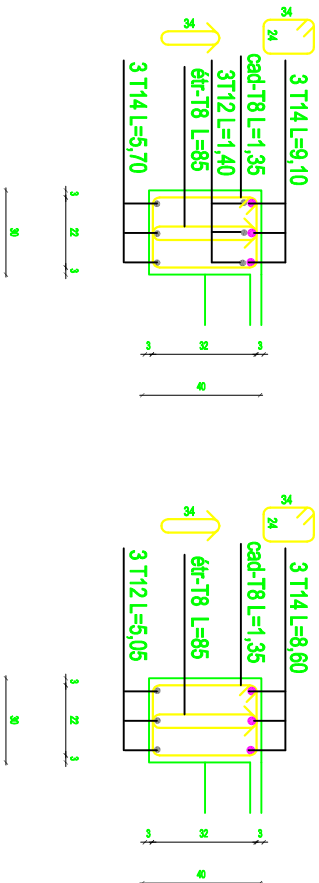
COUPE a-a ECH:1/20e

COUPE b-b ECH:1/20e



COUPE a-a ECH:1/20e

COUPE c-c ECH:1/20e



FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES AXES 7 NIVEAUX -9,18 à -3,06 ECH 1/20e

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

ETUDE PAR:
AMRANI Ghiles
AMARA Thinhnène

DIRIGE PAR:

Mme BELAIDI

FERRAILLAGE DES POUTRES

PROMOTION 2014-2015

ECHELLE :1/20

I- Ferraillage des voiles

1- Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le (RPA99 version 2003) sous l'action des forces horizontales dues au séisme ainsi que les forces verticales (charges et surcharges), les voiles sont sollicités en flexion composée. Pour que la structure résiste à ces sollicitations et reste fonctionnelle, on prévoit trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversale

2- Ferraillage des trumeaux :

Les trumeaux sont sollicités en générale en flexion composée avec un effort tranchant, cependant l'application des règles classiques de béton armé n'est possible que si la structure considérée est contreventée par des voiles suivant deux directions orthogonales dans ce cas le calcul des trumeaux se fera suivant la direction de leur plan moyenne. Ce qui est le cas dans notre ouvrage.

3-Méthode de calcul :

M, N leur valeurs seront tirés du logiciel Robot bat

Calcul de l'excentricité :
$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

3.1-Calcul de la hauteur utile d :

Pour déterminer la hauteur utile nécessaire de la section transversale du trumeau pour les armatures tendues calculées soient convenablement disposées.

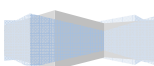
Trois possibilités se présentent :

a)- La première consiste à choisir le ferraillage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferraillage (schéma 1).

Remarque : Si la section est trop importante et que l'on ne peut pas choisir 4 barres, on passe à la deuxième option.

b)- La deuxième consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité ($L/10$). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone (schéma 2).

Remarque : Si la section est trop importante et qu'elle ne peut pas être disposée dans cette zone d'extrémité, alors on passe à la troisième option.



c)- La troisième option consiste à disposer toutes les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (sur toute la longueur l_t). Déterminer leur centre de gravité et calculer le ferraillage correspondant (schéma 3).

3.2-longueur de la zone tendue :

$$L_T = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times l$$

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} y \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Avec :

B : Section du béton

I: Moment d'inertie

y: Bras de levier $y = \frac{L}{2}$

3.3- Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$$M = M_U - N_U \left[d - \frac{L}{2} \right]$$

3.4-Ferraillage :

A. Armatures verticales :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}; \quad A_V = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s}$$

B. Armatures horizontale

Exigence du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.4.1) :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\Phi_{A_H} = 0.15\%B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

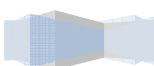
Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Exigence du BAEL91 (Art A.8.2.4) :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

C. 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 verticales sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 version 2003 les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingles au mètre carré.



D. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dans la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4 T_u$$

T_u : effort tranchant calculée au niveau considère

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E- Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité de voile armé par des barres verticales dont la section de celle-ci est **4HA12**

F- Espacement : (Art 7.7.4.3 RPA99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes.

$$S_t \leq 1.5a \quad \text{avec } a : \text{épaisseur du voile}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égales à 15 cm.

G-Longueur de recouvrement : (Art 7.7.4.3 RPA 99 version 2003)

Elle doit être égale à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible

20Φ pour les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

3.5-Vérifications :**3.5.1- Vérification du RPA:**

- a) En zone tendue : $A_T \geq 0.2\% B l_t$ (Art 7.7.4.1)
- b) Globalement dans le trumeau : $A_T \geq 0.15\% B$ (Art 7.7.4.2)
- c) en zone courante :

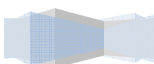
On doit vérifier que : $10A_c > 0.10\% \times 8 \times b$

A_c : Section d'armature dans la zone courante.

3.5.2- Vérification du BAEL : $A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$ **3.5.3- Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$



Avec :

N_s = effort normal appliqué $N_s = G + Q$

B : section du béton

A : section d'acier adopté

3.5.4- Vérification de la contrainte de cisaillement :

a) Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.7.2) $\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2 f_{ctd}$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} \quad \text{on a } T = 1.4T_u$$

Avec :

B : épaisseur du voile

D : hauteur utile ($d = 0.9h$)

b) Selon le BAEL91 (Art A.5.1.1) : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\text{Avec } \tau_u = \frac{T_u}{b \times 0.9L} \quad \overline{\tau_u} = \frac{1}{\gamma_b} 0.64 f_{ctd}^{2/3}$$

4- Exemple d'application :**Calcul du voile 10 : (cas accidentelle)**

4.1) Donné:

$L = 4.22\text{m}$

$e_p = 0.20\text{m}$

$B = 0.84\text{cm}^2$

$I = 1.25\text{m}^4$

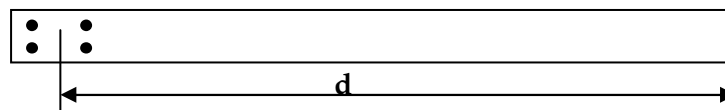
$N_u = 648.83\text{ KN}$

$M_u = 123,517\text{ KN.m}$

4.2) La hauteur utile d :

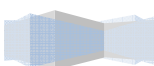
1er cas:

Il consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). On détermine la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité puis on calcule le ferrailage (schéma 1).

Schema1

$$d = L - (\text{CDG des armatures du potelet}) = 422 - (5+5) = 412\text{ cm}$$

Donc : $d = 4.12\text{ m}$



4.3) Calcul de l'excentricité:

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{123,517}{367,125} = 0.336 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

4.4) Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \left(\frac{367.125}{0.84} + \frac{123.517 \times 1}{1.25} \right) \times 10^{-3} = 0.377 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \left(\frac{648.83}{0.75} - \frac{1918.958 \times 1}{0.89} \right) \times 10^{-3} = -0.038 \text{ MPa}$$

4.5) Calcul de la longueur de zone tendue :

$$L_T = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{0.377}{0.377 + 0.038} \times 4.22 = 3.83 \text{ m}$$

4.6) Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

N_u effort de traction

$$M = M_u - N_u \left(d - \frac{L}{2} \right) = 123.517 - 367.125 [(4.12) - (2.11)] = 614.40 \text{ KN.m}$$

N_u effort de compression

$$M = M_u + N_u \left(d - \frac{L}{2} \right)$$

4.7) Ferraillage du voile**4.7.1) Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d \times f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0.85 \times F_c \times 28}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.73 \text{ MPa}$$

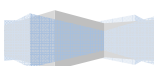
$$\mu = \frac{614.40 \times 10^3}{20 \times 367^2 \times 21.73} = 0.012 < \mu_l = 0.392 \text{ SSA avec } \beta = 0.994$$

$$A_t = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s} = \frac{614.40 \times 10^3}{0.994 \times 367 \times 400} + \frac{367.125 \times 10}{400} = 13.38 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_T = 4HA32 = 32.17 \text{ cm}^2$ mais ce choix de barre n'est pas judicieux donc on va calculer la section d'acier pour le 2ème cas

2ème cas:

Il consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité ($L/10$). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone (schéma 2).



$$d = L - [(L/10)/2] = 412 - 21.1 = 390.9 \text{ cm}$$

B) Calcul de l'excentricité :

$$e = 0.336 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

C) Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = 0.377 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = -0.038 \text{ MPa}$$

D) Calcul de la longueur de zone tendue :

$$L_T = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times l = 3.83 \text{ m}$$

E) Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$$M = M_u - N_u \left(d - \frac{L}{2}\right) = 614.40 \text{ KN.m}$$

F) Ferraillage du voile :

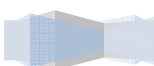
F.1) Armatures verticales :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.017 \text{ avec } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 21.74 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \quad \beta = 0.994$$

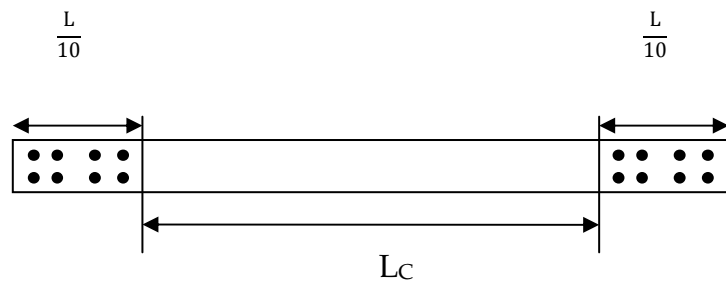
$$A_t = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s} = 13.38 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $8\text{HA}20 = 25.12 \text{ cm}^2$



F.2) Calcul des armatures verticales dans tout le voile :

A) Détermination de la zone courante : L_c



$$L_c = L - (L/10 + L/10) = 422 - 74 = 413.56 \text{ cm} = 4.13\text{m}$$

2- **Armatures verticales de la zo.ne courante :**

$$A_C = 0.10\% \times B_C$$

Avec :

Bc = la section de la zone courante.

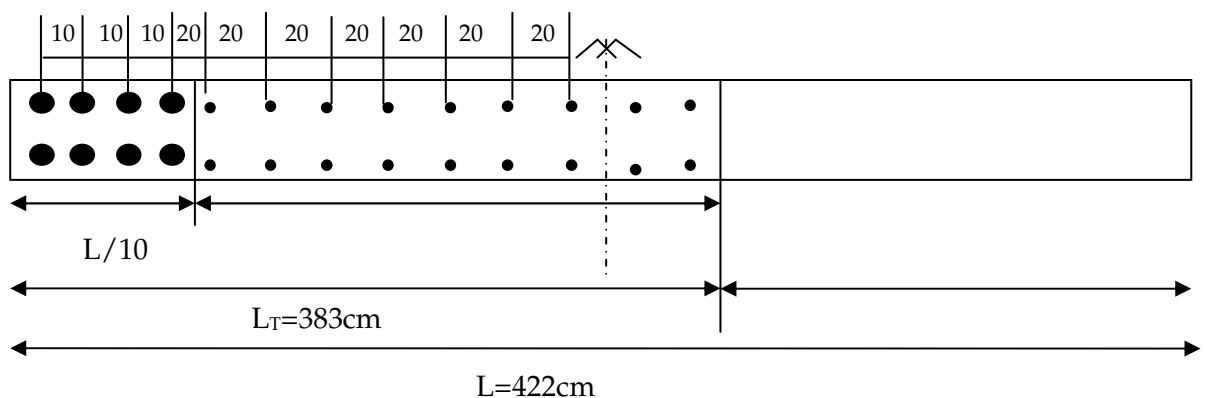
$$B_C = 4.13 \times 0.20 = 0.826 \text{ m}^2$$

$$A_C = 0.001 \times 8260 = 8.26 \text{ cm}^2$$

Soit $2 \times (14 \text{ HA8})$ espacement = 20 cm

$$A_{\text{adopté}} = 28 \text{ HA8} = 14 \text{ cm}^2$$

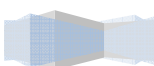
3-Section adoptée pour la zone tendue :



Pour L/10: $A_{\text{adopté}} = \mathbf{25.12 \text{ cm}^2}$

Pour : L= 174 cm: $A_{\text{adopté}} = 18 \text{ HA } 8 = 9 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{total}} = 25.12 + 9 = 34.12 \text{ cm}^2$$



4.7.2 -Vérifications

A) Section minimale pour la zone tendue :

La section minimale qui est donnée par le RPA est : $A_{\min} = 0.2\%bL_t = 0.002 \times 0.2 \times 0.15 = 1.88 \text{ cm}^2$

$$A_{LT\text{adapte}} = 25.12 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.88 \text{ cm}^2$$

B) Section minimale dans le voile : (Article 7.7.4.3 RPA 99 modifié 2003) :

$$A_{\min} = (0.15\%B) = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 64.24 \text{ cm}^2 > 11.25 \text{ cm}^2$$

La section totale adoptée est pour notre voile est de **64.24 cm² (16HA20 + 28HA8)**

C) Armature horizontale :

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_{\text{vad}}}{4} ; 0.15\%B \right) = \max (16.06 ; 11.25) = 16.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_h = 38\text{HA8} = 18 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_T = 15 \text{ cm}$$

D) Armature transversale :

Les deux nappes d'armature sont reliées par 4 épingles en HA8 par mètre carré de surface verticale.

