

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département des
Sciences et de la Technologie

Signature:.....

Date :.....

Thème
ETUDE D'UN BÂTIMENT DE FORME
IRRÉGULIÈRE EN R+5 A USAGE MULTIPLE

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de master académique en

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Encadreur: Dr. Adim Blkacem
Dr. Ouazir Mansour

Signature:

Date:

Réalisé par : Hanchi Zohra Nadine

Signature:

Date:

Membres du jury

Dr. Bourada Fouad (Président)
Dr. Thabet Mohamed (Examineur)
Dr. Adim Blkacem (Encadreur)

Dr. Ouazir Mansour (Co/encadreur)

Tissemsilt - 2018/2019

REMERCIEMENTS

Tous d'abord, je tiens à remercier ALLAH clément et miséricordieux de m'avoir donné la force et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

Je tiens à remercier mes encadreurs le Docteur ADIM BLKACEM et le Docteur OUAZIR MANSOUR qui m'a guidés durant toutes les étapes de ce travail, pour leur soutien, ses conseils judicieux et sa bienveillance sur moi.

Je voudrais remercier les membres du jury qui ont consacré leur précieux temps afin d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce travail.

Je remercie tous les enseignants de l'université AHMED BEN YAHYA qui ont contribués à notre formation et spécialement monsieur sahwan abde alkader.

Je remercie aussi les ingénieurs de CTC (Tissemsilt) qui m'ont donnés beaucoup de conseils utiles et spécialement monsieur NOUARI OTHEMAN qui m'a beaucoup aidé.

Enfin je remercie tous les personne de près ou de loin pour leurs aide et surtout pour leurs soutient

Dédicace

A ma très chère maman (Maansar Nadia)

Pour tout l'amour dont tu m'as entouré, pour tout
Ce que tu as fait pour moi.

Je ferai de mon mieux pour rester un sujet de fierté à

Tes yeux avec l'espoir de ne jamais te décevoir.

Que ce modeste travail, soit pour tu une petite
Compensation et reconnaissance envers ce que
Tu as fait d'incroyable pour moi et de
Tes prières quotidiennes.

Que dieu, le tout puissant, vous préserve et vous
Procure santé et longue vie afin que je puisse à

Mon tour vous combler.

A mes très chères sœurs, frères et toute la famille

Vous occupez une place particulière dans mon cœur, je vous dédie ce
Travail en vous souhaitant un avenir radieux, plein de bonheur et

De succès (Nadia, Nihad, Youcef)

A mes très chers amis

En souvenir de nos éclats de rire et des bons moments. En souvenir
De tous ce qu'on a vécu ensemble. J'espère de tout mon cœur que notre
amitié durera. Éternellement et spécialement (Asma, Souha, Noura)

Résumé

Le présent projet consiste à étudier d'un bâtiment Rez-de-chaussée plus (5) étages à usage d'habitation de forme irrégulière; Le R.D.C à usages commerciaux, et le reste à usage d'habitation a la wilaya de Tissemsilt.

L'étude de ce projet est faite en utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (B.A.E.L91) L'ouvrage est classé dans le « Groupe d'usage 2 » et implanté en zone IIa, selon le règlement parasismique algérien RPA99/version2003.Le type portiques de contreventement sera mixte (voiles, portiques).La modélisation de structure se fait par ETABS et le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené manuellement. Ensuite on détermine le ferrailage des éléments secondaires (escaliers, acrotère, balcon).

Enfin on fait l'étude de l'infrastructure.

Mots clés.

Béton armé, Contreventement, Etude dynamique, Voile, Poteaux, Poutres, Période de vibration, ETABS.

Abstract

This project consists of the study of building (R + 5) for residential use in an irregular. The structure is classified in group «2» and is located in Area IIa, according to the Algerian seismic regulations RPA99 / V. 2003. The type of fixation (cannors, floor veil of shear stress) will be mixed. The structural modeling is done by ETABS and the supported reinforcement element (columns, beams) is made manually.

Key words.

Reinforced concrete, Bracing, Dynamic Study, Veil, Columns, Beams, Period of vibration, ETABS

ملخص

يتضمن هذا المشروع دراسة مبنى الطابق الأرضي بالإضافة إلى (5) طوابق للاستخدام السكني غير المنتظم. الطابق الأرضي للاستخدام التجاري ، والباقي للاستخدام السكني في ولاية تيسمسيلت (طريق حمادية).

تم إجراء دراسة لهذا المشروع باستخدام قواعد حساب الخرسانة المسلحة والتحقق منها (BAEL91). تم تصنيف المبنى في "مجموعة الاستخدام 2" وزرعه في المنطقة IIa ، و التي تصنف ضمن المناطق متوسطة التعرض للنشاط الزلزالي حسب تعليمات البناء المستعملة في الجزائر (RPA 99 version 2003 ; BAEL).

إن هيكلنا عبارة عن مزيج من جدران من الاسمنت المسلح و التطبيقات الخاصة بماو ذلك لتجنب الخطر الذي يهدد المنشأ. أما دراسة الأعمدة و العوارض فتمت باستعمال ETABS. وتم تنفيذ العناصر الداعمة (المشاركات والعوارض) يدويًا. ثم يتم تحديد تعزيز العناصر الثانوية (الدرج، شرفة....). وأخيرا ندرس البنية التحتية

الكلمات المفتاحية

جدران من الاسمنت المسلح, الدراسة الحركية, Etabs.

Table des matières

Résumé	IV
Abstract	V
ملخص.....	VI
Table des matières	VII
Liste des figures	XIV
Liste des tableaux	XVI
Introduction générale.....	1
CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHÈSES DE CALCUL.....	3
I-1.Présentation de l'ouvrage	3
I-2.Situation de l'ouvrage	3
I-3.L'ossature	3
I-4.Description de l'ouvrage	3
• Dimensions en élévation.....	3
• Dimensions en plan	3
I-5.Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux	3
I-6.Sollicitation de calcul:	9
• Combinaisons fondamentales ELU	9
• Combinaisons accidentelles.....	10
• Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service	10
I.7.Conclusion	10
CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	12
II.1. Introduction	12
II.2. Pré-dimensionnement des planchers.....	12
II.2.1. Plancher à corps creux	12

II.2.1.1. Condition de rigidité	13
II.3. Plancher a dalle pleine	14
II.3.1. Résistance au feu	14
II.3.2 .Condition d'isolation acoustique	14
II.3.3. Condition de Résistance à la flexion	14
II.3.4. Condition de flèche.....	15
II.3.5. Evaluation des charges et surcharges	16
II.3.5.1. Les charges permanentes	16
II.3.5.2. Charge d'exploitation	20
II.4. Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	20
II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres	20
II.4.1.1. Poutre principales	21
II.4.1.2. Poutre secondaires	22
II.4.2. Loi de dégression des charges d'exploitations	22
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	23
II.5.1. Exemple de calcul.....	24
II.5.1.1. Poteau le plus sollicité	25
II.5.1.2. Surface reprise par poteau à chaque étage.....	25
II.5.1.3. Effort normal ultime due à chaque niveau.....	25
II.5.1.4. Détermination de (a).....	26
II.5.1.5. Détermination de (b).....	26
II.5.1.6. Vérification selon « RPA99 version 2003 »	27
II.6. Pré dimensionnement des voiles.....	28
II.6.1. Pour RDC	29
II.6.2. Pour le reste des étages	29

CHAPITRE III: CALCUL ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	30
.....
III.1.Acrotère.....	30
III.1.1.Définition	30
III.1.2.Méthode de calcul	30
III.1.3.Evaluation des charges et Surcharges	30
III.1.4. Les Sollicitations	31
1) à l'état limite de résistance E.L.U.R	31
2) à l'état limite de service E.L.S	31
III.1.5. Calcul de la section d'armatures	31
1) Ferrailage de l'acrotère (E.L.U.R)	31
2) Vérification de l'effort tranchant	33
3) Vérification à l'E.L.S	34
III.1.6. Calcul des contraintes.....	36
III-1-7.Vérification au séisme	37
III.2. Etude des planchers.....	38
III.2.1. Introduction	38
III.2.2.plancher 16+4.....	39
III.2.2.1. Pré-dimensionnement des planchers	39
III.2.2.2.Plancher à corps creux.....	39
III.2.2.3.Les planchers à dalle pleine.....	40
III.2.3. Calcul des efforts dans la poutrelle	41
III.2.4.Condition d'application de la méthode forfaitaire	42
III.2.5. Principe de la méthode « Caquot Minoré».....	42
III.2.5.1.Les conditions d'application de la méthode Caquot Minoré	43
III.2.5.2.Principe de calcul de la méthode de Caquot Minoré.....	43

III.2.5.3.Évaluation des moments.....	44
III.2.5.4.Évaluation de l'effort tranchant.....	44
III.2.6.Calcul du ferrailage	45
III.2.6.1.Planchers étages courant	45
III.2.6.1.1.Etude des poutrelles Planchers étages courants	45
III.2.6.1.2. Ferrailage de la poutrelle à l'ELU.....	56
III.2.6.1.3.Vérifications	58
III.2.7.Vérification a l'état limite de service E.L.S	61
III.2.8.Etude de la table de compression	63
III.2.9.Calcul du ferrailage	64
III.2.9.1.Planchers terrasse	64
III.2.9.1.1.Etude des poutrelles Planchers terrasse.....	64
III.2.9.1.2. Ferrailage de la poutrelle à l'ELU.....	73
III.2.9.1.3.Vérifications	76
III.3.Escalier	81
III.3.1.Définition	81
III.3.2. Dimensions des escaliers.....	82
III.3.3.Étude l'escalier (Type 1).....	84
III.3.4.Étude l'escalier (Type 2).....	97
III.4.Balcon.....	110
III.4.1.Introduction	110
III.4.2 calcul et vérification	112
CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE	120
IV.1-Généralités sur les séismes	120
IV.2-Introduction.....	120

IV.3-Calcul sismique.....	120
IV.3.1Analyse statique équivalente.....	120
IV.3.2-Analyse Modale Spectrale	121
IV.3.2.1-Méthode du calcul.....	121
IV.4. Presentation du logiciel.....	121
IV.5-Conditions à vérifier	123
IV.6-Méthode d'analyse modale spectrale.....	124
IV.6.1-Principe de la méthode.....	124
IV.6.2-Spectre de réponse de calcul.....	124
IV.7-Calcul de la force sismique totale.....	125
IV.7.1-Le poids total de la structure.....	128
IV.7.2.Disposition des voiles	129
IV.7.3-Vérification des forces sismiques :($V_{dy} > 80\% V_{st}$).....	131
IV.7.3.1-Le calcul de la force sismique totale.....	131
IV.7.3.2-Vérification de la période fondamentale.....	131
IV.7.3.3-Vérification des facteurs de participation massique	131
IV.7.3.4-Les déplacements latéraux inter- étage.....	132
IV.7.3.5-Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ	134
IV.7.3.6-Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité	135
IV.8.Conclusion	136
CHAPITRE V : ETUDE DES PORTIQUES.....	137
V.1 -Etude sous charges verticales et horizontales	137
V.2- Les combinaisons de calcul.....	137
V.2.a-Poutres	137
V.2.b-Poteaux.....	137

V.3-Ferraillage des poutres	138
V.3.1-Méthode de calcul	138
V.3.2-Les armatures minimales	138
V.3.3-Exemple de calcul	139
V.4-Ferraillage des poteaux	148
V.4.1-Méthode de calcul	148
V.4.2-Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003)	149
V.4.3-Exemple de calcul	150
V.4.4-Les vérifications	153
Etude des voiles.....	158
CHAPITRE VI : ETUDE DES VOILES.....	157
VI.1-Introduction.....	157
VI.2-Le système de contreventement	157
VI.3. Les recommandations du RPA99.....	158
VI.4- ferraillage des voiles	161
VI.4.1-Exemple de calcul de voile (type 1)	161
VI.4.2-Exemple de calcul de voile (type 2)	165
Etude de l'infrastructure.....	170
CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	169
VII.1. Introduction.....	169
VII.2. Etude des fondations	169
VII.2.1. Combinaisons des charges	169
VII.2.2. Choix du type de fondations	170
VII.2.3. Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau.....	170
VII.2.3.2.Calcul du ferraillage.....	173

VII.2.3.3.Dimensionnement des poutres de libage	174
VII.2.3.3.1.Ferraillage de poutre libage	175
VII.2.3.4.Vérification au poinçonnement:(BAEL91 Art A.5.2 4)	178
• Vérification pour les poteaux	178
• Vérification pour les voiles.....	178
VII.2.3.5.Récapitulatif des différentes semelles filantes.....	179
VII.2.3.6.Schéma de ferraillage	179
VII.2.4.Etude des longrines.....	180
VII.2.4.1.Introduction.....	180
VII.2.4.2.Calcul du ferraillage longitudinal	180
VII.2.4.3.Calcul du ferraillage transversal	181
VII.2.4.4. Schéma de ferraillage	181
Conclusion générale	182
Conclusion générale:	181
Références bibliographiques	182

Liste des figures

Figure II.1. Dalle en corps creux.	13
Figure. II.2. Plancher terrasse (inaccessible)	16
Figure II.3. Le poteau le plus sollicité.	25
Figure III.1. Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique.	30
Figure III.2. Section de l'acrotère.....	31
Figure III.3. Schéma de ferrailages de l'acrotère	38
Figure III.4 : Dimensionnement des poutrelles.	39
Figure III.5: Les démentions des poutrelles	40
Figure III.6. Schéma d'escalier.....	82
Figure III.7. Dimension des escaliers	83
Figure III.8. Schéma statique des escaliers.....	83
Figure III.9. Schéma statique a ELU	87
Figure III.10. Diagramme de M et T a ELU	89
Figure III.11. Diagramme de M et T a ELS	94
Figure III.12. Schéma de ferrailage d'escalier type 1.....	96
Figure III.13. Schéma statique a ELU	100
Figure III.14. Diagramme de M et T a ELU	102
Figure III.15. Diagramme de M et T a ELS	107
Figure III.16. Schéma de ferrailage d'escalier type 2.....	110
Figure.III.17. Dalle sur un seul appui	111
Figure.III.18. Dalle sur deux appuis	111
Figure.III.19. Dalle sur trois appuis.....	111
Figure III.20. Schéma statique de balcon type 1	112
Figure III.21. Dimension de balcon type 1	112

Figure III.22. Section de la dalle pleine à ferrailer.	114
Figure III.23. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.	119
Figure. IV.1. Spectre de réponse	125
Figure IV.2. Système de brochette	129
Figure IV.3 : Disposition des voiles.	130
Figure IV.4 : Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.6.0.	130
Figure IV.5: Modes principaux de la vibration.	131
Figure V.1: Ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.	148
Figure V.2 : Zone nodale.....	156
Figure V.3 : Dessin de ferrailages des sections des poteaux.	157
Figure VI.1 : Schéma de ferrailage de voile type 1.....	165
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de voile type 2.....	169
Figure VII.1 : Schéma de fondation.....	169
Figure VII.2 : Chargement de la semelle filant a L' ELS.....	171
Figure VII.3. Ferrailage de la semelle filante.	179
Figure VII.4. Ferrailage de la longrine.	181

Liste des tableaux

Tableau II.1. L'épaisseur des dalles	14
Tableau II.2. Les charges permanentes de plancher terrasse	17
Tableau II.3. Les charges permanentes de plancher courant.....	17
Tableau II.4. Evaluation des charges de plancher courant à dalle pleine.....	18
Tableau II.5. Evaluation des charges de balcon	18
Tableau II.6. Les charges permanentes de Plancher RDC	19
Tableau II.7. Les charges permanentes de mur extérieur.....	19
Tableau II.8. Les charges permanentes de mur intérieur	20
Tableau II.9. Les charges d'exploitations	20
Tableau II.10: Dégression des charges d'exploitations	23
Tableau III.1.Charge et surcharge des planchers	41
Tableau III.2: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courants)	53
Tableau III.3. Calcul du ferrailage du panneau sur 2 appuis.....	115
Tableau IV.1: Facteur de qualité	127
Tableau IV.2: Valeurs de la force sismique totale	131
Tableau IV.3: Facteur de participation massique	132
Tableau IV.4: Les déplacements latéraux inter-étage	133
Tableau. IV.5: Vérifications des déplacements latéraux inter-étage.....	134
Tableau IV.6: Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x)	134
Tableau IV.7: Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens-y).....	135
Tableau IV.8: L'excentricité accidentelle	136
Tableau V.1: Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.	140
Tableau V.2 : Exemple de ferrailage des poutres en travée.	140
Tableau V.3: Ferrailage des différents niveaux (p. principale de rive et intermédiaires).	141

Tableau V.4 : Ferrailage des différents niveaux (p. secondaires de rive et intermédiaires). 141	141
Tableau V.5.: Les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003).....	149
Tableau V.6 : Les sollicitations défavorables.	150
Tableau V.7: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.	153
Tableau.VII.1 : Efforts exercés à la base de la structure.	170
Tableau.VII.2. Les sections des différentes semelles filantes.....	179

Liste des symboles

γ_{BA} : Poids volumique.

f_{c28} : Résistance à la compression.

f_{t28} : Résistance à la traction.

E_{ij} : Module de déformation instantanée.

E_{vj} : Module de déformation différée.

ϑ : Coefficient de poisson.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

η : Coefficient de fissuration.

E_s : Module d'élasticité.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

Br : La section réduite d'un poteau.

α : Coefficient de réduction.

λ : L'élancement du poteau considéré.

L_f : Longueur de flambement.

I : Moment d'inertie.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

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

W_P : Poids de l'élément considéré.

N_u : Effort normal.

V_u : Effort tranchant.

M_u : Moment fléchissant

e : Epaisseur.

$\overline{\sigma}_b$: Contraintes admissibles.

β : Coefficient de pondération.

\emptyset : Diamètre des armatures.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

T_K : La période du mode K.

W_{Gi} : Poids due aux charges permanentes.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

V : La force sismique totale.

A : Coefficient d'accélération de zone.

R : Coefficient de comportement de la structure.

$\xi(\%)$: Pourcentage d'amortissement critique.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau **k** par rapport à niveau **k-1**.

δ_k : Déplacement horizontal de l'étage **k**.

S_t : Espacement.

$P_{semelle}$: Poids propre de la semelle.

H : Profondeur des fouilles.

D: Débord de semelle filante.

σ_{moy} : Contrainte moyenne.

Y : Position de l'axe neutre.

E : Action accidentelle.



Introduction générale

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace ; tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure, Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses) ;
- Confort ;
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation ;
- Durabilité (duré de vie) ;
- Résistance au feu.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en sept chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel ETABS.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel

ETABS est l'objet du cinquième chapitre et sixième chapitre.

- Et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure



Chapitre I :

**PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE
ET HYPOTHÈSES DE CALCUL**

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHÈSES DE CALCUL

I-1.Présentation de l'ouvrage

Dans le but de faire valoir et d'actualiser nos connaissances théoriques obtenues le long des études faites durant notre formation dans le domaine du Génie Civil, notre travail de fin d'étude va s'intéresser à l'étude d'un bâtiment (**R+5**) (Rez-de-chaussée plus cinq étages) en béton armé à usage d'habitation avec le Rez de chaussée réservé aux activités commerciales.

I-2.Situation de l'ouvrage

Ce bâtiment sera implantée dans la Wilaya de **Tissemsilt** qui est classée selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 2003) en zone de moyenne sismicité (zone IIa)

La wilaya est considéré comme un lieu à faible action de vent (zone I) selon le règlement NEIGE ET VENT 1999 (D.T.R C 2-4.7).

I-3.L'ossature

Le système de contreventement selon le RPA version 2003 est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I-4.Description de l'ouvrage

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme irrégulière en plan (Le bâtiment, en forme d'angle, comporte un RDC et 5 étages.

- **Dimensions en élévation**

-Hauteur totale du bâtiment : 22.26 m à partir de RDC

-Hauteur du rez de chaussée est de: 3.85 m

-Hauteur de l'étage courant est de: 2.89 m.

- **Dimensions en plan**

-Dimension totale (sens longitudinal):L =34.25 m

-Dimension totale (sens transversal):L =11,65 m

I-5.Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux

- **Béton**

Le béton est un mélange composé de ciment, de gravier, de sable et d'eau, en proportions déterminées, il peut être utilisé en grand masse, mais il est le plus souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle « béton armé », car en général, le béton seul résiste mal à la traction et se fissure dans les zones tendues par les sollicitations résultantes du poids propre et de l'application des charges d'exploitation.

a)Ciment:

-Le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m³ du ciment « CPJ 325 » (ciment portland artificiel de classe 325)

b) Granulats : Deux types de granulats rentrent dans la construction du béton à savoir:

-Sable;

-gravier.

c)Eau de gâchage: L'eau utilisée doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques des aciers tel que la résistance.

- Pour un gâchée de béton dosé à 350 Kg/m³, on a :

-Une brouette de sable.

-Deux brouettes de gravier (8/15, 15/25).

-Un sac de ciment de 50 kg.

-20 L d'eau.

d) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

Composition de béton:

La composition approximative de 1 m³ de béton est la suivante:

-350 Kg de ciment CPJ.

-400 L de sable (D < 5mm)

-800 L de gravier (D < 25 mm).

-175 L d'eau.

➤ **Résistance du béton:**

- Résistance du béton à la compression:

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours est mesurée en écrasant par compression axiale des éprouvettes de 200 cm² de section et une hauteur h = 32 cm.

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours , et définit suivant le dosage du ciment (Kg/m³) , cette dernière est notée par:

$$f_{c28}=25\text{Mpa}$$

La compression a j jours est donnée par les formules suivantes (cba93):

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

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ jours.}$$

$$F_{cj} = 1.1f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours.}$$

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

$$F_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ jours.}$$

$$F_{cj} = 1.1f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours.}$$

➤ **Résistance à la traction :**

Elle est représentée par f_{t28} , elle peut être déterminée par plusieurs essais:

- Traction directe.
- Traction par flexion.

La résistance à la traction du béton a «j» jour est définie conventionnellement par la formules (cba):

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \times f_{c_j} \text{ (MPa).}$$

✓ **Les contraintes limites :**

En limitant les contraintes à σ_b (résistance de compression ultime), et en tenant compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on a :

- Etat limite ultime:

La contrainte ultime du béton en compression:

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ Sollicitations durables $\Rightarrow \sigma_b = 11,33MPa$

$\gamma_b = 1,15$ Sollicitations accidentelles $\Rightarrow \sigma_b = 14,78MPa$

La masse volumique du béton est de: $\rho = 2500Kg / cm^3$

- Etat limite de service:

La contrainte limite de service est:

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Avec : V_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailé.

b_0 = largeur de la section.

On vérifie par suite que:

- Si la fissuration est peu nuisible

$$\tau_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa \right) = 3,33MPa$$

- Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u \leq \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right)$$

- Module de déformation longitudinale :

Il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou d'une courte durée.

- Module de déformation longitudinale instantanée:

Pour des charges d'une durée d'application inférieure a 24 heures

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

- Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application:

$$E_{vj} = \frac{11000}{3} \times \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

Pour: $f_{c_{28}} = 25Mpa$ on a:
$$\begin{cases} E_{ij} = 32164.20MPa \\ E_{vj} = 10721.40MPa \end{cases}$$

✓ Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$\nu = 0$ aux états limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0,2$ aux états limites de services (béton non fissuré).

✓ Retrait :

Le béton subit des variations dimensionnelles spontanées tout le long de son durcissement, la diminution des dimensions initiales est dite **Retrait**.

✓ Fluage:

Le fluage est un phénomène de déformation, sous charge indéfiniment appliquée

- Acier:

Les caractéristiques de l'acier utilisé sont:

- Module d'élasticité : $E = 2 \times 10^5 \text{MPa}$.
- Limite d'élasticité selon le type.

Les aciers utilisées en béton se distinguent d'après leurs nuances : selon le (BAEL 91)

Type d'aciers	Désignation (nuance)	Limite d'élasticité fer(MPa)
Ronds lisses	FeE 235	235
Barres à haute adhérence	FeE 400/500	400/500

Les aciers qu'on utilise sont :

- Ronds lisses FeE235 pour les armatures transversales.
- Aciers à haute adhérence « H.A » pour les armatures longitudinales.
- Treilles soudés ($150 \times 150 \text{ mm}^2$) avec $\phi \leq 6 \text{ mm}$ Pour les dalles en corps creux.

Les Contraintes limites :

- Etat limite ultime:

La contrainte de l'acier: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Le coefficient de sécurité de l'acier est :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$ Situation durable.

- Etat limite de service:

Fissuration peu nuisible: pas de vérification à faire.

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right\}$

Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = 0,8 \xi$

Avec : η Coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers a HR.

I-6.Sollicitation de calcul:

-Généralité :

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, que les sollicitations de calcul définies dans les sous articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

Dans ce qui suit on désigne par :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables ;

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables ;

Q_1 : une action variable dite de base ;

Q_i : les autres actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$).

Les coefficients ψ_1, ψ_2, ψ_3 sont fixés par les textes en vigueur ou par les documents particuliers du marché.

• Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance :

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

• Combinaisons fondamentales ELU

Lors des situations durables ou transitoires il y a lieu de considérer :

$$S_D = 1.35 \times G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q_1} \times Q_1 + \sum 1.3 \times \psi_{Q_i} \times Q_i$$

Avec : G_{\max} : L'ensemble des actions permanente défavorables.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Une action variable dite de base.

Q_i : Autres actions variables dites d'accompagnement.

$\gamma_{Q_i} = 1,5$ dans le cas général.

$\psi_{Q_i} = 0,3 \div 0,6$

- **Combinaisons accidentelles**

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i$$

Avec:

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} Q_1$: valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$: valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service**

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après, dites combinaisons rares :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{oi} Q_i$$

I.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présentés notre projet, la description, le rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux choisis pour cette étude.



Chapitre II :

**Pré-dimensionnement des
éléments**

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction

Le but du Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles). Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93** et du **BAEL 91**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques auto stable et les voiles.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est la partie horizontale d'une construction constituant une séparation entre deux niveaux, destinés à reprendre les charges et les surcharges et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers:

- Plancher à corps creux en partie courante ;
- Plancher à dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

- Corps creux: c'est un coffrage perdu permet d'augmenter les qualités d'isolation de plancher, il n'a aucune fonction de résistance.
- **Poutrelles:** ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.
- **Dalle de compression:** est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.
- **Treillis soudé :** L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.

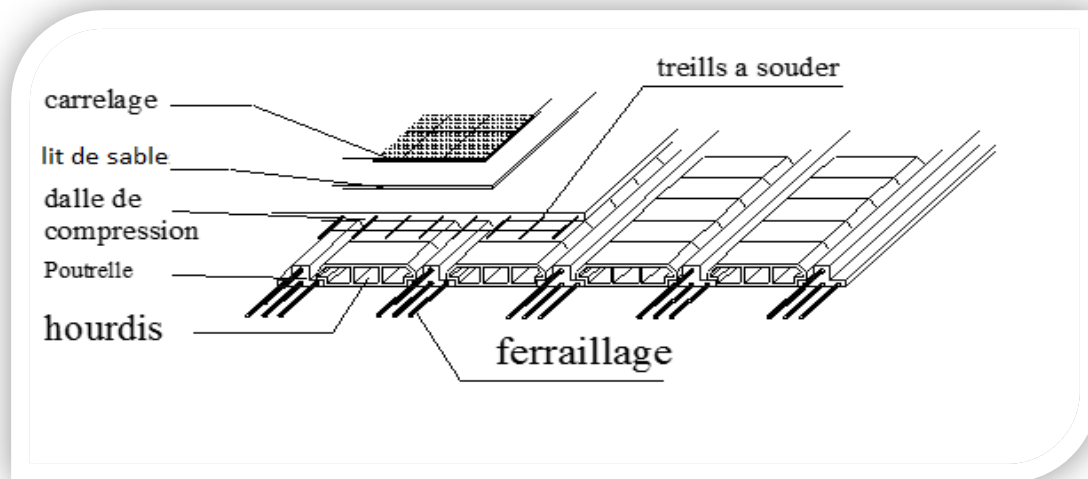


Figure II.1. Dalle en corps creux.

II.2.1.1. Condition de rigidité

Le dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donné par :

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

L_{\max} : La portée entre nus d'appuis.

On a deux parties, partie A et partie B.

$L_{\max}=3.50\text{m}$.

h_t : épaisseur du plancher.

$$h_t \geq \frac{350}{22.5} = 15.55 \text{ cm}$$

On adopte un plancher de 20cm :

- Hauteur de corps creux = 16cm.
- Hauteur de la dalle de compression = 4cm.

Choix final :

Tableau II.1. L'épaisseur des dalles

Plancher	Epaisseur de plancher (cm)
(terrasse +habitations)	16+4

II.3.Plancher a dalle pleine

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

II.3.1.Résistance au feu

- e = 07cm : pour une (01) heure de coup de feu.
- e = 11cm : pour deux (02) heures de coup de feu.
- e=15 cm : pour quatre (03) heures de coup de feu.

II.3.2 .Condition d'isolation acoustique

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de **16 cm** ($e \geq 16 \text{ cm}$)

II.3.3.Condition de Résistance à la flexion

La hauteur de la dalle e est donnée par :

- Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (porte suivant un sens) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \\ \frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \end{array} \right.$$

- Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,4 < \alpha < 1 \\ \frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} ; \text{avec} : L_x < L_y \end{array} \right.$$

Pour notre cas on a : $L_x = 380\text{cm}$ et $L_y = 495\text{cm}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{380}{495} = 0,77 > 0,4$$

Pour : $0,4 < \alpha < 1$:

$$e \geq \frac{L_x}{40} \rightarrow e \geq \frac{380}{40} = 9,5\text{cm}$$

On prend : $e = 12\text{ cm}$

II.3.4. Condition de flèche

Selon le CBA93 (B.6.5.3), nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{\max} < \frac{L_{\max}}{500} ; \text{Si le porté } L \text{ est inférieur ou égale à } 5 \text{ m}; F_{\max} < \frac{495}{500} = 0,99 \\ F_{\max} < 0,5 + \frac{L_{\max}}{1000} ; \text{Si le porté } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m.} \end{array} \right.$$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1\text{ m}$.

$$G = 4,95 \times 1 \times 25 = 123,75 \text{ kN/m} \quad \Longrightarrow \quad q_{ser} = G + Q = 128,75 \text{ KN/m}$$

$$Q = 5,00 \text{ kN/m}$$

$$I : \text{ le moment d'inertie; } I = \frac{(b \times e^3)}{12} (\text{cm}^4)$$

$$E : \text{ module de Young; } E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa} :$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I \times b} = \frac{5 \times 12 \times 128,75 \times 10^{-3} \times 495}{384 \times 32164,19 \times 100 \times e^3}$$

$$e > \sqrt[3]{\frac{12 \times 5 \times 128,75 \times 10^{-3} \times 495^4}{384 \times E \times I \times b}} = 7,24\text{cm}$$

Donc $e = 7,24$ cm.

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$e \geq \text{Max} (14\text{cm} ; 16\text{cm} ; 12\text{cm} ; 7,24\text{cm})$, alors on adopte l'épaisseur de la dalle pleine :

$e = 16$ cm.

II.3.5. Evaluation des charges et surcharges

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.5.1. Les charges permanentes

Les charges permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie de l'ouvrage. Celles du plancher sont déterminées à partir de sa composition.

Elles sont fonction des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant. Les charges permanentes pour le plancher terrasse inaccessible, les planchers courant, mur extérieurs, mur intérieurs et dallage de sous-sol sont déterminées comme suite.

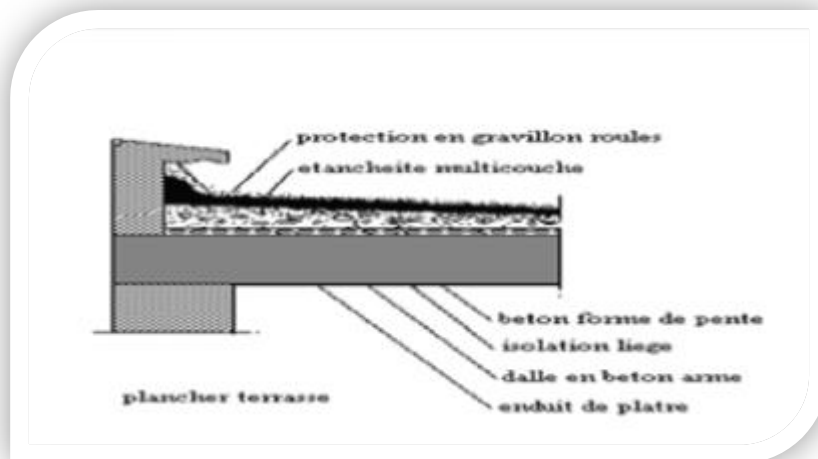


Figure. II.2. Plancher terrasse (inaccessible)

- **Plancher terrasse (inaccessible) :**

Tableau II.2. Les charges permanentes de plancher terrasse

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids superficies (KN/m ²)
Protection gravillon	5	20	1
Etanchéité multicouche	3	4	0,12
Forme de pente	10	22	2,20
Isolation thermique	4	4	0,16
Corps creux +table de compression	16+4	/	2,8
Enduit en plâtre	2	10	0,20
Total			$G_T = 6,48$

- **Plancher courant :**

Tableau II.3. Les charges permanentes de plancher courant

- **Plancher courant en dalle pleine**

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids superficies (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	3	20	0,60
Corps creux +table de compression	16+4	/	2,80
Cloison de distribution	10	/	1
Enduit en plâtre	2	10	0,20
Total			$G_C = 5,04$

Tableau II.4. Evaluation des charges de plancher courant à dalle pleine

N	Description	Épaisseur "e" (m)	"Poids volumique " (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieurs	/	/	1
5	Dalle pleine	0.16	25	4
6	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Charge permanent G				6,36
Charge d'exploitation Q				1.5

- **Balcon**

Tableau II.5. Evaluation des charges de balcon

N	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " " (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.16	25	4
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G				5.43
Charge d'exploitation Q				3.5

- **Plancher RDC :**

Tableau II.6. Les charges permanentes de Plancher RDC

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids superficies (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	3	20	0,60
Corps creux +table de compression	16+4	/	2,80
Cloison de distribution	10	/	1
Enduit en plâtre	2	10	0,20
Total			$G_C = 5,04$

- **Mur extérieur :**

Tableau II.7. Les charges permanentes de mur extérieur

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids superficies (KN/m ²)
Enduit en ciment	1.5	18	0,27
Brique creuse	15	9	1,35
Brique creuse	10	9	0,9
Enduit en plâtre	1.5	10	0,15
Total			$G_T = 2, 67$

- **Mur intérieur :**

Tableau II.8. Les charges permanentes de mur intérieur

N°	Désignation	e (m)	$G (Kn/m^2)$
1	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
2	Brique creuses	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
Totale			1,32

II.3.5.2. Charge d'exploitation

Les charges d'exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

Elément	Charges d'exploitation (KN/m ²)
Plancher terrasse	1,0
Plancher courant	1,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5

Tableau II.9. Les charges d'exploitations**II.4. Pré-dimensionnement des éléments structuraux****II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres**

Une poutre est un élément horizontal en béton armé, qui transmet les charges aux poteaux elle est largement utilisée dans les ouvrages de Génie Civil.

