

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد البشير الإبراهيمي - برج بوعريريج

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahim - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département Génie civil

MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURE

Réaliser Par : - Guemraoui ali

- Souici mohamed taher

Sujet

Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation, implanté à Bordj Bou Arreridj

Soutenu publiquement, ledevant le jury composé de :

Mr	CHALANE Mourad	MCB	Univ-BBA	Encadreur
Mr	BENSLAMA Boulem	MAA	Univ-BBA	Co-Encadreur
Mr		MAA	Univ-BBA	Président
Mme		MCB	Univ-BBA	Examineur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

***Nous voulons en premier remercier dieu qui nous a donné volonté,
force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail.***

***Nous voulons exprimer nos profondes reconnaissances à notre
encadreur Mourad CHALANE , docteur à l'université de Mohamed el
bachir el Ibrahimi Bordj Bou Arreridj pour l'excellente orientation et
les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire
ainsi que pour la grande confiance qu'il nous accordée.***

***Un grande merci à toute les professeurs de la 1^{ère} et 2^{ème} année
master et 3^{ème} année licence génie civil.***

***Un grande merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou
d'une autre nous ont aidé à soutenir.***

Dédicaces

، وبين السعي والتحدي، لأبلغ هذه اللحظة التي أرفَ فيها ثمرة سنواتٍ من التعب، فالحمد لله أولاً وآخرًا
في هذه اللحظة التي تمتزج فيها مشاعر الفرح بالامتنان، لا يسعني إلا أن أتقدّم بأصدق عبارات الشكر والعرفان لكل من كان له يدٌ بيضاء
في مساري العلمي
أتوجه بخالص الامتنان والتقدير إلى الأساتذة الأفاضل، مشايخ هذا الصرح العلمي المبارك، الذين لم يدّخروا جهدًا في تعليمنا وتوجيهنا،
وفتح آفاق المعرفة أمامنا، فكانوا القدوة والنبراس، وكانوا لنا آباءً في القاعة وأساتذةً في الفكر، فلهم مني كل الشكر والثناء، ونسأل الله
أن يجزيهم خير الجزاء
كما أوجّه تحية خالصة لزملائي الأعزاء الذين كانوا رفقاء درب، نتقاسم معًا الأوقات الصعبة واللحظات الجميلة، نعين بعضنا بالكلمة
الطيبة والنصيحة الصادقة، ونتجاوز سويًا صعوبات المرحلة، فنكنتم بحق عائلة ثانية، وسأظل أعتز بكم وبذكرياتنا ما حييت
ولا أنسى أن أشكر إخوتي و أصدقائي خارج مقاعد الدراسة، الذين كانوا سندًا معنويًا، بكلمة مشجعة، أو وقفة صادقة، أو دعاء في ظهر
الغيب، فلکم مني أصدق مشاعر المحبة والامتنان
كما أشكر كل من حضر وشارك وساهم ولو بكلمة طيبة في هذه اللحظة المميزة من حياتي، حضوركم تاج فوق رأسي، ووسام في قلبي
أمي الحبيبة، يا من سهرت الليالي، وتحملت المشقة بصمت، وكنت الداعمة الأولى، والمرفا الآمن في كل لحظة ضعف. لو كتبت ألف
سطر، ما وقّيتك حقك. هذا النجاح ثمرة دعائك، وصبرك، وحبك اللا مشروط. لك مني كل الحب والتقدير، وأسأل الله أن يحفظك ويطول
عمرک في صحة وسعادة

Dédicaces

الحمد لله الذي بنعمته تتمّ الصالحات، وبفضله وتوفيقه أسدل الستار على مرحلة مهمة من حياتي، مرحلة جمعت بين الجد والاجتهاد

، وبين السعي والتحدي، لأبلغ هذه اللحظة التي أزفّ فيها ثمرة سنواتٍ من التعب، فالحمد لله أولاً وآخرًا
في هذه اللحظة التي تمتزج فيها مشاعر الفرح بالامتنان، لا يسعني إلا أن أتقدّم بأصدق عبارات الشكر والعرفان لكل من كان له يدٌ بيضاء
في مساري العلمي

أتوجه بخالص الامتنان والتقدير إلى الأساتذة الأفاضل، مشايخ هذا الصرح العلمي المبارك، الذين لم يدخروا جهدًا في تعليمنا وتوجيهنا،
وفتح آفاق المعرفة أمامنا، فكانوا القدوة والنبراس، وكانوا لنا آباءً في القاعة وأساتذةً في الفكر، فلهم مني كل الشكر والثناء، ونسأل الله
أن يجزيهم خير الجزاء

كما أوجّه تحية خاصة لزملائي الأعزاء الذين كانوا رفقاء درب، نتقاسم معًا الأوقات الصعبة واللحظات الجميلة، نعين بعضنا بالكلمة
الطيبة والنصيحة الصادقة، ونتجاوز سويًا صعوبات المرحلة، فكنتم بحق عائلة ثانية، وسأظل أعتز بكم وبذكرياتنا ما حييت
ولا أنسى أن أشكر إخوتي و أصدقائي خارج مقاعد الدراسة، الذين كانوا سندًا معنويًا، بكلمة مشجعة، أو وقفة صادقة، أو دعاء في ظهر
الغيب، فلکم مني أصدق مشاعر المحبة والامتنان

كما أشكر كل من حضر وشارك وساهم ولو بكلمة طيبة في هذه اللحظة المميزة من حياتي، حضوركم تاج فوق رأسي، ووسام في قلبي
أمي الحبيبة، يا من سهرت الليالي، وتحملت المشقة بصمت، وكنّت الداعمة الأولى، والمرفاً الآمن في كل لحظة ضعف. لو كتبت ألف
سطر، ما وقّيتك حقك. هذا النجاح ثمرة دعائك، وصبرك، وحبك اللا مشروط. لك مني كل الحب والتقدير، وأسأل الله أن يحفظك ويطيل
عمرک في صحة وسعادة. وفي نهاية كلمتي اكتب وقلبي يعصتر شوقاً لوجه عزيز على قلبي

أبي العزيز: رحلت بالجسد، لكنك لم تغب عن قلبي لحظة. كم كنت تحلم بهذه اللحظة، وكم تمنيت أن تكون حاضرًا لتراها. نجاحي هذا أقدمه
إليك، وفاءً لما غرست في من قيم، وما ضحيت من أجلي. رحمك الله رحمة واسعة، وجعل الجنة دارك ومثواك، وأسكنك الفردوس الأعلى
بغير حساب.

Résumé

L'objectif de ce projet est d'étudier un immeuble d'habitation composé d'un rez-de-chaussée +5 étages.

A réaliser à la wilaya de **Bordj Bou Arreridj**, classée dans la zone sismique IIa selon la réglementation antisismique algérienne 2003-99.

Au moyen de poutres, de colonnes et de mur en béton armé, la stabilité du bâtiment pour toutes les charges.

L'étude et l'analyse du bâtiment ont été faites à l'aide d'un programme (**ROBOT Version 2020**)

Applique les normes et lois en vigueur en Algérie BAEL 91 et RPA version 2003 Les dimensions ont été déterminées et tous les éléments principaux et secondaires du bâtiment ont été armés.

Le ferrailage des éléments résistifs (poteaux, poutres et murs en béton armé) est calculé manuellement, l'infrastructure de ce bâtiment.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Etude dynamique, étude, voile Robot 2020, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99

ملخص

الهدف من هذا المشروع دراسة عمارة سكنية مكونة من طابق أرضي +5 ينفذ في ولاية برج بوعريش المصنفة بالمنطقة الزلزالية 2 القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 2003-99 بواسطة العارضات والأعمدة والجدار الخراساني المسلح ثبات المبنى لجميع الأحمال تم إجراء دراسة وتحليل المبنى باستخدام برنامج. نسخة ROBOT 2020 طبق المعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر (RPA99 version 2003 BAEL 91 modifié 99)

تم تحديد الأبعاد و تسليح العناصر الأساسية والثانوية المقاومة للبناءية يتم حساب تقوية العناصر المقاومة (الأعمدة والعارضات والجدران الخراسانية المسلحة) يدويًا **الكلمات المفتاحية:** بناء، خرسانة مسلحة، دراسة ديناميكية، دراسة، شراع Robot 2011, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation du projet	2
I.3. Caractéristiques du bâtiment	2
I.4. Caractéristiques du sol	3
I.5. Caractéristiques des matériaux	3
I.6. Hypothèses de calcul aux états limites	11
I.7. Actions et sollicitations	13
I.8. Règlements et normes utilisés	15
I.9. Les logiciels utilisés	15
Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction	18
II.2. Pré dimensionnement :	18
II.2.1. Pré dimensionnement des éléments principaux	18
II. 2.1.1. Les Poutres	18
II.2.1.2. Les planchers	20
2.1.3. Les poteaux	30
II.2.1.3 Les nervures :	22
II. 2.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires	23
II.2.2.1. Les voiles	23
II. 2.2.2. L'acrotère	24
II. 2.2.4. Les escaliers	25
Chapitre III: Etude des éléments secondaires	
IV.1. L'acrotère	31
IV.2. L'ESCALIER	39
IV.3. Etude de la poutre palière	44

IV.4. balcons :	46
IV .5. Etude du plancher	50
IV.6. Étude de la dalle machine	110
Chapitre VII : Etude dynamique	
V.1. Introduction	63
V.2. Méthode de calcul	63
V.3. Méthode d'analyse modale spectrale	65
V.4. Conclusion	70
Chapitre VIII : Calcul des éléments structuraux	
VI.1. Introduction	74
VI.2. Combinaisons dus charges	74
VI.3. Caractéristiques du matériau	75
VI.4. Ferrailage des poteaux	75
VI.5. Ferrailage des poutres	85
VI.6. Ferrailage des voiles	91
Chapitre VII : Etude Des fondations	
IIIV.1. Introduction	100
IIIV.2. Etude de fondation.	100
IIIV.3.: Différents types de fondations	100
IIIV.4.: Choix de type de fondation :	100
IIIV.4.: Vérification de type de la semelle :	101
IIIV.5.: Calcule de la semelle isolée :	101

III.V.6 : Calcule des semelles filantes sous voile 1	106
III.V.7. Étude des semelles filantes sous (voile + poteau) :	106
III.V.8. : Étude des longrines :	107
III.V.9. : Dimensions du coffrage :	108
III.V.10. : Sollicitations :	108
III.V.11. : Ferrailage longitudinal :	108
III.V.12. : Conclusion :	109

Listes de tableaux :

Tableaux	Pages
Tableau I-1 : Dosage et composition du béton	4
Tableau I-2 : caractéristiques des aciers utilisés	9
Tableau I-3 : Tableau Récapitulatif des données des matériaux	16
Tableau II.1 : Prédimensionnement de la section transversale de nervure	22
Tableau II.2 : pré dimensionnement des éléments	30
Tableau III-1 Ferrailage des balcons	49
Tableau III-2 : Charges supporté par Les poutrelles.	50
Tableau VII.1: Les sollicitations sur le poteau	77
Tableau VII.2: L'armature longitudinale des poteaux.	80
Tableau VII.3: les moments max dans les poutres principales	83
Tableau VII.4: les moments max dans les poutres secondaire	87
Tableau VII.5: les sollicitations des voiles y-y	93
Tableau VII.6: les sollicitations des voiles x-x	95
Tableau VIII.1: les sollicitations pour les poteaux	100
Tableau VIII.2: récapitulatif des résultats de ferrailage des semelles isolées	104

Liste des figures :

Tableaux	Pages
Figure I-1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	5
Figure I-2 : Déformations dans une section droite d'une poutre.	6
Figure I-3 Diagramme Des déformations Diagramme Des contraintes	7
Figure I.4 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).	8
Figure I-5 : Diagramme des contraintes-déformations du béton(ELU).	8
Figure I-6 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier.	10
Figure I-7 : Règle des trois pivots	13
Figure I-8 : Règle des trois pivots	13
Figure II .1. Dimensions de poutres	18
Fig. II.2. Dimensions à respecter pour les poutres	19
Fig. II.3. Coupe transversale (section en T)	22
Fig. II.4. Coupe de voile en plan	23
Fig. II.5. Coupe transversale d'un acrotère	24
Fig. II.6 : Schéma statique de la 1 ^{er} volée du RDC	26
Fig. II.7 : Schéma statique de volets de 1 ^{er} étage et 2 ^{ém} volets RDC	27
Figure III.2 : - les différents coupes de l'acrotère	31
Figure III.3 : - Ferrailage de l'acrotère	38
Figure III.4 : Schéma de Combinaison de charge	40
Figure III.5 : : Coupe transversale de paillasse	41
Figure III.6: Ferrailage des escaliers	44
Figure III.07 : Ferrailage de la poutre palière	47
Figure III.08 : - vue en plan des balcons	48
Figure III.10 : Type des planchers.	53
Figure III.11 : schéma ferrailage de plancher terrasse inaccessible	56
Figure III.12 : schéma ferrailage de plancher Pour étage courant	62
Figure IIV.1 : 1 ^{ER} mode translation selon Y	65

FigureIV.2 : 2^{ER} mode translation selon X	66
FigureIV.3 : 3^{ER} mode torsion	66
FigureIV.4 : Disposition des voiles	76
Figure IV.5 : Dimensions du balcon	77
FigureIIV.1 : ferrailage des poteaux40x 40	81
FigureIIV.2 : moments max a ELU des poutres pricipales1	83
FigureIIV.3 : moments max a ELS des poutres pricipales1	83
FigureIIV.4 : moments max a ELA des poutres pricipales1	84
FigureIIV.5 : As travée cal des poutres principales	85
FigureIIV.6 : moments max a ELU des poutres secondaires	87
FigureIIV.7 : moments max a ELS des poutres secondaire	88
FigureIIV.8 : moments max a ELA des poutres secondaire	88
FigureIIV.9 : As travée cal des poutres principales	89
FigureIIV.10: Schéma de ferrailage des poutres 30*40.	91
FigureIIV.11: Schéma de ferrailage des poutres 30*30	92
FigureIIV.13: Schéma ferrailage des voiles sens y-y	97
FigureIIV.14: Schéma ferrailage des voiles sens x-x	98
FigureIIIV.1:Types de fondations superficiel	100
FigureIIIV.2:les dimensions en élévation des semelles	102
FigureIIIV.3:schéma de ferrailage semelle isolée sous poteau H	106
FigureIIIV.4 : schéma de ferrailage semelle filante	108
FigureIIIV.5 : schéma de ferrailage longrine	109
FigureIIIV.4 : Ferrailage des semelles filantes	107
FigureIIIV.5. Ferrailage de longrine.	109

LISTE DE NOTATIONS :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique.
- E : Action accidentelle.
- F : Force concentrée.
- G : Action permanente.
- L : Longueur, portée.
- M : Moment fléchissant.
- N : Effort normal.
- Q : Action d'exploitation ; Facteur de qualité.
- R : Coefficient de comportement global de la structure.
- T : Effort tranchant, période.
- V : Force sismique totale.
- W : Poids totale de la structure.
-
- B_r : Section réduite.
- C_p : Facteur de force horizontal.
- C_T : Coefficient de période.
- E_b : Module de déformation longitudinale du béton.
- E_{IJ} : Module d'élasticité instantané.
- E_S : Module d'élasticité de l'acier.

E_{Vj} : Module d'élasticité différé.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

I_x, I_y : Moment d'inertie.

L_f : Longueur de flambement.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

M : Moment sur appuis.

M_T : Moment en travée.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

S_t : Espacement.

W_i : Poids au niveau « i ».

d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

e : Epaisseur.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature sup).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

f_{cj} : Résistance à la compression du béton à (j) jour.

F_{tj} : Résistance à la traction du béton à (j) jour.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

i_x , i_y : Rayon de giration.

α : Position relative de la fibre neutre.

β : Coefficient de pondération.

λ : Elancement.

ε : Déformation relative.

ϕ : Diamètre des armatures.

η : Facteur de correction d'amortissement.

θ : Coefficient d'application.

μ_u : Moment ultime réduit.

γ_b : Coefficient de sécurité

de béton. γ_s : Coefficient de

sécurité d'acier. τ_u :

Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_{u\mathbf{u}}$: Contrainte ultime de cisaillement.

σ_{bc} : Contrainte de béton.

σ_{st} : Contrainte d'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

Introduction générale :

Les spécialistes génie civil 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. Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute seules qui ont le plus d'effet destructeur dans les zones urbanisées. Les phénomènes sismiques ne sont pas encore parfaitement connus, et les tremblements de terre importants sont antérieurs à ce dont peut se souvenir la mémoire collective urbaine, c'est pourquoi la plus part des nations ne sont pas encore mises à l'abri de ce risque social et économique majeur.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Notre travail consiste à la conception et l'étude d'une tour (R+9) avec un contreventement par voiles implanté dans la wilaya de boumerdes classé comme zone III d'après règles parasismiques algériennes **(RPA99/Version2003)**.

Présentation du projet

. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation du projet

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+5 portiques auto stable à usage d'habitation), Ce projet est un ouvrage courant implanté à **ANASSER** wilaya de **BORDJ BOU ARRERIDJ** classée d'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 « article 3.2 » comme une zone de moyenne sismicité **Zone IIa** (zone moyenne sismicité).

ayant une importance moyenne de **groupe d'usage 2A**. Sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres.

I.3. Caractéristiques du bâtiment

I.3.1. Caractéristiques architecturales

a-Dimension en élévation :

- ❖ Hauteur d'étage :H= 3.06 m
- ❖ Hauteur de rez-de chaussé :H= 3.23 m
- ❖ Hauteur totale du bâtiment:H_t= 18.53 m

b- Dimensions en plan :

- ❖ Longueur du bâtiment : L_x= 20.70 m.
- ❖ Largeur du bâtiment :L_y= 9.65 m.

I.3.2. Les éléments structuraux :

- **Choix de Contreventement** : La structure du bâtiment a un système de contreventement assuré par des portiques avec justification d'interaction auto stable (poteaux-poutres) en béton armé.
- **L'acrotère** : Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.
- **Les planchers** : Ce sont des aires, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression, ils peuvent être des dalles pleines aussi. Qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

On a opté pour un plancher Corps creux, (poutrelles et dalle de compression) qui représente les avantages suivants :

- ✓ Facilité de réalisation
- ✓ Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique
- ✓ Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique

- ✓ Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).
- **Les poutres** : Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations. Elles sont sollicitées à la flexion plane.
- **Les poteaux** : Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.
- **Les escaliers** : Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.
- **La maçonnerie** : Il y a deux types de murs dans la structure :
 - a- **Les murs extérieurs** : Murs extérieurs en double cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).
 - b- **Les murs intérieurs** : Murs intérieurs en une seule cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur
 - Revêtement : Le revêtement est constitué par :
 - ✓ Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façades.
 - ✓ Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
 - ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
 - ✓ Céramique pour la salle d'eau.
 - **L'infrastructure** : Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :
 - ✓ Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
 - ✓ Limiter les tassements.
 - ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

. Caractéristiques du sol :

D'après le rapport de sol de l'assiette foncière réservée à notre projet les caractéristiques du sol en place sont les suivantes :

- ❖ La contrainte admissible du sol tirée de la portance : 2 bar.
- ❖ La nature du sol : sol ferme de catégorie (S2), d'après les règles parasismiques algériennes **RPA99/version 2003 « article 3.3 »**.

I.5. Caractéristiques des matériaux :

I.5.1. Béton :

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), et de l'eau de gâchage. A ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement des qualités par les quelles l'étude est orientée, la composition moyenne pour 1m de béton est la suivante:

Composants	Gravies	Sable	Ciment	Eau
Volume	800L	400L	8 sacs	180 L
Poids (kg)	1200	600	400	180

Tableau I-1 : Dosage et composition du béton

Les constituants du béton

➤ Le ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

▪ Classification selon leur composition :

Les ciments sont classés en fonction de leur composition en cinq types principaux :

- **CPA** : (ciment portland artificiel) CEM I 42.5 = contient 97% de clinker et un filler permettant le complément.
- **CPJ** : (ciment portland composé) CEM II 42.5/ A ou B = contient 65% de clinker, le reste cendre, filler, laitier Pouzzolane.
- **CLC** : (le ciment au laitier et à la cendre) = ce ciment contient entre 25 à 66 de clinker ,20 à 45% de cendre foulante et 20 à 45% de laitier avec un filler dans la limite de 3%.
- **CLK** : (ciment de laitier ou clinker)= ce ciment contient plus de 80% De laitier, le reste de constituant étant le clinker et un filler dans les limites de 3%.

Actuellement les classes du ciment noté= CEM I, CEM II, CEM III, CEM IV, CEM V.

➤ Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

C'est l'élément qui constitue le squelette du béton et occupe environ les 70 % à 75% du volume, les agrégats sont d'une roche de différentes grosseurs=sable (0-5 mm) et gravier (5-25 mm) pour un béton ordinaire.

➤ L'eau :

C'est un élément très important dans l'hydratation du ciment et la maniabilité du béton, une insuffisance comme un excès d'eau peut entraîner une chute de la résistance essentiellement due à la porosité, un rapport eau-ciment compris entre 0,4 et 0,6 est très consommable.

➤ Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

I.5.1.2. Résistance caractéristique du béton :

- **Résistance à la compression f_{cj} :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances f_{c28} au moins égale à 20 MPA et au plus égale à 45 MPA. **(RPA 99 article 8.1.1)**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{MPa (} j \leq 28 \text{jours) BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{MPa (} j \leq 28 \text{jours) BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$j > 28j \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

Avec f_{cj} : résistance du béton à l'âge J.

J : l'âge en jours.

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de J, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{MPa}$.

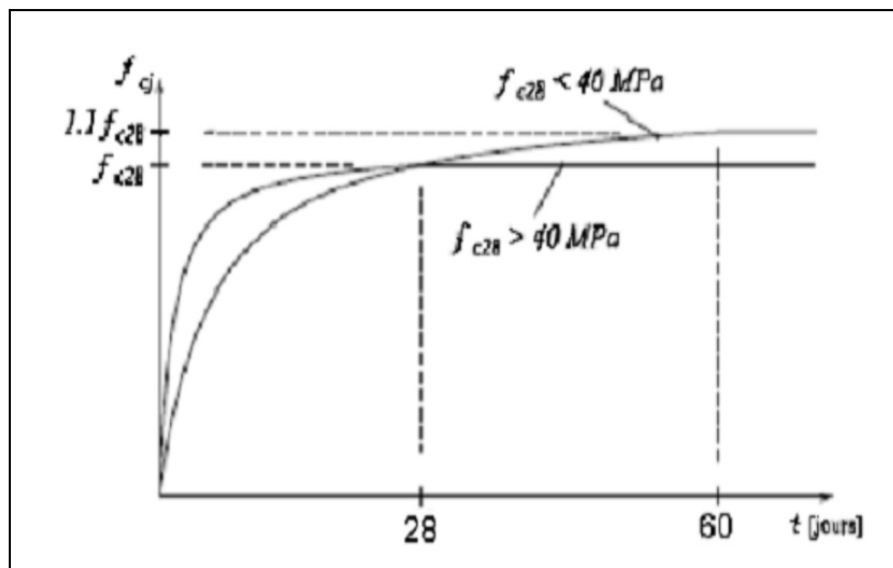


Figure I-1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

La **figure I-1** donne l'allure de la variation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

- **Résistance à la traction f_{tj} :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge J jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{MPa} \\ f_{tj} = 0.275f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{MPa} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25\text{MPA}$ donc $f_{t28} = 2,1\text{MPA}$

- **Module de déformation longitudinale béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton :

- ❖ **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{CBA 93[ART 2.1.1.2]})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ donc $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPA}$.

- ❖ **Module de déformation différée :**

Sous charges d'une longue durée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{E_{ij}}{3} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{CBA 93[ART 2.1.2.2]})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ donc $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPA}$.

- **Coefficient de Poisson :**

Coefficient de Poisson qui se détermine par mesure directe de la déformation transversale d'une éprouvette comprimée ou tendue, ou par le rapport de déformation longitudinale en valeur relative :

$$\nu = \frac{\text{déformation trasversale}}{\text{déformation longitudinale}} = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$$

ν : Coefficient de Poisson ; $\begin{cases} \nu = 0 \text{ (zéro) pour le calcul des sollicitations.} \\ \nu = 0,2 \text{ pour le calcul des déformations.} \end{cases}$ (CBA 93[ART 2.1.2.3])



Figure I-2: Déformations dans une section droite d'une poutre.

- **Module déformation transversale béton :**

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

Avec :

E : module de Young

V : Coefficient de Poisson

G = 0.4E pour le béton non fissuré (ELS).

G = 0.5E pour le béton fissuré (ELU).

I.5.1.3. Contraintes limite du Béton :

- La Contraintes de compression à L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en [MPa]} \quad (\text{BAEL 91[Article A.4.3.4] P26})$$

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité ; $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle} \end{cases}$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

$\theta = \begin{cases} 1,00 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$

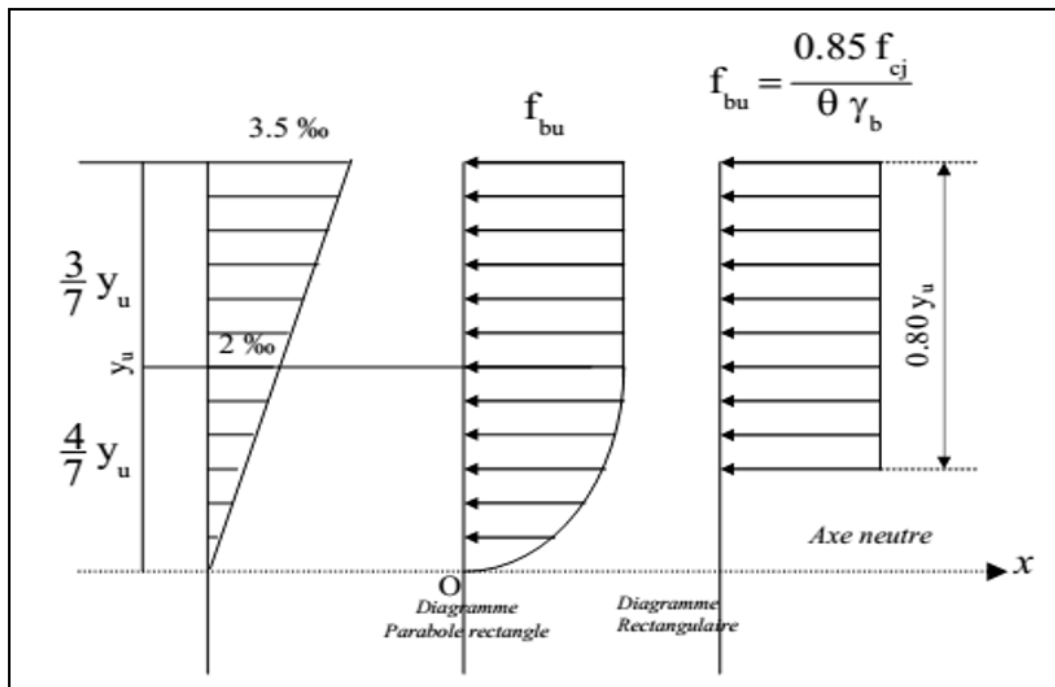


Diagramme Des déformations

Diagramme Des contraintes

Figure I-3 : Diagrammes déformations –contraintes de béton.