4.7.3- Vérification à l'ELS :

a) On doit vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{221.962 \times 10^3}{0.84 \times 10^6 + 15 \times 64.25 \times 10^2} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.24 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \bar{C.V}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA99 version 2003 Art 7.7.2

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

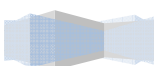
$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} = \frac{1.4 \times 150.79}{0.2 \times 0.9 \times 4.22 \times 10^3} = 0.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.28 \leq \tau_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \bar{C.V}$$

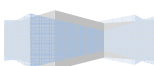
Selon le BAEL91 Art A.5.1.1 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u ; \quad \tau_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.64 f_{cj}^{2/3} = 4.75 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \bar{\tau}_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{150.79}{0.2 \times 4.12 \times 10^3} = 0.18 \text{ MPa}$$

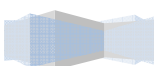
$$\tau_u = 0.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \bar{C.V}$$



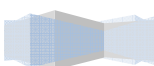
VL1					
	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,510	2,560	2,610
	B (m ²)		0,50	0,51	0,52
	I (m ⁴)		0,26	0,28	0,30
	e (m)		0,20	0,20	0,20
Sollicitations de calcul	M (t.m)		318,958	263,839	43,363
	Nmax (t)		248,830	220,540	96,813
	Nmin (t)		74,220	70,020	21,026
	σ max (t/m ²)		1666,67	1344,52	231,25
	σ min (t/m ²)		-1370,97	-1071,00	-150,69
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		1,38	1,40	1,52
	Lt (m)		1,13	1,11	0,99
	d (m)		0,57	0,56	0,50
	σ_1 (t/m ²)		-685,49	-535,50	-75,34
	N1 (t)		116,48	89,39	11,19
	N2 (t)		38,83	29,80	3,73
	Ns (t)		227,610	161,842	71,260
	T (t)		120,950	28,021	12,138
Ferrailage	Av1 (cm ²)		33,47	25,69	3,22
	Av2 (cm ²)		11,16	8,56	1,07
	Amin (cm ²)		5,95	5,84	5,20
	Avj (cm ²)		46,57	10,79	4,67
	A1 + Avj / 4 (cm ²)		45,11	28,38	6,37
	A2 + Avj / 4 (cm ²)		17,59	8,54	6,37
	A1adoptée		11HA20	11HA 16	11HA 14
	A2adoptée		5HA20	7HA 16	6HA 14
	Sv (cm)		10	10	11
	Ah (cm ²)		7,86	3,52	2,31
	Choix/nappe /ml		5 HA 10	5 HA 8	5 HA 8
	Armatures transversales		4 épingles ϕ 6 /m ²		
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5$ MPa	τ_b (MPa)	3,75	0,85	0,36
	$\tau_u = 3,25$ MPa	τ_u (MPa)	2,68	0,61	0,26
	$\sigma_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc} (MPa)	14,19	12,22	6,31



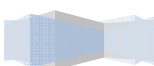
VL2					
	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,850	2,900	2,950
	B (m ²)		0,57	0,58	0,59
	I (m ⁴)		0,39	0,41	0,43
	e (m)		0,20	0,20	0,20
Sollicitations de calcul	M (t.m)		227,040	108,752	18,005
	Nmax (t)		304,221	204,049	88,736
	Nmin (t)		120,861	62,895	18,858
	σ max (t/m ²)		1050,60	496,38	94,03
	σ min (t/m ²)		-626,52	-279,50	-30,11
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		1,79	1,86	2,23
	Lt (m)		1,06	1,04	0,72
	d (m)		0,53	0,52	0,36
	σ_1 (t/m ²)		313,26	139,75	15,05
	N1 (t)		50,03	21,90	1,62
	N2 (t)		16,68	7,30	0,54
	Ns (t)		221,962	221,962	221,962
	T (t)		15,079	15,079	15,079
Ferrailage	Av1 (cm ²)		14,38	6,29	0,46
	Av2 (cm ²)		4,79	2,10	0,15
	Amin (cm ²)		5,59	5,48	3,76
	Avj (cm ²)		5,81	5,81	5,81
	A1 + Avj / 4 (cm ²)		15,83	7,74	5,21
	A2 + Avj / 4 (cm ²)		7,04	6,94	5,21
	A1adoptée		6HA20	6HA16	6HA12
	A2adoptée		4HA16	4HA16	4HA12
	Sv (cm)		9,5	9,5	9,5
	Ah (cm ²)		4,71	2,01	1,13
	Choix/nappe /ml		4 HA10	4 HA8	4 HA8
	Armatures transversales		4 épingles ϕ 6 /m ²		
	Potelets		4 HA12	4 HA12	4 HA12
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5$ MPa	τ_b (MPa)	0,41	0,40	0,40
	$\tau_u = 3,25$ MPa	τ_u (MPa)	0,29	0,29	0,28
	$\sigma_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc} (MPa)	1,65	1,90	2,83



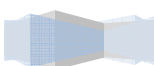
VT1					
	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,400	2,450	2,500
	B (m ²)		0,48	0,49	0,50
	I (m ⁴)		0,23	0,25	0,26
	e (m)		0,20	0,20	0,20
Sollicitations de calcul	M (t.m)		213,974	102,510	16,974
	Nmax (t)		561,888	368,234	156,299
	Nmin (t)		183,263	97,469	32,486
	σ max (t/m ²)		1496,24	711,25	146,45
	σ min (t/m ²)		-732,65	-313,42	-16,50
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		1,61	1,70	2,25
	Lt (m)		0,79	0,75	0,25
	d (m)		0,39	0,37	0,13
	σ_1 (t/m ²)		366,32	156,71	8,25
	N1 (t)		43,35	17,62	0,31
	N2 (t)		14,45	5,87	0,10
	Ns (t)		221,962	221,962	221,962
	T (t)		15,079	15,079	15,079
Ferrailage	Av1 (cm ²)		12,46	5,06	0,09
	Av2 (cm ²)		4,15	1,69	0,03
	Amin (cm ²)		4,14	3,93	1,33
	Avj (cm ²)		5,81	5,81	5,81
	A1 + Avj / 4 (cm ²)		13,91	6,51	2,78
	A2 + Avj / 4 (cm ²)		5,59	5,39	2,78
	A1adoptée		6HA20	6HA16	6HA12
	A2adoptée		4HA20	4HA16	4HA12
	Sv (cm)		9,5	9,5	9,5
	Ah (cm ²)		4,71	2,01	1,13
	Choix/nappe /ml		4 HA10	4 HA8	4 HA8
	Armatures transversales		4 épingles ϕ 6 /m ²		
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5$ MPa	τ_b (MPa)	0,49	0,48	0,47
	$\tau_u = 3,25$ MPa	τ_u (MPa)	0,35	0,34	0,34
	$\sigma_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc} (MPa)	2,07	2,55	6,91

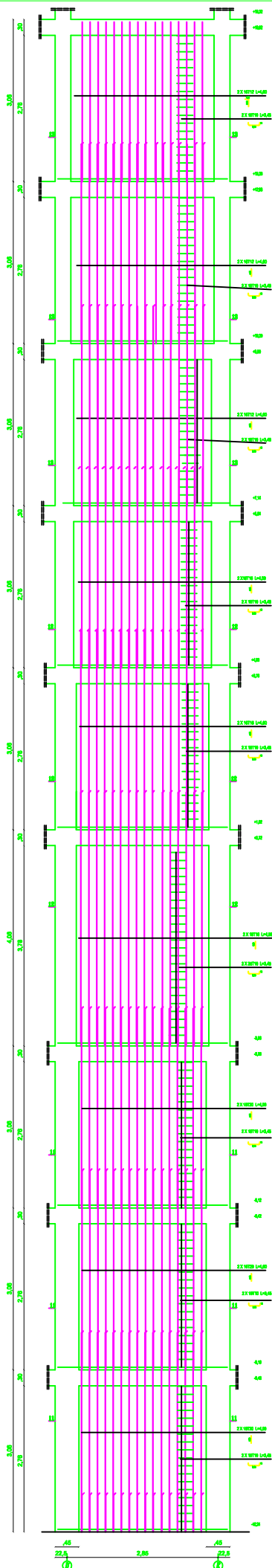


VT2				
	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,150	2,200	2,250
	B (m ²)	0,43	0,44	0,45
	I (m ⁴)	0,17	0,18	0,19
	e (m)	0,20	0,20	0,20
Sollicitations de calcul	M (t.m)	301,980	304,204	63,620
	Nmax (t)	250,958	298,159	127,498
	Nmin (t)	159,266	183,746	26,699
	σ max (t/m ²)	2330,24	2303,17	436,34
	σ min (t/m ²)	-1589,46	-1467,96	-317,68
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1,28	1,34	1,30
	Lt (m)	0,87	0,86	0,95
	d (m)	0,44	0,43	0,47
	σ_1 (t/m ²)	794,73	733,98	158,84
	N1 (t)	103,93	94,28	22,59
	N2 (t)	34,64	31,43	7,53
	Ns (t)	221,962	221,962	221,962
	T (t)	15,079	15,079	15,079
Ferraillage	Av1 (cm ²)	29,87	27,09	6,49
	Av2 (cm ²)	9,96	9,03	2,16
	Amin (cm ²)	4,58	4,50	4,98
	Avj (cm ²)	5,81	5,81	5,81
	A1 + Avj / 4 (cm ²)	31,32	28,54	6,43
	A2 + Avj / 4 (cm ²)	6,03	5,95	6,43
	A1adoptée	10HA20	10HA16	10HA12
	A2adoptée	6HA20	4HA16	4HA12
	Sv (cm)	9,5	9,5	9,5
	Ah (cm ²)	4,71	2,01	1,42193502
	Choix/nappe /ml	4 HA10	4 HA8	4 HA8
	Armatures transversales	4 épingles ϕ 6 /m ²		
	Potelets	4 HA12	4 HA12	4 HA12
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5$ MPa	τ_b (MPa)	0,55	0,53
	$\tau_u = 3,25$ MPa	τ_u (MPa)	0,39	0,38
	$\sigma_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc} (MPa)	1,92	2,27

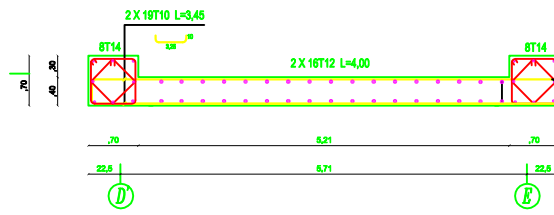


VT3					
		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,050	2,100	2,150
	B (m ²)		0,41	0,42	0,43
	I (m ⁴)		0,14	0,15	0,17
	e (m)		0,20	0,20	0,20
Sollicitations de calcul	M (t.m)		96,938	46,414	7,681
	Nmax (t)		786,16	521,04	216,09
	Nmin (t)		269,79	138,81	44,13
	σ max (t/m ²)		1350,03	646,24	152,48
	σ min (t/m ²)		-33,97	14,76	52,78
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		2,00	2,15	3,29
	Lt (m)		0,05	-0,05	-1,14
	d (m)		0,03	-0,02	-0,57
	σ_1 (t/m ²)		16,99	-7,38	-26,39
	N1 (t)		0,13	0,05	4,51
	N2 (t)		0,04	0,02	1,50
	Ns (t)		221,962	221,962	221,962
	T (t)		15,079	15,079	15,079
Ferraillage	Av1 (cm ²)		0,04	0,02	1,29
	Av2 (cm ²)		0,01	0,01	0,43
	Amin (cm ²)		0,26	-0,26	-5,98
	Avj (cm ²)		5,81	5,81	5,81
	A1 + Avj / 4 (cm ²)		1,49	1,47	-4,52
	A2 + Avj / 4 (cm ²)		1,72	1,19	-4,52
	A1adoptée		6HA20	6HA16	6HA12
	A2adoptée		4HA20	4HA16	4HA12
	Sv (cm)		9,5	9,5	9,5
	Ah (cm ²)		4,71	2,01	1,13
	Choix/nappe /ml		4 HA10	4 HA8	4 HA8
	Armatures transversales		4 épingles ϕ 6 /m ²		
	Potelets		4 HA12	4 HA12	4 HA12
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5$ MPa	τ_b (MPa)	0,57	0,56	0,55
	$\tau_u = 3,25$ MPa	τ_u (MPa)	0,41	0,40	0,39
	$\sigma_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc} (MPa)	6,66	31,03	-2,07

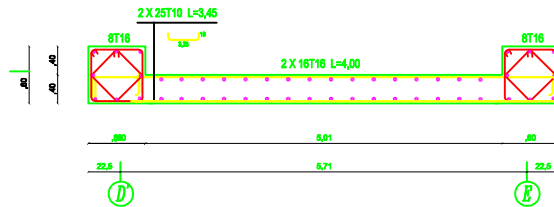




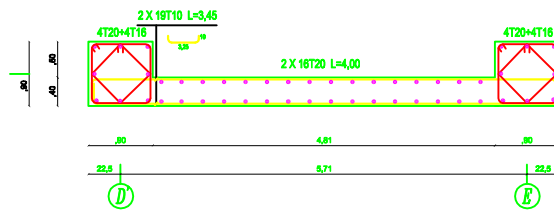
COUPE 13-13 ECH:1/20e



COUPE 12-12 ECH:1/20e



COUPE 11-11 ECH:1/20e



FERRAILAGE VOILE VL2 ECH 1/20e

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

ETUDIE PAR:
AMRANI Ghiles
AMARA Thinhinene

DIRIGE PAR:
Mme BELAIDI

TITRE

FERRAILAGE DES VOILES

PROMOTION 2014-2015

ECHELLE :1/20

IX-5- Détermination des dimensions de semelle :**VIII-5- 1- Les semelles filantes sous voiles:**

$$\left(\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B.L} \right)$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

B : largeur de la semelle

G : charge à la base du voile

Q : surcharge à la base du voile

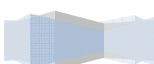
L : longueur du voile

❖ Les résultats de calcul (la surface de semelles filantes sous voiles) sont résumés dans le tableau suivant :

Voiles	Ns (kN)	L (m)	B (m)	S=B x L (m ²)
VL1	408.33	2.18	0.93	2.03
VL2	385.84	3.30	0.58	1.91
VT1	436.13	4.07	0.53	2.16
VT2	457.99	1.98	1.15	2.28
VT3	412.66	2.23	0.92	2.05
VT4	403.64	4.07	0.49	2.00

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S \longrightarrow S_v = 12.43 \text{ m}^2$$



VIII-5- 2-Les semelles filantes sous poteaux:

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle

- ❖ Les efforts donnés par ROBOT sous les poteaux sont présentés dans le tableau suivant:

Poteaux/fond	Ns (kN)	M _{inf}	e _i	N x e _i
D65	558.80	-2.57	6.18	3638.78
D72	544.77	1.99	3.47	1890.35
D77	534.36	-0.21	-0.75	-400.5
D83	526.36	0.17	-4.20	-2210.71
D84	515.01	-0.26	-9.10	-4686.59
	ΣNs=2679.3	ΣM=-0.88		ΣNe=-1768.67

a- Calcul de largeur de la semelle:

Sachant que :

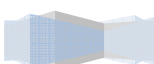
$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{\sum N}{S} \rightarrow S \geq \frac{\sum N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S \geq \frac{2679.3}{200} = 13.48 \text{ m}^2$$

✓ On prend $S = 20 \text{ m}^2$

La longueur de la semelle est de 15.73m en plus des débords

$$L=15.73+2d=16.73 \text{ m} \quad \text{avec } d=0.5\text{m}$$



Donc $B=S/L=1.195\text{m}$

✓ On prend $B = 1.20\text{m}$

$$S= B.L = 1.20 \times 16.73 = \mathbf{20\ m^2}$$

b-Surface totale des semelles sous poteaux :

La surface totale des semelles sous poteaux est: $S_p = S \times n$

Tel que :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 20 \times 6 = \mathbf{120\ m^2}$$

$$S_t = S_p + S_v = 120 + 12.43 = \mathbf{132.43\ m^2}$$

c- La surface totale de la structure :

Surface du bâtiment :

$$S_{bat} = 16.21 \times 13.02 + (13.02 \times 4.30)/2 + (20.51 \times 6.11)/2 = 301.70\ m^2$$

d- Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure :

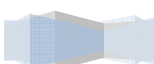
$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{132.43}{301.70} = 43.89\%$$

Donc : $S_t < 50\% S_{bat}$

La surface des semelles représente **44%** de la surface totale.