Elle a des sections rectangulaire, en T ou en, I déterminées en fonction de la charge qu'elle supporte sur un portée « L » prise entre nus d'appuis.

Le dimensionnement des sections vis-à-vis de moment de flexion s'effectuera en considérant l'état limites de résistance.

Le Pré-dimensionnement des poutres a été fait selon les règlements BAEL 91 tout en respectant les recommandations du Règlement Parasismique Algérienne RPA 99.

- Selon les règles BAEL 91 :

La section de la poutre est déterminée par les formules :

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$

La largeur b de la poutre doit être : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

II.4.1.1. Poutre principales

Ce sont les poutres reçoivent les charges provenant des solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$L=465\text{cm}$

$$\frac{465}{15} \leq h \leq \frac{465}{10}$$

$31 \leq h \leq 46.5$ On prend $h = 45\text{cm}$

La largeur b de la poutre doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$13.5 \leq h \leq 31.5$$

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

Les dimensions des poutres selon RPA 99 sont les suivant :

$$b \geq 20\text{ cm} \Rightarrow B = 30\text{ cm} > 20\text{cm} (CV)$$

$$h \geq 30\text{ cm} \Rightarrow h = 45\text{ cm} > 30\text{ cm} (CV)$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 45/30 = 1,5 \leq 4 (CV)$$

On choisit $(30*45)\text{ cm}^2$

II.4.1.2. Poutre secondaires

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

$$L = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10}$$

$$23.33 \leq h \leq 35 \text{ On prend } h = 35 \text{ cm}$$

La largeur b de la poutre doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$10.5 \leq h \leq 24.5$$

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

Les dimensions des poutres selon RPA 99 sont les suivant :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow B = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} (CV)$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} (CV)$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 35/30 = 1,167 \leq 4 (CV)$$

On choisit $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Conclusion :

- Poutre principales : $(bxh) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

- Poutre secondaire : $(bxh) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.4.2. Loi de dégression des charges d'exploitations

Puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages, qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut.

Sous terrasse Q_0 ;

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$;

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$;

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$;

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ pour $n \geq 5$.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Tableau II.10: Dégression des charges d'exploitations

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
05	Q_0	$\sum_0 = 1,00$	1
04	Q_1	$\sum_1 = Q_0 + Q_1$	2,5
03	Q_2	$\sum_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3,85
02	Q_3	$\sum_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
01	Q_4	$\sum_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,1
RDC	Q_5	$\sum_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont pré-dimensionnés en compression simple et leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau reprenant la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression).
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (λ) $\phi (= \alpha)$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 100 \end{array} \right.$$

- λ : Élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{L_f}{i} \right)$.
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $I = \frac{bh^3}{12}$.
- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$) Situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) Situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- A_s : Section d'acier comprimée.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a - 2)(b - 2)$)[cm^2]

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

II.5.1.Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où :

$$h_0 = 396 - 45 = 351 \text{ cm} = 3.51 \text{ m.}$$

$$\text{Donc: } L_f = 0,7 \times 3,51 = 2,457 \text{ m.}$$

II.5.1.1. Poteau le plus sollicité

On fixe notre choix au poteau axes (B, 6) comme il est motionné au figure suivante d'où la surface hachure c'est elle supporte par le poteau pour toute étages.

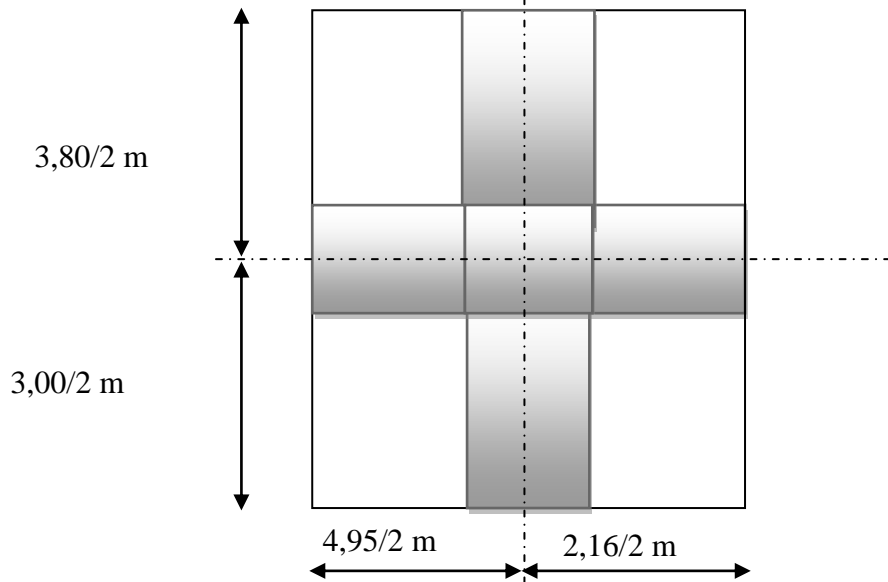


Figure II.3. Le poteau le plus sollicité.

II.5.1.2. Surface reprise par poteau à chaque étage

Soit S La surface supportée par poteau axe (B, 6):

$$S = \left(\frac{3,80}{2} + \frac{3,00}{2} \right) \times \left(\frac{4,95}{2} + \frac{2,16}{2} \right)$$

$$S = 3,4 \times 3,555 = 12,087 \text{ m}^2$$

II.5.1.3. Effort normal ultime due à chaque niveau

a.1) Les efforts de compression due aux charges permanentes:

$$\text{Poids propre du plancher terrasse : } G_{\text{terrasse}} \times S = (6,48) \times 12,087 = 78,32 \text{ KN.}$$

a.2) Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC :

$$\text{Poids propre du Plancher étages courants: } G_{\text{E courants}} \times S = (5,04) \times 12,087 = 60,92 \text{ KN.}$$

$$\text{Poids propre du Plancher RDC : } G_{\text{RDC}} \times S = (5,04) \times 12,087 = 60,92 \text{ KN.}$$

a.3) Poids propre des poutres principales :

$$G_{\text{p. principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G \text{ p. principale} = 25 \times 0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,95}{2} + \frac{2,16}{2} \right) = 12 \text{ KN.}$$

a.4) Poids propre des poutres secondaires :

$$G \text{ p. secondaire} = \gamma b \times (b \times h) \times L$$

$$G \text{ p. secondaire} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times \left(\frac{3,80}{2} + \frac{3,00}{2} \right) = 8,925 \text{ KN.}$$

a.5) Poids propre totale :

$$G \text{ total} = G \text{ terrasse} + G_{\text{RDC}} + G \text{ E courants} \times n + (G \text{ p. principale} + G \text{ p. secondaire}) \times (n)$$

Avec : n c'est le nombre de planchers d'étages courants; n=5

$$G_{\text{total}} = 10,5 + (60,92 \times 5) + 60,92 + [(12 + 8,925) \times (5)]$$

$$\Rightarrow G \text{ total} = 480,65 \text{ KN.}$$

b) Les efforts de compression due aux charges d'exploitation

$$Q \text{ total} = Q \times S = 7 \times 12,087$$

$$Q \text{ total} = 84,609 \text{ KN}$$

c) Majoration des efforts :

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1,1 \times 480,65 = 528,70 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 84,609 = 93,07 \text{ KN}$$

$$N_U = (1,35 \times 528,70) + (1,5 \times 93,07) = 853,35 \text{ KN}$$

$$N_U = 853,35 \text{ KN}$$

II.5.1.4. Détermination de (a)

$$B = b.a$$

$$I = \frac{b a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{245,7}{0,289 \times a} \leq 50 \quad \Longrightarrow \quad \left(a \geq \frac{245,7}{0,289 \times 50} = 17 \right)$$

On prend : $a = 40 \text{ cm}$.

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} = \frac{245,7}{0,289 \times 50} = 17 < 40 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

II.5.1.5. Détermination de (b)

Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (50-2)(b-2) = 48 \times (b-2) \text{ cm}$$

- Selon « RPA 99 version 2003 » $A = 0,8\% B$ Zone II a.

$$A_s = 0,8\% [48(b-2)] = 0,384(b-2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda = 17 < 40$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35^2} \right)} \right]$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{17}{35^2} \right)} \right]$$

$$\alpha = 0,85$$

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

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_U \leq 0,85 \times \left[\frac{48 \times (b-2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,384 \times (b-2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 11,82 \text{ cm}$$

Donc on prend: $b = 40$

II.5.1.6. Vérification selon « RPA99 version 2003 »

- **Dimensions minimaux requis par le « RPA99 version 2003 » :**

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique II, on doit avoir au minimum :

$$\min(a;b) = \min(40;40) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\min(a;b) = \min(40;40) > \frac{h_e}{20} = \frac{351}{20} = 17,55 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \implies \frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4 \implies 0,25 < 1 < 4 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : h_e : Hauteur d'étage.

Conclusion :

Donc On adopte pour les poteaux une section carrée $(a \times b) = (40 \times 40)$ cm^2

types	Niveau	Section (a x b) cm^2
3	5	(30 x 30)
	4	
2	3	(35 x 35)
	2	
1	1	(40 x 40)
	RDC	

II.6. Pré dimensionnement des voiles

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de [RPA 99].

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le [RPA 99] article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- L : longueur de voile.
- e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

II.6.1.Pour RDC

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) cm \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq \frac{375}{22} = 17,04 \Rightarrow e \geq 18cm$$

$$L \geq 4e \quad \text{et} \quad e_{\min} = 15cm$$

II.6.2.Pour le reste des étages

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) cm \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq \frac{268}{22} = 12,18 \Rightarrow e \geq 12,18cm$$

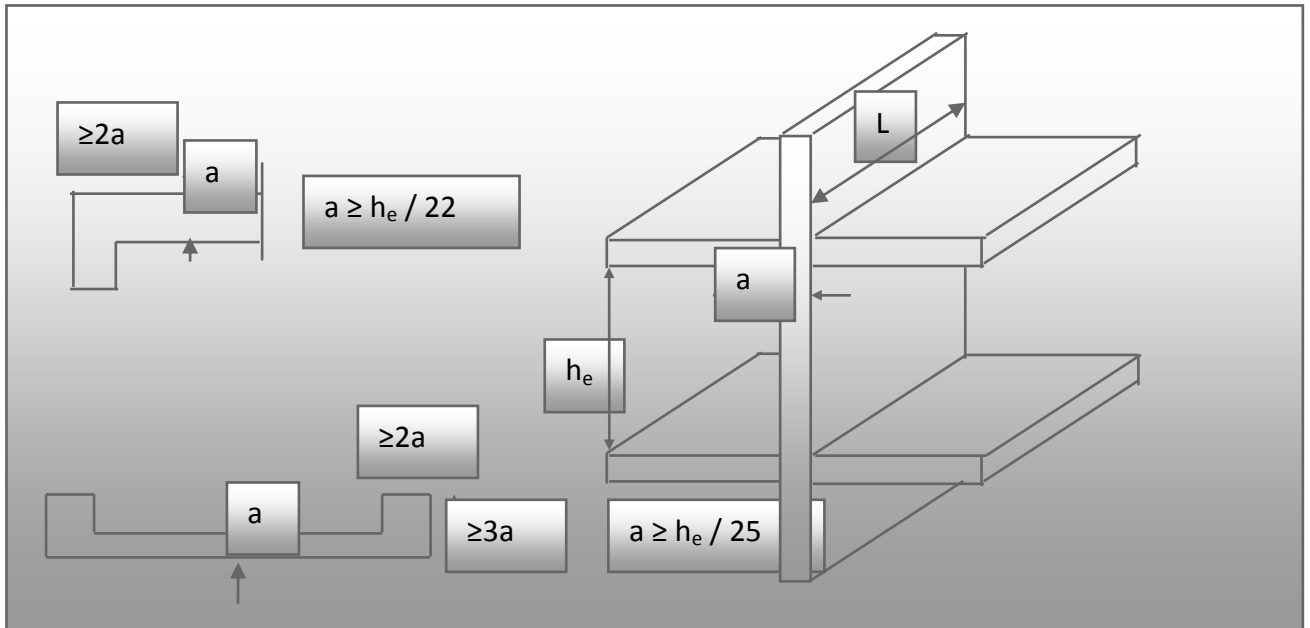
$$L \geq 4e \quad \text{et} \quad e_{\min} = 15cm$$

Avec :

L : Longueur du voile ;

e : Épaisseur du voile ;

h_e : Hauteur d'étage.



	he (cm)	$a \geq h_e/25$	$a \geq h_e/22$	adoptée
RDC	375	15	17,04	18
Etage courant	268	10,72	12,18	18

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements et des voiles périphériques: $e = 18$ cm



Chapitre III :

**Calcul et ferrailage des éléments
non structuraux**

CHAPITRE III: CALCUL ET FERRAILAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX**III.1.Acrotère****III.1.1.Définition**

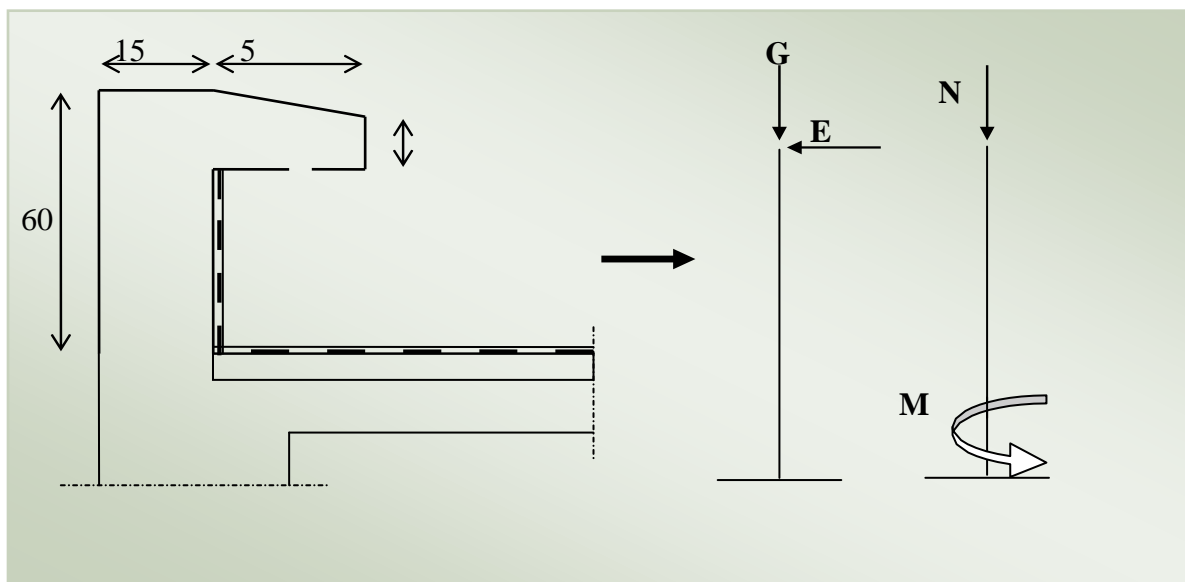
L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité.

Il est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

III.1.2.Méthode de calcul

L'acrotère est assimilé à une console encastree dans la poutre du plancher terrasse cette dernière est sollicitée par deux efforts importants :

- Effort vertical dû à son poids propre.
- Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.
- Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère.

**III.1.3.Evaluation des charges et Surcharges**

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \left[(0,6 \times 0,1) + \left(\frac{0,1 \times 0,03}{2} \right) + 0,1 \times 0,07 \right] \times 25 = 1,712 \text{ KN} / \text{m}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

$Q = 1 \text{ KN} / \text{m} \Rightarrow$ Effort de la main courante

III.1.4. Les Sollicitations

1) à l'état limite de résistance E.L.U.R

- Effort Normal de compression : $N_u = 1,35G = 1,35 \times (1,712) = 2,311 \text{ KN} / \text{ml}$
- Moment fléchissant: $M_u = 1,5.Q.h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.ml}$
- Effort tranchant : $V_u = 1,5.Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN} / \text{ml}$

2) à l'état limite de service E.L.S

- Effort Normal de compression : $N_{ser} = G = 1,712 \text{ KN} / \text{ml}$
- Moment fléchissant: $M_{ser} = Q.h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.ml}$
- Effort tranchant : $V_{ser} = Q = 1 \text{ KN} / \text{ml}$

III.1.5. Calcul de la section d'armatures

1) Ferrailage de l'acrotère (E.L.U.R)

$$b = 100 \text{ cm} \quad C = 2 \text{ cm} \quad d = 8 \text{ cm} \quad h = 10 \text{ cm}$$

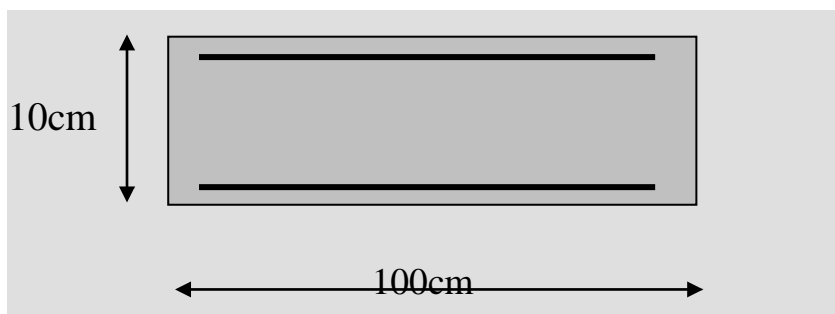


Figure III.2. Section de l'acrotère

L'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = e_0 + e_1 + e_a$$

e_0 : excentricité du 1ere ordre $e_0 = M_u/N_u$

e_2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

e_a : Excentricité accidentelle

N.B : pour les pièces courtes, on ne tient pas compte des excentricités e_2 et e_a .

$$\text{Donc: } e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,311} = 0,389m \rightarrow e_0 = 38,94 \text{ cm.}$$

$$\text{D'ou: } e_0 = 38,94 > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section partiellement comprimée, on calcul la section d'armatures en flexion simple sous l'effet du moment M_1 , puis on déduit la section d'armatures réelles en flexion composée.

$$M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = \left(e_0 + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 2,311 + 38,94 \left(8 - \frac{10}{2} \right) = 96,92 \text{ KN.cm}$$

$$M_1 = 0,962 \text{ KN.m}$$

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,9692 \times 10^3}{11,33 \times 100 \times 8^2} = 0,013$$

$\mu < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \rightarrow$ Armatures comprimées non nécessaires

La section en flexion composée

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,013)}}{2} = 0,993$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{0,9692 \times 10^3}{348 \times 0,993 \times 8} = 0,35 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,283 < A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

On prend : $A = \max (A_{\min} ; A)$

Soit : $A = 0,966 \text{ cm}^2$

Soit : $A = 4T8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$

- **L'espacement :**

D'après B.A.E.L 91 $e = \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 2,01 / 4 = 0,502 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **L'espacement :**

$e \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

2) Vérification de l'effort tranchant

D'après B.A.E.L91 page108

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10}{100 \times 8} = 0,018 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{f_{c28}}{10} ; 3 \text{ Mpa} \right) = \min (2,5 \text{ Mpa} ; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,018 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifier}$$

- **Armatures transversales :**

Dans le cas des éléments minces on ne dispose pas des armatures transversales si la condition suivante est vérifiée:

$$\tau_u < 0,05 f_{c28} \Rightarrow 0,018 \text{Mpa} < 1,25 \text{Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) Vérification à l'E.L.S

- **Excentricité**

$$e_a = \frac{M_s}{N_s} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = \frac{0,6}{1,712} + \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,3804 \text{m}$$

$$e_a = 38,04 \text{cm} > 8 \text{cm}$$

Le centre de pression est trouvé à l'extérieur de la section calculée

$$C = d - e_a = 8 - 38,04 = -30,04 \text{cm}$$

$$Y_{ser} + Y_c = C$$

Y_c : Distance de l'axe neutre au centre de pression

C : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section :

$$Y_c^3 + P Y_c + q = 0$$

$$p = -3c^2 - (c-d)^2 \times \frac{6 \times \eta \times A'}{b} + (c-d) \times \frac{6 \times \eta \times A_s}{b} ; A'_s = 0$$

$$p = -3(-30,04)^2 + (8+30,04) \times \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} = -2638,39 \text{cm}^2$$

$$P = -2638,39 \text{cm}^2$$

$$q = -2c^3 - (c-d)^2 \times \frac{6 \times A'_s}{b} - (c-d) \times \frac{6 \times \eta \times A_s}{b}$$

$$q = -2(-30,04)^3 - (8+30,04)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} = 47235,76$$

$$q = -2(-30,04)^3 - (8 + 30,04)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} = 47235,76$$

$$q = 47235,76$$

$$Y_c^3 - 2638,39Y_c + 47235,76 = 0$$

• **Résolution de l'équation :**

On calcule Δ :

$$\Delta = q^2 + 4 \left(\frac{p^3}{27} \right) = (47235,76)^2 + 4 \left(\frac{(-2638,39)^3}{27} \right)$$

$$\Delta = -489686882 \rightarrow \Delta < 0$$

Donc:

$$\varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{-\frac{3}{p}} \right) = \text{Arc cos} \left(\frac{3 \times 47235,76}{2 \times (-2638,39)} \sqrt{\frac{-3}{-2638,39}} \right)$$

$$\varphi = 154,9^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{2638,39}{3}} = 59,31 \text{ cm}$$

Nous avons trois solutions :

$$Y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 59,31 \times \cos \left(\frac{154,9}{3} \right) = 36,81 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3} \right) = -58,68 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3} \right) = 21,87 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 36 \text{ cm}$

Car :

$$0 < Y_{ser} = Y_c + C < d$$

$$0 < Y_{ser} = 36 - 30,04 = 5,96 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} Y_{ser} = 6cm \\ Y_c = 36cm \end{cases}$$

III.1.6. Calcul des contraintes

- **Moment d'inertie**

On calcule Le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = \frac{b \times Y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A_s (d - Y_{ser})^2 + A'_s (Y_{ser} - d')^2 \right]; A'_s = 0.$$

$$I = \frac{b \times Y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A_s (d - Y_{ser})^2 \right]$$

$$I = \frac{(100 \times (6)^3)}{3} + 15[2,01(8-6)^2] = 7320,6cm^4$$

- **Le coefficient angulaire des contraintes :**

$$K = \frac{N_{ser}}{I} Y_c = \frac{1,712}{7320,6} \times 36 = 0,0084KN / cm^3$$

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = KY_{ser} = 0,0084 \times 6 \times 10 = 0,504Mpa$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15Mpa$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b \quad \text{condition vérifier.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

-Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = 15K(d - Y_{ser}) = 15 \times 0,0084(8-6) \times 10 = 2,52Mpa$$

$$\sigma_s = 2,52Mpa$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right) \quad \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min (266,66Mpa; \max (200Mpa; 201,63Mpa))$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 2,52 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à L' E.L.U.R sont convenables

III-1-7.Vérification au séisme

Selon [R.P.A 99 version 2003] les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure, sujettes à des forces horizontales données par la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \\ \text{Zone II a} \end{array} \right. \longrightarrow A = 0,15$$

C_p : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu dans le tableau $C_p=0,8$

W_p : poids de l'élément pour une bande de 1,00m

$$W_p = 1,712 \text{ KN/ml}$$

$$p = 4(0,15)(0,8)(1,712) = 0,821 \text{ KN / ml}$$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est:

$$F_p = 0,821 \text{ KN / m} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN / m} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc : Le calcul sismique n'est pas nécessaire.

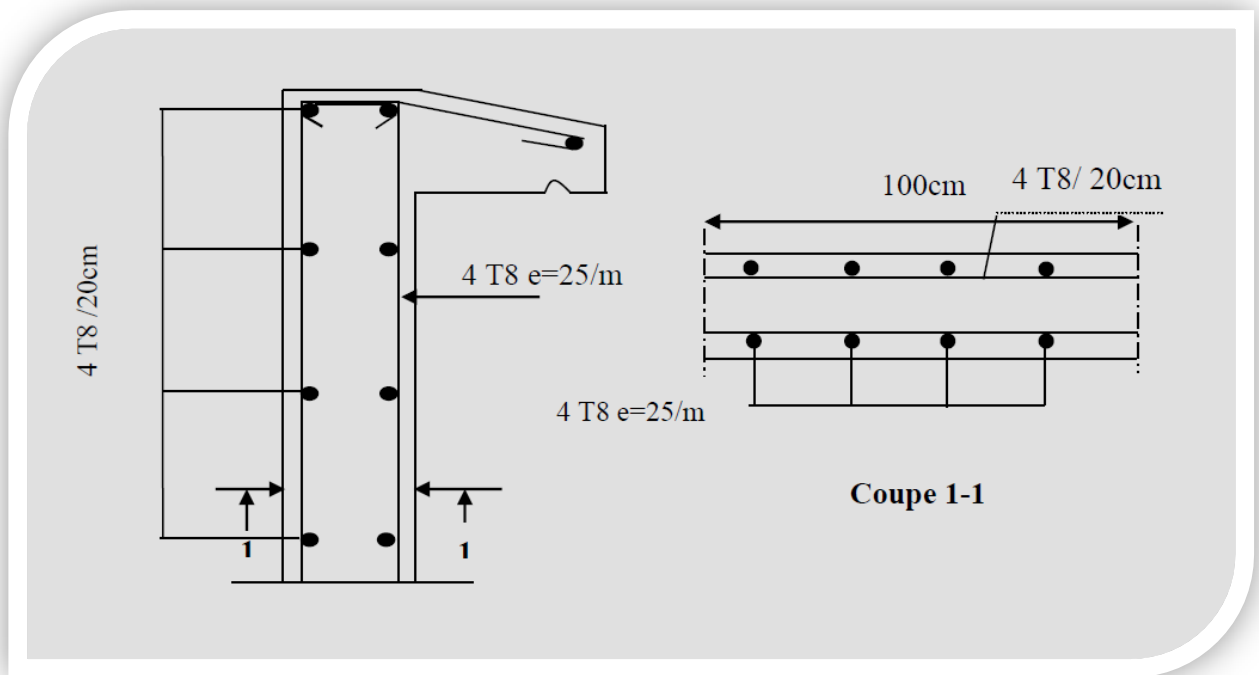


Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère

N.B : puisque la force f_p peut changer de sens, donc l'acrotère a été ferrillé symétriquement.

III.2. Etude des planchers

III.2.1. Introduction

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sol et il assure les fonctions principales suivantes :

- Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentarément par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.
- Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et repartit les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux
- (Plancher infiniment rigide).
- Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :
- Facilité et rapidité d'exécution.
- Plus légère que la dalle pleine.

- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

III.2.2.plancher 16+4

III.2.2.1. Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Dans notre projet, on utilise deux types de planchers:

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Plancher à dalle pleine.

III.2.2.2.Plancher à corps creux

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

-Dimensionnement des poutrelles :

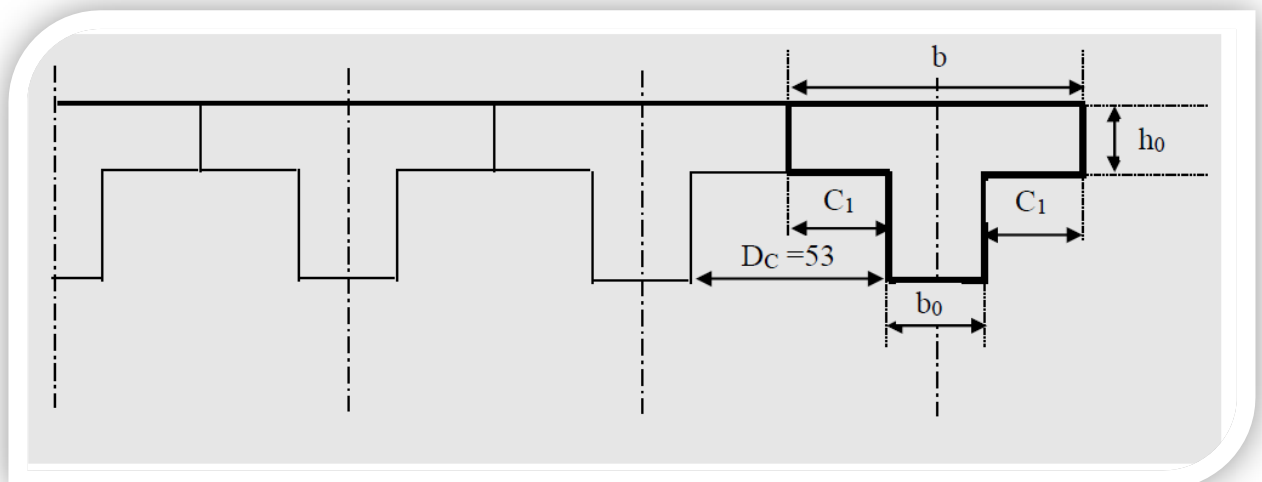


Figure III.4 : Dimensionnement des poutrelles.

-Hauteur de la de la poutrelle :

D'après B.A.E.L 99 : La hauteur du plancher et déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{L}{25} = \frac{350}{25} = 14\text{cm} \leq h_t \leq \frac{L}{20} = \frac{350}{20} = 17,5\text{cm}$$

On prend : $h_t = 20\text{cm}$

-L'épaisseur du corps creux :

$$e = 16\text{cm}.$$

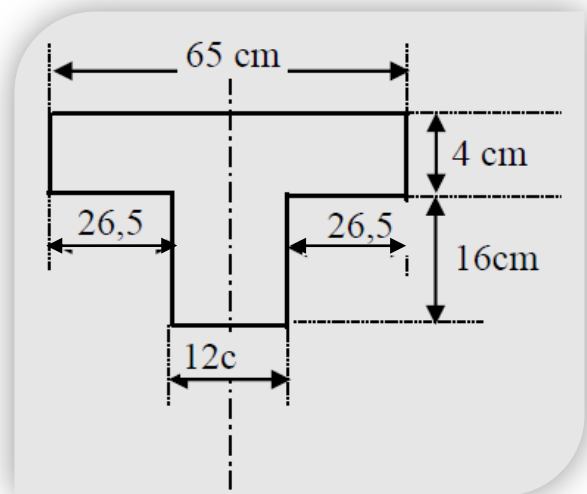


Figure III.5:Les démentions des poutrelles

-Epaisseur de la dalle de compression :

$$e = h_t - e = 20 - 16 = 4\text{cm}$$

-La largeur de la poutrelle :

$$b = b_0 + 2b_1 \text{ avec } : b_0 = 12\text{ cm}$$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher : $l=465\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} \quad b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5\text{cm} \\ b_1 = \min \left\{ b_1 \leq \frac{l}{10} \Rightarrow b_1 \leq \frac{465}{10} = 46,5\text{cm} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \right\} \end{array} \right.$$

Soit : $b_1 = 26,5\text{cm}$

$$\text{Pour avoir } : b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow 2 \times 26,5 + 12 = 65\text{cm}$$

III.2.2.3.Les planchers à dalle pleine

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

- **critère de résistance à la flexion**

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur quatre (4) ou deux (2) appuis \perp .
- $e \geq L_x/20$ pour une dalle sur un seul (1) ou deux (2) appuis //.
- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur trois (3) ou quatre (4) appuis.

L_x : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

L_y : est la grand portée de la dalle.

- **b. coupe-feu**

- $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
- $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e = 15\text{cm}$: pour quatre (03) heures de coup de feu.

-Isolation phonique

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, Pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines d'épaisseur $e=13\text{cm}$.

III.2.3. Calcul des efforts dans la poutrelle

Chargement qui arrive à la poutrelle :

Tableau III.1.Charge et surcharge des planchers

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	$N_u=1,35G+1,5Q$	$N_s=G+Q$
Plancher terrasse	6,48	1	10,25	7,48
Plancher étage courant	5,04	1,5	9,05	6,54

$$G=6,48 \text{ KN/m}^2 \quad Q=1 \text{ KN/m}^2$$

-Méthode de calcul :

Pour le calcul de ce type de plancher, on utilise la méthode forfaitaire dans le cas où applicable.

III.2.4. Condition d'application de la méthode forfaitaire

1-La surcharge d'exploitation est inférieure ou égale à la valeur max entre deux fois la charge permanente ou 5KN/m².

$$Q = 5\text{KN/m}^2 < \text{Max} (2 \times 6.48 = 12,96\text{KN/m}^2; 5\text{KN/m}^2) \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

2-Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.....C.V.

3-Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,85 et 1,25.

$$\frac{2.80}{3.50} = 0,8 < 0,85 ; \quad \frac{3,50}{3} = 1,17 < 1,25 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

4-Les fissurations sont considérées comme peu nuisible..... C.V.

Une condition n'est pas applicable, on peut utiliser la méthode de calcul des plancher à charge d'exploitation relativement élevé dite méthode de « **Caquot Minoré**».

III.2.5. Principe de la méthode « Caquot Minoré »

La méthode de Caquot minorée est utilisée lorsque l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode consiste à appliquer la méthode de Caquot pour les planchers à charge d'exploitation élevée en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et 2/3.

L'expérience montre que cette méthode de continuité théorique donne des moments trop forts sur appuis et trop faibles en travées. Les fissurations peu préjudiciables, sous l'application des sollicitations de calcul des microfissures apparaissent en premier lieu dans les zones les plus sollicitées (les appuis) .Ces zones vont devenir Moins sollicitées initialement (en travée) pour que la poutre reste en équilibre. Ainsi les moments repris sur appuis vont diminuer et faire augmenter les moments repris en travées. Cette constatation est appelée phénomène d'adaptions entre sections.

Lorsqu'on charge une poutre en béton armé, on crée une flèche. Si on laisse la poutre chargée sur une longue période (cas du bâtiment) la flèche va augmenter. Ce phénomène de déformation sous chargement constant est appelé fluage. Cette déformation supplémentaire, non prise en compte par la formule des trois moments, augmente les sollicitations en travée. Pour ces deux raisons (phénomène d'adaptions entre sections et fluage), la méthode des trois moments n'est pas utilisée directement dans le calcul des poutres continues des bâtiments.

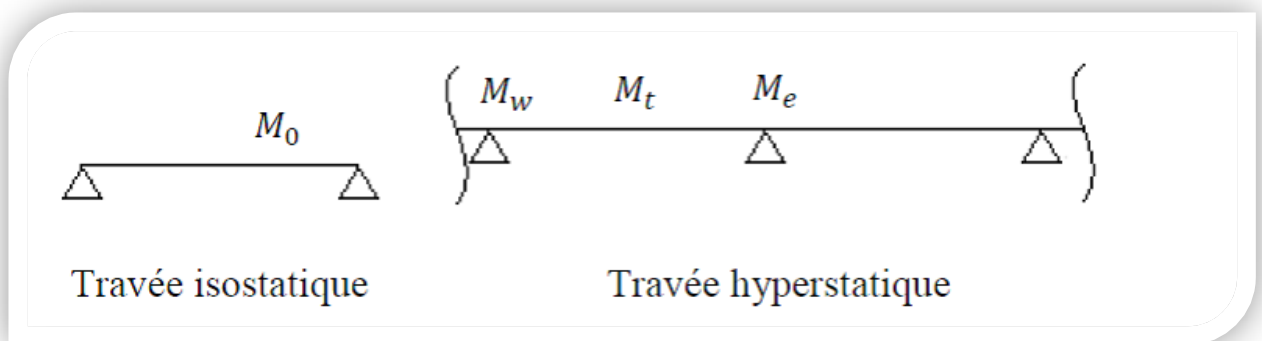
III.2.5.1. Les conditions d'application de la méthode Caquot Minoré

La méthode de Caquot minorée est utilisée lorsque l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

III.2.5.2. Principe de calcul de la méthode de Caquot Minoré

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié, la méthode de Caquot tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives.