- La Contraintes de compression à L'ELS :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS

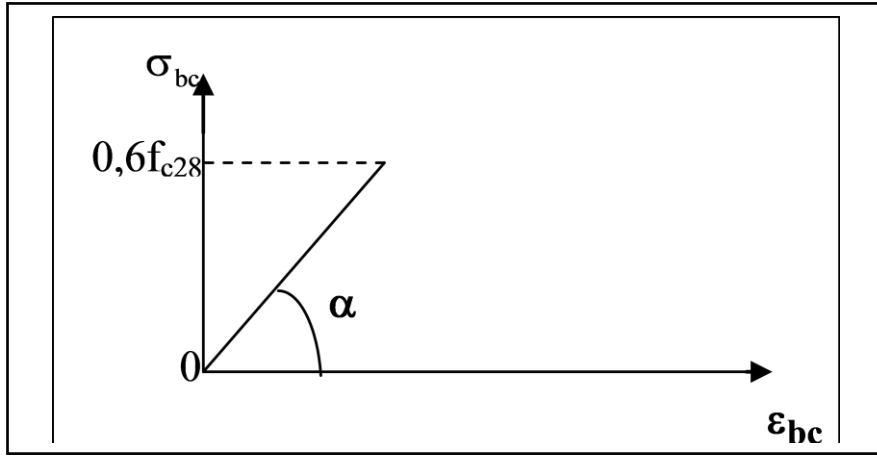


Figure I.4 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).

▪ **Contrainte ultime de cisaillement de béton :**

$$\tau_{adm} = \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33\text{MPa} & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ 4,34\text{MPa} & \text{en situation accidentelle(S.A)} \end{cases}$$

$$\tau_{adm} = \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) \text{ pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5\text{MPa} & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ 3,26\text{MPa} & \text{en situation accidentelle(S.A)} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{adm} = 3.33 \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2.5 \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

• **Diagramme contrainte déformation :**

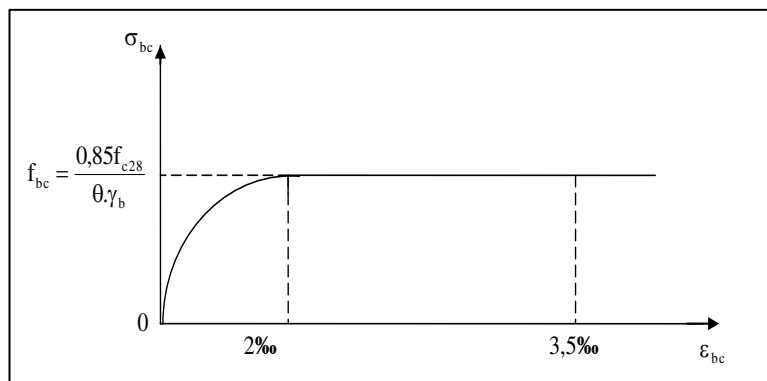


Figure I-5 : Diagramme des contraintes-déformations du béton (ELU).

Le diagramme parabole rectangle (**Figure I-2**) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance. Le raccourcissement relatif à de la fibre la plus comprimée est limité à :

- ✓ 2 ‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- ✓ 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

Pour :

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰} \quad \sigma_{bc} = 0.25 \cdot f_{bc} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \cdot \varepsilon_{bc})$$

$$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰} \quad \sigma_{bc} = f_{bu} \quad \text{tel que : } f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta}$$

I.5.2. Acier :

Leur rôle est de reprendre les efforts de traction, qui ne peuvent pas être repris par béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E . Sa bonne adhérence au béton permet de constituer un matériau homogène. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s=210\,000$ MPA.

I.5.2.1. Différents types d'aciers

- **Les ronds lisses (R.L):**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances $FeE215$ et $FeE235$ et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12,14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- **Les aciers à haute adhérence (H.A) :**

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier $FeE400$ et $FeE500$ et même diamètre que les R L. Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des $FeE400$ de type 1.

- **Treillis soudés:**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement. Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances

Type D'aciers	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement Relatif à la Rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient De scellement (ψ)
Acier En Barre	Rond lisse feE24	R.L	235	410-490	22	1	1
	Haute Adhérence FeE40	H.A	400	480	14	1,6	1,5
Acier En Treillis	Treillis Soudés (T.S) TL520 ($\Phi < 6$)	T.S	520	550	8	1,3	1

Tableau I-2 : caractéristiques des aciers utilisés.

Selon le RPA99 (Article 7.2.2), les armatures longitudinales doivent être :

- ✓ De haute adhérence avec $f_e \leq 500\text{MPa}$.
- ✓ L'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5%.

Dans notre ouvrage on utilise :

- L'acier a haute adhérence (HA) : FeE400 pour les armatures longitudinales.
- L'acier rond lisse (RL) : FeE235 pour les étriers, cadres et épingles...etc.
- L'acier treilles soudé (TS) : FeE500 pour la dalle de compression.

I.5.2.2. Enrobage : [BAEL91 (Article C 2 310 - 2)]

a) valeurs minimales fixées :

L'enrobage de chaque armature est au moins égal à :

- ✓ son diamètre, si elle est isolée ;
- ✓ la largeur du paquet dont elle fait partie, dans le cas contraire.

b) Protection des armatures

Indépendamment des valeurs minimales fixées, l'enrobage de toute armature (qu'il s'agisse d'une armature longitudinale, d'une armature transversale ou même d'une armature secondaire non calculée), défini comme la distance de l'axe de cette armature au parement le plus voisin, diminuée du rayon nominal de celle-ci, est au moins égal à :

- ✓ 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives (cas de certaines constructions industrielles).
- ✓ 3 cm pour les parois, coffrées ou non, soumises (ou susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou exposées aux intempéries ou à des condensations ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.
- ✓ 1 cm pour les parois situées dans des locaux couverts et clos, et non exposées aux condensations (par exemple, planchers intérieurs de logements ou bureaux).

La valeur de 5 cm peut être réduite à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton sont convenablement protégés par un procédé à l'efficacité démontrée. La valeur de 3 cm peut être réduite à 2 cm lorsque la résistance caractéristique du béton à la compression est au moins égale à 40MPa.

I.5.2.3. Contraintes limites :

❖ Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

• Diagramme contrainte –déformation :

Lorsqu'une éprouvette d'acier est soumise à un essai de traction, on obtient le diagramme suivant :

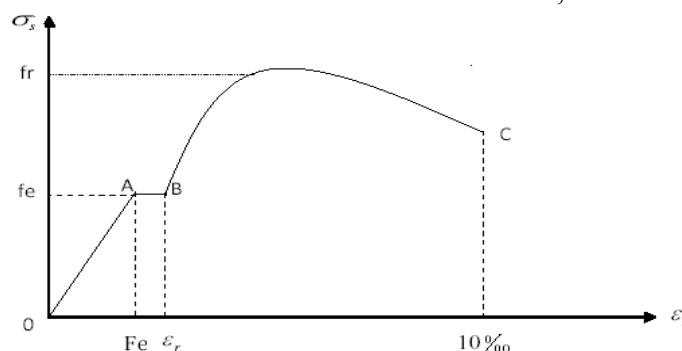


Figure I-6 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier.

La contrainte limite ultime $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$ Pour : $\varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰}$

Avec :

Le coefficient de sécurité γ_s : $\gamma_s = \begin{cases} 1 \text{ pour la situation accidentelles} \\ 1,15 \text{ pour la situation normale} \end{cases}$

γ_s : Allègement relatif de l'acier limité à 10‰

fe : La limite élastique de l'acier. $fe = 400\text{MPa}$

et :

$\sigma_s = 348\text{MPa}$ En situation durable.

$\sigma_s = 400\text{MPa}$ En situation accidentelle.

$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$ Pour : $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 2×10^5

• Etat limite de service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

La valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

✓ Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

✓ Fissuration nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} fe ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) \quad \text{BAEL91 (Article A. 4. 5. 32).}$$

✓ Fissuration très nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} fe ; 90 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) \quad \text{BAEL91 (Article A. 4. 5. 32)}$$

Avec :

n : Coefficient de fissuration.

$$n = \begin{cases} n = 1 & \text{pour les ronds lisses.} \\ n = 1.6 & \text{pour les HA.} \\ n = 1.3 & \text{pour les HA de } \emptyset < 6\text{mm.} \end{cases}$$

I.6. Hypothèses de calcul aux états limites : BAEL91 (Article A. 4. P55.)

I.6.1. Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

I.6.1.1. Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

- **Hypothèse de calcul à l'E L U :**

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- Les sections droites restent planes (hypothèse de Bernoulli) après déformation.
- Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :
 - En flexion $\longrightarrow \epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$
 - En compression simple $\longrightarrow \epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) **Figure I-4**.

- **Règle des trois pivots :**

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la Figure I-4.

On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la **Figure I-4**: celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple).

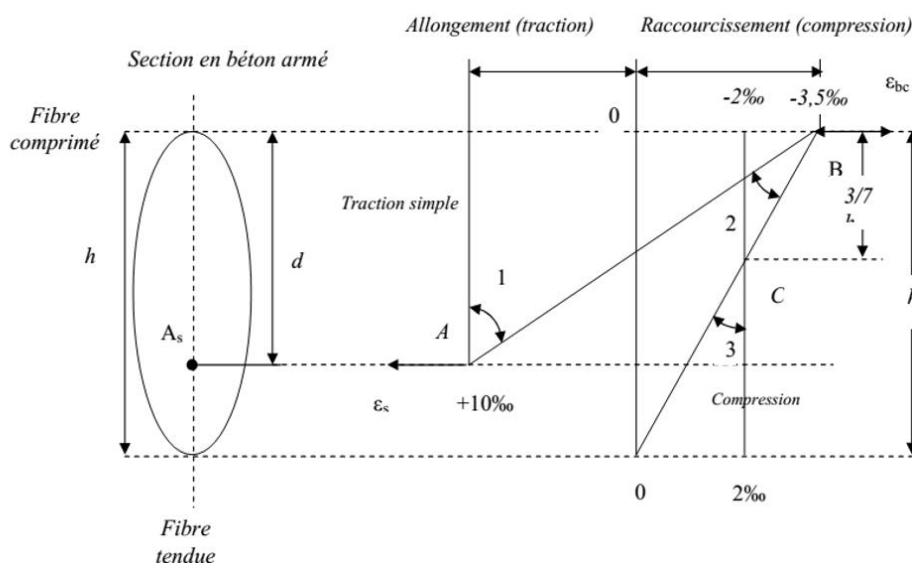


Figure I-8 : Règle des trois pivots.

Le diagramme passe par :

- ✓ Le pivot A si y 0.2596 d.
- ✓ Le pivot B si 0.2593 d y h.
- ✓ Le pivot C si y h.

I.6.1.2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

❖ Hypothèse de calcul à l'E L S :

- observation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.7. Actions et sollicitations :

I.7.1. Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

❖ Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

❖ Actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

❖ Actions accidentelles (E) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,.....etc.

I.7.2. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

❖ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction.
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre.
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

❖ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.

I.7.3. Les combinaisons d'action :

On note par :

G_{max} : Ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : Ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Autres actions variables dites d'accompagnement ($i > 1$).

❖ Situations durables ou transitoires :

Ne font intervenir que les charges permanentes et les charges variables, la combinaison d'actions est :

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma Q_1 + \sum_{i=1}^n \psi_{0i} Q_i \quad (\text{A.3.3, 21 BAEL91})$$

$\gamma Q_1 = 1.5$ dans le cas général,

$\gamma Q_1 = 1.35$ pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine,

ψ_{0i} : Coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.

❖ Sollicitations vis à vis de l'ELS :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i \leftrightarrow (\text{A.3.3,3 BAEL91})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

❖ Situations accidentelles :

Les situations de calcul considérées résultent de la combinaison suivante :

$$G_{max} + G_{min} + \psi_1 Q_1 + F_A + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} Q_i \leftrightarrow (\text{A.3.3, 22 BAEL91})$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle,

$\psi_1 Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable,

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

❖ **Combinaisons d'action donnée par le RPA 99/V2003 :**

- 1.35G + 1.5Q ± E. faut
- 1.35g + 1.5q
- G+q± E
- G+Q ± 1.2E.
- 0.8G ± E. pour les poteaux dans les ossatures auto stables.

I.8. Règlements et normes utilisés :

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93.
- *Les règles parasismiques algériennes (RPA 99.V 2003)*
- *Les règles BAEL 91.*
- *Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-B.C 2.*

I.9. Les logiciels utilisés :

- Robot 2020 : Pour la modélisation de la structure.
- AUTOCAD 2016 : Pour les dessins des plans.

Tableau I-3 : Tableau Récapitulatif des données des matériaux :

Données	Valeurs
f_{c28}	25MPA
f_{t28}	2.1MPA
E_{ij}	32164.2 MPA
E_{vj}	10818.86 MPA
E_s	2×10^5 MPA
σ_{bc}	14.2MPA
σ_s	348MPA

Pré dimensionnement

1.II. Pré dimensionnement des éléments :

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/version 2003 et le BAEL.93.

Dans ce chapitre, on va faire le pré dimensionnement de chaque type d'élément.

- **II. 2.1.1 Les poutres :**
- **II.2.1. Selon les Règles de BAEL93 :**

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots (2)$$

Avec: |
| { L : Longueur maximal de la poutre
| { h : Hauteur de la poutre
|
| { b : Largeur de la poutre

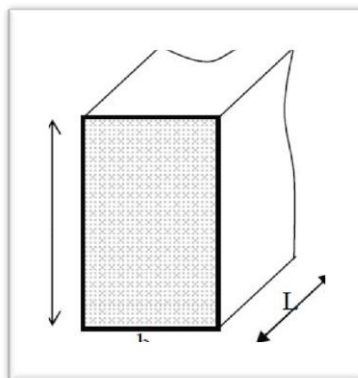


Figure II .1. Dimensions de poutres

II.2.2. Selon les régies de l'RPA99 :

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003 suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{cm} \\ h \geq 30 \text{cm} \\ b/h \leq 4 \end{array} \right.$$

$$B_{max} = 1,5h_1 + b_1 \leq \text{Max} \{ b_1 / 2 ; h_1 / 2 \}$$

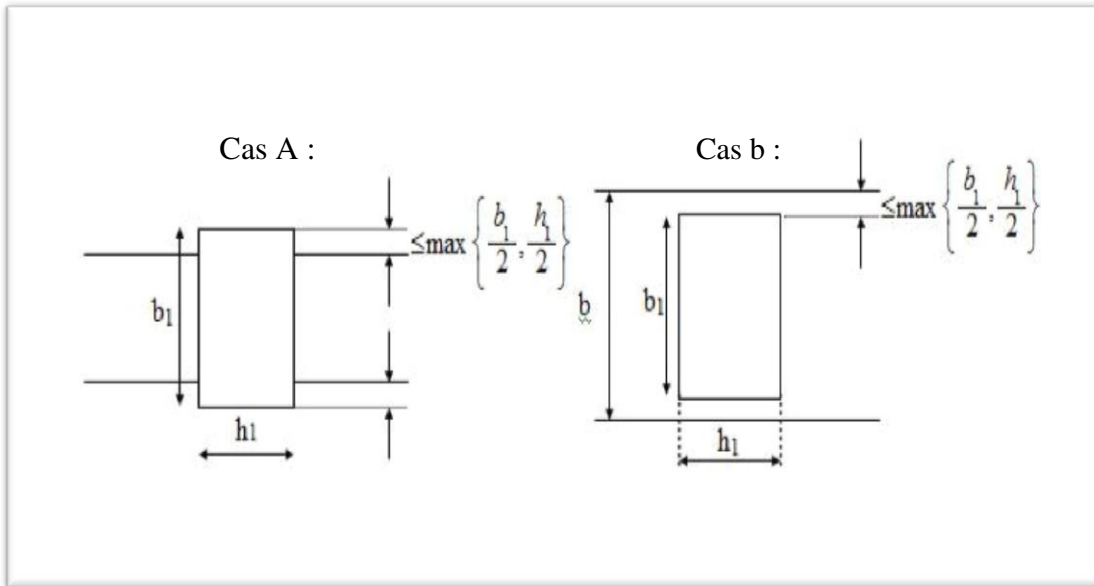


Fig. II.2. Dimensions à respecter pour les poutres

Nous prendrons pour la poutre principale (longitudinale) :

$$L_{max}=435 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{On prend : } h_t=40 \text{ cm.}$$

$$12 \leq b \leq 28 \quad \Leftrightarrow \quad \text{On prend : } b=30 \text{ cm.}$$

Alors ; $29 \leq h_t \leq 43.5$

$$\left. \begin{array}{l} h \geq 30 \quad \Leftrightarrow \quad h = 40\text{cm} \quad \dots\dots\dots\text{OK} \\ b \geq 20 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad b = 30\text{Cm} \dots\dots\dots\text{OK} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \Leftrightarrow \quad \frac{40}{30} \leq 4 \dots\dots\dots\text{OK} \end{array} \right\} \quad \Leftrightarrow \quad \text{conditions du RPA est vérifiée}$$

La poutre secondaire (transversale):

$$L_{max}=365 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad 24.33 \leq h_t \leq 36.5$$

On prend: $h_t=30 \text{ cm}$

On prend: $b=30 \text{ cm.}$

$$\begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{OK} \\ b \geq 20 \text{ cm} \quad b = 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{OK} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots\text{OK} \end{array}$$

II.2.1.2. Les planchers :

Dans ce projet les planchers sont en corps creux.

a. Plancher à corps creux :

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivante : **C.B.A.93 [B.6.8.2.4]**

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \text{Avec :} \quad L : \text{ plus grande portée libre}$$

h_x (cm)	$\frac{L_x}{22.5}$ (cm)	h_t (cm)
$L_x = 365$	16.22	20 (16+4)

Tableau.II.1

2.1.3. Les poteaux

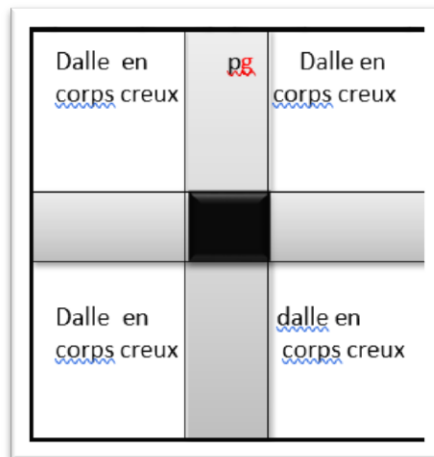


Fig. II.2.: Poteau central.

les planchers terrasse inaccessible : (16+4)

$$G=5.79 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

les planchers étage courant : (16+4)

$$G= 5.44 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.50 \text{ KN/m}$$

a. Vérification des conditions de RPA99 (version2003)

Niveau	Poteaux	Condition (1) $\min(a.b) \geq 25$	$\frac{h_e}{40}$	Condition (2) $\min(a, b) \geq \frac{h_e}{40}$	Condition (3) $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$
5ème étage	40x40	Vérifiée	7.65	Vérifiée	Vérifiée
4ème étage	40x40	Vérifiée	7.65	Vérifiée	Vérifiée
3ème étage	40x40	Vérifiée	7.65	Vérifiée	Vérifiée
2me étage	40x40	Vérifiée	7.65	Vérifiée	Vérifiée
1ème étage	40x40	Vérifiée	7.65	Vérifiée	Vérifiée
RDC	40x40	Vérifiée	8.07	Vérifiée	Vérifiée

b. Vérification du Condition de flambement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} < 35$$

Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement

Niveau	Poteaux	L_0 [cm]	L_f [cm] = 0,7 L_0	I [cm] $bh^3/12$	B[cm] b.h	i [cm] $\sqrt{I/b^2}$	λ
5ème étage	40x40	306	214.2	213333.3	1600	11.54	18.36 < 35
4ème étage	40x40	306	214.2	213333.3	1600	11.54	18.36 < 35
3ème étage	40x40	306	214.2	213333.3	1600	11.54	18.36 < 35
2me étage	40x40	306	214.2	213333.3	1600	11.54	18.36 < 35
1ème étage	40x40	306	214.2	213333.3	1600	11.54	18.36 < 35
RDC	40x40	323	226.1	213333.3	1600	11.54	19.60 < 35

II. 2.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1.3 Les nervure :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (T) de caractéristique géométrique suivants La largeur de la table de compression est égale à :

$$b = b_0 + 2b_1$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\} \quad L = 365 \text{cm}$$

$$\text{Alors ; } b_0 = \min \{ 27.5, 36.5 \}$$

$$\text{Soit } b = 65 \text{cm, } d = 0.9ht$$

Epaisseur de la dalle de compression (h_0)	4cm
Epaisseur de l'entrevous	16cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur des nervures (b_0)	12cm
Hauteur utile de la section (d)	18cm
Distance entre nus de deux nervures (L_0)	55cm
Largeur de la nervure (b)	65cm

Tableau II.1 : Prédimensionnement de la section transversale de nervure

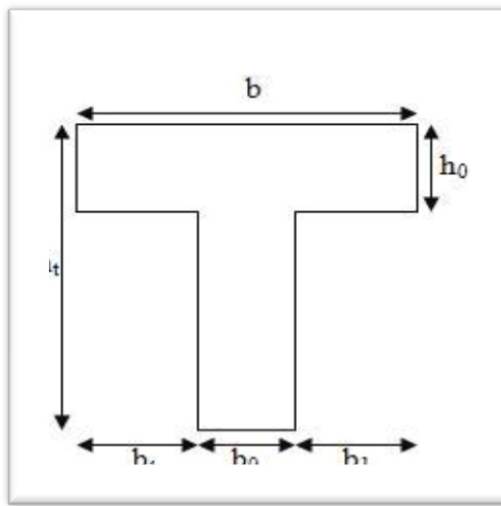


Fig. II.3. Coupe transversale (section en T)

• II. 2.2.2. Les voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003 . Ils servent d'une part a contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part a reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu' 'aux fondations.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte. Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.)

D'après le RPA 99/version 2003, article 7.7.1

« les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec : L : Porte du voile e : Epaisseur du voile.

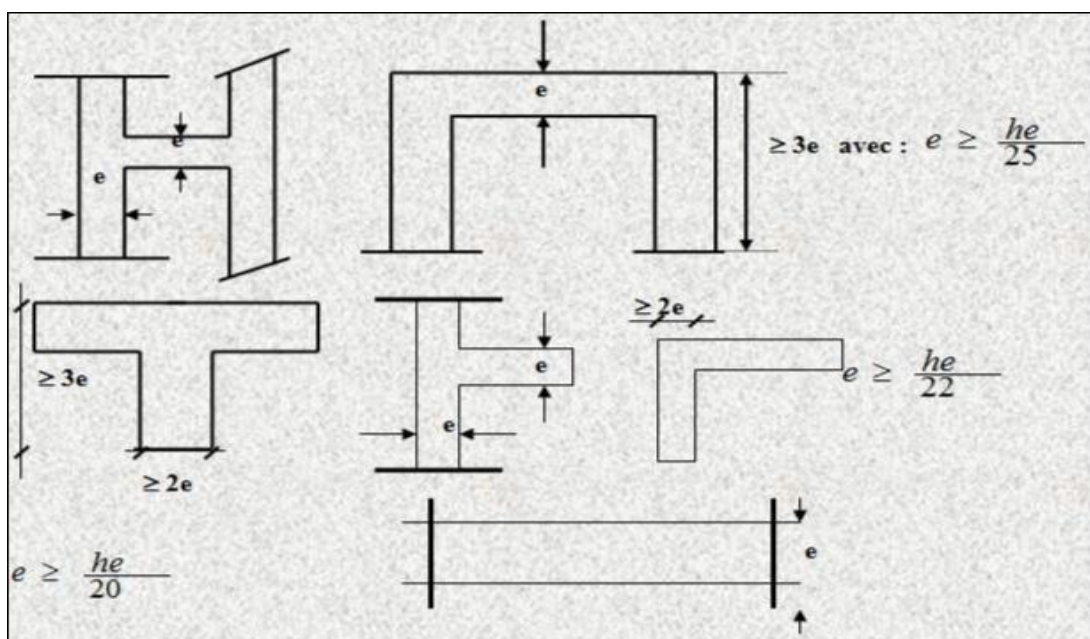


Fig. II.4. Coupe de voile en plan

- L'épaisseur des voiles doit être satisfaire la condition suivante

$$a \geq \text{Max} \left\{ \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right\}$$

- L'épaisseur minimale est de 15cm. (RPA 99 version 2003 page 56).

	RDC	Etage courant
h_e (cm)	323	306
a (cm)	16,15	15,30

H_e : hauteur libre de l'étage = 306-20= 286cm

On prend une épaisseur de 20cm

▪ II.5. Charges et surcharges :

II.5.1. Charges permanentes G [D.T.R B.C.22] :

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduit des plans et du poids volumique des matériaux les constituantes.

