

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

ANNEE 2018

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+5+SOUS SOL

Domaine : Sciences et Techniques

Spécialité :

GENIE CIVIL

Option :

STRUCTURE

Réaliser par :

Benterki Fakhr-eddine

DIRECTEUR DU MEMOIRE: MR.OUCIEF.H, Génie civil, UBM ANNABA

DEVANT LE JURY

PRESIDENT :

EXAMINATEURS :

ANNE UNIVERSITAIRE 2017/2018



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

أُحْمَدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

*Avant tout nous tenons à remercier **Dieu** tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à terme ce travail.*

*Nous adressons nos remerciements les plus sincères à encadreur, **Mr.H.OUCIEF** pour son accompagnement sa disponibilité, et de nous avoir dirigés tout au long de ce travail.*

*Nous remercions chaleureusement **nos familles** respectives pour toute l'aide et soutien moral, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études .Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements*

*Nos remerciements vont aussi à l'égard des **membres du jury** pour avoir accepté d'examiner notre projet.*

*Je remercie ceux dont le nom n'apparaît pas dans cette page et **qui m'on aidé** d'une manière ou d'une autre.*

BENTERKI FAKHR-EDDINE

Remerciements

*En achevant ce modeste travail nous remercions **DIEU** qui nous a permis d'arriver jusque-là.*

*Nous tenons à exprimer nos vives gratitudee et notre profonde reconnaissance à notre encadreur **Mr H.OUCIEF** pour son aide et ses conseils judicieux nous faisant partager ainsi ses connaissances et son expérience dans le domaine du bâtiment.*

*Nous remercions chaleureusement **nos familles** respectives pour toute l'aide et soutien moral, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études .Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.*

*Nous adressons également nos remerciements les plus sincères à tous **nos professeurs** de la faculté de génie civil pour tout le savoir que nous avons acquis grâce à eux durant notre formation, ainsi qu'à tous les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'évaluer ce travail.*

*Et pour finir, un dernier remerciement à **toute la promotion***

2017-2018 de génie civil de l'université

Mokhnache ANOUAR

Table des matières

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

I-1- Introduction :	2
I-2- Présentation de l'ouvrage :	2
I-3- But :	2
I-4- Choix d'une structure :	2
I-5- Caractéristiques géométriques du bâtiment :	3
I-6- Caractéristiques géométriques du sol :	3
I-7- Ossature et système constructif adopté :	3
I-8- Caractéristique mécanique des matériaux :	5
I-8-1- Le béton :	5
I-8-2- Principaux caractéristiques et avantages de béton :	6
I-8-3- Le ciment :	6
I-8-4- Sables :	7
I-8-5- Gravier :	7
I-8-6- L'eau de gâchage :	7
I-9- Résistance mécanique :	7
I-10- HYPOTHESES DE CALCUL :	8
I-10-1- Le règlement BAEL 91 :	8
I-10-2- Etats limites ultimes (ELU) :	9
I-10-3- Etats limites de service (ELS) :	11
I-11- CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	11
I-11-1- Béton :	11
I-11-2- Module de déformation longitudinale du béton :	14
I-12- Acier:	15
Chapitre II :Pré dimensionnement et descente des charges :	
II-1- Introduction :	20

II-2- Pré dimensionnement:	20
II-2-1- Pré dimensionnement des planchers (corps creux) :	20
II-2-2- Pré dimensionnement des planchers dalle plein :	20
II-2-3- Pré dimensionnement des poutres :	20
II-2-4- Pré dimensionnement de l'acrotère :	24
II-2-5- Pré dimensionnement des escaliers :	25
II-2-6- Pré dimensionnement des voiles:	28
II-3- Descente des charges et Evaluation des charges :	30
II-3-1- Evaluation des charges :	30
II-4- Descente de charges :	35
II-5- Vérification de la stabilité de forme :	41
II-5-1- Vérification de la section de poteau (35x35) du 2ème jusqu'à 5 ème étage : (C.B.A.93.B.8.4.1)	41
II-5-2- Vérification de la section de poteau (40x40) du 2ème jusqu'à sous sole (N-4.68) (C.B.A.93.B.8.4.1)	42

Chapitre III :Calcul des éléments :

III-1- Introduction :	44
III-2- Etude des planchers.....	44
III-3- Calcul des planchers :	45
III-3-1- Plancher terrasse :	46
III-3-2- Plancher étage courant:	50
III-3-3- Ferrailage plancher étage courant :	52
III-3-4- Dalle de compressions :	59
III-4- Dalle flottante :	61
III-5- Escalier :	61
III-5-1- Définition :	61
III-5-2- Escalier étage courant et RDC(Volée1) :	61
III-5-3- Poutre palière :	67

III-5-4- Escalier sous sol :	75
III-6- L'acrotère:	81
III-6-1- Calcul de l'acrotère :	81
III-6-2- Combinaison des charges :	82
III-6-3- Ferrailage de l'acrotère:	82
III-6-4- Calcul en flexion simple et composé :	83
III-6-5- Vérification à l'ELU:	83
III-6-6- -Vérification à l'ELS:	84
III-6-7- Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3) :	86
III-7- BALCON :	87
III-7-1- Évaluation des charges :	87
III-7-2- Ferrailage :	89
III-7-3- Vérifications a ELS :	92
III-7-4- Vérifications de cisaillement :	93

Chapitre : IV Etude sismique de la structure:

IV-1- Introduction :	96
IV-2- Choix de la méthode de calcul :	97
IV-3- La méthode statique équivalente :	97
IV-4- La méthode d'analyse modale spectrale :	97
IV-5- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes. :	98
IV-6- Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :	98
IV-7- Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	98
IV-8- Conditions d'application de la méthode analyse modale spectrale :	98
IV-9- Calcul de la force sismique totale :	99
IV-10- Nombre de modes à considérer :	103
IV-11- Modélisation :	104
IV-12- -Poids total de la structure :	107

IV-13- Calcul de la force sismique statique :	109
IV-14- Justification vis à vis des déformations :	110
IV-15- Justification vis à vis de l'effet P- Δ	112
IV-16- Vérification spécifiques selon art 7.4.3 :	115

Chapitre V : Calcule des éléments structuraux :

V-1- Introduction :	177
V-2- L'étude des Poutres principales est secondaires :	119
V-2-1- Ferrailages des poutres principales (30×40):	120
V-2-2- Ferrailages des poutres secondaires (30×35):	130
V-3- Les poteaux:	140
V-3-1-1 :ELU	142
V-3-1-2 :ELA	142
V-3-1-3 :ELS	142
V-4- FERRAILLAGE DES VOILES :	153
V-4-1- Introduction :	153
V-4-2- Calcul ferrailage des voiles plain :	156

Chapitre VI : Fondations :

VI-1- Introduction :	169
VI-2- Etude de sol :	169
VI-3- Choix du type de fondation :	169
VI-4- Vérification de type de fondation	170
VI-5- Semelles isolée :	170
VI-6- Pré dimensionnements des semelles filants :	171
VI-6-1- Semelle continue sous quatre poteaux:	171
VI-6-2- Semelle continue sous trois poteaux et voile :	177
VI-6-3- Semelle filante sous voile :	183
VI-7- Mur de soutènement :	186

VI-7-1- Evaluation des charges :	186
VI-7-2- Ferrailage :.....	188
VI-7-3- Vérification de la section d'acier A L'ELS :.....	191
VI-7-4- Vérification de l'effort tranchant :.....	192
VI-8- Fondation de mur de soutènement:.....	193
VI-9- Les longrines :.....	201
VI-9-1- Introduction :	201
VI-9-2- Pré dimensionnement :	202
VI-9-3- Sollicitations :	202
VI-9-4- Ferrailage :.....	202

Liste de figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

Figure I- 1:Diagramme des déformations limites de la section: règle des trois pivots.....	9
Figure I- 2: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	12
Figure I- 3: Diagramme rectangulaire simplifié.....	13
Figure I- 4:Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	13
Figure I- 5: diagramme contraintes déformations.....	16

Chapitre II : pré dimensionnement et descente des charges.

Figure II- 1:plancher corp creux.	20
Figure II- 2:schéma de l'acrotère.....	24
Figure II- 3:schéma d'escalier RDC.	25
Figure II- 4:schéma d'escalier sous sol.....	27
Figure II- 5:schéma du plancher terrasse.	30
Figure II- 6:schéma du plancher étage courant.....	31
Figure II- 7: composants d'un plancher terrasse on dalle pleine.	31

Chapitre III : calcul des éléments.

Figure III- 1:Ferrailages des poutrelles (plancher des étages).	55
Figure III- 2:dalle de compression.	59
Figure III- 3:: coupe de plancher (16+4) étage courant	60
Figure III- 4::coupe de plancher terrasse.....	60
Figure III- 5:dalle flottante.....	61
Figure III- 6:schéma d'escalier RDC.....	62
.Figure III- 7 : diagramme M et T.	63

Figure III- 8: diagramme M et T.	64
Figure III- 9: ferrailage de l'escalier RDC.	67
Figure III- 10:ferrailage de la poutre palière.	74
Figure III- 11:schéma d'escalier sous sol	75
Figure III- 12:ferrailage de l'escalier (sous sol).	80
Figure III- 13: ferrailage de l'acrotère.	87
Figure III- 14:Balcon.....	87
Figure III- 15:ferrailage de balcon.	94

Chapitre IV : étude sismique.

Figure IV- 1: disposition des voiles variante 1	104
Figure IV- 2:Disposition des voiles variante 2	105
Figure IV- 3:Vue de la structure en 3D.....	107

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

Figure V- 1 : poutre p à l'ELU.....	120
Figure V- 2 : poutre p à l'ELA.....	122
Figure V- 3 :Diagramme des moment de la poutre al'ELS.....	125
Figure V- 4 :Ferrailage de la poutre principale.....	129
Figure V- 5 : poutre s à l'ELU	130
Figure V- 6 : poutre s à l'ELA	132
Figure V- 7Diagramme des moment de la poutre al'ELS.....	135
Figure V- 8 : ferrailage poutre secondaire.	139
Figure V- 9 :Poteau à l'ELU.	143
Figure V- 10 :Poteau à l'ELA.	Error! Bookmark not defined.

Figure V- 11 :Poteau à l'ELS.....	149
Figure V- 12 :Coupe A-A (poteau).	151
Figure V- 13 :Coupe de ferrailage verticale (poteau).	152
Figure V- 14 :Voile soumis à la flexion composée.....	155
Figure V- 15 :ferrailage du voile 'sens x'.....	161
Figure V- 16 :ferrailage du voile 'sens y'.....	167

Chapitre VI : étude infrastructure.

Figure VI- 1Schéma d'une semelle isolée.	170
Figure VI- 2schéma d'une Semelle continue sous quatre poteaux.	171
Figure VI- 3Ferrailage en travée.....	176
Figure VI- 4Ferrailage en appui.....	177
Figure VI- 5 schéma d'une Semelle continue sous trois poteaux et voile.	177
Figure VI- 6Ferrailage en travée.....	182
Figure VI- 7Ferrailage en appui.....	182
Figure VI- 8Ferrailage de semelle filant sous voile 1.....	184
Figure VI- 9:Ferrailage de semelle filant sous voile 2.....	186
Figure VI- 10Schéma de mur de soutènement.	186
Figure VI- 11Ferrailage de mur de soutènement.	193
Figure VI- 12Schéma d'une fondation du mur de soutènement.....	193
Figure VI- 13Diagramme des moments.....	197
Figure VI- 14 : diagramme des efforts tranchant.	198
Figure VI- 15 : Ferrailage en travée.....	201

Figure VI- 16:Ferrailage en appui	201
Figure VI- 17 : Ferrailage de longrine.	203

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

Tableau I- 1:Caractéristiques mécaniques des aciers	15
---	----

Chapitre II : pré dimensionnement et descente des charges.

Tableau II- 1: section des poutres	24
--	----

Tableau II- 2:Evaluation des charges du plancher terrasse (G).	30
--	----

Tableau II- 3:évaluation des charges plancher étage courant (G).	31
--	----

Tableau II- 4: évaluation des charges plancher terrasse dalle plein	32
---	----

Tableau II- 5:Balcon des étages courants (dalle pleine).	32
--	----

Tableau II- 6: Cloisons extérieures:	32
--	----

Tableau II- 7:Cloisons intérieures	33
--	----

Tableau II- 8::Palier de repos (étage courant et RDC):.....	33
---	----

Tableau II- 9:Paillasse étage courant et RDC.	34
--	----

Tableau II- 10:: Palier de repos (sous sol):	35
--	----

Tableau II- 11:Paillasse sous sol.	35
---	----

Chapitre III : calcul des éléments.

Tableau III- 1: Ferrailage de plancher terrasse	60
---	----

Tableau III- 2: ferailage de balcon	92
---	----

Chapitre IV : étude sismique.

Tableau IV- 1: Facteur de qualité selon l'axe x	102
---	-----

Tableau IV- 2:Facteur de qualité selon l'axe (y).....	103
---	-----

Tableau IV- 3:Disposition des voiles variante 2	106
---	-----

Tableau IV- 4: Déplacement relatif X.....	111
---	-----

Tableau IV- 5 : Déplacement relatif Y	112
Tableau IV- 6 : Vérifiée selon X.....	113
Tableau IV- 7Vérifiée selon Y	114
Tableau IV- 8vérification Sollicitations normales.	115

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

Tableau V- 1Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.....	118
--	-----

Chapitre VI : étude infrastructure.

Tableau VI- 1Ferrailage mur de soutènement.....	191
---	-----

Introduction générale

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et sous sol et 5 étages.

Ce mémoire est constitué de 6 chapitres.