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.



Avec :

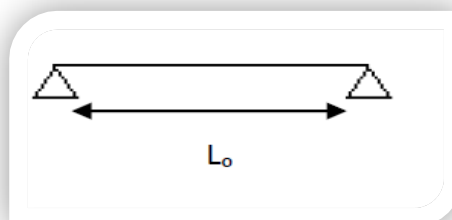
M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

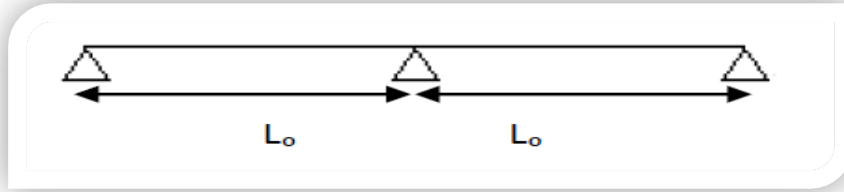
M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.

- Cas d'une seule travée



- Cas de 2 travées



- Cas de plus de 3 travées



L_0 : Longueur réel (pour les travées de rive sans porte à faux) ;

L' : longueur fictifs (pour les travées intermédiaires) : $L'=L_0 \times 0,8$.

III.2.5.3.Évaluation des moments

$$\begin{cases} M_{app} = \frac{qL_w^3 + qL_e^3}{8,5(L_w + L_e)} \\ M_{trav} = \frac{q \times L^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2q \times l^2} \end{cases}$$

M_w : Moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Moment sur l'appui de droite.

III.2.5.4.Évaluation de l'effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \times L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \times L}{2} \end{cases}$$

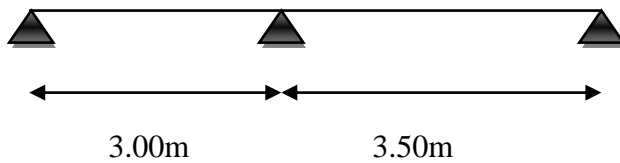
III.2.6. Calcul du ferrailage

III.2.6.1. Planchers étages courant

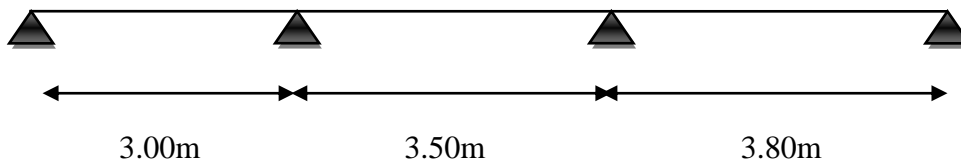
III.2.6.1.1. Etude des poutrelles Planchers étages courants

On a trois (03) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées.

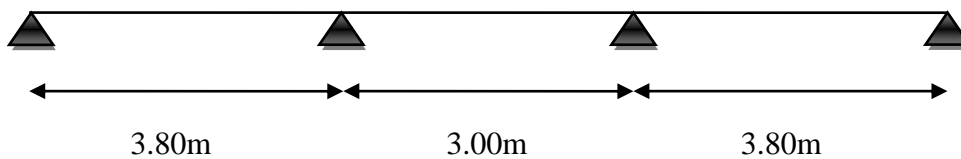
Type 01 :



Type 02 :

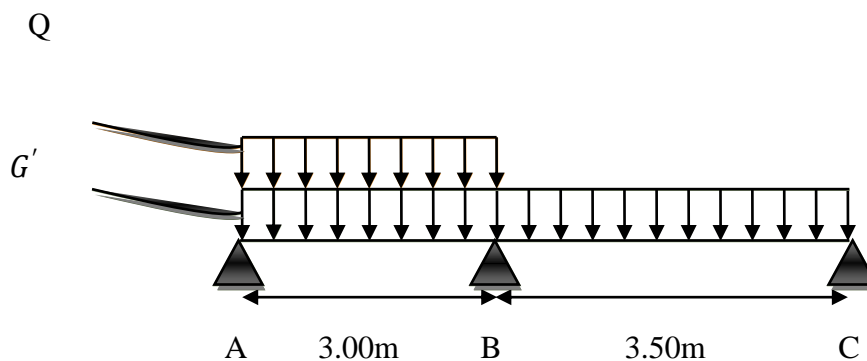


Type 03 :



➤ Exemple de calcul type 01 :

1^{er} cas :



-Sollicitations:

$$G = 5,04 \text{KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad Q = 1,5 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$G = 5,04 \times 0,65 = 3,276 \text{KN} / \text{m}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{KN} / \text{m}$$

$$G' = 2 \frac{G}{3} = 2 \left(\frac{3,276}{3} \right) = 2,184 \text{KN} / \text{m}$$

$$\begin{cases} Q_U = 1,35G' + 1,5Q = 1,35(2,184) + 1,5(0,975) = 4,41 \text{KN} / \text{m} \\ Q_{ser} = G' + Q = 2,184 + 0,975 = 3,16 \text{KN} / \text{m} \end{cases}$$

à l'ELU

- **Moments fléchissant Sur appuis (isostatiques) :**

Sur appuis de rive

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{(4,41 \times 3^2)}{8} = 4,96 \text{KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2(4,96) = 1 \text{KN.m}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{(2,95 \times 3,5^2)}{8} = 4,52 \text{KN.m} \Rightarrow M_c = 0,2(4,52) = 0,90 \text{KN.m}$$

Sur appuis intermédiaires

On suppose : $M_A = M_C = 0$

$$M_B = \frac{4,41(3)^3 + 2,95(3,5)^3}{8,5(3,5+3)} = 2,90 \text{KN.m}$$

- **Moments fléchissant En travées :**

$$M_{AB} = \frac{(4,41(3)^2)}{8} - \frac{(1-2,90)}{2} + \frac{(1-2,90)^2}{(4,41 \times 2 \times (3)^2)} = 5,96 \text{KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{(2,95(3,5)^2)}{8} - \frac{(2,90-0,90)}{2} + \frac{(2,90-0,90)^2}{(2,95 \times 2 \times (3,5)^2)} = 3,58 \text{KN.m}$$

- **Efforts tranchants :**

$$\begin{cases} \text{Travée (AB)} \\ T_A = \frac{1-2,90}{3} + 4,41 \frac{3}{2} = 5,98 \text{KN} \\ T_B = \frac{1-2,90}{3} - 4,41 \frac{3}{2} = -7,25 \text{KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Travée (BC)} \\ T_B = \frac{2,90-0,90}{3,5} + 2,95 \frac{3,5}{2} = 5,73 \text{KN} \\ T_C = \frac{2,90-0,90}{3,5} - 2,95 \frac{3,5}{2} = -4,60 \text{KN} \end{cases}$$

à l'ELS

- **Moments fléchissant sur appuis (isostatiques)**

Sur appuis de rive :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{(3,16 \times 3^2)}{8} = 3,56 \text{KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2(3,56) = 0,71 \text{KN.m}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{(2,184 \times 3,5^2)}{8} = 3,34 \text{KN.m} \Rightarrow M_c = 0,2(3,34) = 0,67 \text{KN.m}$$

Sur appuis intermédiaires :

On suppose : $M_A = M_C = 0$

$$M_B = \frac{3,16(3)^3 + 2,184(3,5)^3}{8,5(3+3,5)} = 3,24 \text{KN.m}$$

- **Moments fléchissant en travées :**

$$M_{AB} = \frac{(3,16(3)^2)}{8} - \frac{(0,71-3,24)}{2} + \frac{(0,71-3,24)^2}{(3,16 \times 2 \times (3)^2)} = 4,94 \text{KN.m}$$

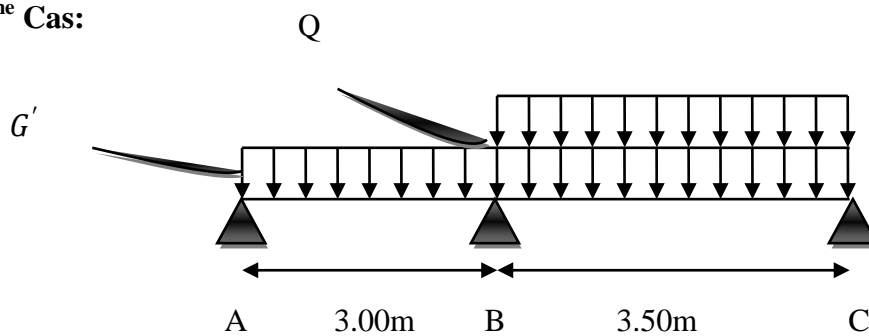
$$M_{BC} = \frac{(2,184(3,5)^2)}{8} - \frac{(3,24 - 0,67)}{2} + \frac{(3,24 - 0,67)^2}{(2,184 \times 2 \times (3,5)^2)} = 2,17 \text{ KN.m}$$

• **Efforts tranchants :**

$$\text{Travée (AB)} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{0,71 - 3,24}{3} + 3,16 \frac{3}{2} = 3,74 \text{ KN} \\ T_B = \frac{0,71 - 3,24}{3} - 3,16 \frac{3}{2} = -5,58 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (BC)} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{3,24 - 0,67}{3,5} + 2,184 \frac{3,5}{2} = 4,56 \text{ KN} \\ T_C = \frac{3,24 - 0,67}{3,5} - 2,184 \frac{3,5}{2} = -3,10 \text{ KN} \end{array} \right.$$

2^{ème} Cas:



-Sollicitations:

$$G = 5,04 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad Q = 1,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$G = 5,04 \times 0,65 = 3,276 \text{ KN} / \text{m}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN} / \text{m}$$

$$G' = 2 \frac{G}{3} = 2 \left(\frac{3,276}{3} \right) = 2,184 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\begin{cases} Q_U = 1,35G' + 1,5Q = 1,35(2,184) + 1,5(0,975) = 4,41 \text{ KN} / \text{m} \\ Q_{ser} = G' + Q = 2,184 + 0,975 = 3,16 \text{ KN} / \text{m} \end{cases}$$

à l'ELU

- **Moments fléchissant Sur appuis (isostatiques) :**

Sur appuis de rive

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{(2,95 \times 3^2)}{8} = 3,32 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2(3,32) = 0,66 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{(4,41 \times 3,5^2)}{8} = 6,75 \text{ KN.m} \Rightarrow M_c = 0,2(6,75) = 1,35 \text{ KN.m}$$

Sur appuis intermédiaires

On suppose : $M_A = M_C = 0$

$$M_B = \frac{2,95(3)^3 + 4,41(3,5)^3}{8,5(3,5+3)} = 4,86 \text{ KN.m}$$

- **Moments fléchissant En travées :**

$$M_{AB} = \frac{(2,95(3)^2)}{8} - \frac{(0,66 - 4,86)}{2} + \frac{(0,66 - 4,86)^2}{(2,95 \times 2 \times (3)^2)} = 5,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{(4,41(3,5)^2)}{8} - \frac{(4,86 - 1,35)}{2} + \frac{(4,86 - 1,35)^2}{(4,41 \times 2 \times (3,5)^2)} = 5,10 \text{ KN.m}$$

- **Efforts tranchants :**

$$\text{Travée (AB)} \begin{cases} T_A = \frac{0,66 - 4,86}{3} + 2,95 \frac{3}{2} = 3,03 \text{ KN} \\ T_B = \frac{0,66 - 4,86}{3} - 2,95 \frac{3}{2} = -5,83 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (BC)} \left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{4,86-1,35}{3,5} + 4,41 \frac{3,5}{2} = 8,72 \text{KN} \\ T_C = \frac{4,86-1,35}{3,5} - 4,41 \frac{3,5}{2} = -4,71 \text{KN} \end{array} \right.$$

à l'ELS

• **Moments fléchissant Sur appuis (isostatiques) :**

Sur appuis de rive

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{(2,184 \times 3^2)}{8} = 2,46 \text{KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2(2,46) = 0,50 \text{KN.m}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{(3,16 \times 3,5^2)}{8} = 4,84 \text{KN.m} \Rightarrow M_C = 0,2(4,84) = 1 \text{KN.m}$$

Sur appuis intermédiaires

On suppose : $M_A = M_C = 0$

$$M_B = \frac{2,184(3)^3 + 3,16(3,5)^3}{8,5(3,5+3)} = 3,52 \text{KN.m}$$

Moments fléchissant en travées :

$$M_{AB} = \frac{(2,184(3)^2)}{8} - \frac{(0,50-3,52)}{2} + \frac{(0,50-3,52)^2}{(2,184 \times 2 \times (3)^2)} = 4,20 \text{KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{(3,16(3,5)^2)}{8} - \frac{(3,52-1)}{2} + \frac{(3,52-1)^2}{(3,16 \times 2 \times (3,5)^2)} = 3,66 \text{KN.m}$$

• **Efforts tranchants :**

$$T_A = \frac{0,50-3,52}{3} + 2,184 \frac{3}{2} = 2,27 \text{KN}$$

Travée (AB)

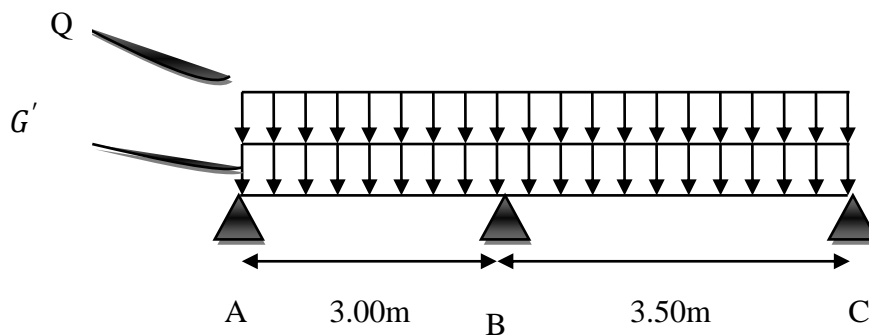
$$T_B = \frac{0,50-3,52}{3} - 2,184 \frac{3}{2} = -4,28 \text{KN}$$

$$T_B = \frac{3,52-1}{3,5} + 3,16 \frac{3,5}{2} = 6,25 \text{ KN}$$

Travée (BC)

$$T_C = \frac{3,52-1}{3,5} - 3,16 \frac{3,5}{2} = -4,81 \text{ KN}$$

3^{ème} Cas:



à l'ELU

- **Moments fléchissant Sur appuis (isostatiques) :**

Sur appuis de rive

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{(4,41 \times 3^2)}{8} = 4,96 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2(4,96) = 1 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{(4,41 \times 3,5^2)}{8} = 6,75 \text{ KN.m} \Rightarrow M_C = 0,2(6,75) = 1,35 \text{ KN.m}$$

Sur appuis intermédiaires

On suppose : $M_A = M_C = 0$

$$M_B = \frac{4,41(3,5)^3 + 4,41(3)^3}{8,5(3,5+3)} = 5,58 \text{ KN.m}$$

- **Moments fléchissant En travées :**

$$M_{AB} = \frac{(4,41(3)^2)}{8} - \frac{(1-5,58)}{2} + \frac{(1-5,58)^2}{(4,41 \times 2 \times (3)^2)} = 7,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{(4,41(3,5)^2)}{8} - \frac{(5,58-1,35)}{2} + \frac{(5,58-1,35)^2}{(4,41 \times 2 \times (3,5)^2)} = 4,80 \text{KN.m}$$

- **Efforts tranchants :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée (AB)} \\ \\ \\ \text{Travée (BC)} \end{array} \right\} \begin{cases} T_A = \frac{1-5,58}{3} + 4,41 \frac{3}{2} = 5,10 \text{KN} \\ \\ T_B = \frac{1-5,58}{3} - 4,41 \frac{3}{2} = -8,14 \text{KN} \\ \\ T_B = \frac{5,58-1,35}{3,5} + 4,41 \frac{3,5}{2} = 8,93 \text{KN} \\ \\ T_C = \frac{5,58-1,35}{3,5} - 4,41 \frac{3,5}{2} = -6,50 \text{KN} \end{cases}$$

à l'ELS

- **Moments fléchissant Sur appuis (isostatiques) :**

Sur appuis de rive

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{(3,16 \times 3^2)}{8} = 3,56 \text{KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2(3,56) = 0,71 \text{KN.m}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{(3,16 \times 3,5^2)}{8} = 4,84 \text{KN.m} \Rightarrow M_C = 0,2(4,84) = 1 \text{KN.m}$$

Sur appuis intermédiaires

On suppose : $M_A = M_C = 0$

$$M_B = \frac{3,16(3,5)^3 + 3,16(3)^3}{8,5(3,5+3)} = 4 \text{KN.m}$$

- **Moments fléchissant en travées :**

$$M_{AB} = \frac{(3,16(3)^2)}{8} - \frac{(0,71-4)}{2} + \frac{(0,71-4)^2}{(3,16 \times 2 \times (3)^2)} = 5,40 \text{KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{(3,16(3,5)^2)}{8} - \frac{(4-0,97)}{2} + \frac{(4-0,97)^2}{(3,16 \times 2 \times (3,5)^2)} = 3,44 \text{ KN.m}$$

• **Efforts tranchants :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée (AB)} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} T_A = \frac{0,71-4}{3} + 3,16 \frac{3}{2} = 3,64 \text{ KN} \\ \\ T_B = \frac{0,71-4}{3} - 3,16 \frac{3}{2} = -5,84 \text{ KN} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée (BC)} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} T_B = \frac{4-0,97}{3,5} + 3,16 \frac{3,5}{2} = 6,40 \text{ KN} \\ \\ T_C = \frac{4-0,97}{3,5} - 3,16 \frac{3,5}{2} = -4,66 \text{ KN} \end{array}$$

Les résultats dans un tableau :

Tableau III.2: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courants)

Type	cas	Travée	L(m)	L(m)	E.L.U						E.L.S					
					M (KN. m) et T(KN)						M (KN m) et T(KN)					
					M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	(1)	AB	3.00	3.00	4.96	1	2.90	5.96	5.98	-7.25	3.56	0.71	3.24	4.94	3.74	-5.58
		BC	3.50	3.50	4.52	2.90	0.90	3.58	5.73	-4.60	3.34	3.24	0.67	2.17	4.56	-3.10
	(2)	AB	3.00	3.00	3.32	0.66	4.86	5.64	3.03	-5.83	2.46	0.50	3.52	4.20	2.27	-4.28
		BC	3.50	3.50	6.75	4.86	1.35	5.10	8.72	-6.71	4.84	3.52	1	3.66	6.25	-4.81
	(3)	AB	3.00	3.00	3.32	0.66	4.86	5.64	3.03	-5.83	2.46	0.50	3.52	4.20	2.27	-4.28
		BC	3.50	3.50	6.75	4.86	1.35	5.10	8.72	-6.71	4.84	3.52	1	3.66	6.25	-4.81
2	(1)	AB	3.00	3.00	3.32	0.66	3.58	4.94	3.45	-5.40	2.46	0.50	2.60	3.62	2.58	-3.98

3	(2)	BC	3.50	2.80	4.32	3.58	4.61	7.30	7.42	-8	3.10	2.60	3.37	3.50	5.31	-5.75
		CD	3.80	3.80	5.32	4.61	1.06	3.69	6.54	-4.67	3.94	3.37	0.80	2.74	4.83	-3.47
		AB	3.00	3.00	4.96	1	3.73	6.22	5.70	-7.53	3.56	0.71	2.70	4.63	4.08	-5.40
		BC	3.50	2.80	2.90	3.73	5.47	5.43	4.67	-5.66	2.14	2.70	3.95	4	3.46	-4.20
		CD	3.80	3.80	7.96	5.47	1.60	6.14	9.40	-7.36	5.70	3.95	1.14	4.40	6.74	-5.26
		AB	3.00	3.00	4.96	1	4.38	6.84	5.49	-7.74	3.56	0.71	3.14	4.88	3.93	-5.55
	(3)	BC	3.50	2.80	4.32	4.38	4.45	6.79	7.70	-7.74	3.10	3.14	3.12	3.09	5.54	-5.52
		CD	3.80	3.80	7.96	4.45	1.60	9.45	9.13	-7.63	5.70	3.12	1.14	4.74	6.53	-5.48
		AB	3.00	3.00	4.96	1	3.37	6.22	5.70	-7.53	3.56	0.71	2.70	4.63	4.08	-5.40
	(4)	BC	3.50	2.80	2.90	3.37	4.04	4.68	5.07	-5.25	2.14	2.70	3	3.50	3.74	-3.90
		CD	3.80	3.80	5.32	4.04	1.06	3.92	6.25	-5	3.94	3	0.80	2.92	4.73	-3.57
		AB	3.00	3.00	3.32	0.66	2.93	4.56	3.67	-5.20	2.46	0.50	2.20	3.38	2.71	-3.84
	(5)	BC	3.50	2.80	2.90	2.93	5.47	5.88	4.44	-5.92	2.14	2.20	3.95	4.30	3.32	-4.32
		CD	3.80	3.80	7.96	5.47	1.60	6.14	9.40	-7.36	5.70	3.95	1.14	4.40	6.74	-5.26
		AB	3.00	3.00	3.37	0.66	3.58	4.94	3.45	-3.64	2.46	0.50	2.17	3.36	1.63	-3.83
	(6)	BC	3.50	2.80	4.04	3.58	4.45	7.20	7.47	-7.96	3.10	2.17	2.78	5.15	5.36	-5.70
		CD	3.80	3.80	1.06	4.45	1.60	6.62	9.13	-7.63	5.70	2.78	1.14	4.91	6.44	-5.57
		AB	3.00	3.00	4.96	1	4.38	6.80	5.50	-7.74	3.56	0.71	3.13	4.87	3.93	-5.55
	(7)	BC	3.50	2.80	4.32	4.38	4.61	6.87	7.65	-7.78	3.10	3.13	3.37	4.96	5.30	-5.77
		CD	3.80	3.80	5.32	4.61	1.06	3.70	9.16	-2.06	3.94	3.37	0.80	2.76	4.83	-3.50
		AB	3.80	3.80	5.32	1.06	4.23	7.04	4.77	-6.44	3.94	0.80	3.10	5.20	3.54	-4.75
	(1)	BC	3.00	2.40	3.18	4.23	4.23	5	7.72	-7.72	2.30	3.10	3.10	3.56	5.53	-5.53
		CD	3.80	3.80	5.32	4.23	1.06	3.84	6.44	-4.77	3.94	3.10	0.80	2.80	4.75	-3.54
		AB	3.80	3.80	7.96	1.60	5.37	9.96	8.57	-8.20	3.56	0.71	2.70	4.63	5.50	-6.53
BC		3.00	2.40	2.12	5.37	5.37	3.32	5.16	-5.16	1.57	2.70	3.95	4	2.86	-3.70	
CD		3.80	3.80	7.96	5.37	1.60	6.20	9.40	-7.39	5.70	3.95	1.14	4.40	6.74	-5.26	
AB		3.80	3.80	7.96	5.37	1.60	6.20	9.40	-7.39	5.70	3.95	1.14	4.40	6.74	-5.26	

(3)	AB	3.80	3.80	7.96	1.60	5.75	10.2	7.30	9.50	5.70	1.14	4.12	7.30	5.22	-	6.80	
	BC	3.00	2.40	3.18	5.75	5.75	4.96	6.62	-	6.62	2.30	4.12	4.12	3.56	4.74	-	4.74
	CD	3.80	3.80	7.96	5.75	1.60	6.02	9.50	-	7.30	5.70	4.12	1.14	4.31	6.80	-	5.22
(4)	AB	3.80	3.80	7.96	1.60	5.37	9.96	8.57	-	8.20	5.70	1.14	3.86	7.14	5.30	-	6.72
	BC	3.00	2.40	3.32	5.37	3.85	3.32	5.16	-	5.16	3.56	3.86	3.86	2.46	3.30	-	3.30
	CD	3.80	3.80	5.32	3.85	1.06	3.60	6.70	-	4.61	3.56	3.86	3.94	3.98	4.13	-	4.17
(5)	AB	3.80	3.80	5.32	1.06	3.85	6.81	4.87	-	6.34	3.94	0.80	2.85	5.03	3.61	-	4.70
	BC	3.00	2.40	2.12	3.85	4.23	3.51	4.30	-	4.55	2.46	2.85	3.10	2.60	3.20	-	3.36
	CD	3.80	3.80	7.96	4.23	1.60	6.70	9.07	-	7.70	5.70	3.10	1.14	4.80	6.52	-	5.50
(6)	AB	3.80	3.80	5.32	1.06	4.23	7.04	4.77	-	6.44	3.94	0.80	3.10	5.20	3.54	-	4.75
	BC	3.00	2.40	4.96	4.23	5.75	5.75	6.10	-	7.12	3.56	3.10	4.12	4.10	4.40	-	5.08
	CD	3.80	3.80	7.96	5.75	1.60	6.02	9.50	-	7.30	5.70	4.12	1.14	5.80	6.80	-	6.34
(7)	AB	3.80	3.80	7.96	1.60	5.75	9.96	8.60	-	8.20	5.70	1.14	4.12	6.80	5.22	-	6.80
	BC	3.00	2.40	4.96	5.75	4.23	4.23	7.12	-	6.11	3.56	4.12	3.10	3.06	5.08	-	4.40
	CD	3.80	3.80	5.32	4.23	1.06	3.86	5.70	-	5.50	3.94	3.10	0.80	2.90	4.75	-	3.54

- Pour le calcul de ferrailage on prend les efforts maximaux suivants:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0max} = 7,96KN.m \\ M_{tmax} = 10,20KN.m \\ M_{a(riv)max} = 1,60KN.m \\ M_{a(inter)max} = 5,75KN.m \\ T_{max} = 9,50KN \end{array} \right.$$

III.2.6.1.2. Ferrailage de la poutrelle à l'ELU

- En travée :

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_U = M_{max} = 10,20 \text{ KN.m}$$

$$d = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$y = h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{18} = 0,22$$

$$0,167 \leq \alpha_0 \leq 0,259 \Rightarrow \mu_0 = 1,14\alpha_0 - 0,57\alpha_0^2 - 0,07$$

$$\mu_0 = 1,14(0,22) - 0,57(0,22)^2 - 0,07$$

$$\mu_0 = 0,153$$

$$M_t = \mu_0 b d^2 \sigma_b \Rightarrow M_t = 0,153 \times 65 \times 18^2 \times 14,17 \times 10^{(-3)}$$

$$M_t = 36,50 \text{ KN.m}$$

$$M_U < M_t$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

Le calcul se fera comme une section rectangulaire ($b_0 \times h = 65 \times 20$) cm^2

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_{tu}}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{10,20 \times 10^3}{14,17 \times 65 \times 18^2} = 0,034$$

$$\mu < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,034 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot. A : } \xi_s = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,983$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{(10,20 \times 10^3)}{(0,983 \times 18 \times 348)} = 1,66 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} = \frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \rightarrow A_{\min} \geq \max [1,3; 1,41]$$

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

$$A_{\text{adoptif}} = \max (A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max (1,41; 1,66) = 1,66 \text{ cm}^2$$

-Le choix:

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

1) Sur appuis

• Appuis intermédiaire

Etat- limite ultime de résistance : $M_{a(inter)\max}^U = 5,75 \text{ KN.m}$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension : $(b_0 \times h = 12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{a(inter)}}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,75 \times 10^3}{14,17 \times 12 \times 18^2} = 0,104 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,138 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,945$$

$$A_{s_a} = \frac{M_{a(inter)}}{\beta d \sigma_s} = \frac{5,75 \times 10^3}{0,945 \times 18 \times 348} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,97 \text{ cm}^2$$

- **Appuis de rive**

$$M_{a(riv)_{\max}}^U = 1,60 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a(riv)}}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,60 \times 10^3}{14,17 \times 12 \times 18^2} = 0,029 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,037 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,985$$

$$A_{s_{a(riv)}} = \frac{M_{a(riv)}}{\beta d \sigma_s} = \frac{1,60 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,26 \text{ cm}^2$$

a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} = \frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \rightarrow A_{\min} \geq \max [0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(inter)} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{\min}; A_{cal}) = \max(0,26; 0,97) = 0,97 \text{ cm}^2$$

Le choix:

$$A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \min(riv)} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{adoptif} = \max(A_{\min}; A_{cal}) = \max(0,26; 0,26) = 0,26 \text{ cm}^2$$

Le choix:

$$A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

III.2.6.1.3. Vérifications

a) L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{(T_u^{max})}{(b_0 \times d)} = \frac{(9,50 \times 10^3)}{(12 \times 18 \times 100)} = 0,44 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa \right) = 3,33Mpa$$

$$\tau_u = 0,44Mpa < \bar{\tau}_u = 3,33Mpa \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

b) vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{0,20}{3,80} \geq \frac{10,20}{15 \times 7,96} \quad 0,21 \geq 0,085 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,20}{3,80} \geq \frac{1}{22,5} \quad 0,21 \geq 0,044 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{F_e} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} < \frac{3,6}{400} \quad 0,002 < 0,009 \dots \dots \dots CV$$

C) Les armatures transversales:

D'après BAEL99 page 196, le diamètre des armatures transversales donnée par:

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{l \min} \right\}$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right\} = 5,71 \text{ On prend } \phi_t = 6mm \quad A_t = 2T6 = 0,57cm^2$$

d) L'espacement des armatures transversales :

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b \geq 0,32Mpa$$

$\tau_b = 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K = 0,63Mpa$ (K=1 pas de reprise de bétonnage et les fissurations n'est pas très préjudiciable)

$$\tau_t = \tau_b - \tau_u = 0,63 - 0,44 = 0,19Mpa < 0,32Mpa$$

-On prend : $\tau_t = 0,32Mpa$

$$S_t \leq \min \left(\frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot \tau_t}; 0,9 \cdot d; 40cm \right) \quad \text{Avec } f_e E235$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{0,8 \times 235 \times 0,57}{12 \times 0,32} = 27,91 \text{cm}; 16,20 \text{cm}; 40 \text{cm} \right) = 16,2 \text{cm}$$

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

-Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} = \frac{0,57 \times 235}{12 \times 15} = 0,744 \text{Mpa} \geq \text{Max} \left(\frac{0,44}{2} = 0,22 \text{Mpa}; 0,4 \text{Mpa} \right) = 0,40 \text{Mpa}$$

D'après RPA 99 modifier 2003 page 53

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 12 = 0,54 \text{cm}^2$$

$$A_t = 0,57 \text{cm}^2 > A_{t_{\min}} = 0,54 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **Pour appui de rive**

-Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : Art : A.5.1.313/BAEL91

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 d \times b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 16,2 \times 12 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 129,60 \text{KN}$$

$$V_u = 9,50 \text{KN} \leq 129,60 \text{KN} \text{ Condition Vérifier.}$$

• **Pour appui intermédiaire**

-Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures : Art : A.5.1.321/BAEL91

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{1,15}{400} \left[9,50 + \frac{10,20 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = 0,21 \text{cm}^2 < 0,97 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les armatures inférieures ne sont soumis a aucun effort de traction danc aucune vérification à faire.

e) Vérification de liaison de la table de compression à la nervure:

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0,9 \cdot d \cdot b \cdot h_0}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{9,50 \times 26,5 \times 10}{16,2 \times 65 \times 4} = 0,598 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,598 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

III.2.7. Vérification a l'état limite de service E.L.S

$$M_{t_{ser\max}} = 7,30 \text{ KN.m} ; M_{a_{\max}} = 5,70 \text{ KN.m}$$

• **Sur travée**

$$H = \frac{b \cdot h^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36 \cdot (18 - 4) = 24,4 \text{ cm}^2 > 0$$

$H > 0 \rightarrow$ L'axe neutre passe par la table, donc on vérifie une section rectangulaire de section $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

Moment service	M_{ser}	7,30KN.m
Position de l'axe neutre	$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$ <p>Avec : $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{2,36}{65} = 0,544 \text{ cm}$</p> $E = 2 \cdot d = 2 \times 0,544 \times 18 = 19,584 \text{ cm}^2$ $y_1 = -0,544 + \sqrt{(0,544)^2 + 19,584} = 3,91 \text{ cm}$	$y_1 = 3,91 \text{ cm}$

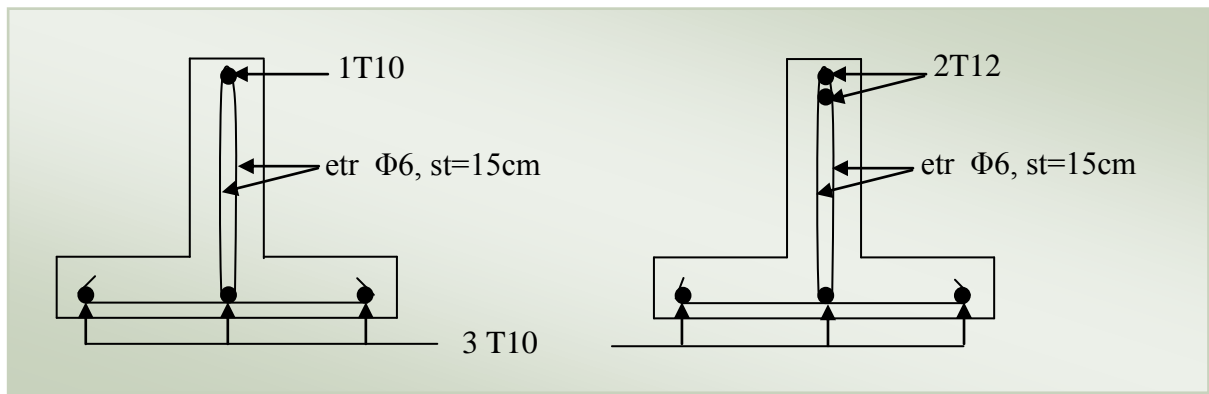
Moment d'inertie	$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2$ $I = \frac{65}{3} (3,91)^3 + 15 \times 2,36(18 - 3,91)^2$	$I = 8323,05 \text{ cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{7,30 \times 10^3}{8323,05}$	$K = 0,877 \text{ Mpa} / \text{ cm}$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y_1$ $\sigma_b = 0,877 \times 3,91$	$\sigma_b = 3,43 \text{ Mpa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K \cdot (d - y_1)$ $\sigma_s = 15 \times 0,877(18 - 3,91)$	$\sigma_s = 185,35 \text{ Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton A-4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	$3,43 \leq 15 \text{ Mpa} \dots \text{CV}$ Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.
Vérification de contrainte dans l'acier	$\overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$	$185,35 \text{ Mpa} \leq 400 \text{ Mpa}$

- **Sur appuis**

Moment service	$M_{a \text{ max}}$	5.70KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{b_0 y^2}{2} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot (y - \frac{h_0}{2}) - 15A(d - y) = 0$ $6y^2 + 235,55y - 847,37 = 0$ $\sqrt{\Delta} = 275,37$	$y = 3,31 \text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = \frac{b}{3} y_1^3 + (\frac{b - b_0}{12}) h_0^3 + (b - b_0) h_0 (y - \frac{h_0}{2}) + 15A(d - y)^2$	$I = 6428,11 \text{ cm}^4$
Coefficient	$k = \frac{M_s}{I} = \frac{5,70 \times 10^3}{6428,11}$	$k = 0,89 \text{ Mpa} / \text{ cm}$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y_1$ $\sigma_b = 0,89 \times 3,31$	$\sigma_b = 2,94 \text{ Mpa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K \cdot (d - y_1)$ $\sigma_s = 15 \times 0,89(18 - 3,31)$	$\sigma_s = 196,11 \text{ Mpa}$

<p>Vérification de contrainte dans le béton A-4.5.2 BAEL91</p>	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	<p>$2,94 \leq 15Mpa.....CV$ Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.</p>
<p>Vérification de contrainte dans l'acier</p>	$\overline{\sigma}_{st} = 400MPa$	<p>$196,11Mpa \leq 400Mpa$</p>

Schéma de ferrailage:



En travée

Sur appui

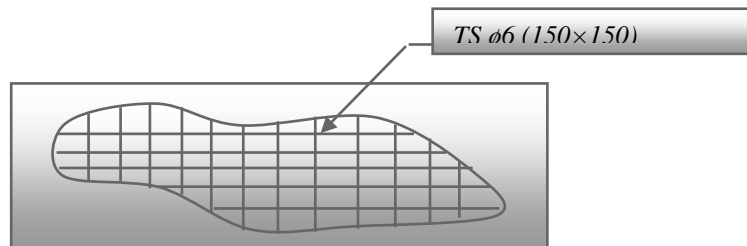
III.2.8. Etude de la table de compression

- La table de compression a une épaisseur de 4cm et largeur de 65cm qui sera ferrillée d'un quadrillage de barres appelées treillis dont les dimensions de maillage ne doivent pas dépasser :
- 20cm (5ps.m) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33cm (3ps.m) pour les armatures parallèles aux nervures.
- La section d'armature perpendiculaire aux nervures doit être :

$$A \geq \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52cm^2 \Rightarrow A = 1,4cm^2 > 0,52cm^2CV$$

On adopte un treillis soudé de (150×150) de diamètre $\phi 6$

Schéma de ferrailage:



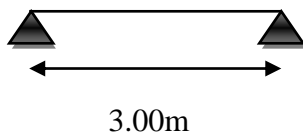
III.2.9. Calcul du ferrailage

III.2.9.1. Planchers terrasse

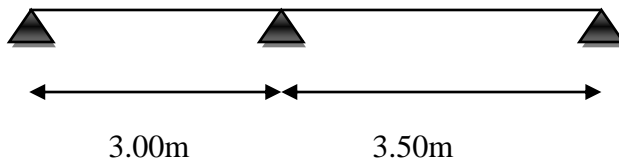
III.2.9.1.1. Etude des poutrelles Planchers terrasse

On a trois (03) types des poutrelles dans la terrasse selon le nombre et des longueurs des travées.