• Plancher terrasse non accessible (corps creux) :

Protection en gravillons rousés	$0.05 \times 1700 = 85 \text{ kg/m}^2$
Etanchéité multicouche	$0.02 \times 600 = 12 \text{ kg/m}^2$
Forme de pente	$0.08 \times 2000 = 160 \text{ kg/m}^2$
Isolation thermique en liégé	$0.04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$
Plancher à corps creux (16+4)	280 kg/m^2
Enduit en plâtre	$0.02 \times 1300 = 26 \text{ kg/m}^2$
G	579 kg/m^2

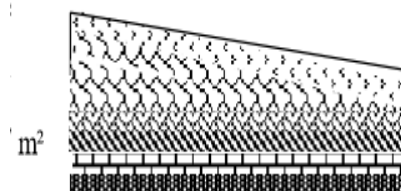


Fig. II.5 - Coupe de plancher terrasse non accessible -corps creux-

• Plancher étage courant et RDC (corps creux) :

Cloisons intérieurs	100 kg/m^2
Revêtement en Carrelage	$2200 \times 0.02 = 44 \text{ kg/m}^2$
Mortier de pose	$2000 \times 0.02 = 40 \text{ kg/m}^2$
Lit de sable	$1800 \times 0.03 = 54 \text{ kg/m}^2$
Plancher à corps creux (16+4)	280 kg/m^2
Enduit en plâtre	$0.02 \times 1300 = 26 \text{ kg/m}^2$
G	544 kg/m^2

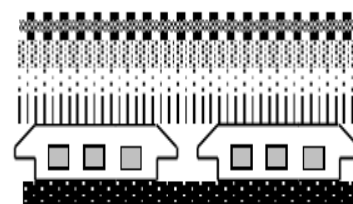


Fig. II.6 - Coupe de plancher étage courant -corps creux-

II. 2.2.2. L'acrotère : Section transversale de l'acrotère

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} \Leftrightarrow S = 0.069 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre} = 0.069 \times 2500 = 172.5 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Revêtement en enduit de ciment} = 0.02 \times 2000 [0.6 + 0.2 + 0.08 + 0.1 + 0.5] = 59.2 \text{ kg/ml}$$

$$G = 231.70 \text{ kg/ml}$$

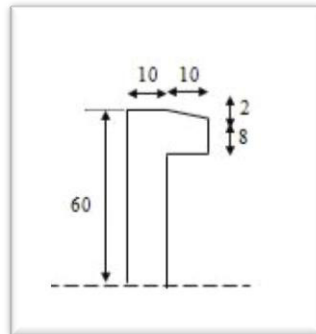
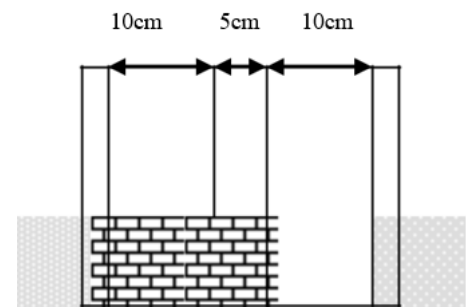


Fig. II.5. Coupe transversale d'un acrotère

▪ Cloisons extérieures :

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double cloison.

Enduit extérieur	100kg /m ²
Briques creuses (10 cm)	2200x0.02 = 44 kg /m ²
Briques creuses (10 cm)	2000x0.02= 40 kg /m ²
Enduit intérieur	280kg /m ²
G	299.5kg/m ²



• II. 2.2.3. Balcon :

A) pré dimensionnement de la dalle (pratique de BAEL 91) :

La portée du balcon est de 1.2m

Condition de flèche :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{116}{10} = 11.6 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{On prend } h_0 = 15 \text{ cm.}$$

B) Evaluation des charges :

Carrelage	44kg /m²
Mortier de pose	40 kg /m ²
Lits de sable	54kg /m ²
Plancher dalle pleine	300kg /m ²
Enduit plâtre	26 kg/m ²
G	464kg/m

II. 2.2.4. Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé surplace. Les différents éléments constituant un escalier sont dans notre structure on a un seul type types d'escalier :

Escalier à deux volets RDC pour une hauteur de 3.23m

Escalier à deux volets du 1^{er} étage au dernier étage avec une hauteur de 3.06 m

Dimensionnement : Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

Pour RDC pour une hauteur 3.23 m

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

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

$$32\text{cm} \leq g \leq 25\text{cm}$$

$$L' = L'' + L_p \leftrightarrow L'' = \sqrt{L_v^2 + H^2}$$

Epaisseur de l'escalier :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

Application : calcul :h(hauteur des contre marches)

g(largeur des marches)

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

Escalier à deux volets RDC pour une hauteur de 3.23m

Valeur moyenne : $13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$. On prend $h = 17\text{cm}$

$$\text{Donc } \leftrightarrow h = \frac{H_c}{h} = \frac{323}{17} = 19(\text{marche})$$

$$\text{Et } 2 \times 17 + g = 64 \leftrightarrow g = 30\text{cm}$$

$$L_v = 30 \times 9 = 270\text{cm}$$

$$H_1 = 17 \times 10 = 1.70\text{m}$$

$$H_2 = 17 \times 9 = 1.53\text{m} \leftrightarrow \alpha \text{ comme les } \mathbf{Volets} \text{ du } 1^{\text{er}} \text{ étage au dernier étage}$$

$$\tan^{-1} \frac{H}{L_v} = \frac{1.70}{2.70} = 32.19^\circ$$

$$L' = L'' + L_p \leftrightarrow L'' = \sqrt{L_v^2 + H^2} = \sqrt{2.70^2 + 1.70^2} \leftrightarrow L'' = 3.19$$

$$L' = \sqrt{L_v^2 + H^2} + L_p \leftrightarrow L' = \sqrt{2.70^2 + 1.70^2} + 0.76$$

$$L' = 3.95\text{m}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \leftrightarrow \frac{3.95}{30} \leq e \leq \frac{3.95}{20} \leftrightarrow 0.13 \leq e \leq 0.19$$

Alors $e = 15\text{cm}$

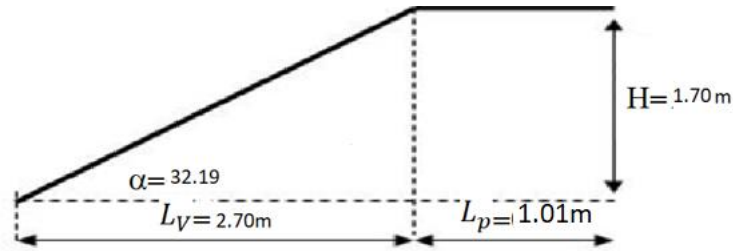


Fig. II.5: Schéma statique de la 1^{ère} volée du RDC

Pour un étage hauteur 3.06m

$2h+g$ avec $58 \leq 2h+g \leq 64$ cm

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

$32\text{cm} \leq g \leq 25\text{cm}$

$$L' = L'' + L_p \leftrightarrow L'' = \sqrt{L_v^2 + H^2}$$

Epaisseur de l'escalier :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

Application : calcul :h (hauteur des contre marches)

g (largeur des marches)

$58 \leq 2h+g \leq 64$ cm on prend $2h+g=64$ cm

Volets du 1^{er} étage au dernier étage avec une hauteur de 3.06m et 2^{ém}volets RDC

H_c Hauteur d'étage $H_c = 3.06\text{m}$

Valeur moyenne : $13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$. On prend $h = 17\text{cm}$

$$\text{Donc } \leftrightarrow h = \frac{H_c}{h} = \frac{306}{17} = 18\text{cm}$$

$$\text{Et } 2 \times 17 + g = 64 \leftrightarrow g = 30\text{cm}$$

$$L_v = 30 \times 8 = 240\text{cm}$$

$$H = \frac{3.06}{2} = 1.53\text{m}$$

$$\tan^{-1} \frac{H}{L_v} = \frac{1.53}{2.40} = \alpha = 32.52^\circ$$

$$L' = L'' + L_p \leftrightarrow L'' = \sqrt{L_v^2 + H^2} = \sqrt{240^2 + 1.53^2} \leftrightarrow L'' = 2.84\text{m}$$

$$L' = \sqrt{L_v^2 + H^2} + L_p \leftrightarrow L' = \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} + 0.76$$

$$L' = 3.60\text{m}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \leftrightarrow \frac{3.60}{30} \leq e \leq \frac{3.60}{20}$$

$$0.12 \leq e \leq 0.18$$

Alors $e = 15\text{cm}$

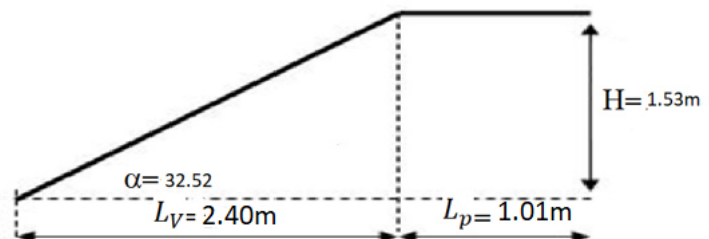


Fig. II.7 : Schéma statique de volets de 1^{er} étage et 2^{ém}volets RDC

Chapitre

3

Éléments secondaires

Pré dimensionnement des éléments :

Eléments	Pré dimensionnements
Poutre principale	(30×40) cm ²
Poutre secondaire	(30×30) cm ²
Poteaux	(40×40) cm ²
Plancher corps creux	(16 +4)
Escalier	Ep =15 cm

Tableau II.2. pré dimensionnement des éléments

✓ III- Etude des éléments secondaires :

IV.1. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de façade et de protection, elle sera assimilée à une console encastrée à la base dans plancher terrasse. Elle est sollicitée en flexion composée sous la charge permanente G due au poids propre, la charge d'exploitation Q due à la main courante, et sous l'effort sismique horizontal.

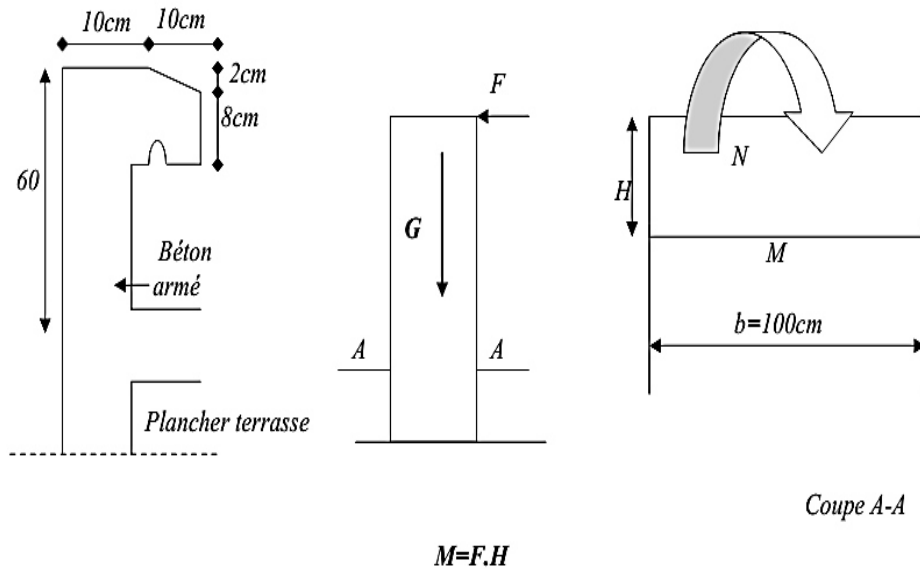


Figure III.2 : - les différents coupes de l'acrotère

▪ III-1-1 Calcul des sollicitations :

1. Evaluation des charges :

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale :

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m.

1. Poids propre :

Comme il est déjà calculé dans le **chapitre II** poids propre de l'acrotère

$$G = 231.70 \text{ Kg/ml}$$

2. Charge d'exploitation :

Suite au rôle « garde-corps » de l'acrotère, cette dernière est soumise, selon l'article (7.7 du DTR BC-22), à la charge variable suivante :

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

- Vérification sous l'effet de séisme :

Selon le **RPA 99v2003 (art 6-2-3)** l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale due au séisme calculé comme suit :

$F = \max (F_p ; F_q)$ avec : $F_p = 4AC_pW_p$ (RPA 99 version 2003 art 6-2-3 page 55).
Groupe usage 2, zone II.

A : Coefficient d'accélération de zone « **Tab 4-1 RPA2003 page 34** » = 0.15.

C_p: Facteur de force horizontale « **Tab 6-1 RPA2003 page 55** » = 0.8.

F_q : La poussée horizontale $F_q = 1\text{kN/ml}$.

W_p : Poids propre = 220.50Kg/ml

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.205 \Rightarrow F_p = 1.0584\text{kN/ml}$.

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$Q = \max \{ 1 , 1.0548 \} \Rightarrow Q = 1.0548\text{kN/ml}$.

1.2. Calcul des sollicitations :

$N_Q = 0$.

$V_Q = 1\text{KN/ml}$

$M_Q = Q \times L = 1.0548 \times 0.6 = 0.6382\text{KN.m/ml}$.

$N_G = G = 2,205 \text{ KN/ml}$.

$V_G = 0$.

$M_G = 0$.

1.2. Évaluation et combinaison des charges :

À ELU :

$N_u = 1,35 G = 2.9767 \text{ KN}$.

$M_u = 1,5 Qh = 0.9493\text{KN.m}$.

$T_u = 1,5 Q = 1.5822 \text{ KN}$.

À ELS :

$N_{ser} = G = 2.205 \text{ KN}$.

$M_{ser} = Q h = 0,6328\text{KN.m}$.

$T_{ser} = Q = 1,0548\text{KN}$.

. Ferrailage de l'acrotère :

On considère une section (b x h) cm² soumis à la flexion composé

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : largeur de la section : 100cm

c=c' : enrobage : 02cm

d=h-c : hauteur utile : 10-2=8cm

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.



▪ **Détermination de l'excentricité de calcul :**

D'après l'article A.4.3.5 des CBA93 (BAEL) l'excentricité de calcul est donnée par :

$$e_T = e_1 + e_2 + e_a$$

e_1 : est l'excentricité du premier ordre, avant application des excentricités additionnelles, elle est donnée par :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9493}{2.9767} = 0.3189m \Rightarrow e_1 = 31,89cm$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure, elle est donnée par :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L_f : Longueur du flambement qui est libre à une extrémité et encastré.

$$L_f = 2L \Rightarrow L_f = 2 \times 0,6 = 1,2m.$$

ϕ : Ce rapport est généralement pris égale à 2 ; $\phi = 2$

α : Le rapport du moment : $\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = 0$; ($M_G=0$)

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,1} \times 2 = 0,864cm.$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max \left\{ 2cm, \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \max \{ 2cm, 0,24cm \} \Rightarrow e_a = 2cm.$$

Donc : $e_T = 31.89 + 0,864 + 2 = 34.754cm$

$$\lambda_{\max} = \text{MAX} [50 ; \text{MIN} \left(\frac{67e_T}{h} ; 100 \right)] \Rightarrow \text{MAX} [50 ; \text{MIN} (67 \times 34.754/10 ; 100)]$$

$$\lambda_{\max} = \text{MAX} (50 ; 100) \Rightarrow 100$$

Et on a aussi :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \Rightarrow L_f = 2L_0 = 2 \times 60 = 1.2cm \quad \leftrightarrow \quad i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$$\Rightarrow S = 10 \times 100 = 1000cm^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow I = \frac{100 \times 10^3}{12} = 8333.33cm^4$$

$$i = \sqrt{\frac{8333.33}{1000}} = 2.8867cm$$

$$\lambda = \frac{1.2}{2.8867} = 0.4156 < 100.$$

Donc pas de risque de flambement.

Position du centre de pression :

Pour préciser si la section est entièrement ou partiellement comprimée, on compare l'excentricité e avec la frontière du noyau centrale de la section, c'est-à-dire :

$$e_T = 34.754\text{cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.6666\text{cm}.$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle $(-\frac{h}{6}; \frac{h}{6})$ donc la section est

partiellement comprimée, et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} qui se calcul comme suit :

▪ **Calcul de Ferrailage :**

Le moment fictif :

$$M_{nf} = Mu + N_u \times (d - \frac{h}{2})$$

$$M_{nf} = 0.9493 + 2.9767 \times (0.08 - \frac{0.1}{2}) \leftrightarrow M_{nf} = 0.1177\text{KN.m}$$

▪ **Le moment réduit :**

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{0.9493}{0.6328} = 1.500$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1177 \leftrightarrow \mu_{lu} = 0.3938$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.1177}{1 \times (0.08)^2 \times 14.20 \times 10^3} = 0.0012$$

$$\mu_{bu} = 0.0012 < \mu_{lu} = 0.3339 \Rightarrow (A'_s = 0).$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0012}) \Rightarrow \alpha = 0.0015.$$

$$\alpha = 0.0015 < 0.259 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

▪ La section fictive d'aciers tendus :

$$A_{sf} = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.0015 \times 100 \times 8 \times 14.20}{348} \Rightarrow A_{sf} = 0.3917 \text{ cm}^2.$$

▪ La section réelle d'acier tendu est:

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.3917 - \frac{2.9767}{348} \Rightarrow A_s = 0.3831 \text{ cm}^2.$$

La section d'armature tendue minimale fixée par la règle du millième et la condition de non-fragilité :

$$A_{s\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{s\min} \geq \max \{1; 0,966\} \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 1 \text{ cm}^2$ et on adopte **4T8** avec $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

▪ **L'espacement :**

D'après l'article **A.8.2.4.1** de **BAEL.91** l'espacement et donnée par:

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t < \min(3h, 33 \text{ cm})$$

$\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} < \min(30 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$condition vérifiée.

▪ **Armatures de répartition :**

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

Pour des raisons constructives on adopte **4T8** avec $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

▪ **L'espacement**

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t < \min(3h, 33 \text{ cm}) \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification du diamètre des armatures :

Le diamètre adopté pour les armatures des deux sens, doit vérifier la condition suivante :

$$\varphi \leq \frac{h}{10} \rightarrow \varphi = 0,8 \text{ cm} < \frac{h}{10} = \frac{10}{10}$$

$\varphi = 1 \text{ cm}$ Condition vérifiée

▪ **Vérification (E.L.S) :**

- Les sollicitations à l'ELS : $N_{ser} = 2,205 \text{ KN/m}$

$$M_{ser} = Q \times L = 1,0548 \times 0,6 = 0,6328 \text{ KN.m}$$

- L'excentricité : $e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6328}{2,205} = 28,69 \text{ cm}$. La section est partiellement comprimée

Selon le B.A.E.L.91 les vérifications à effectuer portent sur :

▪ **un état limite de compression du béton : (B.A.E.L.91A.4.5.2).**

La contrainte limite de compression du béton :

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

Pour la vérification il faut que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{Z \cdot N_{ser}}{I} \cdot y_{ser}$$

Pour la vérification on résout l'équation du 3^{ème} degré suivante :

$$Z^3 + pZ + q = 0$$

$$p = -3C^2 - 90A'_s \frac{(C-d')}{b} + 90A'_s \frac{(d-C)}{b} = -3C^2 + 90A'_s \frac{(d-C)}{b}$$

$$C = \frac{h}{2} - e = \frac{10}{2} - 28.69 = -23.69 \text{ cm}$$

$$p = -3(-23.69)^2 + 90 \times 2,01 \times \frac{(8 + 23.69)}{100} = -1626.3211$$

$$q = -2C^3 - 90A'_s \frac{(C-d')^2}{b} - 90A'_s \frac{(d-C)^2}{b} = -2C^3 - 90A'_s \frac{(d-C)^2}{b}$$

$$q = -2(-23.69)^3 - 90 \times 2,01 \times \frac{(8 + 23.69)^2}{100} = -24773.7195 .$$

$$\Rightarrow Z^3 - 1626,3211Z + 24773.7195 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27} \Rightarrow \Delta = (24773.7195)^2 + \frac{4(-1626.3211)^3}{27} = -23528559.13 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \text{Arc cos} \left(\frac{3 \times 24773.7195}{2 \times (-1626.3211)} \sqrt{\frac{-3}{-1626.3211}} \right)$$

$$\Rightarrow \varphi = \text{Arc cos}(-0,98) = 168^\circ .$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \Rightarrow a = 2\sqrt{\frac{1626.3211}{3}} = 46.56 \text{ cm.}$$

$$Z_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 46.56 \times \cos\left(\frac{168}{3}\right) = 26,03 \text{ cm.}$$

$$Z_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = 46,56 \times \cos\left(\frac{168}{3} + 120\right) = -46.44 \text{ cm.}$$

$$Z_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 46.56 \times \cos\left(\frac{168}{3} + 240\right) = 20,41 \text{ cm.}$$

La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section :

$$y_{ser} = Z + C$$

$$y_{ser1} = Z_1 + C = 26,03 - 23,69 = 2,34 \text{ cm.}$$

$$y_{ser2} = Z_2 + C = -46,44 - 23,69 = -70,13 \text{ cm.}$$

$$y_{ser3} = Z_3 + C = 20,41 - 23,69 = -3,28 \text{ cm.}$$

La valeur de $0 \leq y_{ser} \leq d \Rightarrow 0 \leq y_{ser} \leq 8 \text{ cm}$

Donc : $y_{ser} = y_{ser1} = 2,34 \text{ cm} \Rightarrow Z = Z_1 = 26,03 \text{ cm.}$

- Calcul de l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2] = \frac{100 \times 2,34^3}{3} + 15 \times [2,01 \times (8 - 2,34)^2] = 1392,96 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Z \cdot N_{ser}}{I} \cdot y_{ser} = \frac{26,03 \times 2,205}{1392,96 \times 10^{-4}} \times 2,34 = 964,18 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{bc} = 0,964 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$condition vérifiée.

- **un état limite d'ouverture des fissures : (A.4.5.3)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable

- la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

η : Coefficient de fissuration, $\eta = 1,6$ pour les armatures à HA.

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

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,66 ; 201,63) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

Pour la vérification de la condition : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 15 \frac{Z \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}).$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{26,34 \times 2,205}{1392,96 \times 10^{-4}} (8 - 2,34) = 35399,19 \text{KN/m}^2$$

$\sigma_s = 35,39 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$ condition vérifiée.

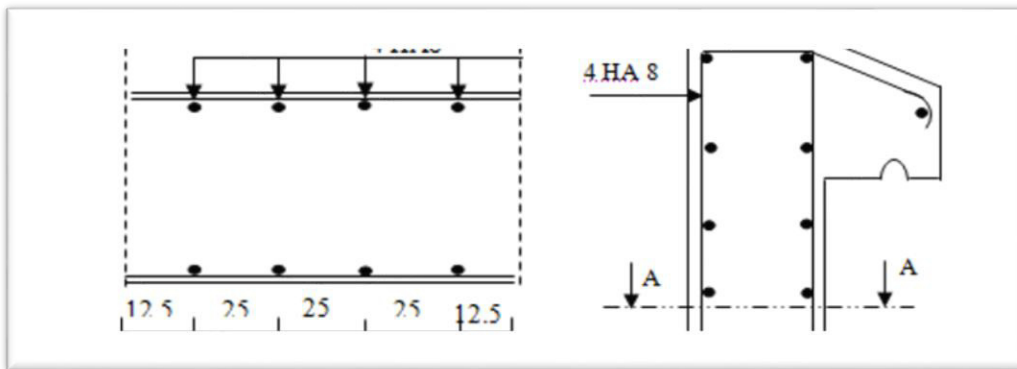
▪ **Vérification au flambement :**

$$\lambda \leq \max \left\{ 50, \min \left(67 \frac{e}{h}, 100 \right) \right\} \Rightarrow \lambda \leq 100$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \Rightarrow \lambda = 1,2 \sqrt{\frac{A}{I}} = 1,2 \sqrt{\frac{0,1 \times 0,6}{\frac{0,1 \times (0,6)^3}{12}}}$$

$$\Rightarrow \lambda = 6,92 < 100$$

✓ **III-1-1 Calcul des sollicitations :**



Coupe verticale

Coupe horizontale A-A

Figure III.3 : - Ferrailage de l'acrotère

▪ IV.2. L'ESCALIER :

III-2-2.calcul des sollicitations :

Combinaison de charge :

▪ Paillasse :

• ELU :

$$q_u = 1.35G_p + 1.5Q$$

$$= 1.35 \times 7.73 + 1.5 \times 2.5 = 14.18 \text{ KN/m}^2$$

• ELS :

$$q_s = G_p + Q = 7.73 + 2.5 = 10.23 \text{ KN/m}^2$$

Palier de repos :

• ELU :

$$q_u = 1.35G_p + 1.5Q$$

$$= 1.35 \times 4.99 + 1.5 \times 2.5 = 10.48 \text{ KN/m}^2$$

• ELS :

$$q_s = G_p + Q = 4.99 + 2.5 = 7.49 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge équivalente est déterminée comme suit :

• ELU :

$$\text{RDC: } \frac{\sum q_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{(14.18 \times 2.70) + (10.48 \times 1.01)}{2.70 + 1.01} = 13.17 \text{ kn/ m}^2$$

$$\text{Les étage : } \frac{\sum q_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{(14.18 \times 2.40) + (10.48 \times 1.01)}{2.40 + 1.01} = 13.08 \text{ kn/ m}^2$$

• ELS :

$$\text{RDC: } \frac{\sum q_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{(10.23 \times 2.70) + (7.49 \times 1.01)}{2.70 + 1.01} = 9.48 \text{ kn/ m}^2$$

$$\text{Les étage : } \frac{\sum Qi \times li}{\sum li} = \frac{(10.23 \times 2.40) + (7.49 \times 1.01)}{2.40 + 1.01} = 9.41 \text{ kn/ m}^2$$

Moment isostatique :

$$\text{RDC : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} + \frac{13.17 \times (3.71)^2}{8} = 22.65 \text{ KN.m}$$

$$\text{Les étage : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} + \frac{13.08 \times (3.41)^2}{8} = 19.01 \text{ KN.m}$$

Pour le calcul de M_0 , l'escalier est supposé comme étant une poutre isostatique simplement appuyés aux extrémités.

Pour tenir compte de l'encastrement de l'ensemble on doit multiplier le moment isostatique maximal par « 0.85 » est la valeur de travée sera considérée comme étant le moment en travée. les moments sur appuis sont déterminés par la multiplier par « 0.3 », on applique la méthode de forfaitaire .

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 22.65 \leftrightarrow M_t = 19.25 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 22.65 \leftrightarrow M_a = -6.8 \text{ KN.m}$$

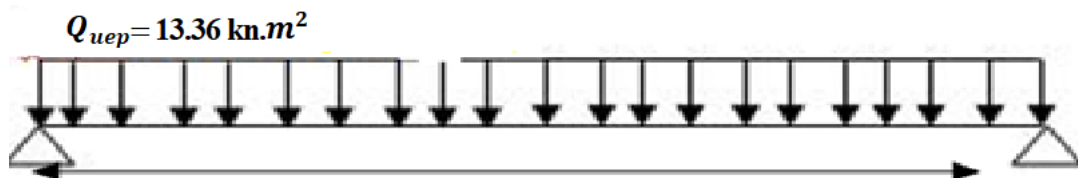
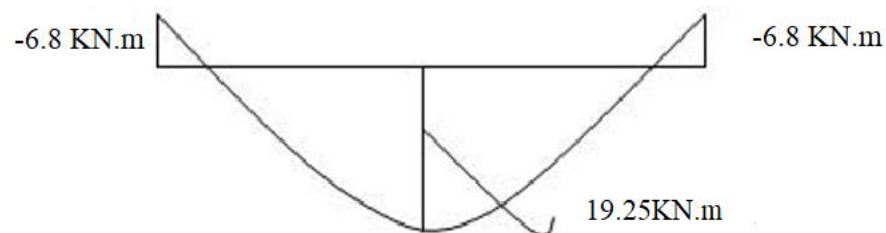


Figure III.4 : Schéma de Combinaison de charge

- Diagramme de moment fléchissant



▪ **L'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{qu.l}{2} = \frac{13.17 \times (2.70 + 1.01)}{2} = 24.43 \text{ KN}$$

▪ **Diagramme de l'effort tranchant :**



▪ **Ferraillage :**

• **E.L.U :**

▪ **a) En travée :**

$$M_{tu} = 19.25 \text{ KN.m}$$

Les données

Matériaux :

Béton : $f_{28} = 25 \text{ MPA}$

Acier : FeE400

Coffrage : $b = 1 \text{ m}$, $h = 0.15 \text{ m}$, $d = 0.135 \text{ m}$, $c = c' = 0.02 \text{ m}$

Sollicitation : $M_u = 19.25 \text{ KN.m}$

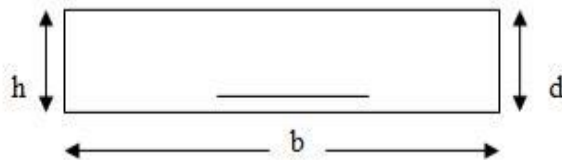


Figure III.5: Coupe transversale de poutre

▪ **Etapes de calcul :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d f_{bc}^2} = \frac{19.25 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.17} = 0.074$$

$$\mu_u \leq 0.186 \dots \dots \dots \text{ Oui}$$

Pivot A section simple armature.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha)d \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad d = 0.135 \text{ m}$$

$$\alpha_u = 0.073 \quad z = 0.131 \text{ m}$$

▪ **Armature principale :**

Pivot A section simple armature.

