

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



Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.*

thème

*Étude d'un bâtiment (R+5+E/sol) à usage
D'habitation à ossature mixte avec l'application
ETABS*



Proposé par : BET « ECART »

Dirigé par : M^F Charchar

Etudié par : M^{elle} Messaoudene kahina

M^{elle} Mouloudj kahina

Année 2014/2015

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

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

Présentation de l'ouvrage

Chapitre II : les caractéristiques des matériauxpage7

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments.....page 17

- Les planchers
- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

Chapitre IV : calcul des éléments.....page 34

- l'acrotère
- Les balcons
- Les escaliers
- Les planchers

Chapitre V : fichier de donnée et vérification des résultats.....page 127

Chapitre VI : Ferrailage de la structure.....page 136

- Les poteaux
- Les poutres
- Les voiles

Chapitre VII : étude de l'infrastructure.....page 182

CONCLUSION GENERALE

REMERCIEMENTS

Toute notre reconnaissance et remerciement à ALLAH, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous remercions également nos chers parents pour les sacrifices qu'ils ont faits pour arriver au terme de ce modeste travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr CHARCHAR, et M^r MENSOURI et M^r MAGHLAT et M^r MENSOURI Nouredine. En effet, sans son aide, ce travail n'aurait pas été entrepris. Ces encouragements et sa disponibilité ont été pour nous une source constante de motivation à poursuivre et à achever ce travail, merci encore une fois.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants qui ont contribué notre formation.

Nous remercions également les membres de jury pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

KAHINA MESSAOUDENE ET KAHINA MOULOUDJ

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

A mes très chère frère Saïd, Billal et Nabil.

A mes sœurs Djamila, Nawal, Nadia et Naima

A ma belle-famille et mon époux Fayçel .

A mes amis : Lydia ,Fatima ,Sassi ,Lyes ,Hocine

A ma binôme Kahina.

A toute la promotion 2014/2015

Kahina Messaoudene

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

A mes très chère frère Mourad, Mustapha et Abed Arazak.

A mes sœurs Baya, Zahia, Rabiaa , Naima et safia et sa petite famille.

A mes amis : Lydia ,lydia ,hayat ,karima.

A ma binôme Kahina.

A toute la promotion 2014/2015

Kahina Mouloudj

INTRODUCTION GENERALE

Introduction :

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de construction. Les ingénieurs en génie civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

La durée de vie des structures en béton armée est conditionnée par la réponse aux agressions physiques et chimiques de l'environnement ; ainsi que la capacité des matériaux constitutifs à se protéger contre les attaques.

Le séisme et la corrosion des armatures sont des causes majeures de dégradation des structures en béton armée.

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

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Nous, en tant qu'étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation d'ingénieur en génie civil, nous avons choisi l'étude d'un bâtiment (R+5+entre sol) à contreventement mixte.

Nos calculs seront faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec un moindre coût.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux règles parasismiques algériennes (RPA 99modifiées 2003) et les règles techniques de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL99).

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

INTRODUCTION GENERALE

I-Introduction :

Suite aux dommages constatés sur les bâtiments lors du séisme du 21 mai 2003 et après les modifications apportées au RPA99 version 2003, les structures mixtes (voiles + portiques) sont de plus en plus adoptées par les constructeurs en Algérie.

I-1-Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+5+ entre sol).

Cet ouvrage sera implanté à la ville de BAGHLIA wilaya de BOUMERDES, Cette région est caractérisée par une **moyenne activité sismique**, classée en zone (**IIb**) d'après le zonage sismique de l'Algérie et selon le RPA 99/version 2003.

De ce fait, il est indispensable de respecter dans les calculs les nouveaux paramètres parasismiques édités dans le RPA.

I-2-Les caractéristiques du sol :

Afin de reconnaître la nature géologique des terrains, et aboutir à des caractéristiques d'identification du sol (résistance au cisaillement, sa prédisposition au tassement.....) ; le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du Centre (LHCC) unités de ROUIBA à effectuer des essais sur l'assise du bâtiment qui sont :

- **Campagne d'essais in-situ :**

- ✓ Des essais au PDL.
- ✓ Des sondages carottés.

- **Campagne d'essais au laboratoire :**

- ✓ Essais d'identification physique.
- ✓ Essais mécanique.
- ✓ Analyses chimique.

Les résultats obtenus sont :

❖ **Résultats des essais in-situ :**

1-Essais de PDL :

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol par battage un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe débordante de faire compter le nombre de coups « N » correspondant à un enfoncement de 20cm. La résistance dynamique de pointe du sol (Rd) est donnée conventionnellement, à partir du nombre mesuré « N » en appliquant la formule de battage dite des « HOLLANDAIS » :

$$Rd = N (M^2 \times H) L / (M' + M) A$$

- M : masse du mouton (Kg).
- N : nombre de coups.
- L : enfoncement de référence=20cm.
- M' : masse des tiges (Kg).
- A : section droite de la pointe (m²).
- H : hauteur de chute (cm).

Les résultats sont présentés sous forme de graphes appelés « **PENETROGRAMMES** ».

Les valeurs de « Rp » varient généralement entre 20 et 30 bars sur un horizon de 3 à 4 m de profondeur témoignant de la moyenne compacité des formations traversés. Les essais montrent que le sol testé présente de bonnes résistances dynamiques après 2m de profondeur.

Donc au terme de résistance dynamique le sol présente des conditions favorables pour recevoir le projet en question.

2-Sondages carottés :

Les différentes couches de sol ont été mises en évidence par (05) sondages carottés ayant pour but de définir la nature du sol et de prélever des échantillons pour des essais au laboratoire.

❖ Résultats des essais de laboratoire :

Vu la nature géologique des différentes formations détectées par les travaux de sondages, un seul échantillon a été prélevé et acheminé directement au laboratoire pour subir des tests d'identifications et ce dans le but de donner au sol analysé une meilleure interprétation.

1-Identification physique :

Les résultats des essais physiques nous ont permis de conclure que le sol en place est moyennement dense, détrempe de bonne consistance, selon les analyses granulométriques ces formations sont classées comme un sol fin et elles possèdent un caractère très gonflant d'après la classification de **CASAGRANDE**.

2-Essais mécaniques :

La formation analysée se trouve dans un état **sur consolidé, peu compressible et gonflante** avec une pression de gonflement qui peut atteindre **1bars**.

Elle présente une résistance à la cohésion de **0,55 bars** et un angle de frottement de **23°**.

3-Analyses chimiques :

Deux échantillons de sol ont été prélevés en vue d'effectuer des analyses chimiques permettant de déceler éventuellement les éléments nocifs vis-à-vis du béton de fondations. Les résultats mettent en évidence **une agressivité faible** vis-à-vis du béton armé durci selon la norme NF P 18- 011 du 06/92.

CALCUL DES FONDATIONS :**1-Contrainte admissible du sol :**

La contrainte admissible du sol (Q_{adm}) peut être calculée à partir des résultats des essais de pénétration dynamique d'après le document technique réglementaire (DTR-BC 2.331). Cette contrainte est donnée par la relation empirique suivante :

$$Q_{adm} = \gamma \cdot D + (Q_u - \gamma \cdot D) / 3$$

Q_u : contrainte ultime $Q_u = Q_d / 5$ à 7 .

Q_d : résistance dynamique minimale moyenne du sol.

γ : poids volumique apparent du sol humide.

D : ancrage des fondations.

D'où nous aurons

$$Q_{adm} = 2,00 \text{ bars.}$$

2- Profondeur d'ancrage des fondations :

Compte tenu de la nature géologique des formations constitutives du sol d'assise ainsi leurs résistances dynamiques en pointe, nous proposons des fondations superficielles ancrées à partir de 2.00 à 3.00 m de profondeur par rapport à la cote du terrain actuel.

Conclusion :

Compte tenu des données géologiques et les résultats obtenus dans le cadre de la présente étude, nous pouvons conclure ce qui suit :

- ✓ Le sol possède une moyenne à bonne résistance.
- ✓ L'agressivité selon la norme NF .P18-011 du 06/92 est faible.
- ✓ Fondation superficielle de type semelle isolé ou filante selon la descente de la charge appliquée.
- ✓ Contrainte admissible : **Qadm= 2,00 bars.**
- ✓ L'ancrage des fondations serait à partir de 2.00 à 3.00 m de profondeur.
- ✓ La région de BOUMERDES est située dans la zone IIb d'après le RPA 2003.

I-3- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ouvrage à pour dimensions :

- Longueur total.....25, 10 m
- Largeur total17,45 m
- Hauteur du bâtiment y compris l'acrotère.....22,02m
- Hauteur du RDC et l'étage courant et l'entre sol.....3,06m
- Hauteur de l'acrotère.....0,60m

I-4-Différents éléments de l'ouvrage :**I-4-1-Ossature :**

Ce bâtiment a une ossature mixte composée de poteaux et de poutres formant un système de portiques et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinal et transversal formant ainsi un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ouvrage.

a. Les voiles :

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

b. portiques :

Les portiques sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux, ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et les surcharges verticales.

I-4-2-Les planchers :

Les plancher sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges, ils assurent deux fonctions importantes :

- fonction d'isolation : les plancher isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- fonction de résistance mécanique : les plancher supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent et transmettent les charges aux éléments porteurs de la structure.

Il y a deux types de plancher :**a- Plancher à corps creux :**

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils ont pour fonctions :

- Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure).
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

Le plancher terrasse comporte en plus, un système complexe d'étanchéité composé de :

- Forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- Un isolant thermique (liège).
- Un revêtement d'étanchéité constitué de feuilles à base de bitume.
- Pare vapeur permettant à l'isolant thermique de conserver ses caractéristiques initiales.

b-Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

I-4-3les balcons : Ils sont des aires consolidés au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés soit en dalle pleine ou en corps creux.

I-4-4-Maçonnerie :

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, moellons, etc.), unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc..).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs : ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I-4-5- Escaliers :

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

I-4-6- Revêtements :

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- ❖ Carrelages pour les planchers et les escaliers.
- ❖ Céramiques pour les salles d'eau et cuisines.
- ❖ Mortiers de ciment pour les murs de façade, cages d'escalier et les locaux humides.
- ❖ Plâtres pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I-4-7-Acrotère :

Il existe au niveau de la terrasse, il sera en béton armé sa hauteur est de 60 cm.

I-4-8- Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

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

I-4-9- Système de coffrage :

On utilise le coffrage traditionnel en bois pour les portiques et le coffrage métallique pour les voiles.

I-5- Règlements utilisés :

Le calcul du présent ouvrage sera conforme aux règles BAEL 91, aux prescriptions algériennes de construction dans le RPA 99 modifié 2003 et dans le DTR-B.C22.

I- Principes des justifications : (Art A1.2 BAEL91/modifié 99)

Les calculs justificatifs seront conduits la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

II-Les différents états limites :

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

a- Etats limites ultimes (ELU) :

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des états suivant :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
- Stabilité de forme (pas de flambement).

b- Etats limites de services (ELS):

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

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

III-Caractéristiques mécaniques des matériaux :**III-1-Béton :**

Le béton est un mélange d'agrégats (Sable, gravier), de liant (Ciment) et d'eau dans des proportions bien définies et homogène pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement. D'autre part, le dosage en ciment doit tenir compte du pourcentage en volume des armatures ; pour assurer un bon enrobage et une bonne protection des armatures, le béton doit être d'autant plus dosé en ciment que les armatures sont plus nombreuses et plus divisées. Dans le cas des pièces moyennement ou fortement armées, les dosages usuels oscillent entre 350 et 400 kg de ciment par mètre cube de béton. Le ciment utilisé est de classe CPJ 32,5 dosé à 350Kg/m³.

Le dosage courant par 1m³ sera comme suit :

-Granulats :

Sable.....380à450 dm³

Gravillons.....750 à850 dm³

-Ciment :.....300à400 Kg/m³

- Eau de gâchage :.....150à200 L.

a) Résistance caractéristique du béton :

a-1.Résistance à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de temps de durcissement

Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvettes normalisée de diamètre égal à la moitié de la hauteur (16/32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie par :

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

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

(Art.A2.1,11/BAEL91 modifié 99).

- Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 22 MPa et au plus égale à 45MPa. (Art.7.2, 1 RPA 99).

Dans le calcul de notre ouvrage nous adopterons une résistance : **$f_{c28} = 25\text{Mpa}$.**

a-2.Résistance à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à « j » jours noté « f_{ij} » est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6+0,06 f_{cj} \text{ avec : } f_{cj} \leq 60\text{Mpa.} \quad (\text{Art A.2.1,12/ BAEL 91 modifié 99}).$$

D'où : **$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.**

b) Contraintes limites :**b-1. Etat limite ultime (ELU) :**

b-1-1. Contrainte ultime du béton : Elle est définie par l'expression suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b} \text{ En MPa} \quad (\text{Art A.4.3,41/ BAEL 91 modifié 91}).$$

Avec: γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

- $\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.
- $\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

Θ : coefficient de la durée d'application des actions.

- $\Theta = 1$: si la durée d'application est $>$ à 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 $<$ à 1 heure.

$A' : j=28$ jours, en situation courante ; $f_{bc} = \frac{0,85 \times (25)}{1 \times (1,5)} = 14,2 \text{ Mpa}$.

- **Diagrammes contraintes-déformations du béton :** (Art A.4.3,41/ BAEL91 modifié 99) : Le diagramme contrainte (σ_{bc})- déformation (ε_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle ».

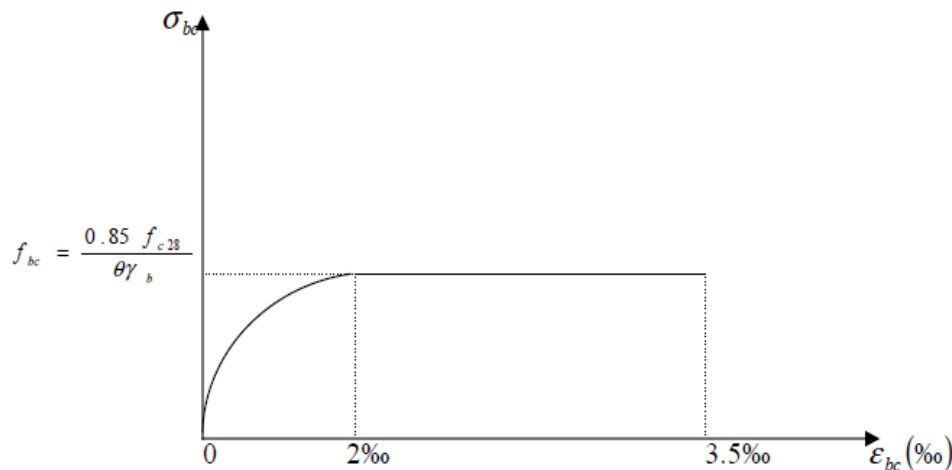


Fig I-1 diagramme contraintes - déformation du béton(ELU)

Le diagramme est constitué :

- D'un tronçon de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- d'une partie rectangle (état plastique)

- $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ → compression pure (ε_{bc} raccourcissement du béton).
- $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ → compression avec flexion.

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.

En compression avec flexion, les déformations relatives du béton sont limitées à 3,5‰.

b-1-2 Contrainte tangente conventionnelle :

Elle est définie par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 x d} \text{ (Art A.5.1,21/ BAEL 91 modifier 99).}$$

Avec: V_u : effort tranchant.

b_0 : largeur de la section considérée.

d : la hauteur utile ($d=h-c$).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Cas d'une fissuration non préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min \left[0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right]$$

- **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min \left[0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right]$$

b-2. Etat limite de service (ELS) :

Le comportement du béton à l'ELS est considéré comme linéaire élastique, donc le diagramme contrainte-déformation à l'ELS sera une droite schématisée comme suit :

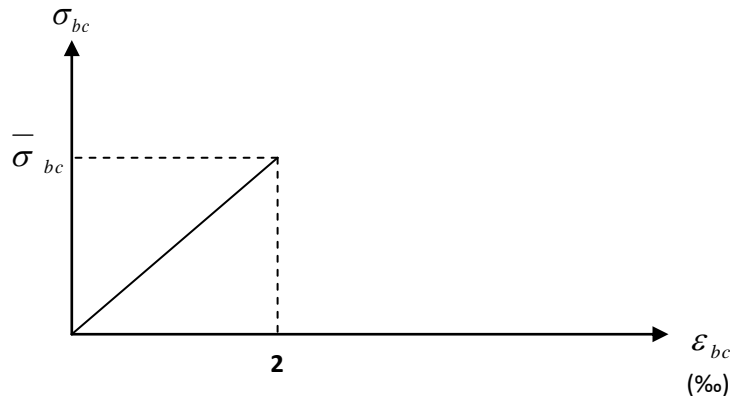


Fig I-2 diagramme contraintes - déformation du béton(ELS)

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ en MPa} \quad (\text{Art A.4.5, 2 BAEL91})$$

$$A' \text{ j} = 28 \text{ jours}; \quad \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

σ_{bc} : contrainte admissible à l'ELS.

b-3- Module de déformation longitudinale du béton:

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

a- Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A.2.1,21/ BAEL 91 modifié 99}).$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$$

b- Module de déformation différée :

Les déformations finales du béton (instantanées et augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différée défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en Mpa (Art A.2.1, 22/ BAEL 91 modifié 99)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ \rightarrow $E_{vj} = 10818,86 \text{ Mpa}$

b-4 Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

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

E : module de YOUNG.

ν : coefficient de poisson.

b-5 coefficient de poisson : (Art A.2.1, 3/ BAEL 91 modifié 99).

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale à :

- $\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- $\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

III-2. Aciers :

L'acier est un alliage Fer-Carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. Il résiste très bien à la traction et à la compression, de plus il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton et il présente une bonne qualité d'adhérence avec lui.

a. Classification :

Les aciers sont classés selon leur nuance et leur état de surface, on distingue :

- Les aciers à haute adhérence (surface munie d'aspérités).
- Les aciers ronds lisses (surface lisse).

b. Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE 400	HA	400	14	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520($\Phi < 6$)	TS	520	8	1,3	1

c. Module d'élasticité longitudinale :

Pour tous les aciers utilisées, le module d'élasticité longitudinale, Sera pris égale à :

$$E = 2 \times 10^5 \text{ Mpa} \quad (\text{Art A.2.2, 1/ BAEL 91 modifié 99}).$$

d. Coefficient de Poisson des aciers:

Le coefficient de Poisson pour les aciers est pris égal à 0,3.

e. La limite élastique garantie Fe :

C'est la contrainte pour la quelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰

f. Contraintes limites:

- **Contrainte limite ultime (ELU):** (Art A.4.3,2/ BAEL 91 modifié 99).

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : coefficient de sécurité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ Situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

❖ **Diagramme contrainte-déformation :**

(Art A.2.2, 1/ BAEL 91 modifié 99)

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

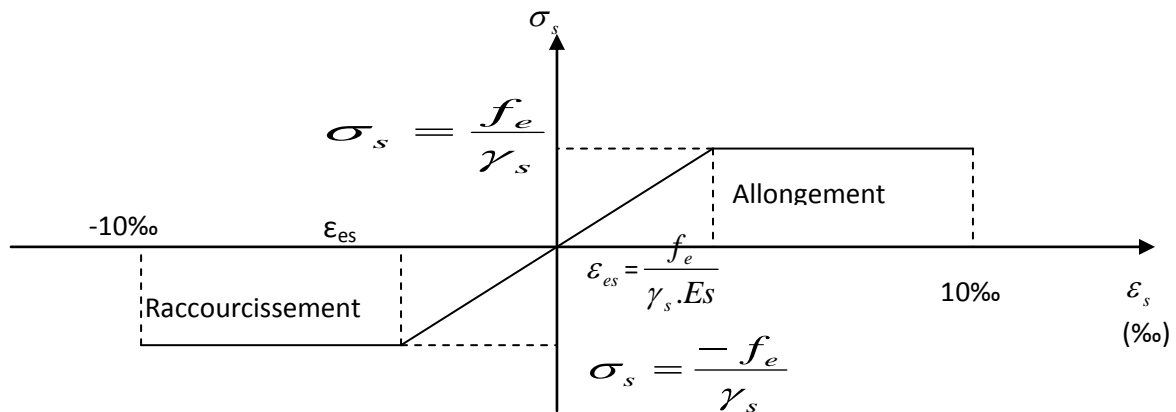


Fig. I-3 diagramme-contrainte déformation de l'acier

Le diagramme contrainte-déformation se compose d'une droite de pente.

• **Contrainte limite du service (ELS) :**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures, pour limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL 91. On distingue trois (03) cas de fissurations :

1. Fissuration peu nuisible : (BAEL 91/Art 4.5, 32)

Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

2. Fissuration préjudiciable : (BAEL 91/Art 4.5, 33)

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration. Dans ce cas la contrainte est limitée comme suit :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \text{ en Mpa}$$

Avec η : coefficient de fissuration égal à :

$\eta=1,0$ pour les RL

$\eta=1,6$ pour les HA $\Phi \geq 6\text{mm}$

$\eta=1,3$ pour les HA $\Phi \leq 6\text{mm}$

On obtient :

$$\sigma_s = 156 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

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

Dans le cas d'un milieu agressif où une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \text{ en Mpa}$$

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisse (r.l)

$\eta = 1,6$ pour les aciers à Haute Adhérence (HA)

➤ Protection des armatures : (Art 7.1/BAEL 91 modifié 99).

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

- ✓ **C ≥ 5 cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives
- ✓ **C ≥ 3 cm** : pour les éléments situés en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- ✓ **C ≥ 1 cm** : pour les parois situés dans les locaux non exposés aux condensations.

III-3. Les sollicitations :

a- Les actions :

Les actions sont des forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, charges d'exploitations, charges climatiques.....) ou résultent des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, déplacement d'appuis,)

- Les actions permanentes G :
 - Le poids propre des éléments
 - Le poids propre des équipements permanents
 - Le poids des poussées de terre
- Les actions variables Q :
 - Charges d'exploitation appliquée au cours de l'exécution
 - Charges climatique

- Les actions accidentelles :
 - Séisme
 - Explosions
 - Choc

b- Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et de torsion) développées dans une section par une combinaison d'action donnée.

➤ **Sollicitation de calcul combinaison d'action :**

- **Etat ultime (ELU) :**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

N_u : effort normal

- **Etat limite de service (ELS) :**

$$N_{Ser} = G + Q$$

IV – calcul des éléments

IV -1 : L'acrotère :

IV-1-1Introduction :

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort latéral « Q » dû à la main courante qui engendrent un moment M dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1[m] de largeur

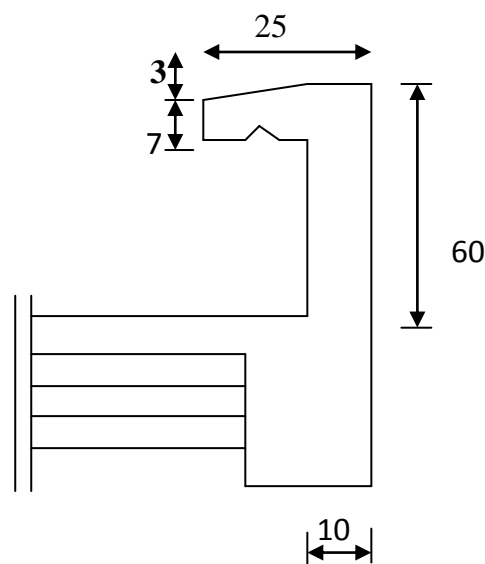


Figure IV-1-1 : coupe verticale de l'acrotère

➤ **Schéma statique :**

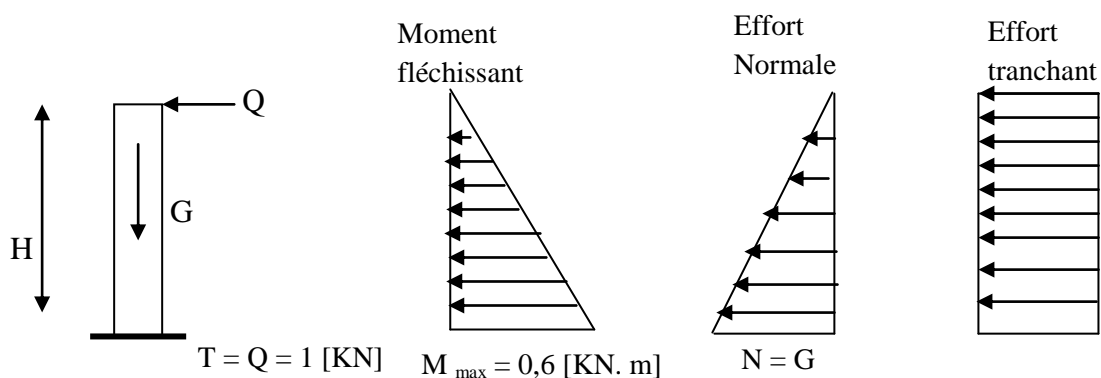


Figure IV-1-2 Schéma statique de calcul de l'acrotère

IV-1-2 Les sollicitations :

$$G = 25[(0,6 \times 0,1) + (0,15 \times 0,1) - (0,03 \times 0,15) / 2] = 1,819 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère : $G = 1,819 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation dû à la poussée latérale « Q » $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

Effort normal dû au poids propre $G : N = G \times 1 \text{ ml} = 1,819 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1,00 \text{ KN}$

Moment de renversement M_Q dû à la surcharge $Q : M = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0,60 \text{ KN m}$

IV-1-3 Combinaison de charge :**➤ A l'ELU :**

$$N_u = 1,35 \times 1,819 = 2,455 [\text{KN}]$$

$$M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 [\text{KN.m}]$$

➤ A l'ELS :

$$N_s = G = 1,819 [\text{KN}]$$

$$M_s = M_Q = 0,6 [\text{KN.m}]$$

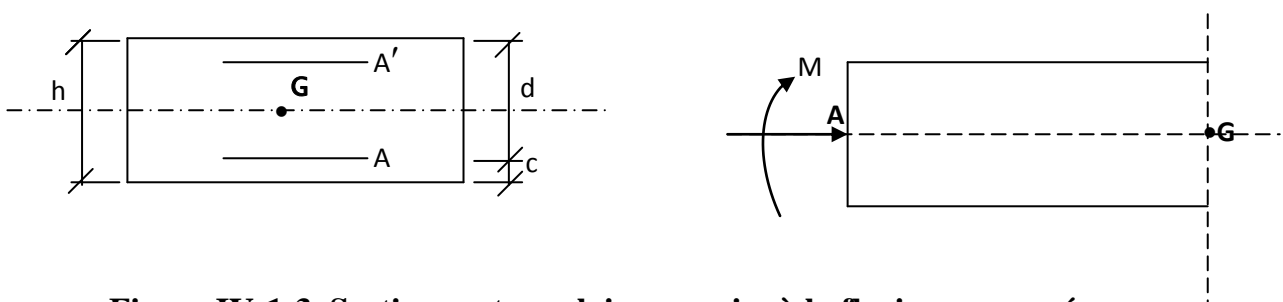
IV-1-4 Ferrailage de l'acrotère

Figure IV-1-3 Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Avec :

- ✓ h : Epaisseur de la section $h = 10 \text{ cm}$
- ✓ b : largeur de la section $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$
- ✓ C et C' : Enrobage $C = C' = 2 \text{ cm}$
- ✓ d : hauteur utile $d = h - C = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

Remarque :

Le ferrailage revient à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée

a) Calcul des armatures à l'ELU :**➤ Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,455} = 0,366\text{m}$$

$$e_u = 37\text{cm}$$

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

$$e < e_u$$

e : Distance est le C.D.G de la section et C.D.G des armatures tendues

Le centre de pression est à l'extérieur de la section limitée par les armatures ; N est effort normale de compression la section est partiellement comprimée

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composée.

➤ Calcul en flexion simple**✓ Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - C\right) = 0,9 + 2,455 \times \left(\frac{0,1}{2} - 0,02\right) = 0,974\text{KN.m}$$

✓ Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,974 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0107$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2\text{MPa}$$

$$\mu_u = 0,0107 < 0,392 \implies \text{section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,0107 \xrightarrow{\text{des tableaux}} \beta = 0,994$$

✓ Armatures fictives :

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348\text{Mpa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,974 \times 10^5}{0,994 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0,35\text{cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composée :**

La section des armatures réelle (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,455 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,28 \text{ cm}^2$$

b) Vérification à l'ELU:

➤ **Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28} e_s - 0,455d}{f_e e_s - 0,185d} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{33 - 0,455 \times 8}{33 - 0,185 \times 8} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0,330 \text{ m}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,006 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² répartie sur 60 cm de hauteur.

➤ **Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)**

Nous avons une fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement, le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres: (art A.6.1.1, 3BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \psi_s \bar{f}_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 4\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 80 \times 100,5} = 0,21 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ **Espacement des barres :**

✓ **Armatures principales :**

$$St = 25 \text{ cm} < \min [3h ; 33\text{cm}] = 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ **Armatures de réparations :**

$$St = 25 \text{ cm} < \min [4h ; 45\text{cm}] = 40\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :**

$$\text{La longueur de scellement droit est } L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1$$

$$\tau_{se} = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,84} = 281,69 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 30\text{cm}$$

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32\text{cm}$$

c) Vérification à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

σ_s : Contrainte dans les aciers tendus

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite dans les aciers tendus

$\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA) $\phi \geq 6\text{mm}$

On a, L_c : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s = \frac{10}{2} - 33 = -28 \text{ cm}$$

$$L_c = -28 \text{ cm}$$

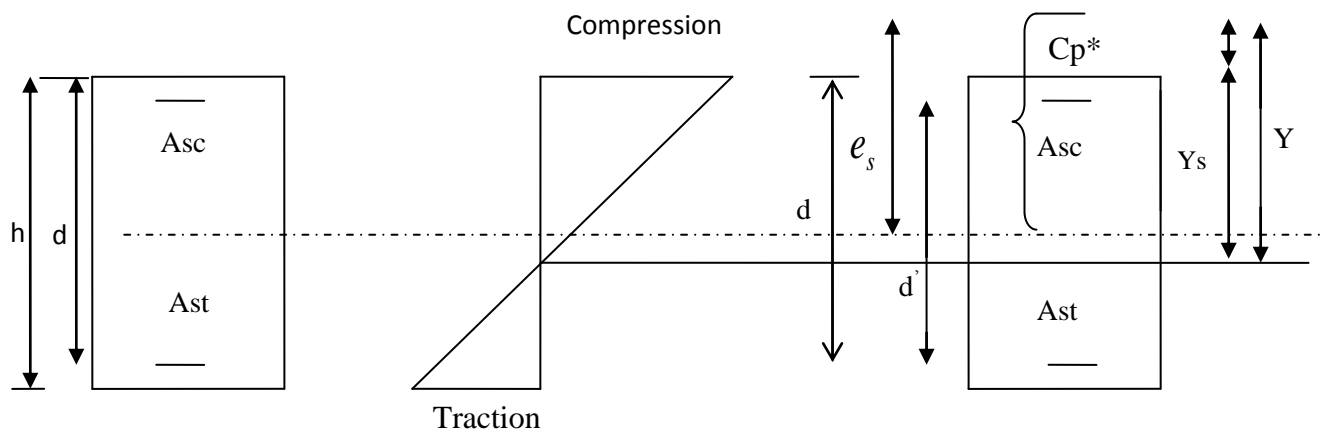


Figure IV-1-4: Diagramme des contraintes

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,56 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

• **Dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47,50} \times 40,56 = 0,85 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

d) Vérification de l'acrotère au séisme :

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique

et le groupe d'usage du bâtiment $\Rightarrow A = 0,20$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Soit : $C_p = 0,3$

W_p : Poids propre de l'acrotère

$$W_p = 1,819 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,20 \times 0,30 \times 1,819 = 0,44 \text{ KN/ml}$$

$F_p = 0,44 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$ Condition vérifiée

Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p d'où notre acrotère est à l'abri d'un éventuel séisme.

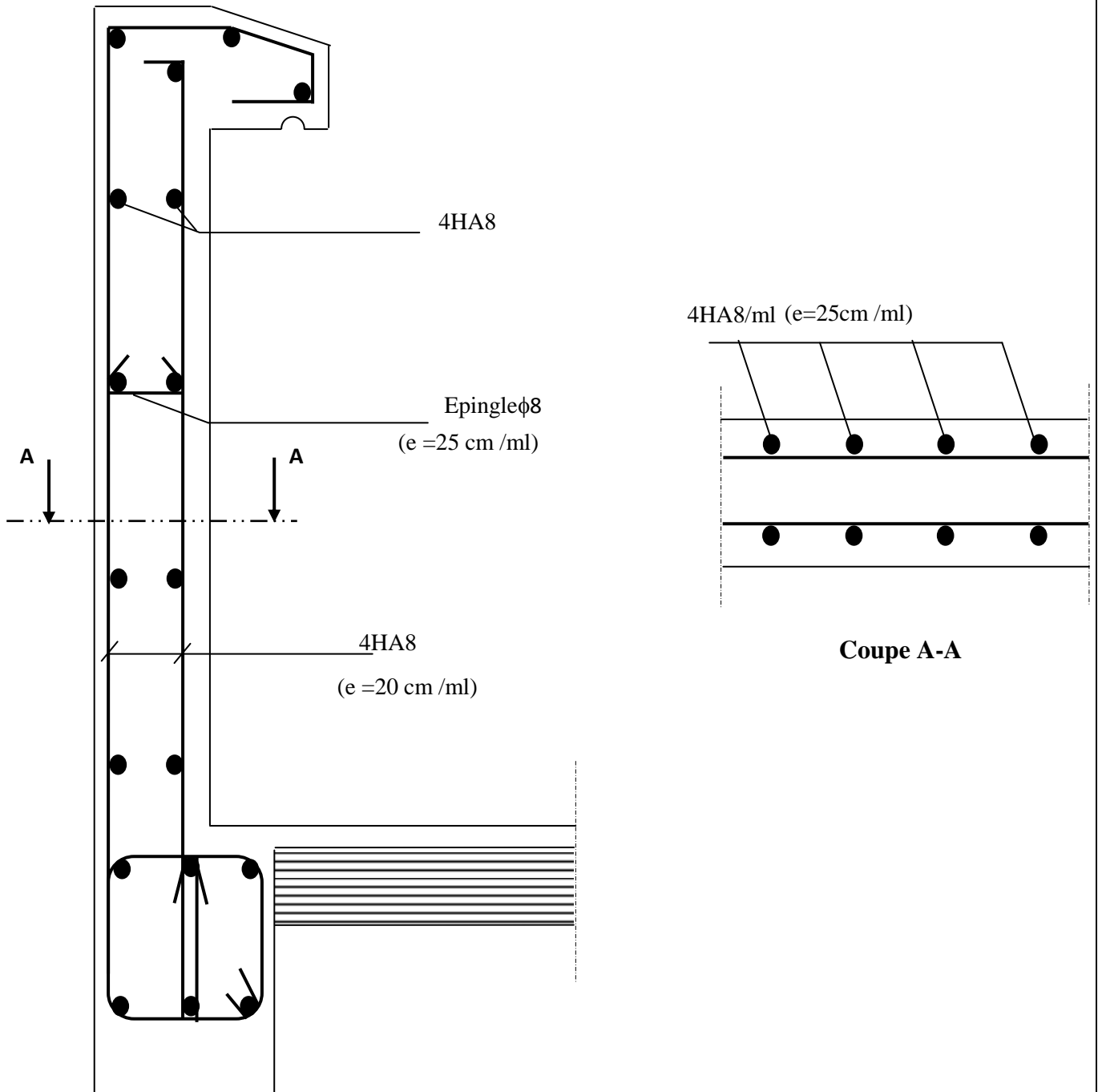


Figure IV-1-5: Ferrailage de l'acrotère

IV-2 : les balcons**IV-2-1 Introduction**

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons, le premier type est en corps creux (16+5) coulée sur place qui est muni de poutre de chaînage et le deuxième type est en dalle pleine

Notre calcul se basera sur le ferrailage de la poutre de chaînage semi-encastée à ses extrémités.