Conclusion :

✓ On opte pour des semelles filantes



VIII-6-Etude des semelles filantes :**VIII-6-1-Etude de la semelle filante sous poteaux (SF1) :****a-Epaisseur de la semelle SF1 :**

$$h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5 = \frac{120 - 45}{4} + 5 = 23.75 \text{ cm}$$

On prend $h_s = 40 \text{ cm}$

Donc :

$$\begin{cases} B = 120 \text{ cm} \\ h_s = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

b-Etude de la poutre de rigidité :**1-Dimensionnement :**

Il faut que :

$$\begin{aligned} \text{la hauteur : } & \frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \\ \text{La largeur : } & \frac{h_p}{3} \leq b_p \leq \frac{2h_p}{3} \end{aligned}$$

La hauteur : $\frac{490}{9} \leq h_p \leq \frac{490}{6}$

$$54.44 \leq h_p \leq 81.66$$

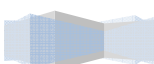
✓ On opte pour une hauteur $h_p = 90 \text{ cm}$

La largeur : $\frac{90}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 90}{3}$

$$30 \leq b_p \leq 60$$

✓ On opte pour une hauteur $b_p = 50 \text{ cm}$

Donc les dimensions de la poutre de rigidité sont **(50 x 90) cm²**



b- Ferrailage de la poutre (ELU) :

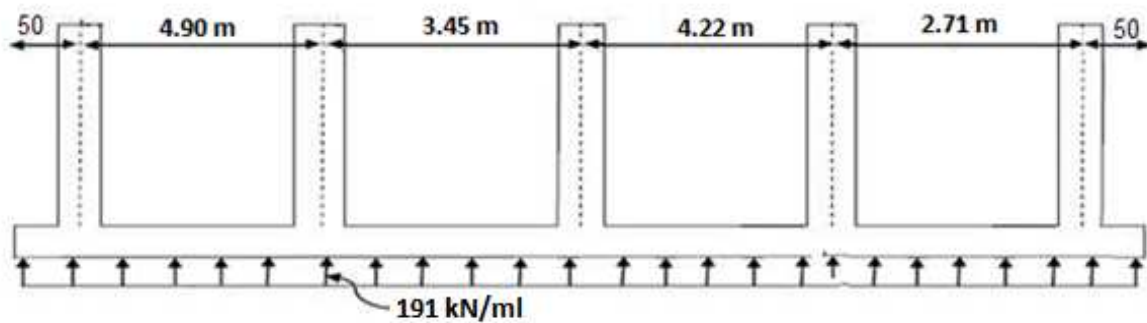
poteaux	Nu (kN)	M _{inf}	e _i	N x e _i
D65	766.75	-3.54	6.18	4738.51
D72	747.05	2.79	3.47	2592.26
D77	731.75	-0.29	-0.75	-548.81
D83	720.10	0.23	-4.20	-3024.42
D84	703.56	-0.35	-9.10	-6402.40
	ΣNu=3669.21	ΣM=-1.16		ΣNe=-2645.86

Remarque :

On néglige les moments parce que la valeur ΣM se rapproche de zero.

$$e = \frac{\Sigma N_u \cdot e}{R} = -0.72 \text{ m}$$

$$q_u = \frac{\Sigma N_u}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = 191 \text{ kN/ml}$$



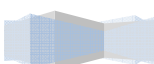
❖ Calcul des moments isostatique (en appliquant la méthode forfaitaire) :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{191 \times 4.90^2}{8} = 573.24 \text{ kN.m}$$

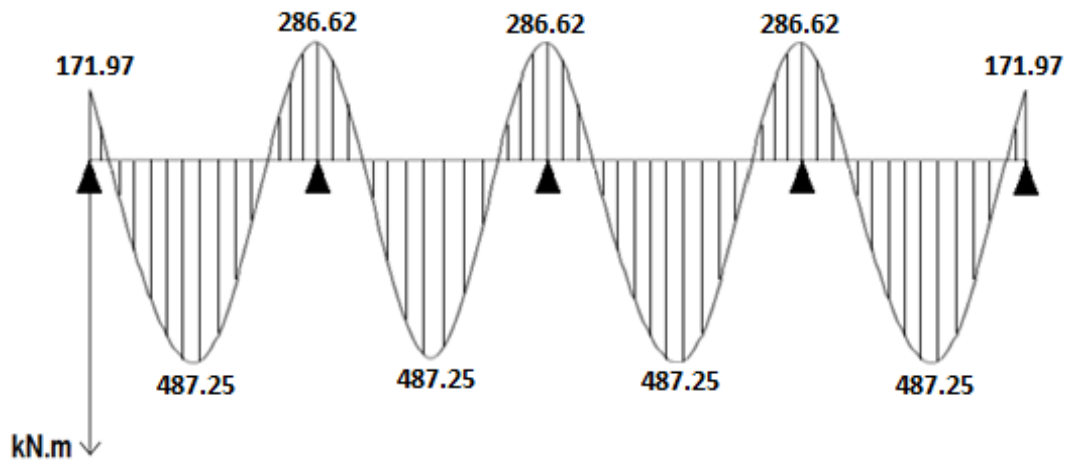
$$M_{a1} = 0.3M_0 = 171.97 \text{ kN.m}$$

$$M_{a2} = 0.5M_0 = 286.62 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 487.25 \text{ kN.m}$$



❖ Diagramme des moments à l'ELU :



❖ Calcul des armatures dans les nervures : (les moments fléchissant sont repris par les nervures)

Sachant que :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\gamma_b} \quad A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

• Aux appuis :

Appuis	M_a	μ	β	$A_{calculé} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
A_{a1}	171.97	0.033	0.9835	5.84	4HA16=8.04
A_{a2}	286.62	0.054	0.972	9.85	4HA20=12.56

• En travée :

Travée	M_t	μ	β	$A_{calculé} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
	487.25	0.093	0.952	17.10	4HA20+4HA14=18.71

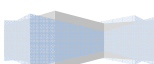
c- Armature transversales :

On fixe les armatures transversales à 2 cadres et un et un étrier HA8

Donc $A_t = 6HA8 = 3.01cm^2$

d- Armature de peau :

Les armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne de la Poutre, leurs sections est d'au moins $1 cm^2$ par mètre de longueur de paroi mesurée



Perpendiculairement à leur direction. $A_p = 1\text{ cm}^2 \times 1.2 = 1.2\text{ cm}^2$

VIII-6-2-Vérification:

A-ELU:

a-Condition de non fragilité:

$$A \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 5.19\text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$A_{a1} = 8.04\text{ cm}^2 > 5.19\text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{a1} = 12.56\text{ cm}^2 > 5.19\text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$A_t = 18.71\text{ cm}^2 > 5.19\text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

b-Vérification de la contrainte tangentielle :

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \min \left(0.2 \frac{f_{t28}}{\gamma_s} ; 5\text{ MPa} \right)$$

$$T_{u\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{191 \times 4.90}{2} = 467.95\text{ kN.}$$

$$T_{u\max} = 467.95\text{ kN.}$$

- $\tau_u = \frac{467.95 \times 10^3}{500 \times 860} = 1.09\text{ MPa}$
- $\min \left(0.2 \frac{f_{t28}}{\gamma_s} ; 5\text{ MPa} \right) = 3.33\text{ MPa}$

$$\tau_u = 1.09 < \bar{\tau}_u = 3.33\text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

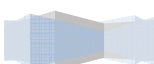
B- l'ELS:

a-Calcul de q_s :

$$q_s = \frac{\Sigma N_s}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = 141.19\text{ kN/ml.}$$

b-Calcul des moments statiques:

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{141.19 \times 4.9^2}{8} = 423.74\text{ kN.m}$$

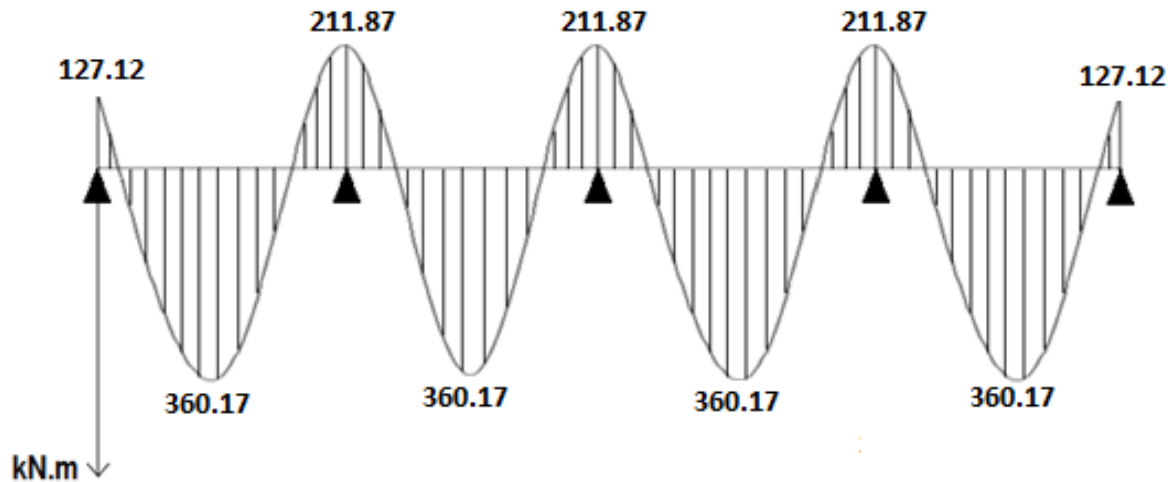


$$M_{a1} = 0.3M_0 = 127.12 \text{ kN.m}$$

$$M_{a2} = 0.5M_0 = 211.87 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 360.17 \text{ kN.m}$$

❖ Diagramme des moments fléchissant à l'ELS:



C-Vérification des contraintes :

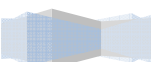
$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 \cdot d} ; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

- Aux appuis:

appuis	As(cm ²)	M _s (kN)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
1	8.04	127.12	0.186	0.930	56.43	3.50	15	cv
2	12.56	211.87	0.292	0.915	43.82	4.89	15	cv

- En travée :

travée	As(cm ²)	M _s (kN)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
	18.91	360.17	0.439	0.899	34.50	7.14	15	cv



d-Vérification de la flèche :

Tel que :

$$q_s = 141.19 \text{ kN/ml.}$$

E_v : module de déformation.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

$$f = 3.5 \text{ mm} < 9.8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

IX-7-Ferraillage de la semelle dans le sens « B » :

a- Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles :

$$A_B = \frac{N_{uf} (B-b)}{8.d . \sigma_{st}}$$

Tel que :

$$N_{uf} = B \sigma_{\frac{3}{4}} \times 100$$

$$\sigma_{\frac{3}{4}} = \frac{\sum N}{B.L} = \frac{2679.3}{1.20 \times 16.73} = 133.45 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{uf} = 133.45 \times 1.2 \times 1 = 160.14 \text{ kN}$$

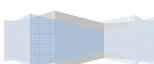
$$A_B = \frac{160.14 \times 10^3 \times (1200 - 450)}{8 \times 400 \times 348} = 1.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ On opte pour **4HA12=4.52cm²**

b- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour **4HA10=3.14cm²**



VIII- Etude des fondations :

VIII-1- Introduction :

Une fondation est constituée par les semelles de la structure et les aménagements du sol sous ces dernières. Une semelle est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges c'est à dire la descente de charges d'une part, et les caractéristiques du sol d'autre part.

VIII-2-définitions des fondations :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc *la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.*

VIII-3-Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2\text{bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII-4-Choix du type de fondation :

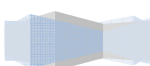
Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure; L'économie.

- si $\frac{\text{La surface totale des semelles}}{\text{La surface du bâtiment}} < 50\% \Rightarrow$ on garde le type de fondation choisit.

- Si $\frac{\text{La surface totale des semelles}}{\text{La surface du bâtiment}} > 50\% \Rightarrow$ on opte pour un radier général.