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{19.25 \times 10^{-3}}{348 \times 0.131} = 4 \text{ cm}^2$$

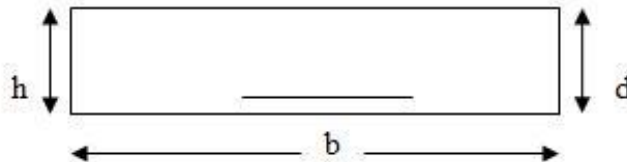
Donc on adopte : 4HA12 = 4.52 cm²

▪ **Condition non-fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{stc} > A_{s \text{ min}} \quad \leftrightarrow \quad A_{stf} = A_{stc} = 4.52 \text{ cm}^2$$

▪ **Armature de répartition :**



$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 = 3.14 cm²

• **b) En appuis :**

$$M_{au} = 6.8 \text{ KN.m}$$

Les données :

Matériaux :

Béton : $f_{28} = 25 \text{ MPA}$

Acier : FeE400

Coffrage : $b = 1 \text{ m}$, $h = 0.15 \text{ m}$, $d = 0.135 \text{ m}$, $c = c' = 0.02$

Sollicitation : $M_u = 6 \text{ KN.m}$

• **Etapes de calcul :**

$$\mu_u = M_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.8 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.17} = 0.026$$

$$\mu_u \leq 0.186 \dots \dots \dots \text{ Oui}$$

Pivot A section simple armature.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha)d \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad d = 0.135 \text{ m}$$

$$\alpha_u = 0.025 \quad z = 0.131 \text{ m}$$

▪ **Armature principale :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = \frac{6.8 \times 10^{-3}}{348 \times 0.131} = 1.60 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 = 3.14 cm²

▪ **Condition non-fragilité :**

$$A_{stmin} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 2.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{stc} > A_{st} \text{ min} \quad \leftrightarrow \quad A_{stf} = A_{stc} = 4.52 \text{ cm}^2$$

▪ **Armature de répartition :**

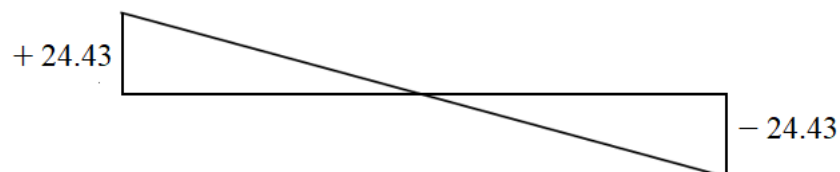
$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 4HA8 = 2.01 cm²

Désignation	M _u	A _{st}	A _{stmin}	A _{st}	A _r	A _r
Unité	(KN.m)	(Cm ²)	(Cm ²)	Adopté	(Cm ²)	Adopté
Appui	6	1.60	2	4HA10	0.785	4HA10
Travée	17	4	2.03	4HA12	1.13	4HA10

▪ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u = 24.43 \text{ KN}$$



$$\tau = \frac{T_u}{bd} + \frac{0.235}{1000 \times 135} = 0.17 \text{ MPA}$$

Pour une fissuration peu nuisible $\tau_u \leq \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s}, 5 \text{MPa})$

$$\tau_u \leq \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s}, 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

$\tau = 0.13 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$

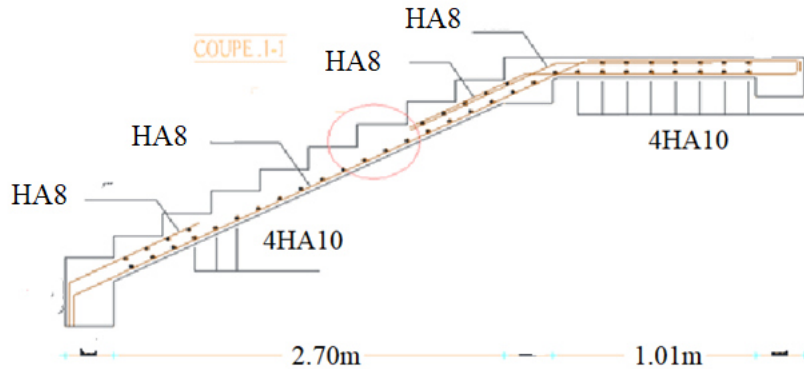


Figure III.6: Ferrailage des escaliers

▪ **IV.3. Etude de la poutre palière :**

Les poutres palières sont encastées aux extrémités.

1-Prédimensionnement :

$$l_{max} = 3 \text{m}$$

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \quad \leftrightarrow \quad 20 \leq h \leq 30$$

$$0.2h \leq b \leq 0.7h \quad \leftrightarrow \quad 4 \leq b \leq 26$$

On adopte

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 30 \text{cm} \\ b = 25 \text{cm} \end{array} \right.$$

D'après (RPA99 version 2003):

$$h_t \geq 30 \text{cm} \quad \leftrightarrow \quad h_t = 30 \text{cm} \quad \leftrightarrow \quad \text{On prend : } h_t = 30 \text{cm}$$

$$b \geq 20 \text{cm} \quad \leftrightarrow \quad b = 25 \text{cm} \quad \leftrightarrow \quad \text{On prend : } b = 25 \text{cm.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad ; \quad \frac{30}{25} \leq 4 \quad \leftrightarrow \quad \frac{30}{25} = 1.2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

On adopte la dimension de la poutre palière ($b \times h$) = (30×25) cm².

Dans notre cas, la poutre palière la plus défavorable est celle qui support la console.

2-Méthode de calcul :

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion Simple, elle est soumise à :

- Sont poids propre g
- la réaction de la volée (P.q.).
- Poids du mur extérieur gm.

3-Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre: $\leftrightarrow g = h \times b \times \gamma = 0.3 \times 0.25 \times 2.5 = 0.18 \text{ tf/ml}$

La réaction d'escalier

$$p = P_{ueq} \times \frac{l}{2} = 1.291 \times \frac{3}{2} = .93 \text{ tf/m}$$

$$q = Q \times \frac{l}{2} = 2.5 \times \frac{3}{2} = 3.75 \text{ tf/ml}$$

Poids du mur :

$$G_m = h \cdot \gamma = 2.76 \times 2.5 = 6.52 \text{ tf/ml}$$

4-Calcul de la poutre à la flexion :

Combinaisons d'actions :

- E.L.U: $P_u = 1.35 (g + P + G_m) + 1.5q = 18.13 \text{ tf/ml}$
- E.L.S: $P_{ser} = g + P + G_m + q = 12.90$

Calcul du moment maximum :

$$M_u = P_u \times l^2 / 12 = 5.57 \text{ t.m}$$

L'effort tranchant :

$$T = V_{\max} = p \times l / 2 = 15.19$$

5-Ferraillage :

a-Ferraillage en travée :

$$M_u = 2.78 \text{ Tm}$$

$$\mu = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu = 2.78 \cdot 10^5 / (25 \times (27)^2 \times 142) = 0.134 < \mu_r = 0.392$$

On a:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MP}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.18$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 25.056 \text{ cm}$$

$$A = \frac{2.78 \cdot 10^5}{25.056 \times 3480} = 3.18 \text{ cm}^2$$

\leftrightarrow Soit 3 HA14 = 4.62 cm²

$$\text{Soit 3 HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} = 0.81 \text{ cm}^2 < 4.62 \dots \dots \dots \text{CV}$$

b-Ferraillage en appuis:

$$M_u = 5.57 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{(b_0 \times d^2 \times f_{bu})}$$

$$\mu = \frac{5.57 \cdot 10^5}{(25 \times (27)^2 \times 142)} = 0.269$$

$$\mu < \mu_r \quad \leftrightarrow \quad A_s' = 0$$

$$1.186 < \mu < \mu_r = 0.392$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \left(\frac{400}{1.15} \right) = 3480 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.4$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 22.68 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 3.18 \text{ cm}^2 \quad \leftrightarrow \quad \text{Soit 5HA14} = 7,70 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} = 0.81 \text{ cm}^2 < 7.70 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérifications

a-Vérification de l'effort tranchant:

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

$$T = V_{max} = \frac{p l}{2} = \frac{15.19}{(25 \times 27)} = 2.25 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min \{0.18 ; f_{c28} \cdot 5 \text{MPa}\} = 4.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

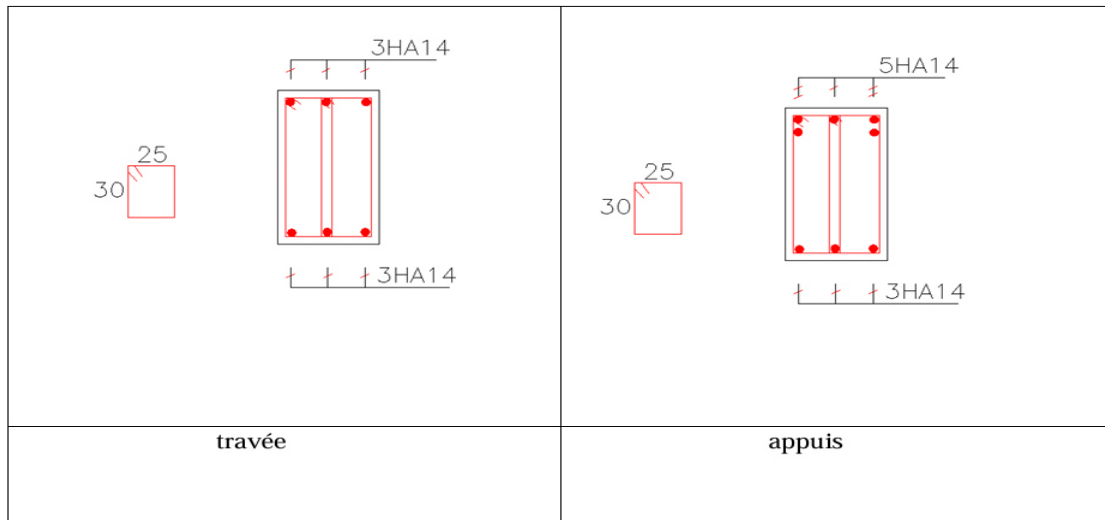


Figure III.07 : Ferrailage de la poutre palière

IV.4. Balcons :

III-4-1. Introduction :

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm. Selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont partiellement encastrés et se reposent sur trois appuis.

Balcons encastrés Sur Trois Cotes :

Le balcon est modélisé comme une dalle uniformément chargées encastrée sur trois cotes pour le calcul, on a fait un calcul à l'aide de tables de BARES.

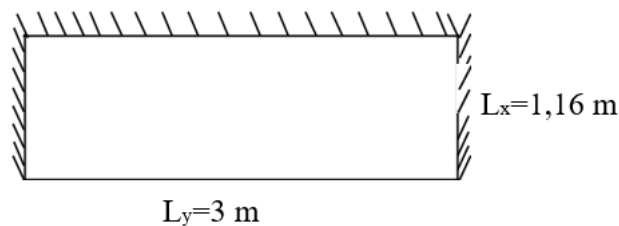


Figure III.08 : - vue en plan des balcons

On a : $L_y = 3 \text{ m} ; L_x = 1,16 \text{ m}$

Et on a : $\frac{L_x}{L_y} = 0.38 > 0,40$

III-4-3. Evaluation des charges :

$$G = 464 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,64 + 1,5 \times 3,50 = 11,51$$

$$\text{kn/ml } q_s = G + Q = (4,64 + 3,50) = 8,14 \text{ kN/ml}$$

III-4-4. Calcul des sollicitations :

$$L_x = 1,16 \text{ m} \leq \frac{L_y}{2} = 1,5$$

$$L_x \leq \frac{L_y}{2} = 1,5 \quad \leftrightarrow \quad \begin{cases} M_{0y} = \frac{p \cdot l_x^3}{6} \\ M_{0x} = \frac{p \cdot l_x^2 \cdot l_y}{2} - \frac{2 \cdot p \cdot l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$L_x \leq \frac{L_y}{2} = 1,5 \quad \leftrightarrow \quad \begin{cases} M_{0y} = \frac{11,51 \times 1,16^3}{6} = 3 \text{ kN.m} \\ M_{0x} = \frac{11,51 \times 1,16^2 \times 3}{2} - \frac{2 \times 11,51 \times 1,16^3}{3} = 11,25 \text{ kN.m} \end{cases}$$

a-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85(11,25) = 36,72 \text{ kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85(3) = 3,57 \text{ kn.m}$$

b-Moments aux appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -0,5(11,25) = -21,6 \text{ kn.m}$$

III-4-5. Le Ferrailage :

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur $b = 1\text{m}$ et d'épaisseur $e = 15\text{ cm}$.

En travée :

Sens x-x :

$$M_{tx} = 36,72 \text{ kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{bdfbc^2} = \frac{36,72 \times 10^{-3}}{1(135)^2 \times 14.17} = 0.014 \leq \mu_r = 0.392$$

$$A' = 0$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha), \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad d = 0.135 \text{ cm},$$

$$\alpha_u = 0.19 \quad z = 0.124 \text{ cm}$$

Armature principale :

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,0367}{348 \times 0.124} = 8,50 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 6HA14=9,24 cm²

Condition de non fragilité

$$A_{ST \min} \geq 0,23. b.d. \frac{ft_{28}}{f_e}$$

$$0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{s \min} \geq 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9.24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$M_{ty} = 3,57 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{bdfbc^2} = \frac{3,57 \times 10^{-3}}{1(135)^2 \times 14.17} = 0.0138 \leq \mu_r = 0.392$$

$$A' = 0$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha), \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad d = 0.135 \text{ cm}$$

$$\alpha_u = 0.17 \quad z = 0.134 \text{ cm}$$

Armature principale :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,00357}{348 \times 0.134} = 1,75 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 6HA14=9,24 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{ST \min} \geq 0,23. b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{ST \min} \geq 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA8 = 3,02 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Désignation	Sans	M(kn.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	On adopte
Travée	X-X	36,72	8,50	1,63	6HA14
	Y-Y	3,57	1,76	1,63	6HA8
Appuis	X-X	21,6	4,88	1,63	4HA14
	Y-Y				

Tableau III-1 Ferrailage des balcons

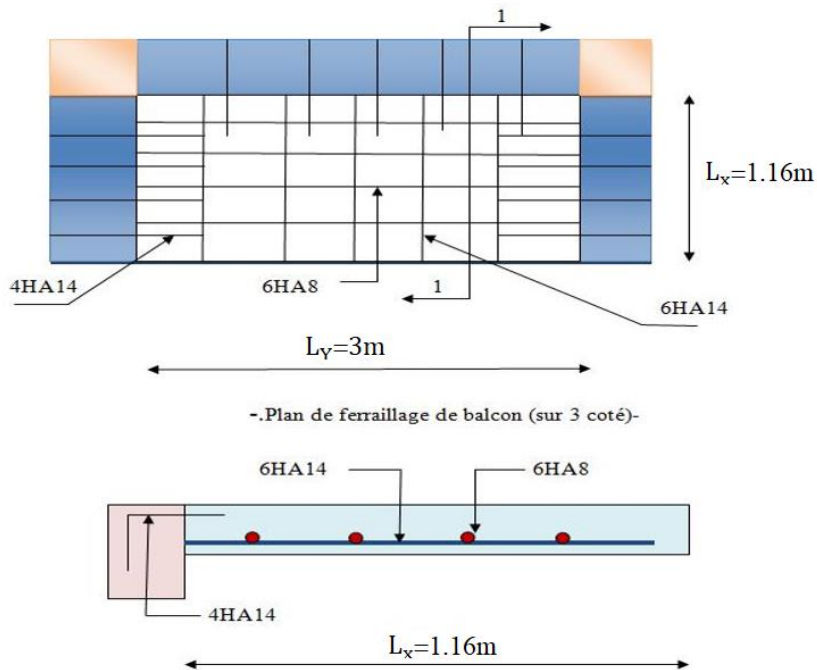


Figure III.09 : Plan de ferrailage des balcons

IV .5. Etude du plancher :

III-5-1. Introduction :

les planchers ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, il existe trois types.

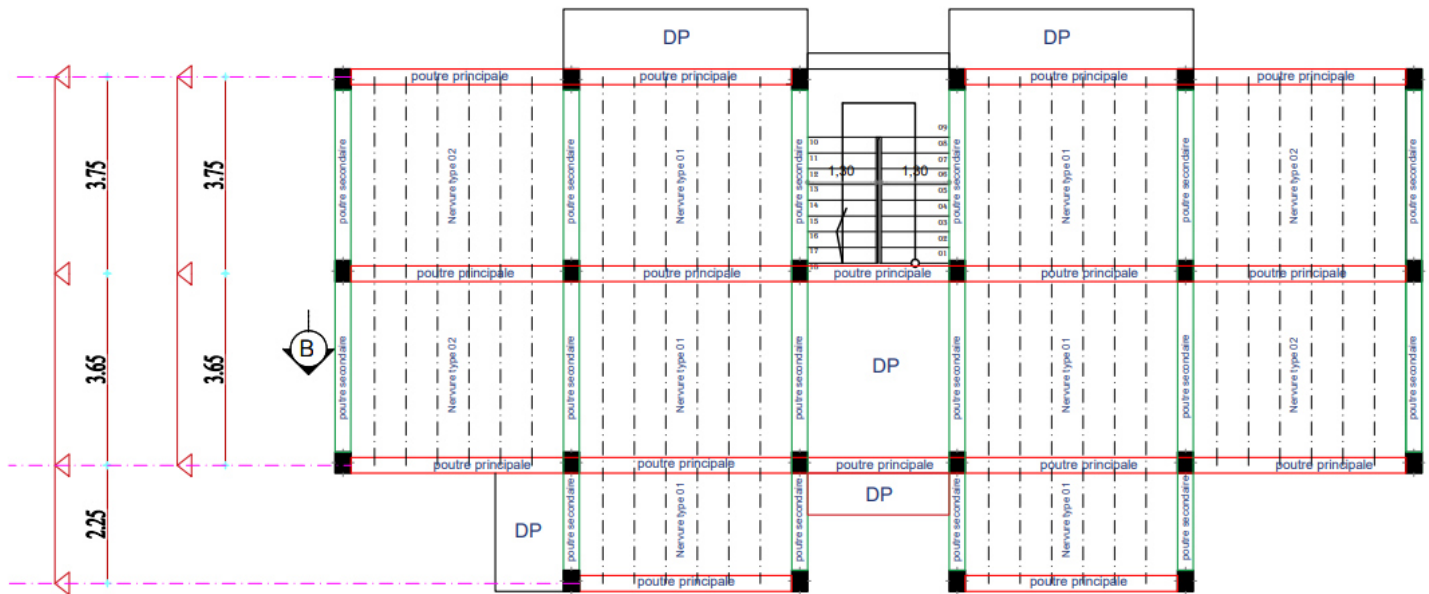
Les Combinaisons d'actions :

- E.L.U : $1.35g + 1.5q$
- E.L.S : $g + q$

Niveau	G(kn/m ²)	Q(kn/m ²)	b (m)	ELU (kn/ml) (1.35G+1.5Q).b	ELS(kn/ml) (G+Q).b
Terrasse	5,79	1	0,65	6,06	4,42
Courant	5,44	1,5	0,65	6,23	4,5

Tableau III-4 : Charges supporté par Les poutrelles.

III-5-4. Les types des poutrelles :



IV.4.1 Les méthodes utilisées :

Méthode forfaitaire :

Domaine d'application :

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ($Q \leq 2G$ ou $Q < 5\text{ kN/m}^2$).

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- 1) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- 2) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
- 3) La fissuration ne compromet pas la tenue du béton n'arme ni celle de ses revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- 1^{ère} condition : la charge d'exploitation

$$Q \leq \max \{2G ; 5\text{KN}\}$$

Plancher terrasse : $Q = 1\text{KN/m}^2 \leq \max \{2 \times 6.34 ; 5\text{KN}\}$

$$Q = 1\text{KN/m}^2 \leq \max \{12.68 ; 5\text{KN}\}$$

$$Q = 1\text{KN/m}^2 \leq 12.68\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

2^{ème} condition : I = constant CV

3^{ème} condition : $\frac{2.65}{3.75} = 0.97$

Donc : $0,8 \leq 0.97 \leq 1,25 \dots\dots\dots\text{CV}$

4^{ème} condition : Fissuration peu préjudiciable ...CV

D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées dont l'ordre de la méthode forfaitaire, donc le calcul se fait par cette dernière.

Application de la méthode forfaitaire :

$$M_t \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [1,05 M_0, (1 + 0,3\alpha)M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ travée de rive}$$

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

M_w : valeur absolue du moment sur appuis gauche (w)

M_e : valeur absolue du moment sur appuis droite (e)

M_0 : valeur max du moment dans la travée de compaction.

- **Les différents types de nervures :** D'après BAEL91 :

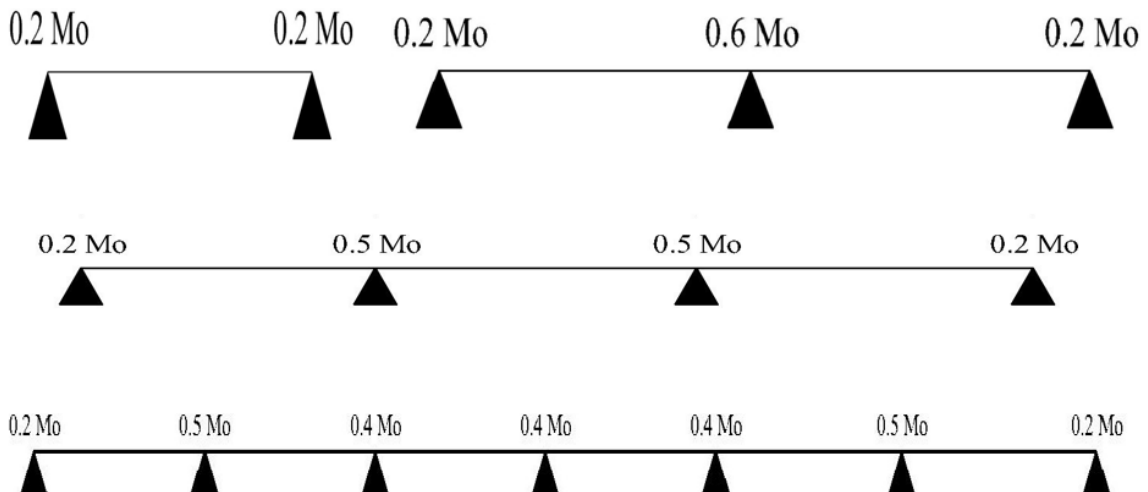


Figure III.10 : Type des planchers.

Pour notre projet :
Figure III.11 : terrasse inaccessible
Pour terrasse inaccessible :



- **Plancher terrasse :** $G = 5.79\text{KN/m}^2$; $Q = 1\text{KN/m}^2$

ELU :

$$q_{ut} = 1.35G + 1.5Q = 1.35(5.79) + 1.5(1) = 9.31 \text{ KN/m}^2$$

La répartition de la charge pondérée :

$$q_u \times 0.65 = 9.31 \times 0.65 = 6.05 \text{ KN/ml} \quad q_{ut} = 6.05 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1000}{1000+5790} = 0.14$$

$$(1 + 0,3 \alpha) = 1,042$$

On a: $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+5440} = 0.14$

Donc : $M_T \geq 1,05M_0 - \left[\frac{|M_w| + |M_e|}{2} \right]$

Travée : $M_T \geq 0.521M_0$

Rive : $M_T \geq 0.621 M_0$

Travée	2.25	3.65	3.75
Moment $M_0 = QL^2/8$	3.82	10.07	10.63
Moment sur appuis M_w M_e	0 , 1.9	5.03 , 5.03	5.31 , 0
Travée $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$	/	6.25	/
Rive $\frac{1.2+0/3\alpha}{2} M_0$	2.3	/	6.38
$1.05 M_0 - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right)$	3.06	5.54	7.40
Mt max (KN)	3.06	5.54	7.40

ELS :

$$Q_{Ser} = G + Q = \leftrightarrow Q_{Ser} = 5.79 + 1 = 6.79 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{Ser} = 6.79 \times 0.65 = 4.41 \text{ KN/m}^2$$

Travée	2.25		3.65		3.75	
Moment $M_0 = QL^2/8$	2.79		7.34		7.75	
Moment sur appuis	0	1.40	3.67	3,67	3.88	0
M_w M_e						
Travée $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$	/		4.55		/	
Rive $\frac{1.2+0/3\alpha}{2} M_0$	1.67		/		4.65	
1.05 $M_0 - (\frac{M_w+M_e}{2})$	2.23		4.04		6.19	
Mt max (KN)	2.23		4.04		6.19	

LES MOMENTS :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_{\max} \text{ en travée : } 7.40 \text{ KN/m} \\ M_{\max} \text{ sur appuis : } 5.31 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_{\text{MAX}} \text{ en travée : } 6.19 \text{ KN/m} \\ M_{\text{MAX}} \text{ sur appuis : } 3.88 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Calcul des armatures :

▪ **ELU :**

▪ **En travée :**

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} ; F_e = 400 \text{ MPA} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; \theta = 1 ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPA} ;$$

$$f_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA} ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ;$$

$$M_u = M_{\text{MAX}} = 7.40 \text{ KN.m} = 7.40 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

▪ **Section on T :**

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{0,04}{0,18} = 0,222$$

On a:

$$0,167 < \alpha_0 = 0,222 < 0,259$$

$$u_0 = (1,14 \alpha_0) - (0,57 \alpha_0^2) - 0,07 \rightarrow u_0 = 0,167$$

$$M_t = u_0 \times b \times d^2 \times F_{bu} = 0,167 \times (0,65) \times (0,18^2) \times (14,2)$$

$$M_t = 0,04945 \text{ MN.m} \geq M_u = 0,0074 \text{ MN.m}$$

Donc : L'axe neutre est dans la table de compression on conduit le calcul comme si la section Rectangulaire de longueur égale à la longueur de la table (b) :

Section rectangulaire (b × h) → (65 × 20) cm

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bu}} = \frac{9,94 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,024 \leq \mu_l = 0,371 \rightarrow A_{s'} = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,047$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,166 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times F_{st}} = \frac{0,0074}{0,166 \times 348} = 1,28 \times 10^{-4} = 1,28 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2Φ12 = 2,26 cm²

▪ **Sur Appuis :**

$$M_u = M_{\max} = 5,31 \text{ KN.m} = 5,31 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_t = 0,04945 \text{ MN.m} > M_u = 0,00531 \text{ MN.m}$$

Donc : [Section rectangulaire]

$$\mu_{bu} = 0,023 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A_{s'} = 0$$

$$\alpha = 0,014 \quad ; \quad Z = 0,167 \text{ m}$$

$$A_s = 1,04 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,04 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1Φ12 = 1,13 cm²

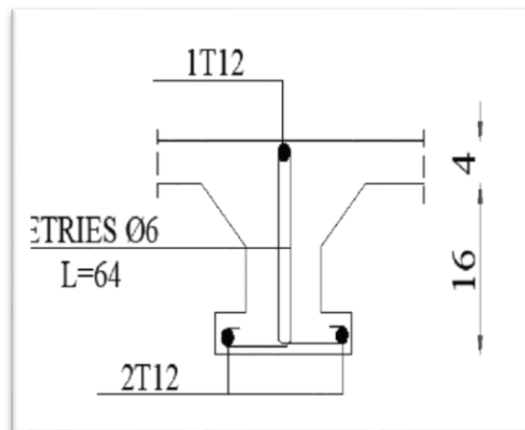


Figure III.11 : schéma ferrailage de plancher. terrasse inaccessible

▪ **Effort tranchant :**

D'après BAEL 91 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_e - M_w}{L} \quad ; \quad q_u = 6,05 \text{ KN/m}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_e - M_w}{L}$$

Travée		2.25	3.65	3.75
$V_0 = \frac{q \times l}{2}$		6.80	11.04	11.34
Effort tranchons sur appuis	V_w	7.64	11.04	9.92
	V_e	-5.96	-11.04	-12.45

Les vérifications :

1) Vérification de l'effort tranchant

D'après BAEL 91

$$\tau_u = \frac{u_{u \max}}{b_0 \times d} = \frac{14,34 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,66 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{F_{C28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \bar{\tau}_u \geq \tau_u$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, L'armature Transversale n'est pas nécessaire mais des dispositions constructives sont indispensable.