IV-2-2 Etude de poutre de chaînage :

C'est une poutre qui se pose sur deux semi-encastés à ses extrémités elle supporte en plus de son poids propre ce lui de la cloison extérieur.

a) Dimensionnement :

Le dimensionnement de la poutre se fait avec la formule suivante :

$$\text{La hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{La largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec L : la longueur libre dans le sens considéré

$$\frac{230}{15} \leq h \leq \frac{230}{10}$$

$$15,33\text{cm} \leq h \leq 23\text{cm}$$

On opte pour une hauteur de $h = 25\text{cm}$

$$0,4 \times 25 \leq b \leq 0,7 \times 25$$

$$10\text{cm} \leq b \leq 17,5\text{ cm}$$

On opte une longueur de $b=20\text{cm}$

b) Détermination des sollicitations :**➤ Charges permanentes**

- Poids propre de la poutre

$$0,20 \times 0,25 \times 25 = 1,25\text{KN/ml}$$

- Poids du mur (double cloison)

$$(3,06 - 0,25) \times 2,36 = 6,63\text{KN/ml}$$

- Poids du plancher

$$5,46 \times 0,65 / 2 = 1,77\text{KN/ml}$$

$$G_{\text{tota}} = 1,25 + 6,63 + 1,77 = 9,65$$

$$G_{\text{tota}} = 9,65 \text{ KN/ml}$$

➤ **La surcharge d'exploitation**

$$Q = 3,5 \times 0,65/2 = 1,14$$

$$Q = 1,14 \text{ KN/ml}$$

c) **Combinaison des charges :**

➤ **A l'ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 9,65 + 1,5 \times 1,14 = 14,74$$

$$q_u = 14,74 \text{ KN/ml}$$

➤ **A l'ELS**

$$q_s = G + Q = 9,65 + 1,14$$

$$q_s = 10,80 \text{ KN/ml}$$

IV-2-2-1 Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée

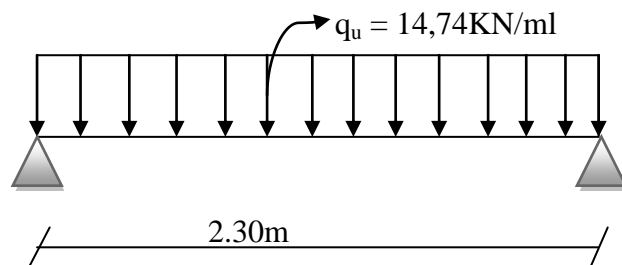


Figure IV-2-1 charge revenant à la poutre de chaînage

a) **Calcul des moments :**

Afin de tenir compte des semi-encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients d'ajustement.

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times \frac{14,74 \times 2,3^2}{8} = 8,30$$

$$M_t = 8,30 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times \frac{14,74 \times 2,3^2}{8} = 4,87$$

$$M_a = 4,87 \text{ KN.m}$$

b) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{1}{2} = 14,74 \times \frac{2,30}{2} = 16,95$$

$$R_A = R_B = 16,95 \text{ KN.m}$$

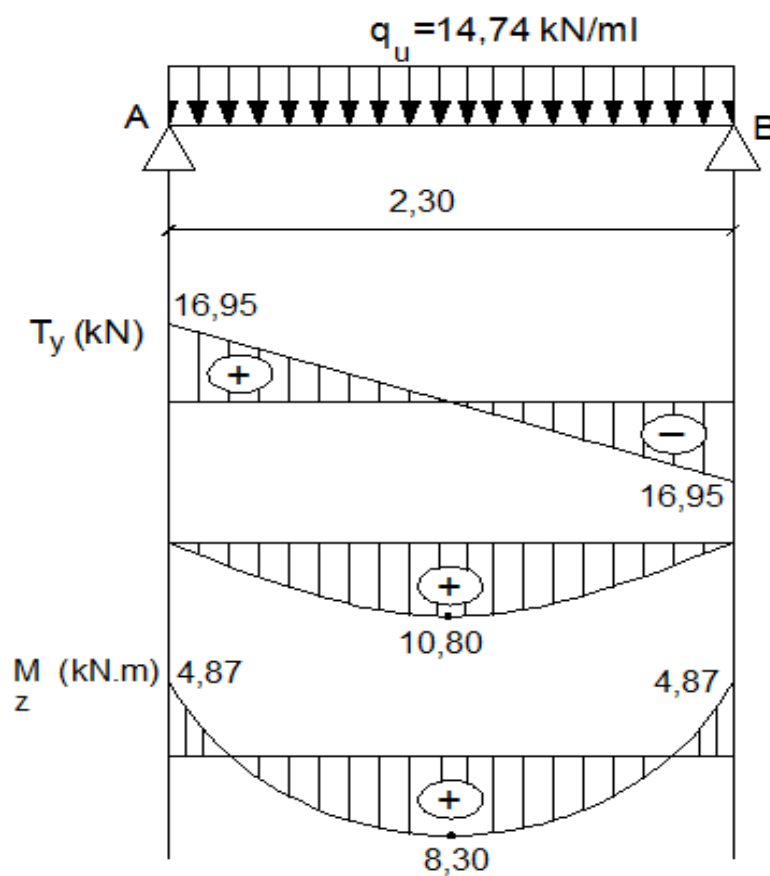


Figure IV-2-2 Diagramme des Efforts internes

c) Calcul des armatures :

➤ **En travée**

$$\mu_u = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,30 \times 10^3}{20 \times 23^2 \times 14,2} = 0,055$$

$\mu_u = 0.055 < \mu_u = 0.392$ \implies la section est simplement armée

$\mu_u = 0.055$ des tableaux $\beta = 0.971$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{8,30 \times 10^5}{0,971 \times 23 \times 348 \times 10^2} = 1,07 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4,87 \times 10^3}{20 \times 23^2 \times 14,2} = 0,032$$

$\mu_u = 0.032 < \mu_u = 0.392$ \implies la section est simplement armée $\mu_u = 0.032$ des tableaux $\beta = 0.984$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{4,87 \times 10^5}{0,984 \times 23 \times 348 \times 10^2} = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

IV-2-2-2 Vérification à l'ELU

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b x d x f_t}{f_e} = \frac{0,23 \times 200 \times 230 \times 2,1}{400} = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 0,56 \text{ cm}^2 < A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,56 \text{ cm}^2 < A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \implies \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la condition de l'adhérence des barres :

On doit vérifier

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 3\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30 \text{ cm} \implies \tau_{se} \leq \tau_{se} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\tau_{se} = \frac{169,5}{0,9 \times 23 \times 11,30} = 0,72 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification au cisaillement (art.5.2.2 / BAEL 91 modifiée 99) :**

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

$$\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_c 28}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 16,95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{16,95 \times 10}{20 \times 23} = 0,368 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,368 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement \implies les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

• **Dans le béton (Art .A.5.1, 313 / BAEL 91 modifiée 99)**

$$\frac{T_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_c 28}{\gamma_b}$$

$$T_u = 24,36 \text{ KN} \leq 0,4b \times 0,9d \times \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

$$T_u = 276 \text{ KN} \implies \text{condition vérifiée}$$

• **Sur les aciers (Art A.5.1.321 / BAEL 91 modifiée 99) :**

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(16,95 + \frac{-4,87}{0,9 \times 0,23} \right) \leq 0$$

\implies Condition vérifiée

Donc l'effort tranchant « Tu » n'a pas d'influence sur les armatures

➤ **Calcul des armatures transversales :**

• **Le diamètre :**

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 1,2 \right\} = \min \left\{ 0,714 \text{ cm} ; 2 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm} \right\}$$

$$\text{Soit: } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \{ 0,9d, 40\text{cm} \} = \min \{ 20,7 \text{ cm} ; 40\text{cm} \}$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s} > 0,4 \text{ MPa} \implies \frac{0,56 \times 400}{20 \times 15} = 0,75 \text{ Mpa}$$

$$0,75 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

- **Espacement des barres :**

D'après le RPA 99 version 2003, l'espacement doit vérifier :

- **Sur appuis**

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{ 6,25 ; 12 \}$$

$$\text{Soit : } e = St = 6 \text{ cm}$$

- **En travées :**

$$e = \frac{h}{2} = \frac{25}{2} \implies \text{Soit : } e = St = 12\text{cm}$$

IV -2-2-3 Vérification à l'ELS :

$$q_s = 10,80 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments :**

$$M_0 = q_s \times \frac{h}{4} = 10,80 \times \frac{2,3^2}{8} = 7,14$$

$$M_0 = 7,14 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_a = 0,5 \times 7,14 = 3,57 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 7,14 = 6,07 \text{ KN.m}$$

➤ **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = 10,80 \times \frac{2,3}{2} = 12,42$$

$$R_A = R_B = 12,42 \text{ KN}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Dans le béton**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

• **Sur appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{20 \times 23} = 0,511$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = 0,511 \Rightarrow \beta_1 = 0,893 \\ K_1 = 31,73 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{3,57 \times 10^6}{0,893 \times 230 \times 2,35 \times 10^2} = 73,96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{31,73} \times 73,96 = 2,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,33 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 23} = 0,736$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = 0,736 \Rightarrow \beta_1 = 0,876 \\ K_1 = 25,32 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{6,07 \times 10^6}{0,876 \times 230 \times 3,39 \times 10^2} = 88,87 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{25,32} \times 88,87 = 3,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,51 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 73,96 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{25}{230} = 0,108$$

$$0,108 \geq 0,0625 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \implies \frac{25}{230} = 0,108 \geq \frac{6,07}{10 \times 7,14} = 0,085$$

$$0,108 \geq 0,085 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{3,39}{20 \times 23} = 0,0073 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

$$0,0073 \leq 0,0105 \implies \text{condition vérifiée}$$

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

IV-2-2 Etude de la dalle pleine :

a) **Dimensionnement :**

$$\text{L'épaisseur : } e \geq \frac{L}{10} = \frac{110}{10} = 11 \text{ cm}$$

On prend $e = 15 \text{ cm}$

b) **Evaluation des sollicitations :**

➤ **Charge permanentes :**

$$G = 5,11 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charges d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charge concentrées :**

Poids du mur en brique pleines

$$P = 1,05 \text{ KN}$$

c) Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage sera calculé (pour une bande de 1m de largeur) à l'ELU et vérifié à l'ELS

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = [1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 3,5] \times 1 = 12,15$$

$$q_u = 12,15 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1,35 \times 1,05 = 1,42$$

$$p_u = 1,42 \text{ KN}$$

$$q_u = 12,15 \text{ KN/m}$$

$$p_u = 1,42 \text{ KN}$$

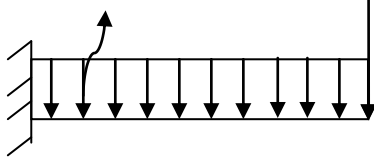


Figure IV-2-4 : charge revenant à la dalle pleine

d) Calcul des efforts internes :

$$M_A = q_u \times \frac{l^2}{8} + P_u \times l = 12,15 \times \frac{1,10^2}{2} + 1,42 \times 1,10 = 8,91$$

$$M_A = 8,91 \text{ KN.m}$$

$$T_A = q_u \times l + P_u = 12,15 \times 1,10 + 1,42 = 14,79$$

$$T_A = 14,79 \text{ KN}$$

$$T_B = P_u = 1,42 \text{ KN}$$

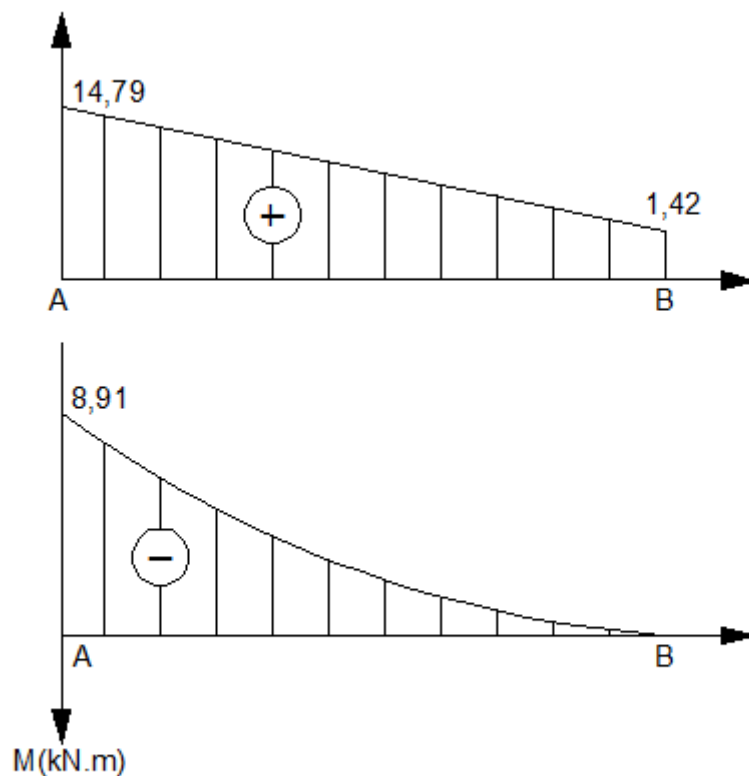


Figure IV-2-5 efforts internes dans la dalle

IV -2-2-1 : Etude de la dalle à l'ELU :

Le calcul est en flexion simple pour la section dangereuse située niveau de l'encastrement

✓ Armatures principales

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,91 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,037$$

$$\mu = 0,037$$

$$\mu = 0,037 \leq \mu_1 = 0,392 \implies \text{la section est simplement armée}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de « β » carres

$$\mu = 0,037 \implies \beta = 0,982$$

$$A_u = \frac{M_A}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{8,91 \times 10^5}{0,982 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On prendra 5HA10 = 3,93 cm² \implies espacées de 20cm

✓ **Armatures de réparation**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra 4HA8 = 2,01 cm²/ml \implies espacée de 25 cm

IV-2-2-2 : Vérification à l'ELU**a) Vérification de la condition de non fragilité (art A.4.2.1/BAEL 91 modifiée 99) :**

$$A_{\min} \geq 0,23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 13 = 1,57$$

$$A_{\min} \geq 0,57 \text{ cm}^2$$

$A_u = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \implies$ la condition est vérifiée

b) Vérification du cisaillement (art .A.5.1-1/BAEL 91 modifiée 99)

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 14,79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{14,79 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,113$$

$$\tau_u = 0,113 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,113 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies$ la condition est vérifiée

c) Vérification d'adhérence aux appuis (art A.6.1.3/BAEL91 modifiée 99) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \tau_{se} = \psi_s f_{t28}$

$$\tau_{se} = \psi_s f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

L'acier utilisé est le FeE400

$$\psi_s = 1,5 ; \tau_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 5\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 1,0 = 15,7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,79 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 0,81 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (art 5.3.313/ BAEL91 modifiée 99)

$$T_u \leq 0,4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : (a=0,9b : qui est la largeur de l'appui)

$$T_u \leq 0,4 \times 1000 \times (0,9 \times 130) \times \frac{25}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$$T_u = 14,79 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée}$$

e) Vérification de l'écartement des barres :

✓ **Armatures principales :**

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ **Armatures de répartitions :**

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

f) Calcul de la longueur d'ancrage (art A.6.1,21/BAEL 91 modifiée 99) :

La longueur de scellement droit est $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\bar{\tau}_{se}}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1$

$$\bar{\tau}_{se} = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,27 \text{ cm}$$

Pour les aciers de haute adhérence FeE400

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

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

Pour des raisons pratiques, on opte pour un crochet normal

La longueur de recouvrement d'après (l'art A.6.1,253/BAEL 91 modifiée) est fixée pour les aciers HA ; $l_s = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

IV -2-2-3 Vérification à l'ELS :**a) Combinaisons des charges :**

$$q_s = G + Q = 5,11 + 3,5 = 8,61 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 1,05 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul des efforts internes :

$$M_A = q_s \times \frac{l^2}{2} + P_s \times l = 8,61 \times \frac{(1,10)^2}{2} + 1,05 \times (1,10) = 6,36$$

$$M_A = 6,36 \text{ KN.m}$$

$$T_A = q_s \times l + P_s = 8,61 + 1,05 = 9,66$$

$$T_A = 9,66 \text{ KN}$$

c) Vérification des contraintes :

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2, \quad M_t = 6,24 \text{ KN.m}$$

On doit avoir

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 13} = 0,302$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = 0,302 \Rightarrow \beta_1 = 0,913 \\ K_1 = 42,47 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,24 \times 10^6}{0,913 \times 130 \times 3,93 \times 10^2} = 133,77 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{42,47} \times 133,77 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,15 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 133,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

d) Etat limite de déformation (art B.6.5, 2 /BAEL 91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{110} = 0,136$$

$$0,136 \geq 0,0625 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10M_0} \implies \frac{15}{110} = 0,136 \geq \frac{6,24}{10 \times 6,24} = 0,1$$

$$0,136 \geq 0,1 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{A}{bxd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{3,39}{100 \times 13} = 0,0030 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

$$0,0030 \leq 0,0105 \implies \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après avoir effectué les calculs et vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Les armatures principales
5HA10 espacée de 20 cm
- Les armatures de répartitions
4HA8 espacée de 25cm

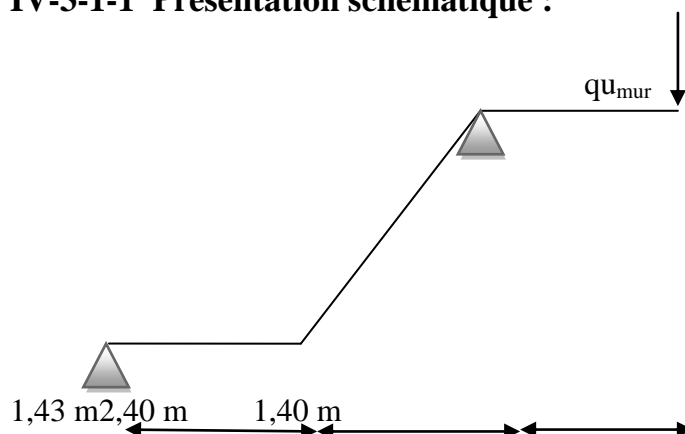
IV-3 : l'escalier**IV-3-1-1 Présentation schématique :**

Figure IV-3-1 : schéma statique d'escalier

IV-3-1-2 pré dimensionnement de l'escalier :

Avec une hauteur d'étage de 3,06m pour un bâtiment à usage d'habitation on recevant publique, la hauteur des marches est :

$$16 \text{ cm} \leq h \leq 21 \text{ cm} \quad \text{et} \quad 28 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

On prend la hauteur des marches $h = 17 \text{ cm}$

$$\text{Le nombre des contres marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{1,53}{17} = 9 \quad \Longrightarrow \quad n = 9 \text{ contres marches}$$

$$\text{Le nombre de marche : } m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marche}$$

\Longrightarrow La relation de BLONDEL

C'est une relation empirique qui lie h et g et permet de concevoir un escalier ou on se déplace de façon confortable.

$$58 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

Pour $h = 17 \text{ cm}$ on aura $28 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$

Donc on prend : $g = 30 \text{ cm}$

✓ **Raideur « r » :**

On appelle raideur d'escalier « $r = \frac{h}{g}$ » qui doit être inférieur à 1

$$r = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 < 1 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ **Calcul de longueur de la ligne de foulée :**

$$L = g \times (n - 1) = 30 \times (9 - 1) = 2,40 \text{ m}$$

$$L_2 = 2,40 \text{ m (l'emmarchement de 1,40 m)}$$

IV-3-1-3 Dimensionnements de paillasse :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \quad \text{avec } L_0 = L' + L_1$$

$$4,13 - 0,30 = 3,83 \text{ m}$$

$$L = 3,83 \text{ m} = L_1 + L_2 \quad \Longrightarrow \quad L_1 = L - L_2 = 3,83 - 2,40 = 1,43 \text{ m}$$

$$H : \text{ hauteur de la volée } H = n \times h = 9 \times 0,17 = 1,53 \text{ m}$$

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{H}{L_2} = \frac{1,53}{2,40} = 0,637 \quad \Longrightarrow \quad \alpha = 32,5^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L'} \implies L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(32,5)} = 284,6 \text{ cm}$$

$$L' = 284,6 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paille :

$$L_0 = L' + L_1 = 284,6 + 143 = 427,6$$

$$L_0 = 427,6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \implies \frac{427,6}{30} \leq e_p \leq \frac{427,6}{20}$$

$$14,25 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,38 \text{ cm}$$

On adopte $e_p = 15 \text{ cm}$

IV-3-1-4 : Détermination des charges et des surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paille, on pourrait admettre que leurs poids sont uniformément repartis sur la paille, le calcul se fera pour 1 m d'embranchement et une bonde de 1 m de projection horizontale et on considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) Charge permanente :

• Palier

✓ Poids propre : $\rho \times e_p \times 1 \text{ m} = 25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$

✓ Revêtement :

- Lit de sable : $0,02 \times 18 \times 1 = 0,36 \text{ KN/ml}$

- Carrelage : $0,02 \times 20 \times 1 = 0,40 \text{ KN/ml}$

- Mortier de pose : $0,02 \times 20 \times 1 = 0,40 \text{ KN/ml}$

$$G = 1,16 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = 4,91 \text{ KN/ml}$$

• Paille

✓ Poids propre de la paille :

$$\frac{\rho \times e_p \times 1}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,15 \times 1}{0,84} = 4,46 \text{ KN/ml}$$

✓ Poids propre des marches :

$$\frac{25 \times 0,17 \times 1}{2} = 2,13 \text{ KN/ml}$$

✓ Garde corps : 0,2 KN/ml

✓ Poids de revêtement :

- Lit de sable : $0,02 \times 18 \times 1 = 0,36$ KN/ml

- Carrelage : $0,02 \times 20 \times 1 = 0,40$ KN/ml

- Mortier de pose : $0,02 \times 20 \times 1 = 0,40$ KN/ml

$$G = 1,16 \text{ KN/ml}$$

$$G_2 = 7,95 \text{ KN/ml}$$

• **Charge concentrée :**

$$q_{u_{\text{mur}}} = 2,36 \times (3,06 - 0,15) \times 1 = 6,87$$

$$q_{u_{\text{mur}}} = 6,87 \text{ KN}$$

b) Charge d'exploitation :

• Palier : $Q_1 = 2,5$ KN /ml

• Paillasse : $Q_2 = 2,5$ KN /ml

IV-3-5 : Combinaison des charges :

➤ **Combinaison à l'état limite ultime (ELU) :**

$$\implies 1,35 G + 1,5 Q$$

✓ **Palier :**

$$q_{u_1} = 1,35 \times 4,91 + 1,5 \times 2,5 = 10,38$$

$$q_{u_1} = 10,38 \text{ KN/ml}$$

✓ **Paillasse :**

$$q_{u_2} = 1,35 \times 7,95 + 1,5 \times 2,5 = 14,48$$

$$q_{u_2} = 14,48 \text{ KN/ml}$$

✓ Charge concentrée :

$$1,35 \times 6,87 = 9,27 \text{ KN}$$

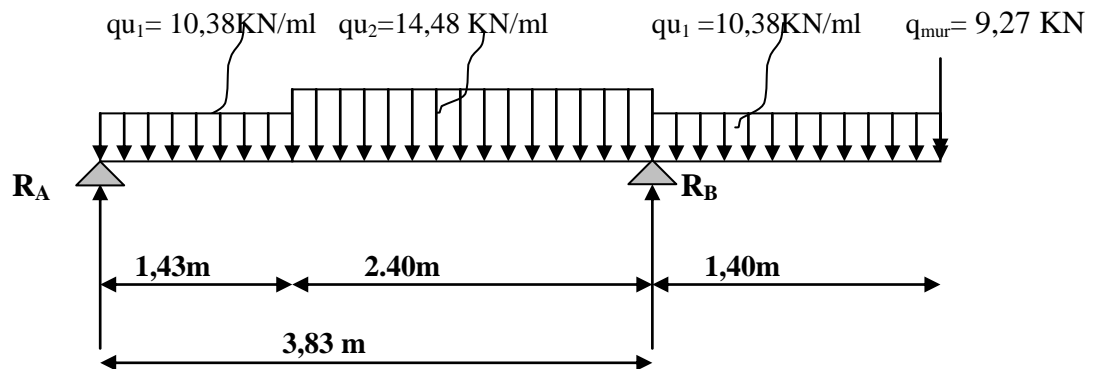


Figure IV-3-2 Schéma statique de calcul

➤ Combinaison à l'état limite de service :

$$\Rightarrow G + Q$$

✓ Palier

$$q_{s1} = 4,91 + 2,5 = 7,41$$

$$q_{s1} = 7,41 \text{ KN/ml}$$

✓ Paillasse

$$q_{s2} = 7,95 + 2,5 = 10,45$$

$$q_{s2} = 10,45 \text{ KN/ml}$$

✓ Charge concentrée

$$q_{s_{mur}} = 6,87 \text{ KN}$$

IV-3-6 : Calcul à l'état limite ultime (ELU)

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2,40q_{u2} + 1,43q_{u1} + 1,20q_{u1} + q_m = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2,40 \times 14,48 + 1,43 \times 10,38 + 1,40 \times 10,38 + 9,27 = 73,39 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 73,39 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2} + 1,43 \right) + q_{u1} \times \frac{1,43^2}{2} + q_{u1} \times 1,40 \times \left(2,40 + \frac{1,40}{2} + 1,43 \right) + q_m \times 5,23$$

$$R_B \times L = 14,48 \times 2,40 \times (1,2 + 1,43) + 10,38 \times 1,022 + 10,38 \times 1,40 \times (2,4 + 0,7 + 1,43) + 9,27 \times 5,23$$

$$R_B = \frac{91,39 + 10,61 + 65,83 + 48,48}{3,83} = \frac{216,31}{3,83} = 56,47 \text{ KN.}$$

$$R_A = 73,39 - 56,47 = 16,92 \text{ KN.}$$

$$R_B = 56,47 \text{ KN}, R_A = 16,92 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts interne

- **1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1,43m$.**

$$T(x) = R_A - q_{u1} x .$$

$$T(x) = 16,92 - 10,39 x$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A = 16,92 \text{ KN}$$

$$T(x=1,43) = 16,92 - 10,38 \times 1,43 = 2,07 \text{ KN} .$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u1} x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u1} x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{16,92}{10,38} = 1,63 \text{ m}$$

$$x = 1,63 \text{ m} \quad , \quad 1,63 \notin [0 ; 1,43] .$$

➤ **Calcul du moment fléchissant :**

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 16,92x - \frac{10,38}{2} x^2$$

$$M(x) = 16,92 x - 5,19 x^2 .$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1,43 \text{ m} \quad , \quad M(x=1,43 \text{ m}) = 13,58 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **2^{ieme} tronçon : $1,43 \leq x \leq 3,83 \text{ m}$**

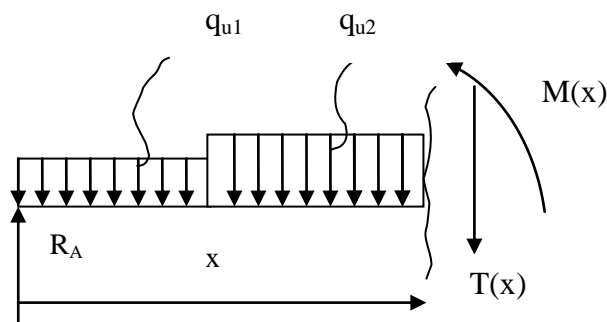
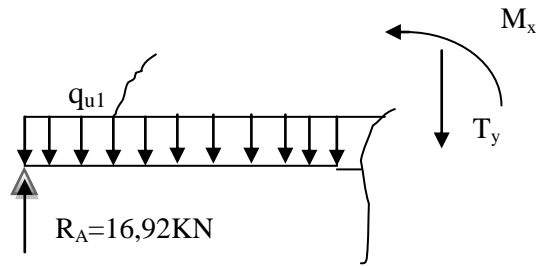
$$T(x) = R_A - q_{u1} \times 1,43 - q_{u2}(x - 1,43) = 0$$

$$T(x = 1,43) = 16,92 - 10,38 \times 1,43 - 14,48(1,43 - 1,43) = 2,07 \text{ KN} .$$

$$T(x = 3,83) = 16,92 - 10,38 \times 1,43 - 14,48(3,83 - 1,43) = -32,67 \text{ KN} .$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{22,78}{14,48} = 1,573 \text{ m}$$

$$1,57 \text{ m} \in [1,43 ; 3,83] .$$



Calcul du moment fléchissant :

$$M(x) = R_A x - 1,43 q_{u1} \left(x - \frac{1,43}{2} \right) - q_{u2} \left(\frac{(x-1,43)^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 16,92x - 1,43 \times 10,38 \left(x - 0,715 \right) - 15 \left(\frac{(x-1,43)^2}{2} \right)$$

$$M(x=1,43) = 16,92(1,43) - 1,43 \times 10,38(1,43 - 0,715) = 13,58 \text{ KN.m}$$

$$M(x=3,83) = 16,92(3,83) - 1,43 \times 10,38(3,83 - 0,715) - 14,48 \left(\frac{(3,83 - 1,43)^2}{2} \right) = -23,15 \text{ KN.m}$$

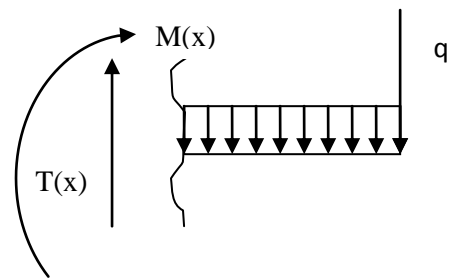
$$M_{\max}(x=1,57) = 13,73 \text{ KN.m}$$

- 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,40$

$$T(x) = q_{u1} x + q_{um}$$

$$x = 0 \Rightarrow T(x) = 10,38 \times 0 + 9,27 = 9,27 \text{ KN}$$

$$x = 1,40 \Rightarrow T(x) = 10,38 \times 1,4 + 9,27 = 23,80 \text{ KN}$$

**Moment fléchissant :**

$$M(x) = -q_{um} x - q_{u1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(x) = 0$$

$$x = 1,40 \text{ m} \Rightarrow M(x) = -9,27 \times 1,40 - 10,38 \times \frac{1,40^2}{2} = -23,15 \text{ KN.m}$$

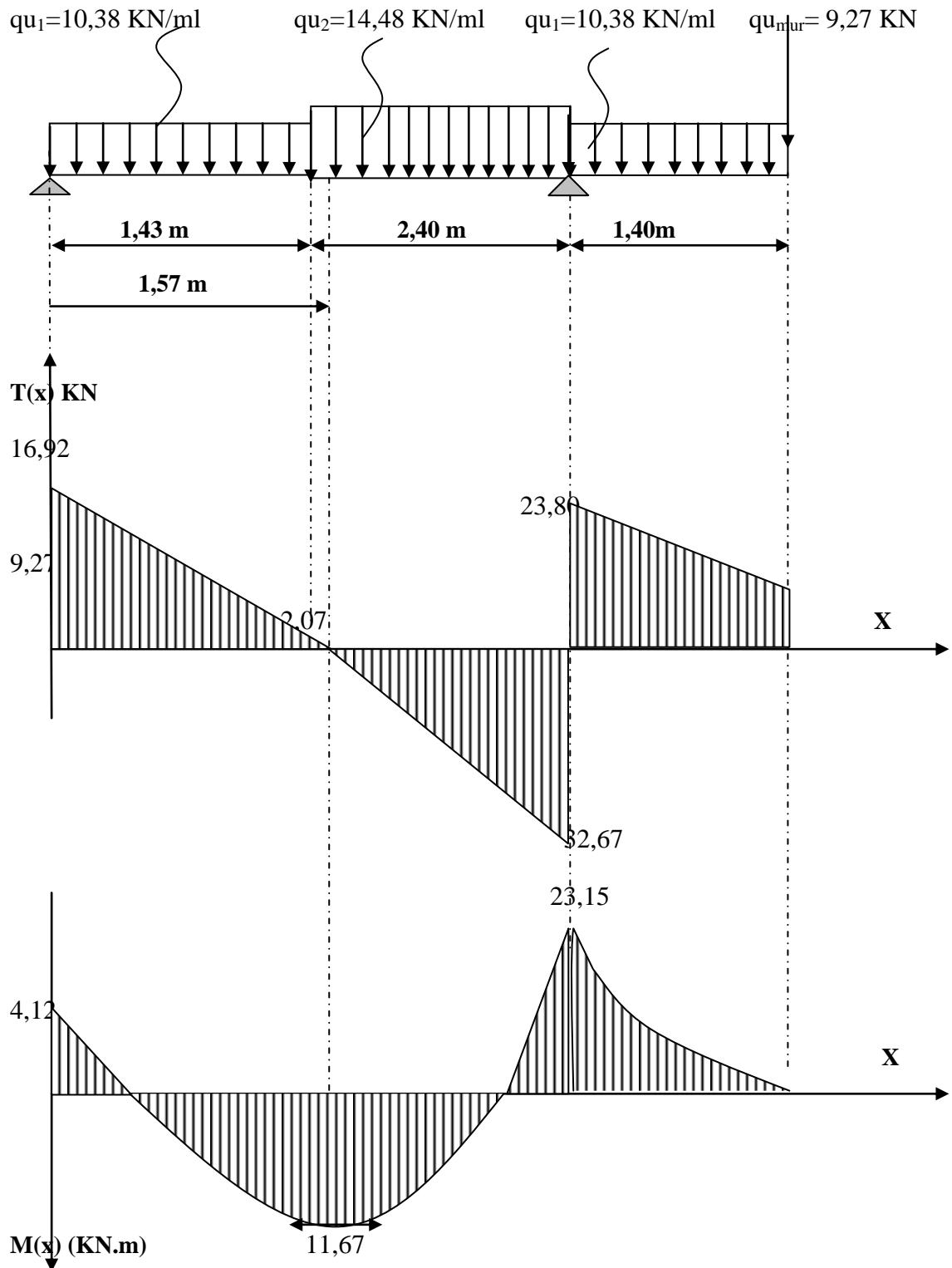
Afin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés de 0.85 et de 0.3 respectivement.

$$\text{- En appui A : } M_{uA} = -0,3 M_u^{\max} = -0,3 (13,73) = -4,12 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En travées : } M_{ut} = 0,85 M_u^{\max} = 0,85 (13,73) = 11,67 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En appui B : } M_{uB} = -23,15 \text{ KN.m}$$

c) Diagramme des sollicitations (ELU) :



d) Ferrailage :

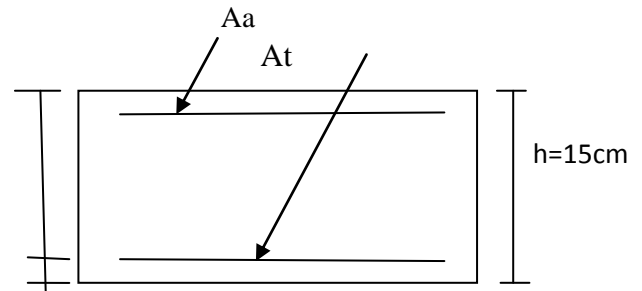
Le calcul se fera pour une bande de 1m.

a) Armatures principales :**➤ Appui A :**

$$M_{uapp} = 4,12 \text{ KN.m}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$e = 2 \text{ cm}$$



$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{4,12 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14,2} = 0,017$$

$$\mu_u = 0,017 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,017 \text{ Tableau } \beta = 0,991. \rightarrow$$

$$A_{appA} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,12 \times 10^5}{0,991 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 0,92 \text{ cm}^2.$$

Soit: $A_{st} = 5 \text{ HA12} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ En travée :

$$M_{ut} = 11,67 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11,67 \times 10^6}{1000(130)^2 14,2} = 0,048.$$

$$\mu_u = 0,048 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,048 \text{ Tableau } \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,67 \times 10^5}{0,975 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 2,64 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Appui B :

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23,15 \times 10^6}{1000(130)^2 14,2} = 0,096$$

$$\mu_u = 0,096 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,096 \text{ Tableau } \rightarrow \beta = 0,949.$$

$$A_{\text{appB}} = \frac{M_{u\text{app}}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23,15 \times 10^5}{0,949 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 5,39 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_s = 5 \text{ HA12} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) Armatures de répartition :

➤ appuis A :

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow \frac{5,65}{4} \leq A_r \leq \frac{5,65}{2}$$

$$A_r = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ En travée :

$$A_r = \frac{At}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : $4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ appuis B :

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow \frac{5,65}{4} \leq A_r \leq \frac{5,65}{2}$$

$$A_r = 2,82 \text{ cm}^2$$

Soit : $4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

IV-3-1-7 Vérification a l ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (Art : A.4.2,1/BAEL 91 modifiée 99)

$$A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$\text{- Appuis A : } A_{\text{appA}} = 2,35 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Appui B : } A_{\text{appB}} = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{- En travée : } A_{\text{ut}} = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2$$

} \Rightarrow condition vérifiée

b) Espacement des barres :**❖ Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33[\text{cm}]$$

$$S_t \leq \min(45, 33)[\text{cm}] \implies S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appui A : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appui B : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

\implies Condition vérifiée

❖ Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45 [\text{cm}]$$

$$S_t \leq \min(60, 45)[\text{cm}] = 45[\text{cm}]$$

$$\text{Sur appui A : } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appui B : } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

\implies Condition vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis

(Art 6.1, 3 /BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_{se} = \frac{V^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad , \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$V_{\text{umax}} = 32,67 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84[\text{cm}]. \quad \tau_{se} = \frac{32,67 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = \frac{32670}{22042,8} = 1,48 \leq 3,15 \text{ MPa} \implies$$

(Condition vérifiée).

d) Vérification de l'effort tranchant (Art A, 552/BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{V_a^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28}, 4\text{MPa}\} = 2,5 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = \frac{32,67 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,251 [\text{MPa}]. \quad \tau = 0,251 [\text{MPa}] < \bar{\tau} = 2,5 [\text{MPa}] \implies \text{la condition est vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (ArtA5.132/BAEL 91 modifiée) :

• **Influence sur le béton :**

$$V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 130 \times 25 \times 10^{-3}}{1,5} = 780 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 32,61 \text{ KN} \leq 780 \text{ [KN]}. \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Influence sur les aciers :**

On doit vérifier que :

$$A_u = \frac{V_u^{\max}}{\sigma_s} \leq \min \{A_{apA}, A_{apB}\}$$

$$A_u = \frac{32,67 \times 10^3}{348} = 93,87 \text{ mm}^2 = 0,938 \text{ cm}^2 < A_{apA} = 2,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IV-3-1-8 Etat limite de service (ELS) :

- Palier : $q_{s1} = 4,91 + 2,5 = 7,41 \text{ KN/ml}$
- Charge concentre : $q_{sm} = 6,87 \text{ KN}$
- Paillasse : $q_{s2} = 7,95 + 2,5 = 10,45 \text{ KN/ml}$.