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul robot structural analyses 2014.
- 5ème chapitre calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel robot structural analyses et présenté dans le 4ème chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Liste des symboles

A : coefficient d'accélération de zone

A_a : section d'armature en appui

A_l : section d'armature longitudinale

A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements

A_r : section d'armature de répartition

A_{ser} : section d'armature d'état limite de service

A_t : section d'armature de travée ou transversale

A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance

A_x : section d'armature du sens x-x

A_y : section d'armature du sens y-y

A' : section d'armature comprimée

A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

B_r : section réduite du béton

C_p : facteur de force horizontale

C_s : coefficient de sécurité

C_r : charge de rupture

C_{rn} : charge de rupture minimale nécessaire

D : coefficient d'amplification dynamique

E : module de déformation longitudinale

E_{ij} : **module de déformation longitudinale instantanée**

Eiv : module de déformation longitudinale différée

G : action permanente

H : hauteur

HA : armature à haute adhérence

I : moment d'inertie

If : moment d'inertie fictif

J : action permanente avant mise en place des cloisons

L : longueur

Le : longueur en élévation

Ln : entre axe des nervures

Lp : longueur en plan

M : moment fléchissant

Ma : moment fléchissant en appui

Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

Md : moment fléchissant de la droite

Me : masse du câble ; moment au centre de la section

Mf : moment fléchissant totale

Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps

Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

Ml : masse linéaire

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service

Mt : moment fléchissant de travée

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

M_w : moment fléchissant de la gauche

M_x : moment fléchissant du sens x-x

M_y : moment fléchissant du sens y-y
 M_0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud

M_2 : coefficient de Pigeaud
 M_{22} : moment suivant le sens 2-2
 M_{33} : moment suivant le sens 3-3

N : effort normal

N_e : effort normal au centre de la section

N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales

N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires

N_{ser} : effort normal d'état limite de service

N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance

P : poids propre ; périmètre

P_r : poids propre du radier

Q : action variable quelconque ; facteur de qualité

R : rayon ; coefficient de comportement de la structure

S : surface

S_r : surface du radier

T : effort tranchant

T_x : période fondamentale dans le sens x-x

T_y : période fondamentale dans le sens y-y

U_c : périmètre du contour

V : action sismique ; effort horizontal

V_t : effort sismique à la base de la structure

W : poids total de la structure

W_p : poids de l'élément en considération.

a : longueur ; distance ; dimension

b : largeur

b₀ : largeur de la nervure

b₁ : largeur de poteau

c : enrobage

d : hauteur utile ;

e : excentricité ; espacement

e_a : excentricité additionnelle

f : flèche

f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression

f_e : limite élastique d'acier

f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction

g : giron de la marche

h : hauteur

h_c : hauteur du corps creux

h_a : hauteur de la dalle

h_e : hauteur libre

h_{moy} : hauteur moyenne

h_t : hauteur totale

h' : hauteur de la zone nodale

h₁ : hauteur du poteau

i : rayon de giration

j : nombre des jours

l : longueur ; distance

l_f : longueur de flambement

l_x : la petite dimension du panneau de la dalle

l_y : la grande dimension du panneau de la dalle

l' : longueur de la zone nodale

l₀ : longueur libre

q_b : charge linéaire induite par les marches

q_{eq} : charge linéaire équivalente

q_l : charge linéaire

q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service

q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance

q_p : charge linéaire du palier

s : espacement

T : espacement ; période

x : abscisse

y : ordonnée

y₁ : ordonnée du centre de gravité de la section homogène

α : Angle, coefficient sans dimension

γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments

β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération

ε : Coefficient de réponse

η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction

λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions

μ : Moment réduit

ν : Coefficient de poisson

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ψ : Coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

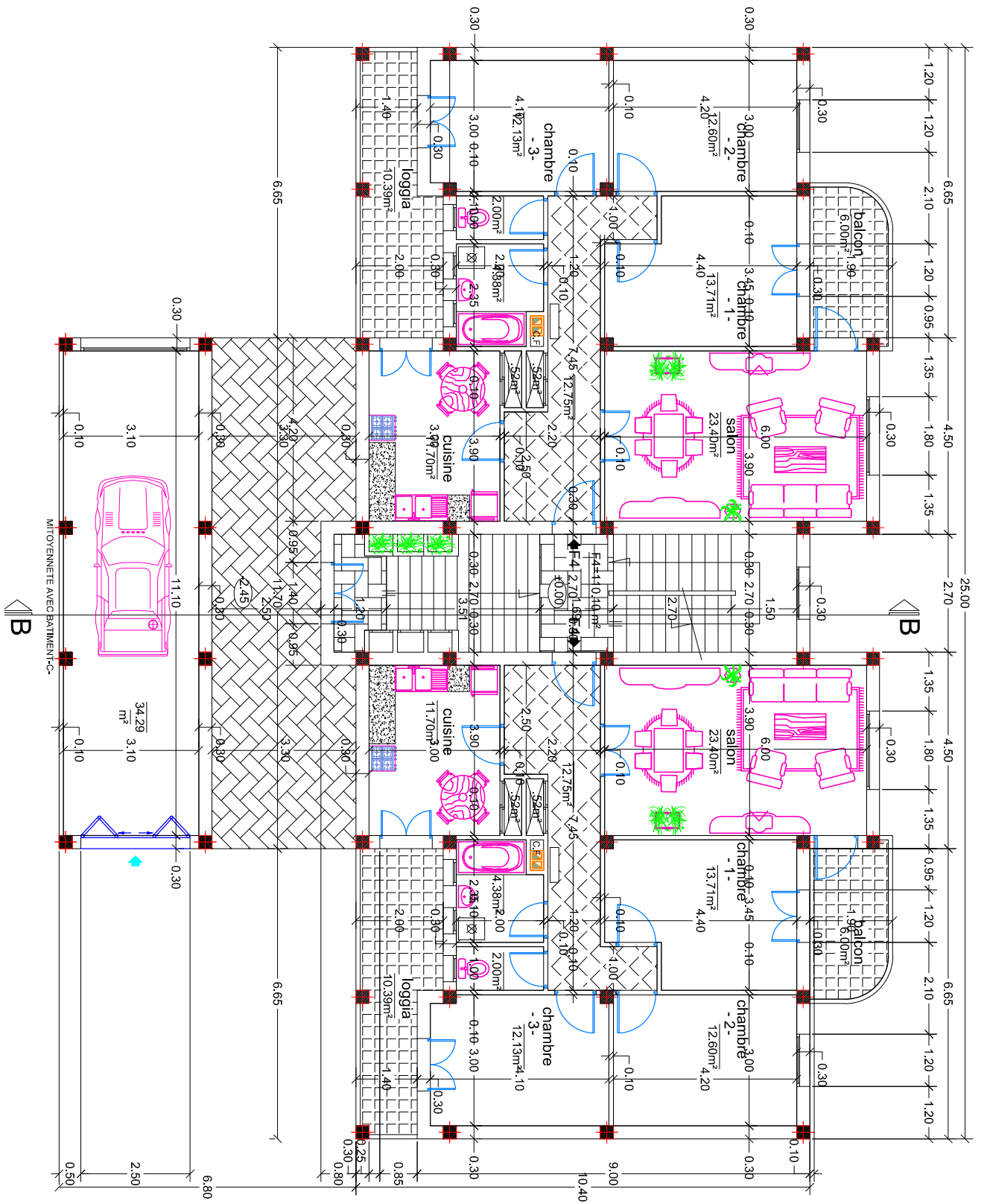
δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

Σ : Sommation

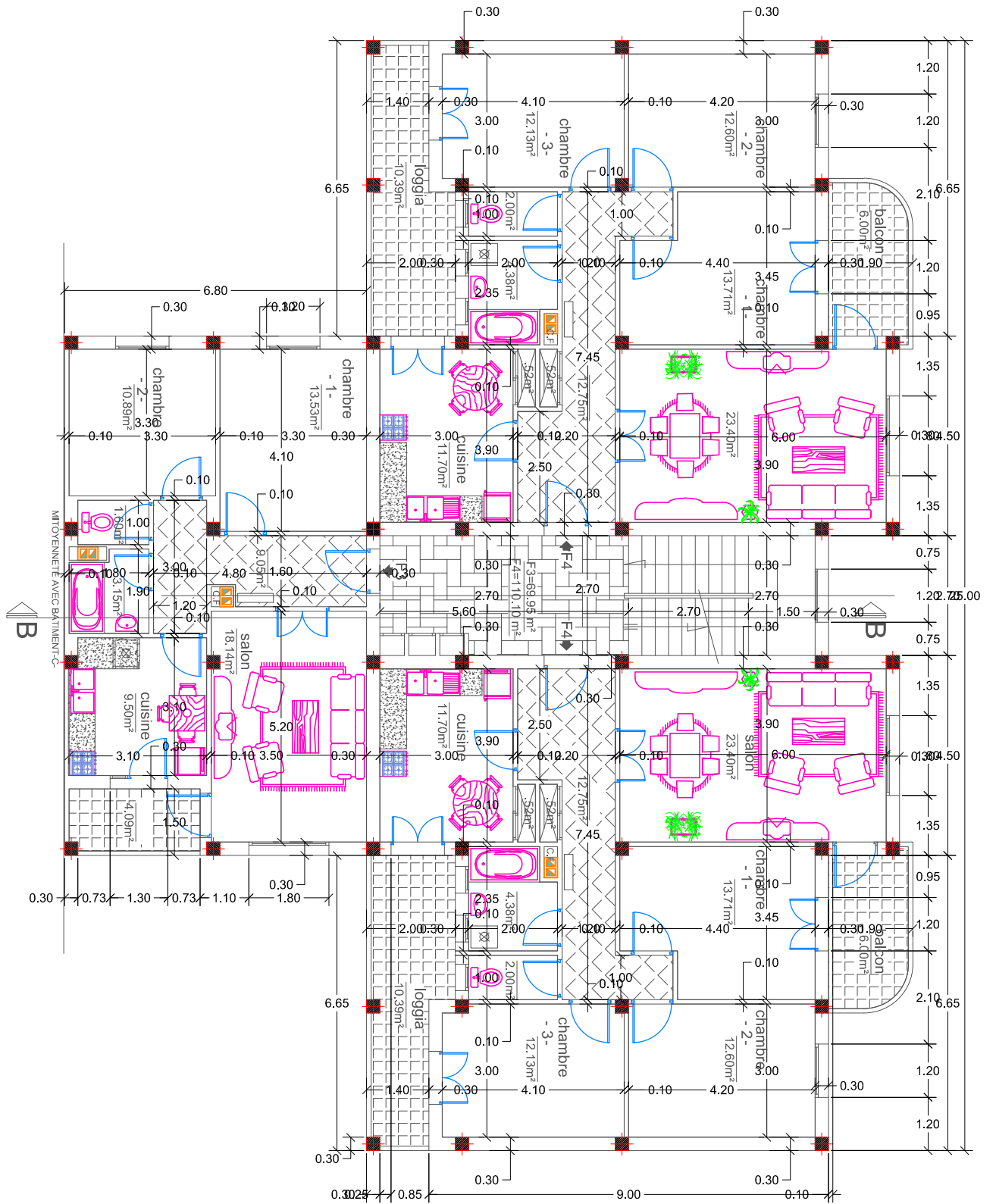
ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Les plans