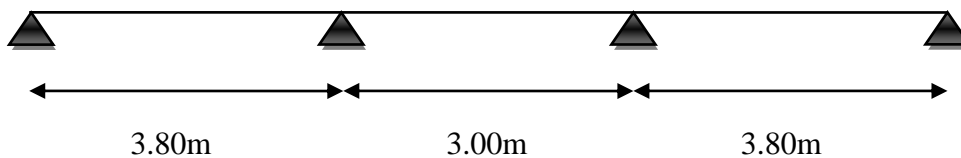
Type 01 :



Type 02 :

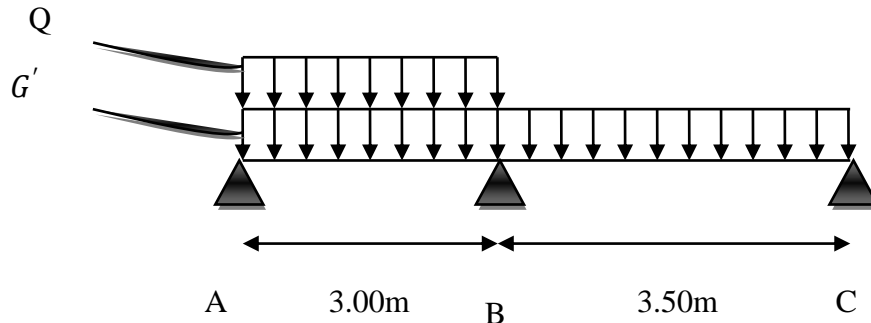


Type 03 :



- Exemple de calcul type 02

1^{er} cas :



-Sollicitations :

$$G = 6,48 \text{ KN} / \text{m}^2 ; \quad Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} G = 6,48 \times 0,65 = 4,212 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN} / \text{m} \end{cases}$$

$$G' = 2 \frac{G}{3} = 2 \left(\frac{4,212}{3} \right) = 2,81 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\begin{cases} Q_U = 1,35G' + 1,5Q = 1,35(2,81) + 1,5(0,65) = 4,80 \text{ KN} / \text{m} \\ Q_{ser} = G' + Q = 2,81 + 0,65 = 3,50 \text{ KN} / \text{m} \end{cases}$$

-à l'ELU

- Moments fléchissant Sur appuis (isostatiques) :

Sur appuis de rive

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{(4,80 \times 3^2)}{8} = 5,40 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2(5,40) = 1,10 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{(3,80 \times 3,5^2)}{8} = 6,86 \text{ KN.m} \Rightarrow M_C = 0,2(6,86) = 1,40 \text{ KN.m}$$

Sur appuis intermédiaires

On suppose : $M_A = M_C = 0$

$$M_B = \frac{4,80(3)^3 + 3,80(3,5)^3}{8,5(3,5+3)} = 5,30 \text{KN.m}$$

• **Moments fléchissant En travées :**

$$M_{AB} = \frac{(4,80(3)^2)}{8} - \frac{(1,10-5,30)}{2} + \frac{(1,10-5,30)^2}{(4,80 \times 2 \times (3)^2)} = 7,70 \text{KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{(3,80(3,5)^2)}{8} - \frac{(5,30-1,40)}{2} + \frac{(5,30-1,40)^2}{(3,80 \times 2 \times (3,5)^2)} = 4 \text{KN.m}$$

• **Efforts tranchants :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée (AB)} \\ \\ \\ \text{Travée (BC)} \end{array} \right\} \begin{cases} T_A = \frac{1,10-5,30}{3} + 4,80 \frac{3}{2} = 5,80 \text{KN} \\ \\ T_B = \frac{1,10-5,30}{3} - 4,80 \frac{3}{2} = -8,60 \text{KN} \\ \\ T_B = \frac{5,30-1,40}{3,5} + 3,80 \frac{3,5}{2} = 7,76 \text{KN} \\ \\ T_C = \frac{5,30-1,40}{3,5} - 3,80 \frac{3,5}{2} = -5,54 \text{KN} \end{cases}$$

-à l'ELS

• **Moments fléchissant sur appuis (isostatiques)**

Sur appuis de rive :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{(3,50 \times 3^2)}{8} = 3,94 \text{KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2(3,94) = 0,80 \text{KN.m}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{(2,81 \times 3,5^2)}{8} = 4,30 \text{KN.m} \Rightarrow M_C = 0,2(4,30) = 0,90 \text{KN.m}$$

Sur appuis intermédiaires :

On suppose : $M_A = M_C = 0$

$$M_B = \frac{3,50(3)^3 + 2,81(3,5)^3}{8,5(3+3,5)} = 3,90 \text{ KN.m}$$

-Moments fléchissant en travées :

$$M_{AB} = \frac{(3,50(3)^2)}{8} - \frac{(0,80-3,90)}{2} + \frac{(0,80-3,90)^2}{(3,50 \times 2 \times (3)^2)} = 5,64 \text{ KN.m}$$

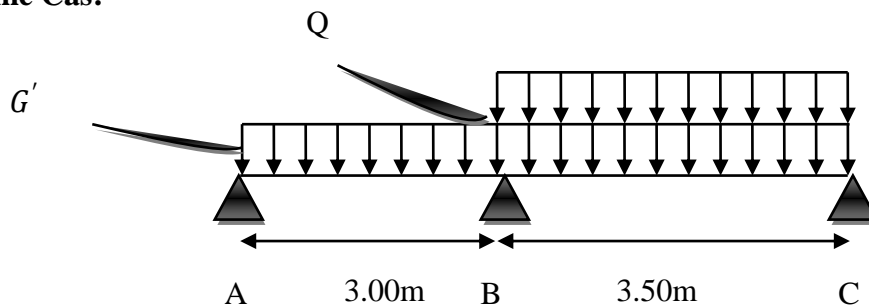
$$M_{BC} = \frac{(2,81(3,5)^2)}{8} - \frac{(3,90-0,90)}{2} + \frac{(3,90-0,90)^2}{(2,81 \times 2 \times (3,5)^2)} = 2,93 \text{ KN.m}$$

• **Efforts tranchants :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée (AB)} \\ T_A = \frac{0,80-3,90}{3} + 3,50 \frac{3}{2} = 4,22 \text{ KN} \\ T_B = \frac{0,80-3,90}{3} - 3,50 \frac{3}{2} = -6,30 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée (BC)} \\ T_B = \frac{3,90-0,90}{3,5} + 2,81 \frac{3,5}{2} = 5,77 \text{ KN} \\ T_C = \frac{3,90-0,90}{3,5} - 2,81 \frac{3,5}{2} = -4,06 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

2ème Cas:



-Sollicitations:

$$\mathbf{G} = 6,48 \text{ KN} / \text{m}^2 ; \mathbf{Q} = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\mathbf{G} = 6,48 \times 0,65 = 4,212 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\mathbf{Q} = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN} / \text{m}$$

$$G' = \frac{2G}{3} = 2\left(\frac{4,212}{3}\right) = 2,81 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\begin{cases} Q_U = 1,35G' + 1,5Q = 1,35(2,81) + 1,5(0,65) = 4,80 \text{ KN} / \text{m} \\ Q_{ser} = G' + Q = 2,81 + 0,65 = 3,50 \text{ KN} / \text{m} \end{cases}$$

-à l'ELU**• Moments fléchissant Sur appuis (isostatiques) :**

Sur appuis de rive

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{(3,80 \times 3^2)}{8} = 4,30 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2(4,30) = 0,90 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,80 \times 3,5^2}{8} = 7,35 \text{ KN.m} \Rightarrow M_c = 0,2(7,35) = 1,50 \text{ KN.m}$$

Sur appuis intermédiaires

On suppose : $M_A = M_C = 0$

$$M_B = \frac{3,80(3)^3 + 4,80(3,5)^3}{8,5(3,5+3)} = 5,60 \text{ KN.m}$$

• Moments fléchissant En travées :

$$M_{AB} = \frac{3,80(3)^2}{8} - \frac{0,90-5,60}{2} + \frac{(0,90-5,60)^2}{3,80 \times 2 \times (3)^2} = 6,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{(4,80(3,5)^2)}{8} - \frac{(5,60-1,50)}{2} + \frac{(5,60-1,50)^2}{(4,80 \times 2 \times (3,5)^2)} = 5,44 \text{ KN.m}$$

- **Efforts tranchants :**

$$\begin{cases} \text{Travée (AB)} \\ T_A = \frac{0,90 - 5,60}{3} + 3,80 \frac{3}{2} = 4,13 \text{KN} \\ T_B = \frac{0,90 - 5,60}{3} - 3,80 \frac{3}{2} = -7,30 \text{KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Travée (BC)} \\ T_B = \frac{5,60 - 1,50}{3,5} + 4,80 \frac{3,5}{2} = 9,60 \text{KN} \\ T_C = \frac{5,60 - 1,50}{3,5} - 4,80 \frac{3,5}{2} = -7,23 \text{KN} \end{cases}$$

-à l'ELS

- **Moments fléchissant sur appuis (isostatiques)**

Sur appuis de rive :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,81 \times 3^2}{8} = 3,16 \text{KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2(3,16) = 0,63 \text{KN.m}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{3,50 \times 3,5^2}{8} = 5,40 \text{KN.m} \Rightarrow M_c = 0,2(5,40) = 1,10 \text{KN.m}$$

Sur appuis intermédiaires :

On suppose : $M_A = M_C = 0$

$$M_B = \frac{2,81(3)^3 + 3,50(3,5)^3}{8,5(3+3,5)} = 3,80 \text{KN.m}$$

-Moments fléchissant en travées :

$$M_{AB} = \frac{2,81(3)^2}{8} - \frac{0,63 - 3,80}{2} + \frac{(0,63 - 3,80)^2}{2,81 \times 2 \times (3)^2} = 3,16 \text{KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{3,50(3,5)^2}{8} - \frac{3,80-1,10}{2} + \frac{(3,80-1,10)^2}{3,50 \times 2 \times (3,5)^2} = 4,10 \text{KN.m}$$

- **Efforts tranchants :**

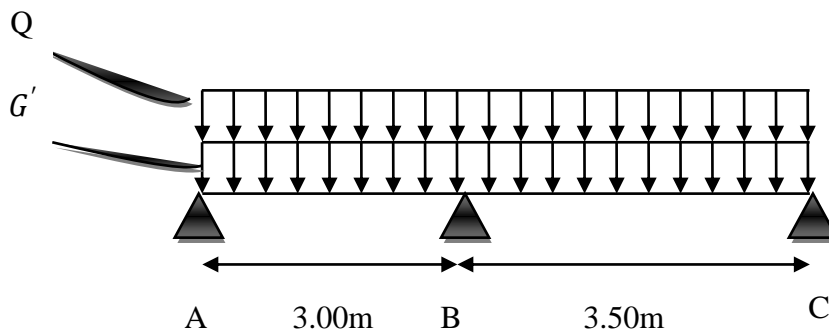
$$\begin{cases} T_A = \frac{0,63-3,80}{3} + 2,81 \frac{3}{2} = 3,16 \text{KN} \\ T_B = \frac{0,63-3,80}{3} - 2,81 \frac{3}{2} = -5,30 \text{KN} \end{cases}$$

Travée (AB)

$$\begin{cases} T_B = \frac{3,80-1,10}{3,5} + 3,50 \frac{3,5}{2} = 6,90 \text{KN} \\ T_C = \frac{3,80-1,10}{3,5} - 3,50 \frac{3,5}{2} = -5,35 \text{KN} \end{cases}$$

Travée (BC)

3^{ème} Cas:



à l'ELU

- **Moments fléchissant Sur appuis (isostatiques) :**

Sur appuis de rive

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,80 \times 3^2}{8} = 5,40 \text{KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2(5,40) = 1,08 \text{KN.m}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,80 \times 3,5^2}{8} = 7,35 \text{KN.m} \Rightarrow M_C = 0,2(7,35) = 1,50 \text{KN.m}$$

Sur appuis intermédiaires

On suppose : $M_A = M_C = 0$

$$M_B = \frac{4,80(3,5)^3 + 4,80(3)^3}{8,5(3,5+3)} = 3KN.m$$

• **Moments fléchissant En travées :**

$$M_{AB} = \frac{(4,80(3)^2)}{8} - \frac{(1,08-3)}{2} + \frac{(1,08-3)^2}{(4,80 \times 2 \times (3)^2)} = 6,40KN.m$$

$$M_{BC} = \frac{4,80(3,5)^2}{8} - \frac{3-1,50}{2} + \frac{(3-1,50)^2}{4,80 \times 2 \times (3,5)^2} = 6,62KN.m$$

• **Efforts tranchants :**

$$\text{Travée (AB)} \left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{1,08-3}{3} + 4,80 \frac{3}{2} = 6,56KN \\ T_B = \frac{1,08-3}{3} - 4,80 \frac{3}{2} = -7,84KN \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (BC)} \left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{3-1,50}{3,5} + 4,80 \frac{3,5}{2} = 8,83KN \\ T_C = \frac{3-1,50}{3,5} - 4,80 \frac{3,5}{2} = -8KN \end{array} \right.$$

-à l'ELS

• **Moments fléchissant sur appuis (isostatiques)**

Sur appuis de rive :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{3,50 \times 3^2}{8} = 3,94KN.m \Rightarrow M_A = 0,2(3,94) = 0,80KN.m$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{3,50 \times 3,5^2}{8} = 5,40 \text{KN.m} \Rightarrow M_c = 0,2(4,84) = 1,08 \text{KN.m}$$

Sur appuis intermédiaires :

On suppose : $M_A = M_c = 0$

$$M_B = \frac{3,50(3,5)^3 + 3,50(3)^3}{8,5(3,5+3)} = 4,43 \text{KN.m}$$

-Moments fléchissant en travées :

$$M_{AB} = \frac{3,50(3)^2}{8} - \frac{0,80 - 4,43}{2} + \frac{(0,80 - 4,43)^2}{3,50 \times 2 \times (3)^2} = 5,96 \text{KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{3,50(3,5)^2}{8} - \frac{4,43 - 1,08}{2} + \frac{(4,43 - 1,08)^2}{3,50 \times 2 \times (3,5)^2} = 3,82 \text{KN.m}$$

• **Efforts tranchants :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée (AB)} \\ \\ \\ \text{Travée (BC)} \end{array} \right\} \begin{cases} T_A = \frac{0,80 - 4,43}{3} + 3,50 \frac{3}{2} = 4,04 \text{KN} \\ T_B = \frac{0,80 - 4,43}{3} - 3,50 \frac{3}{2} = -6,80 \text{KN} \\ T_B = \frac{4,43 - 1,08}{3,5} + 3,50 \frac{3,5}{2} = 7,08 \text{KN} \\ T_C = \frac{4,43 - 1,08}{3,5} - 3,50 \frac{3,5}{2} = -5,20 \text{KN} \end{cases}$$

• Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$M_{0\max} = 8,66 \text{KN.m}$$

$$M_{\max} = 11,08 \text{KN.m}$$

$$M_{a(riv)_{\max}} = 1,73 \text{KN.m}$$

$$M_{a(inter)_{\max}} = 6,26 \text{KN.m}$$

$$T_{\max} = 10,31 \text{KN}$$

III.2.9.1.2. Ferrailage de la poutrelle à l'ELU

1) En travée :

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_U = M_{t_{\max}} = 11,08 \text{KN.m}$$

$$d = 20 - 2 = 18 \text{cm}$$

$$y = h_0 = 4 \text{cm}$$

$$b = 65 \text{cm}$$

$$\sigma_b = 14,17 \text{MPa}$$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{18} = 0,22$$

$$0,167 \leq \alpha_0 \leq 0,259 \Rightarrow \mu_0 = 1,14\alpha_0 - 0,57\alpha_0^2 - 0,07$$

$$\mu_0 = 1,14(0,22) - 0,57(0,22)^2 - 0,07$$

$$\mu_0 = 0,153$$

$$M_t = \mu_0 b d^2 \sigma_b \rightarrow M_t = 0,153 \times 65 \times 18^2 \times 14,17 \times 10^{-3}$$

$$M_t = 36,50 \text{KN.m}$$

$$M_U < M_t$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

Le calcul se fera comme une section rectangulaire ($b_0 \times h = 65 \times 20$) cm^2

b) Vérification de l'existance des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_{tu}}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{11,08 \times 10^3}{14,17 \times 65 \times 18^2} = 0,037$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,037 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot. } A : \xi_s = 10 \frac{0}{100}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,047$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,981$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{11,08 \times 10^3}{0,981 \times 18 \times 348} = 1,80 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} = \frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max [1,3; 1,41]$$

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

$$A_{\text{adoptif}} = \max (A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max (1,41; 1,80) = 1,80 \text{ cm}^2$$

-Le choix:

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

2) sur appuis

• Appuis intermédiaire

$$\text{Etat- limite ultime de résistance : } M_{a(\text{inter})\max}^U = 6,26 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension : $(b_0 \times h = 12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{(f_{bc} \cdot b \cdot d^2)} = \frac{(6,26 \times 10^3)}{(14,17 \times 12 \times 18^2)} = 0,114 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,151 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,940$$

$$A_{S_a} = \frac{M_{a(inter)}}{\beta d \sigma_s} = \frac{6,26 \times 10^3}{0,940 \times 18 \times 348} = 1,06 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 1,06 \text{ cm}^2$$

- **Appuis de rive**

$$M_{a(riv)_{\max}}^U = 1,73 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a(riv)}}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,73 \times 10^3}{14,17 \times 12 \times 18^2} = 0,031 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,0398 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

$$A_{S_{a(riv)}} = \frac{M_{a(riv)}}{\beta d \sigma_s} = \frac{1,73 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2$$

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

a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} = \frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \rightarrow A_{\min} \geq \max [0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(inter)} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{\min}; A_{cal}) = \max(0,26; 1,06) = 1,06 \text{ cm}^2$$

-Le choix:

$$A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min(riv)} = 0,26 \rightarrow A_{adoptif} = \max(A_{\min}; A_{cal}) = \max(0,26; 0,28) = 0,28 \text{ cm}^2$$

-Le choix:

$$A_S = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

III.2.9.1.3. Vérifications

a) L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{(T_u^{max})}{(b_0 \times d)} = \frac{(10,31 \times 10^3)}{(12 \times 18 \times 100)} = 0,48 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,48 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

b) vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{0,20}{3,80} \geq \frac{11,31}{15 \times 8,66} \quad 0,21 \geq 0,087 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,20}{3,80} \geq \frac{1}{22,5} \quad 0,21 \geq 0,044 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{F_e} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} < \frac{3,6}{400} \quad 0,002 < 0,009 \dots \dots \dots \text{CV}$$

C) Les armatures transversales:

D'après BAEL99 page 196, le diamètre des armatures transversales donnée par:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_t}{10}, \phi_{t \min} \right\} \quad \text{On prend } \phi_t = 6 \text{ mm } A_t = 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right\} = 5,71$$

d) L'espacement des armatures transversales :

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b \geq 0,32 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K = 0,63 \text{ Mpa}$ (K=1 pas de reprise de bétonnage et les fissurations n'est pas très préjudiciable)

$$\tau_t = \tau_b - \tau_u = 0,63 - 0,48 = 0,15 \text{ Mpa} < 0,32 \text{ Mpa}$$

On prend : $\tau_t = 0,32 \text{ Mpa}$

$$S_t \leq \min \left(\frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot \tau_t}; 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \right) \quad \text{Avec } f_e E 235$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{0,8 \times 235 \times 0,57}{12 \times 0,32} = 27,91 \text{ cm}; 16,20 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \right) = 16,2 \text{ cm}$$

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

-Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} = \frac{0,57 \times 235}{12 \times 15} = 0,744 \text{ Mpa} \geq \text{Max} \left(\frac{0,48}{2} = 0,24 \text{ Mpa}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,40 \text{ Mpa}$$

D'après RPA 99 modifier 2003 page 53

$$A_{t \min} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 12 = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,57 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 0,54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Pour appui de rive**

Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : Art : A.5.1.313/BAEL91

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 d \times b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 16,2 \times 12 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 129,60 \text{ KN}$$

$$V_u = 10,31 \text{ KN} \leq 129,60 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Pour appui intermédiaire**

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures : Art : A.5.1.321/BAEL91

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{1,15}{400} \left[10,31 + \frac{11,08 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = 0,23 \text{ cm}^2 < 1,06 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

Les armatures inférieures ne sont soumis a aucun effort de traction danc aucune vérification à faire.

e) Vérification de liaison de la table de compression à la nervure:

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{09.d.b.h_0}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{10,31 \times 26,5 \times 10}{16,2 \times 65 \times 4} = 0,649 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,649 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifier}$$

III.2.10. Vérification a l'état limite de service E.L.S

$$M_{t_{\text{sermax}}} = 8,05 \text{ KN.m} ; M_{a_{\text{max}}} = 6,32 \text{ KN.m}$$

- Sur travée

$$H = \frac{b.h^2}{2} - 15.A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36(18 - 4) = 24,4 \text{ cm}^2 > 0$$

$H > 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table, donc on vérifie une section rectangulaire de section $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

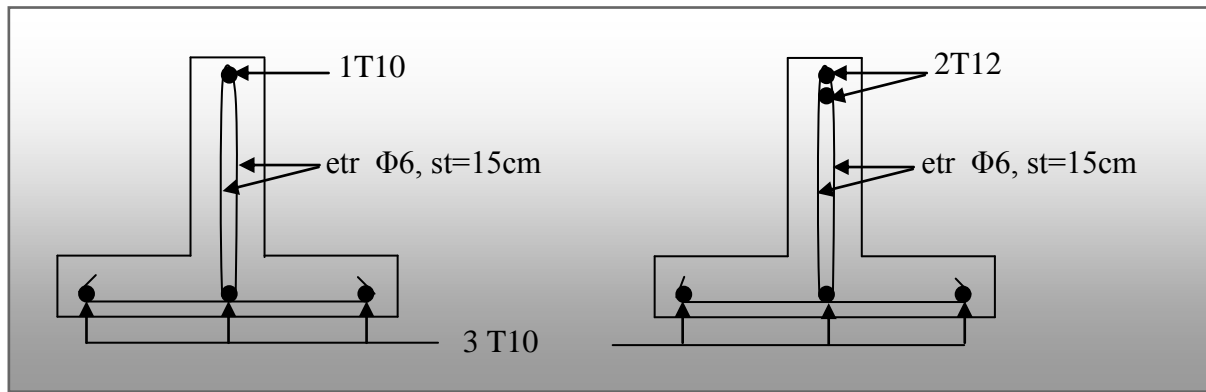
Moment service	M_{ser}	8,05KN.m
Position de l'axe neutre :	$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$ <p>Avec : $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{2,36}{65} = 0,544 \text{ cm}$</p>	$y_1 = 3,91 \text{ cm}$

	$E = 2. = 2 \times 0,544 \times 18 = 19,584 \text{ cm}^2$ $y_1 = -0,544 + \sqrt{(0,544)^2 + 19,584} = 3,91 \text{ cm}$	
Moment d'inertie :	$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2$ $I = \frac{65}{3} (3,91)^3 + 15 \times 2,36(18 - 3,91)^2$	$I = 8323,05 \text{ cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{8,05 \times 10^3}{8323,05}$	$K = 0,967 \text{ Mpa} / \text{ cm}$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y_1$ $\sigma_b = 0,967 \times 3,91$	$\sigma_b = 3,78 \text{ Mpa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K \cdot (d - y_1)$ $\sigma_s = 15 \times 0,967(18 - 3,91)$	$\sigma_s = 204,40 \text{ Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton A-4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28}$	$3,78 \leq 15 \text{ Mpa} \dots \text{CV}$ Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.
Vérification de contrainte dans l'acier	$\overline{\sigma_{st}} = 400 \text{ MPa}$	$204,40 \text{ Mpa} \leq 202 \text{ Mpa}$

- Sur appuis

Moment service	$M_{a \max}$	5.70KN.m
Position de l'axe neutre :	$\frac{b_0 y^2}{2} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left(y - \frac{h_0}{2}\right) - 15A(d - y) = 0$ $6y^2 + 235,55y - 847,37 = 0$ $\sqrt{\Delta} = 275,37$	$y = 3,31cm$
Moment d'inertie :	$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \left(\frac{b - b_0}{12}\right) h_0^3 + (b - b_0) h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right) + 15A(d - y)^2$	$I = 6428,11cm^4$
Coefficient t	$k = \frac{M_s}{I} = \frac{6,32 \times 10^3}{6428,11}$	$k = 0,98Mpa / cm$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y_1$ $\sigma_b = 0,98 \times 3,31$	$\sigma_b = 3,24Mpa$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K \cdot (d - y_1)$ $\sigma_s = 15 \times 0,98(18 - 3,31)$	$\sigma_s = 215,94Mpa$
Vérification de contrainte dans le béton A-4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6f_{c28}$	$3,24 \leq 15Mpa \dots CV$ Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.
Vérification de contrainte dans l'acier	$\overline{\sigma_{st}} = 400MPa$	$215,94Mpa \leq 400Mpa$

Schéma de ferrailage



En travée

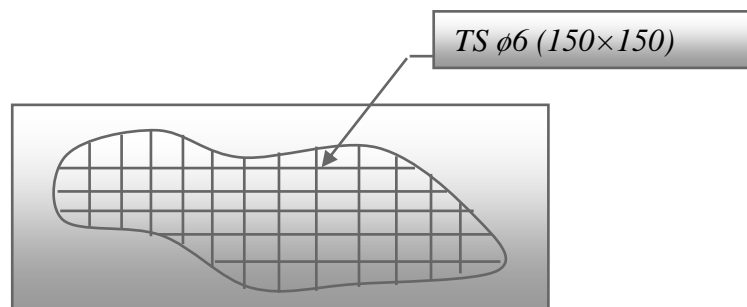
Sur appui

-Etude de la table de compression :

$$A \geq \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 1,4 \text{ cm}^2 > 0,52 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifier}$$

On adopte un treillis soudé de (150×150) de diamètre $\phi 6$

Schéma de ferrailage :



III.3.Escalier

III.3.1.Définition

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau. Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité.

Les caractéristiques d'un escalier :

- Emmarchement : la largeur de la volée.
- Giron : largeur d'une marche.
- Paillasse : la dalle inclinée qui soutient les gradins.
- Palier : partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée.
- Contre marche : partie verticale de la marche.

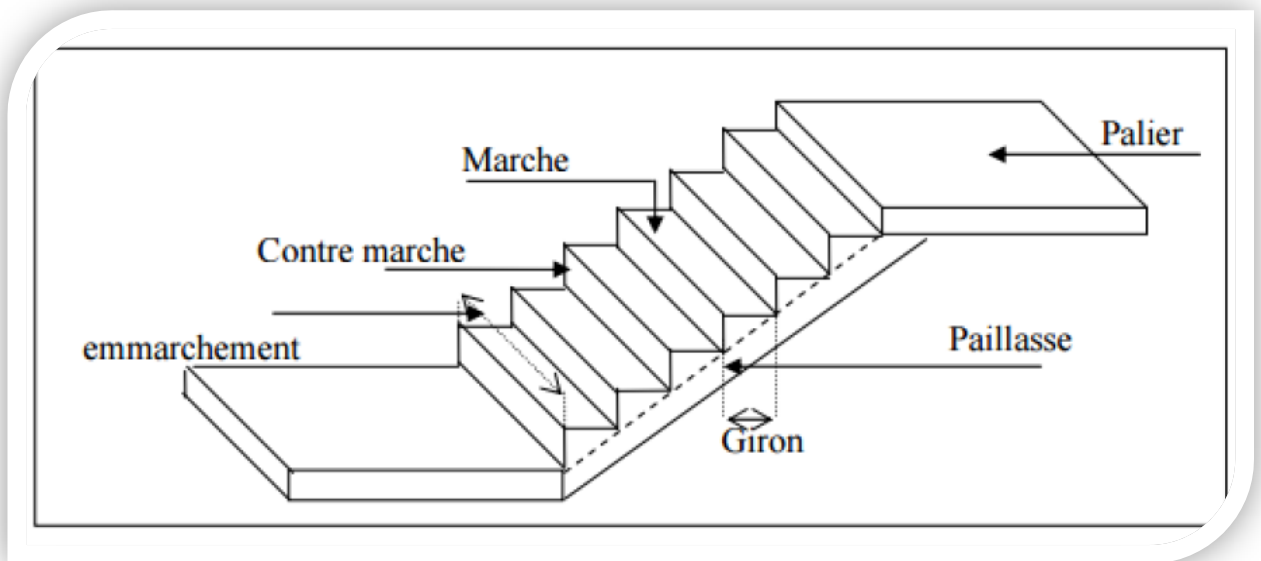


Figure III.6.Schéma d'escalier

-Légende :

h : Hauteur d'une contre marche.

g : Largeur d'une marche qu'on l'appelle giron.

H : Hauteur de la volée.

L : Distance horizontale entre axes.