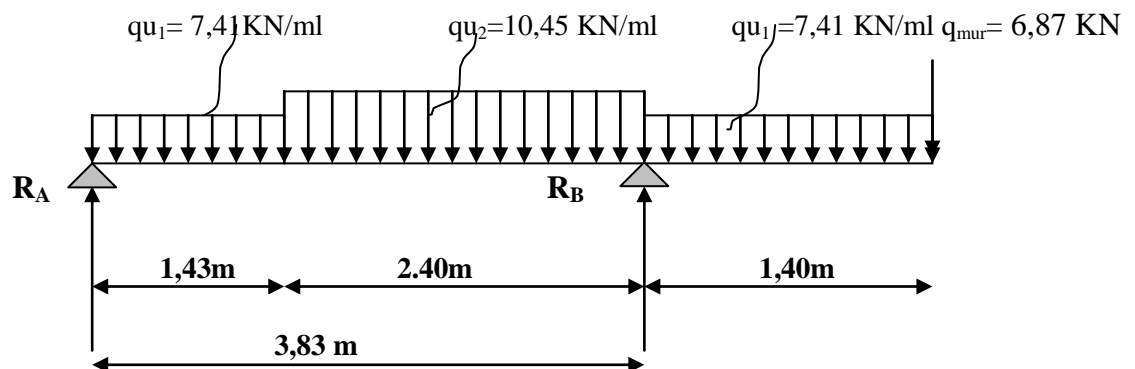


Figure IV-3-3 Schéma statique de calcul

a) Calcul des réactions d'appuis:

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2,40q_{s2} + 1,43q_{s1} + 1,40q_{s1} + q_{sm} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2,40 \times 10,45 + 1,43 \times 7,41 + 1,40 \times 7,41 + 6,87 = 52,92 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 52,92 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times L = q_{s2} \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2} + 1,43 \right) + q_{s1} \times \frac{1,43^2}{2} + q_{s1} \times 1,40 \times \left(2,40 + \frac{1,40}{2} + 1,43 \right) + q_{sm} \times 5,23$$

$$R_B \times L = 10,45 \times 2,40 \times (1,2 + 1,43) + 7,41 \times 1,022 + 7,41 \times 1,40 \times (2,4 + 0,7 + 1,43) + 6,87 \times 5,23$$

$$R_B = \frac{65,96 + 7,57 + 46,99 + 35,93}{3,83} = \frac{156,45}{3,83} = 40,85 \text{ KN.}$$

$$R_A = 52,92 - 40,85 = 12,07 \text{ KN.}$$

$$R_B = 40,85 \text{ KN}, R_A = 12,07 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts interne :

- **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 1,43 \text{ m}$.

$$T(x) = R_A - q_{s1} x .$$

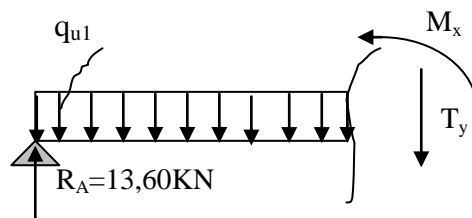
$$T(x) = 12,07 - 7,41 x$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A = 12,07 \text{ KN}$$

$$T(x=1,43) = 12,07 - 7,41 \times 1,43 = 1,47 \text{ KN.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{s1} x = 0 \Rightarrow R_A = q_{s1} x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{s1}} = \frac{12,07}{7,41} = 1,63 \text{ m}$$

$$x = 1,63 \text{ m} \quad , \quad 1,63 \notin [0 ; 1,43].$$



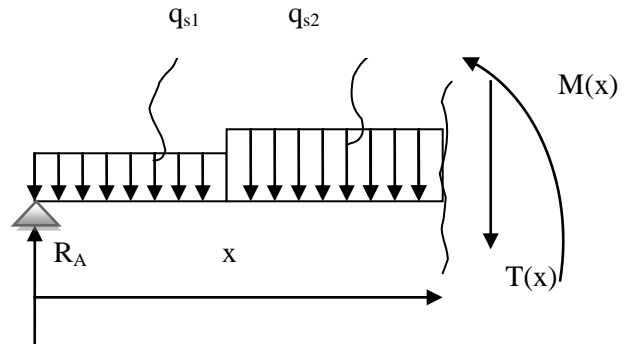
Calcul du moment fléchissant :

$$M(x) = R_A x - q_{s1} \frac{x^2}{2} = 12,07x - \frac{7,41}{2}x^2$$

$$M(x) = 12,07x - 3,705x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1,43\text{m} \quad , \quad M(x=1,43\text{m}) = 9,68\text{KN.m} \end{array} \right.$$

- **2^{ème} tronçon :** $1,43 \leq x \leq 3,83\text{m}$



$$T(x) = R_A - q_{s1} \times 1,43 - q_{s2}(x - 1,43)$$

$$T(x = 1,43) = 12,07 - 7,41 \times 1,43 - 10,45(1,43 - 1,43) = 1,47 \text{ KN}.$$

$$T(x = 3,83) = 12,07 - 7,41 \times 1,43 - 10,45(3,83 - 1,43) = -23,63 \text{ KN}.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{16,42}{10,45} = 1,57$$

$$1,57 \text{ m} \in [1,43 ; 3,83].$$

Calcul du moment fléchissant :

$$M(x) = R_A x - 1,43q_{s1} \left(x - \frac{1,43}{2} \right) - q_{s2} \left(\frac{(x - 1,43)^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 12,07x - 1,43 \times 7,41(x - 0,715) - 10,45 \left(\frac{(x - 1,43)^2}{2} \right).$$

$$M(x = 1,43) = 12,07(1,43) - 1,43 \times 7,41(1,43 - 0,715) = 9,68 \text{ KN.m}$$

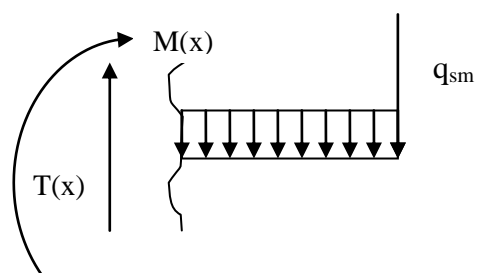
$$M(x = 3,83) = 12,07(3,83) - 1,43 \times 7,41(3,83 - 0,715) - 10,45 \left(\frac{(3,83 - 1,43)^2}{2} \right) = -16,87 \text{ KNm}$$

$M_{\max}(x = 1,57) = 9,79 \text{ KN.m}$

- **3^{ème} tronçon :** $0 \leq x \leq 1,40$

$$T(x) = q_{s1}x + q_{sm}$$

$$X = 0 \Rightarrow T(x) = 7,41 \times 0 + 6,87 = 6,87 \text{ KN}$$



$$X = 1.40 \Rightarrow T(x) = 7,41 \times 1,4 + 6,87 = 17,24 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -q_{sm} \times x - q_{s1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(x) = 0$$

$$x = 1.40 \text{ m} \Rightarrow M(x) = -6,87 \times 1,40 - 7,41 \times \frac{1,40^2}{2} = -16,87 \text{ KN.m}$$

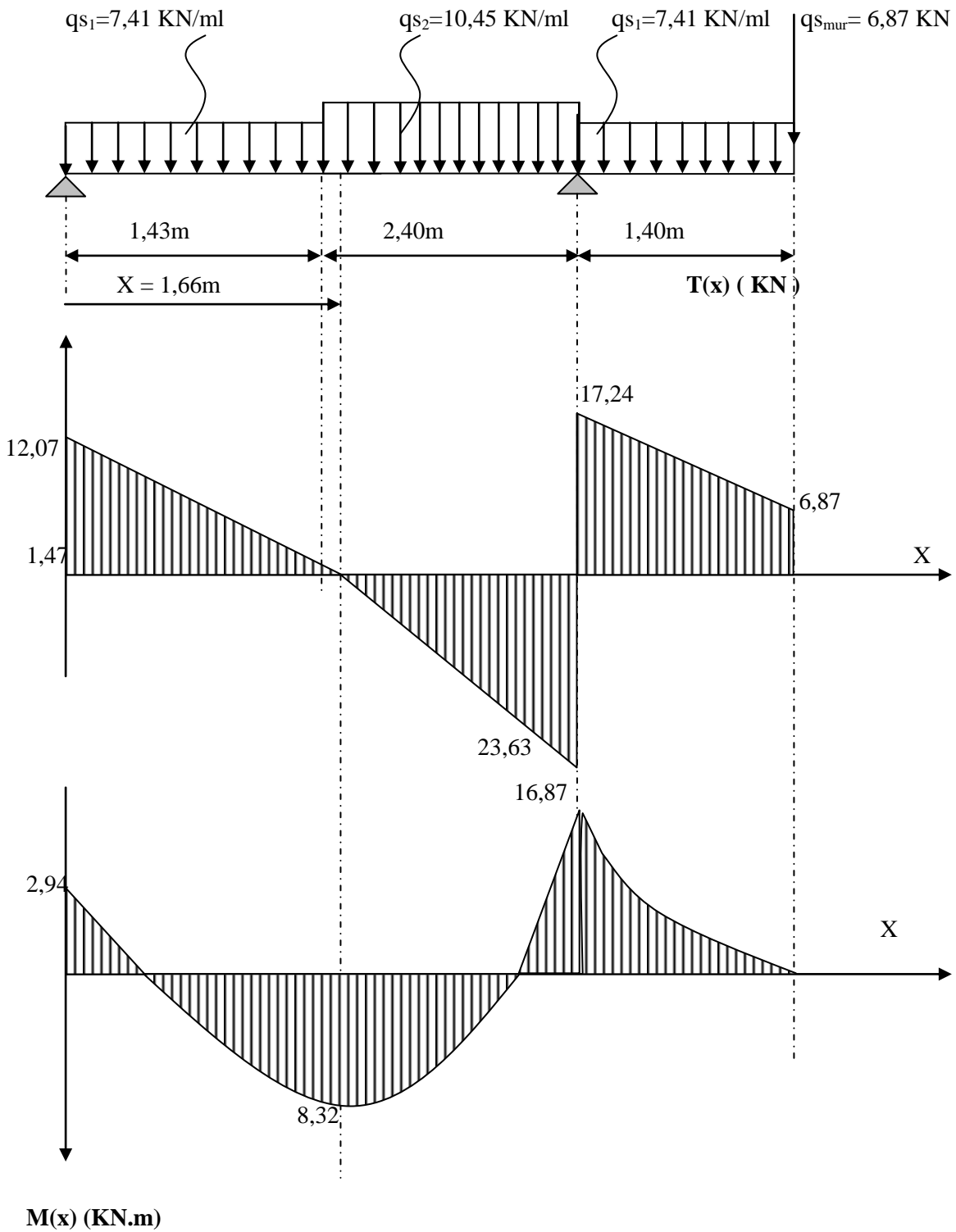
Afin de tenir compte des semi encastresments, les moments en travées et aux appuis seront affectés de 0.85 et de 0.3 respectivement.

- En appui A : $M_{sA} = -0.3M_u^{\max} = -0,3 (9,79) = -2,94 \text{ KN.m}$

- En travées : $M_{st} = 0.85M_u^{\max} = 0,85 (9,79) = 8,32 \text{ KN.m}$

- En appui B : $M_{sB} = -16,87 \text{ KN.m}$

a) Diagramme des sollicitations : (ELS):



IV-3-1-9 Vérification à l'ELS :**a) contrainte de compression dans le béton (Art .A.4.5,2/BAEL91 modifiée) :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa.$$

➤ Appui A :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{100 \times 13} = 0,180.$$

$$\rho_1 = 0,180 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,931 \\ K_1 = 57,46 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,017 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{2,94 \times 10^3}{2,35 \times 0,931 \times 13} = 103,37 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,017 \times 103,37 = 1,76 < 15MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 1,76 < 15MPa \Rightarrow (\text{Condition est vérifiée})$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,350 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,908 \\ K_1 = 39,35 \\ K = \frac{1}{39,35} = 0,025 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{8,32 \times 10^3}{4,52 \times 0,908 \times 13} = 155,94 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \times 155,94 = 3,90MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3,90 < 15MPa \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ Appui B :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,43 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ K_1 = 34,50 \\ K = \frac{1}{34,50} = 0,029 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{cs}}{A\beta_1 d} = \frac{16,87 \times 10^3}{5,65 \times 0,899 \times 13} = 255,48 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = 0,029 \times 255,48 = 7,41 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,41 < 15 \text{MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

b) Etat limite d'ouverture des fissurations :

Tant que les fissurations sont peu nuisibles, aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification de la flèche :

1- Paillasse :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} = \frac{15}{383} = 0,039 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Conclusion :

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Calcul de la flèche :

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : E_v = module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$$

I_0 = moment d'inertie total de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A' s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right] = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times \left[4,52 \left(\frac{15}{2} - 2 \right)^2 \right] = 30175,94 \text{cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0035$$

ρ = le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0035 \times 5} = 2,4$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \text{ Avec } \rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,35 \Rightarrow \beta_1 = 0,908$$

$$\sigma_s = \frac{8,32 \times 10^6}{0,908 \times 130 \times 4,52 \times 10^2} = 155,94 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,142$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \cdot \mu} = 24845,46 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{8,32 \times 10^6 \times 3830^2}{10 \times 10818,86 \times 24845,46 \times 10^4} = 4,54 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 7,6 \text{ mm}$$

$f < \bar{f}$ La flèche \Rightarrow est vérifiée.

2- la console :

Pour se dispenser du calcul de la flèche, on vérifie :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0,11 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0,11 \\ \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{7,26}{10 \times 7,26} = 0,1 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \text{ condition vérifiée}$$

Avec : $M_t = M_0 = M_{qs}$

$$M_{qs} = \frac{qsL^2}{2} = \frac{7,41 \times (1,4)^2}{2} = 7,26 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées.

IV -3-2 Poutre palière:**Introduction:**

La poutre palière, poutre de section rectangulaire est considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux; c'est une poutre de section rectangulaire

IV 3-2-1 pré dimensionnement

- **Hauteur :**

$$L = 310 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20,66 \leq h \leq 31 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } h = 35 \text{ cm}$$

- **Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

$$\text{Selon le RPA9} \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow b = 30 \text{ [cm]}$$

Donc la poutre palière aura, pour dimensions : $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

IV -3-2-2 Charge revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre : $0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$.

- Réaction du palier (ELU) : 32 ,59KN/ml.

- Réaction du palier (ELS) : 23,61KN/ml

$$q_u = 2,63 \times 1,35 + 32,59 = 36,141 \text{KN} / \text{ml}.$$

$$q_s = 2,63 + 23,61 = 26,241 \text{KN} / \text{ml}$$

IV-3-2-3 à l'ELU :

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{36,14 \times (3,10)^2}{8} = 43,41 \text{KN.m}$$

$$M_0 = 43,41 \text{KN.m}.$$

- **L'effort tranchant :**

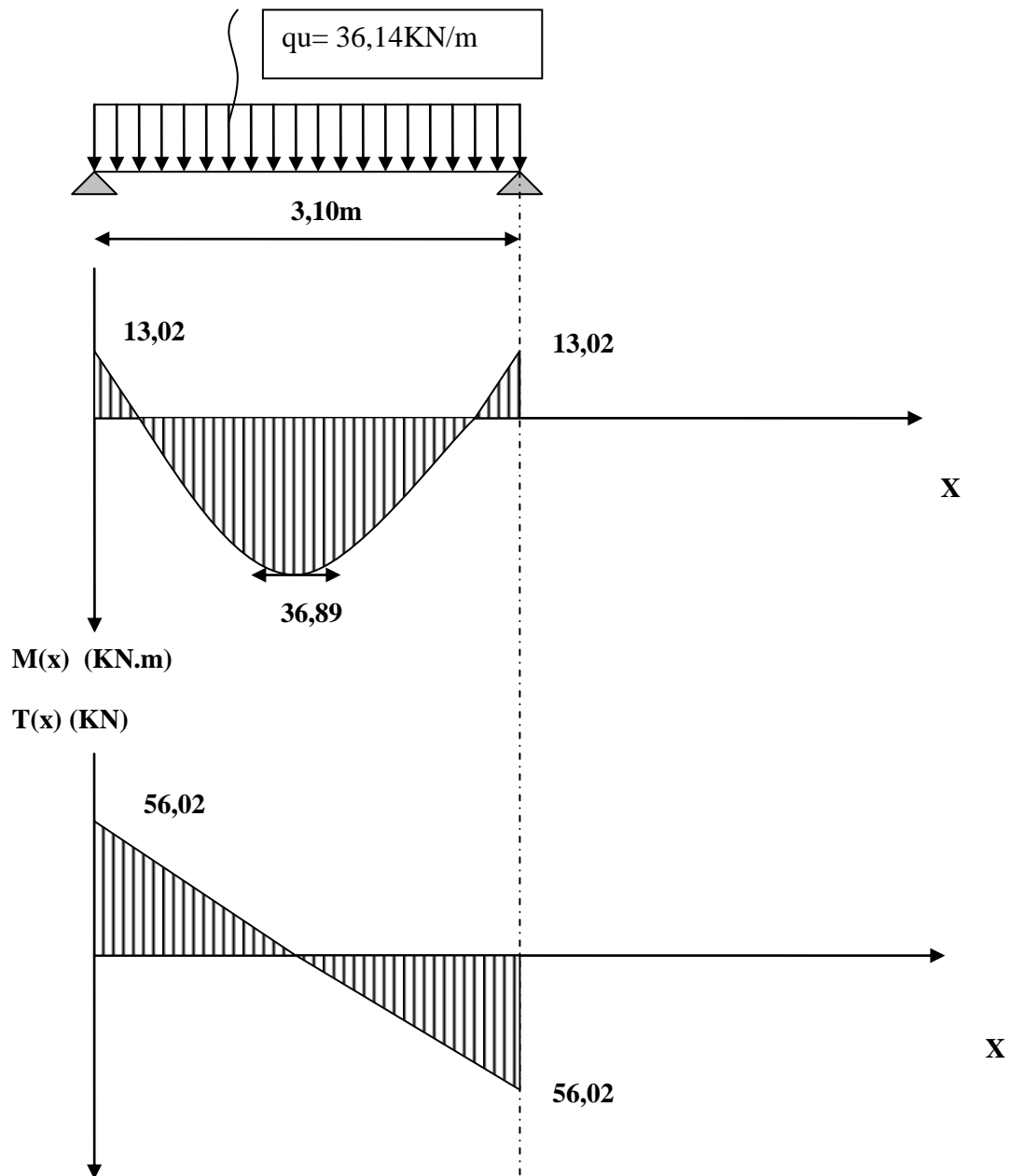
$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{36,14 \times (3,10)}{2} = 56,02 \text{KN}.$$

En tenant compte des semi encastres on aura :

$$M_{uapp} = (-0,3) M_0 = -13,02 \text{KN.m}.$$

$$M_{ut} = (0,85) M_0 = 36,89 \text{KN.m}$$

Diagramme des sollicitations



IV-3-2-4 Ferrailage :

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{36,89 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,08 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,158 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,958.$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{36,89 \times 10^3}{0,958 \times 33 \times 348} = 3,35 \text{ cm}^2.$$

Soit : 3 HA14 = 4,62 cm²

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,02 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 = \mu_l \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0,056 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \beta = 0,986$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,02 \times 10^3}{0,986 \times 33 \times 348} = 1,15 \text{ cm}^2.$$

Soit : A_{app} = 3 HA10 = 2,35 cm²

- Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$4,62 + 2,35 = 6,97 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit de 4% en zone courante.

$$6,97 \text{ cm}^2 < \frac{4 \times b \times h}{100} = 42 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

IV-3-2-5 Vérification à l'ELU :

a) condition de non fragilité (article A.4.2, 1) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,19 \text{ cm}^2 < \min(A_{ua} ; A_{ut}) = 2,35 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

b) Condition de l'effort tranchant (BAEL91 ArtA522) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{56,02 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,566 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPA}) = \min(0,13 \times 25, 4) = 3,25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,566 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPA} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

b) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL91Art5.132) :

- **Influence des aciers :**

$$A_u = \frac{T_{\max}}{\sigma_s} \leq A_{uapp}$$

$$A_u = \frac{56,02 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1,61 \text{ cm}^2 < A_{uapp} = 2,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

- **Influence sur le béton :**

$$T_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 53,64 \text{ KN} \leq 0,4 \times 300 \times (0,9 \times 330) \times \frac{25}{1,5} = 594 \text{ KN}.$$

$$T_u = 53,64 \text{ KN} \leq 594 \text{ KN} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

c) Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91, ArtA613):

$$\tau_{ue} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{eu} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utile des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,0 = 9,42 \text{ cm}$$

$$\tau_e = \frac{56,02 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 942} = 0,200 [\text{MPa}] \leq \bar{\tau}_e$$

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

d) Ancrage des barres aux appuis (BAEL91Art6.127) :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{400}{4 \times 2,835} \phi = 35,27 \phi$$

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Le BAEL limite L_s à 40ϕ pour FeE 400.

on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixé à $0,4L_s$

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

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35} ; \frac{200}{10} ; 10 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{8,57; 20; 10\} = 8,57 \text{ mm}$$

on prend un cadre et un étrier en HA8

$$A_t = 6HA8 = 3,02 \text{ cm}^2 \text{ exigence du (R.P.A version 2003) [Art.7.5.2.2]}$$

➤ **Espacement :**

$$\text{Zonenodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 25 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1,0 ; 25 \text{ cm} \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

e) Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,02 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IV-3-2-5 à L'ELS :

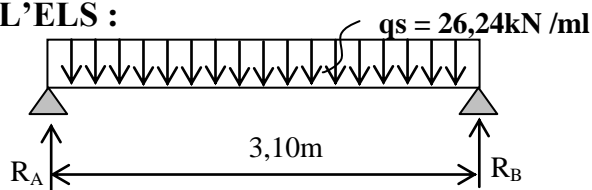


Schéma statique à L'E.L.S

- **Calcul des Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{26,24 \times 3,10}{2} = 40,67 \text{ KN}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{26,24 \times (3,10)^2}{8} = 31,52 \text{ KN}$$

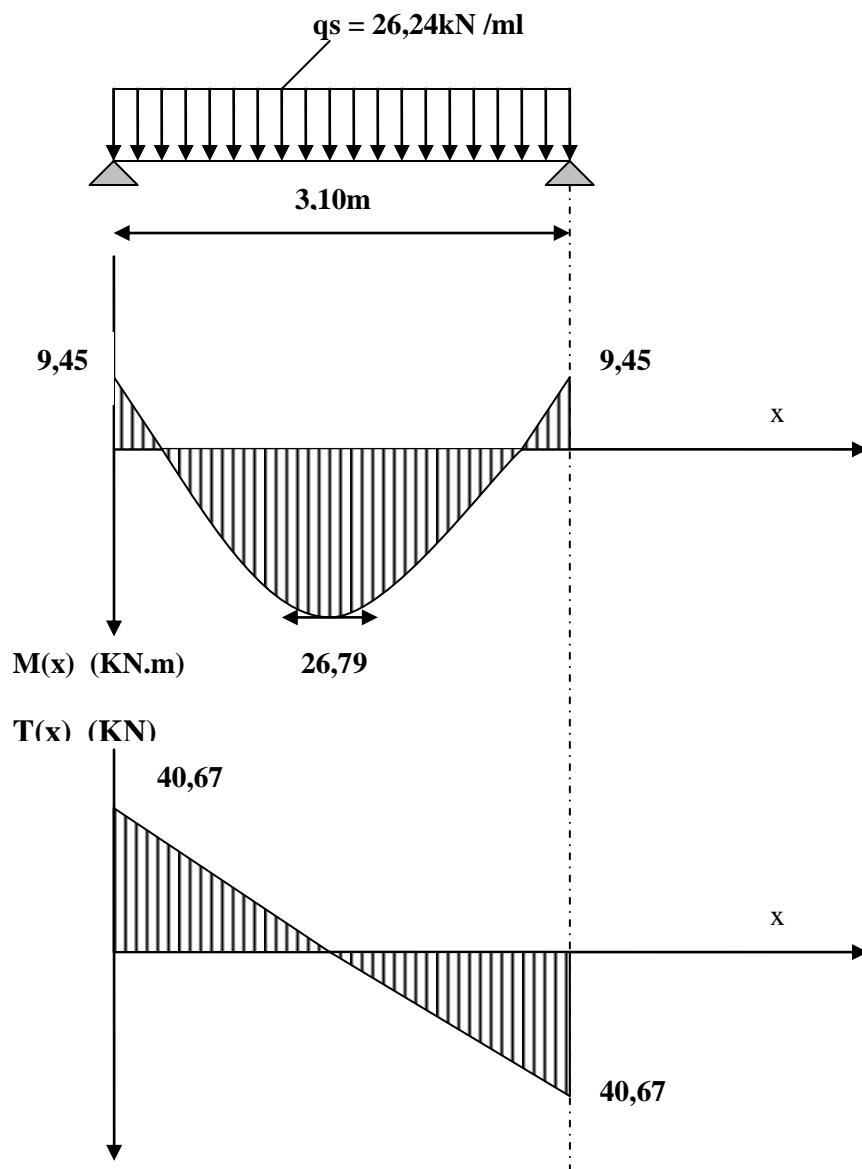
- **Moments corrigés :**

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 31,52 = 26,79 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0,3 \times 31,52 = -9,46 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$V^{\max} = R_A = R_B = 40,67 \text{ KN}$$



-Diagrammes des sollicitations-

IV-3-2-6 Vérification à L'E.L.S :

a) Vérification de la flèche :

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{310} = 0,112 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{310} = 0,112 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{26,79}{10 \times 31,52} = 0,085 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{b.d} = \frac{4,62}{30 \times 33} = 0,0047 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow Les conditions sont vérifiées

b) Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire

c) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} \leq 15\text{Mpa}$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 2,35 \text{ cm}^2, \quad M_a = -9,05 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 33} = 0,237$$

$$\rho = 0,237 \rightarrow \beta = 0,901 \rightarrow \alpha = 0,297 \rightarrow k = 0,028$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{9,05 \times 10^3}{2,35 \times 0,901 \times 28} = 152,65 \text{ Mpa}, \quad \sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,028 \times 152,65 = 4,27 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,27 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IV-4 Les planchers:**IV-4-1 Plancher en corps creux :****IV-4-1-1 Introduction :**

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité ; constitué en corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression 5 [cm], reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

IV-4-1-2 La dalle de compression :**1) Le ferrailage :****a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \text{ si } L' \leq 50 \text{ [cm]}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e} \text{ si } 50 \leq L' \leq 80 \text{ [cm]}$$

L' : entre axes des poutrelles en [cm]

Dans notre cas $L' = 65$ [cm]

$$\implies A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_{\perp} = 5\text{HA}5 = 0,98 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$

Avec un espacement : $St = 20 \text{ [cm]}$

e) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ [cm}^2]$$

Soit : $A_{//} = 4\text{HA}5 = 0,63 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$

Avec un espacement : $St = 25 \text{ [cm]}$

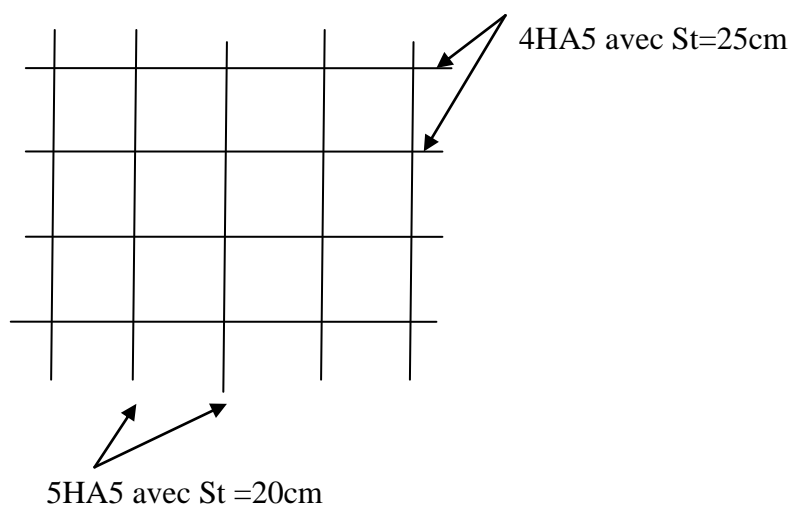


Figure : IV-4-1-1 Schéma statique de trier soudé

IV-4-1-3 Les poutrelles :

Le calcul se fera pour l'étage le plus défavorable puisque les travées sont les mêmes pour tout l'ouvrage

Ces poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie ; le calcul se fera en deux étapes :

1) Etapes 1 : Avant coulage de la dalle de compression

Dans ce cas, la poutrelle est simplement appuyée sur ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

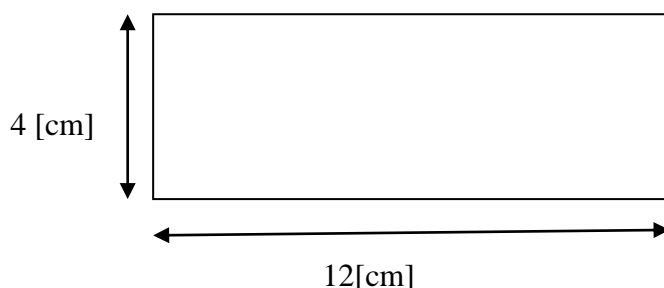


Figure : IV-4-1-2 Section transversale de la poutrelle

L'entre axes des poutrelles $a=65$ [cm]

a) Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle

$$G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ [KN/ml]}$$

- Poids propre du corps creux

$$G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ [KN/ml]}$$

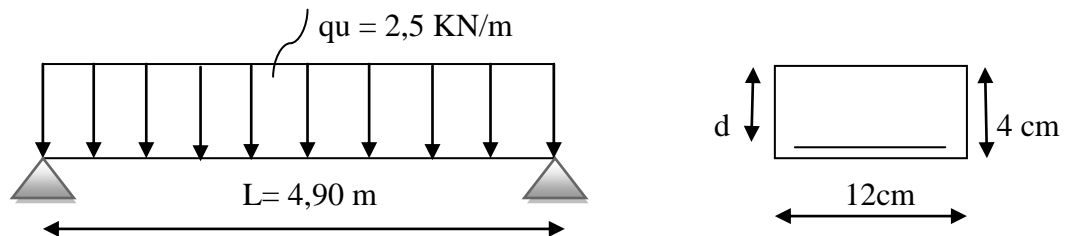
$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ [KN/ml]}$$

- La surcharge de l'ouvrier

$$Q = 1 \text{ [KN/ml]}$$

b) Le ferrailage à l'ELU :**➤ Combinaison de charge :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ [KN/ml]}$$

**Figure IV-4-1-3 Schéma statique de la poutrelle**

d : hauteur utile

➤ Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{4,90^2}{8} = 7,50 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,50 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 11$$

$$\mu = 11 > \mu_1 = 0,392 \implies \text{Section Doublement Armée}$$

➤ **L'effort tranchant**

$$T_u = qu \frac{l}{2} = 2,50 \times \frac{4,90}{2} = 6,13 \text{KN}$$

Remarque :

la hauteur de la poutrelle ($h=4\text{cm}$) étant insuffisante pour disposer 02 nappes d'armatures, il faudra alors lui prévoir des étais qui serviront comme appuis intermédiaires.