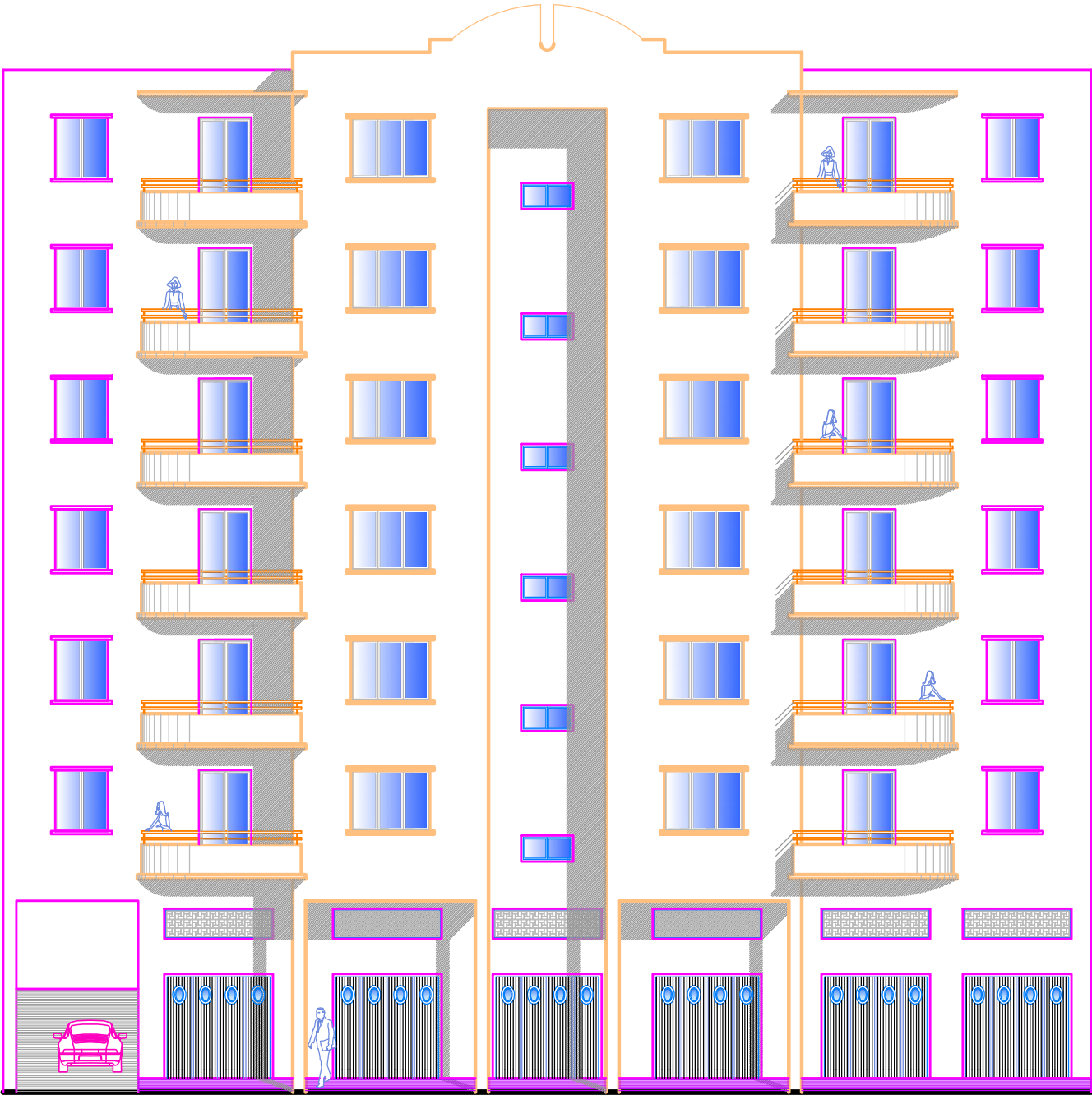
Les plans



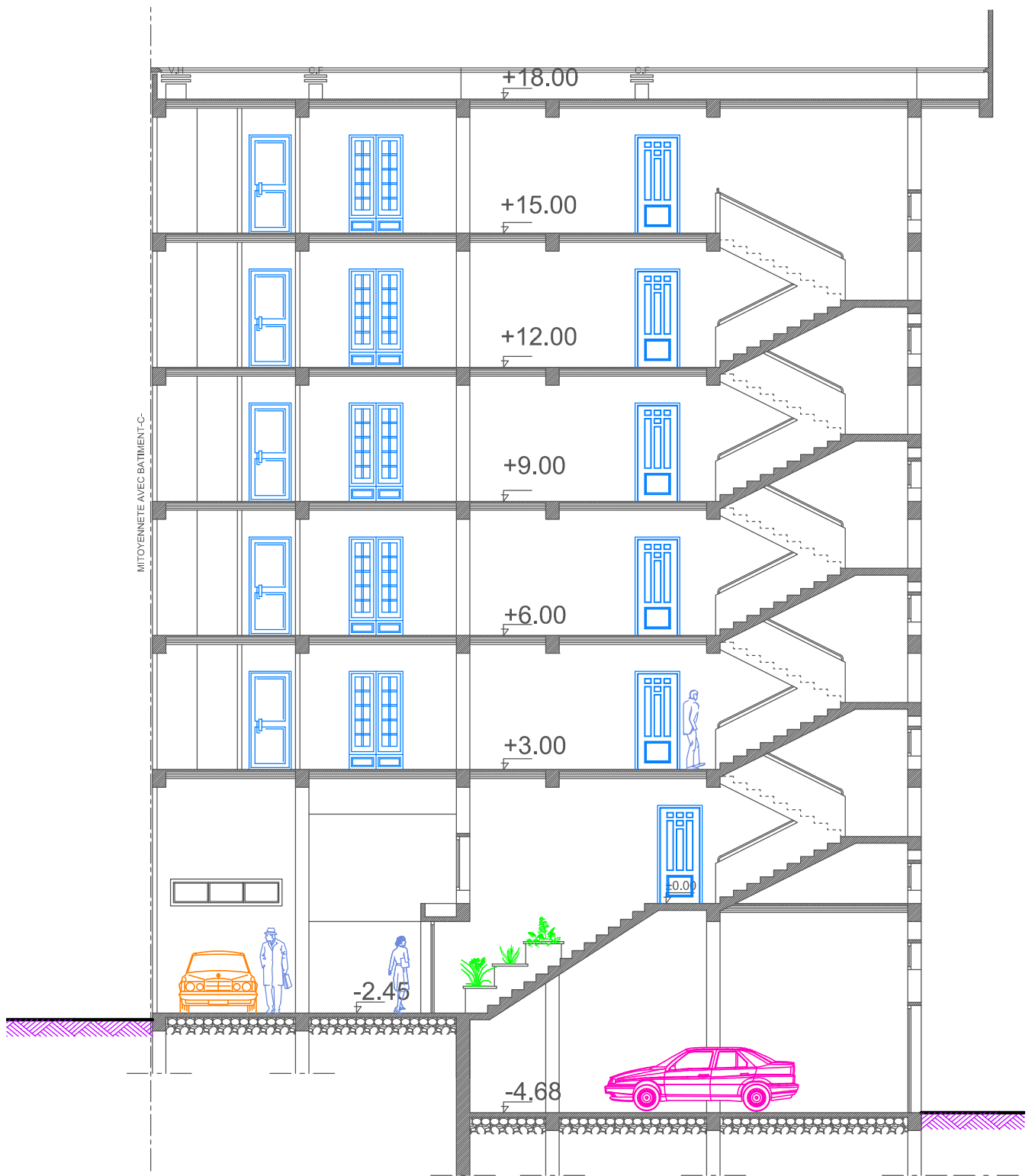
VUE EN PLAN RDC



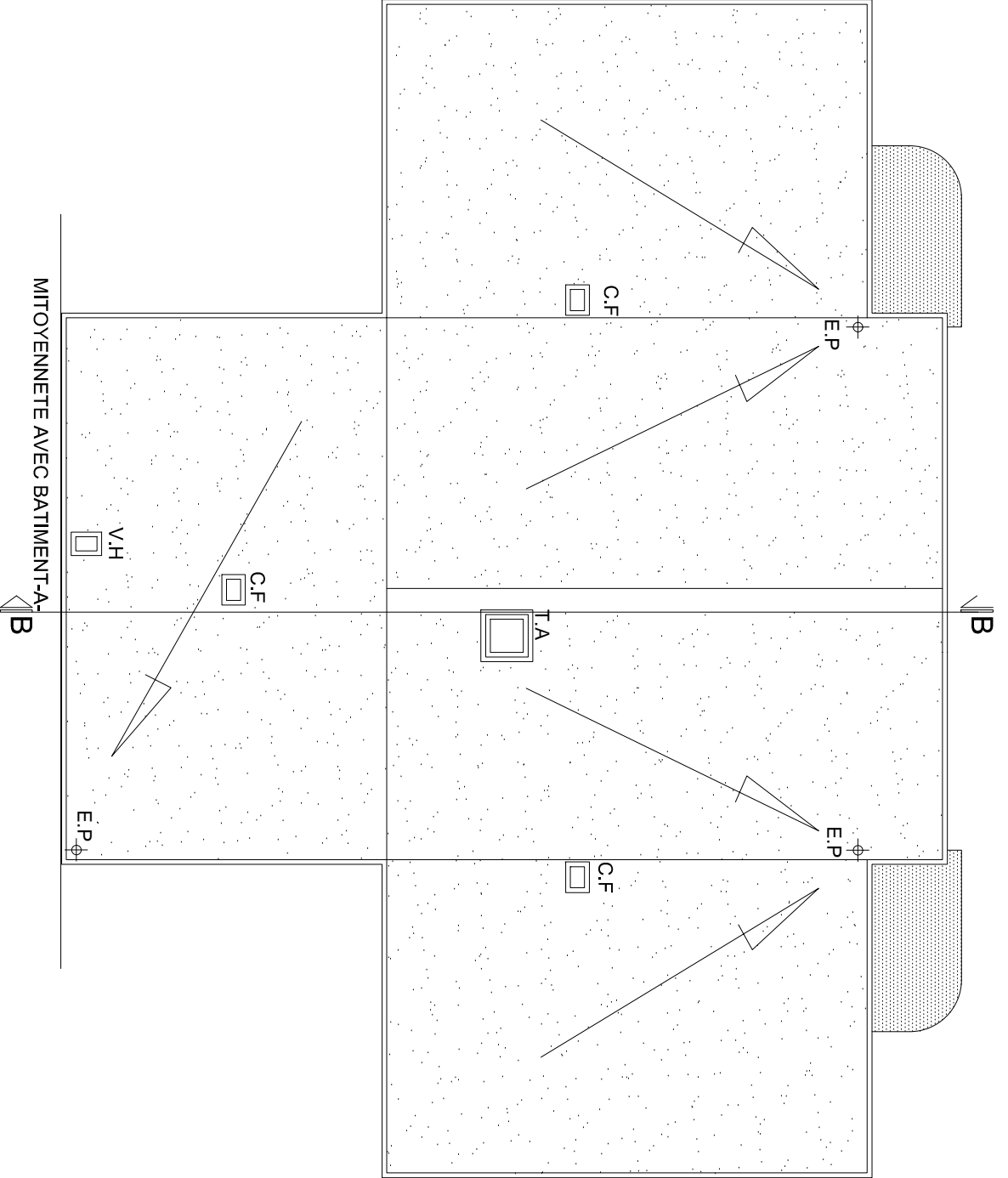
VUE EN PLAN ETAGE COURANT



FACADE POSTERIEURE



COUPE B-B



VUE EN PLAN DU TERRASSE

Chapitre I

Chapitre I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE
PRESENTATION DE L'OUVRAGE
ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

I-1-Introduction :

. Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

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

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**CBA 93, RPA 99 / version 2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I-2-Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un bâtiment à usage d'habitation (R+5+sous sol) composé de Rez de chaussée et sous sol et cinq étages courants, implanté à ANNABA, Ville situé en Zone de moyenne sismicité zone II A selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003).

I-3-But :

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur les quelles il repose. Pour cela, il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié .Vu que l'influence majeure sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, c'est le choix des fondations dans les zones sismiques.

I-4-Choix d'une structure :

Le choix d'une construction d'élévation importante est à cause de la tendance s'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance démographique, à cause de développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

I-5- Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Notre projet a une forme rectangulaire avec un décrochement, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

- Hauteur d'étage $h_e = 3.00$ m.
- Hauteur de RDC $h_{RDC} = 3.00$ m.
- Hauteur de RDC $h_{\text{sous sol 1}} = -2.45$ m.
- Hauteur de RDC $h_{\text{sous sol 1}} = -4.68$ m.
- Hauteur totale de bâtiment sans acrotère $H = 18.00$ m.
- Cage d'escaliers1 : 4.2×2.7 m².
- Cage d'escaliers1 : 5.40×2.7 m².
- Largeur du bâtiment $B = 18.8$ m.
- Longueur du bâtiment $L = 25$ m.

I-6- Caractéristiques géométriques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols,

- La contrainte du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars .
- Le poids spécifique de terre $\gamma_h = 1.8$ t / m³.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

I-7- Ossature et système constructif adopté :

➤ **Ossature :**

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, exigés par le RPA 99 / version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

➤ **Planchers :**

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm.

➤ **Escaliers:**

*Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos.

*Les escaliers sont coulés sur place.

➤ **Maçonnerie :**

*Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

*Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (10 cm;10 cm)

*Séparées par un vide de 5 cm.

➤ **Revêtement :**

* Enduit en plâtre pour les plafonds.

* Enduit en ciment pour les murs extérieurs .

* Revêtement à carrelage pour les planchers.

* Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

➤ **Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation. A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

➤ **Acrotères :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur égale 60 cm.

Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I-8- Caractéristique mécanique des matériaux :

I-8-1-Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Nous avons utilisé une méthode pratique dite <<Méthode de DREAUX et GORISSE>>Pour obtenir un béton normal (D=20mm) ayant une maniabilité plastique et une résistance à la compression = 25MPA.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage

I-8-2-Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des Armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des Incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats. En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I-8-3-Le ciment :

Les ciments sont des liants hydraulique constitués de poudres fine qui mélangés au l'eau forment une pate capable par hydrations de faire prise et de durcir ou bout d'un temps plus au moins long.

I-8-4-Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

I-8-5-Graviers

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 mm.

I-8-6-L'eau de gâchage :

C'est un élément très important dans l'hydratation du ciment et de la maniabilité de béton.

Une insuffisance ou un excès d'eau peut entraîner une chute de la résistance due essentiellement à la porosité créée par l'évaporation de l'eau en excès ou au non compacté suite à son insuffisance.

I-9-Résistance mécanique :**a) Résistance caractéristique à la compression :**

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

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CEM II/ A 42,5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

♦ pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$\left[\begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{tj} = 1,1 \cdot f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

♦ pour des résistances $f_{c28} \geq 40$ MPa :

$$\left[\begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} \cdot f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{tj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,6 \cdot f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275 \cdot (f_{c28})^{\frac{2}{3}} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I-10-HYPOTHESES DE CALCUL :

L'étude de structure est effectuée conformément aux règlements ci-après :

I-10-1-Le règlement BAEL 91 :

(Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

I-10-2-Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

-Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
 - $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.
 - $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en compression simple.

- L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_s=10\%$.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
- Le béton en compression.
- L'acier en traction et en compression.