III.3.2. Dimensions des escaliers

Dans notre projet il existe trois types d'escaliers

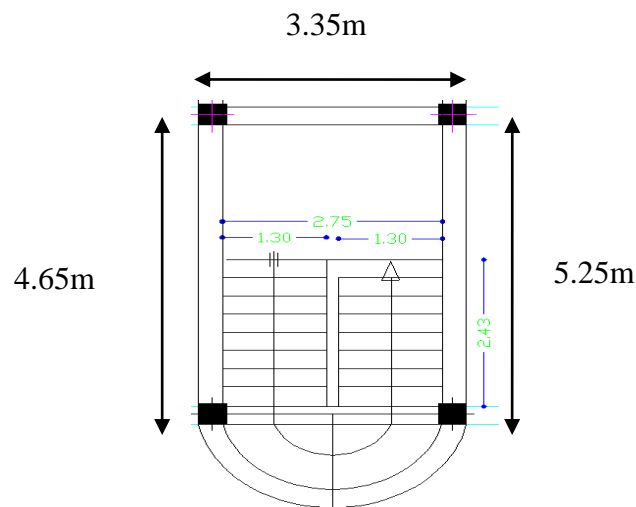
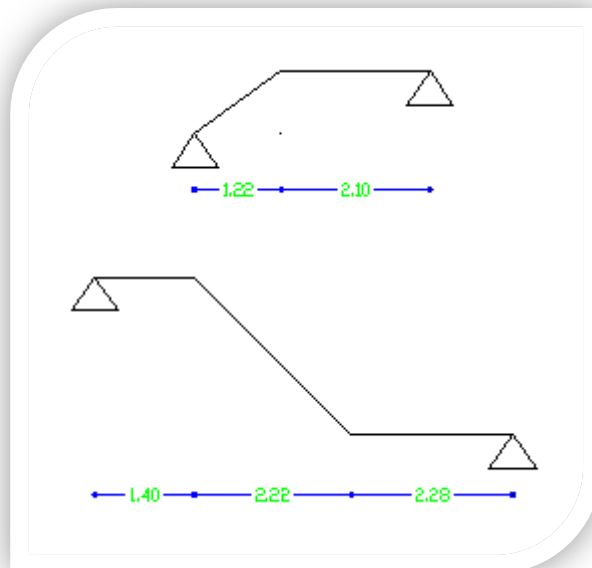


Figure III.7. Dimension des escaliers

-Schéma statique des escaliers :

Type : 01



Type : 02

Figure III.8.Schéma statique des escaliers

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marches (h), on utilise généralement la formule de BLONDEL suivante :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \quad (1)$$

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

$$\text{On prend : } g + 2h = 64\text{cm} \left(H = n \cdot h = \frac{h_e}{2} \right)$$

$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$ Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

n : Nombre de contre marches

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n - 1)g$

III.3.3. Étude l'escalier (Type 1)

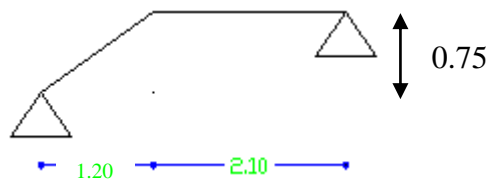


Schéma statique de l'escalier type 1

a) Dimensionnement

a.1) Marches et contre marches

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \quad (2)$$

Avec : $m = 66\text{cm}$, $H = 75\text{cm}$ et $L = 120\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $66n^2 - 420n + 204 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 5$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 5 - 1 = 4$ (nombre de marche)

$$h = \frac{75}{5} = 15 \rightarrow h = 15\text{cm} \text{ et } g = \frac{120}{4} = 30\text{cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \leq (2 \times 15) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

L'égalité vérifiée, on a : 4 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 15 \text{ cm}$.

$$\text{L'angle d'inclinaison est : } \tan \alpha = \frac{15}{30} = 0,5 \Rightarrow \alpha = 26,57^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,89$$

a.2) Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{330}{30 \times 0,89} \leq e_v \leq \frac{330}{20 \times 0,89}$$

$$\rightarrow 12,36 \leq e_v \leq 18,54$$

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

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,89} = 16,85 \text{ cm}$$

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

- Evaluation des charges et surcharges :

b) Descente de charges

c) Paillasse

N	Désignation	e(m)	Poids KN /m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $C_h \cdot h/g$	-	0,23
5	Mortier de ciment vertical $M_h \cdot h/g$	-	0,23
6	Poids propre de la paillasse: $e_v \times 25 / \cos \alpha$	0,08	2,25
7	Poids propre des marches : $\gamma_b \cdot h / 2$	0,085	1,87
8	Garde-corps	-	0,10
			G=5,61

Charge permanente : $G = 5,61 \text{ KN} / \text{m}^2$

Surcharge : $Q = 2,50 \text{ KN} / \text{m}^2$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_u = 1,35G + 1,5G = 11,32 \text{ kN} / \text{m}$$

$$q_{ser} = G + Q = 8,11 \text{ kN} / \text{m}$$

c.1) Palier

N	Désignation	e (m)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier	0,10	2,50
2	Carrelage	0,02	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,40
4	Lit de sable	0,02	0,36
5	Enduit de plâtre	0,015	0,15
			G=3,81

Charge permanente : $G = 3,81 \text{ KN} / \text{m}^2$

Surcharge : $Q = 2,50 \text{ KN} / \text{m}^2$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$q_u = 1,35G + 1,5G = 8,89 \text{ kN} / \text{m}$$

$$q_{ser} = G + Q = 6,31 \text{ kN} / \text{m}$$

d) Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{11,32 - 8,89}{8,89} = 0,27 > 10\%$$

On garde le schéma statique réel.

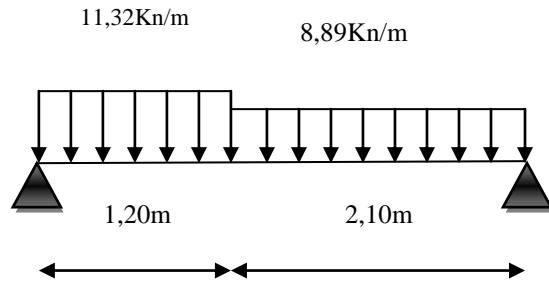


Figure III.9. Schéma statique a ELU

d.1) Les réactions d'appuis :

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 11,32 \times 1,20 + 8,89 \times 2,10 = 32,25 \text{ Kn.}$$

$$\sum M/a = 0 \Rightarrow R_b \times 3,30 = 11,32 \times 1,20 \times \left(\frac{1,20}{2}\right) + 8,89 \times 2,10 \times \left(\frac{2,10}{2} + 1,20\right) = 50,16 \text{ Kn}$$

$$R_b = \frac{50,16}{3,30} = 15,20 \text{ KN}$$

$$R_a = 32,25 - 15,20 = 17,05 \text{ KN}$$

d.2) Moment fléchissant max

$$M(x) = \left(\frac{17,05 + 3,46}{2}\right) \times 1,20 = 12,30 \text{ KN}$$

-Méthode01 :

$$M(x)_{max} = 12,30 + \left(\frac{3,46 \times 0,39}{2}\right) \approx \frac{15,20 \times 1,71}{2} \approx 13 \text{ KN / m}$$

-Méthode02 :

$$M(x)_{max} = 15,2x - \frac{8,89x^2}{2}$$

$$T(x) = -15,20 + 8,89x = 0$$

$$X = \frac{15,20}{8,89} = 1,71 \text{ cm}$$

$$M(1,71)_{max} \approx 13 \text{ KN/m}$$

d.3) Effort tranchant

$$0 \leq x \leq 2,10 :$$

$$T(x) = -15,20 + 8,89x$$

$$T(0) = -15,20 \text{ KN}$$

$$T(2,10) = 3,46 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 1,20 :$$

$$T(x) = 17,05 - 11,32x$$

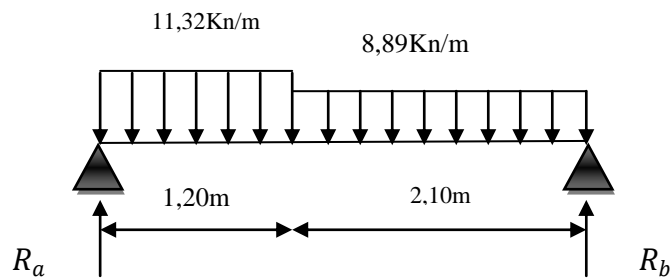
$$T(0) = 17,05 \text{ KN}$$

$$T(1,20) = 3,46 \text{ KN}$$

d.4) Diagrammes M et T

Après un calcul d'R.D.M, on trouve les résultats représentés dans les diagrammes ci-après.

-ELU :



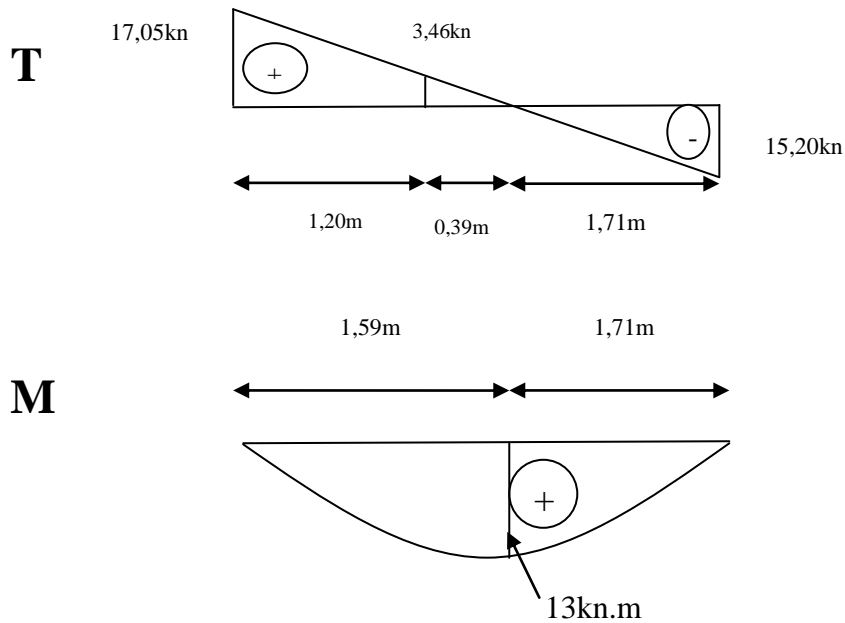


Figure III.10. Diagramme de M et T a ELU

d.5) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

On a:

$$M_{\max} = 13 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 11,05 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Méthode forfaitaire}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 5,20 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 11,05 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 5,20 \text{ KN.m}$$

- Ferrailage de l'escalier à E.L.U.R :

-Ferrailage de l'escalier

1) En travée

Le moment ultime :

$$M_t = 11,05 \text{ kn.m} ; h = 10 \text{ cm} ; d = 0,9h = 9 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

-Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,05 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,10 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,10)}}{2} = 0,947$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,05 \times 10^3}{0,947 \times 9 \times 348} = 3,73 \text{ cm}^2$$

-Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,73 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,09 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{On prend : } A_{\text{adm}} = \max(A_{\min}; A_s) = 3,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

-L'espace :

$$e \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(30 \text{ cm}; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } e = 25 \text{ cm.}$$

-Armatures de répartition :

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

$$\text{On prend : } A_r = 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

-L'espace :

$$e \leq \min(4h; 33 \text{ cm}) = \min(40 \text{ cm}; 45 \text{ cm})$$

$$e \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20\text{cm}$

2) Sur appuis

$M_a = 5,20\text{KN.m}$; $h = 12\text{cm}$; $d = 0,9h = 10,80\text{cm}$; $b = 1\text{m}$

-Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5,20 \times 10^3}{100 \times 10,80^2 \times 14,17} = 0,031 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,031)}}{2} = 0,984$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,20 \times 10^3}{0,984 \times 10,80 \times 348} = 1,41\text{cm}^2$$

-Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 10,80 \times \frac{2,1}{400} = 1,30\text{cm}^2$$

$$A = 1,41\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,30\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

On prend : $A_{adm} = \max(A_{\min}; A_s) = 1,41\text{cm}^2$

Soit: $A = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$

-L'espace :

$$e = \min(3h; 33\text{cm}) = e \leq \min(36\text{cm}, 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

On prend. : $e = 25\text{cm}$

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502\text{cm}^2$$

On prend : $A_r = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$

-L'espace :

$$e = \min(4h ; 45\text{cm}) = e \leq \min(48\text{cm} , 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

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

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$V_{U_{max}} = 17,05 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b.d} = \frac{17,05 \times 10}{100 \times 10,80} = 0,16 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{10}; 5 \text{ Mpa}\right) = \min(0,5 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa}) \Rightarrow \overline{\tau_U} = 0,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U = 0,16 \text{ Mpa} < \overline{\tau_U} = 0,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifier}$$

-Armatures transversales :

$$\tau_U = 0,16 \text{ Mpa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifier}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires à condition qu'il n'ait pas de prise de bétonnage pendant l'exécution.

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

Vérification :**1) travée :**

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

$$a = 0,9d = 9,72 \text{ cm}$$

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 100 \times 9,72 \times 10^{-1} = 648 \text{ KN}$$

$$V_U = 17,05 \text{ KN} < \overline{V_U} = 648 \text{ KN} \quad \text{condition Vérifier}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_U + \frac{M_U}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{17,05 + \frac{13}{0,9 \times 10,80}}{\frac{400}{1,15}} = 0,053 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,053 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifier}$$

2) Appui :

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

$$a = 0,9d = 9,72 \text{ cm}$$

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 100 \times 9,72 \times 10^{-1} = 648 \text{ KN}$$

$$V_U = 17,05 \text{ KN} < \overline{V_U} = 648 \text{ KN} \quad \text{Condition Vérifier}$$

-Vérification des armatures longitudinales :

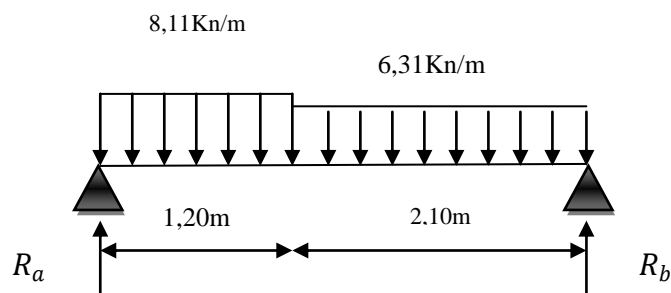
$$A_s \geq \frac{V_U + \frac{M_U}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{17,05 + \frac{13}{0,9 \times 10,80}}{\frac{400}{1,15}} = 0,053 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,053 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifier}$$

- Etat limite de service :**

-Schéma statique :

Après un calcul d'R.D.M, on trouve les résultats représentés dans les diagrammes suivant.



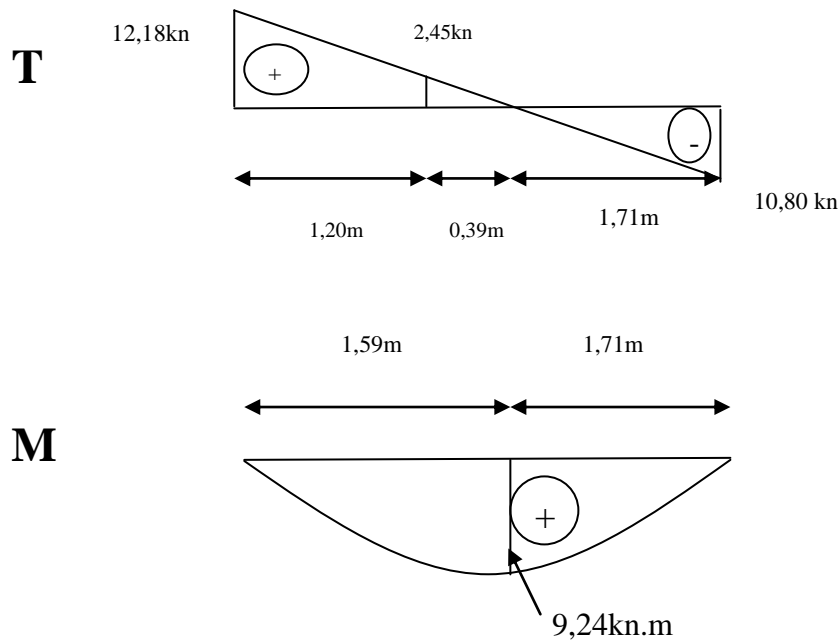


Figure III.11. Diagramme de M et T a ELS

- **Les vérifications des contraintes à l'E.L.S**

$M_{max} = 9,24 \text{ KN.m}$; Déterminé par méthode des coupures (RDM)

$$M_{iser} = 0,85 \times M_{max} = 7,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser} = 0,4 \times M_{max} = 3,70 \text{ KN.m}$$

1) En travée

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

$$Y = -D + \sqrt{(D^2 + E)}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,68 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,68 \times 10,80 = 14,70 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,68 + \sqrt{(0,68^2 + 14,70)} = 3,21 \text{ cm}$$

$$Y = 3,21 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (3,21)^3 + 15(4,52)(10,80 - 3,21)^2$$

$$I = 5008,37 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{7,90 \times 10^3}{5008,37} = 1,60 \text{ Mpa}$$

-Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K.Y = 1,60 \times 3,21 = 5,14 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 5,14 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifier}$$

Les armatures calculées à L' E.L.U.R dans la travée sont convenables.

2) En appui :

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

$$Y = -D + \sqrt{(D^2 + E)}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,01}{100} = 0,30 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,30 \times 10,80 = 6,48 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,30 + \sqrt{(0,30^2 + 6,48)} = 2,26 \text{ cm}$$

$$Y = 2,26 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} 2,26^3 + 15 \times 2,01(10,80 - 2,26)^2$$

$$I = 2583,66 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{(3,70 \times 10^3)}{2583,66} = 1,43 \text{ Mpa}$$

-Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K.Y = 1,43 \times 2,26 = 3,23 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 3,23 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifier}$$

Les armatures calculées à L' E.L.U.R dans l'appui sont convenables.

-Etat limite de d'ouverture des fissures :

Les fissurations sont peu nuisible donc aucune vérification à faire pour les armatures.

-Schéma de ferrailage :

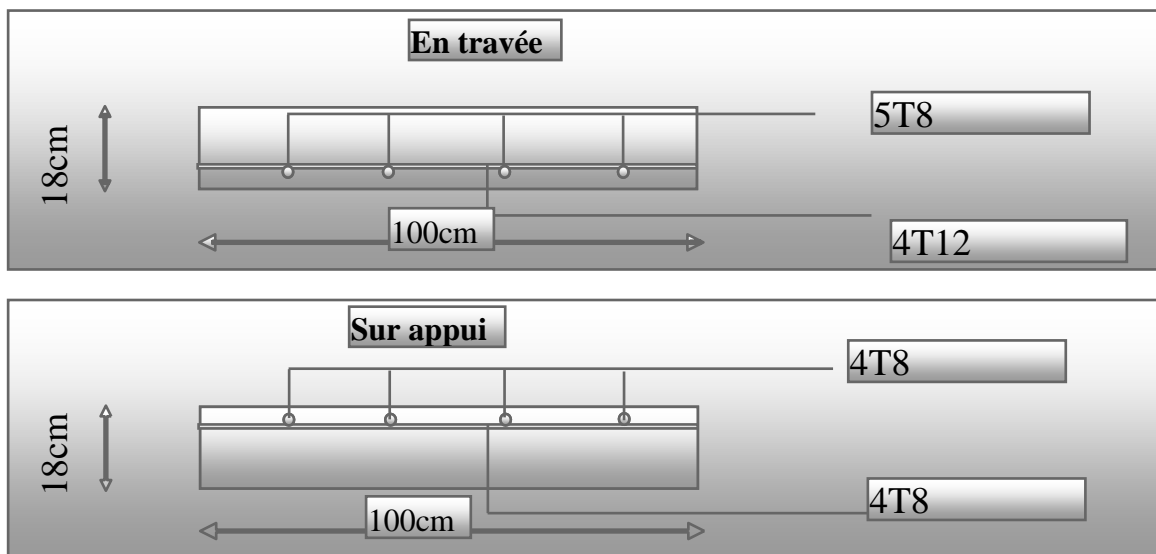


Figure III.12. Schéma de ferrailage d'escalier type 1

III.3.4. Étude l'escalier (Type 2)

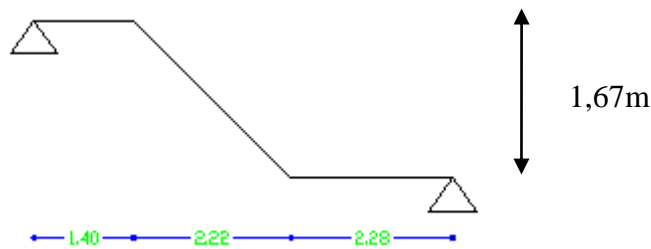


Schéma statique de l'escalier type 2

a) Dimensionnement

a.1) Marches et contre marches

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \quad (2)$$

Avec : $m = 66\text{cm}$, $H = 167\text{cm}$ et $L = 222\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $66n^2 - 732n + 444 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 9$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 9 - 1 = 8$ (nombre de marche)

$$h = \frac{167}{9} = 18,56\text{cm} \rightarrow h = 18\text{cm} \quad \text{et} \quad g = \frac{222}{8} = 27\text{cm}$$

-On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \leq (2 \times 18) + 27 \leq 66\text{cm} \Rightarrow 59\text{cm} \leq 63\text{cm} \leq 66\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

L'égalité vérifiée, on a : 8 marches avec $g = 27\text{ cm}$ et $h = 18\text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est : $\tan \alpha = \frac{18}{27} = 0,67 \Rightarrow \alpha = 33,69^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,83$

a.2) Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{590}{30 \times 0,83} \leq e_v \leq \frac{590}{20 \times 0,83}$$

$$\rightarrow 23,70 \leq e_v \leq 35,54$$

$$\rightarrow 23,70 \leq e_v \leq 35,54$$

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

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,83} = 18,07 \text{ cm}$$

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

- **Evaluation des charges et surcharges :**

b) Descente de charges**c) Paillasse**

N	Désignation	e(m)	Poids KN m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $C_h \cdot h/g$	-	0,23
5	Mortier de ciment vertical $M_h \cdot h/g$	-	0,23
6	Poids propre de la paillasse: $e_v \times 25 / \cos \alpha$	0,08	2,25
7	Poids propre des marches : $\gamma_b \cdot h / 2$	0,085	1,87
8	Garde-corps	-	0,10
			G=5,61

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 5,61 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,32 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 8,11 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

c.1) Palier

N	Désignation	e (m)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier	0,10	2,50
2	Carrelage	0,02	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,40
4	Lit de sable	0,02	0,36
5	Enduit de plâtre	0,015	0,15
			G=3,81

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 3,81 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 8,89 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 6,31 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

d) Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{11,32 - 8,89}{8,89} = 0,27 > 10\%$$

On garde le schéma statique rée

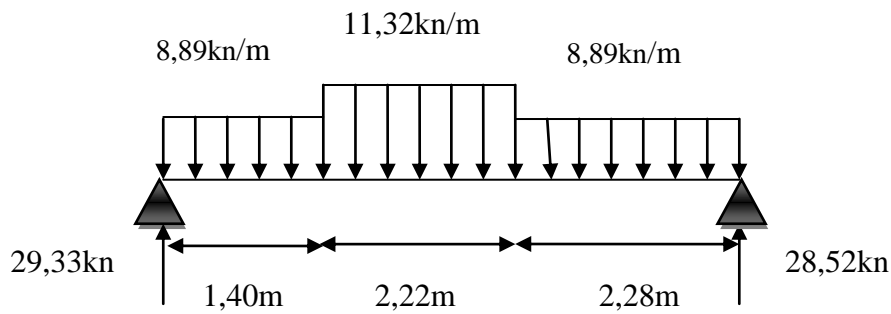


Figure III.13. Schéma statique a ELU

d.1) Les réactions d'appuis :

$$\sum \frac{F}{Y} = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 11,32 \times 2,22 + 8,89 \times (1,40 + 2,28) = 57,85 \text{ Kn.}$$

$$\sum \frac{M}{a} = 0 \Rightarrow R_b \times 5,9 = \left[8,89 \times 2,28 \times \left(\frac{2,28}{2} + 2,22 + 1,40 \right) \right] + \left[11,32 \times 2,22 \times \left(\frac{2,22}{2} + 1,40 \right) \right] + \left[8,89 \times 1,40 \times \frac{1,40}{2} \right]$$

$$\Rightarrow R_b = 28,52 \text{ KN}$$

$$R_a = 57,85 - 28,52 = 29,33 \text{ KN}$$

d.2) Moment fléchissant max

$$M_{(x)} = 29,33x - 8,89 \times 1,4 \times (x - 0,7) - 11,32 \times 2,22 (x - 2,51) - 8,89 \times \left(\frac{(x - 3,62)^2}{2} \right)$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = T_{(x)} = \frac{d \left[29,33x - 12,45 \times (x - 0,7) - 25,13(x - 2,51) - 8,89 \times \left(\frac{(x - 3,62)^2}{2} \right) \right]}{dx}$$

$$T(x) = 29,33 - 12,45 - 25,13 - 8,89x + 32,18$$

$$\text{Pour : } T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,70 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M_{\max} = M(2,70)$$

$$M(2,70) = 29,33 \times 2,70 - 12,45 \times (2,70 - 0,7) - 25,13(2,70 - 2,51) - 8,89 \times \left(\frac{(2,70 - 3,62)^2}{2} \right)$$

$$M_{\max} = 79,20 - 24,9 - 4,77 - 3,76$$

$$M_{\max} = 45,77 \text{ KN.m}$$

d.3) Effort tranchant

$$0 < x < 1,40$$

$$T(x) = 29,33 - 8,89x$$

$$T(0) = 29,33 \text{ KN}$$

$$T(1,40) = 29,33 - 8,89 \times 1,40 = 16,88 \text{ KN}$$

$$1,40 < x < 3,62$$

$$T(x) = 29,33 - 8,89 \times 1,40 - 11,32(x - 1,40)$$

$$T(1,40) = 16,88 \text{ KN}$$

$$T(x) = 29,33 - 8,89 \times 1,40 - 11,32 \times (3,62 - 1,40)$$

$$T(3,62) = -8,25 \text{ KN}$$

$$3,62 < x < 5,90$$

$$T(x) = 29,33 - 8,89 \times 1,40 - 11,32 \times 2,22 - 8,89 \times (x - 3,62)$$

$$T(3,62) = -8,25 \text{ KN}$$

$$T(5,90) = 29,33 - 8,89 \times 1,40 - 11,32 \times 2,22 - 8,89 \times (5,90 - 3,62)$$

$$T(5,90) = -28,52 \text{ KN}$$

d.4) Diagrammes M et T

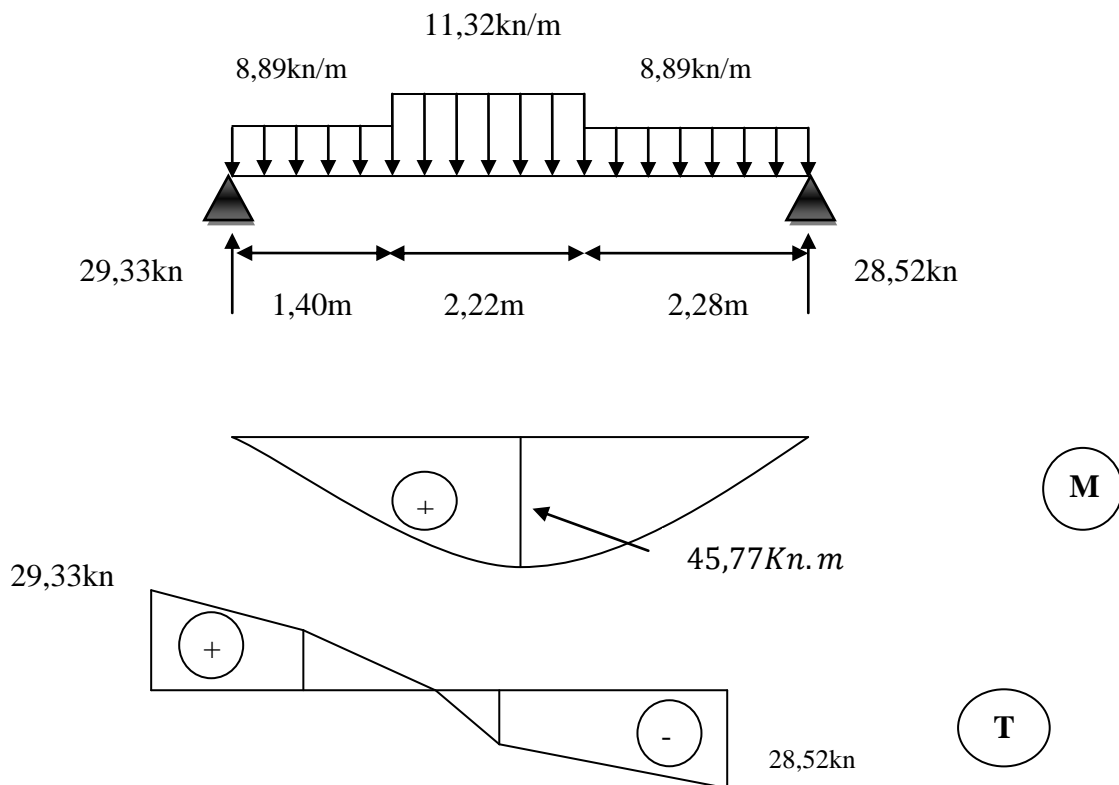


Figure III.14. Diagramme de M et T à ELU

d.5) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

On a: $M_{\max} = 45,77 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 38,90 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 18,31 \text{ KN.m}$$

- Ferrailage de l'escalier à E.L.U.R :

Ferrailage de l'escalier

1) En travée

Le moment ultime :

$$M_t = 38,90 \text{ KN.m}; h = 15 \text{ cm}; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}; b = 1 \text{ m}$$

-Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{38,90 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,15 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,15)}}{2} = 0,918$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{(\beta \times d \times \sigma_s)} = \frac{(38,90 \times 10^3)}{(0,918 \times 13,5 \times 348)} = 9,02 \text{ cm}^2$$

-Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = 9,02 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifier}$$

$$\text{On prend : } A_{\text{adm}} = \max(A_{\min}; A_s) = 9,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 8T12 = 9,05 \text{ cm}^2$$

-L'espacement :

$$e \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(30 \text{ cm}; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } e = 25 \text{ cm.}$$

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 6T8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

-L'espacement :

$$e \leq \min(4h; 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 45 \text{ cm})$$

$$e \leq 45 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20\text{cm}$

2) Sur appuis

$$M_a = 18,31\text{KN.m}; h = 15\text{cm}; d = 0,9h = 13,5\text{cm}; b = 1\text{m}$$

-Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,31 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,071 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,071)}}{2} = 0,963$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,31 \times 10^3}{0,963 \times 13,50 \times 348} = 4,05\text{cm}^2$$

-Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 13,50 \times \frac{2,1}{400} = 1,63\text{cm}^2$$

$$A = 4,05\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,63\text{cm}^2 \quad \text{Condition Vérifier}$$

$$\text{On prend : } A_{\text{adm}} = \max(A_{\min}; A_s) = 4,05\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 6T10 = 4,71\text{cm}^2$$

-L'espacement :

$$e = \min(3h; 33\text{cm}) = e \leq \min(45\text{cm}, 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33$$

$$\text{On prend : } e = 25\text{cm}.$$

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$$

-L'espace :

$$e \leq \min(4h; 33cm) = \min(60cm; 33cm) \Rightarrow e \leq 33cm$$

On prend : $e = 20cm$

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

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$V_{Umax} = 29,33KN$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b.d} = \frac{29,33 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,22Mpa$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{10}; 5Mpa\right) = \min(0,5Mpa; 5Mpa) \Rightarrow \overline{\tau_U} = 0,5Mpa$$

$$\tau_U = 0,22Mpa < \overline{\tau_U} = 0,5Mpa \quad \text{Condition Vérifier}$$

-Armatures transversales :

$$\tau_U = 0,22Mpa \leq 0,05 f_{c28} = 1,25Mpa \quad \text{Condition Vérifier}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires à condition qu'il n'ait pas de prise de bétonnage pendant l'exécution.

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

Vérification :**1) en travée :**

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

$$a = 0,9d = 12,15cm$$

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 100 \times 12,15 \times 10^{-1} = 810KN$$

$$V_U = 29,33kn < \overline{V_U} = 810KN \quad \text{Condition Vérifier}$$

-Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_U + \frac{M_U}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{29,33 + \frac{45,77}{0,9 \times 13,50}}{\frac{400}{1,15}} = 0,095 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,02 \text{ cm}^2 > 0,095 \quad \text{Condition Vérifier}$$

2) Appui :

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

$$a = 0,9d = 12,15 \text{ cm}$$

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 100 \times 12,15 \times 10^{-1} = 810 \text{ KN}$$

$$V_U = 29,33 \text{ KN} < \overline{V_U} = 810 \text{ KN} \quad \text{Condition Vérifier}$$

-Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_U + \frac{M_U}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{17,05 + \frac{45,77}{0,9 \times 13,50}}{\frac{400}{1,15}} = 0,060 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,05 \text{ cm}^2 > 0,060 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifier}$$

- **Etat limite de service :**

-Schéma statique :

Après un calcul d'R.D.M, on trouve les résultats représentés dans les diagrammes suivant

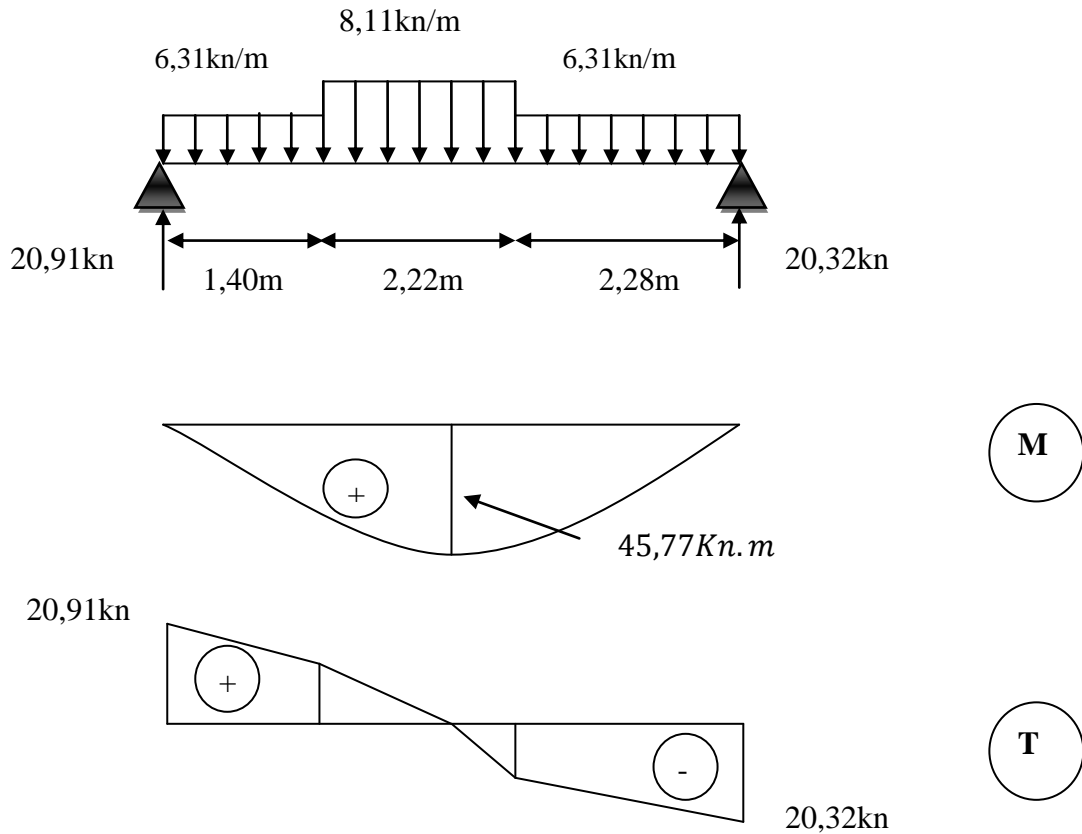


Figure III.15.Diagramme de M et T a ELS

$$M_{(x)} = 29,33x - 8,89 \times 1,4 \times (x - 0,7) - 11,32 \times 2,22 \left(x - 2,51 \right) - 8,89 \times \left(\frac{(x - 3,62)^2}{2} \right)$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = T_{(x)} = \frac{d \left[29,33x - 12,45 \times (x - 0,7) - 25,13(x - 2,51) - 8,89 \times \left(\frac{(x - 3,62)^2}{2} \right) \right]}{dx}$$

$$T(x) = 29,33 - 12,45 - 25,13 - 8,89x + 32,18$$

$$\text{Pour : } T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,70m$$

$$\text{Donc : } M_{\max} = M(2,70)$$

$$M(2,70) = 29,33 \times 2,70 - 12,45 \times (2,70 - 0,7) - 25,13(2,70 - 2,51) - 8,89 \times \left(\frac{(2,70 - 3,62)^2}{2} \right)$$

$$M_{\max} = 79,20 - 24,9 - 4,77 - 3,76$$

$$M_{\max} = 45,77 \text{ KN.m}$$

- **Les vérifications des contraintes à l'E.L.S**

$$M_{\max} = 45,77 \text{ KN.m}; \text{ Déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{\text{iser}} = 0,85 \times M_{\max} = 38,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{aser}} = 0,4 \times M_{\max} = 18,31 \text{ KN.m}$$

1) En travée

Moment service	M_{ser}	38,90KN.m
Position de l'axe neutre :	$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$ <p>Avec : $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{9,05}{100} = 1,36 \text{ cm}$</p> $E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 1,36 \times 13,5 = 36,72 \text{ cm}^2$ $y_1 = -1,36 + \sqrt{(1,36)^2 + 36,72} = 4,85 \text{ cm}$	$y_1 = 4,85 \text{ cm}$
Moment d'inertie :	$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2$ $I = \frac{100}{3} (4,85)^3 + 15 \times 9,05(13,5 - 4,85)^2$	$I = 13959,96 \text{ cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{38,90 \times 10^3}{13959,96}$	$K = 2,80 \text{ Mpa}$

Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y_1$ $\sigma_b = 2,80 \times 4,85$	$\sigma_b = 13,51 \text{ Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton A-4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28}$	$13,51 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \dots \text{CV.}$ Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

2) En appui :

Moment service	M_{ser}	18,31 kN.m
Position de l'axe neutre :	$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$ <p>Avec : $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{4,71}{100} = 0,71 \text{ cm}$</p> $E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 0,71 \times 13,5 = 19,17 \text{ cm}^2$ $y_1 = -0,71 + \sqrt{(0,71)^2 + 19,17} = 3,73 \text{ cm}$	$y_1 = 3,73 \text{ cm}$
Moment d'inertie :	$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2$ $I = \frac{100}{3} (3,73)^3 + 15 \times 4,71 (13,5 - 3,73)^2$	$I = 8473,58 \text{ cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{18,31 \times 10^3}{8473,58}$	$K = 2,16 \text{ Mpa}$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y_1$ $\sigma_b = 2,16 \times 3,73$	$\sigma_b = 8,06 \text{ Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28}$	$8,06 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \dots \text{CV.}$ Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

A-4.5.2 BAEL91		
-------------------	--	--

-Schéma de ferrailage :

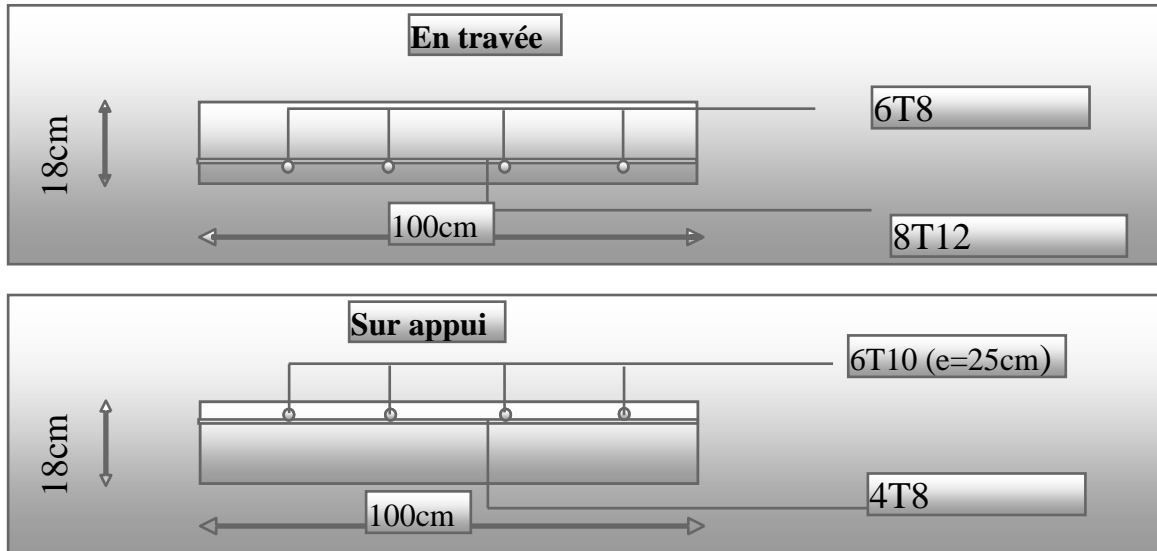


Figure III.16. Schéma de ferrailage d'escalier type 2

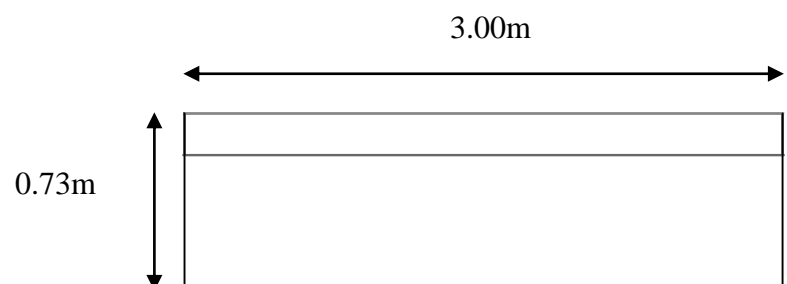
III.4.Balcon

III.4.1.Introduction

Le balcon est un élément décoratif dans les bâtiments à usage d'habitation, il est constitué de dalle pleine encrée dans les poutres longitudinales, sous l'effet d'une sollicitation du 1ère genre en travaillant à la flexion simple

Dans notre projet, on a trois types de balcon.