2) Etape 2 : Apres coulage du béton de la dalle de compression

Dans ce cas, la poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis elle supporte en plus de son poids propre, celui du corps creux et de la dalle de compression, ainsi que les surcharges d'exploitations

a) Pour plancher d'étage courant : (poutrelle continue à 2 travées)

- Poids propre du plancher

$$G=5,64 \text{KN/m}^2$$

$$Q=1,5 \text{KN/m}^2$$

➤ **Combinaison de charge**

- **A l'ELU**

$$qu = 1,35G + 1,5Q = [1,35(5,64) + 1,5(1,5)] \times 0,65 = 6,25$$

$$qu = 6,25 \text{KN/ml}$$

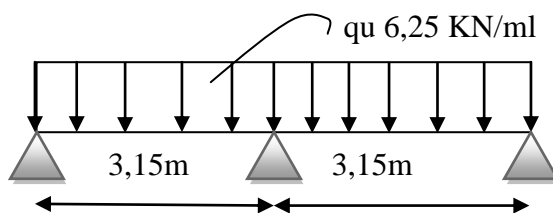


Figure : IV-4-1-4 schéma statique de la poutrelle

- A l'ELS

$$q_s = [5,46 + 1,5] \times 0,65 = 4,52 \quad \Longrightarrow \quad q_s = 4,52 \text{ KN/ml}$$

- Dimensionnement de la poutrelle

$h = (16 + 5) \text{ cm}$, hauteur de la section

$h_0 = 5 \text{ cm}$, épaisseur de la dalle de compression

$b_0 = 12 \text{ cm}$, largeur de la nervure

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure

$$b_1 = \min \left\{ \frac{10}{2}; \frac{1}{10}; 8h_0 \right\} \text{ avec}$$

L_0 : distance entre axes des poutrelles

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : longueur de la plus grande travée ($L = 4,90 \text{ m}$)

$$D' \text{ où } b_1 = \frac{10}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \geq \frac{1}{10} = \frac{490}{10} = 49 \text{ cm}$$

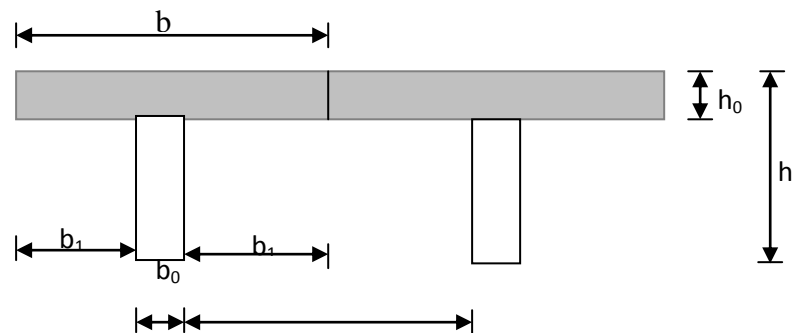
$$b_1 = 8h_0 = 8 \times 5 = 40 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \{ 26,5, 49, 40 \text{ cm} \}$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12$$

$$b = 65 \text{ cm}$$



(FigIV-4-1-5): construction de la section Té

- Choix de la méthode de calcul

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles

Tel que :

La méthode forfaitaire

La méthode de Caquot

La méthode des (03) moments.

Vérification de la méthode forfaitaire :(Art B .6.2.210 BAEL91 modifier99)

$$\mathbf{a-} \quad Q \leq \min (2G,5 \text{ (KN)m})$$

$$2G=2 \times 5,46=10,92[\text{KN/m}^2]$$

$$Q=1,5\text{KN/m}^2$$

$$Q < 5\text{KN/m}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

b- Dans notre plancher est à surcharges d'exploitation modérée

Fissuration non préjudiciable à tenue du BA et de ses revêtements \implies condition vérifiée

c- Le rapport des travées

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{3,15}{3,15} = 1 \implies \text{condition vérifiée}$$

d- les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

\implies Condition vérifiée

Conclusion : les conditions de la méthode forfaitaire vérifiées

\implies Cette méthode est applicable

- Exposition de la méthode :

Elle 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 compression, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- Application de la méthode :

Soit α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation

$$\text{valeurs non pondérées : } \alpha = \frac{Q_b}{G + Q_b}$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de compression ; dans une travée de portées (entre nus des appuis) supportant une charge uniformément répartie (q), ce moment

$$\text{vaut : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

M_w et M_e : les valeurs absolues des moments des moments sur appuis de gauche (w) et de droite(e) dans la travée considérée.

M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

M_t : Moment max en travée, pris en compte dans le calcul de la travée considérée

M_w : Moment en valeur absolue sur l'appui de gauche de la travée considérée

M_e : Moment en valeur absolue sur l'appui de droite de la travée considérée

M_0 : Moment max dans la travée indépendante (de comparaison), de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges

3. La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire au moins égale à :

$0,6M_0$: Pour une poutre à deux travées

$0,5M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0,4M_0$: Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Efforts tranchants :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

M_w ; M_e : en valeur absolue

- Application de la méthode :

$$\alpha = \frac{1,5}{5,46 + 1,5} = 0,22 \text{ Donc : } (0 < \alpha = 0,22 < \frac{2}{3} = 0,67)$$

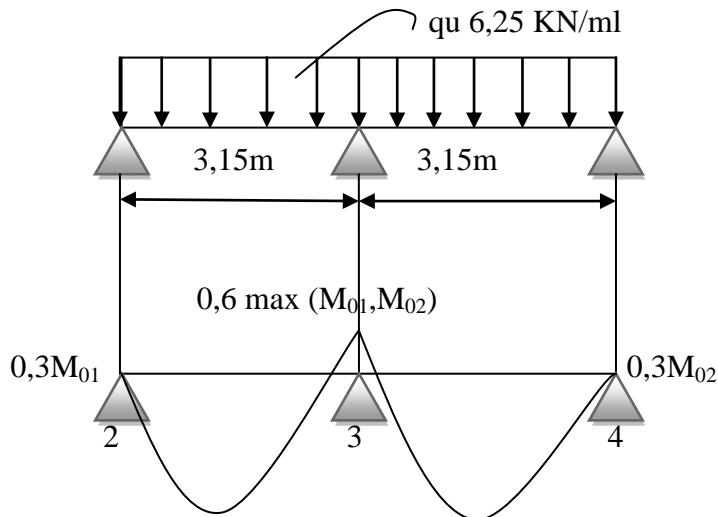


Figure IV-4-1-6 : coefficients forfaitaires sur appuis

- Calcul des moments isostatiques :

$$\text{Pour la travée 2-3 : } M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,25 \times (3,15)^2}{8} = 7,75 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour la travée 3-4 : } M_{02} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,25 \times (3,15)^2}{8} = 7,75 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments aux appuis :

$$M_1 = 0,2 M_{01} = 0,3 \times (7,75) = 2,33 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,6 \max(M_{01}, M_{02}) = 0,6 \cdot (7,75) = 4,65 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,2 M_{02} = 0,3 \times (7,75) = 2,33 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments en travées :

Travée 2-3 :

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63 \quad \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \quad 1 + 0,3\alpha = 1,06$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} \text{ et } (1 + 0,3\alpha = 1,06 \geq 1,05)$$

$$M_t + \frac{(2,33 + 4,65)}{2} \geq (1,06 \times 7,75) \rightarrow M_t \geq 4,73 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq M_{01} (1,2 + 0,3\alpha) / 2 = 4,91 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_t = 4,91 \text{ kN.m}$

Travée 3-4

$$M_t + \frac{(2,33+4,65)}{2} \geq (1,06 \times 7,75) \rightarrow M_t \geq 4,73 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq M_{01} (1,2 + 0,3\alpha) / 2 = 4,91 \text{ KN.m}$$

Soit : $M_t = 4,91 \text{ KN.m}$ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée 2-3 :

$$T_1 = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_i}$$

$$T_1 = \frac{6,25 \times 3,15}{2} + \frac{(-2,33) - (-4,65)}{3,15} = 10,58 \text{ kN}$$

$$T_2 = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_i}$$

$$T_2 = -\frac{6,25 \times 3,15}{2} + \frac{2,33 - 4,65}{3,15} = -9,11 \text{ kN}$$

Pour la travée 3-4 :

$$T_2 = \frac{6,25 \times 3,15}{2} + \frac{(-4,65) - (-2,33)}{3,15} = 9,61 \text{ kN}$$

$$T_3 = -\frac{6,25 \times 3,15}{2} + \frac{(-4,65) - (-2,33)}{3,15} = -10,08 \text{ kN}$$

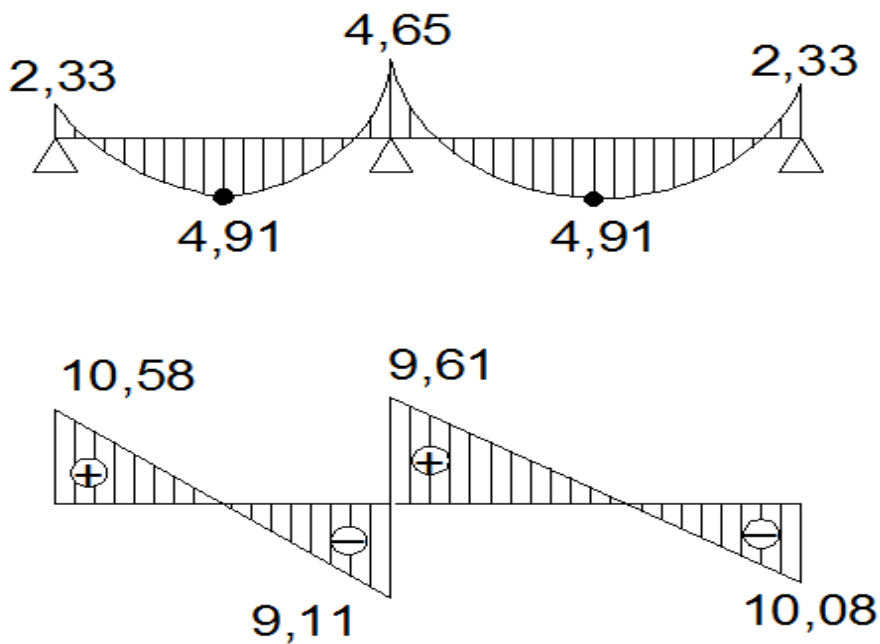


Figure IV-4-1-7 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants [KN.m]

b) Pour plancher d'étage courant : (poutrelle continue à 2 travées)

- Poids propre du plancher

$$G=5,64\text{KN/m}^2$$

$$Q=1,5\text{KN/m}^2$$

➤ **Combinaison de charge**

- **A l'ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = [1,35(5,46) + 1,5(1,5)] \times 0,65 = 6,25$$

$$q_u = 6,25\text{KN/ml}$$

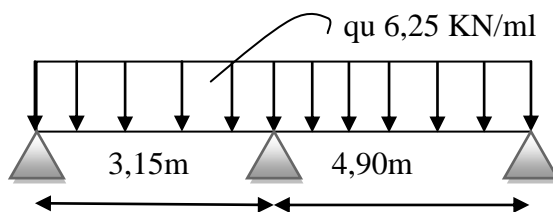


Figure IV-4-1-8 : schéma statique de la poutrelle

- **A l'ELS**

$$q_s = [5,46 + 1,5] \times 0,65 = 4,52 \implies q_s = 4,52\text{KN/ml}$$

➤ **Choix de la méthode de calcul**

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles

Tel que :

La méthode forfaitaire

La méthode de Caquot

La méthode des (03) moments

Vérification de la méthode forfaitaire :(Art B .6.2.210 BAEL91 modifier 99)

$$a- Q \leq \min (2G, 5 \text{ (KN)m})$$

$$2G=2 \times 5,46=10,92[\text{KN/m}^2]$$

$$Q=1,5\text{KN/m}^2$$

$$Q < 5\text{KN/m}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

b- Dans notre plancher est à surcharges d'exploitation modérée

Fissuration non préjudiciable à tenue du BA et de ses revêtements \implies condition vérifiée

c- Le rapporte des travées

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{3,15}{4,90} = 0,64 \implies \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{4,90}{3,15} = 1,55 \implies \text{condition non vérifiée}$$

d- les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

\implies Condition vérifiée

Conclusion :

L'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée

\implies Cette méthode n'est pas applicable

\implies on applique dans ce cas la méthode des (03) moments

➤ Moments aux appuis

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

➤ Moments en travée

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_{i+1}}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_{i+1}} \implies \text{moment à l'abscisse } x \text{ de la travée } (i+1)$$

$$\mu(x) = q \frac{l_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

Avec M_{i-1}, M_i, M_{i+1} sont respectivement les moment en valeur algébrique sur les appuis

« i-1 », « i » et « i+1 »

$M(x)$ prend la valeur maximale quand $T(x)=0$ c'est-à-dire

$$X = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_{i+1}}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q \frac{l_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

Pour

$$X = i = T_i = q \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

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+1} : charge répartie à droite de l'appui « i »

q_i : charge répartie à gauche de l'appui « i »

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

$$\text{La position du moment max} \implies \frac{dM(x)}{dx} = 0 \implies x = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i}$$

a) Calcul à l'ELU

➤ **Moments aux appuis :**

$$q_u = 6,25 \text{ KN/m}$$

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

✓ **Appuis i=0**

$$2M_0(3,15) + 3,15M_1 = - \left(\frac{3,15^3}{4} \right) 6,25$$

$$6,30 M_0 + 3,15 M_1 = -48,84$$

✓ **Appuis i=2**

$$3,15M_0 + 2M_1(3,15 + 4,90) + 4,90M_2 = - \left(\frac{3,15^3}{4} + \frac{4,90^3}{4} \right) 6,25$$

$$3,15M_0 + 16,1M_1 + 4,90M_2 = -232,66$$

✓ **Appuis i=2**

$$4,90M_1 + 2M_2(4,90) = - \left(\frac{4,90^3}{4} \right) 6,25$$

$$4,90M_1 + 9,80M_2 = -183,83$$

La résolution de système nous donne les résultats suivants :

$$M_0 = -2,96 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -9,58 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -13,96 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée :**

Le moment en travée à distance X de l'appui « i » est donné par la relation suivante

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

X : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \Longrightarrow \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i}$$

Travée	Longueur (m)	X (m)	M (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
0-1	3,15	1,24	1,84	7,74	-11,95
1-2	4,90	2,31	7,05	14,42	-16,21

Remarque :

L'inconvénient de la méthode des (03) moments est qu'elle surestime les moments aux appuis et diminue ceux en travée ; puisque le béton est un matériau hétérogène, on réduit les moments sur appuis de (1/3) des valeurs trouvées et on augmente ceux des travées de (1/3) des valeurs trouvées

➤ **Les moments corrigés :**

• **Moment en travée**

$$M_{(0-1)} = 1,84 + 0,33(1,84) = 2,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{(1-2)} = 7,05 + 0,33(7,05) = 9,38 \text{ KN.m}$$

• **Moment aux appuis**

$$M_0 = -2,96 - 0,33(-2,96) = -1,98 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -9,58 - 0,33(-9,58) = -6,42 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -13,97 - 0,33(-13,97) = -9,36 \text{ KN.m}$$

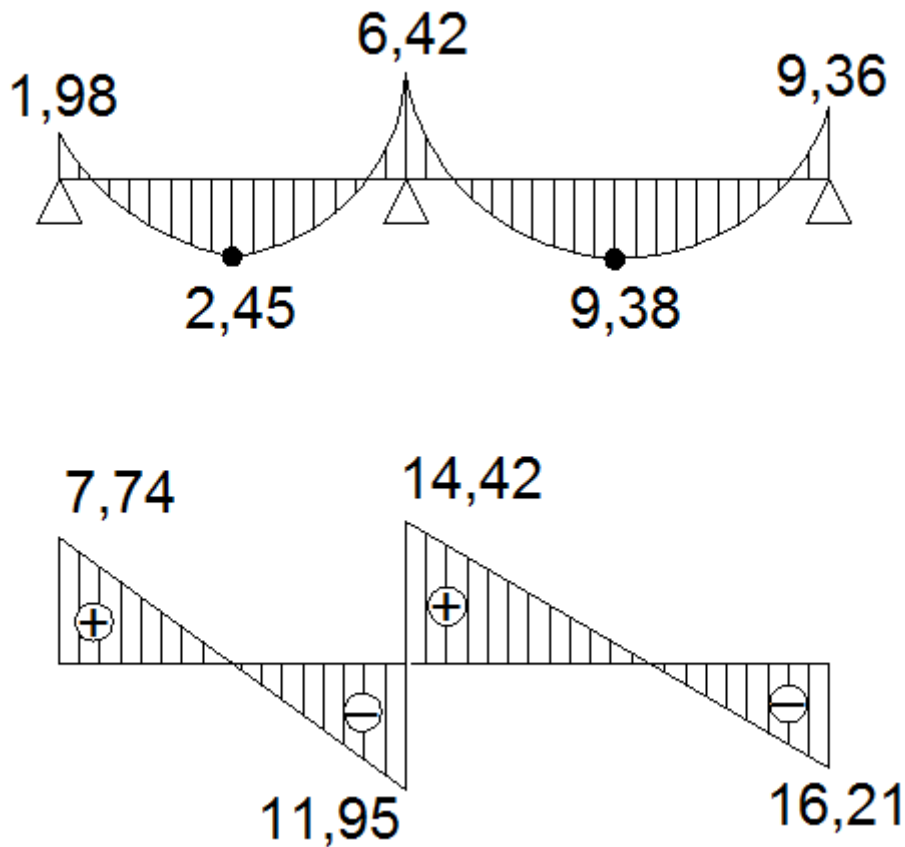


Figure IV-4-1-9: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants [KN.m]

c) Pour plancher d'étage courant : (poutrelle continue à 3 travées)

- Poids propre du plancher

$$G=5,64\text{KN/m}^2$$

$$Q=1,5\text{KN/m}^2$$

➤ Combinaison de charge

- A l'ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = [1,35(5,46) + 1,5(1,5)] \times 0,65 = 6,25$$

$$q_u = 6,25\text{KN/m}$$

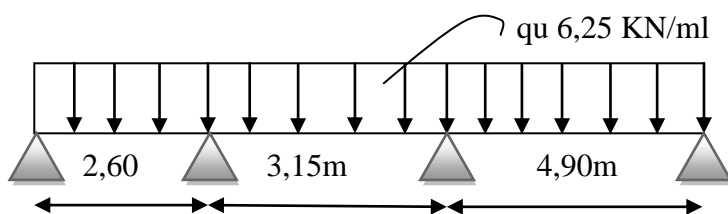


Figure IV-4-1-10: schéma statique de la poutrelle

- A l'ELS

$$q_s = [5,46 + 1,5] \times 0,65 = 4,52 \quad \Longrightarrow \quad q_s = 4,52 \text{ KN/ml}$$

- **Choix de la méthode de calcul**

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles

Tel que :

La méthode forfaitaire

La méthode de Caquot

La méthode des (03) moments

- **Vérification de la méthode forfaitaire : (Art B .6.2.210 BAEL91 modifier 99)**

a- $Q \leq \min (2G, 5 \text{ (KN)m})$

$$2G = 2 \times 5,46 = 10,92 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q < 5 \text{ KN/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

b- Dans notre plancher est à surcharges d'exploitation modérée

Fissuration non préjudiciable à tenue du BA et de ses revêtements \Longrightarrow condition vérifiée

c- Le rapport des travées

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{2,60}{3,15} = 0,82 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{3,15}{4,90} = 0,64 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{3,15}{2,60} = 1,21 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{l_3}{l_2} = \frac{4,90}{3,15} = 1,55 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$

d- les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

\Longrightarrow Condition vérifiée

Conclusion :

L'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée

⟹ Cette méthode n'est pas applicable

⟹ on applique dans ce cas la méthode des (03) moments

➤ **Moments aux appuis**

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

➤ **Moments en travée**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_{i+1}}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_{i+1}} \implies \text{moment à l'abscisse } x \text{ de la travée } (i+1)$$

$$\mu(x) = q \frac{l_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

Avec M_{i-1}, M_i, M_{i+1} sont respectivement les moment en valeur algébrique sur les appuis

« i-1 », « i » et « i+1 »

$M(x)$ prend la valeur maximale quand $T(x)=0$ c'est-à-dire

$$X = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_{i+1}}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q \frac{l_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

Pour

$$X = i = T_i = q \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

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+1} : charge répartie à droite de l'appui « i »

q_i : charge répartie à gauche de l'appui « i »

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

$$\text{La position du moment max} \implies \frac{dM(x)}{dx} = 0 \implies x = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i}$$

b) Calcul à l'ELU

➤ Moments aux appuis :

$$q_u = 6,25 \text{ KN/m}$$

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

✓ Appuis i=0

$$2M_0(2,6) + 2,6M_1 = -\left(\frac{2,6^3}{4}\right) 6,25$$

$$5,2 M_0 + 2,6M_1 = -27,46$$

✓ Appuis i=1

$$2,6M_0 + 2M_1(2,6 + 3,15) + 3,15M_2 = -\left(\frac{2,6^3}{4} + \frac{3,15^3}{4}\right) 6,25$$

$$2,6M_0 + 11,5M_1 + 3,15M_2 = -76,29$$

✓ Appuis i=2

$$3,15M_1 + 2M_2(3,15 + 4,90) + 4,90M_3 = -\left(\frac{3,15^3}{4} + \frac{4,90^3}{4}\right) 6,25$$

$$3,15M_1 + 16,1M_2 + 4,90M_3 = -232,66$$

✓ Appuis i=3

$$4,90M_2 + 2M_3(4,90 + 3,40) = -\left(\frac{4,90^3}{4}\right) 6,25$$

$$4,90M_2 + 16,6M_3 = -183,83$$

La résolution de système nous donne les résultats suivants :

$$M_0 = -3,71 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -3,14 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -9,65 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -13,93 \text{ KN.m}$$

➤ Moments en travée :

Le moment en travée à distance X de l'appui « i » est donné par la relation suivante

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

X : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \implies x = \frac{l_i + 1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i}$$

Travée	Longueur (m)	X (m)	M (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
0-1	2,60	1,34	1,86	8,34	-7,91
1-2	3,15	1,24	1,70	7,78	-11,91
2-3	4,90	2,31	7,03	14,44	-16,19

➤ Les moments corrigés :

• Moment en travée

$$M_{(0-1)} = 1,86 + 0,33(1,86) = 2,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{(1-2)} = 1,70 + 0,33(1,70) = 2,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{(2-3)} = 7,03 + 0,33(7,03) = 9,35 \text{ KN.m}$$

• Moment aux appuis

$$M_0 = -3,71 - 0,33(-3,71) = -2,49 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -3,14 - 0,33(-3,14) = -2,10 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -9,65 - 0,33(-9,65) = -6,47 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -13,93 - 0,33(-13,93) = -9,33 \text{ KN.m}$$

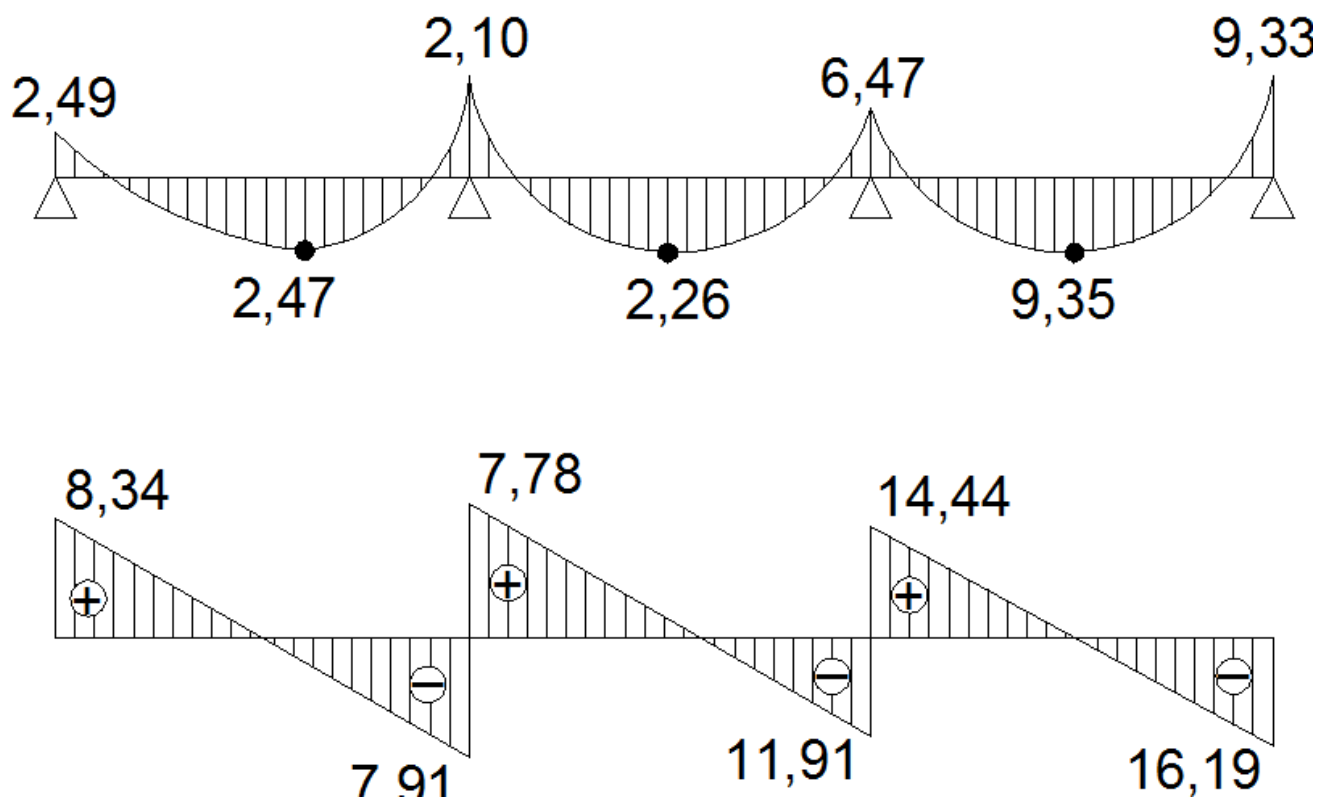


Figure IV-4-1-11 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants [KN.m]

d) Pour plancher d'étage courant : (poutrelle continue à 9 travées)

- Poids propre du plancher

$$G=5,64\text{KN/m}^2$$

$$Q=1,5\text{KN/m}^2$$

➤ Combinaison de charge

- A l'ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = [1,35(5,46) + 1,5(1,5)] \times 0,65 = 6,25$$

$$q_u = 6,25\text{KN/ml}$$

Schéma statique de la poutrelle :

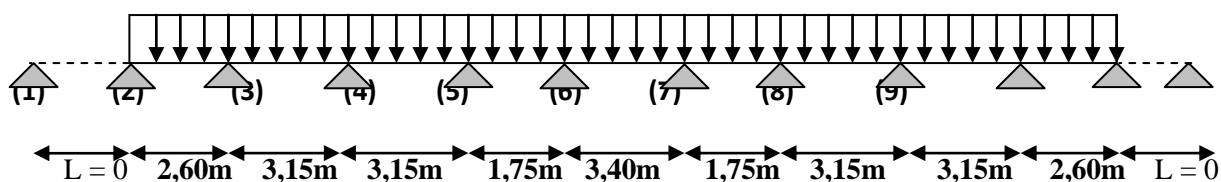


Figure IV-4-1-12 : Schéma statique de la poutrelle :

- A l'ELS

$$q_s = [5,46 + 1,5] \times 0,65 = 4,52 \implies q_s = 4,52\text{KN/ml}$$

➤ Choix de la méthode de calcul

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles

Talque :

La méthode forfaitaire

La méthode de Caquot

La méthode des (03) moments

Vérification de la méthode forfaitaire : (Art B .6.2.210 BAEL91 modifier 99)

$$a- Q \leq \min (2G, 5 \text{ (KN)m})$$

$$2G = 2 \times 5,46 = 10,92 [\text{KN/m}^2]$$

$$Q = 1,5\text{KN/m}^2$$

$$Q < 5\text{KN/m}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

b- Dons notre plancher est à surcharges d'exploitation modérée

Fissuration non préjudiciable à tenue du BA et de ses revêtements \implies condition vérifiée

c- Le rapporte des travées

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{l_{11}}{l_{12}} = \frac{2,60}{3,15} = 0,82 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{l_{12}}{l_{13}} = \frac{3,15}{3,15} = 1 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{l_{13}}{l_{14}} = \frac{3,15}{1,75} = 1,8 \implies \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{l_{14}}{l_{15}} = \frac{1,75}{3,40} = 0,51 \implies \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{l_{15}}{l_{16}} = \frac{3,40}{1,75} = 1,94 \implies \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{l_{16}}{l_{17}} = \frac{1,75}{3,15} = 0,55 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{l_{17}}{l_{18}} = \frac{3,15}{3,15} = 1 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{l_{18}}{l_{19}} = \frac{3,15}{2,60} = 1,21 \implies \text{condition vérifiée}$$

d- les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

\implies Condition vérifiée

Conclusion :

L'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée

\implies Cette méthode n'est pas applicable

\implies On applique dans ce cas la méthode des 03 moments

➤ **Moments aux appuis**

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

➤ **Moments en travée**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_{i+1}} \implies \text{moment à l'abscisse } x \text{ de la travée } (i+1)$$

$$\mu(x) = q \frac{l_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

Avec M_{i-1}, M_i, M_{i+1} sont respectivement les moment en valeur algébrique sur les appuis

« i-1 », « i » et « i+1 »

$M(x)$ prend la valeur maximale quand $T(x)=0$ c'est-à-dire

$$X = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_{i+1}}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q \frac{l_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

Pour

$$X = i = T_i = q \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

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+1} : charge répartie à droite de l'appui « i »

q_i : charge répartie à gauche de l'appui « i »

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

$$\text{La position du moment max} \implies \frac{dM(x)}{dx} = 0 \implies x = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_{i+1}}$$

c) **Calcul à l'ELU**

➤ **Moments aux appuis :**

$q_u = 6,25 \text{ KN/m}$

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

✓ **Appuis i=0**

$$2M_0(2,6) + 2,6M_1 = -\left(\frac{2,6^3}{4}\right) 6,25$$

$$5,2 M_0 + 2,6M_1 = -27,46$$

✓ **Appuis i=1**

$$2,6M_0 + 2M_1(2,6 + 3,15) + 3,15M_2 = -\left(\frac{2,6^3}{4} + \frac{3,15^3}{4}\right) 6,25$$

$$2,6M_0 + 11,5M_1 + 3,15M_2 = -76,29$$

✓ **Appuis i=2**

$$3,15M_1 + 2M_2(3,15 + 3,15) + 3,15M_3 = -\left(\frac{3,15^3}{4} + \frac{3,15^3}{4}\right) 6,25$$

$$3,15M_1 + 12,6M_2 + 3,15M_3 = -97,67$$

✓ **Appuis i=3**

$$3,15M_2 + 2M_3(3,15 + 1,75) + 1,75M_4 = -\left(\frac{3,15^3}{4} + \frac{1,75^3}{4}\right) 6,25$$

$$3,15M_2 + 9,80M_3 + 1,75M_4 = -57,21$$

✓ **Appuis i=4**

$$1,75M_3 + 2M_4(1,75 + 3,40) + 3,40M_5 = -\left(\frac{1,75^3}{4} + \frac{3,40^3}{4}\right) 6,25$$

$$1,75M_3 + 10,30M_4 + 3,40M_5 = -69,78$$

✓ **Appuis i=5**

$$3,40M_4 + 2M_5(3,40 + 1,75) + 3,15M_6 = -\left(\frac{3,40^3}{4} + \frac{1,75^3}{4}\right) 6,25$$

$$3,40M_4 + 10,3M_5 + 1,75M_6 = -69,78$$

✓ **Appuis i=6**

$$1,75M_5 + 2M_6(1,75 + 3,15) + 3,15M_7 = -\left(\frac{1,75^3}{4} + \frac{3,15^3}{4}\right) 6,25$$

$$3,15M_5 + 11,5M_6 + 2,60M_7 = -57,21$$

✓ **Appuis i=7**

$$3,15M_6 + 2M_7(3,15 + 3,15) + 3,15M_8 = -\left(\frac{3,15^3}{4} + \frac{3,15^3}{4}\right) 6,25$$

$$3,15M_6 + 12,6M_7 + 3,15M_8 = -97,67$$

✓ **Appuis i=8**

$$2,60M_7 + 2M_8(2,60) = -\left(\frac{2,60^3}{4}\right) 6,25$$

$$2,60M_7 + 5,2M_8 = -27,46$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivant :

$$M_0 = -3,13 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -4,30 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -5,89 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -3,12 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -4,69 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -4,69 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -3,12 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -5,89 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = -4,30 \text{ KN.m}$$

$$M_9 = -3,13 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée :**

Le moment en travée à distance X de l'appui « i » est donné par la relation suivante

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

X : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \implies x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l}$$

travée	Longueur[m]	X [m]	M _{max} [KN.m]	T _i [KN]	T _{i+1} [KN]
0-1	2,60	1,23	1,58	7,68	-8,58
1-2	3,15	1,49	2,67	9,34	-10,35
2-3	3,15	1,71	3,31	10,72	-8,96
3-4	1,75	0,73	-1,45	4,57	-6,37
4-5	3,40	1,70	4,34	10,63	-10,63
5-6	1,75	1,01	-1,45	6,37	-4,57
6-7	3,15	1,43	3,31	8,96	-10,72
7-8	3,15	1,65	2,67	10,35	-9,34
8-9	2,60	1,37	1,58	8,58	-7,68

➤ **Les moments corrigés :**

• **Moment en travée**

$$M_{(0-1)} = 1,58 + 0,33(1,58) = 2,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{(1-2)} = 2,67 + 0,33(2,67) = 3,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{(2-3)} = 3,31 + 0,33(3,31) = 4,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{(3-4)} = -1,45 + 0,33(-1,45) = -1,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{(4-5)} = 4,34 + 0,33(4,34) = 5,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{(5-6)} = -1,45 + 0,33(-1,45) = -1,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{(6-7)} = 3,31 + 0,33(3,31) = 4,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{(7-8)} = 2,67 + 0,33(2,67) = 3,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{(8-9)} = 1,58 + 0,33(1,58) = 2,10 \text{ KN.m}$$

- **Moment aux appuis**

$$M_0 = -3,13 - 0,33(-3,13) = -2,10 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -4,30 - 0,33(-4,30) = -2,88 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -5,89 - 0,33(-5,89) = -3,94 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -3,12 - 0,33(-3,12) = -2,10 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -4,69 - 0,33(-4,69) = -3,14 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -4,69 - 0,33(-4,69) = -3,14 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -3,12 - 0,33(-3,12) = -2,10 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -5,89 - 0,33(-5,89) = -3,94 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = -4,30 - 0,33(-4,30) = -2,88 \text{ KN.m}$$

$$M_9 = -3,13 - 0,33(-3,13) = -2,10 \text{ KN.m}$$

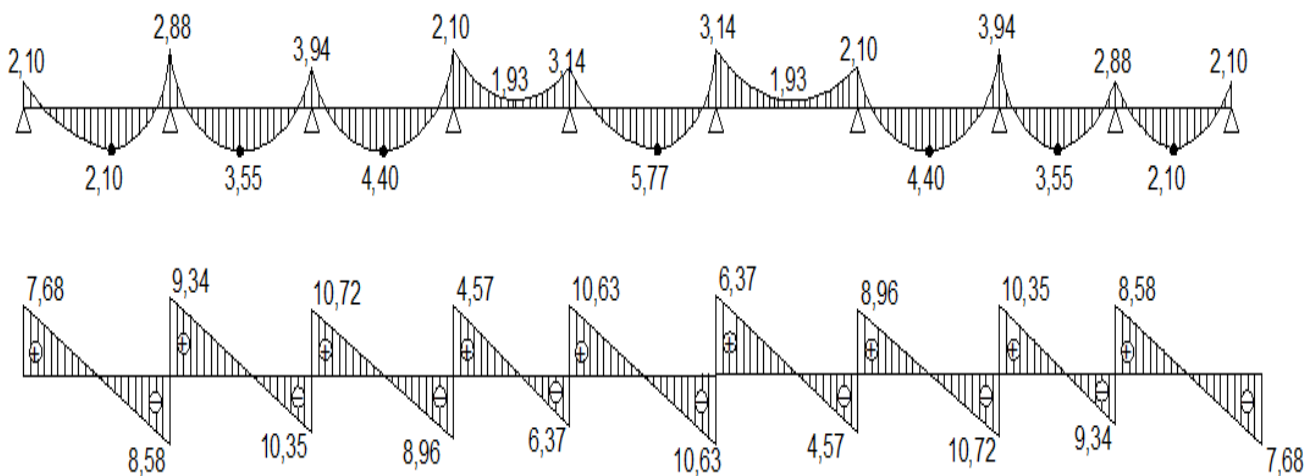


Figure IV-4-1-13 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants [KN.m]

e) **Pour plancher d'étage courant :** (poutrelle continue à 7 travées)