VIII-5 Les longrine:

VIII-5-1-Définition :

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction $\langle F \rangle$

VIII-5-2-Dimensionnement de la longrine:

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), les dimension minimales de la section transversale des l'origines sont:

- $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ sites de catégorie S2, S3
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S3) on prend une section de $(30 \times 25) \text{ cm}^2$

VIII-5-3-Ferraillage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,6\% \times b \times h$$

$$A = 0,006 \times 30 \times 25 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6HA12 ($A = 6,79 \text{ cm}^2$)

➤ Armatures transversales :

On prend : $4 \phi 6$ ($A = 1,13 \text{ cm}^2$)

Avec espacement de :

$$e = \min (20 \text{ cm}, 15 \phi) = 18 \text{ cm}$$

$$e = 18 \text{ cm}$$

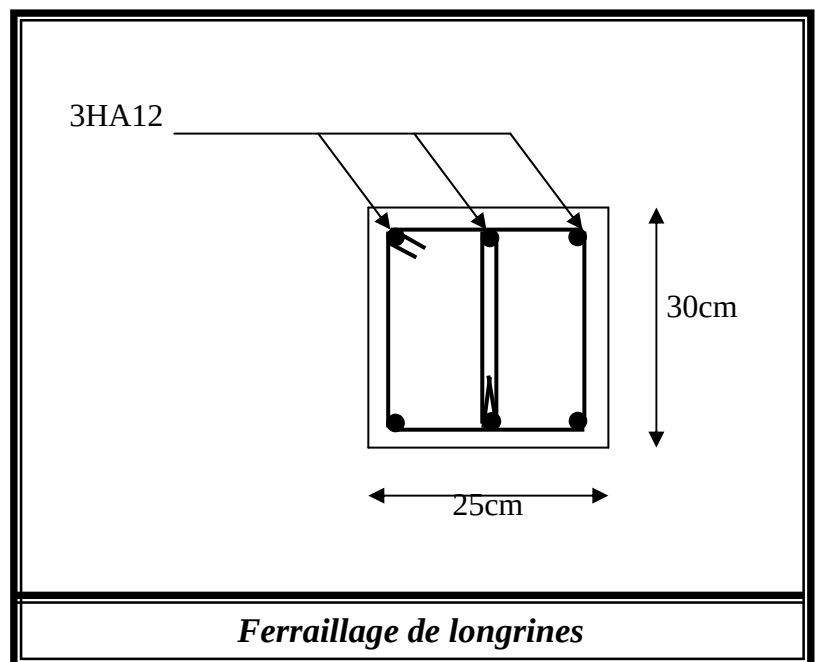
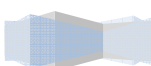
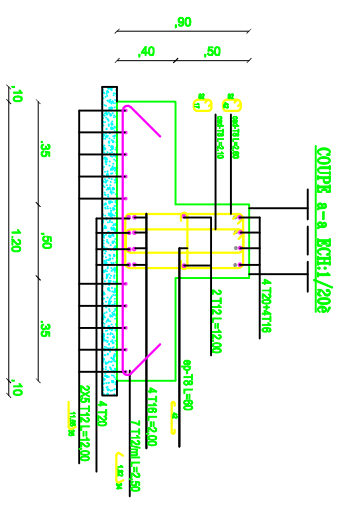
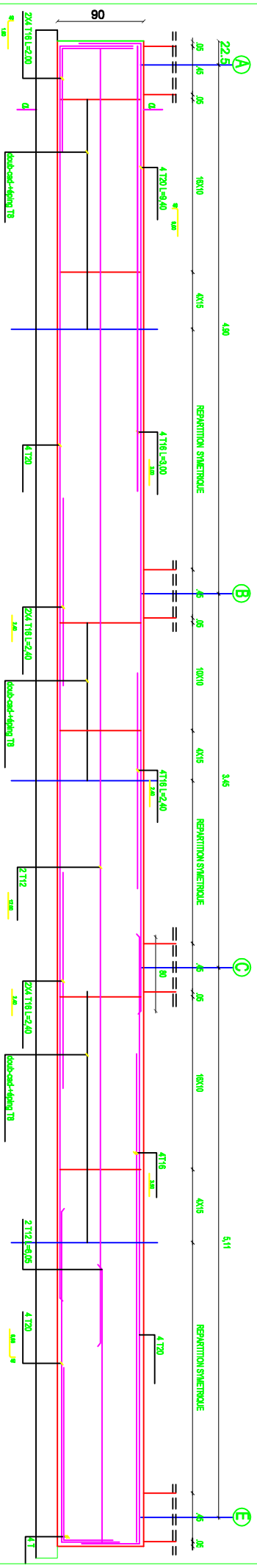


fig VIII-4 : Ferraillage des longrines.





FERRAILLAGE SEMELLE AXE 6 ECH:1/20e

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

ETUDE PAR: AMRANI Ghies
AMARA Thinhienne
DIRIGE PAR: Mme BELAIDI
TITRE: FERRAILLAGE SEMELLES
PROMOTION 2014-2015
ECHELLE: 1/20

IX-Mur plaque :

Le voile plaque forme un caisson rigide et indéformable, il doit assurer la fonction de soutènement et de résistance à la pression latérale des terres et toutes les surcharges qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou il mobilise.

IX-1-Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyée au plancher haut du sous-sol

1. Pré dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA99 modifiée en 2003 (Art 10.1.2) est de 15cm, on opte pour une épaisseur de **30 cm**

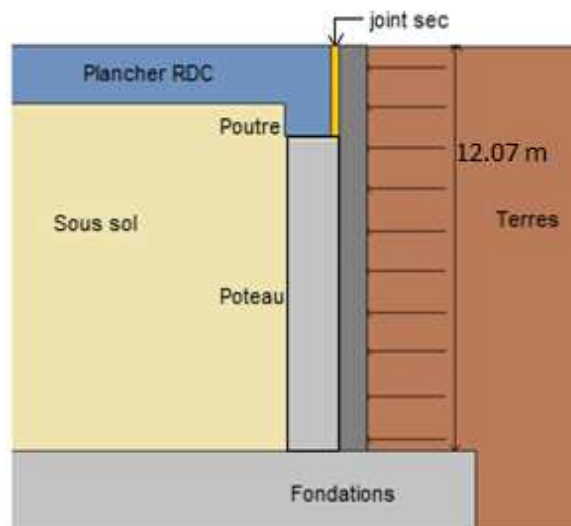
2. Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont:

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

$$\left[\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v \right]$$



K_a : Coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

3. Les caractéristiques mécanique et physique du sol :

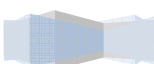
• Surcharge éventuelle : $q=10\text{kN/m}^2$

• Poids volumique des terres : $\gamma = 18\text{kN/m}^3$

• Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

• Cohésion : $C=0$

• Contrainte du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}$



✚ Calcul des sollicitations :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_a (q + \gamma \cdot h)$$

Avec K_a : Coefficient de poussée des terres.

Nous avons $C=0$, $0 \rightarrow$ sol pulvérulent.

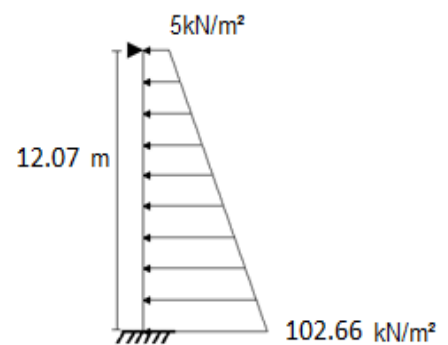
$$\text{Donc : } K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right)$$

$$K_a = 0.333$$

➤ **ELU :**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1.5q + 1.35\gamma h)$$

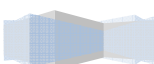
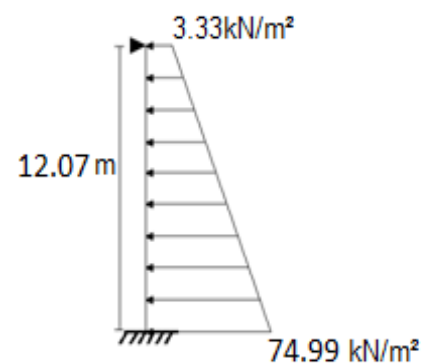
- $h=0 \text{ m}$ $\sigma_{h1} = 5.00 \text{ kN/m}^2$
- $h=2.89 \text{ m}$ $\sigma_{h2} = 28.38 \text{ kN/m}^2$
- $h=5.95 \text{ m}$ $\sigma_{h3} = 53.14 \text{ kN/m}^2$
- $h=9.01 \text{ m}$ $\sigma_{h4} = 77.90 \text{ kN/m}^2$
- $h=12.07 \text{ m}$ $\sigma_{h5} = 102.66 \text{ kN/m}^2$



➤ **ELS**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma h)$$

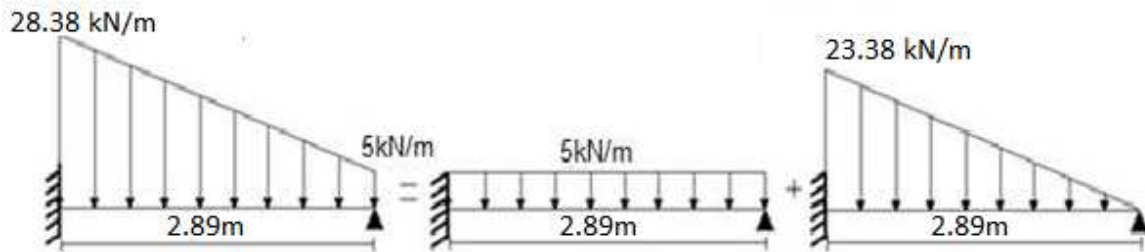
- $h=0 \text{ m}$ $\sigma_{h1} = 3.33 \text{ kN/m}^2$
- $h=2.89 \text{ m}$ $\sigma_{h2} = 20.65 \text{ kN/m}^2$
- $h=5.95 \text{ m}$ $\sigma_{h3} = 39.00 \text{ kN/m}^2$
- $h=9.01 \text{ m}$ $\sigma_{h4} = 57.33 \text{ kN/m}^2$
- $h=12.07 \text{ m}$ $\sigma_{h5} = 74.99 \text{ kN/m}^2$



4. Calcul des armatures verticales:

➤ Calcul des efforts internes:

- 1^{er} cas $h = 2.89$:



- Aux appuis

$$M_a = -q \frac{l^2}{8} = -\frac{5 \times 2.89^2}{8} = -5.22 \text{ kN.m}$$

$$M_b = -q \frac{l^2}{15} = \frac{-23.38 \times 2.89^2}{15} = -13.01 \text{ kN.m}$$

$$M_a + M_b = -18.23 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18.23 \times 10^6}{1000 \times 14.2 \times 280^2} = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_{v1} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 1.88 \text{ cm}^2$$

🌈 On opte pour 5HA12 = 5.65 cm²

En travée:

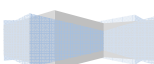
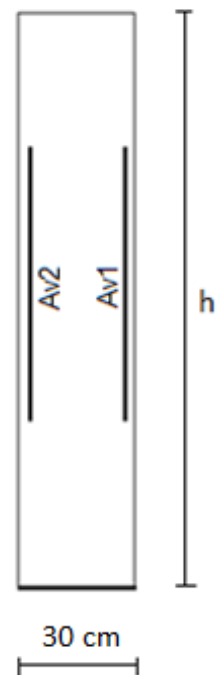
$$M_a = q \frac{9l^2}{128} = \frac{9}{128} \times 2.89^2 \times 5 = 3 \text{ kN.m}$$

$$M_b = q \frac{l^2}{15\sqrt{5}} = \frac{23.38 \times 2.89^2}{15\sqrt{5}} = 5.82 \text{ kN.m}$$

$$M_a + M_b = 8.82 \text{ kN.m}$$

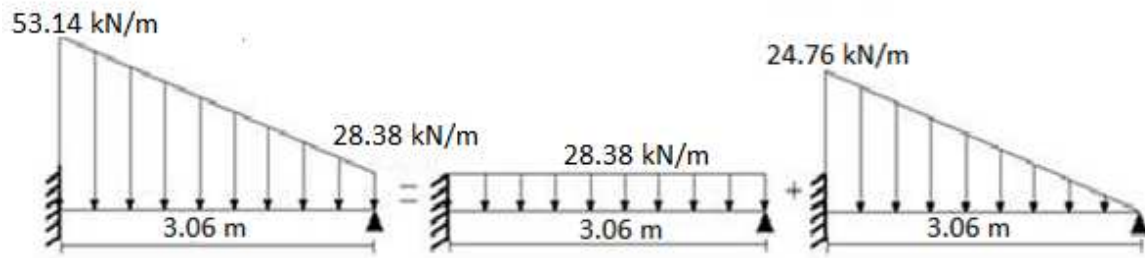
$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.82 \times 10^6}{1000 \times 14.2 \times 280^2} = 0.008 \rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_{v2} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 0.90 \text{ cm}^2$$



✚ On opte pour 5HA10 = 3.92 cm²

- cas 2 h = 3.06 m :



- Aux appuis

$$M_a = -q \frac{l^2}{8} = -\frac{28.38 \times 3.06^2}{8} = -33.21 \text{ kN.m}$$

$$M_b = -q \frac{l^2}{15} = \frac{-24.76 \times 3.06^2}{15} = -15.45 \text{ kN.m}$$

$$M_a + M_b = -48.66 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{48.66 \times 10^6}{1000 \times 14.2 \times 280^2} = 0.04 \rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_{V1} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 5.09 \text{ Cm}^2$$

✚ On opte pour 5HA12 = 5.65 cm²

En travée:

$$M_a = q \frac{9l^2}{128} = \frac{9}{128} \times 3.06^2 \times 28.38 = 18.68 \text{ kN.m}$$