- Dalle sur un seul appui(D1)



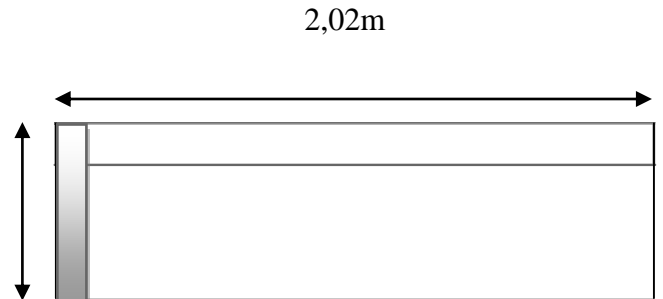
$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{73}{20} = 3,65 \text{ cm}$$

Figure.III.17. Dalle sur un seul appui

- **Dalle sur deux appuis (D2)**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0,97}{2,02} = 0,48 > 0,4$$

0,97m

**Figure.III.18.** Dalle sur deux appuis

$$\frac{97}{35} \leq e \leq \frac{97}{30}$$

$$2,77 \leq e \leq 3,23$$

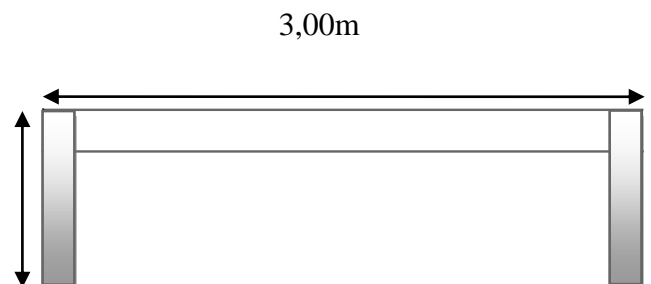
$$e = 3 \text{ cm}$$

- **Dalle sur deux appuis (D3)**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,47}{3} = 0,49 > 0,4$$

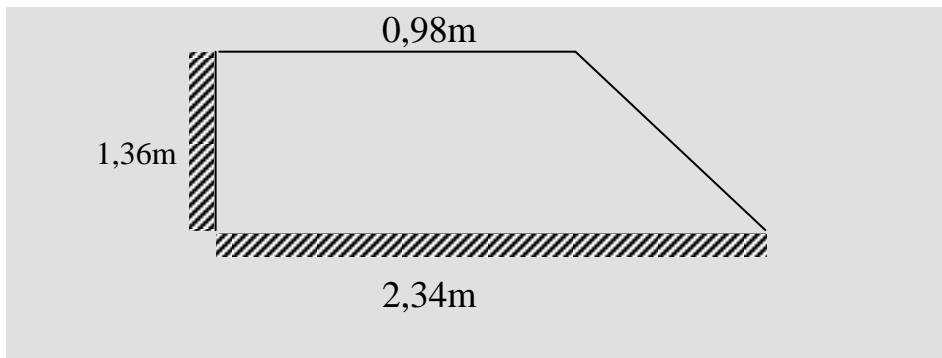
$$\frac{147}{45} \leq e \leq \frac{147}{40}$$

1,47m

**Figure.III.19.** Dalle sur trois appuis

$$3,27 \leq e \leq 3,68$$

$$e = 3 \text{ cm}$$

-Exemple de calcul : encastré sur 2 cotés**III.4.2 calcul et vérification****Figure III.20.** Schéma statique de balcon type 1

$$C = 0,98m$$

$a = 2,34m \Rightarrow$ On peut étudier le balcon trapézoïdal comme un balcon rectangulaire

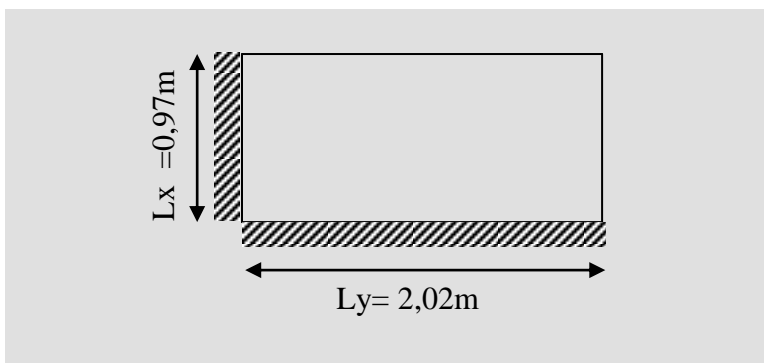
$$b = 1,36m$$

$$\frac{c}{a} = \frac{0,98}{2,34} = 0,42 > 0,25$$

Avec :

$$ar = \frac{2}{3}(2c + a) \frac{a}{a + c} = \frac{2}{3}(2 \times 0,98 + 2,34) \frac{2,34}{2,34 + 0,98} = 2,02m$$

$$br = b - \frac{a(a - c)}{6(a - c)} = 1,36 - \frac{2,34(2,34 - 0,98)}{6(2,34 - 0,98)} = 0,97m$$

**Figure III.21.** Dimension de balcon type 1

-Pré-dimensionnement :

Le calcul ce fait pour une bande de 1m.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0,97}{2,02} = 0,48 > 0,4$$

La dalle travaille suivant les deux sens.

1-Calcul des sollicitations**a-ELU**

On a : $G = 5,68 \text{ KN} / \text{m}^2$ et $Q = 3,5 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$P_u = 1,35 \times 5,68 + 1,5 \times 3,5 = 12,92 \text{ KN.ml.}$$

$$\begin{aligned} \mu_x &= 0,0994 \\ \mu_y &= 0,2500 \end{aligned} \Rightarrow \text{B.A.E.L (page66)}$$

$$M_{0u}^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0,0994 \times 12,92 \times (0,97)^2 = 1,21 \text{ KN} / \text{ml.}$$

$$M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0,2500 \times 1,21 = 0,30 \text{ KN} / \text{ml.}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m².

- **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement**

- **En travée**

$$M_x^t = 0,75 M_{0u}^x = 0,75 \times 1,21 = 0,91 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 M_{0u}^y = 0,75 \times 0,30 = 0,23 \text{ KN.m}$$

- **En appuis**

$$M_x^a = -0,3 M_{0u}^x = -0,3 \times 1,21 = -0,363 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 M_{0u}^y = -0,3 \times 0,30 = -0,090 \text{ KN.m}$$

2-Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml ($b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 0,9 \times 16 = 14,4 \text{ cm}$)

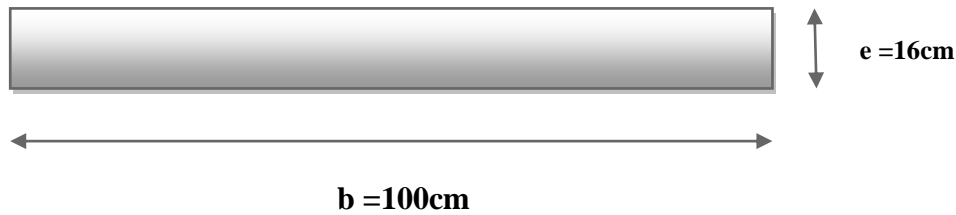


Figure III.22. Section de la dalle pleine à ferrailer.

- Selon Lx**En travée**

$$\mu_{bc} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,91 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11^2 \times 14,17} = 0,005 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,005} \right) = 0,006$$

$$Z = 0,11 \times (1 - 0,4 \times 0,006) = 0,109$$

$$A_{tx} = \frac{M_x^t}{Z \times f_{st}} = \frac{0,91 \times 10^{-3}}{0,109 \times 348} = 0,24 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

En appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,363 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11^2 \times 14,17} = 0,002 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,002} \right) = 0,003$$

$$Z = 0,11 \times (1 - 0,4 \times 0,003) = 0,109$$

$$A_{tx} = \frac{M_x^a}{Z \times f_{st}} = \frac{0,363 \times 10^{-3}}{0,109 \times 348} = 0,10 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Selon Ly**En travée**

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,23 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14^2 \times 14,17} = 0,0008 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0008} \right) = 0,001$$

$$Z = 0,11 \times (1 - 0,4 \times 0,001) = 0,109$$

$$A_{tx} = \frac{M_x^t}{Z \times f_{st}} = \frac{0,23 \times 10^{-3}}{0,109 \times 348} = 0,06 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

En appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,91 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14^2 \times 14,17} = 0,003 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,003} \right) = 0,004$$

$$Z = 0,11 \times (1 - 0,4 \times 0,004) = 0,109$$

$$A_{tx} = \frac{M_x^a}{Z \times f_{st}} = \frac{0,91 \times 10^{-3}}{0,109 \times 348} = 0,24 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,355 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1,74 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

On prend :

Tableau III.3. Calcul du ferrailage du panneau sur 2 appuis

En travée				
Sens	A _{cal} (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A _{opt} (cm ² /m _l)	S _t (cm)
Sens-x	0.24	1.93	4HA10=3.14	25
Sens-y	0.06	1.93	4HA10=3.14	25
En appuis				
Sens-x	0.10	1.93	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.24	1.93	4HA8=2.01	25

➤ **Vérification des espacements**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t\min} (3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale)}. \\ S_{t\min} (4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire)}. \end{array} \right.$$

➤ **Vérification des diamètres des barres**

$$\phi = 10 \leq \frac{h}{10} = 13\text{mm} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Vérification de cisaillement**

$$V_{\max} = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12,92 \times 2,02}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,48}{2}} = 10,52 \text{ KN}$$

$$\tau_{\text{bu}}^{\text{Max}} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{10,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0,09 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{adm}} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS**

$$P_s = 5,68 + 3,5 = 9,18 \text{ KN.ml.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1026 \\ \mu_y = 0,3491 \end{cases} \Rightarrow \text{B.A.E.L (page 66)}$$

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 = 0,1026 \times 9,18 \times (0,97)^2 = 0,90 \text{ KN / ml.} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0,3491 \times 0,90 = 0,31 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

-État limite de compression du béton

• **Suivant L_x :**

➤ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,91 \text{ KN.m}; A_t = 3,14 \text{ cm}^2; A' = 0$$

Moment service	M_{tx}	0,91 KN.m
Position de l'axe neutre (y) :	$Y = \frac{by^2}{2} + nAs'(y-d) - nAs(d-y) = 0$ <p>On à : $A_s' = 0$; et $n = 15$</p> <p>D'ou : $50y^2 - 15 \times 3,14(y - 11,7) = 0$</p>	y=2,88cm
Moment d'inertie :	$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2$ $I = \frac{100 \times 2,88^3}{3} + 15 \times 3,14(11,7 - 2,88)^2$	$I = 3940,50 \text{ cm}^4$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser} \cdot y}{I}$	$\sigma_b = 0,67 \text{ Mpa}$

	$\sigma_{bc} = \frac{0,91 \times 10^3 \times 2,88}{3940,50}$	
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6f_{c28} = 15MPa$	$\sigma_{bc} = 0,67MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ CV Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent
A-4.5.2 BAEL91		

➤ **Sur appuis :**

$$M_a = 0,363KN.m; \quad A_a = 2,01cm^2; \quad A' = 0.$$

Moment service	M_{ser}	0,363KN.m
Position de l'axe neutre :	$Y = by^2 / 2 + nAs'(y - d) - nAs(d - y) = 0$ On à : $A_s' = 0$; et $n = 15$ D'ou : $50y^2 - 15 \times 2,01(y - 11,7) = 0$	$y = 2,37cm$
Moment d'inertie :	$I = by^3 / 3 + 15A_s(d - y)^2$ $I = \frac{100 \times 2,37^3}{3} + 15 \times 2,01(11,7 - 2,37)^2$	$I = 2811,75cm^4$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = \frac{M_{ser} \cdot y}{I}$ $\sigma_{bc} = \frac{0,363 \times 10^3 \times 2,37}{3940,50}$	$\sigma_{bc} = 0,22Mpa$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6f_{c28} = 15MPa$	$0,22Mpa \leq 15Mpa.....CV.$ Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R conviennent.
A-4.5.2 BAEL91		

- Suivant L_y :

1) En travée :

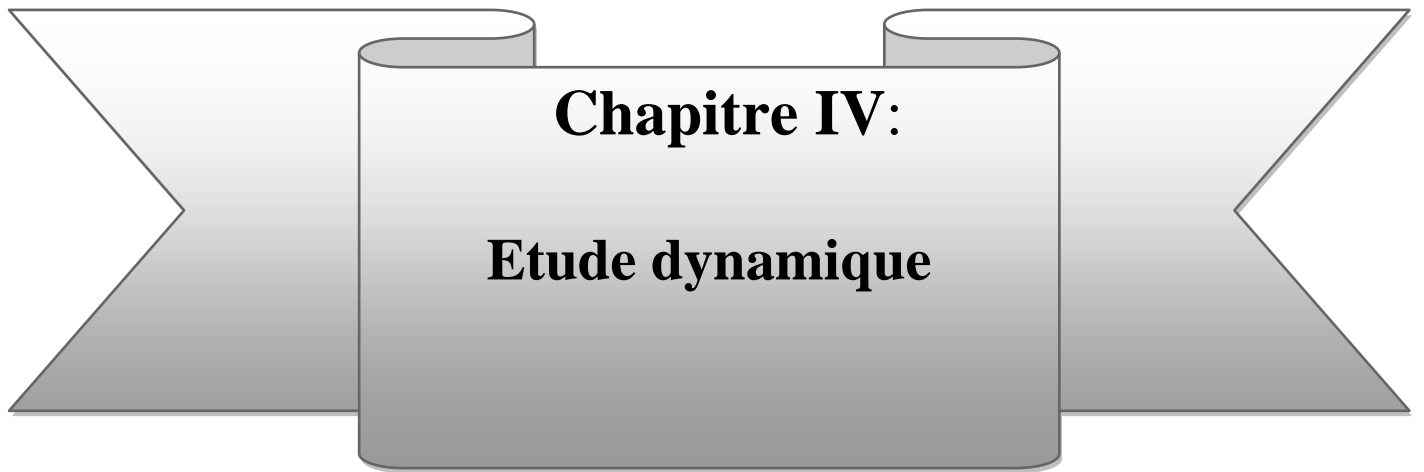
$$M_{ty} = 0,23 \text{KN.m}; A_t = 3,14 \text{cm}^2; A' = 0$$

Moment service	M_{ser}	0,23KN.m
Position de l'axe neutre :	$Y = by^2 / 2 + nAs'(y - d) - nAs(d - y) = 0$ <p>On à : $A_s' = 0$; et $n = 15$</p> $D'ou : 50y^2 - 15 \times 3,14(y - 11,7) = 0$	$y = 2,88 \text{cm}$
Moment d'inertie :	$I = by^3 / 3 + 15A_s(d - y)^2$ $I = \frac{100 \times 2,88^3}{3} + 15 \times 3,14(11,7 - 2,88)^2$	$I = 3940,50 \text{cm}^4$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = \frac{M_{ser} \cdot y}{I}$ $\sigma_{bc} = \frac{0,23 \times 10^3 \times 2,88}{3940,50}$	$\sigma_{bc} = 0,17 \text{Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton A-4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$	$0,17 \text{Mpa} \leq 15 \text{Mpa} \dots \text{CV.}$ Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R conviennent..

2) Sur appuis :

$$M_a = 0,91 \text{KN.m} ; A_a = 2,01 \text{cm}^2; A' = 0.$$

Moment service	M_{ser}	0,91KN.m
Position de l'axe neutre :	$Y = by^2 / 2 + nAs'(y - d) - nAs(d - y) = 0$ <p>On à : $A_s' = 0$; et $n = 15$</p> $D'ou : 50y^2 - 15 \times 2,01(y - 11,7) = 0$	$y = 2,37 \text{cm}$

A decorative banner with a central rectangular box and two side flaps. The central box is a rounded rectangle with a vertical gradient from light to dark gray. The side flaps are also rounded rectangles with a vertical gradient from light to dark gray, pointing outwards from the central box. The text is centered within the central box.

Chapitre IV:
Etude dynamique

CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE

IV.1-Généralités sur les séismes

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant jouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches se statue.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les une par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lors que les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions qu'elles atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2-Introduction

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

IV.3-Calcul sismique

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

IV.3.1 Analyse statique équivalente

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour

but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

IV.3.2-Analyse Modale Spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

IV.3.2.1-Méthode du calcul

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History Fonction...) Pour notre cas, on a choisie « Response Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

IV.4. Présentation du logiciel

ETABS (Extended Three Dimensional Analyse of Building Systems):

Le programme ETABS est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures Par la méthode des éléments finis, il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution et autres avantages.

Pour l'utilisation de ce programme on doit suivre les démarches suivantes :

Il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session SAP2000, adoptant (t.m)

Démarches à suivre :**Modélisation de la structure :**

Cette étape consiste à construire un modèle équivalente au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suite.

Edite Grid data: nous permet de définir les grille à suivre prochainement

Add New System: pour ajoute un autre forme cartésien ou cylindrique

Define materials: permet de définir le matériau utilisé et ces différentes propriétés

-CONC (béton)

-STEEL (acier)

-OTHER (autre)

Define/frame section : pour saisir les dimensions des sections des éléments et matériel utilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (poteau ; poutre)

Define/static load case : pour définir les types des charge statique (G, Q) et leur coefficients de majoration

Assign /joint /restreint : pour définir le degré de liberté de nœuds sélectionnées (translations et rotations)

Assign /joint / diaphragme : pour l'affectation d'un diaphragme rigide

Assign/frame line load /Distributed: Permet d'appliquer les charges réparties sur élément frame sélectionné

Define /load combinaison : permet de définir les différentes combinaisons d'actions

Define response spectrum function : pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.

Define response spectrum Cases : pour la nomination l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.

Définition du centre de masse: lorsque la définition des diaphragmes des plancher ETABS permet une création automatiquement d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il sera lié tous les nœuds situés à ce plan par ce dernier avec une excentricité qu'il est définir précédemment.

Analyse /set options : pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul

Analyse/ Run : c'est la commande qui permet de lancer le calcul.

Nœud maitre : c'est un nœud fictif situé au centre de masse (centre de gravité dans le cas des charges réparties) où se fait la concentration des masses sismiques

Pour un nœud maitre on doit définir la masse du plancher correspondant suivant les deux directions X et Y ainsi que l'inertie massique suivant axe Z.

IV.5-Conditions à vérifier

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

1) la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

2) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k$ avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

- **R** : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

4) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » :

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $1/(1 - \theta_k)$;
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90 % : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel Etabs peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation massiques.

6) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

IV.6-Méthode d'analyse modale spectrale

IV.6.1-Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

IV.6.2-Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

- **Représentation graphique du spectre de réponse**

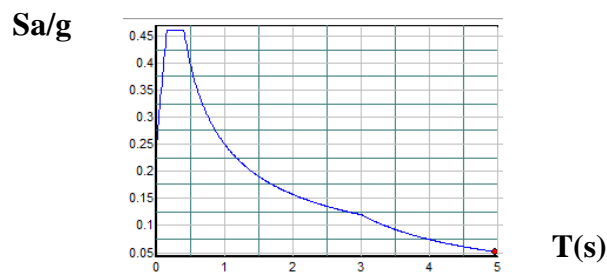


Figure. IV.1. Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la gravité,

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement,

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

IV.7-Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

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

Avec :

- A : Le coefficient d'accélération de zone A est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (IIa) avec un groupe d'usage 2

Donc $A = 0,15$

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

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau(4.2)du RPA 2003.

$$\xi = 10 \%$$

Donc

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.76$$

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{\frac{3}{4}}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 18,41 \text{ m}$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$C_t = 0.05$$

$$T = C_t h_N^{3/4} = 0,050 \times 18,41^{3/4} = 0,44 \text{ sec}$$

$$T_s = 1,3 \times T = 1,33 \times 0,44 = 0,58 \text{ sec}$$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associée la catégorie du sol :(Tableau 4.7)

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc : $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

On a : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0,5 \leq 0,58 \leq 3$

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,5}{0,58} \right)^{2/3} = 1,73$$

$$Q : \text{Facteur de qualité} : Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Tableau IV.1: Facteur de qualité

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,10) = 1,25$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement par des voiles.

$$R = 4$$

IV.7.1-Le poids total de la structure

Coefficient de pondération « β »

Est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Pour notre projet (cas des bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés) $\beta \Rightarrow =0,2$

Le tableau suivant résume le poids en (KN) aux différents niveaux :

$$S=247,80\text{cm}^2$$

Éléments		Poids (KN)	R.D.C	1 ^{er}	2 ^{ème} 3 ^{ème}	4 ^{ème}	Terrasse
Acrotère		$G_a \times \sum l$	—	—	—	—	153,65
Plancher	Corps creux	$G \times S$	1211,62	1211,62	1211,62	1211,62	1501,30
	Dalle pleine		383,81	383,81	383,81	383,81	365,60
Poteaux		$n \times b \times h \times \gamma_b \times H_t$	493,2	416,16	318,62	234,09	117,045
Poutre principale		$b \times h \times \gamma_b \times \sum L$	322,04	322,04	322,04	322,04	322,04
Poutre secondaire		$b \times h \times \gamma_b \times \sum L$	267,30	267,30	267,30	267,30	267,30
Murs extérieurs		$0,8 \times G_m \times H_t \sum L$	520,15	438,90	438,90	438,90	219,45
Murs voiles		$e \times H_t \times \gamma_b \times \sum L$	228,44	192,47	196,38	200,277	100,14
Escaliers		$S \times L \times \gamma_b$	70,525	62,075	62,075	76,70	—
Charge permanente		$\sum G_i$	3497,10	3294,40	3200,75	3224,74	3046,53
Charge d'exploitation		$P = Q \times S_t$	317,70	317,70	317,70	317,70	285,32
Poids total w_i		$G + \beta \times P$	3560,64	3357,94	3264,30	3288,30	3332,05

Poids totale de la structure	$\sum W_i$	20067,53
------------------------------	------------	----------

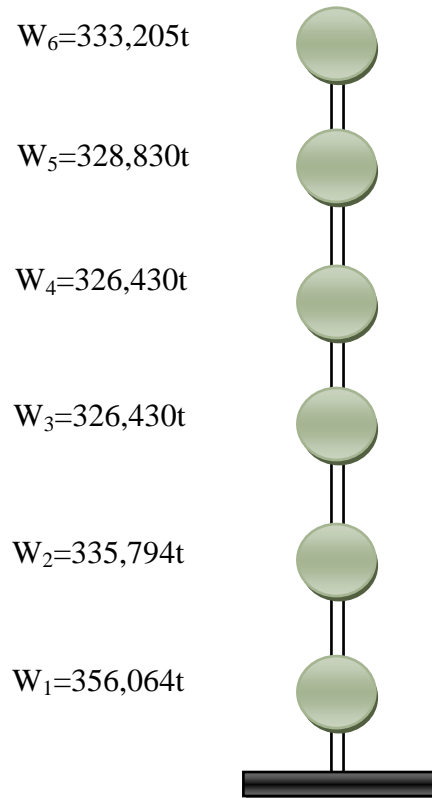


Figure IV.2. Système de brochette

IV.7.2. Disposition des voiles

La forme architecturale et la présence de locaux commerciaux dans notre structure a compliqué le choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismique algériennes (RPA 99 V.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant à la base.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure **VI.26**.

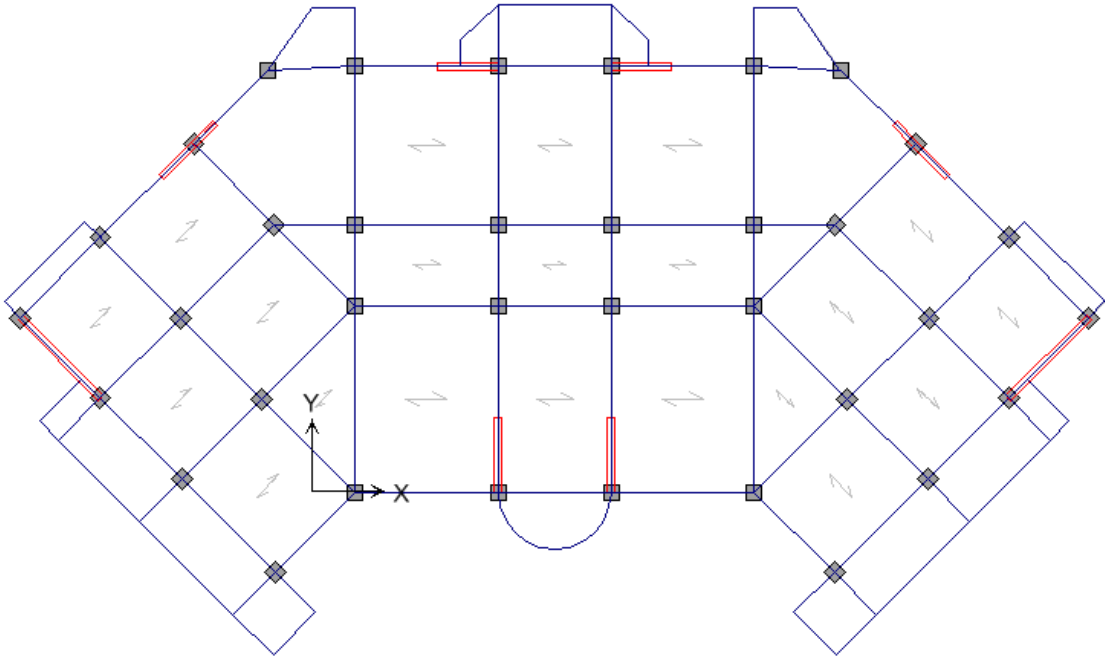


Figure IV.3 : Disposition des voiles.

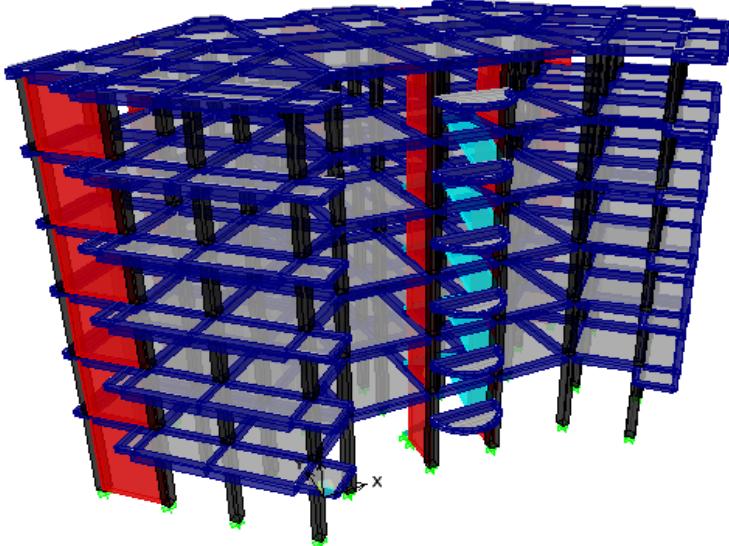


Figure IV.4 : Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.6.0.

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :

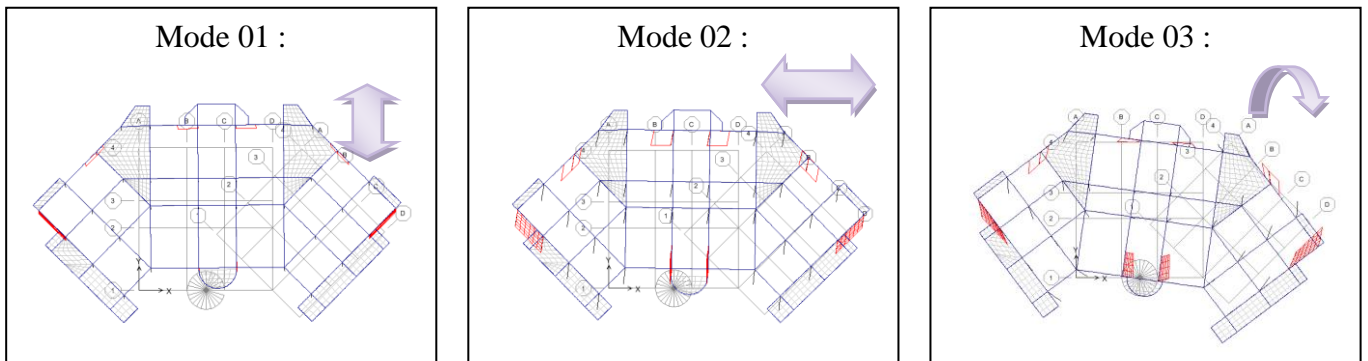


Figure IV.5: Modes principaux de la vibration.

IV.7.3-Vérification des forces sismiques : ($V_{dy} > 80\% V_{st}$)

IV.7.3.1-Le calcul de la force sismique totale

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,73 \times 1,25 \times 2006,753}{4} = 162,74t = 1627,4KN$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS :

Tableau IV.2: Valeurs de la force sismique totale

	$V_{dx}(t)$	$V_{dy}(t)$
Forces sismiques	182,059	180,013

$$V_{dx} = 182,059t > 80\% V_{st} = 130,20t \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$V_{dy} = 180,013t > 80\% V_{st} = 130,20t \quad \text{Condition Vérifiée}$$

IV.7.3.2-Vérification de la période fondamentale

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique : $T_{dyn} = 0.7617s$

$$T_{dyn} = 0,52 < 1,3T_{sta} = 1,3 \times 0,44 = 0,58sec \quad \text{Condition Vérifiée}$$

IV.7.3.3-Vérification des facteurs de participation massique

Le logiciel ETABS V9.6.0 peut déterminer directement les valeurs des Coefficient de participation modale, les valeurs données sont :

Tableau IV.3: Facteur de participation massique

Sens transversal :

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)			
		UX	UY	$\sum UX$	$\sum UY$
1	0.516845	1.5529	74.9965	1.5529	74.9965
2	0.489623	73.2825	1.6164	74.8354	76.6129
3	0.423433	3.3333	0.0005	78.1687	76.6134
4	0.139347	11.2363	0.4331	89.4051	77.0465
5	0.134548	0.2638	15.3923	89.6689	92.4388
6	0.099314	2.6803	0.0044	92.3492	92.4432
7	0.065073	3.9726	0.0038	96.3218	92.447
8	0.060874	0.001	4.8263	96.3227	97.2733
9	0.044001	0.9008	0.0025	97.2235	97.2758
10	0.037049	1.4411	0.0068	98.6646	97.2826
11	0.036517	0.0054	1.5837	98.6699	98.8664
12	0.027114	0.3263	0.0005	98.9962	98.8668

6^{ème} mode: $\sum \alpha_y = 92.44\% > 90\%$ condition vérifiée.**12^{ème} mode:** $\sum \alpha_y = 98.86\% > 90\%$ condition vérifiée.