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,17 \times \frac{2,1}{400} = 1,33 \text{ cm}^2$$

On prend en

- Travée : $2\Phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$
- Appuis : $1\Phi 12 = 1,13 \text{ cm}^2$

▪ **Diamètre des armatures transversal et espacement:**

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (0,9 \times 0,18 ; 40)$$

$$S_t \leq \min (16,2 ; 40)$$

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Et } Q_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_1 \right)$$

ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures tendes de premier lit par les cadres On a

$$\phi_1 = 12 \text{ mm} = 1,2 \text{ cm}$$

$$\phi_t = \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1.2 \right)$$

$$\phi_t = \min (0,57 ; 1.2 ; 1.2) \quad \text{Donc : } \phi_t = 0,57 = 6 \text{ mm}$$

Pour étage courant :

Tip01:



Tip2:



$$\text{ELU : } q_{ut} = 1.35G + 1.5Q = 1.35(5.44) + 1.5(1.5) = 9.60 \text{ KN/m}^2$$

La répartition de la charge pondérée :

$$q_u \times 0.65 = 9.60 \times 0.65 = 6.24 \text{ KN/ml} \quad q_{ut} = 6.24 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{6.24 + 1.5} = 0,19$$

$$(1 + 0,3 \alpha) = 1,06 \quad \text{Donc : } M_T \geq 1,06 M_0 - \left[\frac{|M_w| + |M_e|}{2} \right]$$

$$\text{Travée : } M_T \geq 0.521 M_0$$

$$\text{Rive : } M_T \geq 0.621 M_0$$

TYPE01:

Travée	2.25	3.65	3.75
Moment $M_0 = \frac{Q.L^2}{8}$	3.94	10.40	10.97
Moment sur appuis M_w M_e	0 1.97	5.2 5.2	5.48 0
Travée $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$	/	6.53	/
Rive $\frac{1.2+0/3\alpha}{2} M_0$	2.36	/	6.58
$1.06 M_0 - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right)$	3.19	5.82	8.88
Mt max (KN)	3.19	5.82	8.88

TYPE02:

Travée	3.65	3.75
Moment $M_0 = \frac{Q.L^2}{8}$	10.40	10.97
Moment sur appuis M_w M_e	0 6.24	6.58 0
Travée $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$	/	/
Rive $\frac{1.2+0/3\alpha}{2} M_0$	6.24	6.58
1.06 M0 $-\left(\frac{M_w+M_e}{2}\right)$	7.90	8.33
Mt max (KN)	7.90	8.33

ELS:

$$Q_{Ser} = G + Q \quad Q_{Ser} = 5.44 + 1.5 = 6.94 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{Ser} = 6.94 \times 0.65 = 4.51 \text{ KN/m}^2$$

TYPE01:

Travée	2.25	3.65	3.75
Moment $M_0 = \frac{Q.L^2}{8}$	2.85	7.51	7.92
Moment sur appuis M_w M_e	0 1.42	3.75 3.75	3.96 0
Travée $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$	/	4.72	/
Rive $\frac{1.2+0/3\alpha}{2} M_0$	1.71	/	4.75
1.06 M0 $-\left(\frac{M_w+M_e}{2}\right)$	2.31	4.21	6.41
Mt max (KN)	2.31	4.21	6.41

TYPE02:

Travée	3.65	3.75
Moment $M_0 = \frac{Q.L^2}{8}$	7.51	7.92
Moment sur appuis M_w M_e	0 4.50	5.16 0
Travée $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$	/	/
Rive $\frac{1.2+0/3\alpha}{2} M_0$	4.50	4.75
$1.06 M_0 - \left(\frac{M_w+M_e}{2}\right)$	5.71	5.81
Mt max (KN)	5.71	5.81

- **LES MOMENTS :**
- **ELU :**

$$\text{TYEP01: } \begin{cases} M_{\text{MAX}} \text{ en travée : } 8.88 \text{ KN/m} \\ M_{\text{max}} \text{ sur appuis : } 5.48 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{TYEP02: } \begin{cases} M_{\text{MAX}} \text{ en travée : } 8.33 \text{ KN/m} \\ M_{\text{MAX}} \text{ sur appuis : } 6.58 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- **ELS:**

$$\text{TYEP01: } \begin{cases} M_{\text{MAX}} \text{ en travée : } 6.41 \text{ KN/m} \\ M_{\text{max}} \text{ sur appuis : } 3.96 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{TYEP02: } \begin{cases} M_{\text{MAX}} \text{ en travée : } 5.81 \text{ KN/m} \\ M_{\text{MAX}} \text{ sur appuis : } 5.16 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Calcul des armatures :

ELU :

POUR TYEP: 01

En travée :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} ; F_e = 400 \text{ MPA} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; \theta = 1 ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPA} ;$$

$$f_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA} ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ;$$

$$M_u = M_{\text{MAX}} = 8.88 \text{ KN.m} = 8.88 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Section T :

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{0,04}{0,18} = 0,222$$

On a :

$$0,167 < \alpha_0 = 0,222 < 0,259$$

$$u_0 = 1,14 \alpha_0 - 0,57 \alpha_0^2 - 0,07 \rightarrow u_0 = 0,167$$

$$M_t = u_0 \times b^2 \times d \times F_{bu} = 0,167 (0,65)(0,18^2)(14,17)$$

$$M_t = 0,04985 \text{ MN.m} \geq M_u = 0,01068 \text{ MN.m}$$

Donc : L'axe neutre et dans la table de compression on conduit le calcul comme si la

Section rectangulaire de longueur égale a la longueur de la table (b) :

Section rectangulaire (b × h) → (65 × 20) cm

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bu}} = \frac{8,88 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,029 \leq \mu_l = 0,391 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,036$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,169 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times F_{st}} = \frac{0,00888}{0,169 \times 348} = 1,50 \times 10^{-4} = 1,81 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2Φ12 = 2,26 cm²

Sur Appuis :

$$M_u = M_{\max} = 3,96 \text{ KN.m} = 3,36 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_t = 0,4445 \text{ MN.m} > M_u = 0,00396 \text{ MN.m}$$

Donc : [Section rectangulaire]

$$\mu_{bu} = 0,0247 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 0,019 \quad ; \quad Z = 0,149 \text{ m}$$

$$A_s = 1,27 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,27 \text{ cm}^2$$

On adopted: 2Φ10 = 1,57 cm²

ELU : POUR TYEP02 :

En travée :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} ; F_e = 400 \text{ MPA} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; \theta = 1 ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPA} ;$$

$$f_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA} ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 17 \text{ cm} ;$$

$$M_u = M_{\text{MAX}} = 9,03 \text{ KN.m} = 9,03 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Section T :

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{0,04}{0,18} = 0,222$$

On à :

$$0,167 < \alpha_0 = 0,222 < 0,259$$

$$u_0 = 1,14 \alpha_0 - 0,57 \alpha_0^2 - 0,07 \rightarrow u_0 = 0,167$$

$$M_t = u_0 \times b \times d \times F_{bu} = 0,167 (0,65)(0,17^2)(14,17)$$

$$M_t = 0,4445 \text{ MN.m} \geq M_u = 0,00903 \text{ MN.m}$$

Donc : L'axe neutre et dans la table de compression on conduit le calcul comme si la

Section rectangulaire de longueur égale a la longueur de la table (b) :

Section rectangulaire (b × h) → (65 × 20) cm

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bu}} = \frac{8,33 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} 0,027 \leq \mu_l = 0,391 \rightarrow A_{s'} = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,034$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,167 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times F_{st}} = \frac{0,00833}{0,167 \times 348} = 1,43 \times 10^{-4} = 1,55 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2Φ12 = 2,26 cm²

Sur Appuis :

$$M_u = M_{\max} = 6,58 \text{ KN.m} = 6,58 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_t = 0,4445 \text{ MN.m} > M_u = 0,00658 \text{ MN.m}$$

Donc : [Section rectangulaire]

$$\mu_{bu} = 0,0267 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A_{s'} = 0$$

$$\alpha = 0,034 \quad ; \quad Z = 0,170 \text{ m}$$

$$A_s = 1,27 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,20 \text{ cm}^2$$

On adopted: 1Φ14 = 1,54 cm²

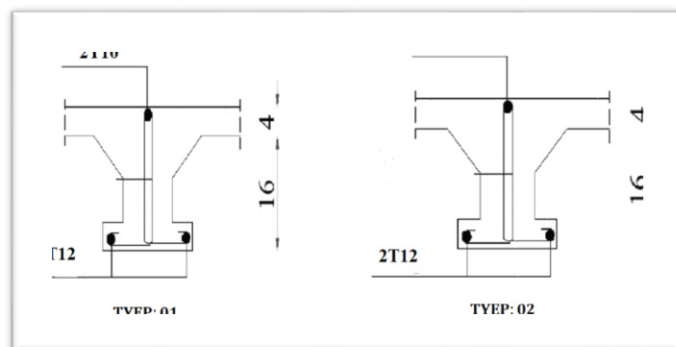


Figure III.12 : schéma ferrailage de plancher Pour étage courant

Chapitre

4

Etude dynamique

V.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

V.2. Méthode de calcul :

Le règlement parasismique algérien « *RPA99 version 2003* » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.

3 Conditions d'application de la MSE :

a. Principe de la méthode : [RPA2003/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

b. conditions d'application : [RPA2003/4.1.2]

- Régularité en plan : [RPA2003/3.5.1. a]
- Régularité en élévation : [RPA2003/3.5.1. b]

c. vérification des conditions d'application

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2 ; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

d. Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable. Dans se cas là, on va appliquer la méthode dynamique. [RPA2003/4.1.3]

4 Méthode dynamique modale spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse applicable à tous les cas d'après le RPA99version2003 (article 4.1.3).

5 Vérifications selon les exigences du RPA :

Le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions afin de protéger les vies humaines et leurs biens matériels vis-à-vis des actions sismiques

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- A. Vérification de la participation de la masse modale.
- B. Vérification coefficient de comportement globale de structure(R) et facteur de qualité.
- C. Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.
- D. Vérification les efforts normaux aux niveaux des poteaux.
- E. Vérification des déplacements.
- F. L'effet P-Delta.
- G. Vérification de renversement.

A. Vérification de la participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (*Article 4.3.4 RPA99 version 2003*).

Remarque : La structure est déplacée 14m (18.34m) donc il faut faire des voiles pour cette ouvrage (*Article 3.4 RPA99 version 2003*).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	2,04	0,49	0,00	72,17	0,00	72,17	1133410,55	1133410,55
3/ 2	2,40	0,42	68,46	72,19	68,45	0,02	1133410,55	1133410,55
3/ 3	2,69	0,37	72,28	72,26	3,82	0,07	1133410,55	1133410,55
3/ 4	7,86	0,13	72,28	87,89	0,00	15,63	1133410,55	1133410,55
3/ 5	9,14	0,11	88,46	87,89	16,17	0,00	1133410,55	1133410,55
3/ 6	10,88	0,09	88,73	87,90	0,28	0,01	1133410,55	1133410,55
3/ 7	17,95	0,06	88,74	93,96	0,00	6,06	1133410,55	1133410,55
3/ 8	19,75	0,05	94,45	93,96	5,71	0,00	1133410,55	1133410,55
3/ 9	25,29	0,04	94,49	93,96	0,04	0,00	1133410,55	1133410,55

Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode **8** ($94.49 \geq 90\%$).

Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode **7** ($93.96 \geq 90\%$).

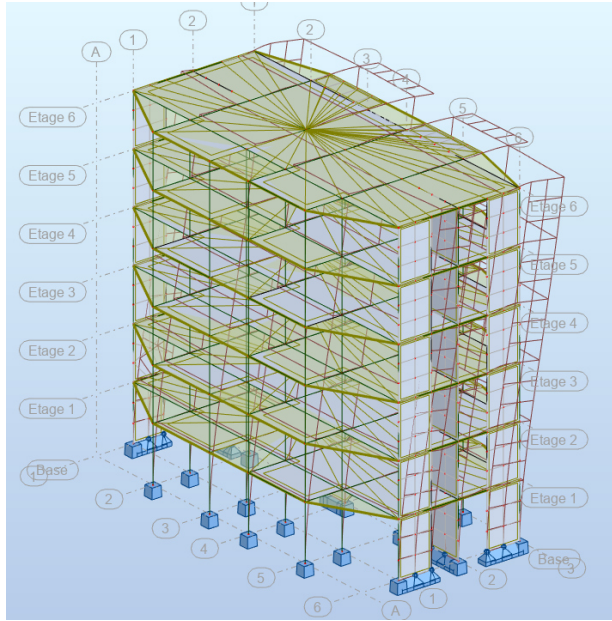


Figure I IV.1 : 1^{ER} mode translation selon Y

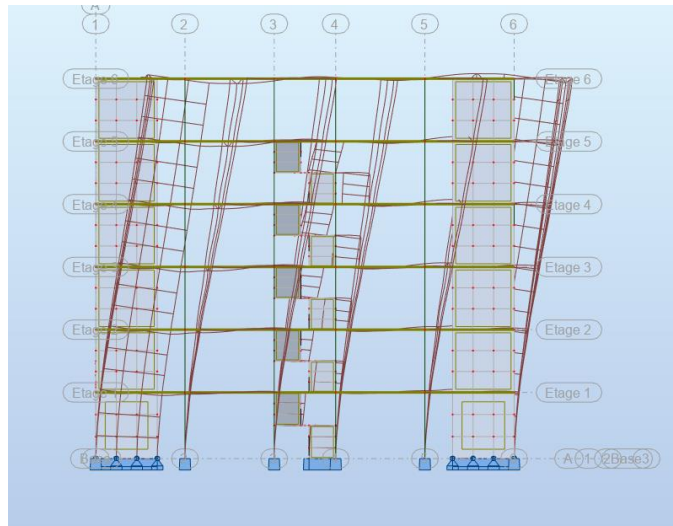


Figure I IV.2 : 2^{ER} mode translation selon X

A. Vérification coefficient de comportement globale de structure(R) et facteur de qualité :

Coefficient de comportement selon répartition de la charge verticale sur les poteaux et les voiles donner par tableaux *4.3 RPA99 version 2003* :

F_z Sur les poteaux [KN]	F_z Sur les Voiles [KN]						
12664,18	4536,76						
10419,43	3814,68						
8259,35	3108,99						
6143,02	2332,24						
4042,59	1539,24						
2006,82	690,84						
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid gray; padding: 10px; width: 40%;"> <p>Distribution des charges verticales</p> <table border="1" style="margin-top: 10px;"> <caption>Distribution des charges verticales</caption> <thead> <tr> <th>Élément</th> <th>Pourcentage</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Poteaux</td> <td>72,07%</td> </tr> <tr> <td>Voiles</td> <td>27,93%</td> </tr> </tbody> </table> </div> <div style="text-align: center; width: 50%;"> <p>Systeme 4b R=3.5</p> </div> </div>		Élément	Pourcentage	Poteaux	72,07%	Voiles	27,93%
Élément	Pourcentage						
Poteaux	72,07%						
Voiles	27,93%						

$N_{Voile}/N_{poteaux} < 0.2$ et $H < 33m$ donc $R=3.5$:

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum_1^6 Pq \dots\dots\dots\text{article4-4-RPA99/03}$$

Critère q	P _q		
	Observé	N/observé	Valeur
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0.05
2. Redondance en plan	0	0,05	0
3. Régularité en plan	0	0,05	0
4. Régularité en élévation	0	0,05	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	0.10

Sens X-X : $Q=1+0.05+0.05+0.1=1.2$.

Sens Y-Y : $Q=1+0.05+0.05+0.1=1.2$.

A. Vérification de l'effort tranchant à la base

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule:

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

R : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

W : poids totaux de la structure.

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

A la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.

ZONE		IIa
USAGE		2
SITE		S3
Coefficient d'accélération de zone "A"		0,15
Facteur de Qualité "Q"		1,20
		Système 2 R=3.5
Période empirique Tx (s)		0,37
Période empirique TY (s)		0,45
Facteur d'amplification dynamique moyen "DX"		1,90
Facteur d'amplification dynamique moyen "DY"		1,90
Force sismique VX [KN] (statique équivalente)		1107,50
Force sismique VY [KN] (statique équivalente)		1107,50
Force sismique EX [KN] (Dynamique)		1017,03
Force sismique EY [KN] (Dynamique)		1022,06
Vérification Art 4.3.6 RPA99 V.2003		
Sens X	$E_x > 80\% V_x$	Condition Vérifiée
Sens Y	$E_y > 80\% V_y$	Condition Vérifiée

A. Vérification les efforts normaux aux niveaux des poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la Condition suivante

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B: l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

$$V = \frac{1141,27 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.28 < 0.3 \dots \dots \dots cv$$

A. Vérification des déplacements :

D'après le **RPA 2003 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad \text{(formule 4-19 de RPA)}$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Niveau	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	hauteur(cm)	vérification	vérification
RDC	0,2	0,3	323	VRAI	VRAI
1	0,4	0,6	306	VRAI	VRAI
2	0,5	0,7	306	VRAI	VRAI
3	0,5	0,7	306	VRAI	VRAI
4	0,5	0,7	306	VRAI	VRAI
5	0,4	0,6	306	VRAI	VRAI

Vérification L'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) 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 au déplacement « delta » (Δ).

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

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

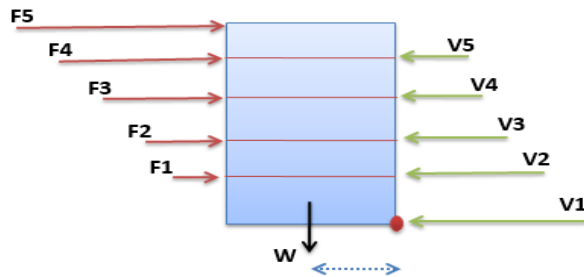
DIRECTION X

Etage	P(KN)	Δ (cm)	V(KN)	h (m)	θ	Vérification
1	-11144	0,2	1189,52	3,23	0,005800982	OK
2	-9238,7	0,4	946,2	3,06	0,012763431	OK
3	-7398	0,5	836,53	3,06	0,014450372	OK
4	-5541,4	0,5	703,97	3,06	0,01286223	OK
5	-3684,7	0,5	535,55	3,06	0,011242092	OK
6	-1832,9	0,4	355,26	3,06	0,006744062	OK

DIRECTION Y

Etage	P(KN)	Δ (cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
1	-11144	0,3	1132,89	3,23	0,009136435	OK
2	-9238,7	0,6	884,95	3,06	0,020470238	OK
3	-7398	0,7	690,22	3,06	0,024518904	OK
4	-5541,4	0,7	535,96	3,06	0,023651903	OK
5	-3684,7	0,7	376,22	3,06	0,022404401	OK
6	-1832,9	0,6	408,07	3,06	0,008806928	OK

A. Vérification de renversement :



Il faut :

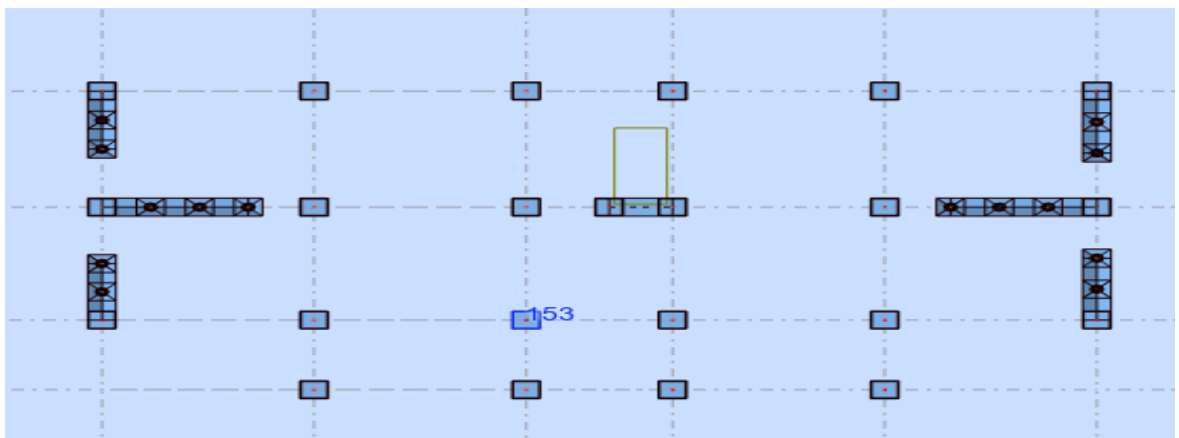
$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5 \quad ; \quad M_r = F \times h \quad ; \quad M_s = W \times X_g$$

DIRECTION X

ETAGE	V _x (KN)	h (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	1189,52	3,23	11334,1	10,35	785,9236	117307,935
2	946,2	6,29			689,8243	
3	836,53	9,35			1239,436	
4	703,97	12,41			2090,0922	
5	535,55	15,47			2789,0863	
6	355,26	18,53			6582,9678	
				SOMME	14177,33	<i>OK</i>

DIRECTION Y

ETAGE	V _y (KN)	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	1132,89	3,23	11334,1	4.25	800,8462	62904,255
2	884,95	6,29			1224,8517	
3	690,22	9,35			1442,331	
4	535,96	12,41			1982,3734	
5	376,22	15,47			-492,7195	
6	408,07	18,53			7561,5371	
				SOMME	12519,22	<i>OK</i>



FigureI IV.4 : Disposition des voiles

***Calcul des éléments
structuraux***

VI.1. Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitation

VI.2. Combinaisons des charges

Les combinaisons de charges que nous allons les utilisés pour le calcul de ferraillage dans les éléments porteurs de la structure sont de deux natures distinctes :

- **Combinaisons BAEL :**

Ce sont des combinaisons qui correspondent à la situation durable de la structure, elles sont décrites par les règles **CBA93** et **BAEL91mod.99**, et combinant les charges verticales permanentes et d'exploitations comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U : } 1,35G+1,5Q \\ \text{E.L.S : } \quad G + Q \end{array} \right.$$

- **Combinaisons RPA :**

Correspondent à la situation accidentelle de la structure, ces combinaisons sont prescrites par le règlement parasismique algérien **RPA99v2003** comme suit :

- **Pour les voiles:**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8 \times G \mp E \end{array} \right.$$

- **Pour les portiques :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour les Poteau : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8 \times G \mp E \end{array} \right. \\ \text{Pour les poutres : } \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times G \mp E \\ G + Q \mp E \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : action de séisme représentée par ses composantes horizontales

VI.3. Caractéristiques du matériau :

Les principales caractéristiques des deux matériaux béton et acier en situation normale (durable) et accidentelle, ainsi que les coefficients de sécurités correspondantes données par le tableau suivant :

Matériau	Béton25			Acier			
	Situation	γ_b	f_{c28} Mpa	f_{bu} Mpa	γ_s	f_e Mpa	f_{su} Mpa
Durable		1,5	25	14,2	1,5	400	347,8
Accidentelle		1	25	18,48	1.15	400	400

VI.4. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure, ils doivent résister aux différents types de sollicitations, et satisfaire les exigences de sécurité vis-à-vis de la résistance et de la ductilité.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables :

- Moment maximal et un effort normal correspondant.
 - $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- Effort normal maximal avec le moment correspondant.
 - $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Effort normal minimal avec le moment correspondant.
 - $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

VI.4.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :

1. Les armatures longitudinales (art.7.4.2.1.):

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
 - Le pourcentage minimal est de : 0.8 (Zone IIa).
 - Le pourcentage maximal est de : 3 % en zones courantes.
6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone IIa

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

2. Les armatures transversales :

L'article 7.4.2.2 des mêmes règles recommande que :

- L'espacement (**t**) des armatures transversales doit être au plus égale aux valeurs maximales suivantes qui correspond à la zone sismique **IIa**:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans la zone nodale : } t \leq 10 \varnothing \text{ et } 15\text{cm} \quad \text{zone IIa} \\ \text{Dans la zone courante : } t' \leq 15\varnothing \quad \text{zone IIa} \end{array} \right.$$

Où ϕ_L : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité **d'armatures transversales minimale** $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit :
 - Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%.
 - Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%.
 - Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau : $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$

Avec a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de 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 \varnothing** minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la Hauteur de poteaux
- Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

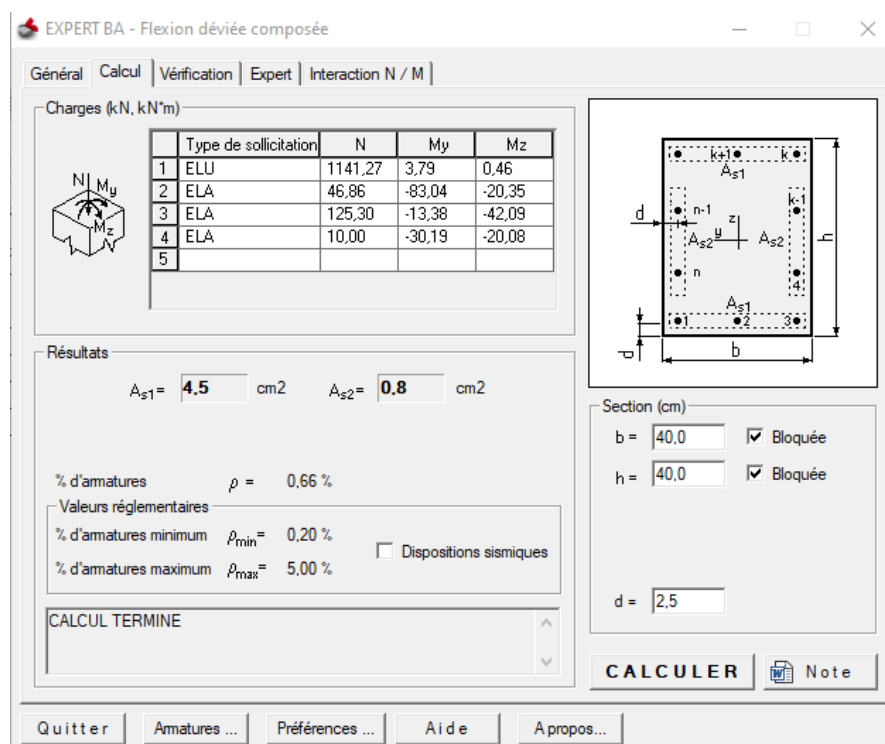
VI.4.2. Exemple de calcul poteau

A partir des résultats du logiciel ROBOT, le poteau est soumis à l'effort normal de compression maximal est un poteau du niveau de RDC il soumise aux sollicitations suivantes :

Poteaux 40x40	N(KN)	M_Y (KN.m)	M_z (KN.m)
ELU	1141,27	3,79	0,46
ACC	46,86	-83,04	-20,35
ACC	125,30	-13,38	-42,09
ACC	10,00	-30,19	-20,08

Tableau V.2: Les sollicitations sur le poteau

La section des armatures calculer :



Donc A_s calculer : $A_{s\text{ cal}} = (4.5 + 0.8) * 2 = 7.2 \text{ cm}^2$

▪ Vérification de RBA99 (v2003)

▪ La section minimale de l'RPA99 (v2003).

$$A_{s\text{ min}} = 0,8\% \times b \times h = 12,8 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = A_{s\text{ min}} = 12,8 \text{ cm}^2$ et on adopte **12HA12** avec $A_s = 13,75 \text{ cm}^2$

a. Ferrailage transversal

Le ferrailage transversal se fera selon l'article 7.4.2.2 des règles RPA99 V2003.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.23}{0.4} = 5.65, \text{ donc } \rho_a = 2,5$$

ρ_a : Coefficient correcteur.