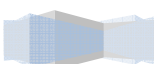
$$M_b = q \frac{l^2}{15\sqrt{5}} = \frac{24.76 \times 3.06^2}{15\sqrt{5}} = 6.91 \text{ kN.m}$$

$$M_a + M_b = 25.60 \text{ kN.m}$$

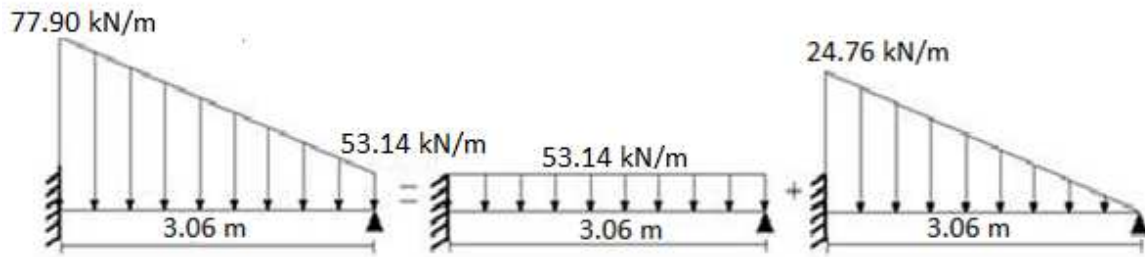
$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25.60 \times 10^6}{1000 \times 14.2 \times 280^2} = 0.02 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{V1} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 2.65 \text{ Cm}^2$$

✚ On opte pour 5HA10 = 3.92 cm²



- cas 3 h = 3.06 m :



- Aux appuis

$$M_a = -q \frac{l^2}{8} = -\frac{53.14 \times 3.06^2}{8} = -62.19 \text{ kN.m}$$

$$M_b = -q \frac{l^2}{15} = \frac{-24.76 \times 3.06^2}{15} = -15.45 \text{ kN.m}$$

$$M_a + M_b = -77.64 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{77.64 \times 10^6}{1000 \times 14.2 \times 280^2} = 0.070 \rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_{V1} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 8.26 \text{ cm}^2$$

✚ On opte pour 5HA16 = 10.05 cm²

En travée:

$$M_a = q \frac{9l^2}{128} = \frac{9}{128} \times 3.06^2 \times 53.14 = 40.00 \text{ kN.m}$$

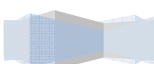
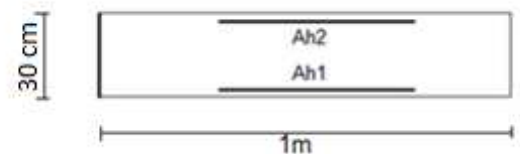
$$M_b = q \frac{l^2}{15\sqrt{5}} = \frac{24.76 \times 3.06^2}{15\sqrt{5}} = 6.91 \text{ kN.m}$$

$$M_a + M_b = 46.91 \text{ kN.m}$$

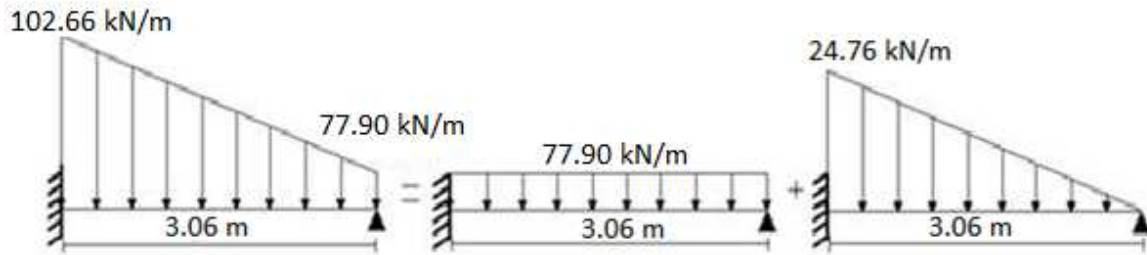
$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46.91 \times 10^6}{1000 \times 14.2 \times 280^2} = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{V1} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 4.91 \text{ cm}^2$$

✚ On opte pour 5HA14 = 7.69 cm²



- cas 4 $h = 12.07 \text{ m}$:



- Aux appuis

$$M_a = -q \frac{l^2}{8} = -\frac{77.90 \times 3.06^2}{8} = -91.17 \text{ kN.m}$$

$$M_b = -q \frac{l^2}{15} = \frac{-24.76 \times 3.06^2}{15} = -15.45 \text{ kN.m}$$

$$M_a + M_b = -106.62 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{106.62 \times 10^6}{1000 \times 14.2 \times 280^2} = 0.096 \rightarrow \beta = 0.949$$

$$A_{V1} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 11.53 \text{ cm}^2$$

✚ On opte pour 5HA20 = 15.70 cm²

En travée:

$$M_a = q \frac{9l^2}{128} = \frac{9}{128} \times 3.06^2 \times 77.90 = 51.28 \text{ kN.m}$$

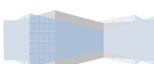
$$M_b = q \frac{l^2}{15\sqrt{5}} = \frac{24.76 \times 3.06^2}{15\sqrt{5}} = 6.91 \text{ kN.m}$$

$$M_a + M_b = 58.19 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{58.19 \times 10^6}{1000 \times 14.2 \times 280^2} = 0.05 \rightarrow \beta = 0.974$$

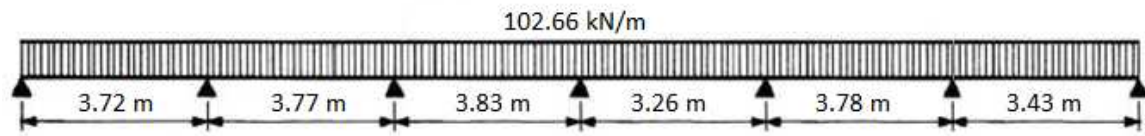
$$A_{V1} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 6.13 \text{ cm}^2$$

✚ On opte pour 5HA16 = 10.05 cm²



5. Calcul des armatures horizontales:

Pour le calcul des armatures horizontales nous allons étudier le mur plaque comme une poutre isostatique continue et articulée.



➤ **L = 3.72 m**

• Aux appuis :

$$M_a = -q \frac{l^2}{16} = -\frac{102.66 \times 3.72^2}{16} = -88.80 \text{ kN.m}$$

• En travée:

$$M_t = q \frac{l^2}{8} = \frac{102.66 \times 3.72^2}{8} = 177.58 \text{ kN.m}$$

➤ **L = 3.77 m**

• Aux appuis :

$$M_a = -91.19 \text{ kN.m}$$

• En travée:

$$M_t = 182.38 \text{ kN.m}$$

➤ **L = 3.83 m**

• Aux appuis :

$$M_a = -94.11 \text{ kN.m}$$

• En travée:

$$M_t = 188.23 \text{ kN.m}$$

➤ **L = 3.26 m**

• Aux appuis :

$$M_a = -68.18 \text{ kN.m}$$

• En travée:

$$M_t = 136.37 \text{ kN.m}$$

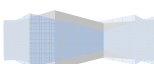
➤ **L = 3.78 m**

• Aux appuis :

$$M_a = -91.67 \text{ kN.m}$$

• En travée:

$$M_t = 183.35 \text{ kN.m}$$



➤ $L = 3.43 \text{ m}$

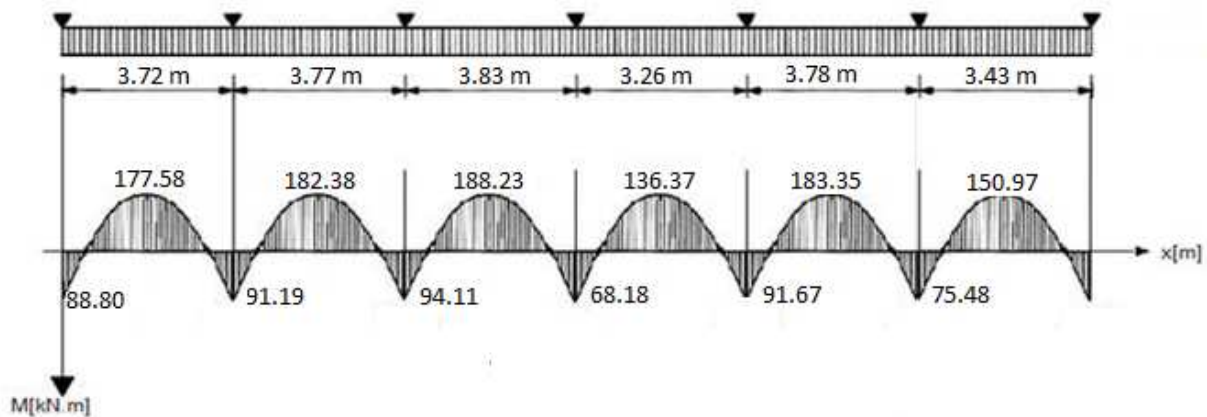
• Aux appuis :

$$M_a = -75.48 \text{ kN.m}$$

• En travée:

$$M_t = 150.97 \text{ kN.m}$$

📊 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU :



Calcul des sections d'armatures :

Remarque :

On calcule les sections d'armatures avec l'effort le plus important

• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{94.11 \times 10^6}{1000 \times 14.2 \times 280^2} = 0.084 \rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_{h1} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 10.10 \text{ cm}^2$$

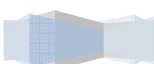
📊 **On opte pour 7HA14 = 13.85 cm²**

• En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{188.23 \times 10^6}{1000 \times 14.2 \times 280^2} = 0.170 \rightarrow \beta = 0.906$$

$$A_{h1} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 21.23 \text{ cm}^2$$

📊 **On opte pour 9HA20 = 28.27 cm²**



6. Vérification du RPA:

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A > 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 30 = \mathbf{3 \text{ cm}^2}$$

1/Armatures transversales:

$$A_{v1\min} = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2} > 3\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{v2\min} = \mathbf{3.92 \text{ cm}^2} > 3\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

2/Armatures horizontales:

$$A_{h1} = \mathbf{10.77 \text{ cm}^2} > 3\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

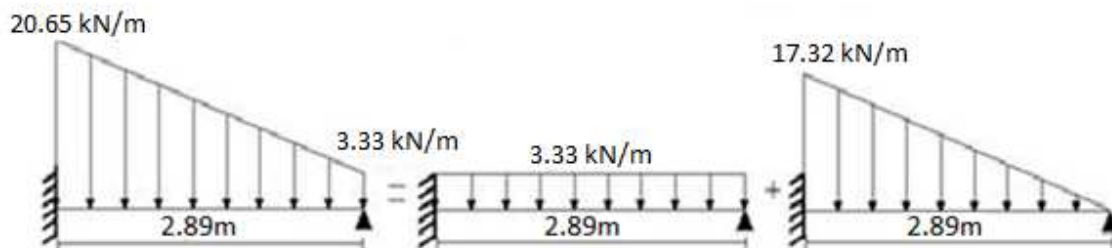
$$A_{h2} = \mathbf{21.99 \text{ cm}^2} > 3\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

7. Verification de l'ELS:



Calcul des efforts internes dans le sens transversal :

- 1^{er} cas $h = 2.89$:



- Aux appuis

$$M_a = -q \frac{l^2}{8} = -\frac{3.33 \times 2.89^2}{8} = -3.47 \text{ kN.m}$$

$$M_b = -q \frac{l^2}{15} = \frac{-17.32 \times 2.89^2}{15} = -9.64 \text{ kN.m}$$

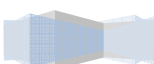
$$M_a + M_b = -13.11 \text{ kN.m}$$

En travée:

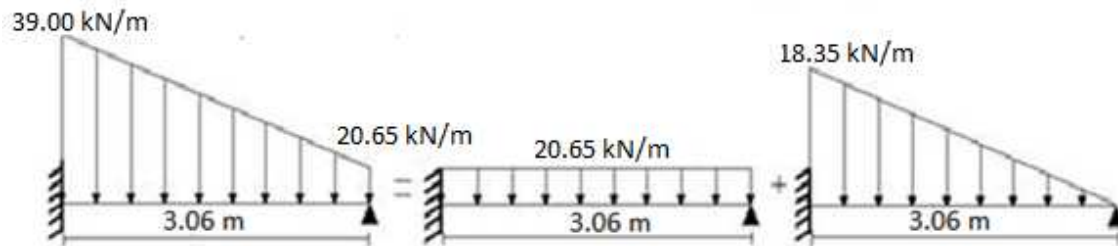
$$M_a = q \frac{9l^2}{128} = \frac{9}{128} \times 2.89^2 \times 3.33 = 2 \text{ kN.m}$$

$$M_b = q \frac{l^2}{15\sqrt{5}} = \frac{17.32 \times 2.89^2}{15\sqrt{5}} = 4.31 \text{ kN.m}$$

$$M_a + M_b = 6.31 \text{ kN.m}$$



- cas 2 $h = 3.06 \text{ m}$:



- Aux appuis

$$M_a = -q \frac{l^2}{8} = -\frac{20.65 \times 3.06^2}{8} = -24.16 \text{ kN.m}$$

$$M_b = -q \frac{l^2}{15} = \frac{-18.35 \times 3.06^2}{15} = -11.45 \text{ kN.m}$$

$$M_a + M_b = -35.61 \text{ kN.m}$$

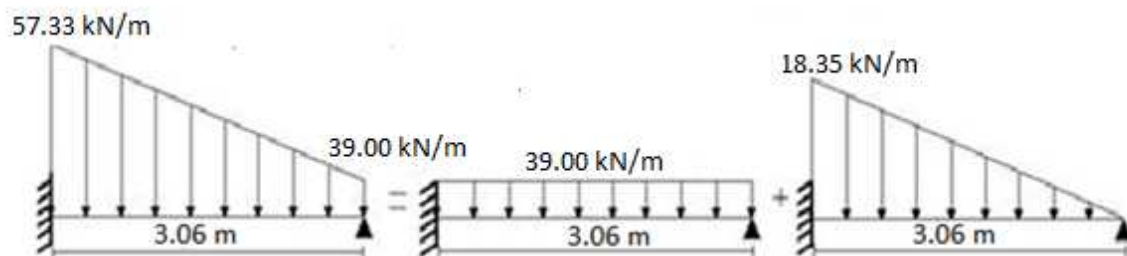
- En travée:

$$M_a = q \frac{9l^2}{128} = \frac{9}{128} \times 3.06^2 \times 20.65 = 13.60 \text{ kN.m}$$

$$M_b = q \frac{l^2}{15\sqrt{5}} = \frac{18.35 \times 3.06^2}{15\sqrt{5}} = 5.12 \text{ kN.m}$$

$$M_a + M_b = 18.72 \text{ kN.m}$$

- cas 3 $h = 3.06 \text{ m}$:



- Aux appuis

$$M_a = -q \frac{l^2}{8} = -\frac{39.00 \times 3.06^2}{8} = -45.64 \text{ kN.m}$$

$$M_b = -q \frac{l^2}{15} = \frac{-18.35 \times 3.06^2}{15} = -11.45 \text{ kN.m}$$

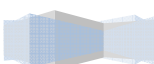
$$M_a + M_b = -57.09 \text{ kN.m}$$

- En travée:

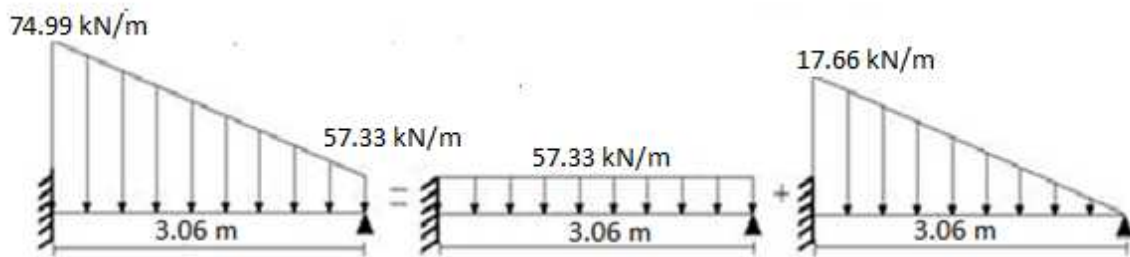
$$M_a = q \frac{9l^2}{128} = \frac{9}{128} \times 3.06^2 \times 39.00 = 25.67 \text{ kN.m}$$

$$M_b = q \frac{l^2}{15\sqrt{5}} = \frac{18.35 \times 3.06^2}{15\sqrt{5}} = 5.12 \text{ kN.m}$$

$$M_a + M_b = 30.79 \text{ kN.m}$$



- cas 4 $h = 12.07 \text{ m}$:



- Aux appuis

$$M_a = -q \frac{l^2}{8} = -\frac{57.33 \times 3.06^2}{8} = -67.10 \text{ kN.m}$$

$$M_b = -q \frac{l^2}{15} = \frac{-17.66 \times 3.06^2}{15} = -11.02 \text{ kN.m}$$

$$M_a + M_b = -78.12 \text{ kN.m}$$

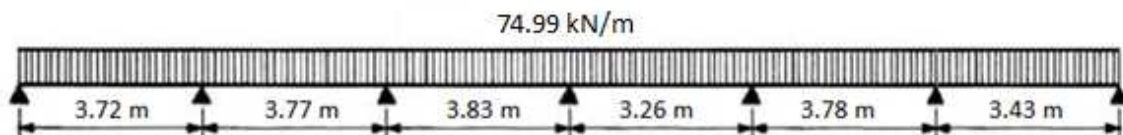
- En travée:

$$M_a = q \frac{9l^2}{128} = \frac{9}{128} \times 3.06^2 \times 57.33 = 37.74 \text{ kN.m}$$

$$M_b = q \frac{l^2}{15\sqrt{5}} = \frac{17.66 \times 3.06^2}{15\sqrt{5}} = 4.93 \text{ kN.m}$$

$$M_a + M_b = 42.67 \text{ kN.m}$$

Calcul des efforts internes dans le sens longitudinal :



- $L = 3.72 \text{ m}$

- Aux appuis :

$$M_a = -q \frac{l^2}{16} = -\frac{74.99 \times 3.72^2}{16} = -64.85 \text{ kN.m}$$

- En travée:

$$M_t = q \frac{l^2}{8} = \frac{74.99 \times 3.72^2}{8} = 129.71 \text{ kN.m}$$

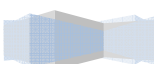
- $L = 3.77 \text{ m}$

- Aux appuis :

$$M_a = -66.61 \text{ kN.m}$$

- En travée:

$$M_t = 133.22 \text{ kN.m}$$



➤ **L = 3.83 m**

- Aux appuis :

$$M_a = -68.75 \text{ kN.m}$$

- En travée:

$$M_t = 137.50 \text{ kN.m}$$

➤ **L = 3.26 m**

- Aux appuis :

$$M_a = -49.81 \text{ kN.m}$$

- En travée:

$$M_t = 99.62 \text{ kN.m}$$

➤ **L = 3.78 m**

- Aux appuis :

$$M_a = -66.96 \text{ kN.m}$$

- En travée:

$$M_t = 133.92 \text{ kN.m}$$

➤ **L = 3.43 m**

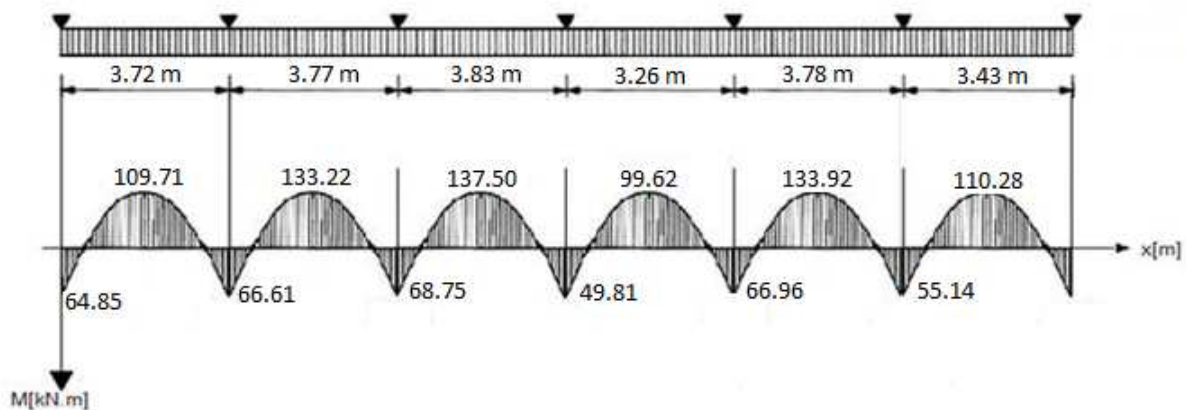
- Aux appuis :

$$M_a = -55.14 \text{ kN.m}$$

- En travée:

$$M_t = 110.28 \text{ kN.m}$$

✚ Diagramme des moments fléchissant à l'ELS :



a-Vérification de la contrainte de compression dans l'acier :

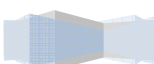
Nous considérons la fissuration comme étant préjudiciable, donc on doit vérifier que :

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

Avec : $\eta = 1.6$ coefficient de fissuration

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.67 ; 201.63 \} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd}$$



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

✚ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

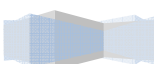
	A_s (cm ²)	M_s (kN.m)	ρ	β	K	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
A_t	15.70	-78.12	0.560	0.888	29.64	200.1	201.63	Condition vérifiée
	10.05	42.67	0.358	0.907	38.46	167.18	201.63	Condition vérifiée
A_h	13.85	-68.75	0.494	0.894	32.17	198.30	201.63	Condition vérifiée
	28.27	137.50	1.00	0.870	20.71	199.66	201.63	Condition vérifiée

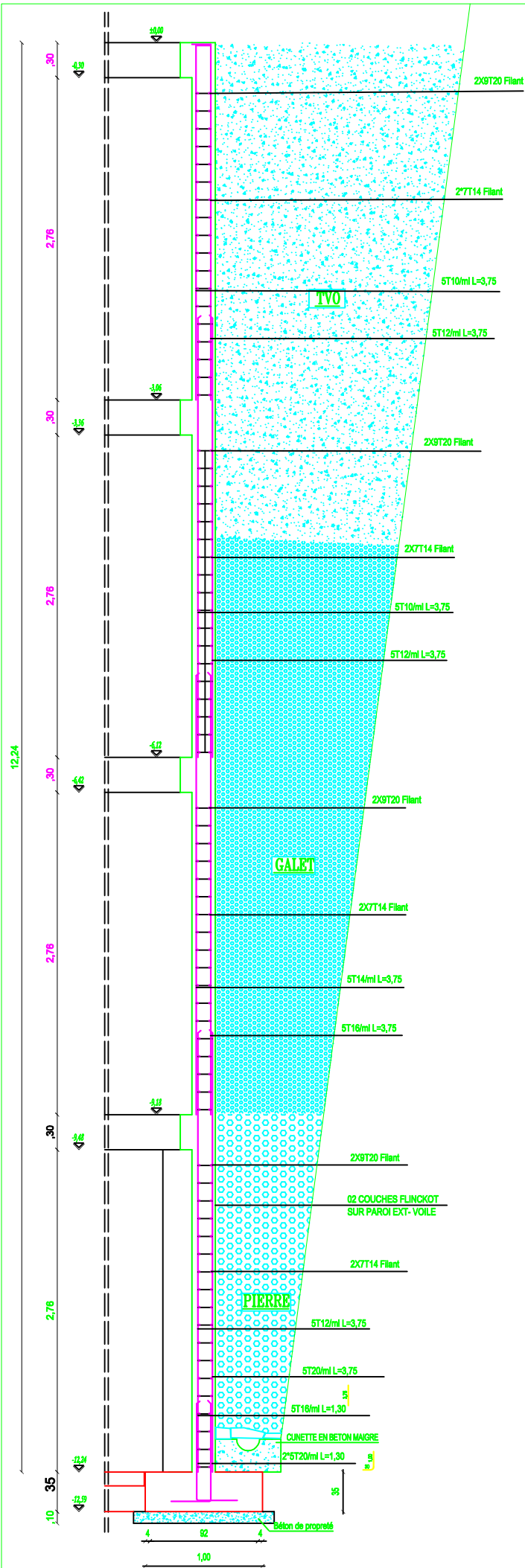
b-La contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{bc}$

	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
A_t	6.75	15	Condition vérifiée
	4.34	15	Condition vérifiée
A_h	6.14	15	Condition vérifiée
	9.64	15	Condition vérifiée

✓ Toutes les conditions sont vérifiées.





FERRAILLAGE Mur Plaque

EP=30cm ECH:1/20è

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

ETUDIE PAR:
AMRANI Ghiles
AMARA Thinhinene

DIRIGE PAR:
Mme BELAIDI

TITRE
FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE

PROMOTION 2014-2015

ECHELLE :1/20

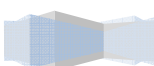
L'étude d'une structure mixte s'est avérée très intéressante, en effet, l'insertion des voiles a largement rigidifié la structure étant donné qu'elle est implantée dans une zone de forte sismicité, cela a été remarqué dans les résultats de la période et déplacements obtenu par le logiciel ROBOT,

Nous avons su comment faire en sorte à ce que les voiles soient disposés de façon symétrique et comment minimiser la torsion qui ne devrait pas apparaître dans les deux premiers modes.

Concernant le ferrailage des éléments, on doit à chaque fois tenir compte des moments donnés par les combinaisons de l'ELU et accidentelles pour ensuite ferrailer selon le cas le plus défavorable, effectuer les vérifications à l'ELS sans oublier de bâtir sur de bonnes dispositions constructives.

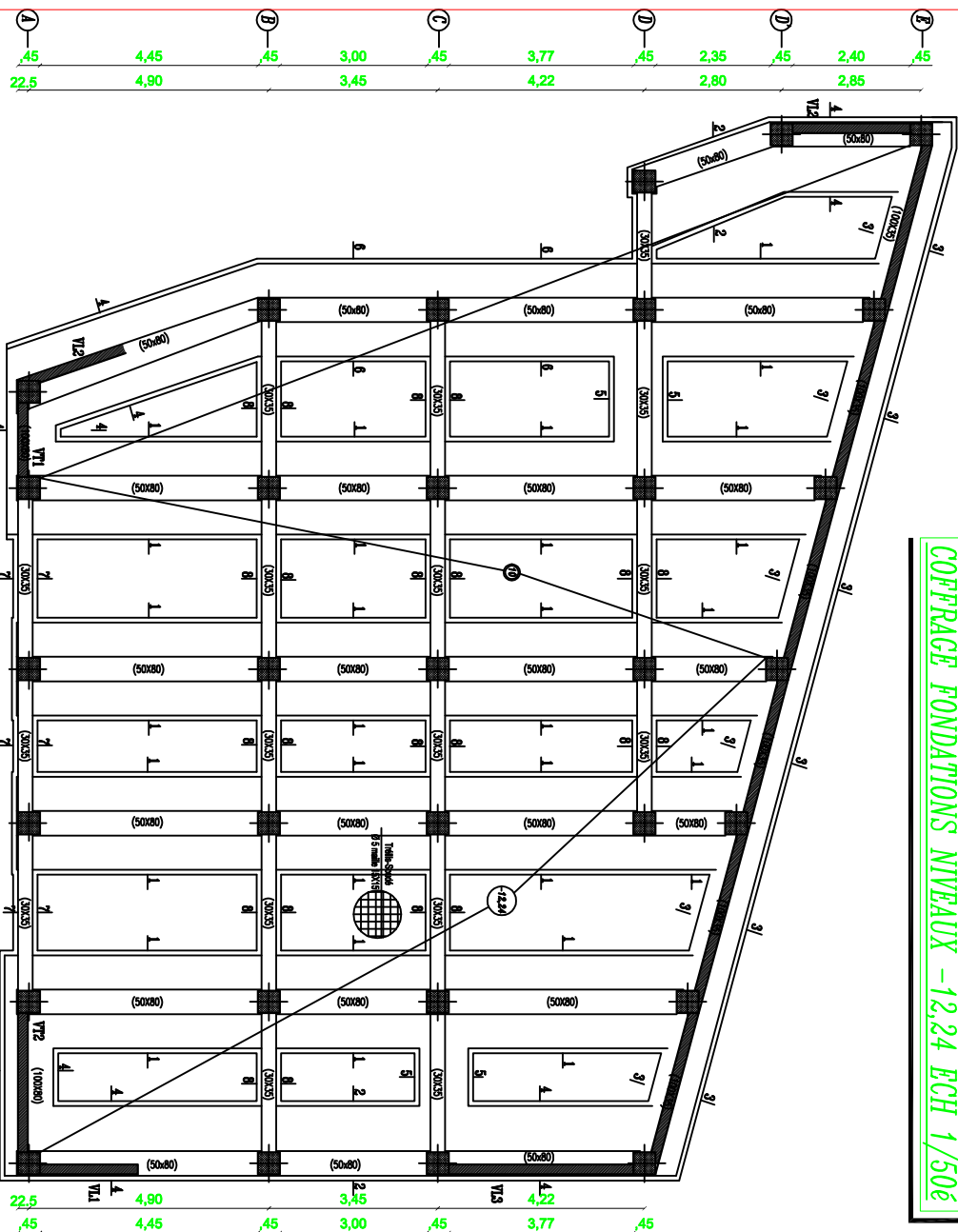
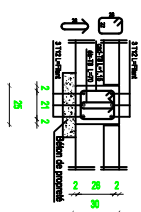
Communiquer avec d'autres ingénieurs plus expérimentés pour ainsi bénéficier de leur expérience, nous avons aussi pu maîtriser plusieurs logiciels...etc.