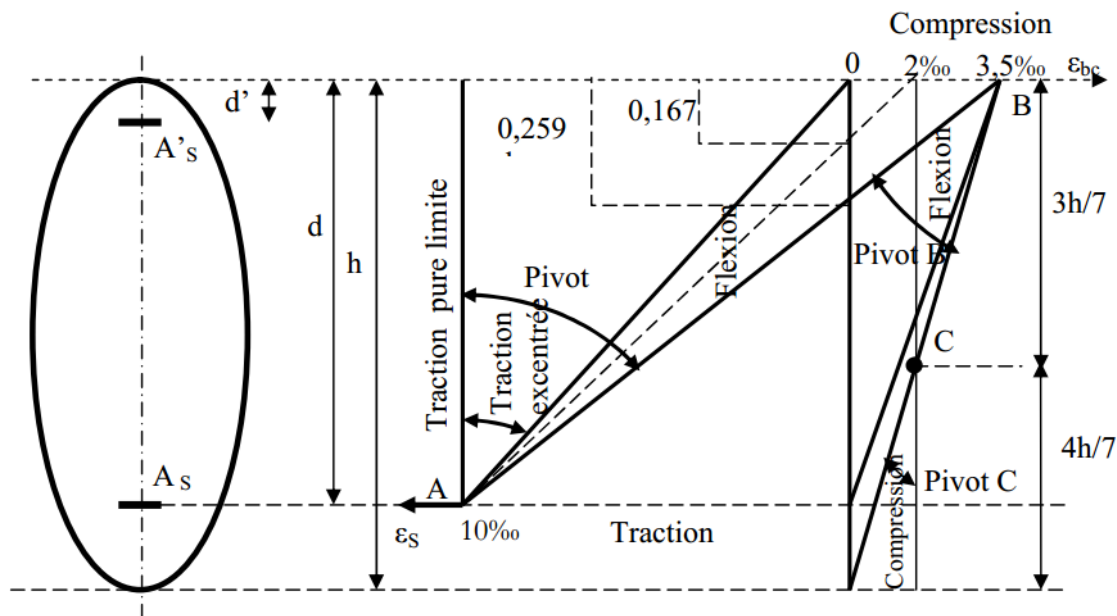


Figure I- 1:Diagramme des déformations limites de la section: règle des trois pivots

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représenté par une droite passant par l'un des pointes A. B ou C appelés pivots.

Traction pure :** toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰. *L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.**

***Traction excentrée:** à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\varepsilon_s < 10\%$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

***Flexion (simple ou composée) :** On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec $\varepsilon_s = 10\%$ et $\varepsilon_{bc} \leq 3,5\%$.

** La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \times AB$.d de la fibre la plus comprimée avec $\alpha \times AB = 3,5/(10+3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.

**Le cas particulier où $\varepsilon_s = 10\%$ et $\varepsilon_{bc} = 2\%$ correspond à $\alpha = 2/(10+2)$ donc : $\alpha = 0,167$

**Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ε_{bc} au de là de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que : $\varepsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1.

**La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.

**Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.

**Compression : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\varepsilon_{bc} = 2\%$

**La compression simple ou composée admet le pivot C.

$2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\%$ sur la fibre la plus comprimée.

$\varepsilon_{bc} \leq 2\%$ sur la fibre la plus moins comprimée.

En résumé :

- Pivot A : Traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- Pivot B : Flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- Pivot C : Compression simple ou composée.

I-10-3-Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

Hypothèse de calcul :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $n=15$).

I-11-CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I-11-1-Béton :***.État limite ultime (ELU) :****Contrainte ultime du béton :**

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

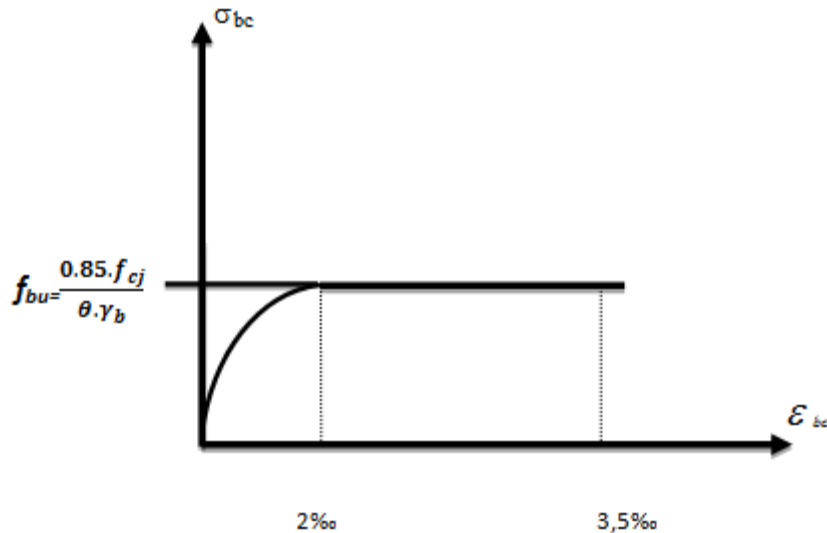


Figure I- 2: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il faut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

- ❖ θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :
- ❖ $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- ❖ $\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.
- ❖ $\theta = 0.85$ lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Diagramme rectangulaire(B.A.E.L91modifié99.p81) :

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

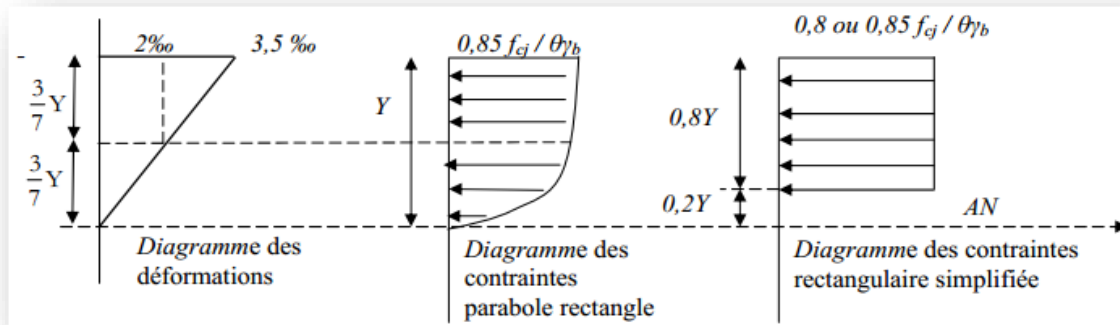


Figure I- 3: Diagramme rectangulaire simplifié

Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.- Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte a pour valeur $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées. $f_{bu} = \frac{0,8 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

à ELS : est donné par $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

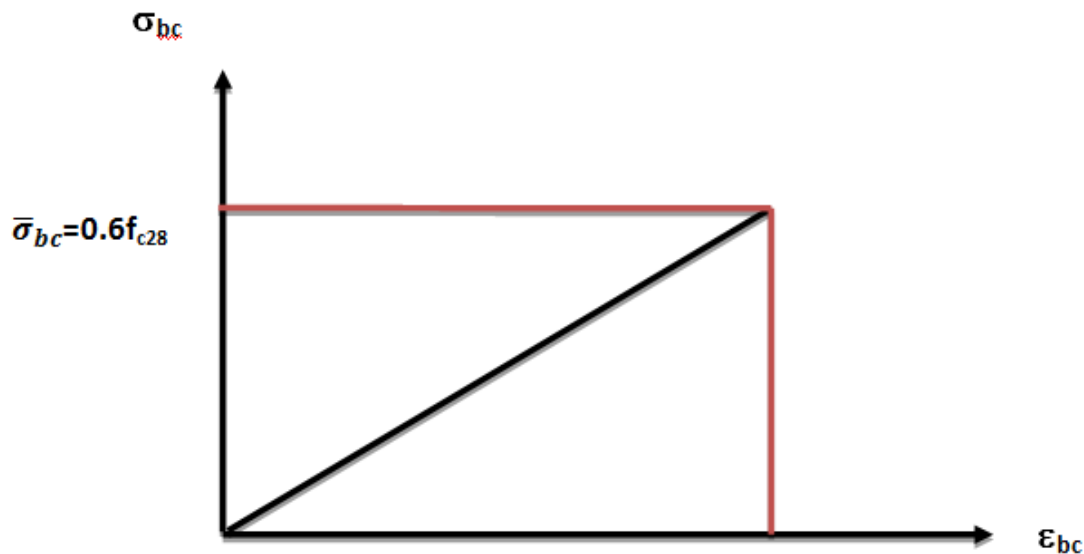


Figure I- 4 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

I-11-2-Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le BAEL 91.

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'où : } E_{I28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ d'où : } E_{v28} = 10818,865 \text{ MPa}$$

I-9-3 Coefficient de Poisson:

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations

Longitudinales noté "ν". Conformément au règlement **BAEL 91**:

à l'ELU : ν=0 ⇒ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : ν=0,2 ⇒ calcul des déformations (béton non fissuré).

I-9-4 Contrainte admissible de cisaillement :

$\bar{\tau}_u \leq = \text{Min} (0,2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u \leq = \text{Min} (0,15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est défini par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u

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

Avec **b** : largeur de la pièce.

d: hauteur utile.

I-12-Acier:

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

*Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.

*Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000$ MPa.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e . Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8‰	1,3	1

Tableau I- 1:Caractéristiques mécaniques des aciers

Contraint limite de l'acier :

à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ε_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\varepsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelle

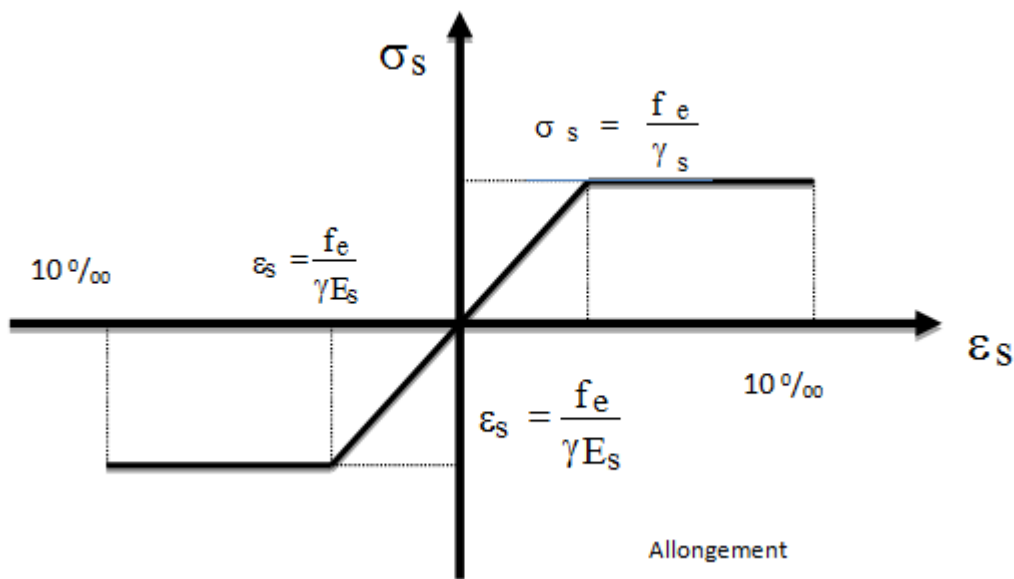


Figure I- 5: diagramme contraintes déformations

Contrainte admissibles à ELS:

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$ en MPa

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$ en MPa

Avec η : coefficient de fissuration.

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

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA)

Coefficient d'équivalence:

Le coefficient d'équivalence noté η est le rapport suivant :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15,$$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

$f_e = 400$ MPa.

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

➤ Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

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

➤ Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$G + Q + E$ G : charge permanente.

$G + Q + 1,2 E$ avec Q : charge d'exploitation.

$0,8 G + E$ E : effort de séisme.

Chapitre II

Chapitre II

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II-Pré dimensionnement et descente des charges :

II-1-Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles, et des autres éléments secondaires, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement, ce pré dimensionnement pour un but : détermination de l'ordre de grandeur du point de vue coffrage de chaque élément constituant l'ouvrage.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux, et à la fin jusqu'à la fondation.

II-2-Pré dimensionnement:

II-2-1-Pré dimensionnement des planchers (corps creux) :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, est reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. On adopte des planchers à corps creux.

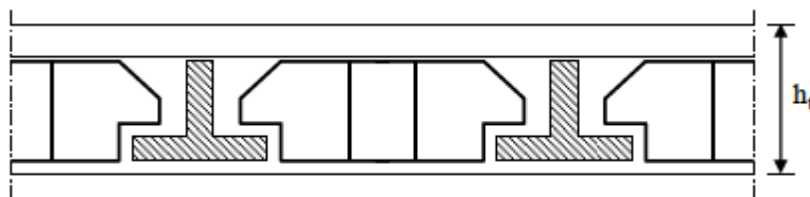


Figure II- 1:plancher corp creux.

L'épaisseur des planchers à corps creux et fonction de la hauteur des poutrelles (ht), et des conditions d'utilisation et de résistance, on déduira donc l'épaisseur des planchers à partir des conditions ci-après:

Résistance au feu :

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe de feu.

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e = 15\text{cm}$ pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet : $e = 16\text{ cm}$.

Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : $e = 16\text{ cm}$

Résistance à la flexion :

Pour le pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

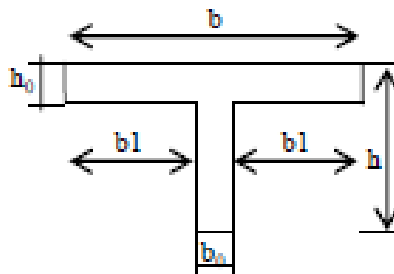
$$\frac{L_{max}}{22.5} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{15} \Rightarrow \frac{390}{22.5} \leq ht \leq \frac{390}{15} \Rightarrow 17.33cm \leq ht \leq 26cm$$

L : est la plus grande portée des poutrelles mesurée entre nus des appuis dans le sens des nervures.

On a: $L = 420 - 30 = 390$ cm d'ou $17.33cm < ht < 26$ cm.

Donc on adopte une épaisseur de: $ht = 20$ cm (disponibilité d'un corps creux de 16+4 au niveau du march

* La table de compression à prendre en compte est choisie en respectant les



Conditions suivantes :

$$B = 65$$

Donc en prend $b_0 = 12$ cm.

$$b_1 = \frac{65 - (12)}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm.}$$

Donc : $b_1 = 26.5$ cm

II-2-2- Pré dimensionnement des planchers dalle plein :

On prend $ep= 15$ cm

II-2-3- Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par BAEL91 et vérifiées par la suite selon le RPA99/version 2003.