λ_g : L'élanement géométrique.

Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ } \textcircled{O}$ et $15\text{cm} = 12\text{cm}$

On prend $t = 10\text{cm}$.

Dans la zone courante : $t' \leq 15 \text{ } \textcircled{O} = 18\text{cm}$

On prend $t = 15\text{cm}$ dans la zone courante.

La section d'armature transversale est donnée par :

$$\text{Dans la zone courante. } A_t \geq \frac{t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{0.15 \times 2.5 \times 50,89}{0.4 \times 400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans la zone nodale. } A_t \geq \frac{t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{0.1 \times 2.5 \times 50,89}{0.4 \times 400} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On prendra : **4HA8** avec $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale.

4HA8 avec $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ dans la zone courante

- La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{t \times b}$ en % est comme suit :

$$\frac{A_t}{t \times b} = 0,3\% \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\frac{A_t}{t \times b} = 0,8\% \quad \text{Si } \lambda_g \geq 3.$$

Pour notre cas : $\lambda_g = 5.9 \Rightarrow A_t = 0,003 \times t \times b$.

✓ Dans la zone nodale :

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

✓ Dans la zone courante :

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

▪ Vérification

▪ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \Rightarrow \tau_u = \frac{35.10}{0.4 \times 0.37} = 0.23 \text{ N/mm}^2$$

✓ D'après le (BAEL 91) : $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$

✓ D'après le (art, 7.4.3.2.RPA) : $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$

Avec : $\rho_d = 0,075$ Si $\lambda_g \geq 5$

Donc $\bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1,875\text{MPa}$

$\tau = 0,23\text{MPa} < \bar{\tau} = 1,875\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$

▪ **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$.

σ_{bc} : D'après logiciel ROBOT 2019

$\sigma_{bc} = 6,1\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$

▪ **Vérification de flambement**

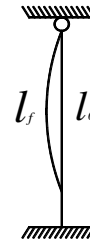
$\lambda \leq \max \left\{ 50, \min \left(\frac{67 \times e}{h}, 100 \right) \right\} \Rightarrow \lambda \leq 50$

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 d flambement. $l_f = 0,7l_0$.

i : Rayon de giration. $i = \frac{\sqrt{I}}{B}$



Pour les poteaux carrés nous avons : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$;

a : Dimension du poteau.

$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 19,58 \lambda \leq 50 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$

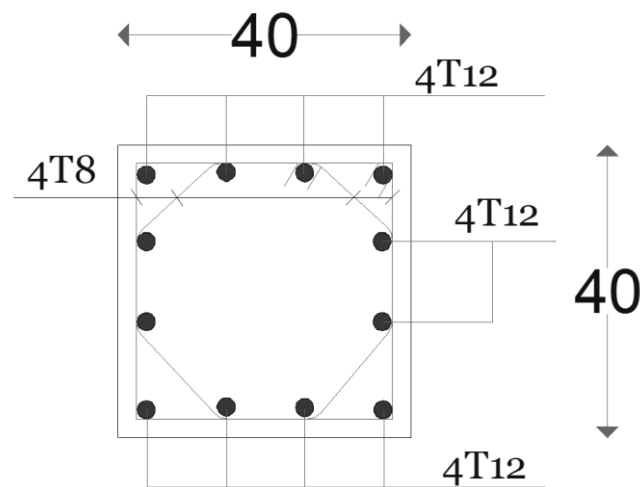
VI.3.4. Résulta de ferrillages des autres poteaux

Les tableaux suivants résument l'ensemble des résultats de ferrailage longitudinal des poteaux du **bloc**

Section (cm ²)	A_s^{calcul} (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	$A_s^{adoptée}$ (cm ²)	Choix du barre
40 x 40	7.2	12.8	12.8	12HA12

Tableau VII.2: L'armature longitudinale des poteaux.

VI.4.1. Dessin de ferrailage



FigureIV.5 : ferrailage des poteaux40x 40

VI.5. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires assurent le chaînage, et les poutres palières.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

VI.5.1. Les recommandations du RPA 99/version 2003 : (art.7.5.2.1)

◆ **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (en zone IIa).

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

◆ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$

s : L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale : $s \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$.
- En dehors de la zone nodale : $s \leq \frac{h}{2}$.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé .les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

Les poutres seront ferrillées en travée pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

VI.5.2. Les recommandations de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

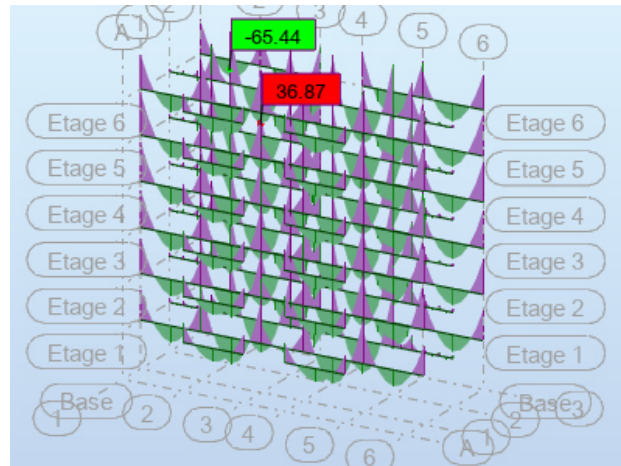
VI.5.3. Poutre principale :

Dans ce qui suit on va présenter un exemple de calcul de ferrailage détaillé pour la poutre la plus sollicitée.

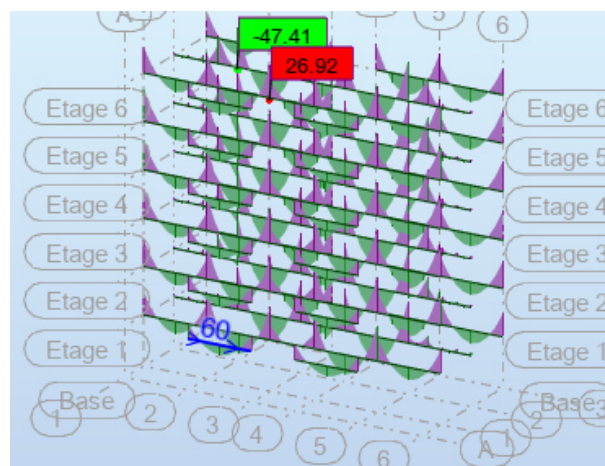
1. Ferrailage longitudinal

Pour l'exemple de calcul en prendre la poutre principale de Caractéristiques suivantes :

➤ PP 30X40



FigureIV.2 : moments max a ELU des poutres principales1



FigureIV.3 : moments max a ELS des poutres principales1

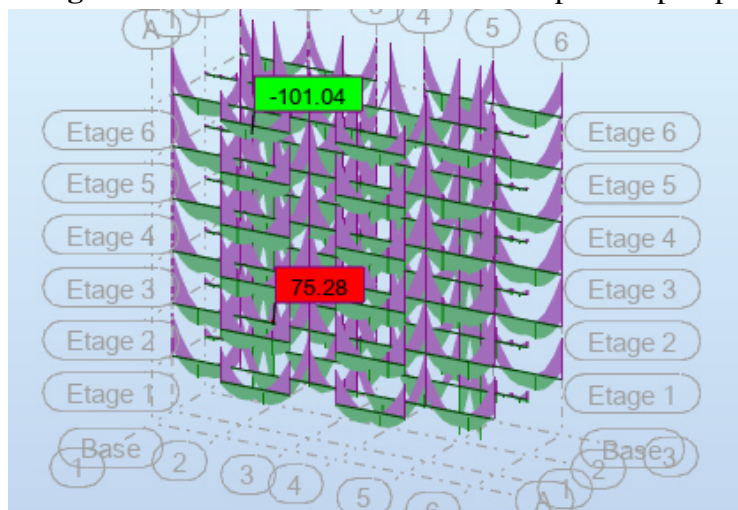


Figure IV.4 : moments max a ELA des poutres principales1

Section (cm^2)	ELU		ELS		ACC	
	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
30×40	36.87	-65.44	26.92	-47.41	75.28	-101.04

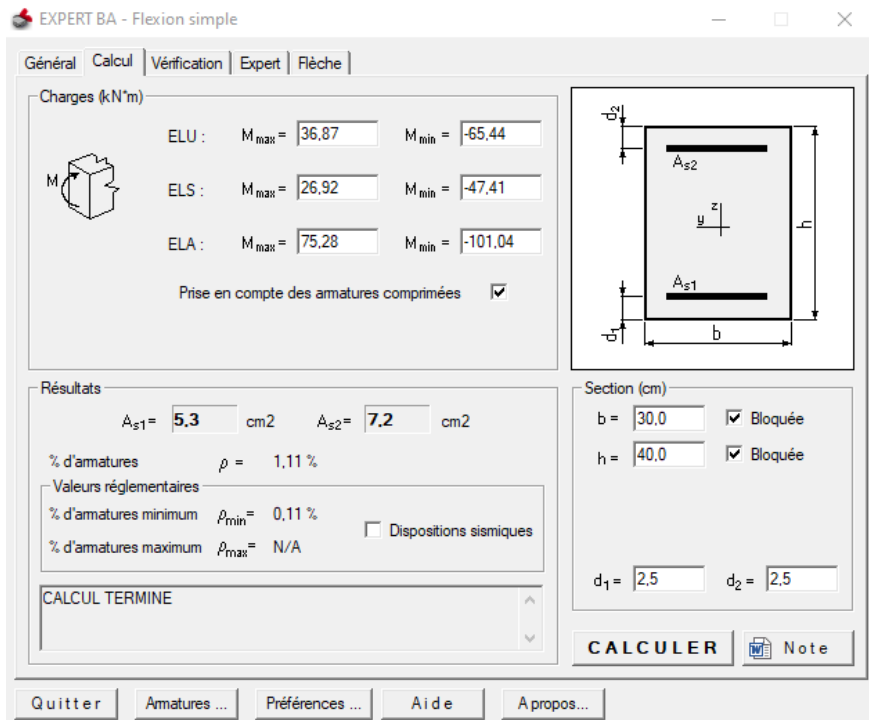
Tableau VII.3: les moments max dans les poutres principales

- **Calcul ferrailage longitudinal**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h=0.4m$, $b=0.30m$, $F_{c28}=25MPa$, $F_{t28}=2.1MPa$

- Calcul par robot expert



FigureIV.5 : As travée cal des poutres principales

$$A_{st\text{ cal}} = 5.3\text{cm}^2$$

$$A_{sa\text{ cal}} = 7.2\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34\text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal d'armatures :**

$$A_{Rpa\text{ min}} > 0.5\% \times b \times h = 6\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{ca}; A_{rap}) \Rightarrow A_t = 6\text{cm}^2 \text{ et } A_a = 7.2\text{cm}^2$$

On adopté : pour travée **6HA12=6.79cm²**

Pour appui : **3HA14+3HA12=8.01cm²**

- **Les longueurs de recouvrement**

$l_r > 40 \times \emptyset$ en zone de recouvrement

\emptyset : diamètre max des barres longitudinales dans les poutres

Pour $\emptyset = 14\text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60\text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 12\text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 50\text{ cm}$.

- ❖ **Les armatures transversales**

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) \Rightarrow \emptyset \leq \min(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}) = 1.14\text{cm}$$

Donc en prend $\Phi = 8\text{mm}$

- **Calcul des espacements des armatures transversales : Zone nodale**

$$S_t \leq \min(12\phi_l; \frac{h}{4}; 30) = 10\text{cm}, \text{ soit } S_t = 10\text{cm}$$

- **Zone courant**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}; \text{ soit } S_t = 15\text{cm}$$

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$.

▲ Dans la zone nodale : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b = 0,9\text{cm}^2$

On adopte 4T8 avec $A_s = 2,01\text{cm}^2$.

▲ En dehors de la zone nodale : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b = 1,35\text{cm}^2$

On adopte 4T8 avec $A_s = 2,01\text{cm}^2$.

- **Vérification**

- ↳ **Vérification de contraintes tangentielles**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{89,49}{0,3 \times 0,37} = 0,60\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,6\text{MPa}$$

$< \bar{\tau} = 3,33\text{MPa}$condition vérifiée.

- ↳ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peut préjudiciable

Si $\alpha_u \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ la vérification des contraintes n'est pas nécessaire, ($\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$).

Entravée : $\alpha_u = 0,079 \leq 0,44$condition vérifiée.

En appui : $\alpha_u = 0,083 \leq 0,44$condition vérifiée.

- ↳ **Vérification de la flèche :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{435} = 0,0919 > 0,0625$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$M_0 = \frac{36.87}{0.85} = 43.37 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = 0,091 \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0} = 0,085 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{30 \times 37} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Tous les conditions et vérifiés, donc pas nécessaire de calculée la flèche.

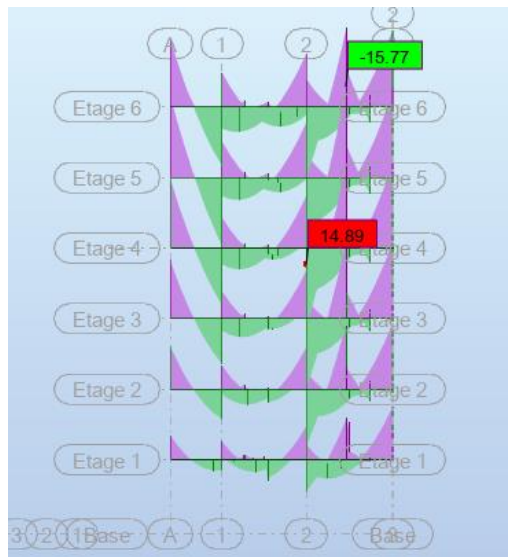
VI.5.4. Poutres secondaires :

Dans ce qui suit on va présenter un exemple de calcul de ferrailage détaillé pour la poutre la plus sollicitée.

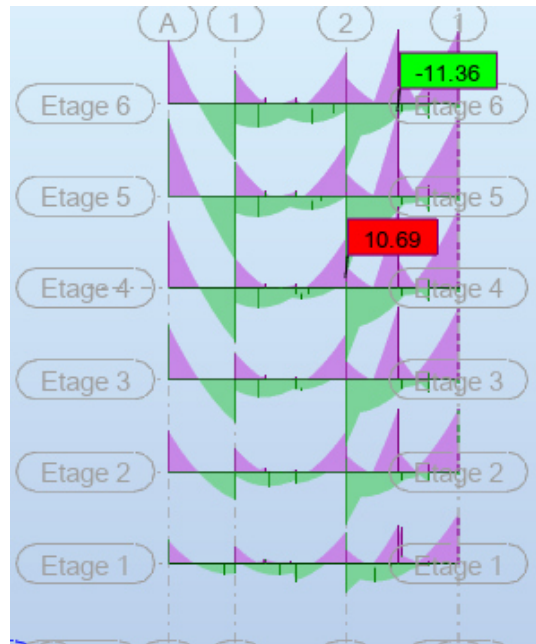
1. Ferrailage longitudinal

Pour l'exemple de calcul en prendre la poutre secondaire de Caractéristiques suivent :

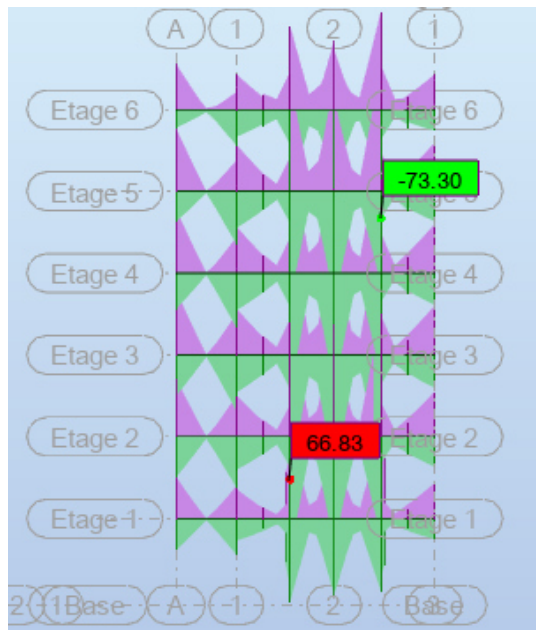
- PS 30X30



FigureIV.6 : moments max a ELU des poutres secondaires



FigureIV.7 : moments max a ELS des poutres secondaire



FigureIV.8 : moments max a ELA des poutres secondaire

Section (cm^2)	ELU		ELS		ACC	
	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
30×30	14.89	-15.77	10.69	-11.36	66.83	-73.30

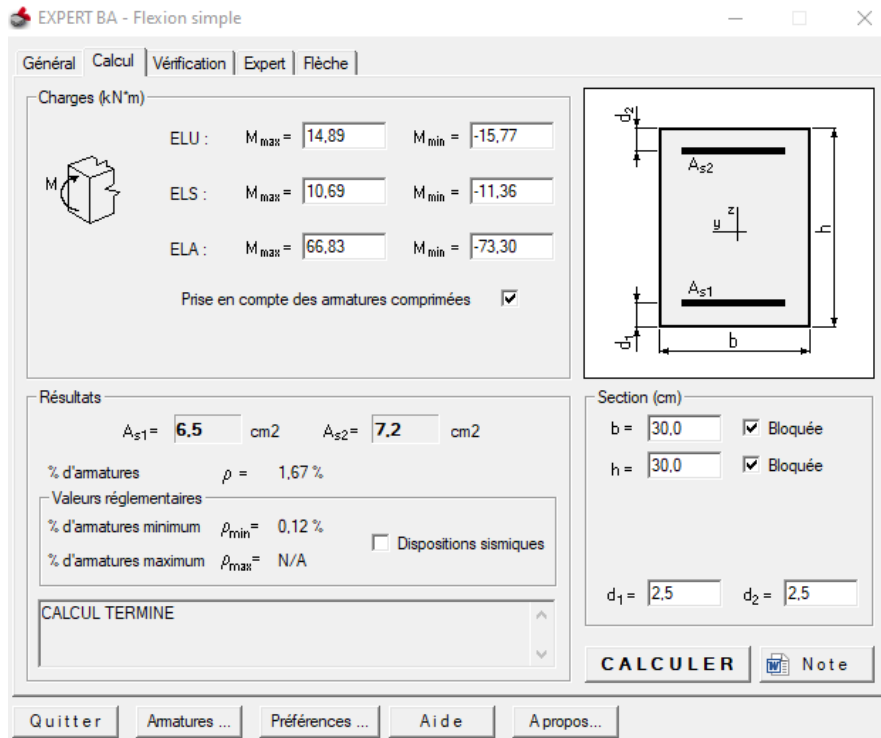
Tableau VII.4: les moments max dans les poutres secondaire

- **Calcul ferrailage longitudinal**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h=0.3\text{m}$, $b=0.30\text{m}$, $F_{c28}=25\text{MPa}$, $F_{t28}=2.1\text{MPa}$

- Calcul par robot expert



FigureIV.9 : As travée cal des poutres secondaires

$$A_{st\text{ cal}} = 6.5\text{cm}^2$$

$$A_{sa\text{ cal}} = 7.2\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 1.04\text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal d'armatures :**

$$A_{Rpa\text{ min}} > 0.5\% \times b \times h = 4.05$$

$$A = \max (A_{cal}; A_{rpa}) \Rightarrow A_t = 6.5\text{cm}^2 \text{ et } A_a = 7.2\text{cm}^2$$

On adopté :pour travée **6HA12=6.79cm²**

Pour appui : **3HA14+3HA12=8.01cm²**

- **Les longueurs de recouvrement**

$l_r > 40 \times \emptyset$ en zone de recouvrement

\emptyset : diamètre max des barres longitudinales dans les poutres

Pour $\emptyset = 14\text{ mm}$ $\rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60\text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

❖ **Les armatures transversales**

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) \Rightarrow \emptyset \leq \min(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}) = 1.14 \text{ cm}$$

Donc on prend $\Phi = 8 \text{ mm}$

• **Calcul des espacements des armatures transversales : Zone nodale**

$$S_t \leq \min(12\emptyset_l; \frac{h}{4}; 30) = 7.5 \text{ cm}, \text{ soit } S_t = 7 \text{ cm}$$

• **Zone courant**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$.

▲ Dans la zone nodale : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b = 0.63 \text{ cm}^2$

On adopte 4T8 avec $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$.

▲ En dehors de la zone nodale : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b = 1.35 \text{ cm}^2$

On adopte 4T8 avec $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$.

▪ **Vérification**

↪ **Vérification de contraintes tangentielles**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{22.47}{0.3 \times 0.27} = 0.27 \text{ MPa}$$

τ

$= 0.27 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

↪ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peut préjudiciable

Si $\alpha_u \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ la vérification des contraintes n'est pas nécessaire, ($\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$).