En résumé, nous avons mis en œuvre dans ce projet de fin d'étude, toutes les connaissances acquises et nous n'en avons appris des nouvelles qui vont être notre base à l'avenir pour commencer à exercer le métier surprenant de l'ingénieur en génie civil.

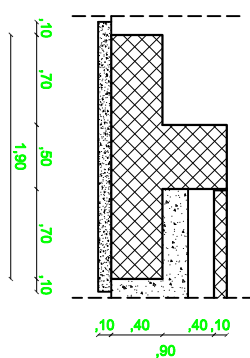


COFFRAGE FONDATIONS NIVEAUX -12,24 ECH 1/50€

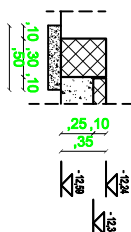
PERMUTAGE LONGRINES ECH 1/20€



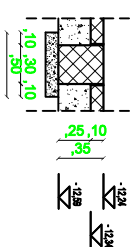
COUPE 6-6 ECH 1/20€



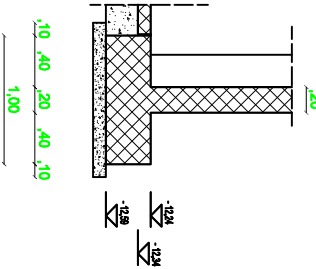
COUPE 7-7 ECH 1/20€



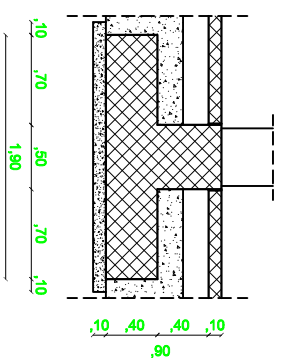
COUPE 8-8 ECH 1/20€



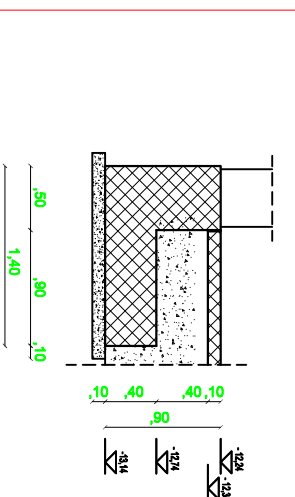
COUPE 3-3 ECH 1/20€



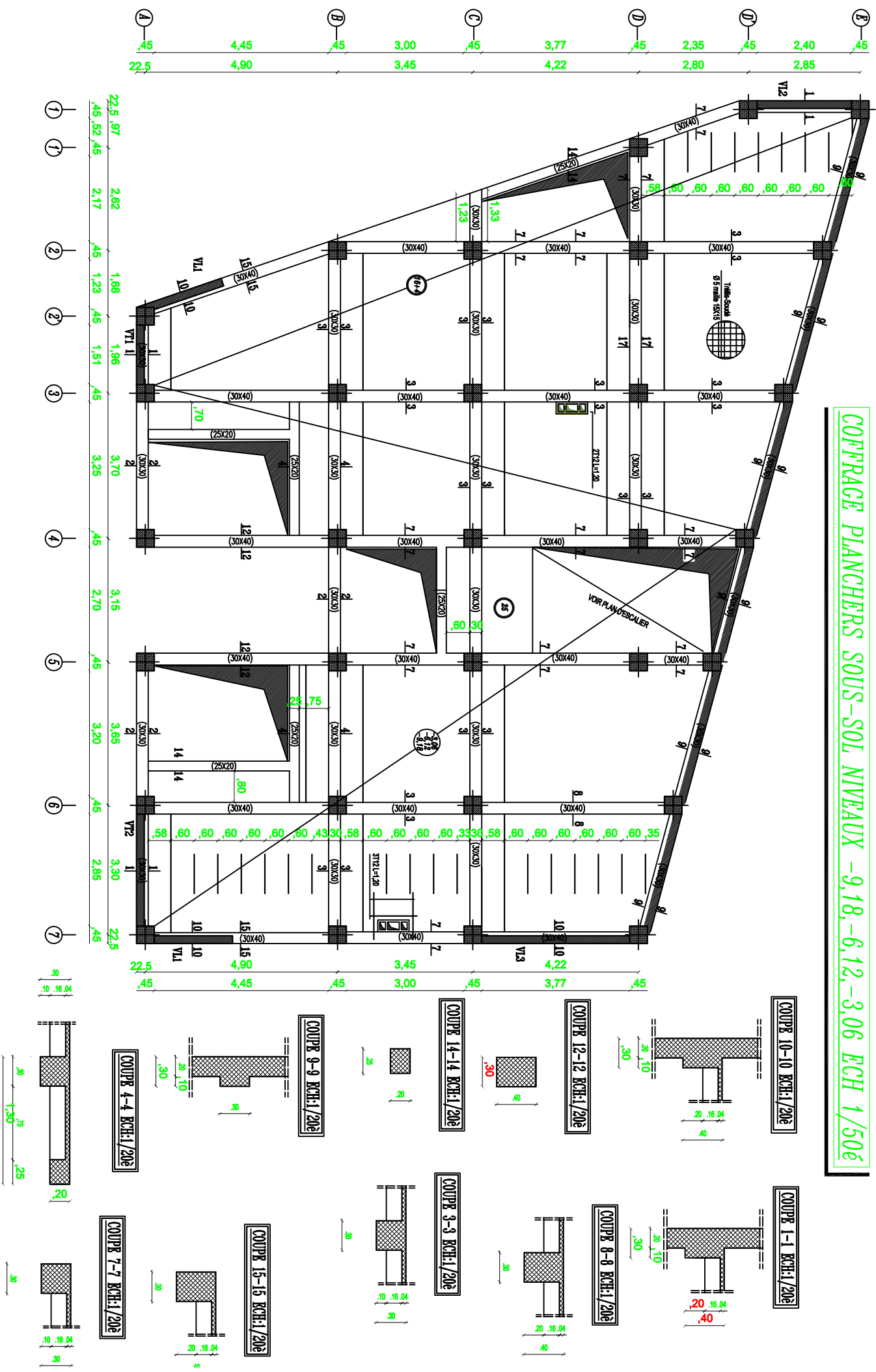
COUPE 1-1 ECH 1/20€



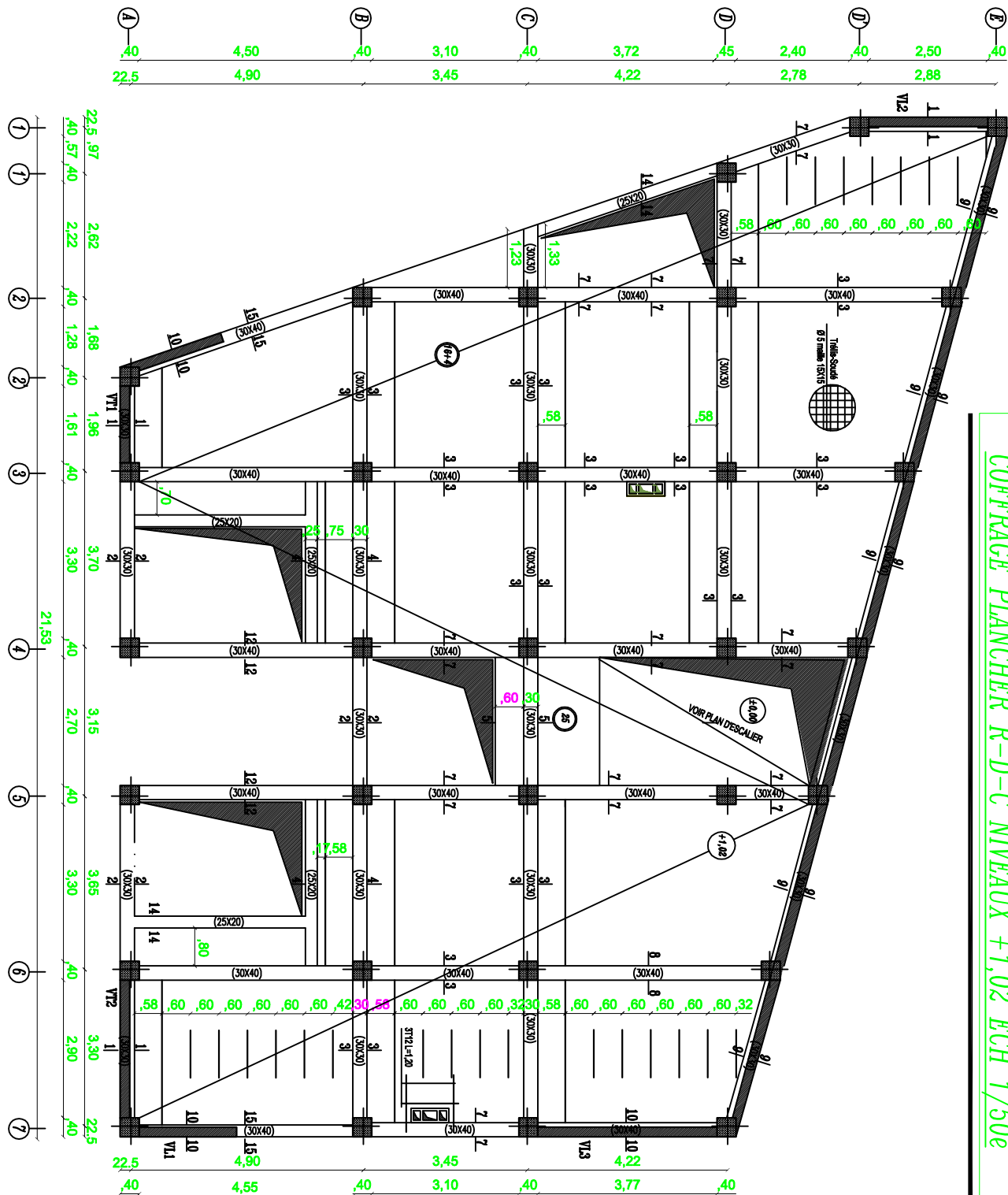
COUPE 2-2 ECH 1/20€



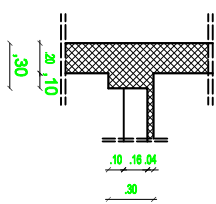
COFFRAGE PLANCHERS SOUS-SOL NIVEAUX -9,18,-6,12,-3,06 FCH 1/50e



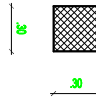
COFFRAGE PLANCHER R-D-C NIVEAUX +1,02 ECH 1/50e