- Poids propre du plancher

$$G = 5,64 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Combinaison de charge**

• **A l'ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = [1,35(5,46) + 1,5(1,5)] \times 0,65 = 6,25$$

$$q_u = 6,25 \text{ KN/ml}$$

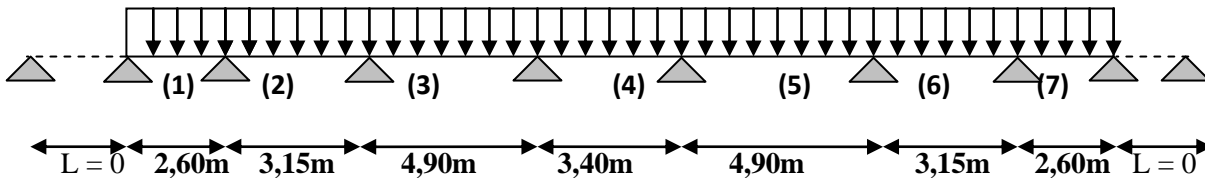


Figure IV-4-1-14 : Schéma statique de la poutrelle :

• **A l'ELS**

$$q_s = [5,46 + 1,5] \times 0,65 = 4,52 \implies q_s = 4,52 \text{ KN/ml}$$

➤ **Choix de la méthode de calcul**

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles

Tel que :

La méthode forfaitaire

La méthode de Caquot

La méthode des (03) moments

✓ **Vérification de la méthode forfaitaire : (Art B .6.2.210 BAEL91 modifier 99)**

a- $Q \leq \min (2G, 5 \text{ (KN)m})$

$$2G = 2 \times 5,46 = 10,92 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q < 5 \text{ KN/m}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

b- Dans notre plancher est à surcharges d'exploitation modérée

Fissuration non préjudiciable à tenue du BA et de ses revêtements \implies condition vérifiée

c- Le rapport des travées

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{2,60}{3,15} = 0,82 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{3,15}{4,90} = 0,64 \implies \text{non vérifiée}$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{4,90}{3,40} = 1,44 \implies \text{non vérifiée}$$

$$\frac{l_4}{l_5} = \frac{3,40}{4,90} = 0,69 \implies \text{non vérifiée}$$

$$\frac{l_5}{l_6} = \frac{4,90}{3,15} = 1,55 \implies \text{non vérifiée}$$

$$\frac{l_6}{l_7} = \frac{3,15}{2,60} = 1,21 \implies \text{condition vérifiée}$$

d- les moments d'inerties des section transversales sont les mêmes dans les différentes travées

\implies Condition vérifiée

Conclusion :

L'un des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée

\implies Cette méthode n'est pas applicable

\implies on applique dans ce cas la méthode des (03) moments

➤ Moments aux appuis

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

➤ Moments en travée

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_{i+1}}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_{i+1}} \implies \text{moment à l'abscisse } x \text{ de la travée } (i+1)$$

$$\mu(x) = q \frac{l_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

Avec M_{i-1}, M_i, M_{i+1} sont respectivement les moment en valeur algébrique sur les appuis

« i-1 », « i » et « i+1 »

$M(x)$ prend la valeur maximale quand $T(x)=0$ c'est-à-dire

$$X = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_{i+1}}$$

➤ Effort tranchant :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q \frac{l_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

Pour

$$X = i = T_i = q \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

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+1} : charge répartie à droite de l'appui « i »

q_i : charge répartie à gauche de l'appui « i »

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

$$\text{La position du moment max} \implies \frac{dM(x)}{dx} = 0 \implies x = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i}$$

d) Calcul à l'ELU

➤ Moments aux appuis :

$$q_u = 6,25 \text{ KN/m}$$

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

✓ Appuis i=0

$$2M_0 (2,6) + 2,6M_1 = - \left(\frac{2,6^3}{4} \right) 6,25$$

$$5,2 M_0 + 2,6M_1 = -27,46$$

✓ Appuis i=1

$$2,6M_0 + 2M_1 (2,6 + 3,15) + 3,15M_2 = - \left(\frac{2,6^3}{4} + \frac{3,15^3}{4} \right) 6,25$$

$$2,6M_0 + 11,5M_1 + 3,15M_2 = -76,29$$

✓ Appuis i=2

$$3,15M_1 + 2M_2 (3,15 + 4,90) + 4,90M_3 = - \left(\frac{3,15^3}{4} + \frac{4,90^3}{4} \right) 6,25$$

$$3,15M_1 + 16,1M_2 + 4,90M_3 = -232,66$$

✓ Appuis i=3

$$4,90M_2 + 2M_3 (4,90 + 3,40) + 3,40M_4 = - \left(\frac{4,90^3}{4} + \frac{3,40^3}{4} \right) 6,25$$

$$4,90M_2 + 16,6M_3 + 3,40M_4 = -245,24$$

✓ Appuis i=4

$$3,40M_3 + 2M_4 (3,40 + 4,90) + 4,90M_5 = - \left(\frac{3,15^3}{4} + \frac{4,90^3}{4} \right) 6,25$$

$$3,40M_3 + 16,6M_4 + 4,90M_5 = -245,24$$

✓ Appuis i=5

$$4,90M_4 + 2M_5 (4,90 + 3,15) + 3,15M_6 = - \left(\frac{4,90^3}{4} + \frac{3,15^3}{4} \right) 6,25$$

$$4,90M_4 + 16,1M_5 + 3,15M_6 = -232,66$$

✓ **Appuis i=6**

$$3,15M_5 + 2M_6(3,15 + 2,60) + 2,60M_7 = -\left(\frac{3,15^3}{4} + \frac{2,60^3}{4}\right) 6,25$$

$$3,15M_5 + 11,5M_6 + 2,60M_7 = -76,29$$

✓ **Appuis i=7**

$$2,60M_6 + 2M_7(2,60) = -\left(\frac{2,60^3}{4}\right) 6,25$$

$$2,60M_6 + 5,2M_7 = -27,46$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivant :

$$M_0 = -3,93 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -2,70 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -11,05 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -9,55 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -9,55 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -11,05 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -2,70 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -3,93 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée :**

Le moment en travée à distance X de l'appui « i » est donné par la relation suivant

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

X : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \implies x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q li}$$

travée	Longueur[m]	X [m]	M _{max} [KN.m]	T _i [KN]	T _{i+1} [KN]
0-1	2,60	1,38	1,98	8,60	-7,65
1-2	3,15	1,15	1,44	7,19	-12,49
2-3	4,90	2,50	8,46	15,62	-15
3-4	3,40	1,70	-0,51	10,63	-10,63
4-5	4,90	2,40	8,46	15	-15,62
5-6	3,15	2	1,44	12,49	7,19
6-7	2,60	1,22	1,98	7,65	-8,60

Exemple de calcul

- **Moment fléchissant :**

Travée (0-1) $L_{01} = 2,60$ m

$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L_i} = \frac{2,60}{2} + \frac{(-2,70) - (-3,93)}{6,25 \times 2,60} = 1,37$$

$x = 1,37$ m

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

$$M(1,37) = 6,25 \frac{2,60}{2} \times 1,37 - 6,25 \frac{1,37^2}{2} + (-3,93) \left(1 - \frac{1,37}{2,60}\right) + (-2,70) \frac{1,37}{2,60} = 1,98$$

$M(1,37) = 1,98$ KN.m

- **Effort tranchant :**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q \frac{L_i + 1}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i + 1}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 6,25 \frac{2,60}{2} - 6,25(1,37) + \frac{(-3,93) - (-2,70)}{2,60} = 8,60 \text{ KN}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = -6,25 \frac{2,60}{2} - 6,25(1,37) + \frac{(-3,93) - (-2,70)}{2,60} = -7,65 \text{ KN}$$

➤ **Les moments corrigés :**

- **Moment en travée**

$$M_{(0-1)} = 1,98 + 0,33(1,98) = 2,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{(1-2)} = 1,44 + 0,33(1,44) = 1,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{(2-3)} = 8,46 + 0,33(8,46) = 11,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{(3-4)} = -0,51 + 0,33(-0,51) = -0,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{(4-5)} = 8,46 + 0,33(8,46) = 11,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{(5-6)} = 1,44 + 0,33(1,44) = 1,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{(6-7)} = 1,98 + 0,33(1,98) = 2,63 \text{ KN.m}$$

- **Moment aux appuis**

$$M_0 = -3,93 - 0,33(-3,93) = -2,63 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -2,70 - 0,33(-2,70) = -1,81 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -11,05 - 0,33(-11,05) = -7,40 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -9,55 - 0,33(-9,55) = -6,40 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -9,55 - 0,33(-9,55) = -6,40 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -11,05 - 0,33(-11,05) = -7,40 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -2,70 - 0,33(-2,70) = -1,81 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -3,93 - 0,33(-3,93) = -2,63 \text{ KN.m}$$

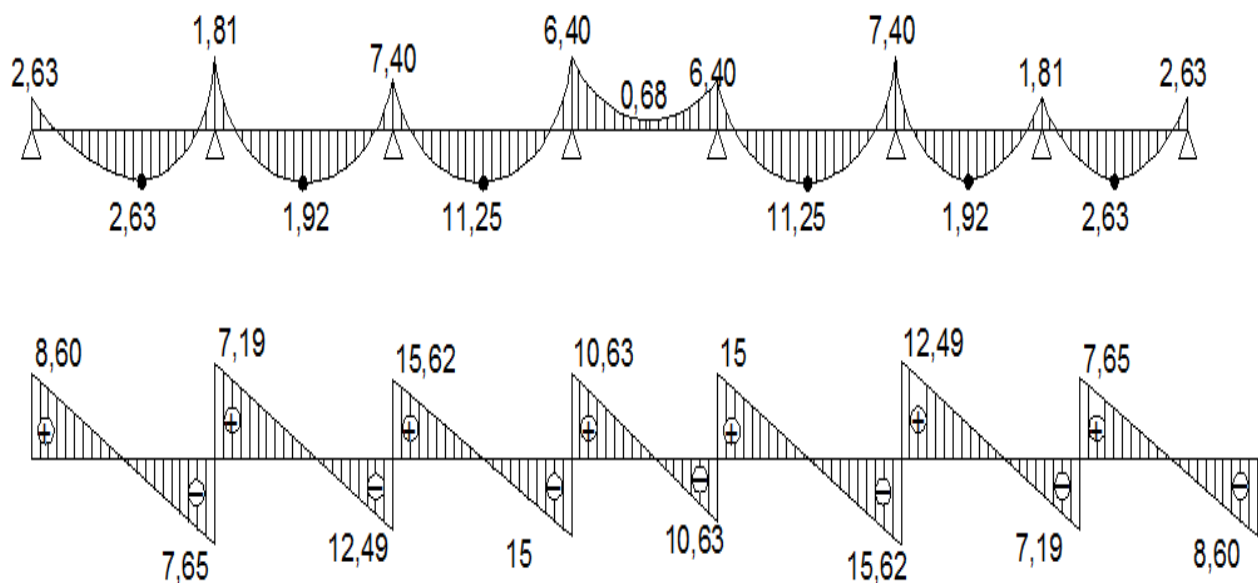


Figure IV-4-1-15 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants [KN.m]

➤ **Calcul des armatures : à l'ELU :**

1- Armatures longitudinales :

Armatures entravées

$$M^t_{\max} = 13,05 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la dalle de compression

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ avec } f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,19 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_0 = 76,15 \text{ KN.m}$$

$$M^t_{\max} = 13,05 \text{ KN.m} < 76,15 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression

Donc on calcule une section rectangulaire

$$b = 65 \text{ cm et } h = 21 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,05 \times 10^5}{65 \times 19^{-2} \times 10^2}$$

$$= 0,0391$$

$$\mu = 0,0391 < \mu_1 = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,0391 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,980$$

$$A = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times f_c / \delta_s} = \frac{13,05 \times 10^5}{0,980 \times 19 \times 400 / 1,15 \times 10^2} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_t = 2\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 4,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } (M_{\max}^a = -8,53 \text{ KN.m})$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur

$$B_0 = 12 \text{ cm et de hauteur } h = 21 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{8,53 \times 10^5}{0,925 \times 19 \times 348 \times 10^2} = 1,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

a) Espacement des armatures longitudinales (Art. A.5.1.22.BAEL91 modifiée 99)

$$St \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(17,1 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 17,1 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

b) Armatures transversales : (Art.7.2.2/BAEL91) modifiée 99

$$\phi = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{21}{35}, \frac{12}{10}, 1,2\right) = (0,6, 1,2, 1,2) = 0,6 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi 6$.

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) Condition de non fragilité :

• **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 12 \times 19 \times 2,1 / 400 = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,21 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **aux appuis :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 12 \times 19 \times 2,1 / 400 = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant : ($V_u^{\max} = 15,62 \text{ KN}$)

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 15,62 \times 10^3 / 120 \times 190$$

$$\tau_u = 0,68 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i}$$

$$1) \text{ pour } \sum u_i = n \times \pi \times \Phi = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,45 \times 10^3}{0,9 \times 190 \times 75,36} = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{condition vérifier})$$

Conclusion : Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

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

➤ Sur le béton

$$V_u < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0$$

$$V_u = 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,19 \times 0,12 = 136,8 \text{ KN}$$

$$V_u = 15,62 \text{ KN} < \bar{V}_u = 136,8 \text{ KN}$$

➤ Sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M^a_{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(-15,62 + \frac{-7,40 \times 10^{-2}}{0,9 \times 19} \right) = -0,0449 < 0$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

e) l'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

$$\text{La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : } L_c = 0,4 \times L_s = 16,96 \text{ cm}$$

➤ Calcul à l'ELS

• Moments aux appuis :

$$q_u = 4,52 \text{ KN/ml}$$

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

✓ Appuis i=0

$$2M_0 (2,6) + 2,6M_1 = - \left(\frac{2,6^3}{4} \right) 4,52$$

$$5,2 M_0 + 2,6M_1 = -19,86$$

✓ Appuis i=1

$$2,6M_0 + 2M_1 (2,6 + 3,15) + 3,15M_2 = - \left(\frac{2,6^3}{4} + \frac{3,15^3}{4} \right) 4,52$$

$$2,6M_0 + 11,5M_1 + 3,15M_2 = -55,18$$

✓ Appuis i=2

$$3,15M_1 + 2M_2(3,15 + 4,90) + 4,90M_3 = -\left(\frac{3,15^3}{4} + \frac{4,90^3}{4}\right) 4,52$$

$$3,15M_1 + 16,1M_2 + 4,90M_3 = -168,26$$

✓ Appuis i=3

$$4,90M_2 + 2M_3(4,90 + 3,40) + 3,40M_4 = -\left(\frac{4,90^3}{4} + \frac{3,40^3}{4}\right) 4,52$$

$$4,90M_2 + 16,6M_3 + 3,40M_4 = -177,36$$

✓ Appuis i=4

$$3,40M_3 + 2M_4(3,40 + 4,90) + 4,90M_5 = -\left(\frac{3,15^3}{4} + \frac{4,90^3}{4}\right) 4,52$$

$$3,40M_3 + 16,6M_4 + 4,90M_5 = -177,36$$

✓ Appuis i=5

$$4,90M_4 + 2M_5(4,90 + 3,15) + 3,15M_6 = -\left(\frac{4,90^3}{4} + \frac{3,15^3}{4}\right) 4,52$$

$$4,90M_4 + 16,1M_5 + 3,15M_6 = -168,26$$

✓ Appuis i=6

$$3,15M_5 + 2M_6(3,15 + 2,60) + 2,60M_7 = -\left(\frac{3,15^3}{4} + \frac{2,60^3}{4}\right) 4,52$$

$$3,15M_5 + 11,5M_6 + 2,60M_7 = -55,18$$

✓ Appuis i=7

$$2,60M_6 + 2M_7(2,60) = -\left(\frac{2,60^3}{4}\right) 4,52$$

$$2,60M_6 + 5,2M_7 = -19,86$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivant :

$$M_0 = -2,84 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -1,96 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -7,99 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -6,91 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -6,91 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -7,99 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -1,96 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -2,84 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée :**

Le moment en travée à distance X de l'appui « i » est donné par la relation suivante

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

X : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \longrightarrow \quad \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i}$$

travée	Longueur[m]	X [m]	M _{max} [KN.m]	T _i [KN]	T _{i+1} [KN]
0-1	2,60	1,38	1,43	6,21	-5,54
1-2	3,15	1,15	1,04	5,21	-9,04
2-3	4,90	2,50	6,13	11,30	-10,86
3-4	3,40	1,70	-0,37	7,70	-7,70
4-5	4,90	2,40	6,13	10,86	-11,30
5-6	3,15	2	1,04	9,04	-5,21
6-7	2,60	1,23	1,43	5,54	-6,21

➤ **Les moments corrigés :**

• **Moment en travée**

$$M_{(0-1)} = 1,43 + 0,33(1,43) = 1,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{(1-2)} = 1,04 + 0,33(1,04) = 1,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{(2-3)} = 6,13 + 0,33(6,13) = 8,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{(3-4)} = -0,37 + 0,33(-0,37) = -0,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{(4-5)} = 6,13 + 0,33(6,13) = 8,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{(5-6)} = 1,04 + 0,33(1,04) = 1,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{(6-7)} = 1,43 + 0,33(1,43) = 1,90 \text{ KN.m}$$

• **Moment aux appuis**

$$M_0 = -2,84 - 0,33(-2,84) = -1,90 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -1,96 - 0,33(-1,96) = -1,31 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -7,99 - 0,33(-7,99) = -5,35 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -6,91 - 0,33(-6,91) = -4,63 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -6,91 - 0,33(-6,91) = -4,63 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -7,99 - 0,33(-7,99) = -5,35 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -1,96 - 0,33(-1,96) = -1,31 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -2,84 - 0,33(-2,84) = -1,90 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4,21}{12 \times 19} = 1,84 \Rightarrow \begin{cases} K=0,071 \\ \beta_1 = 0,828 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{8,15 \times 10^6}{0,828 \times 19 \times 4,21 \times 10^3} = 123,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 8,74 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 19} = 0,99 \Rightarrow \begin{cases} K=0,048 \\ \beta_1 = 0,861 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5,35 \times 10^6}{0,861 \times 19 \times 2,26 \times 10^3} = 152,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 7,33 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

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

$$f_v = \frac{M_t \cdot l^2}{10 E_v I_{f_v}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : E_v = module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$$

I_0 = moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,77^3 + 13,23^3) + (65 - 12) \frac{5^3}{12} + (65 - 12) \times 5 \times \left(7,77 - \frac{5}{2} \right)^2 + 15 \times 4,21 (13,23 - 2)^2$$

$$I_0 = 27015,06 \text{ cm}^4$$

$$\text{Avec: } V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B_0 = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 A_t$$

$$B_0 = 12 \times 21 + (65 - 12) \times 5 + 15 \times 4,21 = 580,15 \text{ cm}^2$$

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

$$S_{xx} = \frac{12 \times 21^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + 15 \times 4,21 \times 19 = 4508,35 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{4508,35}{580,15} = 7,77 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 21 - 7,77 = 13,23 \text{ cm}$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{4,21}{12 \times 19} = 0,0184$$

ρ = le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t_{28}}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0184 (2 + 0,554)} = 0,89$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \text{ Avec } \rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 d} = \frac{100 \times 4,21}{12 \times 19} = 1,84 \Rightarrow \beta_1 = 0,828$$

$$\sigma_s = \frac{8,15 \times 10^6}{0,828 \times 190 \times 4,21 \times 10^2} = 123,05 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = 0,67 \text{ D'où } I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \cdot \mu} = 18615,90 \text{ cm}^4$$

⇒ La flèche est vérifiée.

IV-4-2 Calcul de la dalle pleine :

Les portées « l_x et l_y » d'un panneau de dalle sont mesurées entre les nus des appuis

La dalle est considérée comme portant dans deux directions si $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} = \rho \leq 1$

La dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de la petite portée si $\frac{l_x}{l_y} = \rho \leq 0,4$

La méthode de calcul se fera en utilisant la méthode exposée au BAEL91/modifiée 99

a) Calcul à l'ELU :

Soit q la charge uniformément répartie sur le panneau par unité de longueur

- A'ELU

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 1,5 = 9,15 \text{ KN/ml}$$

- A'ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 5,11 + 1,5 = 6,61 \text{ KN/ml}$$

$$l_x = 1,20 \text{ m}$$

$$l_y = 3,0 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,20}{3,00} = 0,4 \rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1$$

Donc la dalle est considérée comme portant dans deux sens

$$\text{Sens X - X} \rightarrow M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$\text{Sens Y - Y} \rightarrow M_y = \mu_y \times M_x$$

μ_x Et μ_y : sont des coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et de ν qui est le coefficient

$$v = 0 \quad \text{À l'ELU}$$

$$v = 0,2 \quad \text{À l'ELS}$$

$$\rho = 0,4 \quad \text{Du tableau} \rightarrow \mu_x = 0,1094 \quad ; \quad \mu_y = 0,25$$

Sens X-X :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,1094 \times 9,15 \times 1,2^2 = 1,44 \text{KN.m}$$

Sens Y-Y :

$$M_y = 0,25 \times 1,44 = 0,36 \text{KN.m}$$

➤ Moment aux appuis

Sens X-X :

$$M_x^a = -0,3M_x = -0,3 \times 1,44 = 0,43 \text{KN.m}$$

Sens Y-Y :

$$M_y^a = -0,3M_x = -0,3 \times 1,44 = 0,43 \text{KN.m}$$

➤ Moment en travée

Sens X-X :

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 1,44 = 1,22 \text{KN.m}$$

Sens Y-Y :

$$M_y^t = 0,85M_x = 0,85 \times 0,43 = 0,31 \text{KN.m}$$

b) Ferrailage

✓ En travée

Sens X-X :

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,22 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,005$$

$$\mu = 0,005 < \mu_1 = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,005 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,9975$$

$$A = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times f_e / \delta_s} = \frac{1,22 \times 10^3}{0,9975 \times 13 \times 400 / 1,15} = 0,27 \text{cm}$$

Soit $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm
Sens Y-Y :

$\phi_x = \phi_y$: meme ϕ des barres

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,31 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,001$$

$$\mu = 0,001 < \mu_1 = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,001 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,999$$

$$A = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times f_c / \delta_s} = \frac{0,31 \times 10^3}{0,999 \times 13 \times 400 / 1,15} = 0,070 \text{ cm}^2$$

Soit $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm

✓ Aux appuis

$$M_x^a = M_y^a = 0,43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,43 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,002$$

$$\mu = 0,002 < \mu_1 = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,002 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,999$$

$$A = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times f_c / \delta_s} = \frac{0,43 \times 10^3}{0,999 \times 13 \times 400 / 1,15} = 0,095 \text{ cm}^2$$

Soit $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm

c) Vérification à l'ELU

➤ Condition de non fragilité (Article B.7, 4/BAEL91 modifié 99)

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \times \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] \times b \times h$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

A_x Et A_y : Taux minimaux d'acier en travée dans le sens (X) et dans le sens (Y)

ρ_0 : Taux d'armatures (acier HAFeE400 $\rho_0 = 0,0008$)

l_x Et l_y : Dimension de la dalle avec $l_x \leq l_y$

✓ **Aux appuis**

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \times \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] \times b \times h = \frac{0,0008}{2} \times \left[3 - \frac{1,20}{3,0} \right] \times 100 \times 15 = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \times \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] \times b \times h \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **En travée**

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Diamètre minimal des barres (art. A.7.21/BAEL91 modifié 99)**

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \geq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Ecartement des barres (Art A.5.2,42/BAEL91 modifiée 99)**

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

- Armatures A_x parallèles à l_x

$$S_t = \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{c.v}$$

- Armatures A_y parallèles à l_y

$$S_t = \min(4h, 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{c.v}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

Sens x-x

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y}$$

Avec $P = 9,15 \times 1,20 \times 3 = 32,94 \text{KN}$

$$V_u = \frac{32,94}{3 \times 3} = 3,66 \text{KN}$$

Sens y-y

$$V_u = \frac{P}{2l_y + l_x}$$

Avec $P = 9,15 \times 1,20 \times 3 = 32,94 \text{KN}$

$$V_u = \frac{32,94}{2 \times 3 + 1,20} = 4,57 \text{KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 4,57 \times 10^3 / 1000 \times 130$$

$$\tau_u = 0,035 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{1,5} f_{c28}; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,035 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3,15 \text{MPa}$$

$$\text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i}$$

$$\text{pour } \sum u_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{4,57 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 100,48} = 0,40 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,40 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \Rightarrow (\text{condition vérifier})$$

d) Vérification à l'ELS

$$q_s = 5,11 + 1,5 = 6,61 \text{KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,20}{3,00} = 0,4 \rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1$$

$$\rho = 0,4 \text{ Du tableau} \rightarrow \mu_x = 0,1115 \quad ; \quad \mu_y = 0,293$$

Sens X-X :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,1115 \times 6,61 \times 1,2^2 = 1,06 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y :

$$M_y = 0,293 \times 1,06 = 0,31 \text{ KN.m}$$

➤ Moment aux appuis

Sens X-X :

$$M_x^a = -0,3M_x = -0,3 \times 1,06 = 0,32 \text{ KN.m}$$

•

Sens Y-Y :

$$M_y^a = -0,3M_x = -0,3 \times 1,06 = 0,32 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en travée

Sens X-X :

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 1,06 = 0,90 \text{ KN.m}$$

•

Sens Y-Y :

$$M_y^t = 0,85M_x = 0,85 \times 0,31 = 0,26 \text{ KN.m}$$

✓ Etat limite de compression du béton

Si les conditions suivant sont vérifiées, aucune vérification n'est nécessaire

La section est rectangulaire soumise à la flexion simple

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}}$$

Zone	Sens	γ	μ_b	$\alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Vérification
Sur appuis	X-X	1,34	0,001	0,42	0,0025	C.V
	Y-Y	1,34	0,001	0,42	0,0025	C.V
En travée	X-X	1,35	0,004	0,425	0,0050	C.V
	Y-Y	1,19	0,001	0,345	0,0025	C.V

Condition de vérification pour le calcul de la flèche

✓ **Etat limite de déformation**

Pour ne pas avoir à faire une vérification de la flèche, le BAEL (art .7.5) exige que la condition suivante soit vérifiée

$$h \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_a^{ser}}{20M_{0x}^{ser}} \right] \times l_x$$

$$h \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{0,90}{20 \times 1,06} \right] \times 1,20$$

$$h \geq 0,042 \times 1,20 = 0,050m = 5cm$$

$$h = 15cm \geq 5cm \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

Introduction :

Dans cette partie, on présentera les différentes étapes de l'introduction des données dans l'application du logiciel ETABS V9.7 et une vérification de toutes les exigences du RPA.

V.1- Introduction des données :

La structure sera modélisée en tenant compte des différentes étapes suivantes :

✓ Choisir l'unité qui est KN.m**✓ Définition des matériaux :**

- Introduire le poids volumique du béton ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$)
- Module d'élasticité ($E = 32164195 \text{ KN/m}^2$)
- Coefficient de poisson ($\nu = 0,2$ à l'ELS et 0 à l'ELU)

❖ Introduire la géométrie de base :

- Introduire le nombre de files porteuses dans le sens transversal (x-x)
- Introduire le nombre de files porteuses dans le sens longitudinal (y-y)
- Introduire les longueurs des travées entre axe des deux sens
- Introduire le nombre de niveaux
- Introduire la hauteur de chaque niveau.

❖ Introduire les sections des différents éléments porteurs :

- Poutres :
 - Poutres principales (30x40).
 - Poutres secondaires (30x35).
 - Poutres de chainages (20x20).
- Poteaux :
 - Poteaux d'entre sol, RDC (45x45)
 - Poteaux du 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} niveau (40x40)
 - Poteaux du 4^{ème} et 5^{ème} niveau (30x30)

- Les voiles :

Tous les voiles sont d'une épaisseur de 20cm.

- Les planchers :

Tous les planchers sont en corps creux de (16 + 5).

- Les balcons et porte à faux :

Ils sont tous en dalle pleine avec une épaisseur de 15cm.

❖ **Introduire les différentes charges statiques :**

- Les charges permanentes
 - Le plancher d'étage courant 2,7 KN/m²
 - Le plancher terrasse 2,75 KN/m²
 - Les balcons 5,11 KN/m²
- Les surcharges d'exploitations :
 - Le plancher d'étage courant 0,975 KN/m²
 - Le plancher terrasse 0,659 KN/m²
 - Les balcons 3,5 KN/m²

❖ **Introduire les différentes charges sismiques :**

- Introduire les données du spectre.
- Importer et introduire le spectre de réponse dans l'ETABS.

❖ **Définir les combinaisons :**

- Introduire celles des charges statiques (ELU et ELS) .
- Introduire celles des charges accidentelles (G+Q±E et 0,8G±E).

❖ **Lancer l'analyse de la structure et visualisation des résultats.****V.2- Vérifications des résultats :**

Cette étape consiste à vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

- La période fondamentale de la structure.
- L'excentricité.
- Le pourcentage des masses participantes au dernier mode et la torsion au 1^{er} et 2^{eme} modes.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements relatifs.

V.2-1. Vérification de la période empirique « T » :

La période trouvée avec le logiciel doit être comprise entre la période empirique et celle majorée.

❖ **Calcul de la période empirique T :**

T : la période fondamentale de la structure.

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \quad \longrightarrow \quad T = 0,05 \times 22,02^{0,75} \quad \longrightarrow \quad T = 0.51s$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

- C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (RPA 99).

Notre bâtiment est en contreventement assuré par portiques et voiles en béton armée $C_T = 0.05$.

❖ **Calcul de la période empirique majorée :**

$$T_{maj} = T + 30\% \longrightarrow T = T \times 1.3 \quad T_{maj} = 0.51 \times 1.3 \longrightarrow T_{maj} = 0.66 \text{ s}$$

❖ **Détermination de la période trouvée par le logiciel (ETABS) :**

La période trouvée avec le logiciel est donnée dans le tableau ci-dessous :

mode	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
période	0,55	0,54	0,42	0,13	0,13	0,10	0,06	0,05	0,04	0,03	0,03	0,02

❖ **Comparaison des résultats trouvée :**

$$T = 0,51 \text{ s} < T_{eta} = 0,55 \text{ s} < T_{maj} = 0,66 \text{ s} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.2- Vérification de l'effort tranchant à la base :

V.2.1- Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad \text{[formule (4.1) de RPA 99]}$$

❖ **Coefficient d'accélération de zone « A » :**

Le coefficient « A » est donné par le tableau (4-1 RPA 99) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$A = 0,20 \text{ (groupe 2, zone II}_b\text{)}$$

❖ **Coefficient de comportement global de la structure « R » :**

Le coefficient « R » est donné par le tableau (4-3 RPA 99) en fonction du système de contreventement.

$$R = 5 \text{ (contreventement mixte portique /voile)}$$

❖ **Poids total de la structure « W » :**

$$W_x = W_y = 36291,2 \text{ KN}$$

❖ *Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :*

Le facteur « D » se calcule par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ S} \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{3} \right]^{2/3} \times \left[\frac{3}{T} \right]^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ S} \end{cases}$$

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99).

Le bâtiment est réalisé sur un sol meuble de site S3 $\rightarrow T_2 = 0,50\text{S}$

On a $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ S} \rightarrow 0,50\text{s} \leq 0,51\text{s} \leq 3\text{s} \rightarrow D = 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3}$

• *Détermination du facteur de correction d'amortissement « η » :*

Le facteur de correction d'amortissement η qui est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Avec ξ(%): est le pourcentage d'amortissement critique.

Notre projet sera réalisé par des portiques en béton armé et des remplissages en maçonnerie

rigide $\rightarrow \xi = 10\%$ où $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76 \geq 0,7$

\rightarrow **Condition vérifiée**

Donc $D = 2,5 \times 0,76 \times 0,98 = 1,86$ $D = 1,86 \rightarrow$

❖ *Facteur de qualité « Q » :*

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} Pq$$

Avec : p_q la pénalité à retenir si le critère de qualité (q) est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4-4 RPA99).

✓ **Tableau des critères de qualités :**

Critère (q)	P _q	
	observé	Non observé
1. Condition minimales sur les files de contreventement	/	0,05
2. Redondance en plan	0	/
3. Régularité en plan	0	/
4. Régularité en élévation	/	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

$$Q_X = Q_Y = 1 + 0,05 + 0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,10 = 1,20$$

➤ **Tableau récapitulative des résultats :**

Le facteur	La valeur trouvée
Le facteur de qualité Q	1,20
Facteur d'amplification dynamique moyen D	1,86
le coefficient de comportement R	5,00
Coefficient d'accélération de zone A	0,20
Le poids total de la structure W _t en KN	36291,2

➤ **L'application numérique du calcul de l'effort tranchant à la base :**

$$V_x = V_y = \frac{0,20 \times 1,86 \times 1,20}{5} \times 36291,20 = 3240,08 \text{ KN}$$

$$V_{x_{\text{etabs}}} = 2902,62 \text{ KN} > 80\% V_x = \mathbf{2592,06 \text{ KN}} \dots \dots \dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

$$V_{y_{\text{etabs}}} = 2976,86 \text{ KN} > 80\% V_y = \mathbf{2592,06 \text{ KN}} \dots \dots \dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

V-3 : Vérification de l'excentricité :

Dans cette étape on doit vérifier que l'écartement entre le centre de torsion et le centre de gravité soit inférieur ou égal à « 5% x L » dans les deux sens.

$$\text{Dans le sens transversal (x-x) : } e_x = X_{\text{CCM}} - X_{\text{CR}} \leq 5\% L_x$$

$$\text{Dans le sens longitudinal (y-y) : } e_y = Y_{\text{CCM}} - Y_{\text{CR}} \leq 5\% L_y$$

Niveaux	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	ey	5%Lx	5%Ly	observation
Niveau 1	12,272	9,943	12,31	9,665	0,021	0,235	1,225	0,873	OK
Niveau 2	12,271	10,009	12,316	9,589	0,034	0,437	1,225	0,873	OK
Niveau 3	12,272	9,957	12,318	9,514	0,043	0,441	1,225	0,873	OK
Niveau 4	12,27	10,168	12,32	9,462	0,05	0,701	1,225	0,873	OK
Niveau 5	12,269	10,175	12,321	9,42	0,056	0,74	1,225	0,873	OK
Niveau 6	12,267	10,165	12,321	9,383	0,06	0,742	1,225	0,873	OK
Niveau 7	12,285	10,348	12,322	9,482	0,055	0,866	1,225	0,873	OK

V-4 : Vérification de la participation massique :

C'est le pourcentage de participation des voiles dans la dissipation de l'énergie dégagée par le séisme et qui doit être supérieur à 90% dans les deux sens (xx et yy).

❖ Le tableau représente les résultats :

mode	SumUX	SumUY	SumUZ
1	68,5133	0,0678	0
2	68,5861	69,6743	0
3	69,8092	69,6808	0
4	87,3481	69,682	0
5	87,3494	87,0723	0
6	87,538	87,0728	0
7	93,9616	87,0729	0
8	93,9616	93,7963	0
9	94,0104	93,7964	0
10	97,2119	93,7964	0
11	97,2119	97,2373	0
12	97,2507	97,2373	0

V-5 : Vérification des déplacements relatifs :

Cette étape consiste à déterminer le déplacement de chaque niveau par rapport au niveau inférieur et qui ne doit pas dépasser 1% de sa hauteur.

$$\Delta K \leq \delta R \quad \text{avec} \quad \Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{et} \quad \delta R = 1\%H_e$$

$-\delta_{Kx}(U_x)$: c'est le déplacement de chaque niveau dans le sens transversal par rapport à la base de la structure.