Sens longitudinal :

6^{ème} mode: $\sum \alpha_x = 92.34\% > 90\%$ condition vérifiée.**12^{ème} mode:** $\sum \alpha_x = 98.99\% > 90\%$ condition vérifiée.**IV.7.3.4-Les déplacements latéraux inter- étage**

Tableau IV.4: Les déplacements latéraux inter-étage

Niveau	Déplacement maximum (m)	
	Sens x	Sens-y
5	0.0098	0.0117
4	0.0086	0.0098
3	0.0071	0.0077
2	0.0052	0.0055
1	0.0033	0.0034
RDC	0.0014	0.0014

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e, \quad \text{et} \quad h_e: \text{ la hauteur de l'étage.}$$

$$\rightarrow \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R : coefficient de comportement global de la structure, R= 4

Tableau. IV.5: Vérifications des déplacements latéraux inter-étage

NIVEAU	Δ_{ex} (m)	Δ_{ey} (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	
5	0,0012	0,0019	0.0048	0.0048	0.0289	Vérifiée
4	0,0015	0,0021	0.0060	0.0060	0.0289	Vérifiée
3	0,0019	0.0022	0.0076	0.0088	0.0289	Vérifiée
2	0,0019	0.0021	0.0076	0.0084	0.0289	Vérifiée
1	0,0019	0.0020	0.0076	0.0080	0.0289	Vérifiée
RDC	0.0014	0.0014	0.0056	0.0056	0.0396	Vérifiée

IV.7.3.5-Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.9), Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Sens x :

Tableau IV.6: Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ(sens x)

NIVEAU	$W_I(t)$	P_K	Δ_k	V_K	h_i (m)	θ
5	333.205	333.205	0.0048	48.624	2.89	0.011
4	328.830	662.035	0.0060	92.741	2.89	0.014
3	326.430	988.465	0.0076	128.194	2.89	0.020
2	326.430	1314.895	0.0076	154.950	2.89	0.022
1	335.794	1650.689	0.0076	172.722	2.89	0.025
RDC	356.064	2006.753	0.0056	182.059	3.96	0.016

Sens-y :

Tableau IV.7: Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ(sens-y)

NIVEAU	$W_I(t)$	P_K	Δ_k	V_K	$h_i (m)$	θ
5	333.205	333.205	0.0048	51.093	2.89	0.011
4	328.830	662.035	0.0060	94.618	2.89	0.015
3	326.430	988.465	0.0076	128.357	2.89	0.020
2	326.430	1314.895	0.0076	153.625	2.89	0.023
1	335.794	1650.689	0.0076	170.783	2.89	0.025
RDC	356.064	2006.753	0.0056	180.513	3.96	0.016

$\Theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

IV.7.3.6-Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité

L'excentricité accidentelle :

Dans l'analyse tridimensionnelle, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

On peut directement introduire cette excentricité dans le logiciel Etabs.

[Define → Define response spectra → Add new spectra → Ecc. Ratio (All Diaph)]

Tableau IV.8: L'excentricité accidentelle

plancher	W étage (t)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
		x_G	y_G	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y
terrasse	333.205	6.385	4.14	6.355	3.72	0.03	0.42
4	328.830	6.376	3.116	6.276	2.445	0.10	0.671
3	326.430	6.376	3.116	6.236	2.914	0.14	0.202
2	326.430	6.376	4.116	6.211	3.616	0.165	0.50
1	335.794	6.395	5.143	6.196	4.309	0.199	0.834
RDC	356.064	6.368	4.952	6.183	4.837	0.185	0.115
Total	2006.753						

IV.8.Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.



Chapitre V:

ETUDE DES PORTIQUES

CHAPITRE V : ETUDE DES PORTIQUES

V.1 -Etude sous charges verticales et horizontales

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme ETABS ce qui nous a permis de calculer les portiques.

V.2- Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)].

V.2.a-Poutres

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G+Q \pm E \end{array} \right.$$

V.2.b-Poteaux

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q \pm 1,2E \\ G+Q \pm E \end{array} \right.$$

Avec : G : Charge permanente ;

Q : Charge d'exploitation ;

E : Effort sismique.

V.3-Ferraillage des poutres

V.3.1-Méthode de calcul

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre

$$1,35G+1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

- Sollicitation du 2^{eme} genre

$$\begin{aligned} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{aligned} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

- Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}
- Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle :

$$\begin{aligned} \gamma_s = 1 &\Rightarrow \sigma_s = 400MPa \\ \gamma_b = 1,15 &\Rightarrow \sigma_b = 18,48MPa \end{aligned}$$

Pour les autres cas :

$$\begin{aligned} \gamma_s = 1,15 &\Rightarrow \sigma_s = 348MPa \\ \gamma_b = 1,5 &\Rightarrow \sigma_b = 14,17MPa \end{aligned}$$

V.3.2-Les armatures minimales

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\%bh_t$
- Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\%bh_t$. (Zone courante)

$$A_{max2} = 6\%bh_t \text{ (Zone de recouvrement)}$$

2. a-poutre principale (30x45) cm² :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\%b.h_t = 0,5 \times 30 \times 45 / 100 = 6,75cm^2 \text{ (Sur toute la section)}$$

$$A_{max_1} = 4\%b.h_t = 4 \times 30 \times 40 / 100 = 54cm^2$$

$$A_{max_2} = 6\%b.ht = 6 \times 30 \times 40 / 100 = 81cm^2$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

V.3.3-Exemple de calcul

3.1-Poutre de rive :(RDC 1^{ère} 2^{ème})

1. a-En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 44,82KN.m$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 73,12KN.m$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 0,61 < 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b=30cm$.
- Hauteur de la section $h_t=45cm$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9 \times h_t=40,5 cm$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 Mpa$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 Mpa$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1Mpa$.
- Fissuration peu préjudiciable

Tableau V.1: Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.

Moment ultime M_u	M_u	73,12 KN.m	$\mu=0,105 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0,105	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,958$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	5,42 cm²	

1. b- En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 46,01 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 69,89 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{asp1}}{M_{asp2}} = 0,66 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Tableau V.2 : Exemple de ferrailage des poutres en travée.

Moment ultime M_u	M_u	69,89 KN.m	$\mu=0,100 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0,100	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,947$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	5,24cm²	

3.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux :

Tableau V.3: Ferrailage des différents niveaux (p. principale de rive et intermédiaires).

Niveau	Section	Moments (t. m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC 1 ^{ère} 2 ^{ème}	Appuis	1,643	7,697	7,697	5,25	7,81	3T14+3T12=8,01
	Travée	2,528	10,197	10,197		10,60	3T16+3T14=10,65
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	Appuis	2,308	6,517	6,517	5,25	6,82	3T14+3T12=8,01
	Travée	2,522	8,329	8,329		8,55	3T16+3T12=9,42

3.4-Poutre secondaire (30x35) cm² :

4.1-Armatures minimales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{min} = 0,5\%bh_t = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = 5,25cm^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%bh_t = 4 \times 30 \times 35 / 100 = 42cm^2$$

$$A_{max2} = 6\% bh_t = 6 \times 30 \times 35 / 100 = 63cm^2$$

4.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Tableau V.4 : Ferrailage des différents niveaux (p. secondaires de rive et intermédiaires).

Niveau	Section	Moments (t. m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC 1 ^{ère} 2 ^{ème}	Appuis	4,601	6,989	6,989	6,75	5,42	3T12+3T10=5,75
	Travée	4,482	7,312	7,312		5,24	3T12+3T10=5,75
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	Appuis	4,255	6,789	6,789	6,75	5,08	3T12+3T12=6,78
	Travée	4,718	8,603	8,603		6,53	3T12+3T12=6,78

5-Les vérifications :**5.1-poutre principale (30x45) cm² :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,1 / 400 = 1,46 \text{ cm}^2.$$

Adopté > Amin.....condition vérifiée.

5.2-Vérification des contraintes(ELS) :**2. a-En travée :**

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 34,32 \text{ KN.m}$

$$M_u = 47,18 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0877$$

$$\gamma = \frac{47,18}{34,32} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha \leq 0,435$ condition vérifiée.

2. b- En appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{amax} = 33,43 \text{ KN.m}$

$$M_u = 46,01 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,2594$$

$$\gamma = \frac{46,01}{33,43} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha \leq 0,438$ condition vérifiée

5.3-Poutre secondaire (30x35) cm²»

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1 / 400 = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$A_{dopté} > A_{min}$condition vérifiée.

5.4-Vérification des contraintes(ELS) :

4. a-En travée :

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{max} = 18,40 \text{ KN.m}$

$$M_u = 25,28 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,077$$

$$\gamma = \frac{25,28}{18,40} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha \leq 0,44$condition vérifiée

4. b- En appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{amax} = 16,91 \text{KN.m}$

$$M_u = 23,08 \text{KN.m}$$

$$\alpha = 0,07$$

$$\gamma = \frac{23,08}{16,91} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha \leq 0,43$condition vérifiée

6-Vérification de l'effort tranchant**6.1-Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)**

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 54,13 \text{KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{54,13 \cdot 10^{-3}}{0,30 \cdot 0,405} = 0,44 \text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min \left(0, 2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) \right); 5 \text{MPa} \right\}$$

$\tau_u = 0,44 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$condition vérifiée

Pas de risque du cisaillement

6.2-Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 27,09 \text{KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{27,09 \cdot 10^{-3}}{0,30 \cdot 0,315} = 0,29 \text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min \left(0, 2 \left(\frac{f_{cj}}{\nu_b} \right) ; 5 \text{MPa} \right) \right\}$$

$$\tau_u = 0,29 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement

7-Calcul les armatures transversales :

7.1-Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_1)$$

$$\Phi_t \leq \min (12,85 ; 30 ; 16)$$

$$\Phi_t = 8 \text{mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

7.2-Calcul de L'espace :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \quad St \leq 30\text{cm} \\ St \leq \min (36,45; 40\text{cm}) \end{array} \right.$$

Zone nodale:

$$St \leq \min (h/4; 12\Phi_1; 30\text{cm})$$

$$St \leq \min (11, 25; 19, 20; 30\text{cm})$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$St \leq h/2$$

$$St = 20\text{cm}$$

7.3-Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \text{Profondeur utile } d = 36\text{cm}.$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 21,6\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 8,32\text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 21,5\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 8,37\text{cm}$$

$$\phi_L = 1,6\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 21,4\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 8,43\text{cm}$$

7.4-La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

$$\Phi = 1,6\text{ cm} \rightarrow l = 64\text{cm}$$

$$\Phi = 1,4\text{ cm} \rightarrow l = 56\text{cm}$$

$$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48\text{ cm}$$

8-Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

BAEL91 (Art B.6.5).

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

a)Poutres principales

$$M_{max} = 3,432\text{t.m}; M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(2,95+1,5) \times (4,65)^2}{8} = 12,03\text{t.m}$$

(à l'ELS)

$$A_s = 8,01\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} h/L > 1/16 & 0,0968 > 0,0625 \text{ (condition vérifiée)} \\ h/L > M_t/10M_0 & 0,0968 > 0,0285 \text{ (condition vérifiée)} \\ A_s/bd < 4,2/f_e & 0,0059 < 0,0105 \text{ (condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

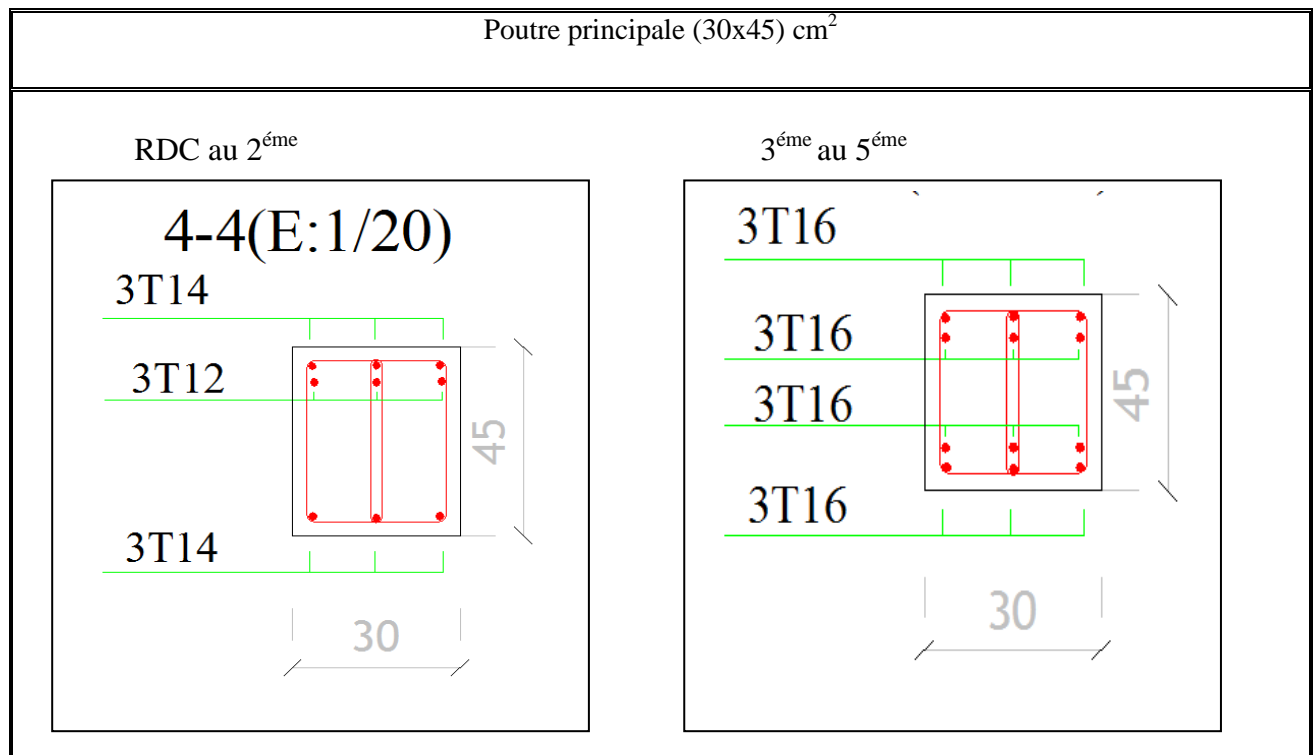
b) Poutres secondaires

$$M_{tmax} = 1,840t.m; M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(2,95+1,5) \times (3,80)^2}{8} = 8,03t.m$$

(à l'ELS)

$$A_s = 8,01\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} h/L > 1/16 & 0,118 > 0,0625 \text{ (condition vérifiée)} \\ h/L > M_t/10M_0 & 0,118 > 0,0229 \text{ (condition vérifiée)} \\ A_s/bd < 4,2/f_e & 0,0059 < 0,0105 \text{ (condition vérifiée)} \end{array} \right.$$



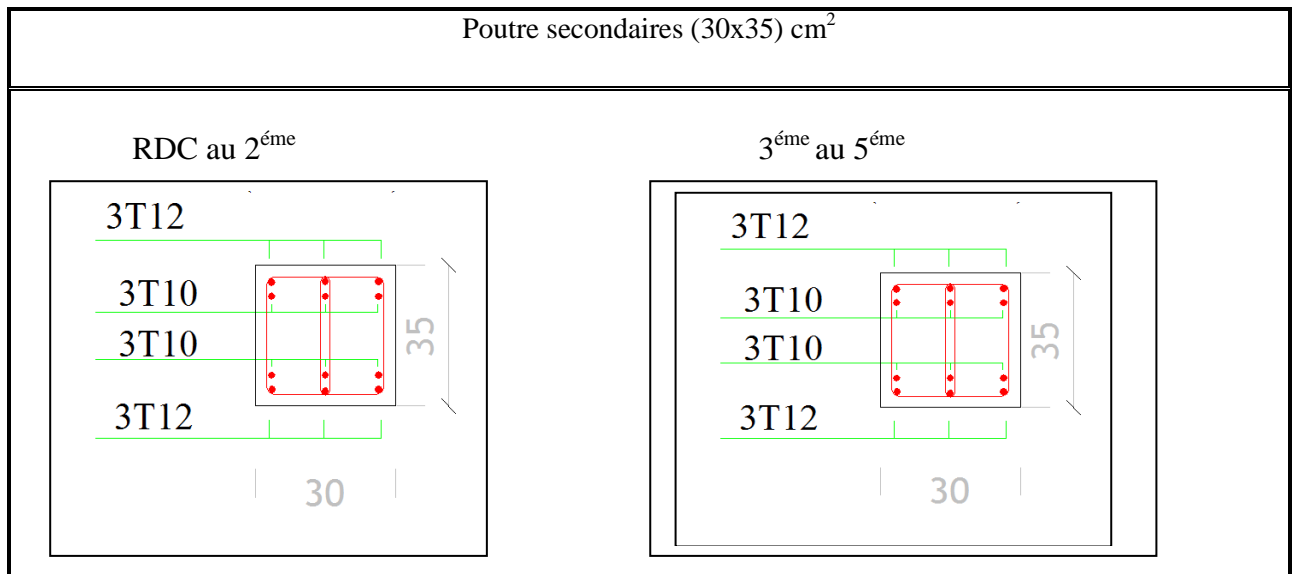


Figure V.1: Ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.

V.4-Ferrailage des poteaux

V.4.1-Méthode de calcul

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

$$-1^{\text{er}} \text{Genre} : 1,35G + 1,5Q \Rightarrow [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1$$

$$-2^{\text{ème}} \text{Genre} : 0,8G \pm E. \Rightarrow \begin{cases} [N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2 \\ G+Q \pm 1,2E \quad \left\{ \begin{array}{l} [M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3 \end{array} \right. \end{cases}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

$$\text{Pour situation accidentelle} : \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$$

Pour les autres cas : $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$.

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$$

V.4.2-Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.
- On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

Tableau V.5.: Les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Famille de poteaux	Amin=0,8 %b.ht	Amax1=4%b.ht	Amax2=6%b.ht
(40x40) cm ²	12.80cm ²	64 cm ²	96 cm ²
(35x35) cm ²	9.80cm ²	49 cm ²	73,50 cm ²
(30x30) cm ²	7.20 cm ²	36 m ²	54 m ²

- **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 9.7.2, les résultats sont résumés dans les tableaux

Tableau V.6 : Les sollicitations défavorables.

Famille Combs		(40x40)	(35x35)	(30x30)
		(a)	N_{\max} (KN)	945.27
	M_{corr} (KN.m)	4.767	14.754	14.884
(b)	N_{\min} (KN)	41.12	3.71	8.08
	M_{corr} (KN.m)	4.131	14.694	18.056
(c)	M_{\max} (KN.m)	66.485	67.077	61.98
	N_{corr} (KN)	446.08	314.95	194.94

V.4.3-Exemple de calcul**3.1-Poteau de rive (RDC ; étage01)**Section (40x40) cm²**1. a-Sens longitudinale :**

Données :

- Largeur du poteau $b = 40$ cm.
- hauteur de la section $ht = 40$ cm.
- Enrobage $c = 2,5$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = ht - c = 37.5$ cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

a)Combinaison :**1^{er} cas :**

$$N_{\max} = 945,27 \text{ KN}; M_{\text{corresp}} = 4,767 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,767}{945,27} = 0,00504m$$

$$M_U = N_U \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 945,27 \times \left(0,375 - \frac{0,40}{2} + 0,00504 \right) = 548,29KN.m$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$N_U \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \cdot h$$

$$M_U \leq N_U \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_U}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right)$$

$$N_U \leq 1836,432KN$$

Condition vérifiée.

$$M_U = 548,29KN.m \leq 346,373KN.m$$

Condition non vérifiée.

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire. On doit d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c) \cdot (N_u - M_u) \leq \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c}{d} \right) b \cdot d^2 \cdot f_{cb}$$

$$(0,375 - 0,025) \times (945,27 - 548,29) = 138,94$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,025}{0,375} \right) \times 0,40 \times 0,375^2 \times 18,48 \times 10^2 = 29,42$$

$29,42 \leq 138,94 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée

Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,767 \times 10^3}{40 \times 37,5^2 \times 18,48} = 0,0046 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :

$$\alpha = 0,0058$$

$$\beta = 0,997$$

$$A_s = \frac{4,767 \times 10^3}{0,997 \times 37,5 \times 400} = 0,32 \text{ cm}^2$$

2^{ème} cas :

$$N_{\min} = 41,12 \text{ KN}; M_{\text{corresp}} = 4,131 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,131}{41,12} = 0,1005 \text{ m}$$

$$M_U = N_U \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 41,12 \times \left(0,375 - \frac{0,40}{2} + 0,1005 \right) = 11,33 \text{ KN.m}$$

- Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_U \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \cdot h \\ M_U \leq N_U \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_U}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_U \leq 1836,432 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_U = 11,33 \text{ KN.m} \leq 15,40 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_s = A_s' = 0$).

3^{ème} cas :

$$M_{\max} = 66,485 \text{ KN}; N_{\text{corresp}} = 446,08 \text{ KN.m}$$

- Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{66,485}{446,08} = 0,149 \text{ m}$$

$$M_U = N_U \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 446,08 \times \left(0,375 - \frac{0,40}{2} + 0,149 \right) = 144,53 \text{ KN.m}$$

- Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_U \leq 0,81 \times f_{bc} \times b.h \\ M_U \leq N_U .d \left(1 - 0,514 \frac{N_U}{b.d.f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_U \leq 1836,432 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_U = 144,53 \text{ KN.m.} \leq 165,475 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

-Section adoptée :

$$A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_{\min}) = \max(0,32; 0; 0; 12,8) = 12,8 \text{ cm}^2$$

Tableau V.7: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.

types	Comb.	N_U (t)	M_u (t.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm^2)
(40x40)	(a)	94.527	0.4767	0.32	12.80	4T16+4T14 As = 14,20
	(b)	4.112	0.4131	0		
	(c)	44.608	6.6485	0		
(35x35)	(a)	60.752	1.4754	0	9,80	8T14 As = 12,32
	(b)	0.371	1.4694	0.27		
	(c)	31.495	6.7077	0		
(30x30)	(a)	29.083	1.4884	0	7.20	8T12 As= 9,05
	(b)	0.808	1.8056	0.10		
	(c)	19.494	6.198	2.46		

V.4.4-Les vérifications

1-Vérification de la contrainte de cisaillement :

« Le poteau le plus sollicité (40x40) cm^2 »

$$T_{max} = 16,31 \text{ KN}$$

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{(bxd)} = \frac{16,31}{(40 \times 37,5)} = 0,011 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}$

$$\tau_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,011 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

2- Calcul des armatures transversales :

2.1-Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20 / 3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.
- S_t : Espacement des armatures transversales.

2.2- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_L; 15cm) = 15cm$ Soit $S_t = 10cm$

-En zone courante : $S_t \leq 15\phi_L = 18cm$ Soit $S_t = 15cm$.

2.3- Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 L_0$$

$$\lambda_g = 0.7 \cdot \frac{L_0}{b} = \frac{0.7 \times 3.75}{0.40} = 6.56m$$

$\lambda_g = 6.56 > 5 \rightarrow \rho_0 = 2.5$ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 2.5 \times 16.31}{40 \times 235} = 0.065 \text{ cm}^2$$

2.4-Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / S_t \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0.3 \% \rightarrow \lambda_g = 6.56 > 5$$

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} \text{Zone nodale} & : A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante} & : A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

2.5-Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot St \cdot b / f_e ; \text{Ronds lisses} \rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 40 / 235 = 1,02 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

2.6-Détermination de la zone nodale :

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

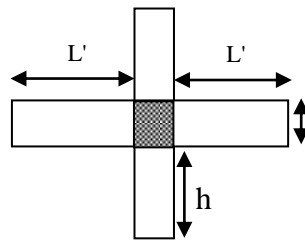


Figure V.2 : Zone nodale

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}; b; h; 60\text{cm}\right) = \max\left(\frac{400}{6}; 40; 40; 60\right) = 66,7 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

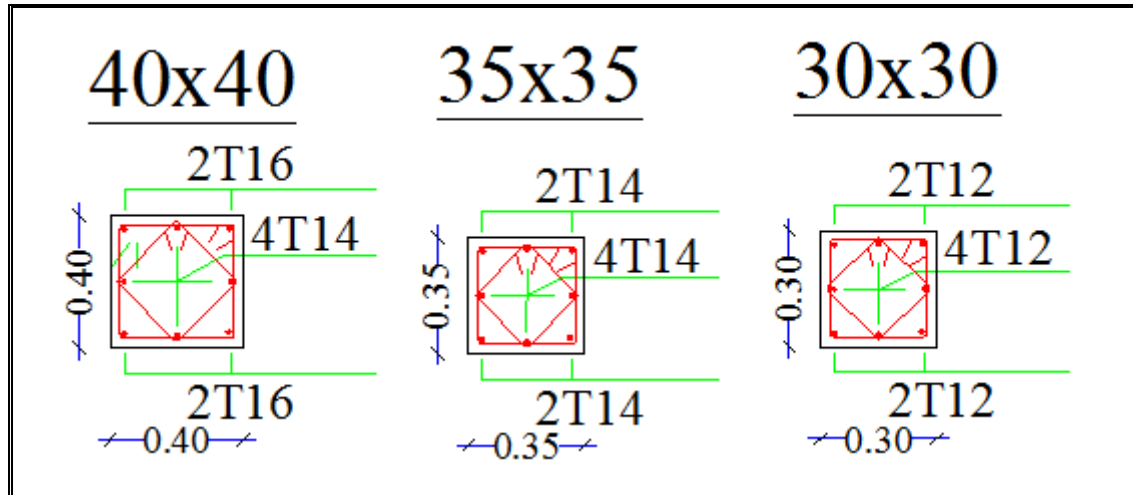
RDC et 1^{er} étage2^{ème} 3^{ème}4^{ème} 5^{ème}

Figure V.3 : Dessin de ferrailages des sections des poteaux.



Chapitre VI:

Etude des voiles

CHAPITRE VI : ETUDE DES VOILES

VI.1-Introduction

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments, quelles que soient leurs destinations (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

VI.2-Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismique, car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent, une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

2.1-Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

2.2-Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

2.3-principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- 2) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

- Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

VI.3. Les recommandations du RPA99

3.1-La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma}{1,15} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

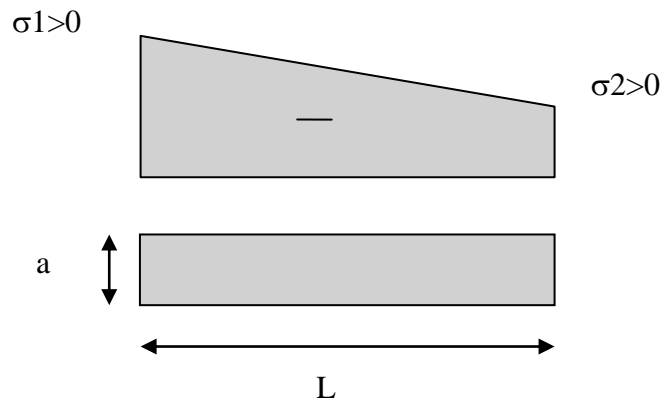
- On distingue 3 cas :

1. a-1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot a \cdot L$$



1. b-2^{ème} cas :

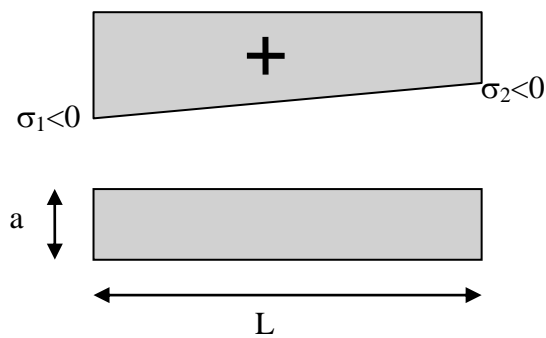
Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

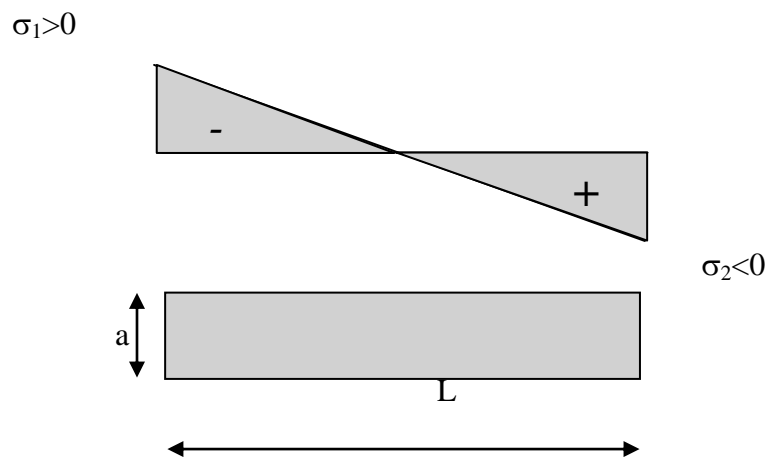
-Si : $A_v < A_{\min} = 0,2 \% a \cdot L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min} = 0,2 \% a \cdot L$, on ferraille avec A_v .



1. c-3^{eme} cas:

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

**3.2- Armatures verticales :**

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

3.3- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.
- En zone courante 0,10 %.

3.4-Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur

ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VI.4- ferrailage des voiles

VI.4.1-Exemple de calcul de voile (type 1)

$$A = (0,40 \times 0,40) \times 2 + 0,18 \times 3,80 = 0,86 \text{ m}^2$$

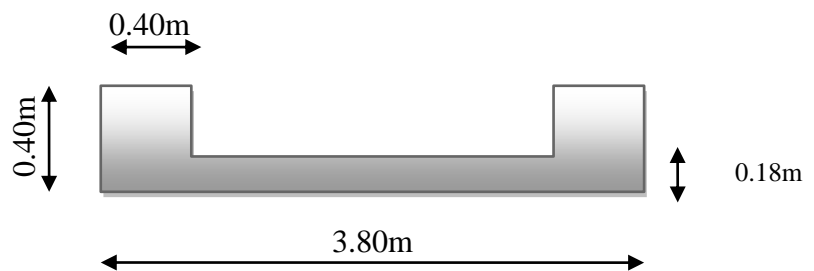
$$I = 0,9879 \text{ m}^4$$

$$V = 1,50 \text{ m}$$

$$N = 138,74 \text{ t}$$

$$M = 544,96 \text{ t.m}$$

$$T = 3,32 \text{ t}$$



4.2-Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{138,74 \cdot 10^{-2}}{0,86} + \frac{544,96 \times 1,5 \cdot 10^{-2}}{0,98} = 9,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{138,74 \cdot 10^{-2}}{0,86} - \frac{544,96 \times 1,5 \cdot 10^{-2}}{0,98} = -6,73 \text{ MPa}$$

On à (σ_1 et σ_2) sont de signes différents, donc la section est partiellement comprimée.