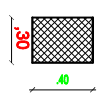
COUPE 1-1 ECH 1/20e



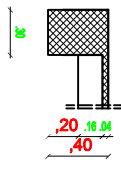
COUPE 2-2 ECH 1/20e



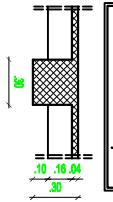
COUPE 12-12 ECH 1/20e



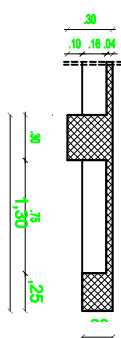
COUPE 7-7 ECH 1/20e



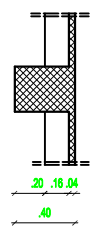
COUPE 3-3 ECH 1/20e



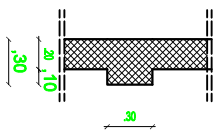
COUPE 4-4 ECH 1/20e



COUPE 8-8 ECH 1/20e



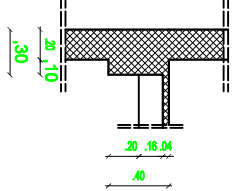
COUPE 9-9 ECH 1/20e



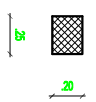
COUPE 15-15 ECH 1/20e



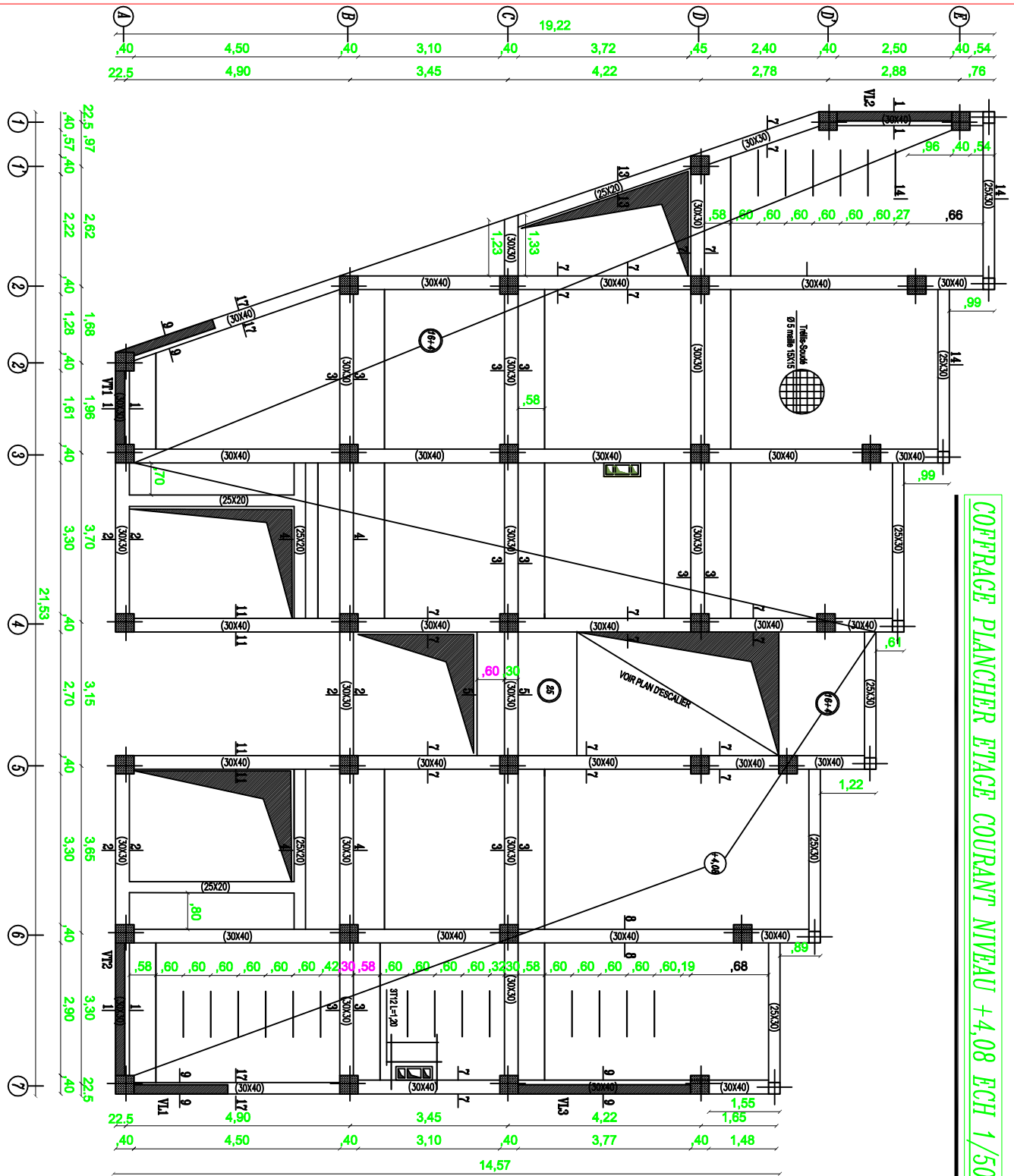
COUPE 10-10 ECH 1/20e



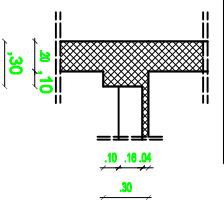
COUPE 14-14 ECH 1/20e



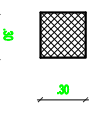
COFFRAGE PLANCHER ETAGE COURANT NIVEAU +4,08 ECH 1/50e



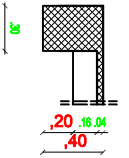
COUPE 1-1 ECH:1/20e



COUPE 2-2 ECH:1/20e



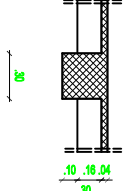
COUPE 7-7 ECH:1/20e



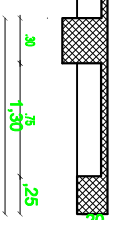
COUPE 11-11 ECH:1/20e



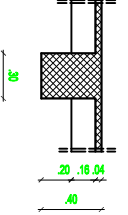
COUPE 3-3 ECH:1/20e



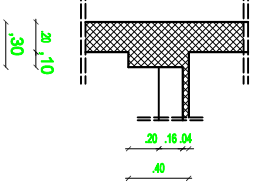
COUPE 4-4 ECH:1/20e



COUPE 8-8 ECH:1/20e



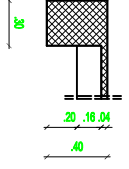
COUPE 9-9 ECH:1/20e



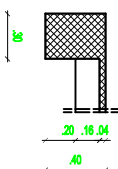
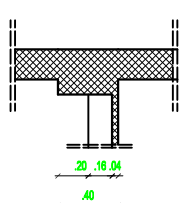
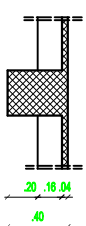
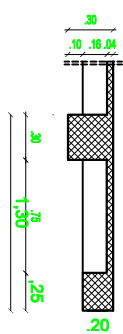
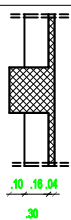
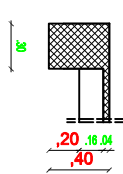
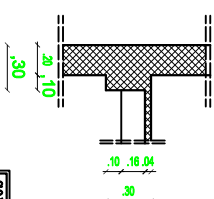
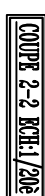
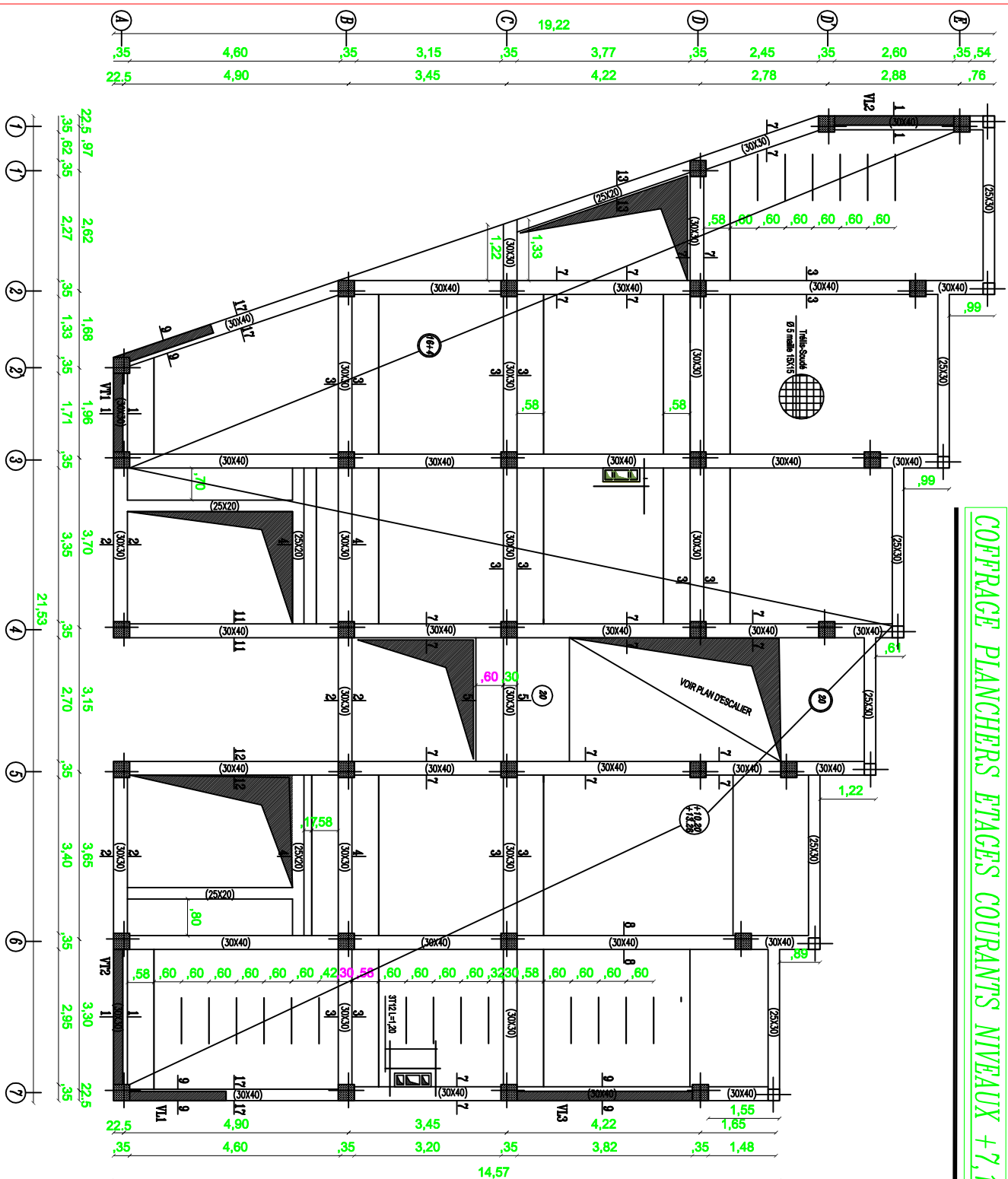
COUPE 13-13 ECH:1/20e



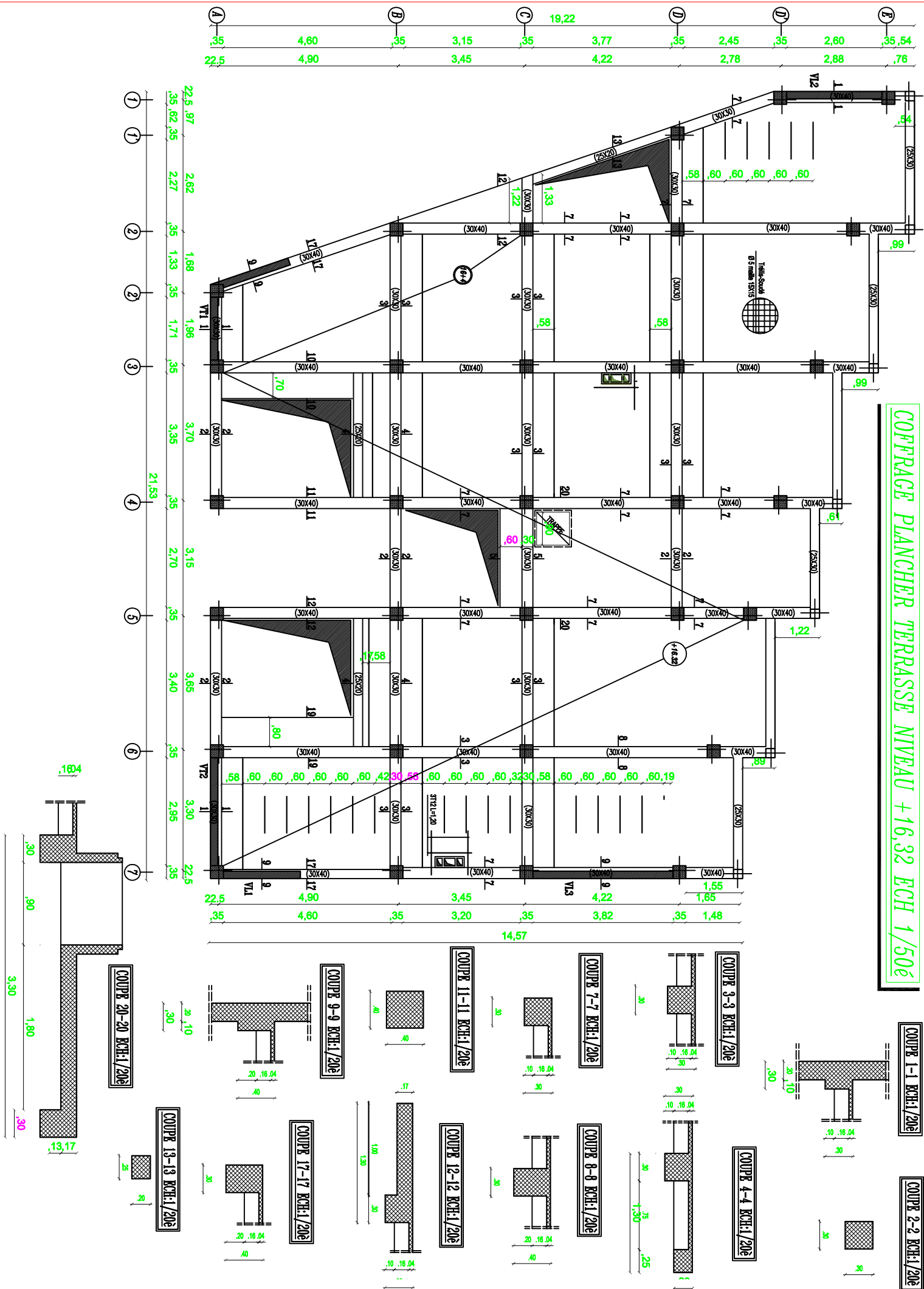
COUPE 17-17 ECH:1/20e



COFFRAGE PLANCHERS ETAGES COURANTS NIVEAUX +7,14 , +10,20 , 13.26 ECH 1/50e



COFFRAGE PLANCHER TERRASSE NIVEAU +16,32 ECH 1/50e



Bibliographie

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Aide mémoire RDM Dunod (Abaques de GALERKIN et HAHN).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.