II-2-3-1- Poutres (principales):

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

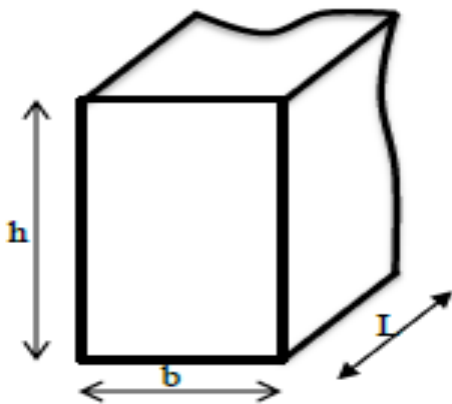
* elles relient les poteaux.

* elles supportent la dalle.

D'après le BAEL91:

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

$$0.3h \leq b \leq 0.4h$$



Avec : L : portée maximale de la poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

Nous avons : $L = 450 - 30 = 420$ cm

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

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

$$28 \leq h \leq 42 \quad \text{On prend } h = 40\text{cm.}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,4h$$

$$0,3(40) \leq b \leq 0,4(40)$$

$$12 \leq b \leq 16 \quad \text{On prend } b = 30\text{cm.}$$

2 Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ (h/b) = 1,25 \leq 4 \end{cases}$$

II-2-3-2-Poutres (secondaires):

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après le BAEL91:

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

$$0,3h \leq b \leq 0,4h$$

Avec : L : portée maximale de la poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

Nous avons : L = 420 - 30 = 390cm

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

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10}$$

$$26 \leq h \leq 39 \quad \text{On prend } h = 35\text{n cm.}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,4h$$

$$0,3(35) \leq b \leq 0,4(35)$$

$$10,5 \leq b \leq 14 \quad \text{On prend } b = 30\text{cm.}$$

2 Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ (h/b) = 1,16 \leq 4 \end{cases}$$

poutres	Section cm ²
Principales	(30x40)
Secondaires	(30x35)

Tableau II- 1: section des poutres**II-2-4- Pré dimensionnement de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse.

Elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

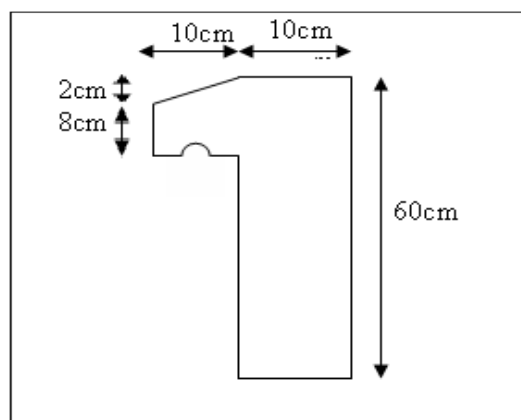
L'acrotère est sollicitée par :

un effort normal (G) dû à son poids propre,

un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M).

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

La surface de l'acrotère est :

**Figure II- 2:schéma de l'acrotère.**

$$S = (0,02+0,1)/2 + (0,08 \times 0,1) + (0,1+0,6)$$

$$S = 0,069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0,0 \times 25) = \text{KN/m}$$

$$\mathbf{G = 1.72 \text{ KN/m}}$$

Il subit une poussée horizontale de main courante D_e : $\mathbf{Q = 1 \text{ KN/m}}$

II-2-5- Pré dimensionnement des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers.

Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place. Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants:

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

II-2-5-1-Pour étage courant et RDC :

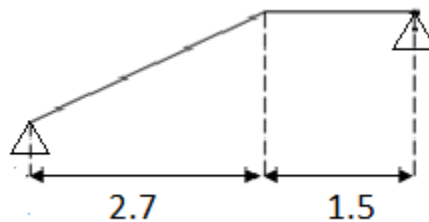


Figure II- 3:schéma d'escalier RDC.

Caractéristiques techniques:

Conception de l'architecte :

Hauteur : $H = 3/2 = 1,50 \text{ m}$ (volée Etages courante et RDC)

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL**:

h : varie de 14cm à 20cm en prend :

g : varie de 22cm à 33cm en prend :

Conception de l'architecte :

Volée $L' = 270 \text{ cm}$

Palier de repos = 150 cm

Pour : $h = 15 \text{ cm} \Rightarrow$ compris entre 14 et 20 cm(OK)

Pour : $g = ? \text{ cm}$

N_C : nombre des contre marches

$$N_C(\text{ETAGE}) = H/h = 150/15 = 10$$

$$*n = N_C(\text{ETAGE}) - 1 = 9 \text{ marches}$$

La longueur de giron (g)

$$g = 270/9 = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{compris entre 22 et 33cm(OK)}$$

Vérification la loi de blondel :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

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

Inclinaison de la paillasse:

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_C \times h \Rightarrow H' = 10 \times 15 \Rightarrow H' = 1,50\text{m}$$

$$L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (9) \times 30 \Rightarrow L' = 2.70\text{m}$$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{150}{270} = 0.55$$

$$\Rightarrow \alpha = 29.05^\circ$$

L'épaisseur (e) de la paillasse est donné par : $L_0/30 \leq e \leq L_0/20$.

L_0 : C'est longueur totale entre nus de la 'paillasse +paliers'.

$$L_0 = 2.7 + 1.5 = 4.2 \text{ m}$$

$$\frac{420}{30} \leq e \leq \frac{420}{20}$$

$14 \leq e \leq 21$. On prend $e = 15 \text{ cm}$.

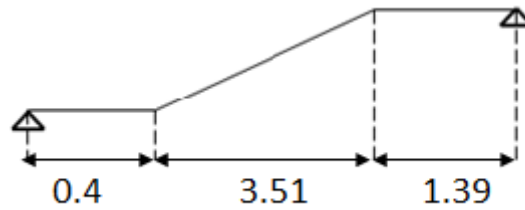
II-2-5-2-Pour sous sol :

Figure II- 4:schéma d'escalier sous sol.

Caractéristiques techniques:

Conception de l'architecte :

Hauteur : $H = 2.45\text{m}$ (volée sous sol)

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL**:

h : varie de 14cm à 20cm en prend :

g : varie de 22cm à 33cm en prend :

Conception de l'architecte :

Volée $L' = 351\text{ cm}$

Palier de repos 1 = 139 cm

Palier de repos 1 = 40 cm

Pour : $h = 17.5\text{ cm} \Rightarrow$ compris entre 14 et 20 cm(OK)

Pour : $g = ?\text{ cm}$

N_C : nombre des contre marches

$N_C(\text{ETAGE}) = H/h = 245/17.5 = 14$

$*n = N_C(\text{ETAGE}) - 1 = 13$ marches

La longueur de giron (g)

$g = 351/13 = 27\text{ cm} \Rightarrow$ compris entre 22 et 33cm(OK)

Vérification la loi de blondel :

$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{ cm}$

$\Rightarrow 59 \leq 30 + 2 \times 17.5 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 65 \leq 66 \Rightarrow$ condition vérifiée

Inclinaison de la paillasse:

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 14 \times 17.5 \Rightarrow H' = 2,45 \text{ m}$$

$$L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (13) \times 27 \Rightarrow L' = 3.51 \text{ m}$$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{245}{351} = 0.69$$

$$\Rightarrow \alpha = 34.6^\circ$$

L'épaisseur (e) de la paillasse est donné par : $L_0/30 \leq e \leq L_0/20$.

L_0 : C'est longueur totale entre nus de la 'paillasse + paliers'.

$$L_0 = 1.39 + 3.51 + 0.4 = 5.3 \text{ m}$$

$$\frac{530}{30} \leq e \leq \frac{530}{20}$$

$$17.66 \leq e \leq 26.5$$

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

II-2-6-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.

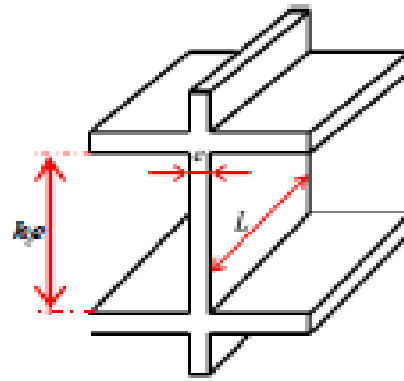
Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

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 comme indiquées à

c.à.d. Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de RPA99 :

$e_{\min} = 15\text{cm}$.

II-2-6-1-Voile étage et RDC :

$h_e = 3\text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \max [h_e/20; 15\text{ cm}]$

$e \geq h/20 \Rightarrow e \geq 300/20 \Rightarrow e \geq 15\text{ cm}$.

On adopte : **$e=20\text{ cm}$**

II-2-6-2-Voile sous sol 1 (NIV -2.45) :

$h_e = 2.45\text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \max [h_e/20; 15\text{ cm}]$

$e \geq h/20 \Rightarrow e \geq 525/20 \Rightarrow e \geq 23\text{ cm}$.

On adopte: **$e=25\text{ cm}$**

II-2-6-3-Voile sous sol 2 (NIV -4.68) :

$h_e = 4.68\text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \max [h_e/20; 15\text{ cm}]$

$e \geq h/20 \Rightarrow e \geq 468/20 \Rightarrow e \geq 20.36\text{ cm}$.

On adopte : **$e=25\text{ cm}$**

II-3-Descente des charges et Evaluation des charges :

II-3-1-Evaluation des charges :

L'évaluation des charges consiste à déterminer la charge permanente de chaque élément, et la charge d'exploitation qui lui convienne à partir du document technique.

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

II-3-1-1-Plancher terrasse (inaccessible) :

La terrasse est à une zone inaccessible et réalisée en plancher à corps creux

Surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales

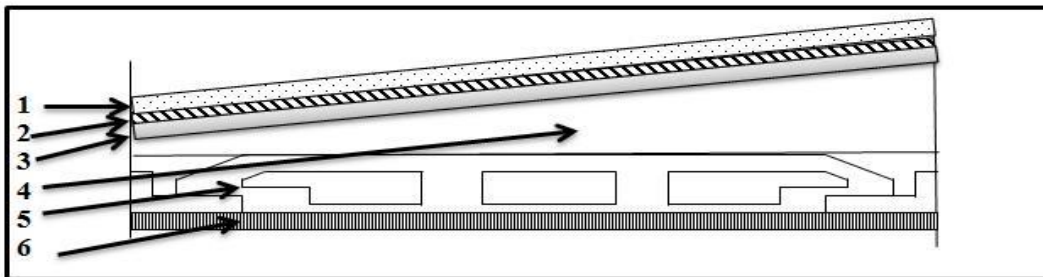


Figure II- 5:schéma du plancher terrasse.

matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	gravier	5	17	0.80
2	Étanchéités multicouches	/	/	0.12
3	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
4	Béton forme de pente	8	22	1.76
5	Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.80
6	Enduit en plâtre	2	10	0.20
total				5.84

Tableau II- 2:Evaluation des charges du plancher terrasse (G).

Charge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 5.84 \text{ KN/m}^2$.

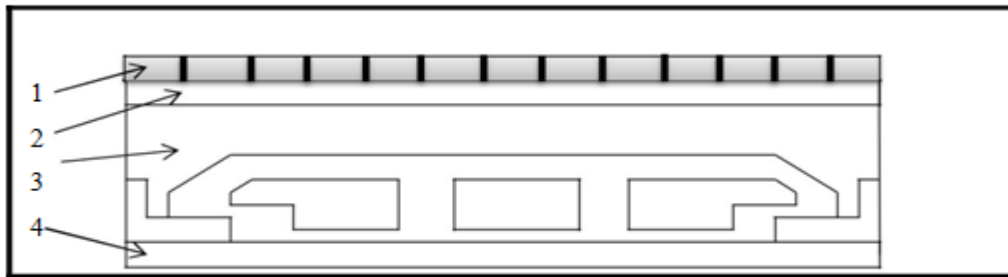
II-3-1-2-**Plancher étage courant :**

Figure II- 6:schéma du plancher étage courant

	matériaux	Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Cloison légère	/	/	1
4	Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.80
5	Enduit en plâtre	2	10	0.20
total				5.00

Tableau II- 3:évaluation des charges plancher étage courant (G).

Charge d'exploitation : $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 5.00 \text{ KN/m}^2$

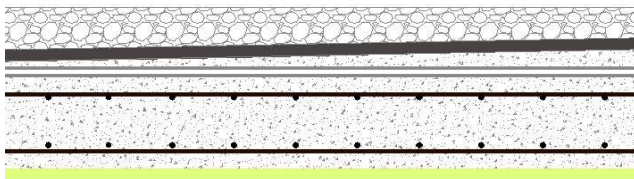
II-3-1-3- **Plancher terrasse en dalle pleine auvent :**

Figure II- 7: composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	gravier	5	17	0.80
2	Étanchéités multicouches	/	/	0.12
3	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
4	Béton forme de pente	8	22	1.76
5	Dalle pleine	15	25	3.75
6	Enduit en plâtre	2	10	0.20
total				6.8

Tableau II- 4: évaluation des charges plancher terrasse dalle plein

Charge d'exploitation : $Q=1\text{KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 6.8 \text{ KN/m}^2$

II-3-1-4- Balcon des étages courants (dalle pleine)

matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Dalle pleine	15	25	3.74
4	Garde-corps	/	/	1.62
5	Enduit en plâtre	2	10	0.20
total				6.73

Tableau II- 5:Balcon des étages courants (dalle pleine).