Entravée : $\alpha_u = 0,079 \leq 0,44 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

En appui : $\alpha_u = 0,083 \leq 0,44 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

↪ **Vérification de la flèche :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{375} = 0.08 > 0.0625$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0}$$

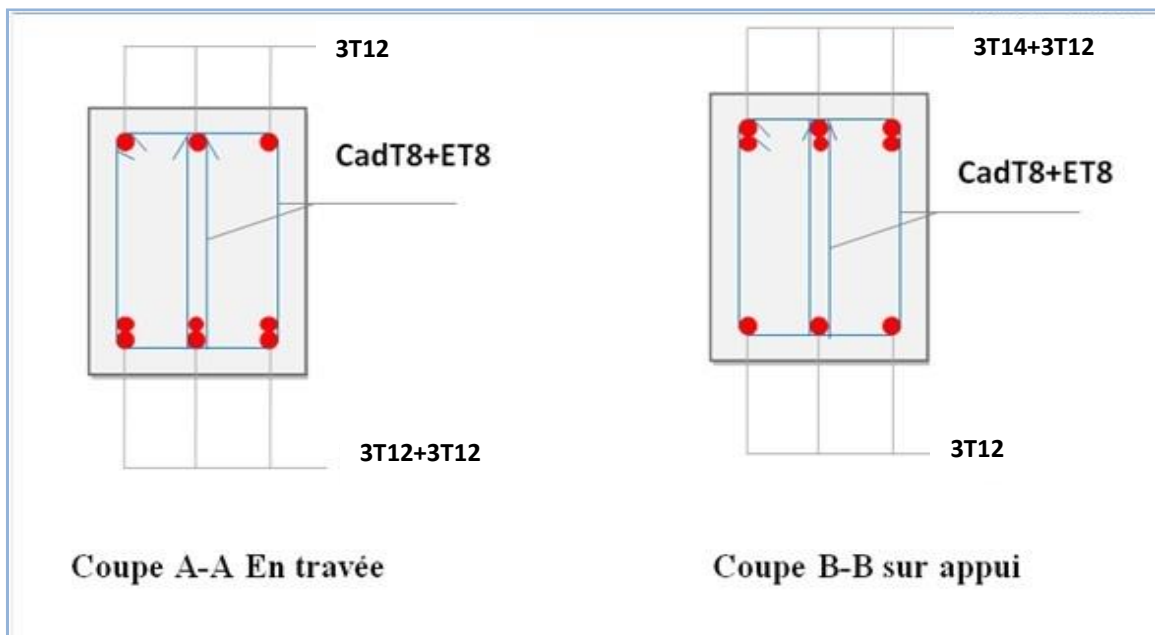
$$M_0 = \frac{14.89}{0.85} = 17.52 \text{KN.m}$$

$$\frac{h}{L} \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

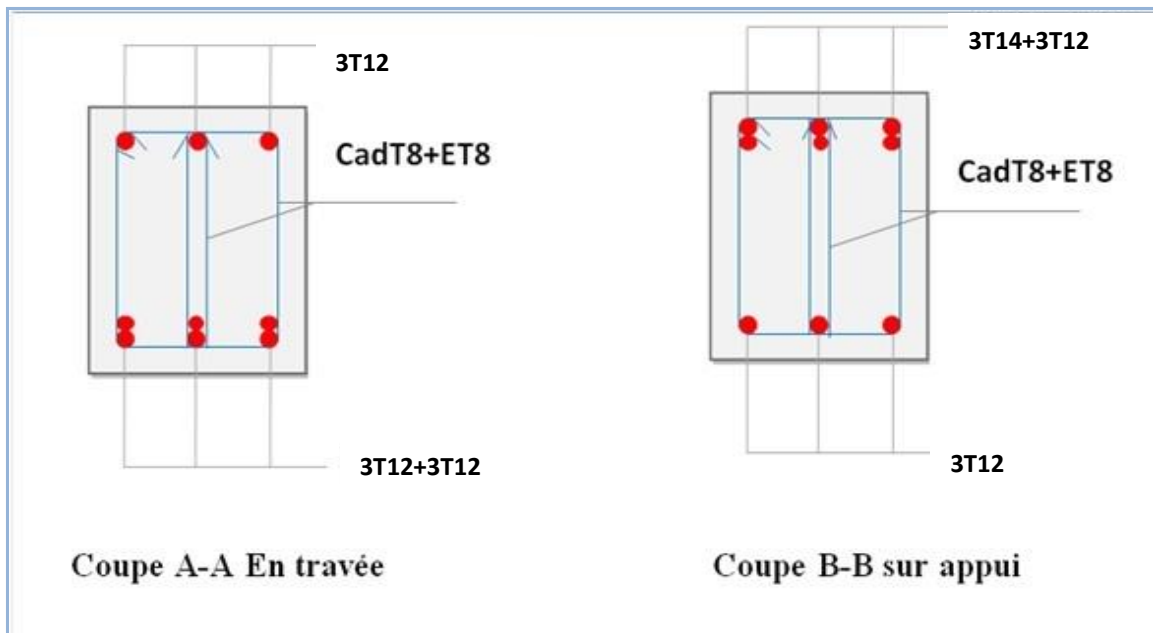
$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{30 \times 27} = 0.008 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Tous les conditions et vérifiés, donc pas nécessaire de calculée la flèche.

Dessin de ferrailage :



FigureIV.10: Schéma de ferrailage des poutres 30*40.



FigureIV.10: Schéma de ferrailage des poutres 30*30

VI.6. Ferrailage des voiles :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant 2 niveaux ou 8m de hauteur dans la zone IIa (sismicité moyenne).

Le ferrailage des voiles consiste à la détermination de trois types d'aciers, qui sont :

- Aciers verticaux,
- Aciers horizontaux,
- Aciers transversaux

VI.6.1. Recommandations du règlement RPA99ver2003 :

↳ Aciers verticaux (Art.7.7.4.1) :

□□Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%**,

□□Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à **0.20%** de la section horizontale du béton tendu,

□□Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile,

□□Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux,

□□ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement),

□□ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduite de moitié sur un dixième de la largeur du voile, Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **15cm**.

☞ **Aciers horizontaux (Art.7.7.4.2):**

□□ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10 Φ**,

□□ Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

☞ **Règles communes (Art.7.7.4.3):**

□□ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux (voiles), est donné comme suit :

{ Globalement dans la section du voile 0.15%
En zone courante 0.10%

□□ L'espacement des barres horizontales et verticales doit vérifier la condition suivante :

{ $S \leq 1,5 a$
 $S \leq 30 \text{ cm}$

□□ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur,

□□ Le diamètre des barres des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** l'épaisseur du voile.

□□ Les longueurs de recouvrement 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.6.2. Méthodes de calcul des voiles :

On va utiliser la méthode simplifiée pour le calcul de ferrailage, c'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

VI.6.3. Etape de calcul :

- On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v' \end{cases}$$

- Détermination la nature de la section du voile :

Si σ_a et σ_b sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

VI.6.4. Exemple de calcul de ferrailage

On va faire un exemple de calcul bien détaillé du ferrailage d'un seul voile pour différent sollicitations. Mais le ferrailage des autres voiles sera mentionné dans un tableau qui récapitule le ferrailage des autres voiles.

Exemple :1 sens y-y

Niveau sous-sol	
L(m)	2
e (m)	0.20
M(KN.m)	714.22
N(KN)	664.53
V(KN)	293.10

Tableau VII.5: les sollicitations des voiles y-y

❖ Calcul du ferrailage et de vérifications

On opte pour le calcul d'un seul voile de la première proposition selon le sens y-y, et le reste de même voile au deux sens aux autres propositions seront récapitulés dans un tableau récapitulatif :

- **Armatures verticales :**

$$M_{\max} = 714.22 \text{ KN.m} \quad N_{\max} = 664.53 \text{ KN} \quad V_{\max} = 293.10 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } h = 3.23 \text{ m} \quad L = 2 \text{ m} \quad b = 0.20 \text{ m} \quad d' = 0.03 \text{ m} \quad d = 0.17 \text{ m}$$

- **Calcul de ferrailage :**

La répartition des contraintes dans la section :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V \end{cases} \text{ avec : } \begin{cases} B = e \times h \\ V = 0.5l \\ I = e \times h^3 / 12 \end{cases} = \begin{cases} B = 0.2 \times 2 = 0.4 \text{ m}^2 \\ V = 0.5 \times 2 = 1 \text{ m} \\ I = 0.2 \times \frac{2^3}{12} = 0.13 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = \frac{664.53}{0.4} + \frac{714.22}{0.13} \times 1 = 7.15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{664.53}{0.4} - \frac{714.22}{0.13} \times 1 = -3.83 \text{MPa}$$

• **Diagramme des contraintes :**

$$L_C = l \times \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \right) ; L_T = l - L_C$$

$$L_C = 2 \times \left(\frac{7.15}{7.15 + 3.83} \right) = 1.30 \text{m} ; L_T = 0.7 \text{m}$$

$$T = \frac{\sigma_{min} \times b_0}{2} \times L_T = \frac{3.83 \times 200}{2} \times 700 = 268100 \text{N} ; A_s = \frac{T}{f_{su}} = \frac{268100}{348} = 7.70 \text{ cm}^2$$

- Selon le RPA99 version 2003 : $A_{RPA} = 0.20\% B = 0.2\% \times 20 \times 70 = 2.8 \text{ cm}^2$

$$A_s' = \frac{A_s \times L}{L'} = \frac{7.7 \times 200}{700} = 2.2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_s, A_{RPA}) = 7.7 \text{ cm}^2$.

On adopte 10HA 12 /2face = 11.31 $\text{cm}^2 \Rightarrow$ 5HA 12 /face

- Espacement des barres verticales $e \leq \min(1.5e ; 30 \text{cm}) = \min(30 \text{cm} ; 30 \text{cm}) = 20 \text{ cm}$

On prend $e = 20 \text{ cm}$

• **Armatures horizontales**

- La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} ; \text{avec } A_{min}^h = 0.15\%(e \times st)$$

- La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 \frac{V}{b_0 d} = 1.4 \times \frac{293.10 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.97} = 1.04 \text{MPa}$

- Vérifier la condition suivante $\tau_u = 1.04 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{MPa} \dots \dots CV$

- Espacement des barres horizontales $e \leq \min(1.5e ; 30 \text{cm}) = \min(30 \text{ cm} ; 30 \text{cm}) = 20 \text{ cm}$

On prend $e = 20 \text{ cm}$

$$\text{- Donc : } A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} = A_h = \frac{1.04 \times 20 \times 20}{0.8 \times 400} = 1.3 \text{cm}^2$$

$$A_{min}^h = 0.15\%(e \times st) = 0.6 \text{cm}^2$$

On adopte 10HA 8 /2face = 5.03 $\text{cm}^2 \Rightarrow$ 5HA 8 /face

Exemple : 2 sens x-x

Niveau sous-sol	
L(m)	3
e (m)	0.20
M(KN.m)	1410,84
N(KN)	427,84

V(KN)	575,27
-------	--------

Tableau VII.6: les sollicitations des voiles x-x

❖ **Calcul du ferrailage et de vérifications**

On opte pour le calcul d'un seul voile de la première proposition selon le sens x-x, et le reste de même voile aux deux sens aux autres propositions seront récapitulés dans un tableau récapitulatif :

• **Armatures verticales :**

$$M_{max}=1410.82 \text{ KN.m} \quad N_{max} =427.84\text{KN} \quad V_{max} =575.27\text{KN}$$

$$\text{Avec : } h=3.23\text{m} \quad L=3\text{m} \quad b=0.20\text{m} \quad d'=0.03\text{m} \quad d=0.17\text{m}$$

• **Calcul de longueur de flambement :** $L_f = 0.8L = 0.8 \times (3.23 - 0.40) = 2.264\text{m}$

• **Calcul de l'élanement :** $\lambda = \lambda = \frac{\sqrt{12}}{L} \times l_f = \frac{\sqrt{12}}{3} \times 2.264 = 2.61$

• **Calcul de ferrailage :**

La répartition des contraintes dans la section :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V \end{array} \right. \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} B = e \times h \\ V = 0.5l \\ I = e \times h^3/12 \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} B = 0.2 \times 3 = 0.6\text{m}^2 \\ V = 0.5 \times 3 = 1.5\text{m} \\ I = 0.2 \times \frac{3^3}{12} = 0.45\text{m}^4 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{max} = \frac{427.84}{0.6} + \frac{1410.82}{0.45} \times 1.5 = 5.41\text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{427.84}{0.6} - \frac{1410.82}{0.45} \times 1.5 = -3.98\text{MPa}$$

• **Diagramme des contraintes :**

$$L_C = l \times \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \right) ; L_T = l - L_C$$

$$L_C = 3 \times \left(\frac{5.41}{5.41 + 3.98} \right) = 1.72\text{m} \quad ; L_T = 1.27\text{m}$$

$$T = \frac{\sigma_{min} \times b_0}{2} \times L' = \frac{3.98 \times 200}{2} \times 1270 = 505460\text{N} ; A_s = \frac{T}{f_{su}} = \frac{505460}{348} = 14.52 \text{ cm}^2$$

-Selon le RPA99 version 2003 : $A_{RPA} = 0.20\%B = 0.2\% \times 20 \times 127 = 5,08 \text{ cm}^2$

$$A_s' = \frac{A_s \times L}{L'} = \frac{14.52 \times 300}{1270} = 3.43 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_S = \max (A_s, A_{RPA}) = 14.52\text{cm}^2$.

On adopte 10HA 14 /2face = 15.39 cm² ⇒ 5HA 14 /face

-Espacement des barres verticales $e \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) = \min (30\text{cm} ; 30\text{cm}) = 20 \text{ cm}$

On prend $e = 20 \text{ cm}$

• **Armatures horizontales**

- La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} ; \text{ avec } A_{min}^h = 0.15\%(e \times st)$$

- La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 \frac{V}{b_0 d} = 1.4 \times \frac{575,27 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.97} = 0.9 MPa$
- Vérifier la condition suivante $\tau_u = 0.9 MPa \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 MPa \dots \dots CV$
- Espacement des barres horizontales $e \leq \min (1,5e ; 30cm) = \min (30 cm ; 30cm) = 20 cm$

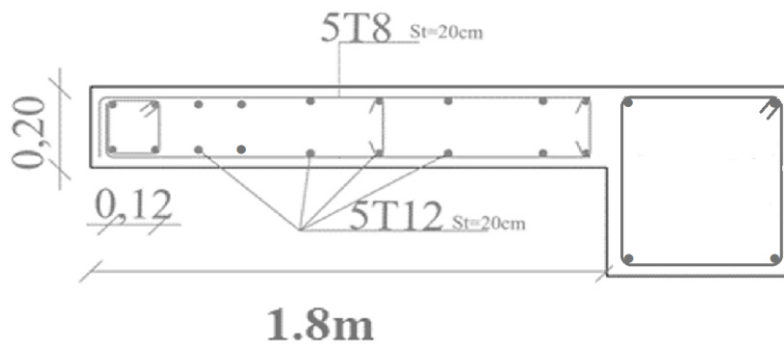
On prend $e = 20 cm$

- Donc : $A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} = A_h = \frac{0.9 \times 20 \times 20}{0.8 \times 400} = 1.12 cm^2$

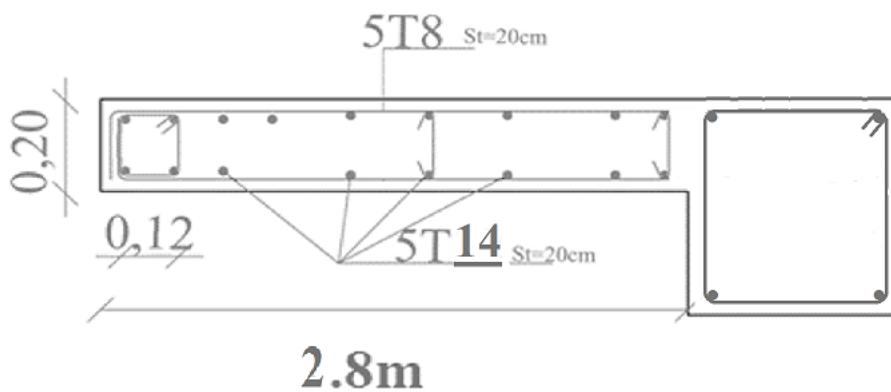
$A_{min}^h = 0.15\% (e \times st) = 0.6 cm^2$

On adopte 10HA8 /2face = 5.03 cm² \Rightarrow 5HA8 /face

Dessin de ferrailage :



FigureIV.13: Schéma ferrailage des voiles sens y-y



FigureIV.14: Schéma ferrailage des voiles sens x-x

Chapitre

6

Etude des fondations

III.1. Introduction :

On appelle une fondation, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact avec le sol et qui a pour rôle transmettre à celui –ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrage

III.2. Etude de fondation. :

Les fondations sont les partis de structure qui transmettent au sol .les éléments des fondations transmettent les charges au sol dans de bonnes condition de façon à assurer la stabilité s'ouvrage

III.3.: Différents types de fondations :

Il existe plusieurs catégories de fondation, qui sont :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

III.4.: Choix de type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

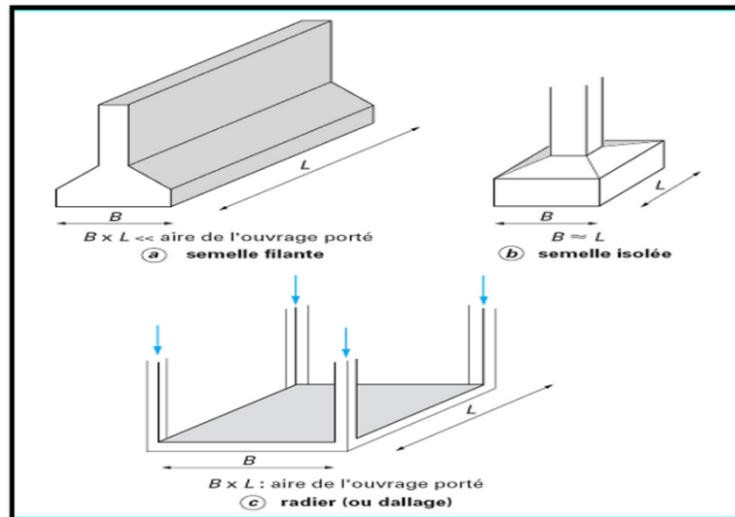


Figure III.1 : Types de fondations superficielles

III.4.: Vérification de type de la semelle :

$$\text{Si } \frac{S_{tot} \text{ des fondations}}{S_{tot} \text{ du projet}} \leq 50\% \rightarrow \text{semelles isolées}$$

$$\text{Si } \frac{S_{tot} \text{ des fondations}}{S_{tot} \text{ du projet}} > 50\% \rightarrow \text{radier général}$$

Le poids total du bâtiment : 2843095 Kg

$$S_{tot} \text{ des fondation} = \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{12517,83}{200} = 62,58m^2$$

$$S_{tot} \text{ du projet} = 170,45m^2$$

$$\frac{\sum S_{tot} \text{ des fondations}}{S_{tot} \text{ du projet}} \times 100 = \frac{62,59}{170,45} \times 100 = 36,72 \% < 50\%$$

III.5.: Calcul de la semelle isolée :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \sigma_{SOL}$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N : L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ROBOT2024**

S : Surface d'appuis de la semelle. $S=A \times B$

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol

On a une semelle carrée, donc on doit satisfaire la condition suivante

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \leftrightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

, b : dimensions du poteau à la base. On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N}{\sigma_{SOL}}} = \sqrt{\frac{0,40}{0,40} \times \frac{828,39}{200}} = 2,03 \leftrightarrow 2,30 \text{ m}$$

III.6. : Calcul des semelles isolées :

Pour les calculs des semelles isolées, on prend les plus sollicitées des semelles de rive, et les plus sollicitées des semelles intermédiaires.

Semelle	Intermediaries	
	N (KN)	M (KN)
1.35 G + 1.5Q	1141,60	3,77
G + Q	828,39	2,76
G ± Q ± E	1001,75	20,03
0.8 G ± E	711,95	18,53

Tableau VIII.: les sollicitations pour les poteaux

Après la détermination des dimensions en plan de la semelle par la condition de portance de sol, on passe à l'évaluation des dimensions en élévation, ces dimensions doivent vérifier la condition de rigidité suivante qui nous assure, si elle est vérifiée, que la répartition des réactions du sol, sur sous face de la semelle, est linéaire

$$h \geq \max (h_1 ; h_2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_1 = \frac{A-a}{4} + 5 \\ h_2 = \frac{B-b}{4} + 5 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_1 = \frac{230-40}{4} + 5 \\ h_2 = \frac{230-40}{4} + 5 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_1 = 52,5 \text{ cm} \\ h_2 = 52,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

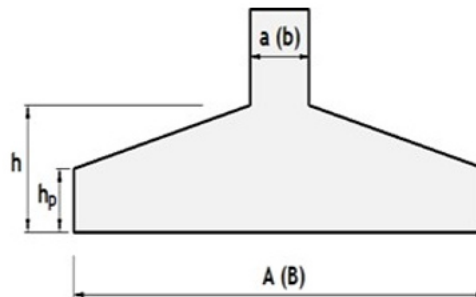


Figure III.2: les dimensions en élévation des semelles

On adopte $h = 70 \text{ cm}$, $h_p > \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$ donc $h_p = 35 \text{ cm}$

a. Méthode de calcul : $A_s = \frac{N_u(A-a)}{8 d \sigma_s}$

La charge N_u est transmise au sol par l'intermédiaire de bielles de béton comprimées

Maintenues entres-elles par les armatures inférieure $N_u : \frac{(3\sigma_M + \sigma_m) \times AB}{4}$

σ_M : Contrainte maximale sous la semelle ; σ_m : Contrainte minimale sous la semelle.

b. Domaine d'application de la méthode des bielles :

a. Semelle rigide : $\frac{(A-a)}{4} \leq d \leq (A-a) \dots CV$

b. Sol entièrement comprimé : $e_s \leq \frac{A}{6} \dots CV$

c. Poteau entièrement : $e_p \leq \frac{a}{6}$

c. Ferrailage :

D'abord on vérifie les conditions d'application de la méthode des bielles, avec les données suivantes de les semelles intermédiaire :

d. $A = 2.30 \text{ m}$; $a = 0.4 \text{ m}$

$d = h - d' = 0.7 - 0.05 = 0.65 \text{ m}$

$$\frac{A-a}{4} = \frac{2,30 - 0,4}{4} = 0,573 \text{ m} < d < (A - a) = 1,9 \text{ m} \dots CV$$

$$e_s = 0 \leq \frac{A}{6} = 0,38 \text{ m} \dots CV$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3,77}{1141,60} = 0,0026 \text{ m} < e = \frac{a}{6} = \frac{0,4}{6} = 0,066 \text{ m} \dots CV$$

Vu que toutes les conditions sont vérifiées, la méthode des bielles est applicable pour ce cas à condition de vérifier que le diagramme des contraintes sous la semelle, due à la réaction du sol, est toujours trapézoïdal :

Donc, on calcul σ_M et σ_m comme suit :

$$N_u = 1141,60 \text{ KN} \quad e_p = 0,0026 \text{ m} \quad A = 2,3 \text{ m} \quad B = 2,3 \text{ m}$$

$$\sigma_{M_{Max}} = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6ep}{A}\right) = \frac{1141,60}{5,29} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,0026}{2,30}\right) = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6ep}{A}\right) = \frac{1141,60}{5,29} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,0026}{2,30}\right) = 0,19 \text{ MPa}$$

Les deux contraintes extrêmes sont positives, cela signifie que le diagramme de la réaction du sol est trapézoïdal, donc on peut appliquer la méthode des bielles avec l'effort normal fictif calculé comme suit :

$$N_u = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)}{4} \times A \times B = \frac{(3 \times 0,19 + 0,22)}{4} \times (2,3 \times 2,3)$$

$$N_u = 1,16 \text{ MN}$$

Par conséquent l'acier nécessaire pour équilibrer l'effort de traction à la base de la semelle est calculé comme suit :

$$A_s = \frac{N_u(A-\alpha)}{8d\sigma_s} = \frac{1.16 \times (2.3 - 0.4)}{8 \times 0.65 \times 347.8} = 12.18 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte suivant chaque direction le ferrailage suivant:

12 T 14 Avec : $A_s = 18,47 \text{ cm}^2$

L'espacement des barres sera de 15 cm.

- Vérifications diverses :
 - a. Vérification de la capacité portante sous les combinaisons sismiques

$$e \leq \frac{A}{6} \leftrightarrow \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_p}{A}\right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{A}{6} \leq e \leq \frac{A}{4} \leftrightarrow \frac{2N}{3B\left(\frac{A}{2} - e\right)} \leq 2\sigma_{sol}$$

Sous la combinaison G+Q+E on a les sollicitations suivantes

$$e_p = \frac{M}{N} = \frac{20,03}{1001,75} = 0.020 \text{ m} < \frac{A}{6} = \frac{2.3}{6} = 0.38 \text{ m}$$

Donc on vérifie la condition suivante :

$$\frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_p}{A}\right) = \frac{1001,75}{5.25} \left(1 + \frac{3 \times 0.020}{2.3}\right) = 0.20 \text{ MPa} < 2\sigma_{sol}$$

- a. Vérification de la stabilité au renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{4}$$

Avec :

A : est la petite dimension de la semelle

N, M : sont les sollicitations maximales, obtenues sous la

Combinaison 0.8 G + E. Donc :

$$e = \frac{18,53}{711,95} = 0.026 \text{ m} < \frac{A}{4} = 0.575 \text{ m} \dots \text{CV}$$

- b. Vérification au poinçonnement :

On doit vérifier la condition suivante : $1.2\sigma_b \geq \frac{P-P_1}{P_c}$

P_c : est le périmètre d'un contour homothétique de celui du poteau, situé à mi-épaisseur de la semelle et à une distance, de ce dernier. Il se calcul comme suit :

$$P_c = 4(h_t + a) = 4(0,70 + 0,4) = 4,4 \text{ m}$$

P_1 : La valeur de la réaction du sol, appliquée sur l'aire délimitée par c , et qui doit être soustraie de la charge P, dont :

σ_b : est la contrainte admissible pour le béton en traction, dont :

$$\left(\frac{P}{AB}\right) \times (h_t + \alpha)^2 = \left(\frac{1,1416}{230 \times 230}\right) \times 1.21 = 0.26 \text{ MN}$$

σ_b : est la contrainte admissible pour le béton en traction, dont:

$$\sigma_b = 56 \text{ bars} = 5.6 \text{ MPa}$$

$$1.2 \sigma_b = 1.2 \times 5.6 = 6.72 \geq \frac{2.225 - 5.6}{3} = -1.11 \dots \text{CV}$$

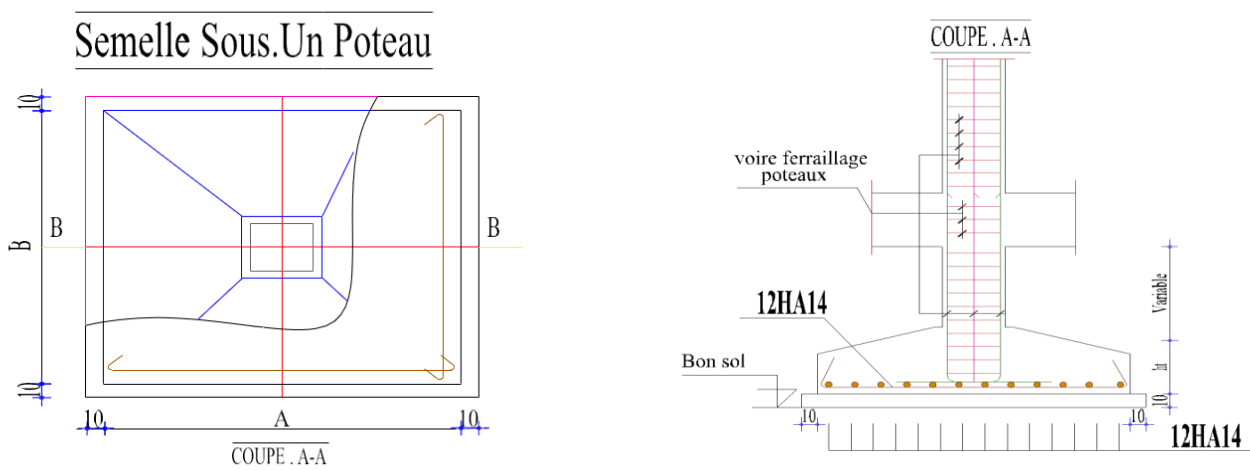
$$I_s = 35.3 \varnothing = 49.42 \leftrightarrow \frac{I_s}{A} = \frac{49.42}{230} = 0.21$$

Donc :

$$\frac{I_s}{A} = 0.21 \leq 0.25 \text{ Un ancrage droit des barres est suffisant}$$

z	A	B	a	b	Nu	As	Description
Intermédiaire	2.30	2.30	0.4	0.4	1141,6	18.47	12 HA 14

Tableau VIII.2: récapitulatif des résultats de ferrailage des semelles isolées



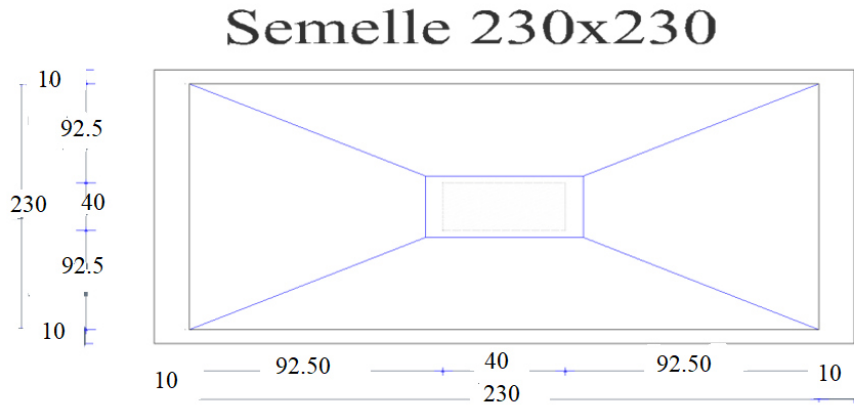


Figure III.3 : schéma de ferrailage semelle isolée sous poteau

III.7.: Calcule des semelles filantes sous voile 1

VI.7. Semelle filante :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé un poteau et un voile.