$-\delta_{Ky}(U_y)$: C'est déplacement de chaque niveau dans le sens longitudinal par rapport à la base de la structure.

$-\Delta K_x = \delta_{xK} - \delta_{xK-1}$ (formule 4-20 de RPA99). C'est le déplacement de chaque niveau dans le sens transversal par rapport à la base.

$-\Delta K_y = \delta_{yK} - \delta_{yK-1}$ (formule 4-20 de RPA99). C'est le déplacement de chaque niveau dans le sens longitudinal par rapport à la base.

$-\delta R = 1\%He$ (He : hauteur d'étage) : le déplacement relatif de chaque niveau par rapport à la base.

❖ vérification des déplacements relatifs sous la charge sismique E :

- Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant : ($E_x = E_y$)

Niveau	$\Delta K_x = \delta_{xK} - \delta_{xK-1}$ sens (x-x)	$\Delta K_y = \delta_{yK} - \delta_{yK-1}$ sens (y-y)	δR	Conclusion
7 ^{eme}	0,000753	0,000176	0,0306	C. vérifiée
6 ^{eme}	0,000794	0,000186	0,0306	C. vérifiée
5 ^{eme}	0,00081	0,000193	0,0306	C. vérifiée
4 ^{eme}	0,000791	0,000191	0,0306	C. vérifiée
3 ^{eme}	0,00071	0,000174	0,0306	C. vérifiée
2 ^{eme}	0,000539	0,000132	0,0306	C. vérifiée
1 ^{eme}	0,000239	0,000058	0,0306	C. vérifiée

V-6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

L'effet P- Δ est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Δ).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- ✓ La valeur de la force axiale appliquée.
- ✓ La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- ✓ La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré, dans le calcul.

Il y' a deux types d'effet P-delta :

- **Le grand effet P- Δ** : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- δ** : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA 99 version 2003 ne préconise que les effets du 2^{eme} ordre où les effets P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, si $:-\Theta_k < 0,10$: les effets du 2^{eme} ordre sont négligés.

- $0,10 < \Theta_k < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1-\Theta_k)$.
- $\Theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\text{Avec : } \Theta_k = \frac{P_k \times \Delta k}{V_k \times H_k}$$

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau K.

Δk : déplacement relatif du niveau 'k' par rapport au niveau k-1.

H_k : hauteur de l'étage k.

Niv	P(kN)	Sens x-x (sous Ex)			sens y-y (sous Ey)				
		Δk (m)	$V_k \times H_k$	$P_k \times \Delta k$	Θ_k	Δk (m)	$V_k \times H_k$	$P_k \times \Delta k$	Θ_k
7	5526,49	0,0007	2651,79	3,869	0,0015	0,0001	2722,70	0,553	0,0002
6	5313,28	0,0008	4441,28	4,251	0,0010	0,0002	4554,29	1,063	0,0002
5	5366,86	0,0008	5861,49	4,293	0,0007	0,0002	6024,16	1,073	0,0002
4	5178,49	0,0008	6975,79	4,143	0,0006	0,0002	7172,95	1,036	0,0001
3	5132,86	0,0007	7867,32	3,593	0,0005	0,0002	8084,06	1,027	0,0001
2	5070,91	0,0005	8498,87	2,535	0,0003	0,0001	8721,55	0,507	0,0001
1	4702,26	0,0002	8882,01	0,940	0,0001	0,0001	9109,19	0,470	0,0001

➤ **Tableau des vérifications de l'effet P-delta :**

Remarque : comme les coefficients $\Theta_k < 0,10$ pour chaque niveau (k) et dans les deux sens, donc on peut négliger l'effet P-delta dans le calcul des éléments structuraux.

V-7-justification du système de contreventement :

Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « section cut ».

Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « section cut ».

➤ **Suivants x-x :**

Efforts repris par l'ensemble : 2808,85 KN

Efforts repris par les portiques : 306,24 KN

Efforts repris par les voiles : 2507,60 KN

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **10,90%**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **89,27%**

➤ **Suivants y-y :**

Efforts repris par l'ensemble : 2375,35 KN

Efforts repris par les portiques : 241,56KN

Efforts repris par les voiles : 2135,45 KN

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **10,16%**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **89,89%**

Remarque :

On constate que : l'effort repris par les voiles est plus important que celui repris par les portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre plus de 90% des sollicitations dues aux charges horizontales)

Donc le système de **contreventement est constitué par voiles porteurs en béton armé.**

NB : au début nous avons choisi un système de contreventement mixte (R=5 coefficient de comportement de la structure). Après les différents essais de disposition de voiles, et l'étude au contreventement, les résultats nous ont donnés un contreventement par des voiles porteurs (R=3,5)

Conclusion :

Toutes les vérifications aux exigences du RPA sont vérifiées, donc on peut passer au ferrailage.

VII-1 Ferrailage des poteaux :**VII-1-1 Introduction :**

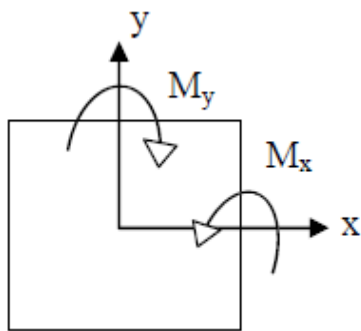
Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS

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

-Effort normal maximal et moment correspondant $N_{max} - M_{corr}$

-Effort normal minimal et moment correspondant $N_{min} - M_{corr}$

-Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant $M_{max} - N_{corr}$



M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal

M_y : moment du poteau dans le sens transversal

Figure VII-1 : Sollicitations

VII-1-2 Combinaisons de calcul

- **BAEL 91 /modifiée 99**

- ELU : $1,35G + 1,5Q$

- ELS : $G+Q$

- **RPA 99/modifiée 2003**

- $G+Q \pm E$

- $0,8G \pm E$

VI -1-3 Vérification de flambement

Si l'élanement « $\lambda \leq 50$ », on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte du risque du flambement

dans les calculs de la flexion composée des poteaux $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour les poteaux carrés nous avons $\lambda = \sqrt{12} \frac{l_f}{a}$

Dimension des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	λ	$\lambda \leq 50$
Entre -sol ; RDC	45 x 45	16,49	Vérifié
1 ^{er} ; 2 ^{eme} ; 3 ^{eme}	40 x 40	18,55	Vérifié
4 ^{eme} ; 5 ^{eme}	35 x 35	21.20	Vérifié

VII-1-4 Recommandation du RPA 2003**a) Armatures longitudinales :**

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets
- ✓ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section de béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armature sera 0,009 b x h en Zone IIb :

$$\text{Entre -sol ; RDC} \longrightarrow (45 \times 45) \Longrightarrow A_{\min} = 0,009 (45 \times 45) = 18,225 \text{ cm}^2$$

$$\text{Etages (1 ; 2 ; 3)} \longrightarrow (40 \times 40) \Longrightarrow A_{\min} = 0,009 (40 \times 40) = 14,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Etages (4 ; 5)} \longrightarrow (35 \times 35) \Longrightarrow A_{\min} = 0,009 (35 \times 35) = 11,025 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera 0,04 b x h :

$$\text{Entre -sol ; RDC} \longrightarrow (45 \times 45) \Longrightarrow A_{\max} = 0,04 (45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Etages (1 ; 2 ; 3)} \longrightarrow (40 \times 40) \Longrightarrow A_{\max} = 0,04 (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Etages (4 ; 5)} \longrightarrow (35 \times 35) \Longrightarrow A_{\max} = 0,04 (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : ferrailage des éléments de la structure

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera $0,06 b \times h$:

$$\text{Entre -sol ; RDC} \longrightarrow (45 \times 45) \Longrightarrow A_{\max} = 0,06 (45 \times 45) = 121,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Etages (1 ; 2 ; 3)} \longrightarrow (40 \times 40) \Longrightarrow A_{\max} = 0,06 (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Etages (4 ; 5)} \longrightarrow (35 \times 35) \Longrightarrow A_{\max} = 0,06 (35 \times 35) = 73,5 \text{ cm}^2$$

- Le diamètre minimum de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 50ϕ en zone IIb
- La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 20 cm en zone IIb
- Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)
- La zone nodale est constituée par le nœud poteaux- poutres proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent

b) Armatures transversales

- ✓ Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- ✓ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- ✓ Positionner les armatures longitudinales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

λ_g : Élancement géométrique

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

La valeur **maximum** d'espacement en zone II_b est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_t}{2}; \frac{h_t}{2}; 10\phi_t \right)$$

Avec ϕ : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisée 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite :

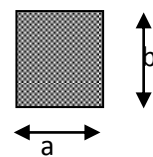
Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

- Calcul d'élancement :(élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

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

L_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum

VII-1-5 calcul des armatures à l'ELU

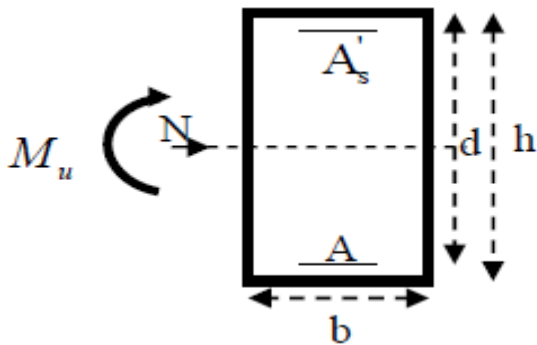
VII -1-5-1 Les armatures longitudinales

1) Exposé la méthode de calcul à l'ELU

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

- Section partiellement comprimée (S.P.C)
- Section entièrement comprimée (S.E.C)

Calcul de centre de pression $e_u = \frac{M_u}{N_u}$



a) Section partiellement comprimée (SPC)

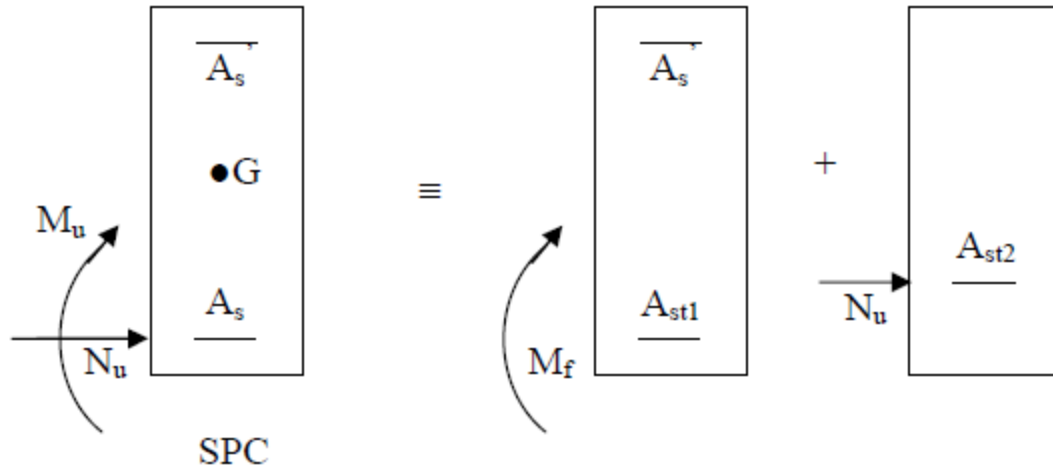
La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est vérifiée

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (d - c) N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A) \end{array} \right.$$

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

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



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

Avec

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,20 \text{MPa}$$

$\mu \leq \mu_b = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (S.S.A)

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad A' = 0$$

D'où la section réelle est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Si l'effort est négatif

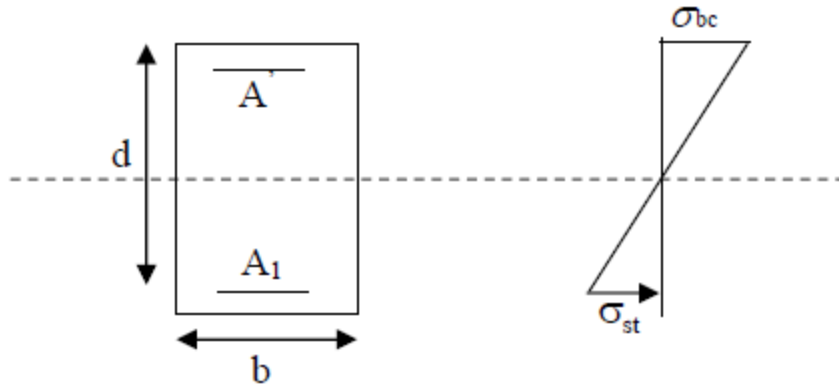
Si A_s est négatif $A_s \geq \max \left[\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right]$

$\mu \geq \mu_b = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (S.S.A)

On calcule

$$M_r = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec M_r : moment ultime pour une section simplement armée

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

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

La section réelle d'armatures

$$\begin{cases} A'_s = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C)

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

$$e_u = \left\{ \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c' \right) \right.$$

$$N_u \left((d - c') - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A) \right.$$

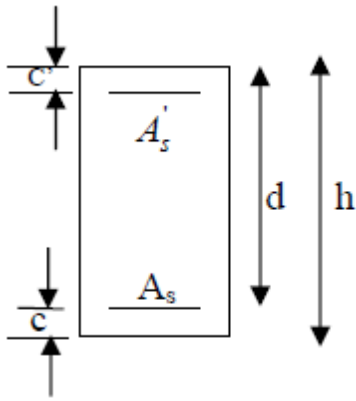
Deux cas peuvent se présenter

✓ 1^{er} cas :

$$N_u (d - c') - M_f \geq (0,5h - c') b h^2 f_{bc} \rightarrow S.S.A$$

$$A' = \frac{M_u - b \times h \times f_{bc} (d - 0,5h)}{\sigma_s (d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$



A' : Armatures comprimée

A : Armatures tendues

✓ 2^{ème} cas

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0,5h - c')bh^2 f_{bc} \rightarrow S.S.A$$

$$A' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c') - M_u}{bh^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}.$$

Si $e = \frac{M}{N} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure) ; le calcul se fera à l'état limite

de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : contrainte de l'acier.

➤ Les armatures longitudinales :

Zone	Section	Sollicitation	M (KN.m)	N (KN)	e_u (m)	(h/2-c) (m)	Obs	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{mi} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)	Chois des barres
Zone I	45 x 45	$N_{max} - M_{corr}$	10,95	-2152,42	0.005	0.195	SEC	0	0	18.225	18.71	4HA20 + 4HA14
		$N_{min} - M_{corr}$	-6,66	-307,37	0.022	0.195	SEC	0	0			
		$N_{corr} - M_{max}$	-98,90	-1469,05	0.067	0.195	SEC	0	0			
Zone II	40 x 40	$N_{max} - M_{corr}$	29,79	-1473,07	0.020	0.17	SEC	0	0	14.40	16.09	8HA16
		$N_{min} - M_{corr}$	-12,27	-147,4	0.083	0.17	SEC	0	0			
		$N_{corr} - M_{max}$	-108,08	-560,83	0.193	0.17	SPC	0	2,75			
Zone III	35 x 35	$N_{max} - M_{corr}$	20,85	-599,26	0.035	0.145	SEC	0	0	11.025	12.31	8HA14
		$N_{min} - M_{corr}$	-13,21	-52,25	0.253	0.145	SPC	0	0,41			
		$N_{corr} - M_{max}$	-86,60	-152,93	0.566	0.145	SPC	0	6.79			

VI-1-5-2 Calcul des armatures transversales :

1. Diamètre des aciers :

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Φ_L^{\max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales

Nous adoptons des cadres de section $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA8}$

Dans la zone nodale : $St \leq 10 \text{ cm} \longrightarrow St = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $St \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right) = \left(\frac{35}{2}; \frac{35}{2}; 10 \times 1,4\right) = 14 \text{ cm}$

\longrightarrow Soit $St = 12 \text{ cm}$

Avec $\phi_l =$ mm est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux

Calcul λ_g et de $A_{t\min}$

Poteaux (45x45)

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7l_0}{a} = \frac{0,7 \times 306}{45} = 4,76 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,36\%$$

Zone nodale :

$$A_{t\min} = 0,0036 \times 45 \times 10 = 1,62 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_{t\min} = 0,0036 \times 45 \times 12 = 1,944 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t\min} = 1,62 \text{ cm}^2 \\ A_{t\min} = 1,944 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \implies A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_R = 50\phi = 50 \times 2,0 = 100 \text{ cm}$$

✓ Délimitation de la zone nodale :

- Au niveau des poutres : $L^? = 2 \times h$
h : hauteur de la poutre
- Au niveau des poteaux :

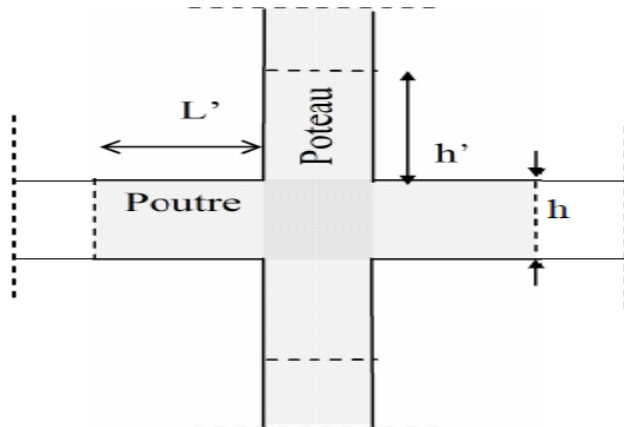
$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; 60cm \right)$$

b_1 et h_1 : dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nu des poutres

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; 45; 45; 60cm \right) = 60cm$$

$h' = 60cm$ dans les poteaux de toutes les étages



- Longueur d'ancrage (BAEL 91 modifiée 99/Arti A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 MPa$$

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

$\psi = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence

$$\text{Pour T20 : } l_s = \frac{2,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,55 cm$$

$$\text{Pour T16 : } l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 cm$$

$$\text{Pour T14 : } l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 cm$$

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = \rho_d f_{c28} \text{ (RPA art 7.4.3.2)}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableaux récapitulatifs

Niveaux	V_u (KN)	λ_g	ρ_a	b	h	ρ_d	τ_b	$\frac{\tau_b}{\tau_{b,lim}}$	obser
Entre –sol RDC	33,53	4,76	3,75	45	45	0,04	0,177	1	vérifie
1,2, 3	45,55	5,335	2,5	40	40	0,075	0,307	1,875	vérifie
4,5	44,33	6,12	2,5	35	35	0,075	0,395	1,875	vérifie

VI-1-5-3 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

(BAEL 99 Arti .4.5.2).

Zone	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bup} MPa	σ_{binf} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
Zone I	$N_{max} =$ 1775,25	$M_{corr} =$ 9,07	18,71	7,23	6,5	15	C.V
	$N_{min} =$ -254,42	$M_{corr} =$ -5,47		1,21	0,76	15	C.V
	$N_{corr} =$ -1096,84	$M_{max} =$ 42,06		5,95	2,54	15	C.V
Zone II	$N_{max} =$ -1214,27	$M_{corr} =$ 24,62	16,09	7,23	4,43	15	C.V
	$N_{min} =$ -121,7	$M_{corr} =$ 10,08		1,16	0,01	15	C.V
	$N_{corr} =$ -407,64	$M_{max} =$ -54,61		5,19	0	15	C.V
Zone III	$N_{max} =$ -489,52	$M_{corr} =$ 17,10	12,31	4,55	1,59	15	C.V
	$N_{min} =$ -42,56	$M_{corr} =$ -10,78		1,35	0	15	C.V
	$N_{corr} =$ -129,75	$M_{max} =$ -52,68		6,25	0	15	C.V

Conclusion

Le ferraillage des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Zone	Niveau	Section (cm ²)	Armature longitudinaux
Zone I	Entre sol ; RDC	45 x 45	4HA20 + 4HA14
Zone II	1 ^{er} ; 2 ^{eme} ; 3 ^{eme} étage	40 x 40	8HA16
Zone III	4 ^{eme} ; 5 ^{eme} étage	35 x 35	8HA14

VI-2 Ferrailage des poutres**VI-2-1 Introduction :**

Les poutres sont calculées en flexion simple a l'ELU et vérifiées a l'ELS ; les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

RPA99 modifiée 2003 : $G + Q \pm E$

RPA99 modifiée 2003 : $0,8G \pm E$

VI -2-2 Recommandation du RPA 99 Version 2003**a) Armatures longitudinales (Arti 7.5.2.1)**

- ✓ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre, est 0,5% en toute section

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 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement

– En zone courante :

Poutres principales : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

– En zone recouvrement :

Poutres principales : $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

- ✓ La longueur minimale de recouvrement et de 50ϕ en zone IIb
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales (Arti 7 .5.2.2) :

✓ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

✓ L'espace maximum entre les armatures transversales est donné comme suite :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) \implies \text{En zone nodale et en travée si les armatures sont nécessaires}$$

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

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

– Le premier cadre doit être disposé à 5cm au plus du l'appui de l'encastrement

Remarque :

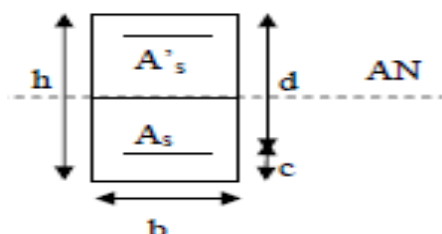
Au moins la moitié de la section de l'armature inférieure nécessaire en travée est prolongée à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée

VI-2-3 Ferraillages des poutres à l'ELU :**➤ Armatures longitudinales :**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

A_s : la section d'armatures tendues

A_s' : la section d'armatures comprimées



Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section de béton.

d : hauteur utile ($d = h - c$).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \text{ Avec } M_u : \text{moment de flexion supporté par la section}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

$\mu_b \leq \mu_l = 0,392 \iff$ La section est simplement armée (S.S.A) c.a. dire la section

comprendra que des aciers tendus alors : $A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$.

$\mu_b \geq \mu_l = 0,392$ La section est doublement armée (S.D.A) c.a. dire la section comprendra des aciers tendus, ainsi que des aciers comprimés

On calcul :

$$M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

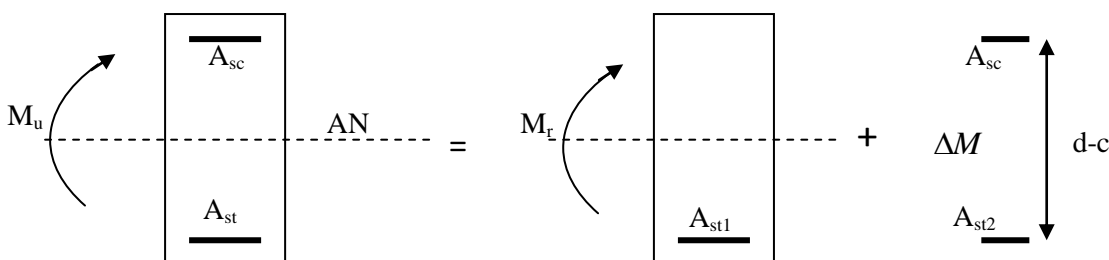
Avec

M_r : moment ultime pour une section simplement armée

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres

– Armatures tendues : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

– Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$



Remarque : le ferraillage se fait par zone telque :

Zone I : entre –sol, RDC

Zone II : 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étage

Zone III : 4^{eme}, 5^{eme} étage

VI-2-4 Vérification de BAEL 91 :

La vérification à effectués sont les suivantes :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91 /Arti .4.2.1)

La section minimale des armatures longitudinales est

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

b) Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL91 / Arti A.5.1.32)

• Influence sur le béton :

$$T_u \leq 0,267 \times 0,9d \times b \times f_{c28}$$

• Influence sur les armatures :

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

c) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL 91 / Arti .6.1.3)

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}, \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{c28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

Avec : $\Psi = 1,5$ pour l'acier HA (coefficient de scellement)

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

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres

d) Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa$$

VI-2--5 : Vérification à l'ELS

Les états limites des services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables)
- Etat limite de résistance du béton en compression
- Etat limite de déformation

a) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible ; alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad (\text{Contrainte de traction des aciers})$$

A : Armatures adoptées à l'ELU

β_1 et K_1 Sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{adp}}{b \cdot d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants

Les contraintes sont en (MPa)

c) Vérification de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

Sens principal : la flèche est : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4400}{500} = 8,8mm$

Sens secondaire : la flèche est : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4900}{500} = 9,8mm$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$

Avec : E_v = module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$$

I_0 = moment d'inertie total de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A' s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5\rho} = \frac{0,0084}{\rho}$$

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

ρ = le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$f_e(MPa)$	$\sigma_{st}(MPa)$
Situation durable	1,5	1,15	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	25	18,5	400	400

❖ **Armatures longitudinales :**

a. Poutres principales (30 x 40) :

➤ **Tableau du type de ferrailages des poutres en travée**

Type de poutres	Zone	$M_{max}(KN.m)$	b (cm)	d (cm)	$f_{bu}(KN/cm^2)$	μ	μ_l	conclusion
Poutres principales	Zone I	55,48	30	37	14,2	0,095	0,392	SSA
	Zone II	55,64	30	37	14,2	0,095	0,392	SSA
	Zone III	61,62	30	37	14,2	0,106	0,392	SSA

➤ **Tableau des sections d'armatures calculées et celles adoptées**

type des poutres	zone	$M_{max}(KN.m)$	d (cm)	μ	β	$\sigma_{st}(KN/c m^2)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	section
Poutres principales	Zone I	55,48	37	0,095	0,949	34,8	4,54	5,65	5HA12
	Zone II	55,64	37	0,095	0,949	34,8	4,55	5,65	5HA12
	Zone III	61,62	37	0,106	0,944	34,8	5,07	5,65	5HA12

➤ **Tableau du type de ferrailages des poutres aux appuis**

Type de poutres	Zone	M_{\max} (KN.m)	b (cm)	d (cm)	f_{bu} (KN/cm ²)	μ	μ_1	conclusion
Poutres principales	Zone I	93,09	30	37	18.5	0,122	0,392	SSA
	Zone II	107,00	30	37	18.5	0,140	0,392	SSA
	Zone III	106,06	30	37	18.5	0,140	0.392	SSA

➤ **Tableau des sections d'armatures calculées et celles adoptées**

type des poutres	zone	M_{\max} (K N.m)	d (cm)	μ	β	σ_{st} (KN/cm ²)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	section
Poutres principales	Zone I	93,09	37	0,122	0,935	40,00	6,73	8,01	3HA14 +3HA12
	Zone II	107,00	37	0,140	0,924	40,00	7,82	8,01	3HA14 +3HA12
	Zone III	106,06	37	0,140	0,924	40,00	7,79	8,01	3HA14 +3HA12

➤ **Poutres secondaires (30 x 35) :**➤ **Tableau du type de ferrailages des poutres en travée**

Type de poutres	Zone	M_{\max} (KN.m)	b (cm)	d (cm)	f_{bu} (KN/cm ²)	μ	μ_1	conclusion
Poutres secondaires	Zone I	16,96	30	32	14,2	0,038	0,392	SSA
	Zone II	35,08	30	32	14,2	0,080	0,392	SSA
	Zone III	39,40	30	32	14,2	0,090	0.392	SSA

➤ **Tableau des sections d'armatures calculées et celles adoptées**

type des poutres	zone	M _{max} (KN.c m)	d (cm)	μ	β	σ _{st} (KN/c m ²)	A _{cal} (cm ²)	Aadopté (cm ²)	section
Poutres secondaires	Zone I	16,96	32	0,038	0,981	34,8	1,55	5,68	5HA12
	Zone II	35,08	32	0,080	0,958	34,8	3,28	5,65	5HA12
	Zone III	39,40	32	0,090	0,953	34,8	3,71	5,65	5HA12

➤ **Tableau du type de ferrailages des poutres aux appuis**

Type de poutres	Zone	M _{max} (KN.N.cm)	b (cm)	d (cm)	f _{bu} (KN/cm ²)	μ	μ _i	conclusion
Poutres secondaires	Zone I	137,48	30	32	18.5	0,242	0,392	SSA
	Zone II	166,04	30	32	18.5	0,292	0,392	SSA
	Zone III	154,11	30	32	18.5	0,270	0,392	SSA

➤ **Tableau des sections d'armatures calculées et celles adoptées**

type des poutres	zone	M _{max} (KN.cm)	d (cm)	μ	β	σ _{st} (KN/c m ²)	A _{cal} (cm ²)	Aadopté (cm ²)	section
Poutres secondaires	Zone I	137,48	32	0,242	0,859	40,00	12,50	12,81	3HA14+3 HA20
	Zone II	166,04	32	0,292	0,823	40,00	15,76	16,6	4HA20 +2HA16
	Zone III	154,11	32	0,270	0,839	40,00	14,35	18,84	3HA20+3 HA20

❖ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(1,14; 1,2; 3)cm$$

Soit : $\phi_t = 8mm$

On choisira 1cadre+ 1 étrier

Soit : $A_t = 4HA8=2,01cm^2$

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30cm\right) \text{ En zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

En dehors de la zone nodale

Avec :

ϕ_t : Etant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

• **Poutres principales (30 x 40) :**

$$S_t^{\max} \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30cm\right) = \min(10cm; 14,4cm; 30cm)$$

⇒ Soit : $S_t = 8cm$ en zone nodale

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm$$

⇒ Soit : $S_t = 15cm$en dehors de la zone nodale

$$A_t = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72cm^2$$

Soit : (1cadres de + 1 étrier de)en zone nodale

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35cm^2$$

Soit : (1cadres de + 1 étrier de)en dehors de la zone nodale

- **Poutres secondaires (30 x 35) :**

$$S_t^{\max} \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30\text{cm}\right) = \min(8,75\text{cm}; 14,4\text{cm}; 30\text{cm})$$

⇒ Soit : $S_t = 8\text{cm}$ en zone nodale

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}$$

⇒ Soit : $S_t = 15\text{cm}$en dehors de la zone nodale

$$A_t = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72\text{cm}^2$$

Soit : (1 cadres de + 1 étrier de)en zone nodale

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

Soit : (1 cadres de + 1 étrier de)en dehors de la zone nodale

- ❖ **Vérification à l'ELU :**

- 1) **Condition de non fragilité (BAEL 91 /Arti .4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutres principales (30 x 40) cm² :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,340$$

$$A_{\min} \geq 1,340\text{cm}^2$$

- **Poutres secondaires (30 x 35) cm² :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,159$$

$$A_{\min} \geq 1,159\text{cm}^2$$

2) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL 91 / Arti A.6.1, 3)

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}, \quad \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{c28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $\Psi = 1,5$ pour l'acier HA (coefficient de scellement)

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

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres

Poutres principales (30 x 40) :

$$\sum U_i = 3,14 \times (3 \times 1,2 + 3 \times 1,4) = 24,50$$

$$\tau_s = \frac{142,5 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 245} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,75 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

- Poutres secondaires (30 x 35) :

$$\sum U_i = 3,14 \times (2 \times 3 + 2 \times 3) = 37,68$$

$$\tau_s = \frac{189,51 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 376,8} = 1,746 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,746 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

3) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 99.art A.5.1)

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 « τ_u » prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \quad T_u : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

- Poutres principales (30 x 40) : $\tau_u = \frac{142,50 \times 10^3}{300 \times 370} = 1,28 \text{MPa}$
- Poutres secondaires (30 x 35) : $\tau_u = \frac{189,51 \times 10^3}{300 \times 320} = 1,97 \text{MPa}$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{MPa}$$

- Poutres principales (30 x 40) : $\tau_u = 1,28 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$

⇒ Condition vérifiée

- Poutres secondaires (30 x 35) : $\tau_u = 1,97 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$

⇒ Condition vérifiée

4) Influence de l'effort tranchant**• Influence sur le béton**

$$T_u \leq \bar{T}_u = \frac{0,40 \times 0,90 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales :

$$T_u = 142,5 \text{KN}$$

$$\bar{T}_u = \frac{0,40 \times 0,90 \times 0,37 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 666 \text{KN}$$

$$T_u = 142,5 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 666 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

– Poutres secondaires :

$$T_u = 189,511 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u = \frac{0,40 \times 0,90 \times 0,32 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 576 \text{ KN}$$

$$T_u = 189,51 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 576 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence sur les armatures**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Avec M_u : est pris avec son signe.

$$\text{Si } \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \Rightarrow \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

- **Pour les poutres principales :** $V_u + \frac{M_u}{0,9d} = 142,5 - \frac{99,88}{0,9 \times 0,37} = -157,90 < 0$

- **Pour les poutres secondaires :** $T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 189,51 - \frac{120,10}{0,9 \times 0,32} = -227,5 < 0$

Donc aucune vérification n'est nécessaire.

5) Calcul de la longueur de scellement au droit des barres : (BAEL 91 modifié 99/Art 6.1, 21)

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

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

$$\bar{\tau}_e = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$$

$$\text{Pour les T20 : } l_s = \frac{0,020 \times 400}{4 \times 2,835} = 0,7054 \text{ m} = 70,54 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les T16 : } l_s = \frac{0,016 \times 400}{4 \times 2,835} = 0,5643 \text{ m} = 56,43 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les T14 : } l_s = \frac{0,014 \times 400}{4 \times 2,835} = 0,4938m = 49,38cm$$

$$\text{Pour les T12 : } l_s = \frac{0,012 \times 400}{4 \times 2,835} = 0,4232m = 42,32cm$$

Les règles du (BAEL91/ Arti .A.6.1) admette que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque, la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à (0,4 l_s pour les aciers HA).

$$\text{Pour les T20 : } l_a = 70,54 \times 0,4 = 28,216cm$$

$$\text{Pour les T16 : } l_a = 56,43 \times 0,4 = 22,572cm$$

$$\text{Pour les T14 : } l_a = 49,38 \times 0,4 = 19,752cm$$

$$\text{Pour les T12 : } l_a = 42,32 \times 0,4 = 16,928cm$$

6) Délimitation de la zone nodale : (RPA99modéfié 2003/Art 7.4.2.1

✓ Sens principal :

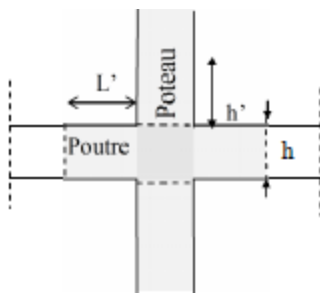
$$L' = 2 \times h$$

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

h : hauteur de la poutre

b_1, h_1 : Dimensions du poteau

he : hauteur entre nus des poteaux



Les poutres :

$L = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$ Poutres principale de (30 x 40)

$L = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$ Poutres secondaires de (30 x 35)

Remarque :

Le cadre d'armature transversales doit être disposé à 5cm au plus du nus d'appui ou d'encastrement.

❖ **Vérification à l'ELU :****a) Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible ; alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation du béton en compression

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad (\text{Contrainte de traction des aciers})$$

A : Armatures adoptées à l'ELU

β_1 et K_1 Sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{adp}}{b \cdot d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants

Les contraintes sont en (MPa).