Charge d'exploitation : $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 6.73 \text{ KN/m}^2$

matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit extérieure (ciment)	2	18	0.36
2	Brique creuse	15	/	1.3
3	L'âme d'aire	5	/	/
4	Brique creuse	10	/	0.9
5	Enduit en plâtre	2	10	0.20
total				2.76

Tableau II- 6: Cloisons extérieures:

Charge permanente : $G = 2.76 \text{ KN/m}^2$

II-3-1-5- Cloisons intérieures :

matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit extérieure (ciment)	2	10	0.2
2	Brique creuse	10	/	0.9
3	Enduit en plâtre	2	10	0.20
total				1.3

Tableau II- 7: Cloisons intérieures

Charge permanente : $G = 1.3 \text{ KN/m}^2$

II-3-1-6- Palier de repos :

Etage courante et RDC

matériaux		Epaisseur e (cm)	(KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Poids propre du palier	15	25	3.75
4	Enduit en plâtre	2	10	0.20
total				4.95

Tableau II- 8::Palier de repos (étage courant et RDC):

Charge d'exploitation : $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 4.95 \text{ KN/m}^2$

II-3-1-7-Paillasse

	matériaux	Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Poids des marches	/	0.15x25x0.5	1.87
4	Poids propre du paillasse	15	25/cos29.05	.3.43
5	Enduit en plâtre	2	0.02x10/cos29.05	0.23
6	Gard corp	/	/	0.5
total				7.03

Tableau II- 9:Paillasse étage courant et RDC.

Charge d'exploitation : $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 7.03 \text{ KN/m}^2$

II-3-1-8-Palier de repos :

Sous sole

	matériaux	Epaisseur e (cm)	(KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Poids propre du palier	20	25	5
4	Enduit en plâtre	2	10	0.20
total				6.2

Tableau II- 10:: Palier de repos (sous sol):

Charge d'exploitation : $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 6.2 \text{ KN/m}^2$

II-3-1-9-Paillasse

	matériaux	Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Poids des marches	/	0.175x25x0.5	2.18
4	Poids propre du paillasse	20	25/cos29.05	6.09
5	Enduit en plâtre	2	0.02x10/cos29.05	0.23
6	Gard corp	/	/	0.5
total				10

Tableau II- 11:Paillasse sous sol.

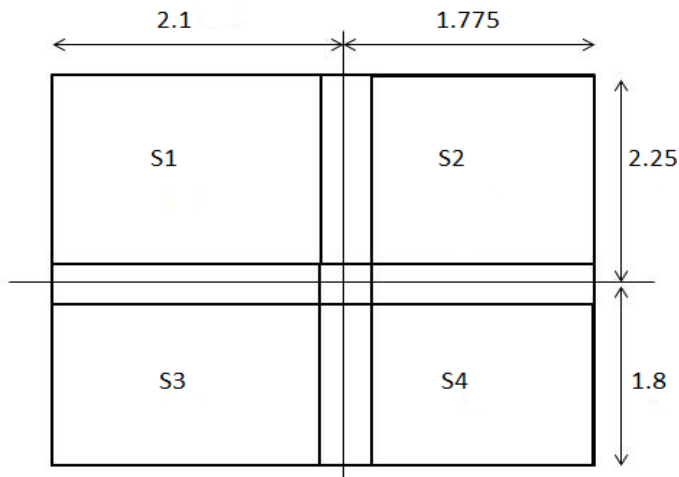
Charge d'exploitation : $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 10 \text{ KN/m}^2$

II-4-Descente de charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau...), appelée surface d'influence.



- Poutre principale (b x h) = (30 x 40)
- poutre secondaire (b x h) = (30 x 35)
- Hauteur de RDC et l'étage courante = 3m
- Hauteur de sous sol = 4.68 m
- Plancher étage courante :

$$G = 5,00 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

- Plancher étage terrasse :

$$G = 5,84 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

- Le poids propre de la poutre principal
= $0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$
- Le poids propre de la poutre secondaire ;
= $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$
- La surface totale entre nus (affairent) :

$$= ((2,1 + 1,775) - 0,3) \times ((2,25 + 1,8) - 0,3) = 13.40 \text{ m}^2$$

- La surface totale entre axe :

$$S1 = 4.725 \text{ m}^2$$

$$S2 = 3.993 \text{ m}^2$$

$$S3 = 3.78 \text{ m}^2$$

$$S4 = 3.195 \text{ m}^2$$

La Somme = 15,693 m

N	Element	NG (KN)	NG Totale (KN)	NQ (KN)	NQ totale
N0	Plancher terrasse= $13.4 \times 5,84 = 78.25$ Poutre P et S (sans corps creux) $0.30 \times (2.25+1.8+1.775+2.10.3) \times (5.84-2.8) = 6.95$ Poutre principale= $3 \times (2.25+1.8) = 12,15$ Poutre S= $2.62 \times (2.1+1.775-0.3) = 9.36$	78.25 6.95 12.15 9.36	106.71	$1 \times (S1+S2+S3+S4) = 1 \times 15.693$	15.693
N1	Revenant N0 Poteau (35x35) $= 0.35 \times 0.35 \times 0.25 \times (3.00-0.40) =$	106.71 7.96	114.67		
N2	Revenant N1 Plancher étage courant $= 13.4 \times 5 = 78.25$ Poutre P et S (sans corps creux) $0.30 \times (2.25+1.8+1.775+2.10.3) \times (5 - 2.8) = 5.03$ Poutre principale= $3 \times (2.25+1.8) = 12,15$ Poutre S= $2.62 \times (2.1+1.775-0.3) = 9.36$	114.67 67 5.03 12.15 9.36	208.21	15.693 $1.5 \times (S1+S2+S3+S4) \times 0.9 = 1.5 \times 15.693 \times 0.9 = 21.185$	36.878
N3	Revenant N2 Poteau (35x35) $= 0.35 \times 0.35 \times 0.25 \times (3.00-0.40) =$	208.21 7.96	216.17		

N	Element	NG (KN)	NG Totale (KN)	NQ (KN)	NQ totale
N4	Revenant N3 Plancher étage courant $=13.4 \times 5 = 78.25$ Poutre P et S (sans corps creux) $0.30 \times (2.25 + 1.8 + 1.775 + 2.10.3) \times (5 - 2.8) = 5.03$ Poutre principale $= 3 \times (2.25 + 1.8) = 12,15$ Poutre S $= 2.62 \times (2.1 + 1.775 - 0.3) = 9.36$	216.17 67 5.03 12.15 9.36	309.71	36.878 1.5x(S1+S2+S3+S4) x0.8 $= 1.5 \times 15.693 \times 0.8 = 18.831$	55.709
N5	Revenant N4 Poteau (35x35) $= 0.35 \times 0.35 \times 0.25 \times (3.00 - 0.40) =$	309.71 7.96	317.67		
N6	Revenant N5 Plancher étage courant $=13.4 \times 5 = 78.25$ Poutre P et S (sans corps creux) $0.30 \times (2.25 + 1.8 + 1.775 + 2.10.3) \times (5 - 2.8) = 5.03$ Poutre principale $= 3 \times (2.25 + 1.8) = 12,15$ Poutre S $= 2.62 \times (2.1 + 1.775 - 0.3) = 9.36$	317.67 67 5.03 12.15 9.36	411.48	55.709 1.5x(S1+S2+S3+S4) x0.7 $= 1.5 \times 15.693 \times 0.7 = 16.477$	86.31
N7	Revenant N6 Poteau (40 x 40) $= 0.4 \times 0.4 \times 0.25 \times (3.00 - 0.40)$	411.48 10.04	421.52		

N	Element	NG (KN)	NG Totale (KN)	NQ (KN)	NQ totale
N8	Revenant N7	421.52	515.06	86.31	100.43
	Plancher étage courant =13.4x5 = 78.25	67			
	Poutre P et S (sans corps creux) 0.30x (2.25+1.8+1.775+2.10.3) x (5 - 2.8) = 5.03	5.03 12.15		1.5x(S1+S2+S3+S4) x0.6 =1.5x15.693 x0.6 =18.831	
	Poutre principale=3x(2.25+1.8) = 12,15	9.36			
	Poutre S=2.62x(2.1+1.775-0.3)= 9.36				
N9	Revenant N8	504.27	525.1		
	Poteau (40x40) =0.4x0.4x0.25*(3.00-0.40)=	10.04			
N10	Revenant N9	525.1	618.64	100.43	128.12
	Plancher étage courant =13.4x5 = 78.25	67			
	Poutre P et S (sans corps creux) 0.30x (2.25+1.8+1.775+2.10.3) x (5 - 2.8) = 5.03	5.03 12.15		1.5x(S1+S2+S3+S4) x0.7 =1.5x15.693 x0.5 =11.769	
	Poutre principale=3x(2.25+1.8) = 12,15	9.36			
	Poutre S=2.62x (2.1+1.775-0.3)= 9.36				

N11	Revenant N10	618.64	628.68		
	Poteau (40x40) =0.4x0.4x0.25*(3.00-0.40)=5.85	10.04			

N	Element	NG (Kg)	NG Totale (KN)	NQ (KN)	NQ totale
N12	Revenant N11	628.68	722.22	128.12	139.889
	Plancher étage courant =13.4x5 = 78.25	67			
	Poutre P et S (sans corps creux) 0.30x (2.25+1.8+1.775+2.10.3) x (5 - 2.8) = 5.03	5.03			
	Poutre principale=3x(2.25+1.8) = 12,15	12.15			
	Poutre S=2.62x(2.1+1.775-0.3)= 9.36	9.36			
N13	Revenant N12	722.22	739.34		
	Poteau (40x40) H= 4.68 =0.4x0.4x0.25x (4.68-0.40)=17.12	17.12			
			739.34		139.889

II-5-Vérification de la stabilité de forme :**II-5-1-Vérification de la section de poteau (35x35) du 2ème jusqu'à 5 ème étage :**
(C.B.A.93.B.8.4.1)

$$N_G = 411.48 \text{ KN}$$

$$N_Q = 86.31 \text{ KN}$$

***/ Combinaisons des charges :**

$$\text{ELU : } N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 (411.48) + 1.5 (86.31) = \mathbf{687.998 \text{ KN}}$$

***/Vérification de la stabilité de forme :**

$$N_U = \mathbf{687.998 \text{ KN}}$$

- Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12} + \frac{35 \times 35^3}{12} = 12505.08 \text{ cm}^4$
- $A = b \times h = 1225 \text{ cm}^2$
- Le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{6125052.08}{30 \times 30}} = 10.10$
- Longueur de flambements : $l_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 300 = 210 \text{ cm}$
- L'élancement du poteau : $\lambda = l_f / i = 210 / 8.66 = 20.79 < 50$
- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{20.79}{35}\right)^2} = 0.79$
- La surface réduite : $B_r = 33 \times 33 = 1089 \text{ cm}^2$
- $A = \max \left(\begin{array}{l} * \frac{0.2b \times h}{100} = \frac{0.2 \times 35 \times 35}{100} = 2.45 \text{ cm}^2 \\ * \frac{8(b+h)}{100} = \frac{8 \times 35 \times 35}{100} = 5.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

$$\text{=====> } A = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_c \times 28}{1.35} + \frac{A F_e}{\gamma_s} \right) = 0.79 \left(\frac{1089 \times 2.5}{1.35} + \frac{5.6 \times 40}{1.15} \right) = \mathbf{1747 \text{ KN}}$$

$$N_U = \mathbf{687.998 \text{ KN}} < \mathbf{1747 \text{ KN}} \rightarrow \text{vérifier}$$

II-5-2-Vérification de la section de poteau (40x40) du 2ème jusqu'à sous sole (N-4.68) (C.B.A.93.B.8.4.1)

$$N_G = 739.34 \text{ KN}$$

$$N_Q = 139.889 \text{ KN}$$

***/ Combinaisons des charges :**

ELU : $N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 (739.34) + 1.5 (139.889) = \mathbf{1207.94 \text{ KN}}$

***/Vérification de la stabilité de forme :**

$$N_U = \mathbf{1207.94 \text{ KN}}$$

- Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12} + \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4$
- Le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333.33}{40 \times 40}} = 11.54$
- Longueur de flambements : $l_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 468 = 327.8 \text{ cm}$
- L'élancement du poteau : $\lambda = l_f / i = 327.6 / 11.54 = 28.38 < 50$
- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{28.38}{35}\right)^2} = 0.77$
- La surface réduite : $Br = 38 \times 38 = 1444 \text{ cm}^2$
- $A = \max \left(\begin{array}{l} * \frac{0.2b \times h}{100} = \frac{0.2 \times 40 \times 40}{100} = 3.2 \text{ cm}^2 \\ * \frac{8b \times h}{100} = \frac{8 \times 40 \times 40}{100} = 6.4 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

=====> $A = 6.4 \text{ cm}^2$

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{Br \times f_c \times 28}{1.35} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right) = 0.77 \left(\frac{1444 \times 2.5}{1.35} + \frac{6.4 \times 40}{1.15} \right) = \mathbf{2172.51 \text{ KN}}$$

$$N_U = \mathbf{1207.94 \text{ KN}} < \mathbf{2172.51 \text{ KN}} \rightarrow \text{vérifier}$$

Chapitre III

Chapitre III

CALCUL DES ELEMENTS

III-Calcul des éléments :

III-1-Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers et des éléments structuraux dans le cas des planchers.

III-2-Etude des planchers

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter le revêtement du sol, dont les deux fonctions principales sont :

Fonction de résistance mécanique : le plancher doit supporter son poids propre et les surcharges

Fonction d'isolation acoustique et thermique : Peut être assurée complètement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

-CLASSIFICATION DES PLANCHERS

- Les planchers rencontrés se classent en quatre grandes catégories :
- plancher avec dalle, poutres secondaires (poutrelles) et poutres principales.
- Plancher à poutrelles parallèles rapprochées.
- Plancher à «hourdis creux» (corps creux).
- Plancher champignon et plancher dalles.