On calcul la longueur de la zone de traction

4.3-Vérification des contraintes de compression (G+Q+E)

$$N = 138,74 \text{ t}$$

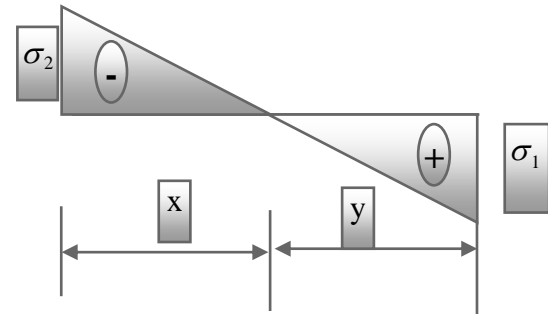
$$M = 544,96 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 9,95 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_1 = 9,95 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 14,78 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -6,73 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = -6,73 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 14,78 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$



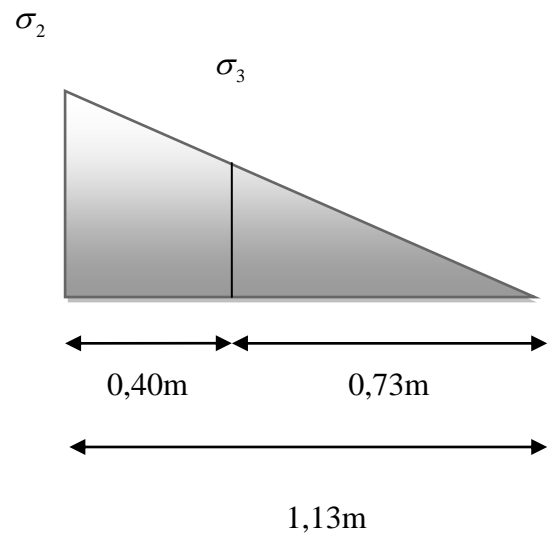
4.4 Longueur de la zone tendue :

$$x = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = 1,13 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 0,77 \text{ m}$$

x : la longueur de la zone tendue

y : la longueur de la zone comprimée



4.5. Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\frac{\sigma_2}{1,13} = \frac{\sigma_3}{0,73} \Rightarrow \sigma_3 \approx \frac{\sigma_2 \times 0,73}{1,13} = -4,35 \text{ MPa}$$

4.6. Détermination des armatures verticales :

-Tronçon AB :

- Partie Poteau :

$$F_1 = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2) \times b \times h}{2} = \left(\frac{6,73 + 4,35}{2} \right) \times 0,40 \times 0,40 \times 10^3 = 886,40 \text{ KN}$$

$$Av_1 = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{886,40}{400} \times 10 = 22,20 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des armatures doit être inférieur à $(\frac{1}{10}e)$

-Tronçon BC :

- **La force résultante :**

-Partie Rectangulaire :(VOILE)

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x - b) \times e}{2} = \frac{4,35(1,13 - 0,40) \times 0,18}{2} = 285,80 \text{ cm}^2$$

$$Av_2 = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{285,80}{400} \times 10 = 7,14 \text{ cm}^2$$

$$Av_j = 1,1 \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{fe} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 33,20 \times 10}{400} \times \frac{1,13}{3,8} = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$A_r = Av_1 + Av_2 + Av_j = 22,20 + 7,14 + 0,38 = 29,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,2\% b h = 0,2 \text{ a x } /100 = \frac{0,2(40 \times 40 + 18 \times 38)}{100} = 4,57 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 29,72 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,57 \text{ cm}^2$$

On prend :

- A poteau \Rightarrow (8T20) : $A=25,13 \text{ cm}^2$

- $A_x = 2(3T10) = 4,71 \text{ m}^2$

Espacement exigé par R.P.A 99 :

D'après R.P.A 99 modifié 2003 page 79 on a :

$$S \leq (1,5a; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S \leq (1,5a = 27 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) = 27 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$ (zone nodale)

4.7. Vérification des armatures vis à vis du RPA99:

$$A_{\min} = 0.2\% b h = 0.2 a x / 100 = 4,57 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculer}}$$

4.8. Détermination des armatures horizontales :

D'après RPA 2003, la contrainte tangentielle donnée par la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{a.d}$$

$$d = 0,9.h = 3,38 \text{ m}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{a.d} = \frac{1,4 \times 33,20}{0,18 \times 338} \times 10 = 0,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 4 \text{ MPa} \quad (\text{C. V})$$

$$\tau_b = 0,76 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_h \geq 0,0025 x b x s = 0,0025 \times 18 \times 100 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } 2 (4T10) / 1 \text{ ml} = 6,28 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$S_h \leq \min(1,5a = 27 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 27 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_h = 25 \text{ cm}$$

4.9. Armatures courantes :

$$A_c \geq 0,2\% \times (y - x)a = 0,002 \times \left(\frac{380 - 226}{2} \right) \times 18 = 6,80 \text{ cm}^2$$

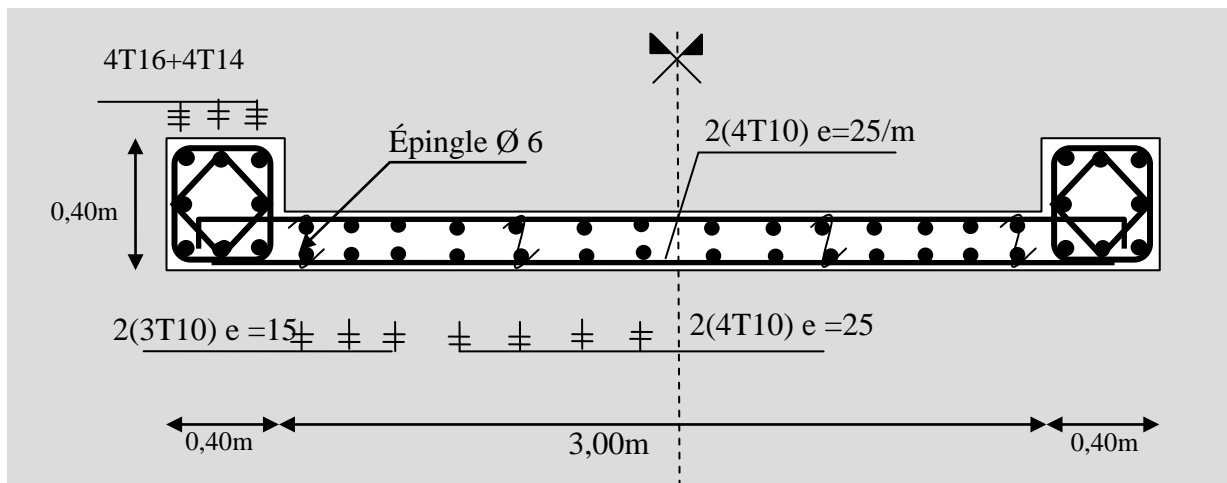
$$\text{On prend : } A_c = 2(6T10) = 9,42 \text{ cm}^2$$

-L'espacement :

$$S_t \leq \min(1,5 \times a = 27 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm}) = 27 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Figure VI.1 : Schéma de ferrailage de voile type 1



VI.4.2-Exemple de calcul de voile (type 2)

$$A = (0,40 \times 0,40) + 0,18 \times 2 = 0,52 \text{ m}^2$$

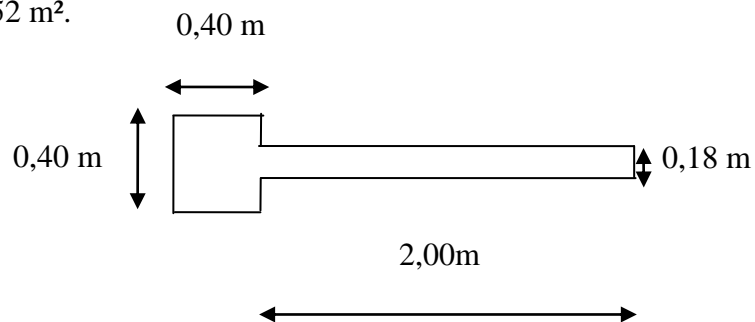
$$I = 0,2192 \text{ m}^4$$

$$V = 1 \text{ m}$$

$$N = 29,463 \text{ t}$$

$$M = 143,063 \text{ t.m.}$$

$$T = 3,687 \text{ t}$$



4.3-Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{29,463 \cdot 10^{-2}}{0,52} + \frac{143,063 \times 1 \cdot 10^{-2}}{0,2192} = 7,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{29,463 \cdot 10^{-2}}{0,52} - \frac{143,063 \times 1 \cdot 10^{-2}}{0,2192} = -5,96 \text{ MPa}$$

On a (σ_1 et σ_2) sont de signes différents, donc la section est partiellement comprimée.

On calcule la longueur de la zone de traction

4.4. Vérification des contraintes de compression (G+Q+E)

$$N = 29,463t.$$

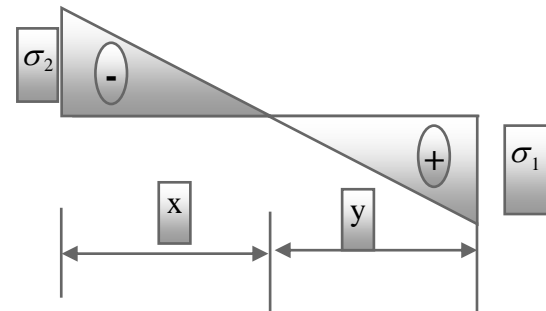
$$M = 143,063 \text{ t.m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 7,10 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_1 = 7,10 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 14,78 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -5,96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = -5,96 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 14,78 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$



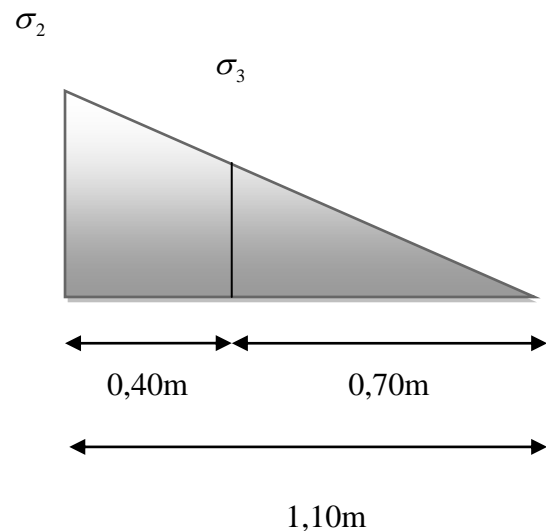
4.5. Longueur de la zone tendue :

$$x = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = 1,10 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 0,76 \text{ m}$$

X : la longueur de la zone tendue

y : la longueur de la zone comprimée



4.6. Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\frac{\sigma_2}{1,10} = \frac{\sigma_3}{0,70} \Rightarrow \sigma_3 \approx \frac{\sigma_2 \times 0,70}{1,10} = -3,80 \text{ Mpa}$$

4.7. Détermination des armatures verticales :

-Tronçon AB :

- **Partie Poteau :**

$$F_1 = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2) \times b \times h}{2} = \left(\frac{7,10 + 5,96}{2} \right) \times 0,40 \times 0,40 \times 10^3 = 1044,80 \text{ KN}$$

$$Av_1 = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1044,80}{400} \times 10 = 26,12 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des armatures doit être inférieur à $(\frac{1}{10}e)$

-Tronçon BC :

-La force résultante :

-Partie Rectangulaire :(VOILE)

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x-b) \times e}{2} = \frac{3,80(1,10 - 0,40) \times 0,18}{2} = 239,40 \text{ cm}^2$$

$$Av_2 = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{239,40}{400} \times 10 = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$Av_j = 1,1 \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{fe} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 36,87 \times 10}{400} \times \frac{1,10}{3,8} = 0,41 \text{ cm}^2$$

$$A_r = Av_1 + Av_2 + Av_j = 26,12 + 6,00 + 0,41 = 32,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,2\% b h = 0,2 a x / 100 = \frac{0,2(40 \times 40 + 18 \times 24)}{100} = 4,06 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 32,53 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,06 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$\text{-A poteau} \Rightarrow (6T25) : A = 29,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{-}A_x = 2(3T10) = 4,71 \text{ m}^2$$

-Espacement exigé par R.P.A 99 :

D'après R.P.A 99 modifié 2003 page 79 on a :

$$S \leq (1,5a; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S \leq (1,5a = 27 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) = 27 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$ (zone nodale)

4.8. Vérification des armatures vis à vis du RPA99:

$$A_{\min} = 0,2\% b h = 0,2 a x / 100 = 4,06 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculer}}$$

4.9. Détermination des armatures horizontales :

D'après RPA 2003, la contrainte tangentielle donnée par la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{a.d}$$

$$d = 0,9.h = 0,9 \times 3,75 = 3,38m$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{a.d} = \frac{1,4 \times 33,20}{0,18 \times 338} \times 10 = 0,76MPa < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 4MPa \quad (C.V)$$

$$\tau_b = 0,76 MPa > 0,025 f_{c28} = 0,5MPa$$

$$\text{Donc : } A_h \geq 0,0025 \times b \times s = 0,0025 \times 18 \times 100 = 4,5cm^2$$

On prend: 2 (4T10)/1ml=6,28cm²

-Espacement :

$$S_h \leq \min(1,5a = 27cm; 30cm) = 27cm \quad \text{On prend : } S_h = 25cm$$

4.10. Armatures courantes :

$$A_c \geq 0,2\% \times (y - x)a = 0,002 \times \left(\frac{240 - 110}{2} \right) \times 18 = 2,34cm^2$$

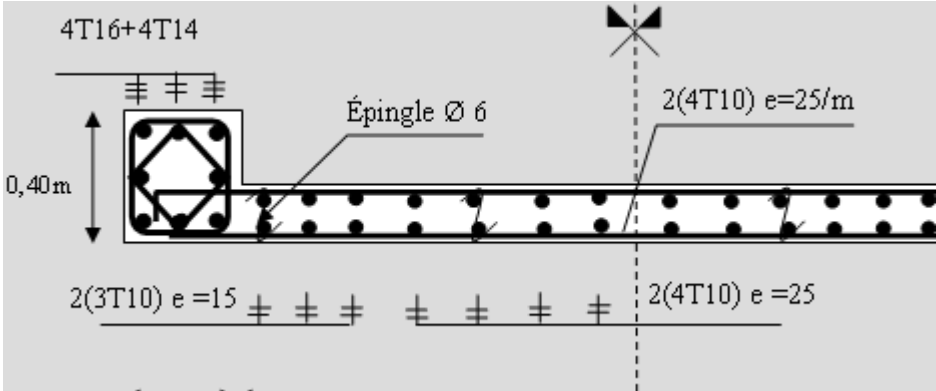
$$\text{On prend : } A_c = 2(6T10) = 9,42cm^2$$

-L'espace :

$$S_t \leq \min(1,5 \times a = 27cm \quad 30cm) = 27cm$$

On prend : $S_t = 25cm$

Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de voile type 2.





Chapitre VII:

Etude de l'infrastructure

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction

Les fondations mettent en contact le bâtiment avec le terrain d'assise et doivent reporter sur le bon sol les, efforts transmis par la superstructure soit directement, le cas des semelles isolés et filantes ou le cas des radiers.

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

VII.2. Etude des fondations

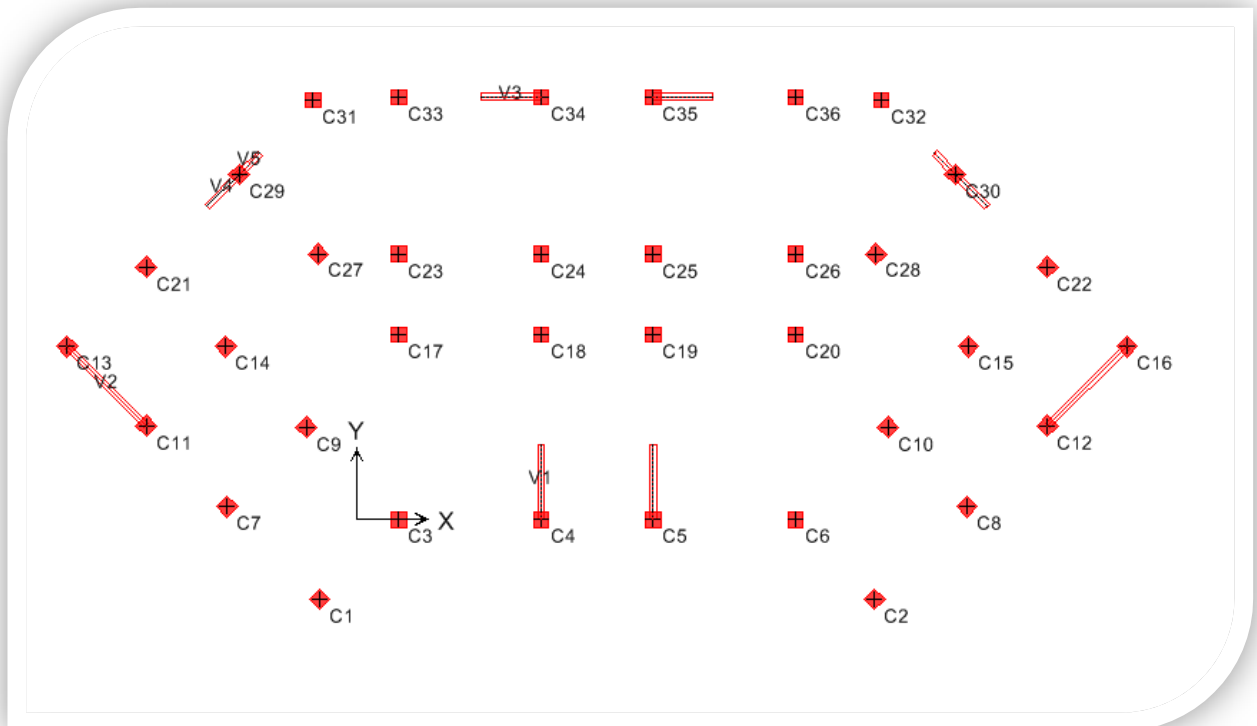


Figure VII.1 : Schéma de fondation.

VII.2.1. Combinaisons des charges

Selon le RPA99 version 2003, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

$$\mathbf{G+Q+E} \quad \mathbf{[1]}$$

$$\mathbf{0,8G\pm E} \quad \mathbf{[2]}$$

À l'aide de ces combinaisons de charges et avec la contrainte admissible $\sigma_{sol}=2\text{bar}$, on pourra déterminer le système de fondation à adopter.

VII.2.2. Choix du type de fondations

Le premier choix est généralement dirigé vers les semelles isolées et continues.

Mais lorsque celle-ci devient très large et arrivent à se chevaucher pour les raisons suivantes :

- L'importance des charges (poids de l'ouvrage).
- La faible résistance des charges ($\sigma_{sol} = 2\text{bars}$).

Tableau.VII.1 : Efforts exercés à la base de la structure.

Combinaison	Efforts normales [kN]	Moments [kN.m]
0,8G±E	4668,73	1501.46
G+Q+E	5680,04	1568,26

La surface totale nécessaire pour la semelle est

$$S_{nécessaire} = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{4668,73}{200} = 23,34\text{m}^2$$

$$S_{(base\ de\ la\ structure)} = 262,88\text{m}^2 ; \text{ On voit bien que } S_{nécessaire} < S_{base\ de\ la\ structure}$$

Donc le type de fondation semelle filante

VII.2.3. Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante sous un voile et plusieurs poteaux

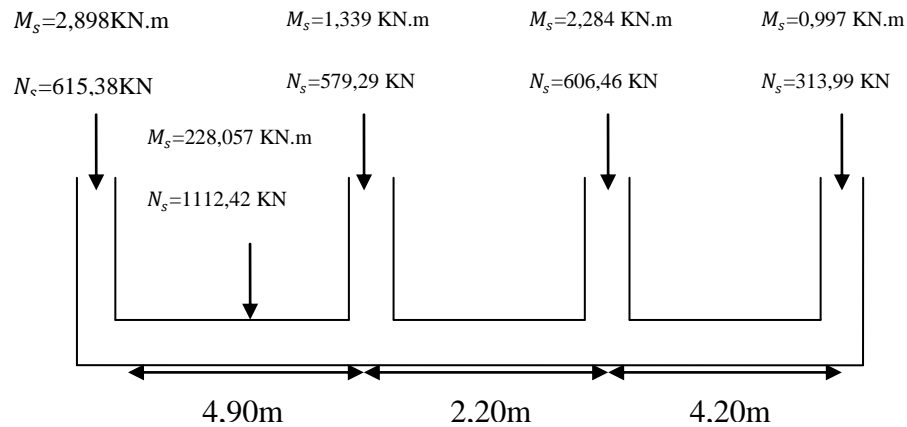


Figure VII.2 : Chargement de la semelle filant a L' ELS.

2.3.1. Pré-dimensionnement

$$\sum N_i = 3227,54 \text{ KN}$$

$$\sum M_i = 235,575 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0,073 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,073 \leq \frac{L}{6} = 1,88 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$B \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol} \cdot L} \left(1 + \frac{3e_0}{L} \right) = \frac{3227,54}{200 \times 11,30} \left(1 + \frac{3 \times 0,073}{11,30} \right) = 1,45 \text{ m}$$

On prend : $B=1,5 \text{ m}$

$$h_{\min} \geq \frac{B-b}{4} + 0,05 = 0,33 \text{ m}$$

On prend $h_{\min}=0,4 \text{ m}$

-Poids propre de la semelle :

$$P_{\text{semelle}} = L \cdot B \cdot H \cdot \gamma_{AB} = 11,30 \times 1,5 \times 1,5 \times 25 = 635,63 \text{ KN.}$$

Avec :

H : Profondeur des fouilles (H=1,5m).

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

-Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum F_i = \sum N_i + P_{\text{semelle}} = 3863,17 \text{ kn}$$

$$X_i = X_1 + X_2 + \dots + X_n$$

Tel que : $X_1 = D_1$; $X_2 = D_1 + l_1$; $X_3 = D_1 + l_1 + l_2$; $X_n = D_1 + l_1 + l_2 + \dots + l_n + D_2$

D: Débord de semelle filante $D = D_1 = D_2 = 0,5 \text{ m}$

$$X = \frac{\sum X_i F_i}{\sum F_i} = 5,50 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité:

$$e_x = \left| \frac{L}{2} - X \right| = 0,150 \text{ m}$$

Vérification de contrainte moyenne :

$$e_x = 0,15 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 1,88 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_i}{L.B} \left(1 + \frac{(6e_x)}{L} \right) = 205,57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_i}{L.B} \left(1 - \frac{(6e_x)}{L} \right) = 175,24 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 197,98 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 191,98 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ kn} / \text{m}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

-Calcul des contraintes sous G+Q+E (vérification de contraintes moyenne).

$$\sum N_i = 5680,04 \text{ KN}$$

$$\sum M_i = 1574,8 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_i}{L.B} \left(1 + \frac{(6e_x)}{L} \right) = 361,80 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_i}{L.B} \left(1 - \frac{(6e_x)}{L} \right) = 308,42 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 348,46 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 348,46 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq 2\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 400 \text{ kn} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

VII.2.3.2. Calcul du ferrailage

$$N_u = \sum N_i = 4425,77 \text{ KN}$$

$$M_u = \sum M_i = 323,12 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_i}{L.B} \left(1 + \frac{(6e_x)}{L} \right) = 281,90 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_i}{L.B} \left(1 - \frac{(6e_x)}{L} \right) = 240,31 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{u \text{ moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 271,50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{u \text{ moy}} = 271,50 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq 2\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 400 \text{ kn} / \text{m}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

$h=0,4\text{m}$; $d=0,9h=0,36\text{m}$; $b=0,4\text{m}$; $\sigma_b=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$

On utilise la méthode de console pour calculer le moment

$$Q_u = 1,35\sigma_{u \text{ moy}}.B = 1,35 \times 271,50 \times 1,5 = 549,80 \text{ KN} / \text{m}$$

$$M_{\max} = \frac{Q_u \left(\frac{B}{2} \right)^2}{2} = 154,63 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{154,63 \times 10^6}{14,17 \times 400 \times 360^2} = 0,211$$

$$\mu = 0,211 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,88$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{154,63 \times 10^6}{348 \times 0,88 \times 360} = 1402,60 \text{ mm}^2 = 14,03 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 173,88 \text{ mm}^2 = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min}; A_{st}) = 14,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_a = 8T16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

-Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :

$$e \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(120 \text{ cm}; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

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

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{14,03}{4} = 3,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures de répartition (Art A-8.2.42 BAEL91)

$$e \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(160 \text{ cm}; 45 \text{ cm})$$

$$e \leq 45 \text{ cm}$$

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

$$\tau = 0,024 \text{ Mpa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

VII.2.3.3. Dimensionnement des poutres de libage

La poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{4,20}{9} \leq h \leq \frac{4,20}{6} \rightarrow 0,47 \text{ m} \leq h \leq 0,7 \text{ m}$$

$$\text{On prend comme dimension} \begin{cases} h = 65 \text{ cm} \\ d = 58,5 \text{ m} \\ b = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

VII.2.3.3.1.Ferraillage de poutre libage

Les poutres libage sont considérées comme des poutres contenues et les sollicitations de calcul sont évaluées par les méthodes de RDM ou bien modalisées par des logiciels (ETABS).

-Résultats obtenues :

$$M_{u\text{appuis}} = 455,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{u\text{travée}} = 465,06 \text{ KN.m}$$

$$V_{u\text{max}} = 578,64 \text{ KN}$$

$$b = 40\text{cm}; h = 65\text{cm}; d = 58,5\text{cm}$$

- **En travée :**

$$M_{\text{travée}} = 465,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{travée}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{465,06 \times 10^6}{14,17 \times 400 \times 585^2} = 0,240$$

$$\mu = 0,240 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,860$$

$$A_{st} = \frac{M_{\text{travée}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{465,06 \times 10^6}{348 \times 0,86 \times 585} = 2656,30 \text{ mm}^2 = 26,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 6\text{T16} + 8\text{T16renf} = 12,06 + 16,08 = 28,14 \text{ cm}^2$$

- **En appui**

$$M_{\text{appui}} = 455,47 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{appui}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{455,47 \times 10^6}{14,17 \times 400 \times 585^2} = 0,235$$

$$\mu = 0,235 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,864$$

$$A_{st} = \frac{M_{\text{appui}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{455,47 \times 10^6}{348 \times 0,864 \times 585} = 2589,50 \text{ mm}^2 = 25,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } A_{st} = 8\text{T16Fil} + 6\text{T16Chapeau} = 16,08 + 12,06 = 28,14 \text{ cm}^2$$

-Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{d \times b} = \frac{578,64 \times 10^3}{585 \times 400} = 2,47 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 2,47 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifié}$$

-La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Avec:

$$I : \text{Inertie de la poutre} : I = bh^3 / 12 = 0,40 (0,65)^3 / 12 = 0,0092 \text{ m}^4$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton, } E = 3216419 \text{ t/m}^2.$$

$$b : \text{largeur de la poutre } b = 0,40 \text{ m.}$$

$$K : \text{coefficient de la raideur de sol } k = 40 \text{ t/m}^2.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,0092}{400 \times 0,40}} = 5,22 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 4,65 \text{ m} < \frac{\pi}{2} L_e = 8,20 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc la poutre de libage se calcule, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

-Armatures de peau :

C'est des armatures réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leurs sections est aux moins **3 cm²** par mètre de longueur de paroi.

$$A_s = 3 \times 2 \times (0,4 + 0,65) = 6,3 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4T14+2T10**

-Armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varnothing_l; \frac{b}{10} \right) = 16mm$$

On prend $\varnothing_t = 10mm$

-Espacement :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_l \right) = \min (16, 25cm; 19,2cm) = 16,25cm$$

VII.2.3.4.Vérification au poinçonnement:(BAEL91 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen de la nervure

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U $N_u = 1015,33KN$

h : Épaisseur totale de la nervure

- **Vérification pour les poteaux**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,4 + 0,4 + 2 \times 0,65) \times 2 = 4,2m$$

$$\overline{N_u} = \frac{0,07 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 4,2 \times 0,65 \times 25000}{2} = 2388,75KN$$

$$N_u = 1015,33KN \leq \overline{N_u} = 2388,75KN \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification pour les voiles**

$$N_u = 781,16KN; e = 0,18m; b = 2m$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,18 + 2 + 2 \times 0,65) \times 2 = 6,96m$$

$$\overline{N_u} = \frac{0,07 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 6,96 \times 0,65 \times 25000}{2} = 3958,50KN$$

$$N_u = 781,16KN \leq \overline{N_u} = 3958,50KN \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.2.3.5.Récapitulatif des différentes semelles filantes

Tableau.VII.2. Les sections des différentes semelles filantes.

Semelle	L[m]	R[kN]	X[m]	e_x [m]	B[m]	$h_{semelle}$ [m]	σ_{KN/m^2}^{moy}	$\sigma_{moy} \leq \bar{\sigma}_{sol}$
SF1	11,30	3863,17	5,50	0,15	1,5	0,4	191,98	cv
SF2	11,30	2972,23	6,00	0,35	1,04	0,2	198,82	cv
SF3	9,55	3839,47	5,33	0,55	1,80	0,4	192,11	cv
SF4	9,55	2604,66	3,97	0,80	1,10	0,3	196,80	cv
SF5	6,05	1840,82	2,20	0,83	1,30	0,3	190,78	cv

VII.2.3.6.Schéma de ferrailage

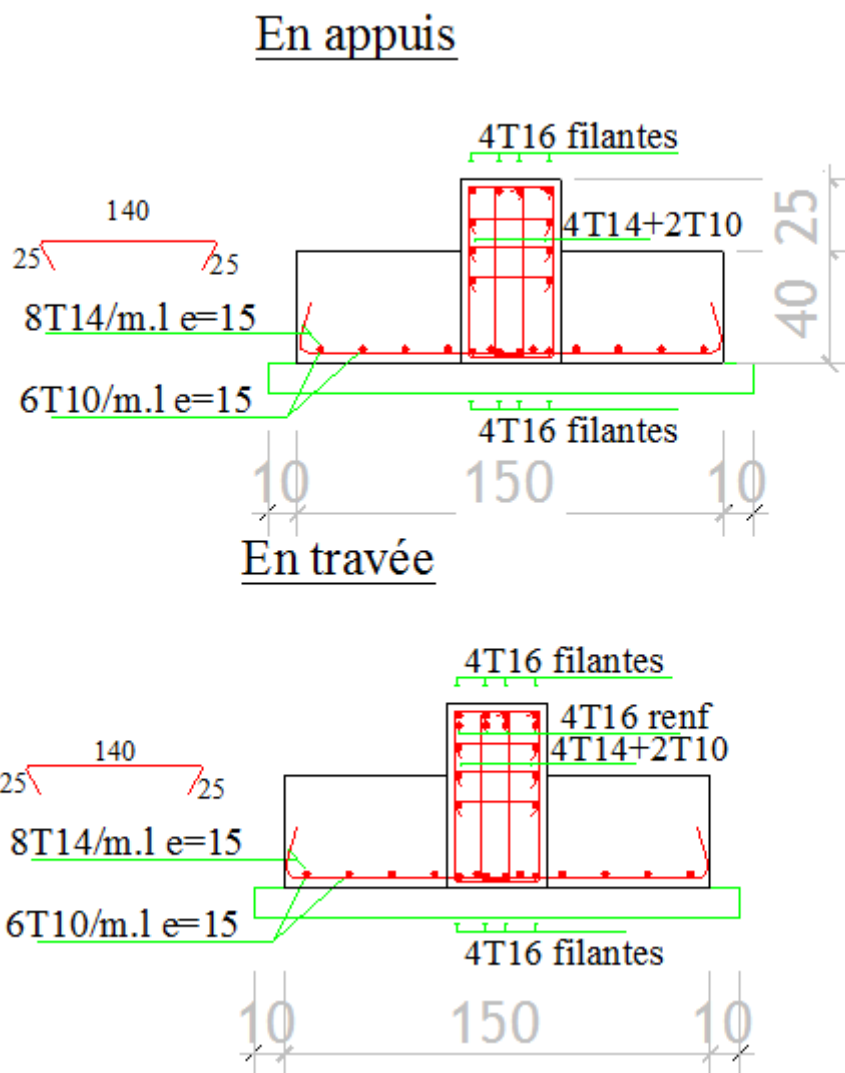


Figure VII.3. Ferrailage de la semelle filante.

VII.2.4. Etude des longrines

VII.2.4.1. Introduction

La longrine est une poutre rectangulaire horizontale en béton armé ou en béton précontrainte qui assure, la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation, qui sert à répartir les charges (des murs supportés) ou à les reporter vers des appuis.

Selon RPA99 /V. 2003 (Art 10.1.1 page79) :

$$N=972,23KN ; \alpha = 15$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{972,23}{15} = 64,82KN \geq 20KN$$

Avec :

N: La valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis solidarités.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et du site [zone II ; S2].

La dimension minimale de la section transversale de la longrine est de :

Pour site **S2** : (25×30) cm²

On va prend : (30×30) cm²

VII.2.4.2. Calcul du ferrailage longitudinal

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{64,82 \times 10}{348} = 1,86cm^2$$

D'après le RPA 99 version 2003, la section minimal est de :

$$A_{\min} = 0,6\% \times b \times h = 5,4cm^2$$

On choisit : 6T12 de section **6,79cm²**

-Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{\min} \geq b.h \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{300 \times 250 \times 2,1}{400} = 393,75mm^2 = 3,93cm^2$$

$$A_{\min} = 6,79cm^2 > 3,93cm^2 \quad \text{condition vérifié.}$$

VII.2.4.3. Calcul du ferrailage transversal

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce.

Donc, Le choix de la section d'un seul corps transversal sera $A_t = 4\phi 6 = 1,13\text{cm}^2$:

-Espaceement des cadres :

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

$$S_t \leq \min (15\phi_t; 20\text{cm}) = \min (15 \times 1,2; 20\text{cm})$$

On prend : $S_t = 15\text{cm}$

VII.2.4.4. Schéma de ferrailage

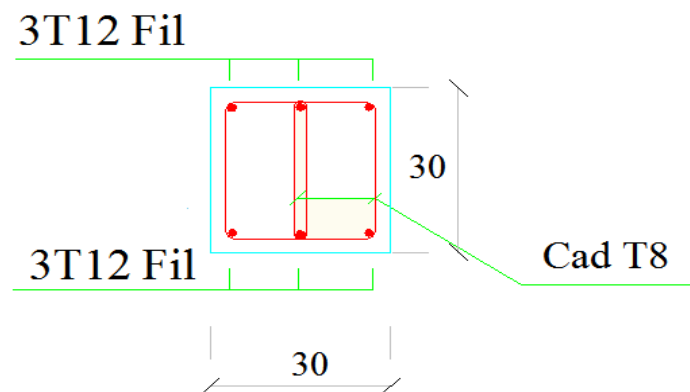


Figure VII.4. Ferrailage de la longrine.



Conclusion générale

Conclusion générale:

L'étude de notre projet de fin d'études qui s'intéresse à la conception et au calcul d'un bâtiment d'habitation R+5 contreventé par un système mixte voiles portiques en béton armé, nous a permis d'exploiter tout ce que on a étudié durant les années de spécialité en Génie Civil et on a eu des observations et des constatations déduites des différents chapitres de ce mémoire.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie.

➤ **La résistance:**

Vu les résultats de calcul obtenus, notre structure est vérifiée toutes les conditions de résistance, et elle est considérée comme une structure stable et rigide.

➤ **La sécurité:**

Touts les vérifications relatives exigées par les différents règles de construction (BAEL 91-RPA 99) on été satisfaisantes.

➤ **L'économie:**

L'économie étant un facteur déterminant et ceci a été traduite dans notre projet par le choix optimum des aciers pour tous les différents éléments résistants.

-En fin, l'utilisation de l'outil informatique et les divers logiciels de Génie Civil disponibles, plus particulièrement le ETABS, nous a permis d'optimiser éléments résistants par la modélisation de notre structure vis-à-vis de l'action sismique.

On espère que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle.



Références bibliographiques

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] BAEL 91.
- [2] DTRBC22
- [3] RPA 99 révisées 2003.
- [4] Pratique de BAEL 91.
- [5] Cours béton armé.

Logiciels

- ETABS version 9.0.7.Computer and Structures, Inc. université de Berkeley.1995
- RPA99
- Auto CAD 2009 Français
- Microsoft Office Excel 2007.
- Microsoft Office Word 2007

Résumé

Le présent projet consiste à étudier d'un bâtiment Rez-de-chaussée plus (5) étages à usage d'habitation de forme irrégulière; Le R.D.C à usages commerciaux, et le reste à usage d'habitation a la wilaya de Tissemsilt.

L'étude de ce projet est faite en utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (B.A.E.L91) L'ouvrage est classé dans le « Groupe d'usage 2 » et implanté en zone IIa, selon le règlement parasismique algérien RPA99/version2003. Le type portiques de contreventement sera mixte (voiles, portiques). La modélisation de structure se fait par ETABS et le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené manuellement. Ensuite on détermine le ferrailage des éléments secondaires (escaliers, acrotère, balcon).

Enfin on fait l'étude de l'infrastructure.

Abstract

This project consists of the study of building (R + 5) for residential use in an irregular manner. The structure is classified in group «2» and is located in Area IIa, according to the Algerian seismic regulations RPA99 / V. 2003. The type of fixation (cannors, floor veil of shear stress) will be mixed. The structural modeling is done by ETABS and the supported reinforcement element (columns, beams) is made manually.

ملخص

يتضمن هذا المشروع دراسة مبنى الطابق الأرضي بالإضافة إلى (5) طوابق للاستخدام السكني غير المنتظم. الطابق الأرضي للاستخدام التجاري ، والباقي للاستخدام السكني في ولاية تيسمسيلت (طريق حمادية).

تم إجراء دراسة لهذا المشروع باستخدام قواعد حساب الخرسانة المسلحة والتحقق منها (BAEL91). تم تصنيف المبنى في "مجموعة الاستخدام 2" وزرعه في المنطقة IIa، و التي تصنف ضمن المناطق متوسطة التعرض للنشاط الزلزالي حسب تعليمات البناء المستعملة في الجزائر

. (RPA 99 version 2003 ; BAEL)

إن هيكلنا عبارة عن مزيج من جدران من الاسمنت المسلح و التطبيقات الخاصة به و ذلك لتجنب الخطر الذي يهدد المنشأ. أما دراسة الأعمدة و العوارض فتمت باستعمال ETABS. وتم تنفيذ العناصر الداعمة (المشاركات والعوارض) يدوياً. ثم يتم تحديد تعزيز العناصر الثانوية (الدرج، شرفق...).

وأخيرا ندرس البنية التحتية