❖ **Poutres principales (30 x 40) :****1) En travée**

zone	M_{\max} [KN .m]	A_s (cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s MPa	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	Obs
Zone I	45,31	5,65	0,509	0,892	31,62	242,98	7,68	15	C.V
Zone II	45,43	5,65	0,509	0,892	31,62	243,62	7,70	15	C.V
ZoneIII	50,03	5,65	0,509	0,892	31,62	268,30	8,48	15	C.V

2) Aux appuis

zone	$M_{s,max}$ [KN .m]	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s MPa	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	Obs
Zone I	66,19	8,01	0,722	0,8768	25,60	254,72	9,95	15	C.V
Zone II	76,04	8,01	0,722	0,8768	25,60	292,62	11,43	15	C.V
Zone III	81,60	8,01	0,722	0,8768	25,60	314,02	12,27	15	C.V

❖ Poutres secondaires (30 x 35) :

1) En travée

zone	M_{max} [KN .m]	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s MPa	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	Obs
Zone I	13,79	5,65	0,588	0,886	29,01	86,10	2,96	15	C.V
Zone II	28,58	5,65	0,588	0,886	29,01	178,41	6,15	15	C.V
Zone III	32,06	5,65	0,588	0,886	29,01	200,14	6,90	15	C.V

2) Aux appuis

zone	$M_{s,max}$ [KN .m]	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s MPa	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	Obs
Zone I	44,05	12,81	1,42	0,842	17,36	127,10	7,32	15	C.V
Zone II	88,31	16,6	1,729	0,8313	14,63	199,98	13,67	15	C.V
Zone III	97,92	18,84	1,962	0,824	13,44	197,11	14,66	15	C.V

c) Etat limite de déformation

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

On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

d) Vérification de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$\checkmark \text{ Sens principal : la flèche est : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4400}{500} = 8,8\text{mm}$$

$$\checkmark \text{ Sens secondaire : la flèche est : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4900}{500} = 9,8\text{mm}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec : E_v = module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$$

I_0 = moment d'inertie total de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A's \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5\rho} = \frac{0,0084}{\rho}$$

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

ρ = le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

✓ Sens principale :

zone	Zone I	Zone II	Zone III
M_s (KN.m)	45,31	45,43	50,03
L (cm)	440	440	440
E_v (MPa)	10818,86	10818,86	10818,86
h (cm)	40	40	40
A (cm ²)	5,65	5,65	5,65
ρ	0,0051	0,0051	0,0051
λ_v	1,65	1,65	1,65
σ (MPa)	242,98	243,63	196,67
β	0,892	0,892	0,892
μ	0,48	0,48	0,51
I_0 (cm ⁴)	177818,68	177818,68	177818,68
I_f (cm ⁴)	109152,09	109152,09	106218,05
f (mm)	7,43	7,45	8,43
\bar{f} (mm)	8,8	8,8	8,8
Obs	C.V	C.V	C.V

✓ Sens secondaire :

zone	Zone I	Zone II	Zone III
M_s (KN.m)	13,79	28,58	32,06
L (cm)	490	490	490
E_v (MPa)	10818,86	10818,86	10818,86
h (cm)	35	35	35
A (cm ²)	5,65	5,65	5,65
ρ	0,00588	0,00588	0,00588
λ_v	1,43	1,43	1,43
σ (MPa)	86,10	178,41	200,14
β	0,886	0,886	0,886
μ	0,11	0,42	0,46
I_0 (cm ⁴)	125006,20	125006,20	125006,20
I_f (cm ⁴)	118816,92	85909,55	82945,36
f (mm)	2,57	7,38	8,57
\bar{f} (mm)	9,8	9,8	9,8
Obs	C.V	C.V	C.V

Chapitre VI : ferrailage des éléments de la structure

Conclusion : Le ferrailage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant

Zone		Poutres principales	Poutres secondaires
Zone I	En travée	5HA12	5HA12
	Aux appuis	3HA14+3HA12	3HA12+3HA20
Zone II	En travée	5HA12	5HA12
	Aux appuis	3HA14+4HA12	2HA16+4HA20
Zone III	En travée	5HA12	5HA12
	Aux appuis	3HA14+3HA12	3HA20+3HA20

VI-3 ferrailage des voiles

VI-3-1 : Introduction

Le voile est un élément structural du contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales, donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitations (Q) ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontal
- Armatures transversales

VI-3-2 : Combinaisons d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- **BAEL 91 modifiée 99 :**
 - ELU : $1,35G + 1,5Q$
 - ELS : $G + Q$
- **RPA 99 modifiée 2003**
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$

VI-3-3 : Ferrailage des trumeaux

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bonde de largeur (d).

❖ **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I} \end{array} \right.$$

Avec

B : section du béton ; B = L x e

L : longueur du voile

e : épaisseur du voile

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat d'étude au chargement.

Le découpage de diagramme des contraintes en bande de largeur (d) est donné par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : Hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : La longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : Longueur tendue $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction du diagramme des contraintes obtenues :

➤ **Section partiellement comprimée (S.P.C)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e$$

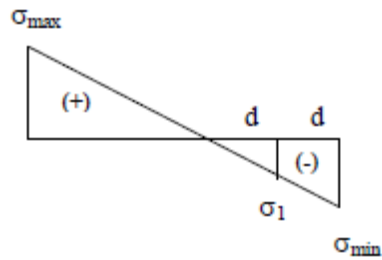


Figure VI-3-1 : Diagramme d'une S.P.C

La section d'armatures verticales d'une SPC est égale : $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

e : épaisseur du voiles

A : section d'armatures verticales

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de 10‰ = 348 MPa.

➤ **Section entièrement comprimée (S.E.C)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

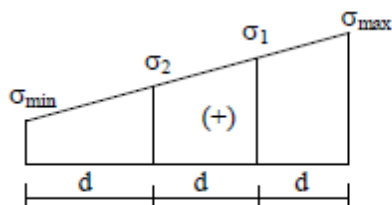


Figure VI-3 -2 : diagramme d'une section S.E.C

La section d'armatures verticales d'une SEC est égale à : $A_v = \frac{N_i - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$

B : section du tronçon considéré

σ_s : Contrainte dans les aciers

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton

Situation courante : $\sigma_s = 348MPa$; $f_{bc} = 14,2MPa$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400MPa$; $f_{bc} = 18,48MPa$

➤ **Section entièrement tendue (S.E.T)**

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

La section d'armatures verticales d'une S.E.T est égale à : $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

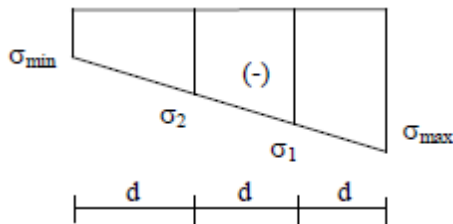


Figure VIII – 3-3 : diagramme d'une S.E.T

VI-3-3-1 : Armatures minimales :

- **Compression du béton**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \% \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton comprimée}$$

- **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{c28}}{f_e} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton tendue}$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale 0,2% de la section horizontale du béton tendue.

VI-3-3-2 : Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de

$$10 \Phi. \text{ D'après le BEAL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4}$$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0,15 \% \times B \rightarrow$ Globalement dans la section du voile

$$A_H \geq 0,10 \% \times B \quad \text{Globalement dans la section du voile}$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

VI-3-3-3 : Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1,4 \times V_u$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VI-3-3-4 : Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 \times e, \text{ et aussi } S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

VI-3-3-5 : Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI-3-3-6 : Diamètre maximal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

VI-3-4 : Vérification❖ **Exigence de RPA**➤ **Zone tendue :**

On doit vérifier que : $0,2\%b \times l_t \leq A_t$

Avec : A_t : Section total d'armatures verticale de la zone tendue

$b \times l_t$: Section de la zone tendue

➤ **Globalement dans la section du voile :**

On doit vérifier que : $\frac{S_a}{S_b} \leq 0,15\%$

Avec S_b : section total du béton

S_a : section total des armatures

➤ **Zone courante :**

On doit vérifier que : $A_c \geq 0,10\% \times (0,8 \times b \times \frac{l}{10})$

Avec : section brute du béton : $0,8 \times b \times \frac{l}{10}$

La longueur de la zone courante : $l - (2 \times \frac{l}{10})$

A_c : Section des armatures de la zone courante

VI-3-5 : Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère l'effort : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

VI-3-5-1 : Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_{u,calcul}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VI-3-6 : Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage du voile longitudinal d'un voile qui se trouve à l'entresol

$$L = 1.85m, e = 20cm$$

$$I = 0,106m^4, V = V' = L/2 = 0,930m$$

$$B = 0,37 m^2$$

$$\sigma_{\max} = 2961,41KN/m^2$$

$$\sigma_{\min} = -8190,11 KN/m^2$$

$$L_c = 0,49 \Rightarrow \text{La section est partiellement tendue} \Rightarrow L_t = 1,36m$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec :

$$d_1 \leq \min \left(\frac{h}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 0,33m$$

$$\text{Soit un tronçon } d_1 = 0,68m \implies d_2 = l_t - d_1$$

$$d_{\text{adepter}} = 0.68$$

❖ **Longueur d'extrémité**

$$\frac{1}{10} = \frac{2}{10} 0,2m = 20cm$$

➤ **Espacement :**

$$\text{En zone courante : } S \leq \min[1,5e; 30cm] = [30cm; 30cm] = 30cm$$

$$\text{Soit } S_t = 20cm$$

$$\text{En zone d'extrémité : } D = \frac{S}{2} = 10cm \rightarrow D = 10cm$$

➤ **Détermination de N :**

Zone tendue :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} (L_t - d_1)}{L_t}$$

$$\sigma_1 = \frac{8190,11 \times (1,36 - 0,68)}{1,36} = 4095,05$$

$$N_1 = \left(\frac{8190,11 + 4095,05}{2} \right) 0,68 \times 0,2 = 835,39KN$$

$$N_2 = \frac{4095,05}{2} \times 0,68 \times 0,2 = 278,46 \text{KN}$$

VI-3-6-2 : Calcul des armatures➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{835,39 \times 10}{400} = 20,88 \text{cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{278,46 \times 10}{400} = 6,96 \text{cm}^2$$

✓ **Armatures de couture**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{T}{f_e} = 1,1 \times 1,4 \times \frac{16,62 \times 10}{400} = 0,64 \text{cm}^2$$

Avec : $T = 1,4 \times V$ V : effort tranchant calculer

$$\Rightarrow A'_{v1} = \frac{A_{v1}}{2} + \frac{A_{vj} d}{2 l_t} = \frac{20,88}{2} + \frac{0,64 \times 0,68}{2 \times 1,36} = 10,76 \text{ cm}^2 \quad \text{Soient } 7\text{HA}14 = 10,78 \text{ cm}^2$$

$$A'_{v2} = \frac{A_{v2}}{2} + \frac{A_{vj}(l_t - d)}{2 l_t} = \frac{6,96}{2} + \frac{0,64(1,36 - 0,68)}{2 \times 1,36} = 3,64 \text{ cm}^2 \quad \text{Soient } 4 \text{ HA}12 = 4,52 \text{cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(0,2 \% B, \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left(0,2 \% B, \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right) = \max \left(\frac{0,2 \times 100 \times 0,27}{2}; \frac{0,27 \times 1000 \times 2,1}{2 \times 400} \right) = 7,14 \text{cm}^2$$

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_H \geq \max \left(\frac{15,3}{4}; 0,15 \times 100 \times 0,27 \right) = \max(3,83; 4,05) \Rightarrow A_H \geq 4,05 \text{cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}12 = 4,52 \text{cm}^2$

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être relié avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré on adopte $4\text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2$.

➤ **Espacement**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire la condition suivante :
 $S \leq \min[1,5e; 30\text{cm}] = 30\text{cm} \implies$ condition vérifiée.

➤ Vérification à L'ELS :

Pour cet état, on considère l'effort : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{1930,94 \times 10^{-3}}{0,37 + 2 \times (15 \times 14,23) \times 10^{-4}} = 5,06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

VI-3-7 : ferraillage des voiles :

(Voiles Longitudinaux : VL1 - VL2 – VL5 - VL6) :

	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,85	1,85	1,85	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,37	0,37	0,37	
	I (m ⁴)	0,106	0,106	0,106	
	V = (L/2)	0,925	0,925	0,925	
	he	2,71	2,71	2,71	
	T (KN)	16,620	88,630	139,750	
	N _{ser} (KN)	2088,830	1575,770	639,640	
	σ_{\max} (KN/m ²)	2961,410	337,280	507,270	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-8190,11	-4468,13	-1951,39	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _c	0,49	0,13	0,38	
	L _t	1,36	1,72	1,47	
	d	0,33	0,09	0,25	
	d _{adopté}	0,68	0,86	0,73	
	L _t - d _{adopté}	0,68	0,86	0,74	
	σ_1	-4091,173	-2234,264	-981,216	
	N ₁	835,13	576,41	214,08	
	N ₂	277,67	192,18	72,44	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	20,88	14,41	5,35	
	A _{v2} /bande (cm ²)	6,94	4,80	1,81	
	A _{vi} (cm ²)	0,64	3,41	5,38	
	A'v1/bande/nappe	10,60	8,06	4,01	
	A'v2/bande/nappe	3,63	3,26	2,26	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	7,13	9,03	7,71	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	10,78	10,78	7,92	
	A'v2 adopté (cm ²)	4,52	4,27	3,12	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	7HA14	7HA14	7HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	4HA12	4HA12	4HA10
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15
		Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	3,83	3,76	2,76	
	AH adopté (cm ²)	4,52	4,52	3,14	
	choix de la section	4HA12	4HA12	4HA10	
	Espacement St (cm)	25	25	25	
Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8/m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,070	0,373	0,588
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0,050	0,266	0,420
	$\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	5,062	3,901	1,645

(Voiles Longitudinaux : VL4 – VL4) :

	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,15	2,15	2,15	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m²)	0,43	0,43	0,43	
	I (m⁴)	0,166	0,166	0,166	
	V= (L/2)	1,075	1,075	1,075	
	he	2,71	2,71	2,71	
	T (KN)	129,850	177,960	263,050	
	N_{ser} (KN)	1930,940	1379,700	560,900	
	σ_{max} (KN/m²)	4112,800	1230,520	433,330	
	σ_{min} (KN/m²)	-7508,47	-3547,67	-1290,61	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L_c	0,76	0,55	0,54	
	L_t	1,39	1,60	1,61	
	d	0,51	0,37	0,36	
	d_{adopté}	0,70	0,80	0,80	
	L_t- d_{adopté}	0,69	0,80	0,81	
	σ_1	-3724,801	-1769,739	-649,144	
	N₁	786,33	425,39	155,18	
	N₂	256,68	140,93	52,55	
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)	19,66	10,63	3,88	
	A_{v2}/bande (cm²)	6,42	3,52	1,31	
	A_{vi} (cm²)	5,00	6,85	10,13	
	A'v1/bande/nappe	11,09	7,03	4,46	
	A'v2/bande/nappe	4,45	3,47	3,20	
armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm²)	7,29	8,38	8,45	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)	12,32	9,05	9,36	
	A'v2 adopté (cm²)	4,52	4,52	4,52	
	Choix de A (cm²)	Bande 1	8HA14	8HA12	8HA10
	Choix de A (cm²)	Bande 2	4HA12	4HA12	4HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15
		Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)	4,21	3,39	3,47	
	AH adopté (cm²)	4,52	4,52	4,52	
	choix de la section	4HA12	4HA12	4HA12	
	Espacement St (cm)	25	25	25	
Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8/m ²			
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,470	0,644	0,952
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0,336	0,460	0,680
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	4,051	2,990	1,238

(Voiles transversaux : VT1 ; VT2 ; VT3 ; VT4) :

	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,15	2,15	2,15	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,43	0,43	0,43	
	I (m ⁴)	0,166	0,166	0,166	
	V=(L/2)	1,075	1,075	1,075	
	he	2,66	2,66	2,66	
	T(KN)	21,930	35,680	54,810	
	N _{ser} (KN)	1515,980	1344,260	546,090	
	σ_{\max} (KN/m ²)	1037,290	1857,530	3311,880	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-5399,44	-5124,07	-4101,32	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _c	0,35	0,57	0,96	
	L _t	1,80	1,58	1,19	
	d	0,23	0,38	0,64	
	d _{adopté}	0,90	0,80	0,60	
	L _t - d _{adopté}	0,90	0,78	0,59	
	σ_1	-2704,995	-2526,265	-2032,520	
	N ₁	729,40	612,03	368,03	
	N ₂	244,40	196,54	119,81	
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	18,23	15,30	9,20
A _{v2} /bande (cm ²)		6,11	4,91	3,00	
A _{vi} (cm ²)		0,84	1,37	2,11	
A'v1/bande/nappe		9,33	8,00	5,13	
A'v2/bande/nappe		3,27	2,80	2,02	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	9,47	8,28	6,24	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	12,32	9,05	6,28	
	A'v2 adopté (cm ²)	4,52	3,14	3,14	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	8HA14	8HA12	8HA10
		Bande 2	4HA12	4HA10	4HA10
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15
		Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	3,83	3,48	3,61	
	AH adopté (cm ²)	4,52	4,52	4,52	
	choix de la section	4HA12	4HA12	4HA12	
	Espacement St (cm)	25	25	25	
Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8/m ²			
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,079	0,129	0,198
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0,057	0,092	0,142
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	3,241	2,907	1,210

(Voiles transversaux : VT5 ; VT6 ; VT7 ; VT8) :

	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,4	0,4	0,4	
	I (m ⁴)	0,133	0,133	0,133	
	V=(L/2)	1	1	1	
	he	2,66	2,66	2,66	
	T(KN)	16,320	21,210	36,400	
	N _{ser} (KN)	943,790	696,310	276,880	
	σ_{\max} (KN/m ²)	3400,390	1629,380	3487,020	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-6891,29	-5033,2	-4396,99	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _c	0,66	0,49	0,88	
	L _t	1,34	1,51	1,12	
	d	0,44	0,33	0,59	
	d _{adopté}	0,67	0,75	0,60	
	L _t - d _{adopté}	0,67	0,76	0,52	
	σ_1	-3443,577	-2534,733	-2031,787	
	N ₁	692,44	567,59	385,73	
	N ₂	230,44	192,86	104,72	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	17,31	14,19	9,64	
	A _{v2} /bande (cm ²)	5,76	4,82	2,62	
	A _{vi} (cm ²)	0,63	0,82	1,40	
	A' _{v1} /bande/nappe	8,81	7,30	5,20	
	A' _{v2} /bande/nappe	3,04	2,62	1,63	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	7,03	7,93	5,86	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)	10,78	10,78	7,92	
	A' _{v2} adopté (cm ²)	3,14	3,14	2,01	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	7HA14	7HA14	7HA12
		Bande 2	4HA10	4HA10	4HA8
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15
		Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	3,10	3,10	2,20	
	AH adopté (cm ²)	3,14	3,14	3,14	
	choix de la section	4HA10	4HA10	4HA10	
	Espacement St(cm)	25	25	25	
Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8/m ²			
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_h = 5\text{MPa}$	τ_b	0,063	0,082	0,142
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0,045	0,059	0,101
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,167	1,620	0,658

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objectif la transmission au sol des efforts apportés par la structure, ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charges et surcharges verticales.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable, qui s'exerce dans les différents plans.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et résistance aux sollicitations extérieures en :

❖ Fondations superficielles :

Utilisées pour les sols de grande capacité portante ; elles sont peu profondes (semelles isolées, semelles filantes, radiers).

❖ Fondations profondes :

Utilisées dans le cas des sols de faible capacité portante ou le cas où le bon sol se trouve à une profondeur (pieux et puits).

Etude géométrique 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.

IX-1. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait en fonction du type de la superstructure et des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix doit satisfaire :

- La facilité d'exécution
- Le tassement du sol
- Une réalisation et une conception économique
- L'importance de la superstructure
- La stabilité de l'ouvrage

Pour le cas de la structure étudiée nous avons le choix entre des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

IX-2. Dimensionnement :**IX-2.1. Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{SOL}} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) :**

voile	N_s (kN)	L(m)	B(m)	S (m ²)
VL1	1879,92	1,85	5,08	9,40
VL2	1879,92	1,85	5,08	9,40
VL3	1925,82	2,15	4,47	9,61
VL4	1925,82	2,15	4,47	9,61
VL5	1879,92	1,85	5,08	9,40
VL6	1879,92	1,85	5,08	9,40
Somme				56,81

- **Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal) :**

Voile	N_s (kN)	L(m)	B_c (m)	S(m ²)
VT1	1740,57	2,15	4,05	8,71
VT2	1740,57	2,15	4,05	8,71
VT3	1740,57	2,15	4,05	8,71
VT4	1740,57	2,15	4,05	8,71
VT5	827,87	2,00	2,06	4,12
VT6	827,87	2,00	2,06	4,12
VT7	827,87	2,00	2,06	4,12
VT8	827,87	2,00	2,06	4,12
Somme				51,31

$$S_v = \Sigma s_i = 108,12 \text{ m}^2$$

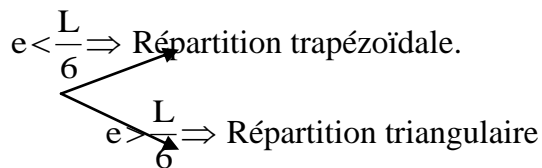
IX-2-2. Semelles filantes sous poteaux :

- Etape de calcul

– Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

– Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

– Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

✓ Application :

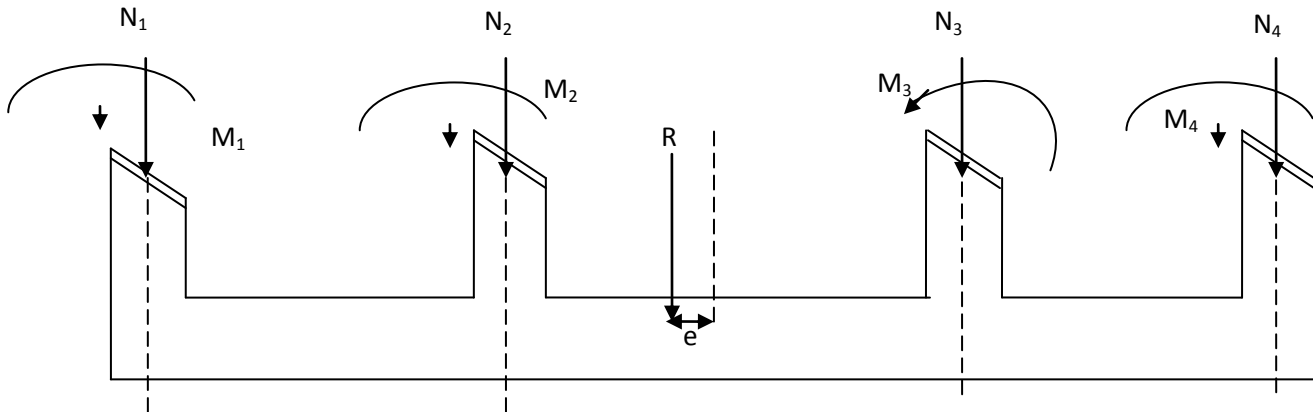
- Détermination de la résultante des charges :
- Le calcul se fera pour le portique transversal.

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M_i
C85	1165,54	-8,5	-9907,09	-2,59
C89	993,07	-4,35	-4319,85	-4,93
C92	1610,13	0	0	-8,35
C95	1189,83	4,35	5175,76	-11,27
C97	1387,68	8,50	11795,28	10,84
	$\Sigma=6346,25$		$\Sigma=2744,10$	$\Sigma = -16,30$

Les coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{N_s}$$

Avec : e_i = distance entre le poteau (i) et le centre de la semelle.
 e : excentricité.



- Distribution des sollicitation-

- Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$e = 0,42 \text{ m} < L/6 = 17/6 = 2,83$ Répartition trapézoïdale des contraintes.

$$q_{\min} = N_t / L \cdot (1 - 6 \cdot e / L) = 317,30 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = N_t / L \cdot (1 + 6 \cdot e / L) = 425,43 \text{ KN/m}^2$$

$$q(L/4) = N_t / L \cdot (1 + 3 \cdot e / L) = 399,43 \text{ KN/m}^2$$

IX-2-3-Détermination de la largeur de la semelle :

- $B \geq q(L/4) / \sigma_{\text{sol}} = 399,43 / 200 = 1,99 \text{ m}$ donc on prend $B = 2,00 \text{ m}$

On aura donc $S = 2,00 \times 17 = 34,00 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_T = S \times n + S_v$

$$S_T = 34,00 \times 10 + 108,12 = 448,12 \text{ m}^2$$

Avec : n : nombre de portique dans le sens considéré.

- La surface total du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 437,995 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$S_{\text{semelle}} \times 100 / S_{\text{bat}} = 448,12 \times 100 / 437,995 = 102,31\% > 50\%$$

Conclusion :

Vue que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, nous opterons pour un radier générale.

IX-3- Etude de radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution.

IX-3-1- Pré dimensionnement du radier :

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

- **Selon la condition forfaitaire :**

a) **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{4,15}{8} \leq h \leq \frac{4,15}{5} \Rightarrow 0,518 \leq h \leq 0,83$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **h = 80cm**.

b. **Sous poteaux :**

➤ **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{415}{20} = 20,75cm$$

Soit **$h_d = 30$ cm**

➤ **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{415}{10} = 41,5cm$$

Soit **$h_n = 50$ cm**

$$0,4h_n \leq b \leq 0,7h_n \longrightarrow 18 \leq b \leq 31,5$$

On opte pour : **b = 30cm**

• **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ Mpa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,15\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,81 \text{ m}$$

➤ **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 80 \text{ cm}$Hauteur de radier.

$h_{ner} = 50 \text{ cm}$Hauteur de la nervure.

$b_{ner} = 30 \text{ cm}$Largeur de la nervure.

$h_{dalle} = 30 \text{ cm}$Hauteur de la dalle.

IX-3-2- Détermination des efforts :

❖ **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{Nu}{2 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{64590,73}{2 \times 200} = 161,47 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{Ns}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{53419,56}{200} = 267,09 \text{ m}^2$$

$$D'où : S_{\text{rad}} = \max (S_{\text{rad};\text{ELU}} / S_{\text{rad};\text{ELS}}) = 267,09 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 437,995 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 267,09 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment et supérieur à la surface nécessaire du radier, à cet effet le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $L_{deb} = 45 \text{ cm}$

Donc : la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{batiment} + S_{débord}$

Avec : $S_{déb} = (25,10 + 17,45) \times 2 \times 0,45 + 0,45 \times 0,45 \times 4 = 39,105 \text{ cm}^2$

$S_{rad} = 437,995 + 39,105 = 477,10 \text{ cm}^2$

IX-3-3- Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charge permanente (poids total du bâtiment) : **G = 36291,20 KN**

❖ Poids de radier :

G = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de TVO + poids de la dalle flottante

❖ Poids de la dalle :

$P_{de \text{ la dalle}} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 477,10 \times 0,30 \times 25 = 3578,25 \text{ KN}$

$P_{de \text{ la dalle}} = 3578,25 \text{ KN}$

❖ Poids des nervures :

$P_{ner} = b_n (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

n: nombre de portique dans le sens considérée

$P_{ner} : [(0,3 \times (0,45 - 0,3) \times 25,10 \times 7) + (0,3 \times (0,45 - 0,3) \times 17,45 \times 8)] \times 25 = 354,71 \text{ KN}$

$P_{ner} = 354,71 \text{ KN}$

❖ Poids de la dalle flottante:

$P_{dalle \text{ flottante}} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b = 477,10 \times 0,1 \times 25 = 1192,75 \text{ KN}$

$P_{df} = 1192,75 \text{ KN}$

❖ Poids de TVO :

$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_{ner}) \times \rho$

Avec: $S_{ner} = (0,45 \times 25,1 \times 7) + (0,45 \times 17,45 \times 8) = 141,88 \text{ m}^2$

$P_{tvo} = [(477,10 - 141,88) \times (0,8 - 0,45)] \times 17 = 1994,55 \text{ KN}$

$P_{TVO} = 1994,55 \text{ KN}$

✓ **La charge permanente apporté sur le radier G_T :**

$G_T = P$ (superstructure) + P (infrastructure)

$$G_T = 36291,20 + 7120,26$$

$$G_T = 43411,46 \text{ KN}$$

✓ **La surcharge d'exploitation :**

Surcharge de bâtiment : $Q = 22054,09 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 3,5 \times 477,10 = 1669,85 \text{ KN}$

$$Q_{TOT} = Q_{rad} + Q_{bat} = 1669,85 + 22054,09 = 23723,94 \text{ KN}$$

IX- 3-4- combinaison d'action :

✓ **Etat limite ultime :**

$$N_u = 1,35 G_{TOT} + 1,5 Q_{TOT} = 94191,38 \text{ KN}$$

✓ **Etat limite de service :**

$$N_s = G_{TOT} + Q_{TOT} = 67135,4 \text{ KN}$$

IX-3-5- Vérifications :

1- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{94191,38 \times 1}{477,10} \times \frac{4,15}{2} = 409,65 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{409,65}{1 \times 0,27} = 1517,22 \text{ kN/m}^2 = 1,517 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- *Vérification de la stabilité du radier :*➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,55m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,725m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bxh^3}{12} = \frac{25,1 \times 17,45^3}{12} = 11114,21m^4$$

$$I_{yy} = \frac{hxb^3}{12} = \frac{17,45 \times 25,1^3}{12} = 22995,10m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure ;

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$\mathbf{L'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\bar{\sigma}_{SOL}$$

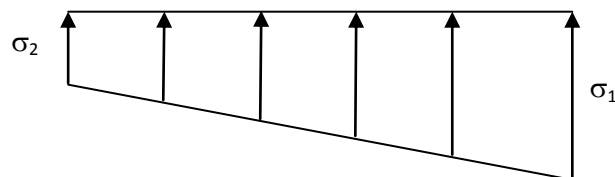


Figure. Diagramme des contraintes

$$\underline{\text{L'ELS}} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

➤ **Sens transversal :**

A partir de logiciel ETABS on tire M_{0x} et T_{0x}

✓ **A l'ELU :**

$$M_{0x} = 29591,87 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0x} = 2902,62 \text{ KN}$$

$$M_x = 29591,87 + 2902,62 \times 0,80 = 31913,96 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{94191,38}{477,10} + \frac{31913,96}{22995,10} \times 12,55 = 214,83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{94191,38}{477,10} - \frac{31913,96}{22995,10} \times 12,55 = 180 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 214,83 + 180}{4} = 206,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 206,12 \text{ K/m}^2 < 2\sigma'_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **A l'ELS :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{67135,40}{477,10} + \frac{31913,96}{22995,10} \times 12,55 = 158,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{67135,40}{477,10} - \frac{31913,96}{22995,10} \times 12,55 = 123,30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 158,12 + 123,30}{4} = 149,41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 149,41 \text{ K/m}^2 < \sigma'_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens longitudinal :**

A partir de logiciel ETABS on tire M_{0y} et T_{0y}

✓ **A l'ELU :**

$$M_{0y} = 36664,56 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0y} = 2976,86 \text{ KN}$$

$$M_y = 36664,56 + 2976,86 \times 0,80 = 31913,96 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{94191,38}{477,10} + \frac{36664,56}{11114,21} \times 8,725 = 226,20 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{94191,38}{477,10} - \frac{36664,56}{11114,21} \times 8,725 = 168,64 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 226,20 + 168,64}{4} = 211,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 211,81 \text{ K/m}^2 < 2\sigma'_{\text{sol}} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **A l'ELS :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{67135,40}{477,10} + \frac{36664,56}{11114,21} \times 8,725 = 169,49 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{67135,40}{477,10} - \frac{36664,56}{11114,21} \times 8,725 = 111,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 169,49 + 111,93}{4} = 155,10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 155,10 \text{ K/m}^2 < \sigma'_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3- **Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)

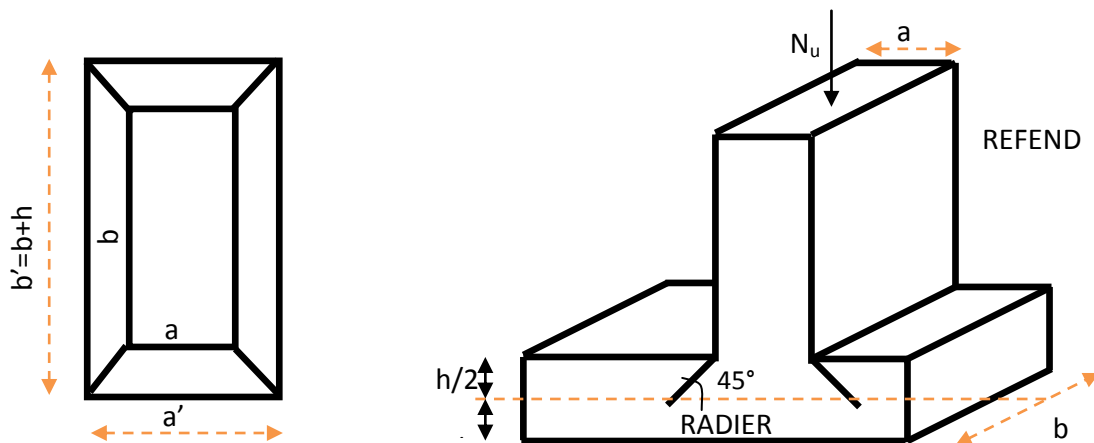


Figure. Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ Calcul du périmètre utile μ_c :

• Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,8) = 5 \text{ m}$$

$$N_u = 2152,42 \text{ KN}$$

$$N_u < (0,045 \times 5 \times 0,8 \times 25000) / 1.5 = 3000 \text{ KN}$$

• Voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,8) = 5.6 \text{ m}$$

$$N_u = 2526,16 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,045 \times 0,8 \times 5.6 \times 25000 = 5040 \text{ KN}$$

IX-4. Ferrailage du radier :**1. Ferrailage de la dalle :**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encadrée sur quatre côtés, on distingue deux cas :

➤ **1^{er} Cas :**

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

➤ **2^{eme} Cas :**

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

2. Identification du panneau :

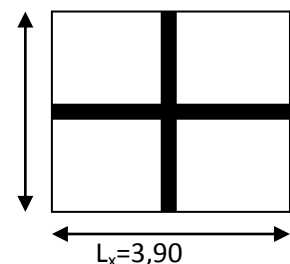
$$L_x = 4,35 - 0,45 = 3,90\text{m} \quad ; \quad L_y = 4,90 - 0,45 = 4,45\text{m}$$

$$L_y = 4,45\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,90}{4,45} = 0,876$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.



L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m (ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 211,81 - \left(\frac{7120,26}{477,10} \right) \times 1m = 196,88 kN / m$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m (ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 155,10 - \left(\frac{7120,26}{477,10} \right) \times 1m = 140,17 kN / m$$

IX-3-Calcul a' L ELU :

$$q_u = 196,88 kN/m^2$$

$$\rho = 0,88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,740 \end{cases}$$

1- Calcul des moments M_{0X} et M_{0Y} :

$$M_{0X} = u_x \times q_x l_x^2 = 0,0478 \times 196,88 \times (3,90^2) = 143,13 kN.m$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,740 \times 143,13 = 105,91 kN.m$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de cette dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{app} = \begin{cases} 0,3 M_0 \text{ pour un appui de rive} \\ 0,5 M_0 \text{ pour un appui intermédiaire} \end{cases}$$

$$M_{travée} = 0,85 M_0$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Sens X-X				Sens Y-Y			
M. Isostatique (M ₀) en KN.m	M. aux appuis en KN.m		M. en travée en KN.m	M. Isostatique (M ₀) en KN.m	M. aux appuis en KN.m		M. en travée en KN.m
	Appui de rive	Appui intermédiaire			Appui de rive	Appui intermédiaire	
143,13	42,94	71,56	121,66	105,91	31,77	52,95	90,02

2- Ferrailage dans le sens x - x :**❖ Calcul de ferrailage minimum :**

$$W_x = \frac{A_x}{bh} \geq W_0(3 - \rho)$$

Avec : $w_0 = 0,0008$ pour HA et Fe 400

$$A_{x\min} \geq W_0(3 - \rho)bh \quad A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times (3 - 0,88) = 5,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{x\min} = 5,08 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis de rives:

$$u_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{42,94 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,041 < u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,041 \rightarrow \beta = 0,979 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{\beta d \sigma_{stt}} = \frac{42,94 \times 10^2}{0,979 \times 27 \times 34,8} = 4,67 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{\min} = 5,08 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA14 = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$;

Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

➤ Aux appuis intermédiaires:

$$u_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{71,56 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,069 < u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,069 \rightarrow \beta = 0,964 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{stt}} = \frac{71,56 \times 10^2}{0,964 \times 27 \times 34,8} = 7,90 \text{ cm}^2$$

Soit : $6HA14 = 9,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$;

Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{121,66 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,117 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,102 \rightarrow \beta = 0,937 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{121,66 \times 10^2}{0,937 \times 27 \times 34,8} = 13,81 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$7HA16 = 14,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$.