JUSTIFICATION DU CHOIX DE TYPE DE PLANCHER « CORPS CREUX »

- Dans notre structure, on utilise un plancher en corps creux pour la terrasse et les étages. les raisons de choix sont :
- Il présente l'avantage d'être léger et très économique.
- Bonne isolation thermique et acoustique.
- Exécution simple
- Ce type de plancher se compose de :
- un hourdis, portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- des poutrelles transmettant aux poutres principales, les charges venant du hourdis.
- Les poutrelles principales reçoivent les poutrelles et reposent sur des murs ou sur des poteaux.

-détermination des sollicitations :

Pour la détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants dans des éléments fléchies (poutres, poutrelle ou dalle) ; calcul en flexion dans un seul sens, nous connaissons deux méthodes différentes :

a- méthode forfaitaire :

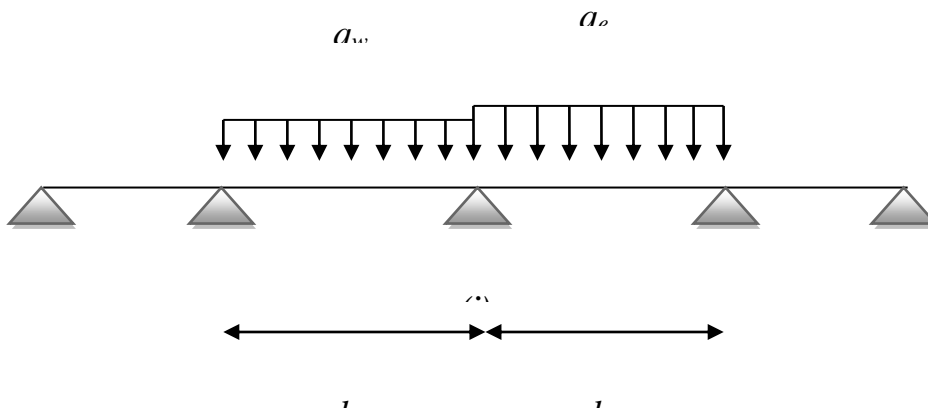
Elle est applicable dans le cas des planchers à surcharges modérées et quand les conditions suivantes sont remplies :

- $Q \leq \max [2G ; 500 \text{kgf/m}^2]$
- toutes les travées ont le mêmes d'inertie
- le rapport de deux travées voisines est compris entre 0.8 et 1.25
- fissuration non préjudiciable (peu nuisible)

→ Si une des conditions précédentes n'était pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot.

b- méthode de Caquot :

✓ Calcul des moments sur appuis :



Appui de rive : $M=0.2M_0$ (M_0 moment isostatique de 1 travée de rive)

Autres appuis : $M_i = \frac{q_w * l_w^3 + q_e * l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$

avec : ($l^r=1$ appui de rive ; $l^r=0.81$appui intermédiaire)

-calcul des moments en travées : On utilise la relation de RDM

$$M(x) = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} * x$$

-Efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

III-3-Calcul des planchers :

III-3-1-Plancher terrasse :Méthode forfaitaire :

Elle est applicable dans le cas des planchers à surcharges modérées et quand les conditions suivantes sont remplies :

$$G=5.85 \text{ KN/m}^2$$

$$Q= 1 \text{ KN/m}^2$$

$$-Q=1\text{KN/m}^2 \leq \max (2G, 5) \rightarrow 0.15 \leq \max (2 \times 0.500, 5) \quad \text{condition vérifiée}$$

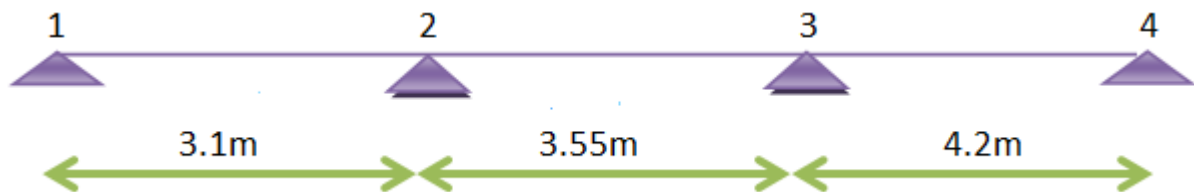
-section de toutes les travées = constante \rightarrow inertie constante condition vérifiée

- le rapport de deux travées voisines est compris entre **0.8** et **1.25**

$$0.8 \leq \frac{3.9}{3.9} \leq 1.25 \quad \text{condition vérifiée}$$

- - fissuration non préjudiciable (peu nuisible) condition vérifiée

Type 1



Charges et combinaisons :

$$\begin{cases} G=5.85 \text{ KN/m}^2 \\ Q=1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\rightarrow q_u = (1.35 \times 5.85 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 0.9 \times 0.65 = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$\rightarrow q_s = (5.85 + 1) \times 0.65 = 0.65 \times 0.65 = 4.45 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.1 \cdot 3.1^2}{8} = 7.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 9.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 13.45 \text{ KN.m}$$

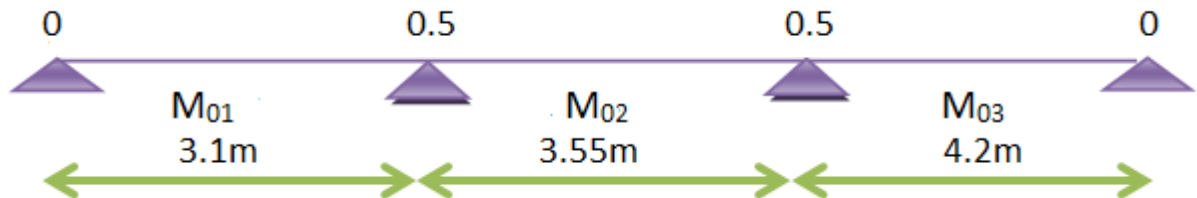
$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.85} = 0.15$$

$$M_{a0} = 0$$

$$M_{a1} = 4.72 \text{ Kn.m}$$

$$M_{a2} = 6.72 \text{ Kn.m}$$

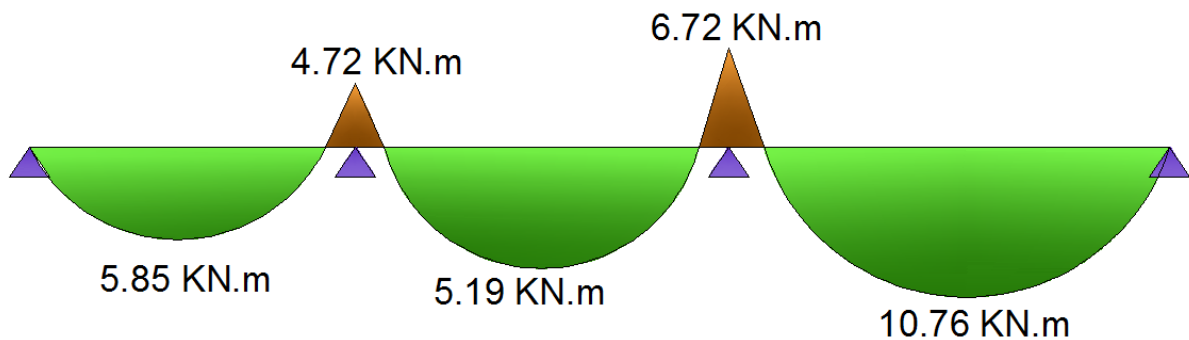
$$M_{a3} = 0$$

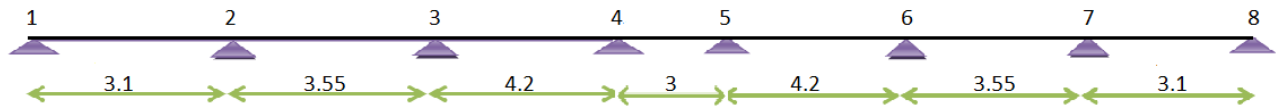


$$M_{t1} + \frac{M_w + M_e}{2} > (1 + 0.3\alpha) M_{01}$$

$$M_{t1} + \frac{M_w + M_e}{2} > (1 + 0.3\alpha) M_{01}$$

- $M_{t1} = 0.8 M_{01} = 5.85 \text{ KN.m}$
- $M_{t2} = 0.55 M_{02} = 5.19 \text{ KN.m}$
- $M_{t3} = 0.8 M_{03} = 10.76 \text{ KN.m}$



Type 2 :**Choix de la méthode de calcul :**

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$G=5.85 \text{ KN/m}^2$$

$$Q= 1 \text{ KN/m}^2$$

$$-Q=0.15 \text{ t/m}^2 \leq \max(2G, 5) \rightarrow 0.15 \leq \max(2 \times 0.500, 5) \quad \text{condition vérifiée}$$

-section de toutes les travées = constante \rightarrow inertie constante condition vérifiée

- le rapport de deux travées voisines est compris entre **0.8** et **1.25**

$$0.8 \leq \frac{4.2}{3} \leq 1.25 \quad \text{non condition vérifiée}$$

-la fissuration est peu nuisible condition vérifiée

Donc on utilise la méthode de Caquot

Charges et combinaisons :

$$\begin{cases} G=5.85 \text{ KN/m}^2 \\ Q=1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\rightarrow q_u = (1.35 \times 5.85 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 0.9 \times 0.65 = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$\rightarrow q_s = (0.85 + 1) \times 0.65 = 0.65 \times 0.65 = 4.45 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments sur appuis :

$$M_{a1} = M_{a8} = -0.2 \frac{q \cdot l^2}{8} = -0.2 \frac{6.1 \times 3.1^2}{8} = -1.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = M_{a7} = \frac{q_w * l'_w{}^3 + q_e * l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} = - \frac{6.1 * (3.1)^3 + 6.1 * (3.55 * 0.8)^3}{8.5(3.1 + 3.55 * 0.8)} = -6.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = M_{a6} = - \frac{6.1 * (3.55 * 0.8)^3 + 6.1 * (4.2 * 0.8)^3}{8.5(3.55 * 0.8 + 4.2 * 0.8)} = -7.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = M_{a5} = - \frac{6.1 * (4.2 * 0.8)^3 + 6.1 * (3 * 0.8)^3}{8.5(4.2 * 0.8 + 3 * 0.8)} = -6.44 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2 = 7-8: 0 < x < 3.1

$$M_w = -1.46 \text{ KN.m} ; M_e = -6.36 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = \frac{6.1 * 3.1}{2} x - \frac{6.1 * x^2}{2} - 1.46 + \frac{(-6.36 + 1.46)}{1.2} x$$

$$M(x) = -3.05x^2 + 6.85x - 1.46$$

$$T_x = -6.1x + 6.85$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -6.1x + 6.85 = 0 \rightarrow x = 1.12 \text{ m}$$

$$M(1.12) = -3.05(1.12)^2 + 6.85(1.12) - 1.46$$

$$\mathbf{M_{1-2} = M_{7-8} = -2.386 \text{ Kn.m}}$$

Travée 2-3 = 6-7: 0 < x < 3.55

$$M_w = -6.36 \text{ KN.m} ; M_e = -7.04 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = \frac{6.1 * 3.55}{2} x - \frac{6.1 * x^2}{2} - 6.36 + \frac{(-7.04 + 6.36)}{1.2} x$$

$$M(x) = -3.05x^2 + 7.05x - 6.36$$

$$T_x = -6.1x + 7.05$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -6.1x + 7.05 = 0 \rightarrow x = 1.15 \text{ m}$$

$$M(1.15) = -3.05(1.15)^2 + 7.05(1.15) - 6.36$$

$$\mathbf{M_{2-3} = M_{6-7} = -2.638 \text{ Kn.m}}$$

Travée 3-4 = 5-6: 0 < x < 4.2

$$M_w = -7.04 \text{ KN.m} ; M_e = -6.44 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = \frac{6.1 * 4.2}{2} x - \frac{6.1 * x^2}{2} - 7.04 + \frac{(-6.44 + 7.04)}{1.2} x$$

$$M(x) = -3.05x^2 + 12.95x - 7.04$$

$$T_x = -6.1x + 12.95$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -6.1x + 12.95 = 0 \rightarrow x = 2.12 \text{ m}$$

$$M(2.12) = -3.05(2.12)^2 + 12.95(2.12) - 7.04$$

$$M_{3-4} = M_{5-6} = 6.7 \text{ Kn.m}$$

travée 4-5: $0 < x < 3$

$$M_w = -6.44 \text{ KN.m} ; M_e = -6.44 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = \frac{6.1 \cdot 3}{2} x - \frac{6.1 \cdot x^2}{2} - 6.44 + \frac{(-6.44 + 6.44)}{1.2} x$$

$$M(x) = -3.05x^2 + 9.15x - 6.44$$

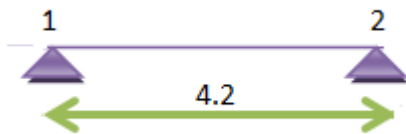
$$T_x = -6.1x + 9.15$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -6.1x + 9.15 = 0 \rightarrow x = 1.5 \text{ m}$$

$$M(1.5) = -3.05(1.5)^2 + 12.95(1.5) - 6.44$$

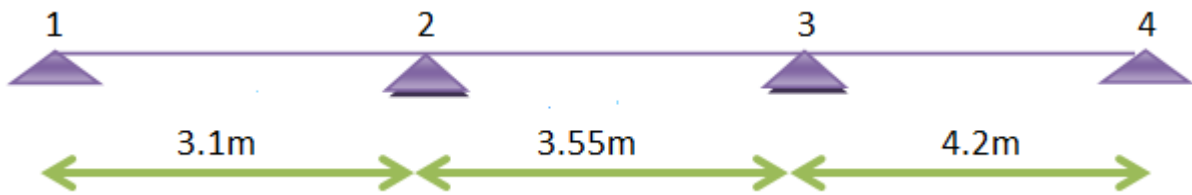
$$M_{4-5} = 0.4225 \text{ Kn.m}$$

Type 3 :