Etape de calcul :

$$\text{Largeur } B : \bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{BL} \rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s \cdot L} \rightarrow B \geq \frac{2 \times 1001.75 + 664.63}{4.35 \times 200} = 3\text{m}$$

On prend B = 3m

III.7. Étude des semelles filantes sous (voile + poteau) :

Lorsque les poteaux et éventuellement les voiles dans une direction donnée, sont proches les uns des autres, on confectionne une semelle continue sous cette file de poteaux et voiles. -La semelle qui peut être plus ou moins rigide, est souvent associée à une poutre centrale de rigidité (poutre libage), susceptible de répartir les pressions ponctuelles introduite par les poteaux, et les pressions linéairement réparties produites par les voiles. Transversalement, la semelle agit comme une semelle trapézoïdale sous poteau, pour une largeur a on aura une section d'armature calculée suivant la méthode des bielles si elle est applicable.

Longitudinalement la semelle agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux et voiles comme appuis, d'où les armatures supérieures pour reprendre le moment positif en travée, et les armatures inférieurs pour reprendre les moments négatifs en appuis.

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4} + d' \right\} \text{ Avec : } d' : \text{enrobage des armatures ; } d'=5\text{cm}$$

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{3 - 0.40}{4} + 0.05 \right\} \rightarrow h_t \geq 0.70 \text{ donc on adopte : } h_t = 100\text{cm ;}$$

$$d = 95 \text{ cm}$$

La hauteur (h_p) :

$$h_p \geq \frac{h}{3} = \frac{100}{3} = 33 \quad : \text{ On adopte } h_p = 35 \text{ cm}$$

a. Ferrailage à l'ELU :

Au niveau de la troisième condition on a pris comme effort normal et moment par rapport à l'axe longitudinal de la semelle, les valeurs maximales entre les efforts du voile et les efforts dans le poteau. Ces mêmes efforts seront utilisés pour le calcul du ferrailage transversal.

$$N_u = \max(N_v ; N_p) = (664.63 ; 1001.75) \rightarrow N_u = 1001.75 \text{ KN}$$

b. Ferrailage principale :

Pour une bande de 1 m linéaire :

$$A_s = \frac{N_u \times (B - b)}{8d \times \sigma_s} = \frac{664.63 \times (3 - 0.40)}{8 \times 0.95 \times 348} = 9.44 \text{ cm}^2$$

On adopte 8HA14 $\rightarrow A_s = 12.31 \text{ cm}^2$

L'espaceur :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12.5 \rightarrow 13 \text{ cm}$$

Ferrailage de répartition : (art.VII.4.1 BAEL 91/99 ; P251)

$$A_r = A_s \times \frac{B}{4} = 12.31 \times \frac{3}{4} = 9.23 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA14+5HA12 $\rightarrow A_r = 5.56+7.70 = 13.26 \text{ cm}^2$

L'espaceur : (art.10.1.1 RPA 2024 ; P153)

$$S_t < \min(20\text{cm}; 15\varphi_l) = \min(20\text{cm}; 15\text{cm})$$

Donc on prend : $S_t = 15\text{cm}$

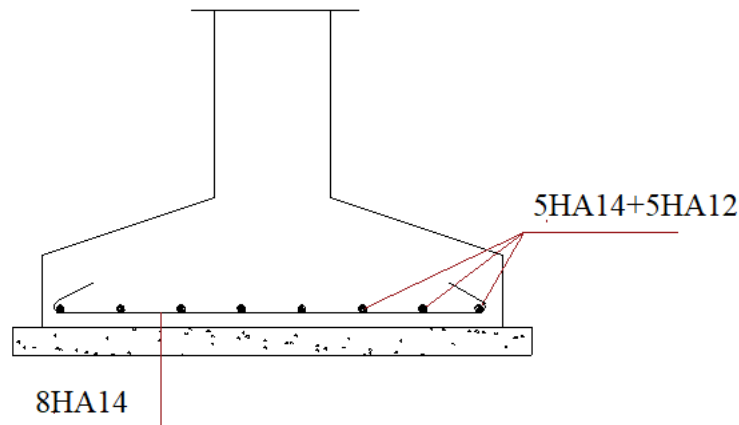


Figure III.4 : Ferrailage des semelles filantes.

III. 8 : Étude des longrines :

VI.8.1. Introduction :

Les longrines sont des éléments en béton armé tributaires au système de fondations, ils ont comme rôle principal l'assurance d'une liaison solide entre les différents points d'appuis d'un même bloc, formant ainsi un réseau bidirectionnel cohérent qui empêche toutes déformations relatives, horizontales ou verticales, entre les points d'appui du bloc.

III.9. : Dimensions du coffrage :

On va adopter comme dimensions de la section transversale des longrines les valeurs minimales prescrites par l’RPA99v2003 dans l’article [10.1.1] :

$$\begin{cases} \langle 25 \times 30 \rangle \text{cm} \rightarrow \text{sites de catégorie } S_2 \text{ et } S_3 \\ \langle 30 \times 30 \rangle \text{cm} \rightarrow \text{sites de catégorie } S_4 \end{cases}$$

Pour notre cas, on a un sol ferme, donc longrine aura comme section transversale $\langle 25 \times 30 \rangle \text{cm}$

III.10. : Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l’action d’une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{KN}$$

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d’appuis solidarisés,

α: Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, sa valeur est obtenue à partir du tableau 10.1 des règles RPA. Pour la zone IIa et le site de catégorie S2 il prend la valeur de 15.

$$F = \frac{1001.75}{12} = 83.47 \geq 20 \text{KN}$$

$$F = \frac{828,39}{12} = 70 \geq 20 \text{K}$$

Cobinaisons	N_{max} (KN)	α	F (KN)
1.35 G+1.5Q	1001.75	12	83.47
G+Q	828,39	12	70

Tableau VI.5. Les sollicitations.

III.11. : Ferrailage longitudinal :

Puisque longrine est supposée soumise uniquement à la traction simple centrée, la totalité de l’effort de traction est repris par les armatures qui subissent toutes la même contrainte à cause de la symétrie,

- **Condition de résistance à l’ELU :**

$$A_s \geq \frac{N_u}{f_{su}} = \frac{0,664}{348} = 1.9 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 1.9 \text{cm}^2$$

- **Condition de résistance à l’ELS :**

$$A_s \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

Pour une fissuration préjudiciable, la contrainte admissible de l’acier vaux à partir **BAEL91(Art A.4.5.32)**

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{st} &= \min \left\{ \frac{2f_e}{3}, \max \langle 0.5f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \rangle \right\} = \min \{ 266.67, \max \langle 200, 201.63 \rangle \} \\ &= 201.63 \text{MPa} \end{aligned}$$

Donc :

$$A_s \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{828,39}{201,63} = 4.1 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non-fragilité :**

La quantité minimale d'acier recommandée par le règlement BAEL91V99, pour une section de béton donnée B, doit être telle que :

$$A_s \geq \frac{Bf_{tj}}{f_e} = \frac{30 \times 25 \times 2.1}{400} = 3.94 \text{ cm}^2$$

A : Ferrailage minimal de l'RPA99v2003 :

Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section du béton, soit :

$$A_s \geq 0.6\%B = 0.006 \times 30 \times 25 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Finalement, l'acier adopté doit vérifier les quatre conditions simultanément, c'est-à-dire :

$$A_s \geq \{A_s^u, A_s^{ser}, A_{smin}^{RPA}, A_{smin}^{BAEL}\} = \max\{5.33; 6.66; 3.94; 4.5\} = 6.66 \text{ cm}^2$$

On adopte **3T12+3T12** avec : $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

B : Ferrailage transversal :

Pour l'acier transversal, on va adopter des cadres de 8 mm, avec un espacement de :

$$S_t \leq \min\{20\text{cm}, 15\phi_1\} = \min\{20,12\} = 12\text{cm}$$

Donc, on prend : $S_t = 12\text{cm}$

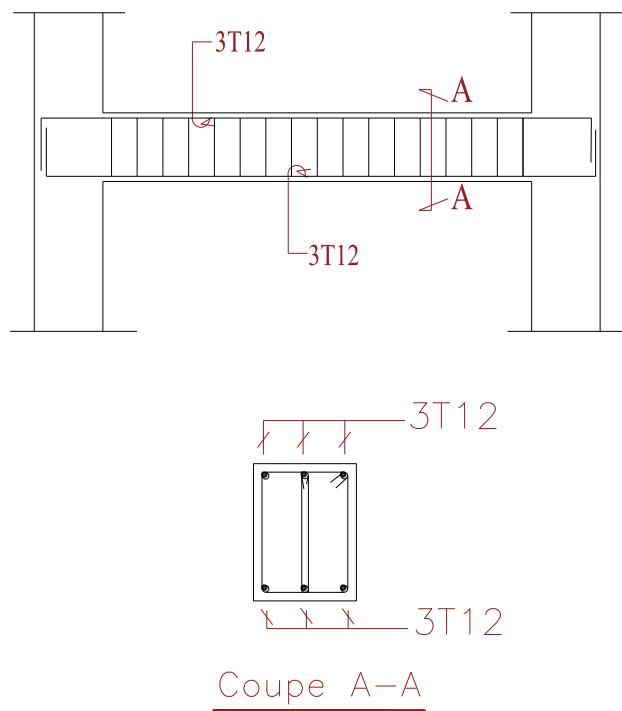


Figure III.5. Ferrailage de longrine.

III.12.: Conclusion : D'après l'étude de Cr chapitre, on constate qu'une fondation a le rôle de la transmission des charges de la superstructure au sol ; elle ne peut donc être calculée qui lorsqu'on connaît : - la superstructure, ses caractéristiques géométriques et ces charges - la contrainte admissible

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment. nous avons compris combien qu'il est important de bien analyse une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permette de faire une bonne conception parasismique au moindre cout L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur. La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Références bibliographiques

Règlement :

- ♣ RPA 99 version 2003 : Règlement parasismique algérienne 2003
- ♣ BAEL 91 : béton armé aux états limites
- ♣ Le DTR .B.C.2.2 : charge permanente et charge d'exploitation
- ♣ CBA93 : règles de conception et de calcul des structures

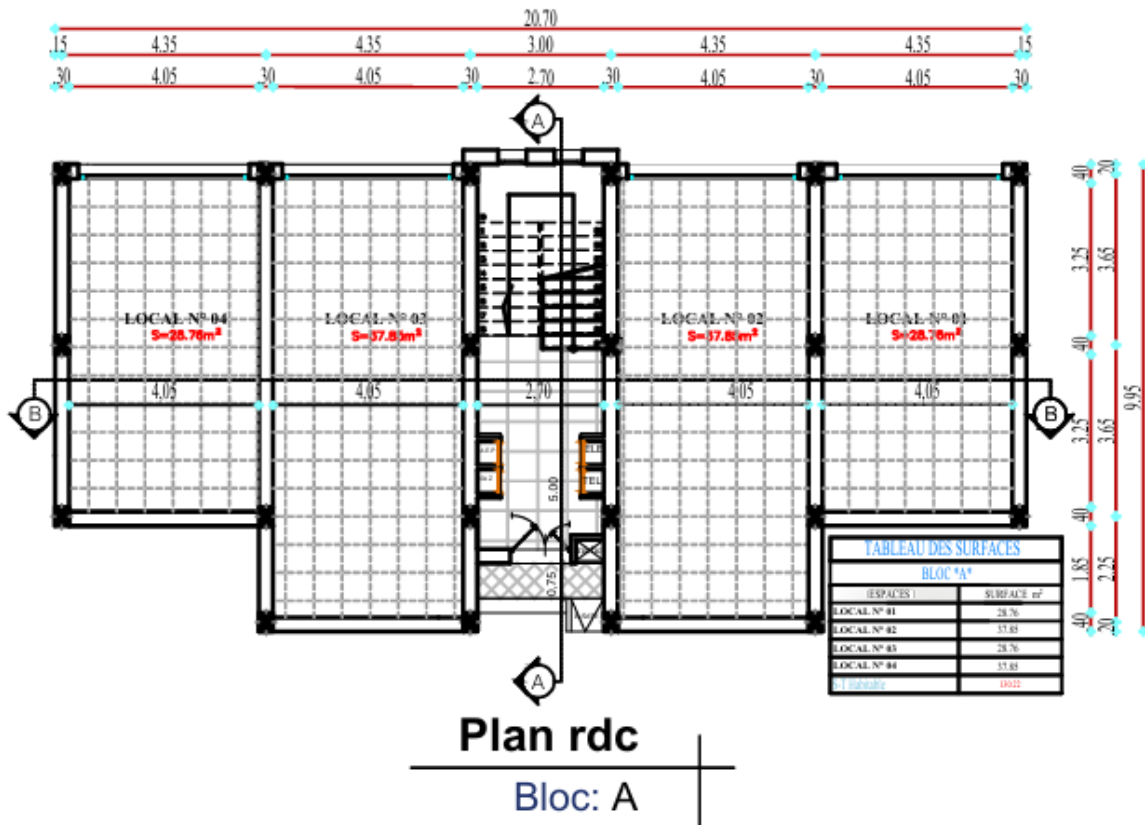
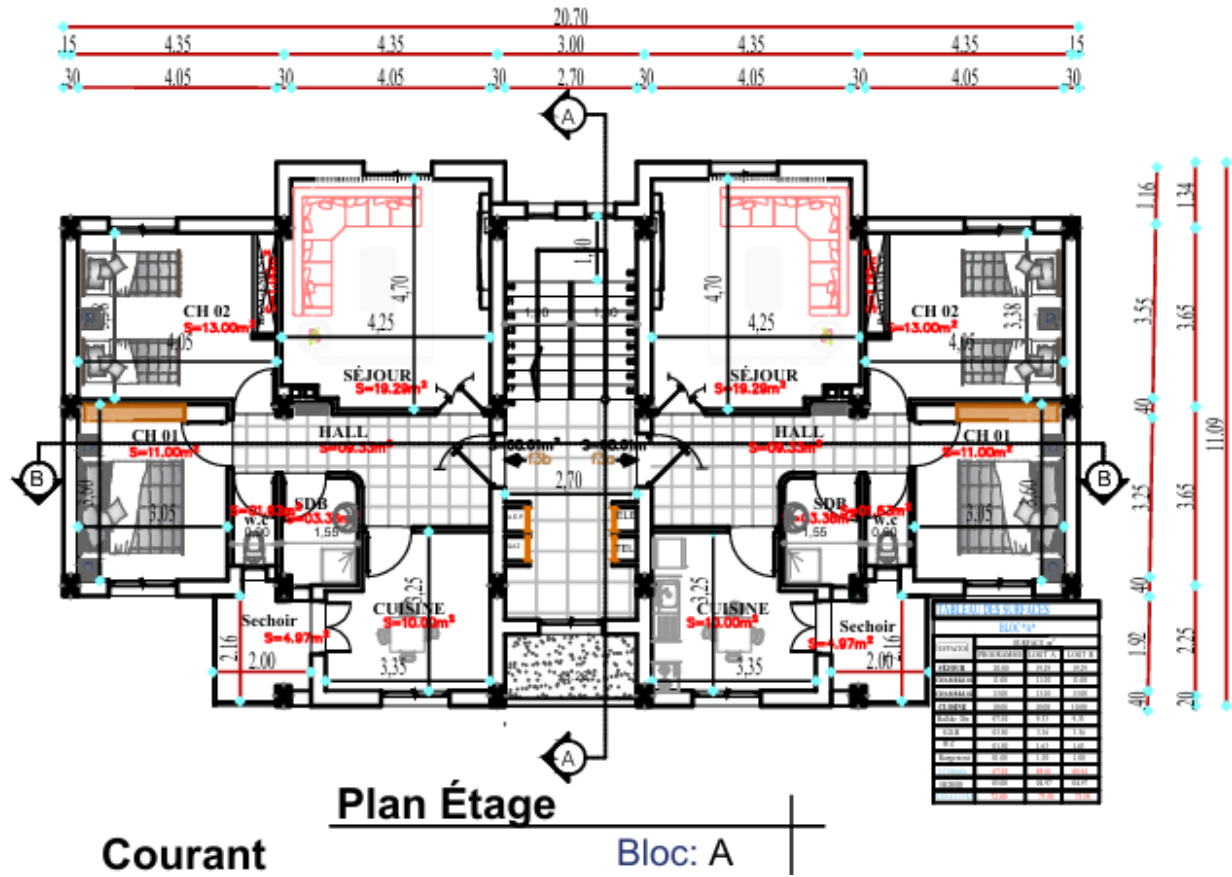
Cours :

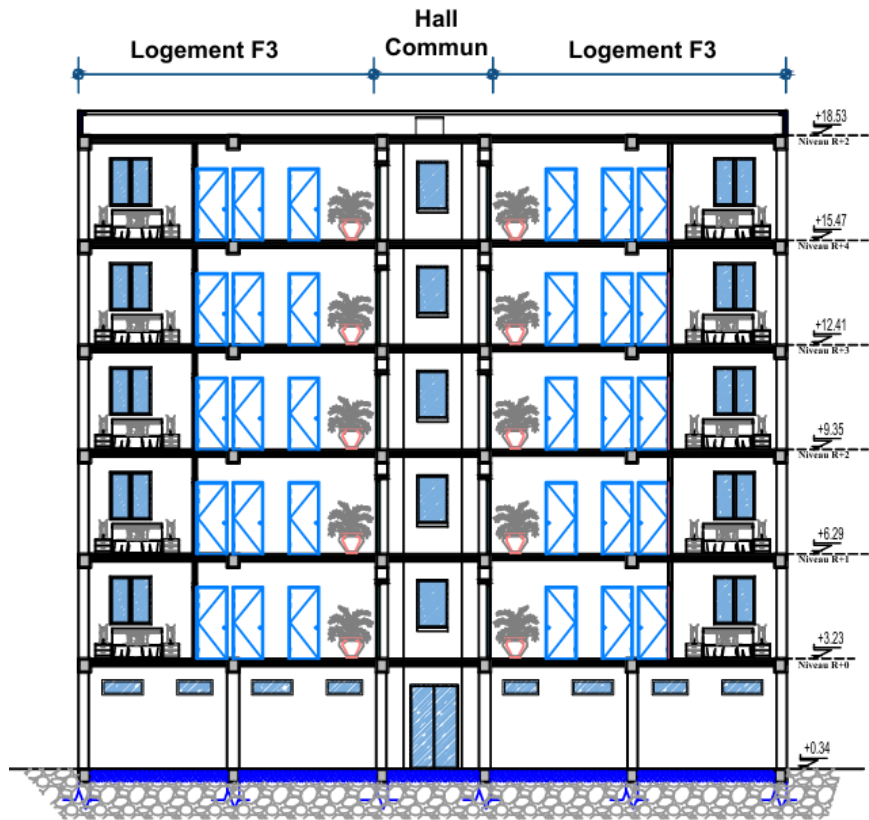
- ♣ **Béton armé** Mr LOGZIT " université de BBA "
- ♣ **Génie parasismique** Mr DABOUCHA " université de BBA "

Logiciels :

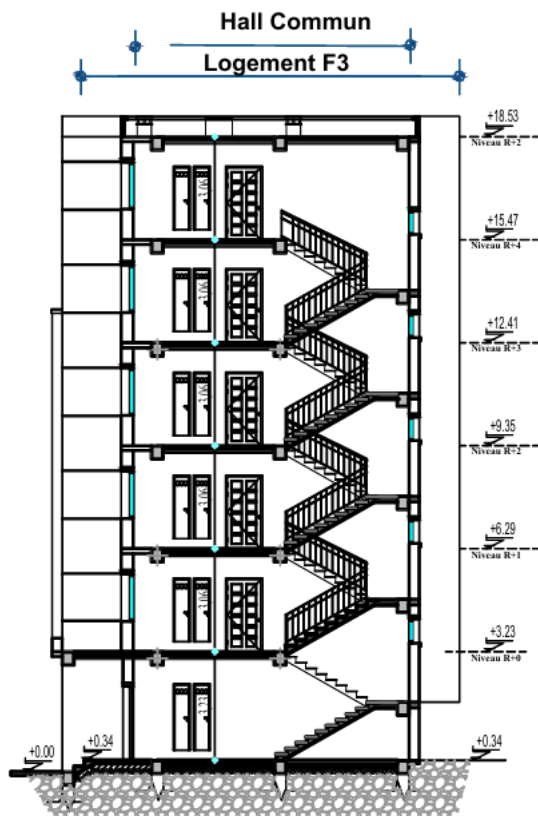
- ♣ Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2024
- ♣ Word 2016
- ♣ Excel 2010
- ♣ EXPERT BA 2009
- ♣ Autodesk auto CAD 2014

Annexes





Coupe BB₁



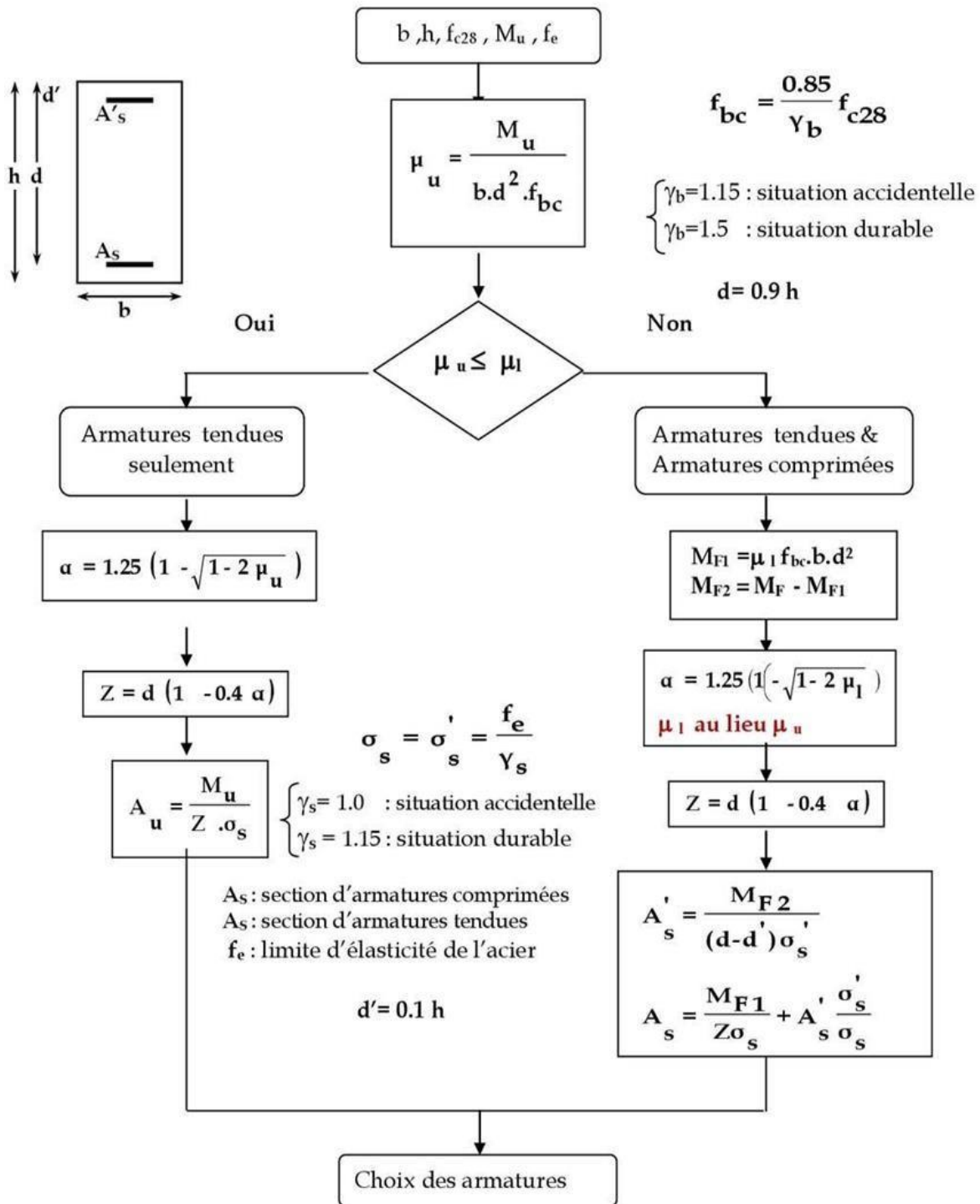
Coupe AA

ECH: 1/100

Tableau des armatures (cm²)

∅	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'état limite ultime



POTEAUX
Compression centrée

Données :
 Combinaison de base : $N_u = 1.35G + 1.5Q$
 Longueur de flambement : l_f
 Section du poteau : a, b ou d
 Matériaux : f_{c28}, f_c

$$\lambda = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{a} \text{ (section rectangulaire)}$$

$$\lambda = 4 \frac{l_f}{D} \text{ (section circulaire)}$$

Non → flexion composée

dimensionnement poteaux

Oui → $\lambda \leq 50$ Non → $\lambda > 50$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

type de section

Rectangle: $B_e = (a - 0.02)(b - 0.02)$

Cercle: $B_e = \pi (d - 0.02)^2 / 4$

$$A_{th} \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_e f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_s}$$

$$A(4u) = 4u \text{ (en cm}^2\text{)}$$

$$A(0.2\%) = 0.2B/100$$

$$A_{min} = \sup(A(4u); A(0.2\%))$$

$$A_{sc} = \sup(A_{th}; A_{min})$$

$$0.2B/100 \leq A_{sc} \leq 5B/100$$

Armatures transversales
 $\phi_t > \phi_{lmax} / 3$

Espacement des cadres
 $t < \inf(15\phi_{lmin}; 40\text{cm}; a+10\text{cm})$