3- Ferraillage dans le sens y - y :

❖ Calcul de ferraillage minimum :

$$W_y = \frac{A_y}{bh} \geq W_0 \Rightarrow A_{y \min} \geq W_0 bh$$

$$A_{y \min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis de rives:

$$\mu_u = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{31,77 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,030 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{31,77 \times 10^2}{0,989 \times 27 \times 34,8} = 3,41 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,40 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Avec : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$.

➤ Aux appuis intermédiaires:

$$u_u = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{52,95 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,051 < u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,051 \rightarrow \beta = 0,973 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ay}}{B d \sigma_{st}} = \frac{52,95 \times 10^2}{0,973 \times 27 \times 34,8} = 5,79 \text{ cm}^2$$

Soit : $6HA12 = 6,78\text{Cm}^2 / \text{ml}$;

Avec : $S_t = 25 \text{ cm} < \min (4h, 45 \text{ cm})$.

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{90,02 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,086 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$\mu_u = 0,086 \rightarrow \beta = 0,955$ (Tableau)

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{90,02 \times 10^3}{0,955 \times 27 \times 34,8} = 10,03 \text{ cm}^2$$

Soit : $6HA16 = 12,06\text{Cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $S_t = 25 \text{ cm} < \min (4h, 45 \text{ cm})$.

IX-4-Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité (BAEL91, Art 4.2.1) :**

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{\min}$

sens	zone	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	observation
x-x	Appui de rive	6,16	5,08	Condition vérifié
	Appui intermédiaire	9,24	5,08	
	travée	14,07	5,08	
y-y	Appui de rive	5,65	2,40	
	Appui intermédiaire	6,78	2,40	
	travée	12,06	2,40	

IX-5-Calcul à l'ELS :

$q_s = 140,17 \text{KN /m}$

$$\rho = 0,88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0549 \\ \mu_y = 0,818 \end{cases}$$

Calcul des moments M_x, M_y :

$M_{0X} = \mu_x \times q_s l_x^2 = 0,0549 \times 140,17 \times (3,90^2) = 117,04, \text{KN.m}$

$M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X} = 0,818 \times 117,04 = 95,73 \text{KN.m}$

IX-6- Vérification à l'ELS :

$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_b \leq \sigma'_b = 15 \text{Mpa}$ avec : $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k}$ et $\sigma_b = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$

K et β sont donnés en fonction de ρ

• **Tableau de vérification :**

Sens	zone	M_s (KN.cm)	A_s cm ²	b cm	d cm	ρ	k	β	σ_s kn/cm ²	σ_b kn/cm ²	σ'_b kn/cm ²	ob s
x-x	Appui	3511,2	6,16	100	27	0,228	50,36	0,923	22,87	0,45	1,5	cv
		5852	9,24	100	27	0,342	39,95	0,909	25,80	0,65	1,5	cv
	travée	9948,4	14,07	100	27	0,521	52,57	0,891	29,39	0,56	1,5	cv
y-y	appui	2871,9	5,65	100	27	0,209	52,87	0,926	20,33	0,38	1,5	cv
		4786,5	6,78	100	27	0,251	47,69	0,920	28,42	0,60	1,5	cv
	travée	8137,05	12,06	100	27	0,446	34,19	0,898	27,82	0,81	1,5	cv

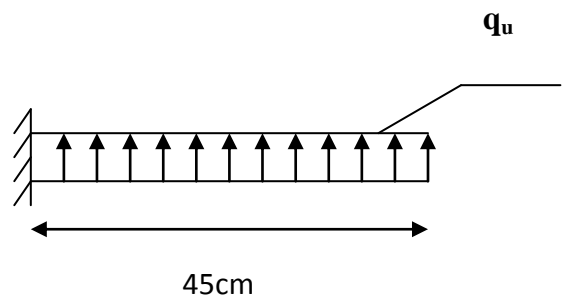
IX-7- Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

1- Sollicitation de calcul :

❖ à l'ELU : $q_u = 196,88 \text{KN/m}$

$$M_U = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{196,88 \times 0,45^2}{2} = 19,93 \text{KN.m}$$



❖ à l'ELS : $q_s = 140,17 \text{ KN/m}$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{140,17 \times 0,45^2}{2} = 14,19 \text{ KN.m}$$

2- Calcul des armatures :

❖ *Armatures principales :*

$$b = 100 \text{ cm} \quad d = 27 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,93 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,019 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,019 \rightarrow \beta = 0,99 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,93 \times 10^3}{0,99 \times 27 \times 34,8} = 2,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

❖ *Armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

3- Vérification à l'ELU :

❖ *Vérification de la condition de non fragilité :*

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

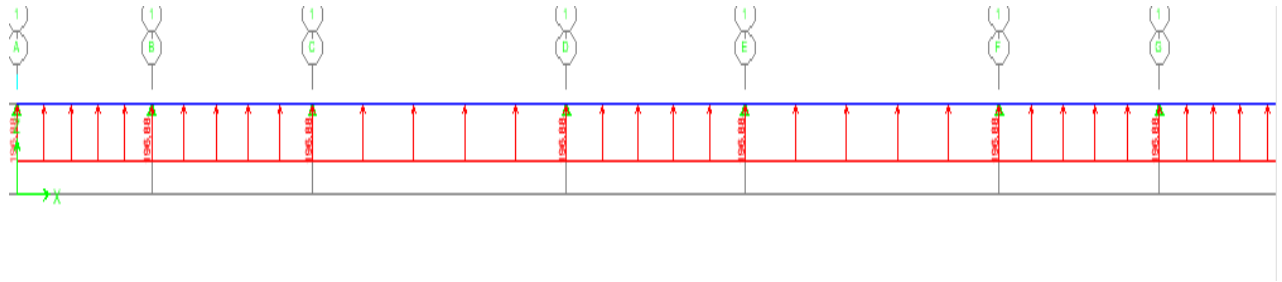
$$A_u = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IX-8-Etude de la nervure :

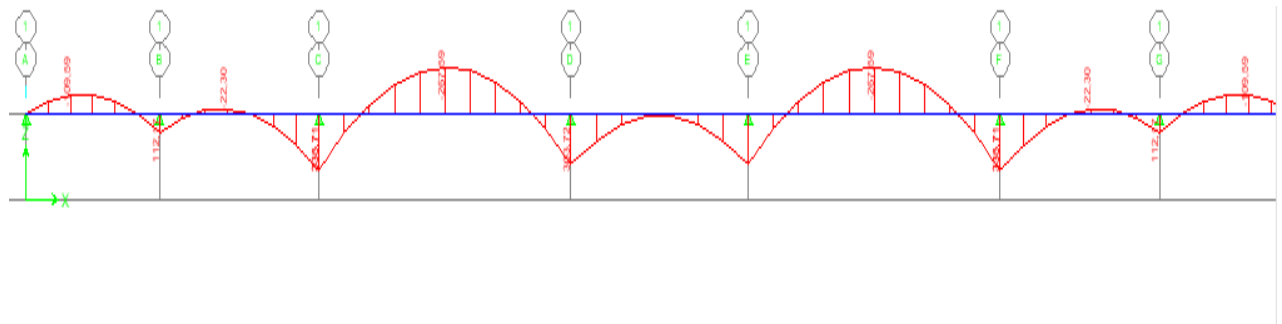
Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel ETABS.

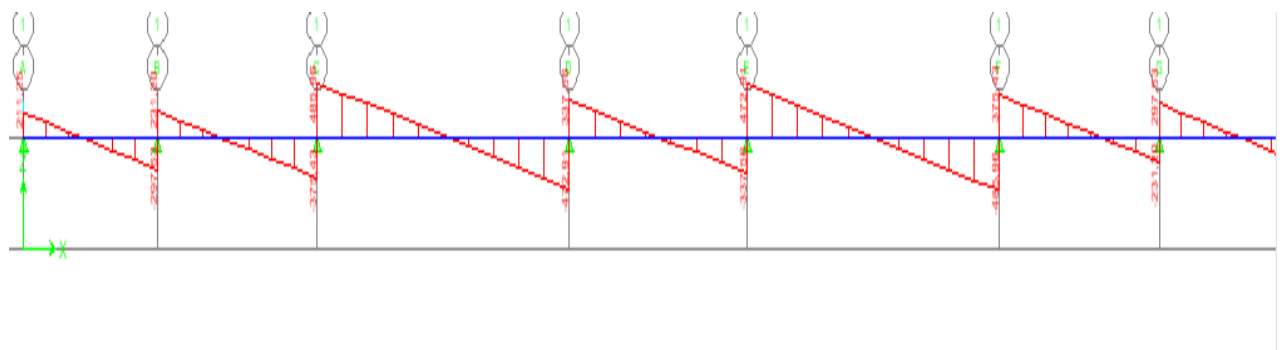
➤ **Sens longitudinal (x-x) :**



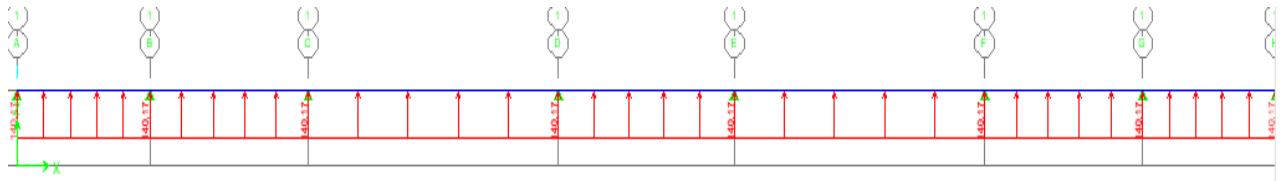
-Le chargement à l'ELU en KN-



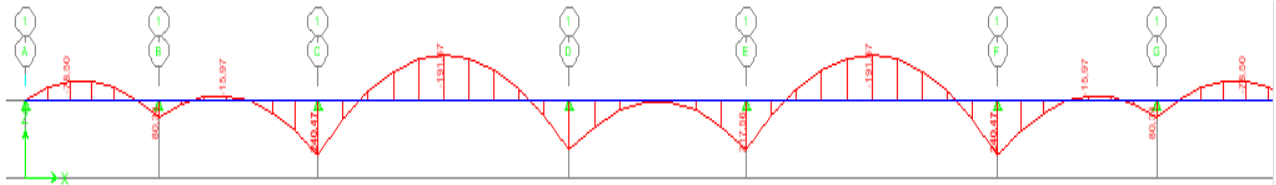
-Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN.m-



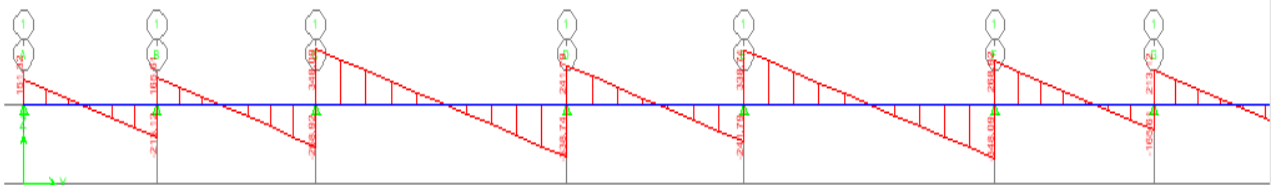
-Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en KN-



-le chargement à l'ELS en KN-

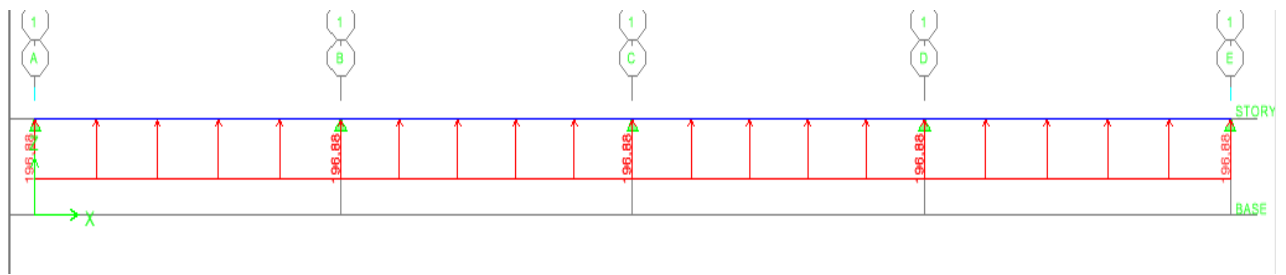


-Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KN.m-

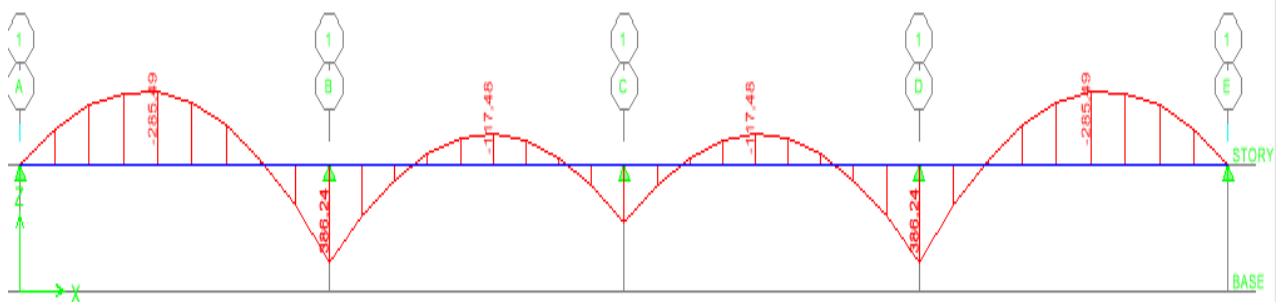


-Diagramme des efforts tranchants à l'ELS en KN-

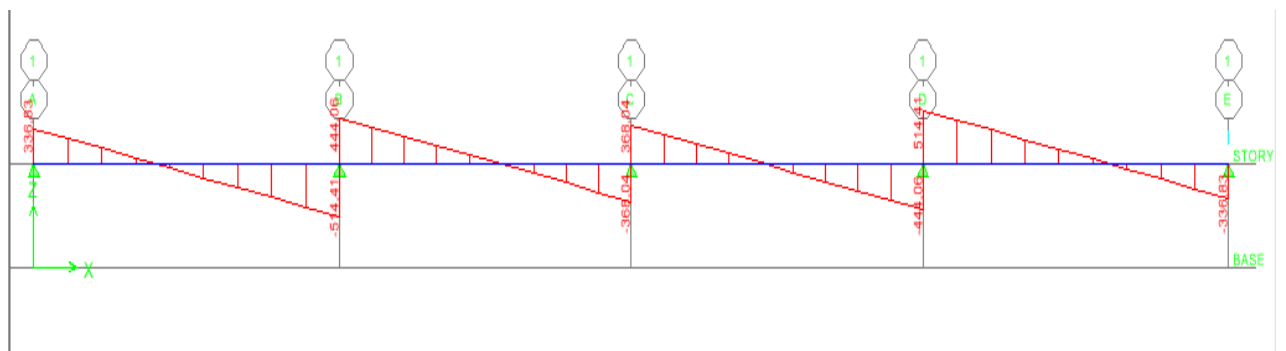
❖ Sens transversal (y-y) :



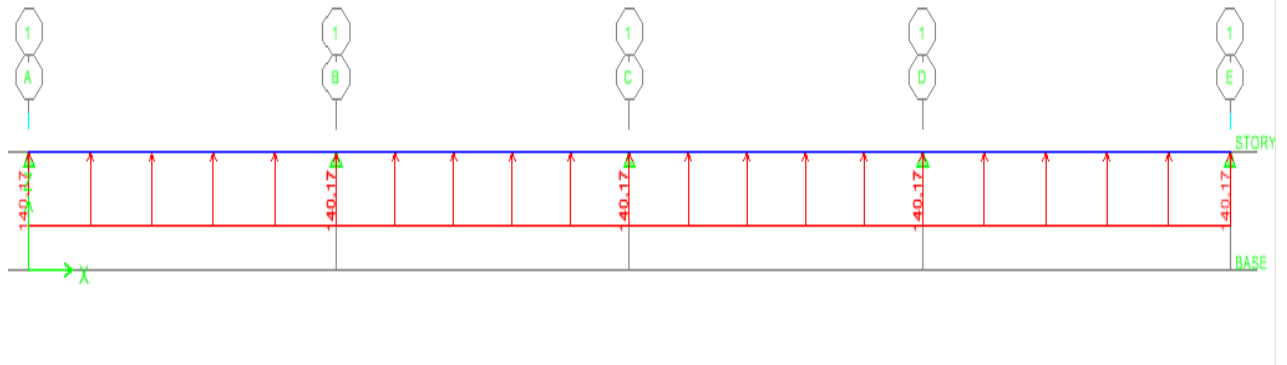
-Le chargement à l'ELU en KN-



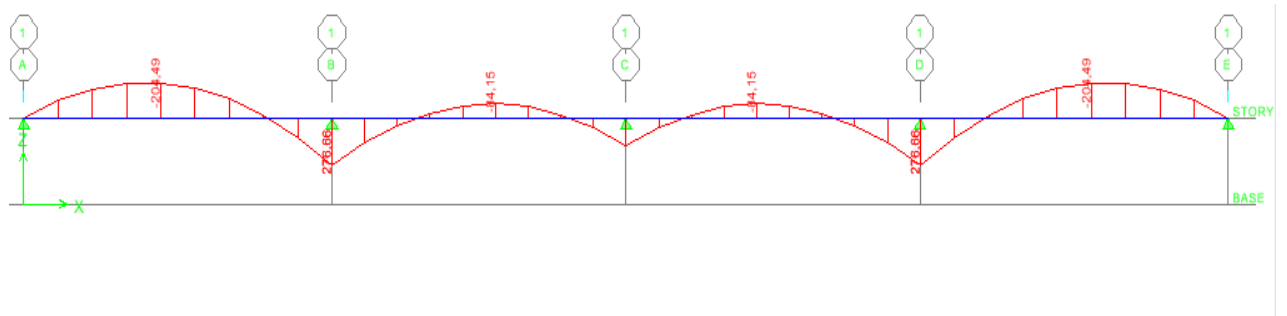
-Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN.m-



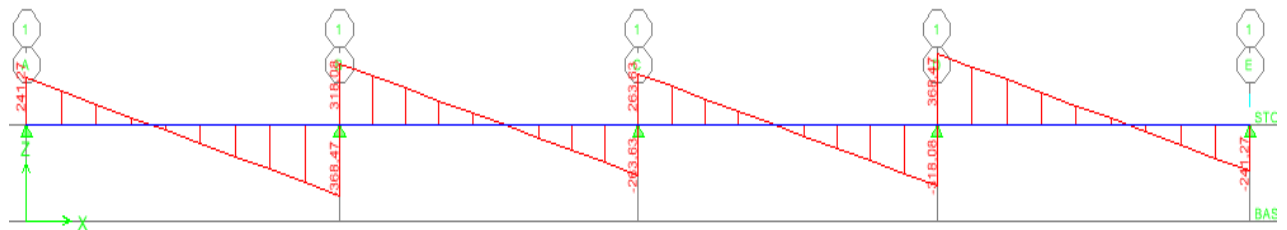
-Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en KN-



-le chargement à l'ELS en KN-



-Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KN.m-



-Diagramme des efforts tranchants à l'ELS en KN-

- Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau des sollicitations :

Sens longitudinal (x-x)	Sens transversal (y-y)
$M_{tu \max} = 267,59 \text{KN.m}$	$M_{tu \max} = 285,49 \text{KN.m}$
$M_{au \max} = 335,71 \text{KN.m}$	$M_{au \max} = 386,24 \text{KN.m}$
$M_{ts \max} = 191,67 \text{KN.m}$	$M_{ts \max} = 204,49 \text{KN.m}$
$M_{as \max} = 240,47 \text{KN.m}$	$M_{as \max} = 276,66 \text{KN.m}$
$T_{u \max} = 485,96 \text{KN}$	$T_{u \max} = 514,41 \text{KN}$

1- Calcul du ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 30 \text{cm} \quad d = 77 \text{cm} \quad f_{bc} = 14,2 \text{Mpa} \quad \sigma_s = 34,8 \text{Mpa}$$

		M(kn.m)	μ	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	choix	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
Sens longitudinal	Appui	335,71	0,132	0,929	13,48	3HA20+3HA14	14,04
	travée	267,59	0,106	0,944	10,57	3HA20+3HA14	14,04
Sens transversal	Appui	386,24	0,152	0,917	15,71	3HA20+3HA14	14,04
	travée	204,49	0,080	0,958	7,96	3HA20+3HA14	14,04

2- Vérification à l'état limite ultime:

- ❖ Condition de non fragilité (BAEL91, Art 4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 30 \times 77 \times 2,1}{400} = 2,78 \text{cm}^2$$

- ❖ Armatures transversales :

- Diamètre minimal :

Selon BAEL 91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t = \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{cm}^2$$

Soit : $S_t = 8 \text{mm}$

❖ **Espacement des armatures :**- **Zone nodale :**

$$S_T \leq \min \left(\frac{h_r}{2}; 12\phi_{TMAX} \right) \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{80}{4}; 12 \times 2 \right) = 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h_r}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,80 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens x-x : } \tau_u = \frac{485,96 \times 10^3}{300 \times 770} = 2,10 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens y-y : } \tau_u = \frac{514,41 \times 10^3}{300 \times 770} = 2,22 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

3- Vérification à l'ELS :

$$; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_b \leq \sigma'_b = 15 \text{ MPa avec : } \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

K et β sont donnés en fonction de ρ

- *Tableau de vérification :*

	zone	M_s KN.m	A_s (cm ²)	b (cm)	d (cm)	ρ	k	β	$\frac{\sigma_s}{2}$ KN/cm ²	$\frac{\sigma_b}{2}$ kn/cm ²	$\frac{\sigma'_b}{2}$ kn/cm ²	obs
x-x	appui	240,47	14,04	30	77	0,61	28,10	0,884	25,16	0,89	1,5	CV
	travée	191,67	14,04	30	77				20,05	0,71	1,5	CV
y-y	appui	276,66	14,04	30	77				28,94	1,02	1,5	CV
	travée	204,49	14,04	30	77				21,39	0,76	1,5	CV

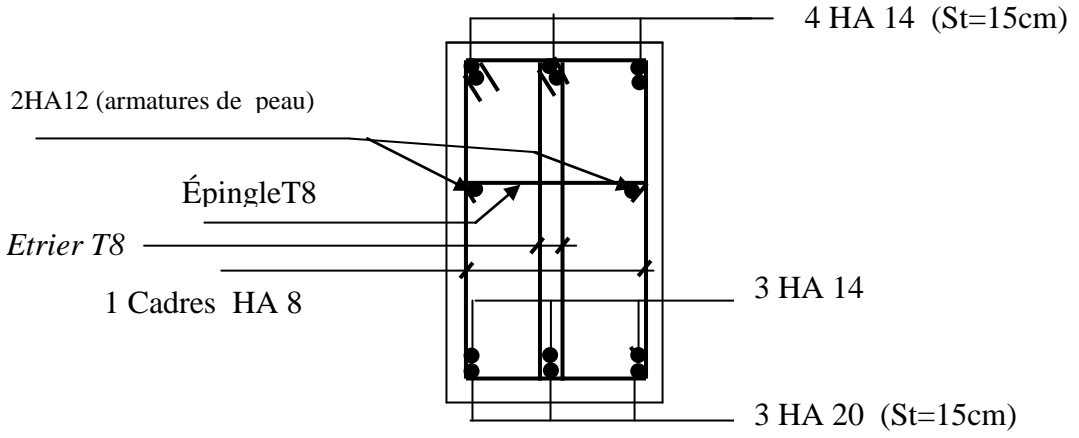
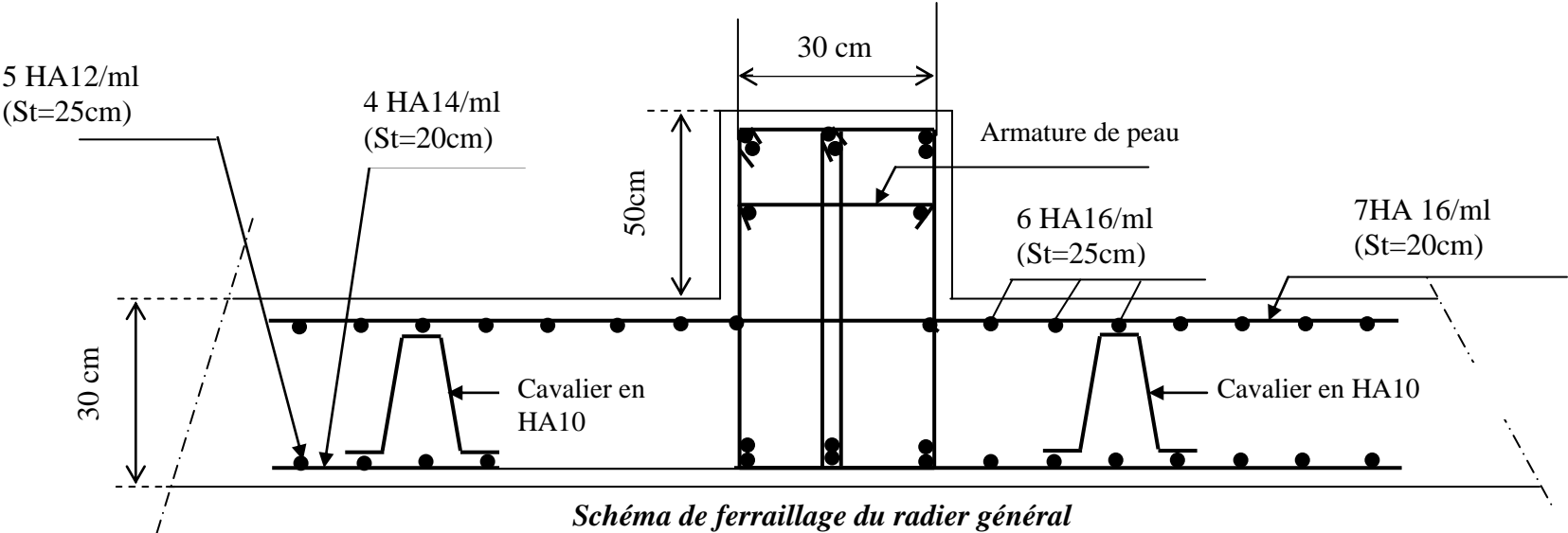


Schéma détaillant les armatures de la nervure

Conclusion général

Le projet de fin d'étude que nous venons de réaliser consiste en l'étude d'un immeuble à ossature auto-stable mixte (voiles-portique).

Il nous a permis la mise en application des connaissances acquises durant notre formation et une recherche variée à travers des ouvrages et des sites internet ; dans lesquels nous avons découvert plusieurs autres méthodes de calcul.

Sachant que le calcul de l'ingénieur ne se limite pas seulement à la stabilité de de l'ouvrage, celui-ci doit prendre en compte aussi :

- La longévité**
- L'économie.**
- La facilité dans la réalisation.**
- L'utilisation des matériaux locaux.**

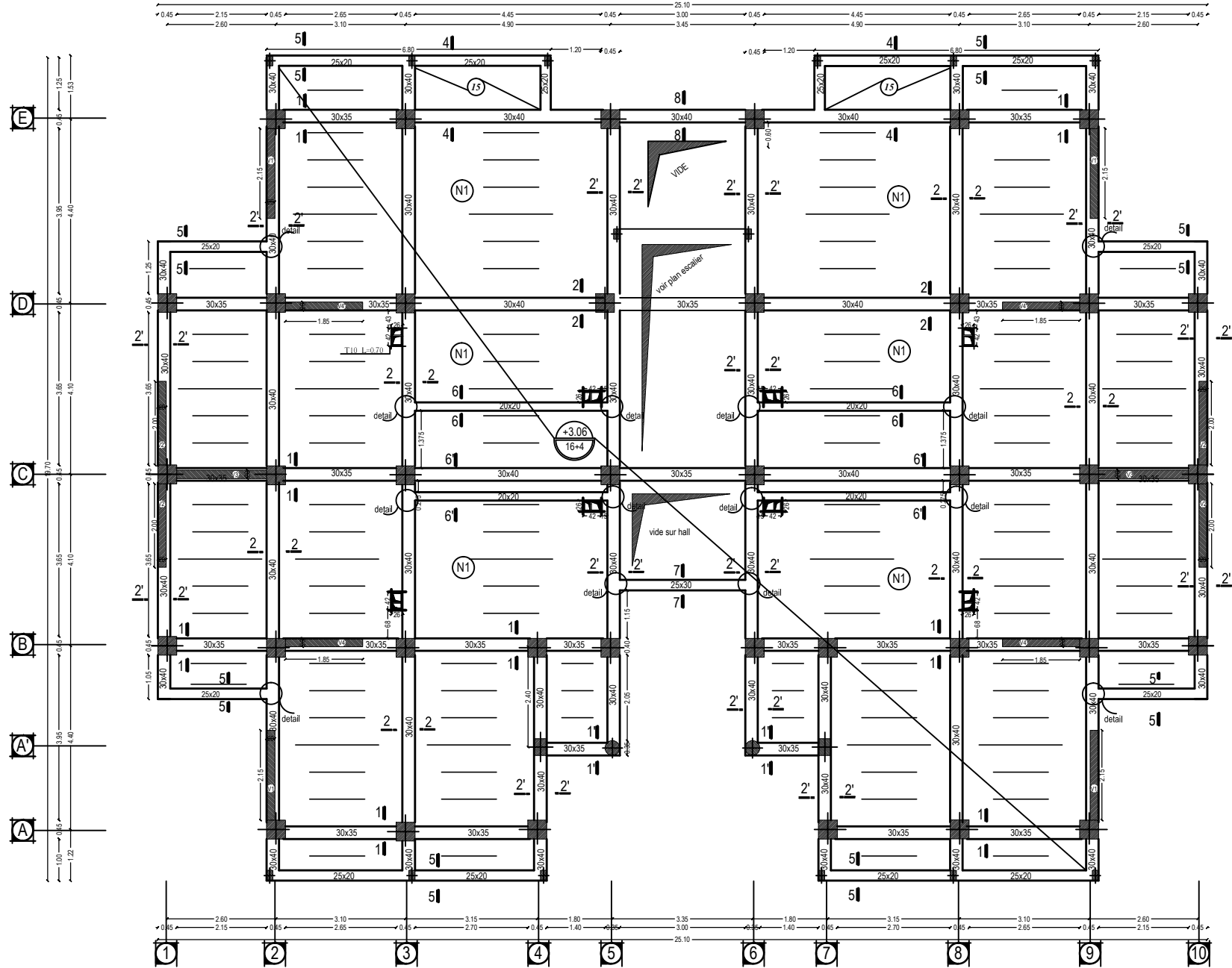
Bibliographie

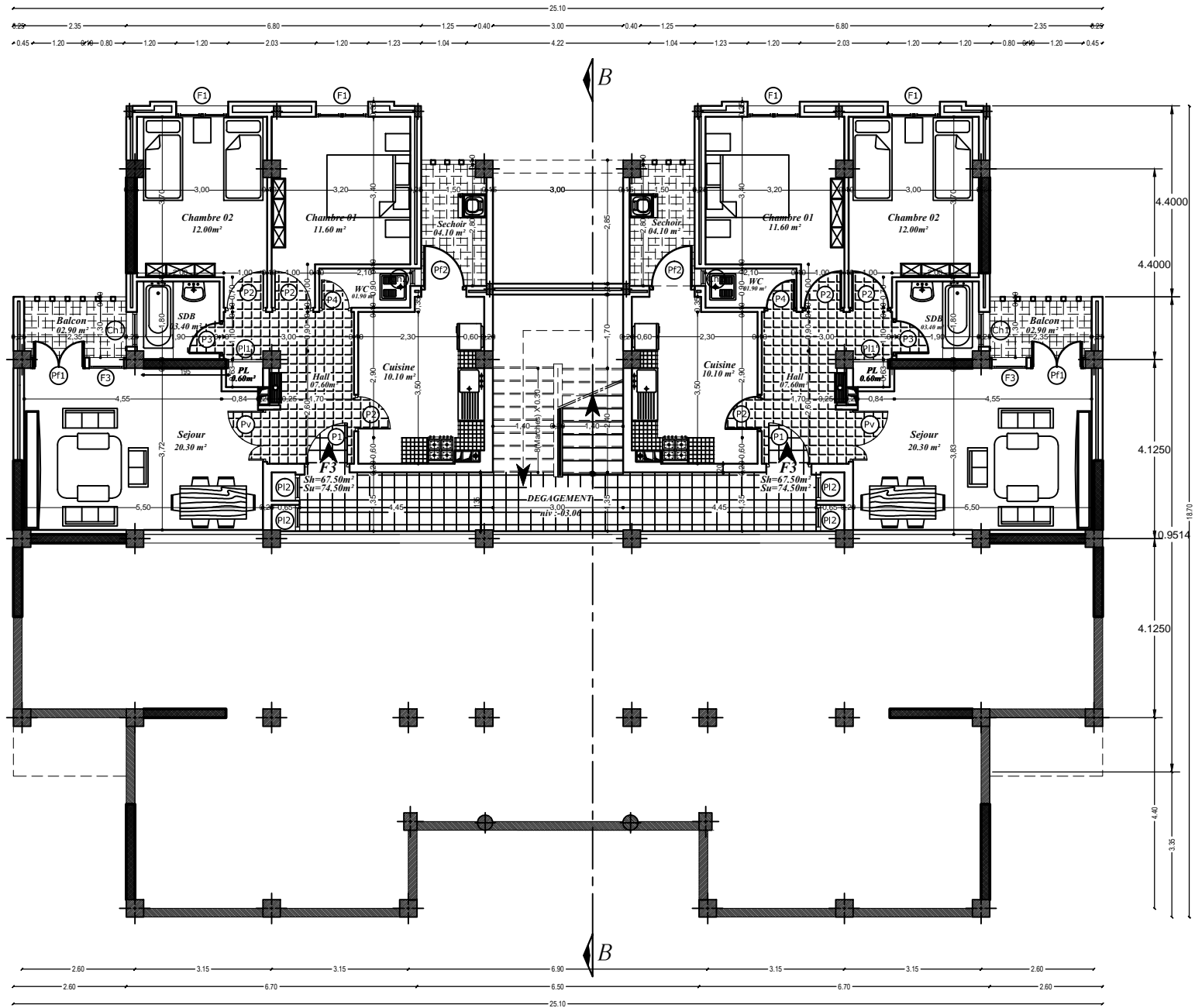
- ❖ Maîtrise du BAEL91 et DTU associés (JEAN PERCHAT, JEAN ROUX)
- ❖ Béton armé. BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (JEAN- PIERRE MOUGIN)
- ❖ DTR. BC. 22. Charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- ❖ Règles BAEL 91 modifiés 99.
- ❖ DTR. BC. 2.48. Règles Parasismique Algériennes (RPA99/version 2003).
- ❖ MARIAUS DIVER, (Calcul pratique des tours en béton armé).
- ❖ VICTOR DAVIDOVICI, (Formulaire de béton armé Tome 2).
- ❖ Cours et TD pris le long du cursus.
- ❖ RPA.99. Règles Parasismiques Algériennes.D.T.R-B.C-2.48.
- ❖ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.



FAÇADE PRINCIPALE

Coffrage niv +3.06





VUE EN PLAN ENTRE-SOL