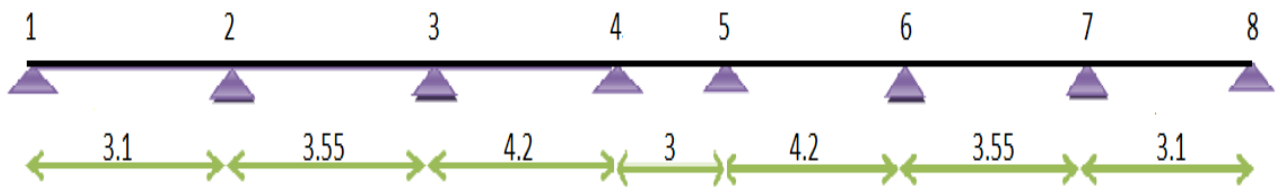


III-3-2-Plancher étage courant:

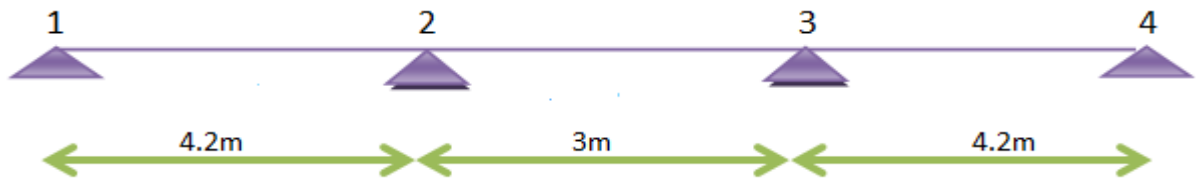
Typ1 :



Type2 :



Types 3 :



Type 4 :

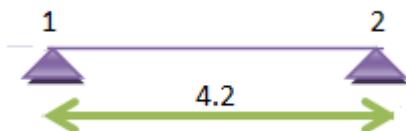


Tableau récapitulatif :

Niveau	Type poutrelle	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)		Tmax (KN)
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Etage courante	1	7.55	7.35	-9.55	-4.5	15.29
	2	6.7	3.43	-7.04	-4.85	13.19
	3	11.43	7.42	-5.83	-3.22	12.82
terrasse	1	10.32	7.84	-6.45	-5.13	14.67
	2	6.43	3.67	-6.75	-6.23	12.66
	3	7.24	6.4	-9.16	-6.23	14.33
	4	10.96	8.84	-5.15	-4.27	12.3

III-3-3-Ferraillage plancher étage courant :

III-3-3-1-Sur travée a ELU :

$$M_{ij} = 11.43 \text{ kN.m}$$

Le moment reprise par la table comprimé :

$$M_{\text{table}} = b \cdot h \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad d = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$M_{\text{table}} = 65 \cdot 4 \cdot 142 \cdot \left(18 - \frac{2}{2}\right)$$

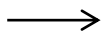
$$M_{\text{table}} = 59.07 \text{ KN.m}$$



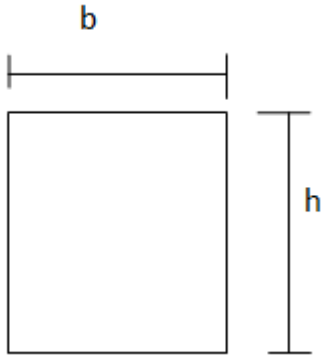
$$M_{\text{table}} = 59.07 \text{ KN} > M_u = 11.43 \text{ KN}$$

La table seule peut équilibrer le moment ultime

L'axe neutre tombe dans la table



Section rectangulaire (b*h)



$$\mu = \frac{11.43 \cdot 10^4}{65 \cdot 18^2 \cdot 142} = 0,038$$

$$\text{FeE40} \longrightarrow \mu_R = 0,392$$

$$\mu = 0,038 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,038}}{0,8} = 0,048$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 18 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,048)$$

$$Z = 17,65 \text{ cm}$$

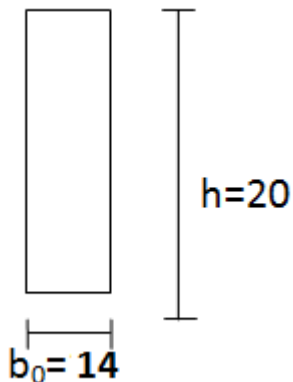
$$A'_s = \frac{Mu}{Z \cdot \delta_s} = \frac{11.43 \cdot 10^4}{17.65 \cdot 3480}$$

$$A'_s = 1,86 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{on adopte } 3\text{HA}10 \quad (3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2)$$

III-3-3-2-sur appui a ELU :

$$M_U = 9.55 \text{ kN.m}$$

Le ferrailage en appuis s'effectue pour une section rectangulaire de $b_0 \cdot h$ (14*20)



$$\mu = \frac{9.55 \cdot 10^4}{14 \cdot 18^2 \cdot 142} = 0,148 < \mu_R = 0,392$$

$$\longrightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,148)}}{0,8} = 0,201$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 18 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,201)$$

$$Z = 16,55 \text{ cm}$$

$$A^{ap_s} = \frac{M_{ap}}{Z \cdot \delta_s} = \frac{9,55 \cdot 10^4}{16,55 \cdot 3480}$$

$$A^{ap_s} = 1,65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopt 2HA12 (2HA12 = 2.26cm}^2\text{)}$$

Vérification Condition de non fragilité :

$$\text{On a: } A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2, \quad A_s \geq A_{\min} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-3-3-3-Vérification sur ELS :

‘La fissuration est peu nuisible donc la vérification n’est pas nécessaire ‘

III-3-3-4-Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

$$\gamma_b = 1,5 \cdot$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (3,33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{15,29}{14,18} = 0,06 \text{ KN /cm}^2 = 0,6 \text{ MPA} < 3,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Armatures transversales :

- Selon CBA 93 : Calcul des armatures transversales:

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\Phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h_t}{35}, \Phi_{l\min}, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{20}{35}, 1, \frac{14}{10} \right) = \Phi_t \leq \text{Min} (5,71, 10, 14)$$

On adopte $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ et $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

Pour l’espacement, nous avons d’après le CBA 93 ce qui suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d;40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,9f_e} \end{array} \right.$$

avec k=0 .en considéré que il y a reprise de bétonnage

L'espacement entre l'armature transversale sera :

$$St \leq \frac{At \cdot 0,9 \cdot \bar{f}_e}{\tau_u \cdot b} = \frac{0,56 \cdot 0,9 \cdot 347}{0,55 \cdot 14} = 22,71 \text{ cm}$$

L'espacement maximal a ne pas dépasser :

$$St \leq \min(0,9 \cdot d, 40cm) = 16,2cm.$$

$$St < \frac{At \cdot f_e}{0,4 b_0} = \frac{0,56 \cdot 400}{0,4 \cdot 14} = 40 \text{ cm.}$$

Donc on adopte un espacement 15 cm.

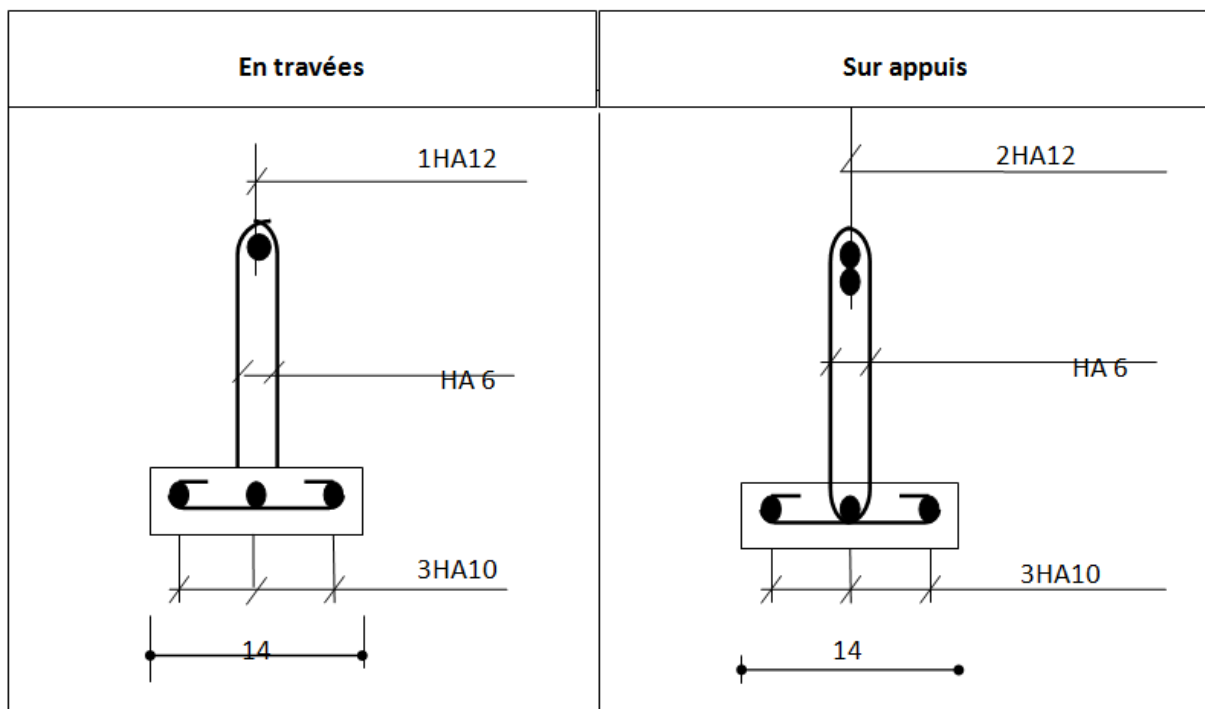


Figure III- 1:Ferraillages des poutrelles (plancher des étages).

III-3-3-5-Vérification de la flèche :

Selon **CBA 93 B .6.5.2** on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si :

$$* \frac{h}{L_0} \geq \frac{1}{22.5} = \frac{20}{420} \geq \frac{1}{10} = 0.047 \geq 0.044 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

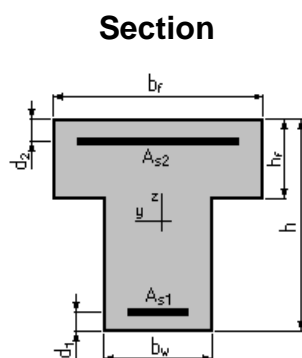
$$* \frac{h}{L_0} \geq \frac{Mts}{15.M_0} = \frac{20}{420} \geq \frac{623}{15 \times 838} = 0.047 < 0.049 \dots\dots\dots \text{non Vérifiée.}$$

$$* \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{2.36}{14 \times 18} \leq \frac{3.6}{400} = 9.36 \times 10^{-3} > 9.10^{-3} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est obligatoire :

Flèche de la poutre due à la flexion simple**1. Hypothèse :**

- Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa)
- Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :

$$b_f = 65,0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 14,0 \text{ (cm)}$$

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 4,6 \text{ (mm)} < f_{adm} = l_0 / 500,00 = 8,4 \text{ (mm)}$

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 10,2$	0,59	190,0
$f_{gi} = 6,0$	0,59	190,0
$f_{pi} = 0,5$	0,00	25,7
$f_{ji} = 0,0$	0,00	0,0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_0 = 22211,8 \text{ (cm}^4\text{)}$
 $\lambda_i = 4,42$

f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes

f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes

f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)

f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons

Δf_t - flèche nuisible

f_{adm} - flèche admissible

III-3-4-Dalle de compressions :

La dalle de compression sera ferrillée dans les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrillage est en treillis soudé.

-Les conditions suivantes doivent être respectées :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm² pour mètre de nervures).

Avec : L1 : distance entre l'axe des poutrelles (L1=65 cm)

A1: diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

Pour : FE 520 MPA (TL520 ($\Phi < 6$) Ts)

$$A_t = 4 \frac{65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$5T6 \longrightarrow A_t = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

Soit 5T6 ; $A_t = 1.41 \text{ cm}^2$; $S_t = 20 \text{ cm}$

Pour le ferrillage de la dalle de compression, on adopte TS Ø 6-20×20

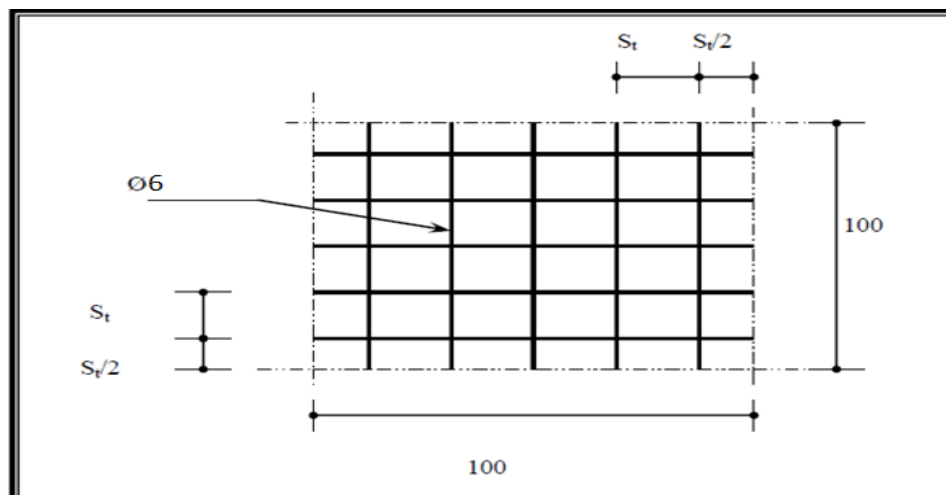


Figure III- 2:dalle de compression.

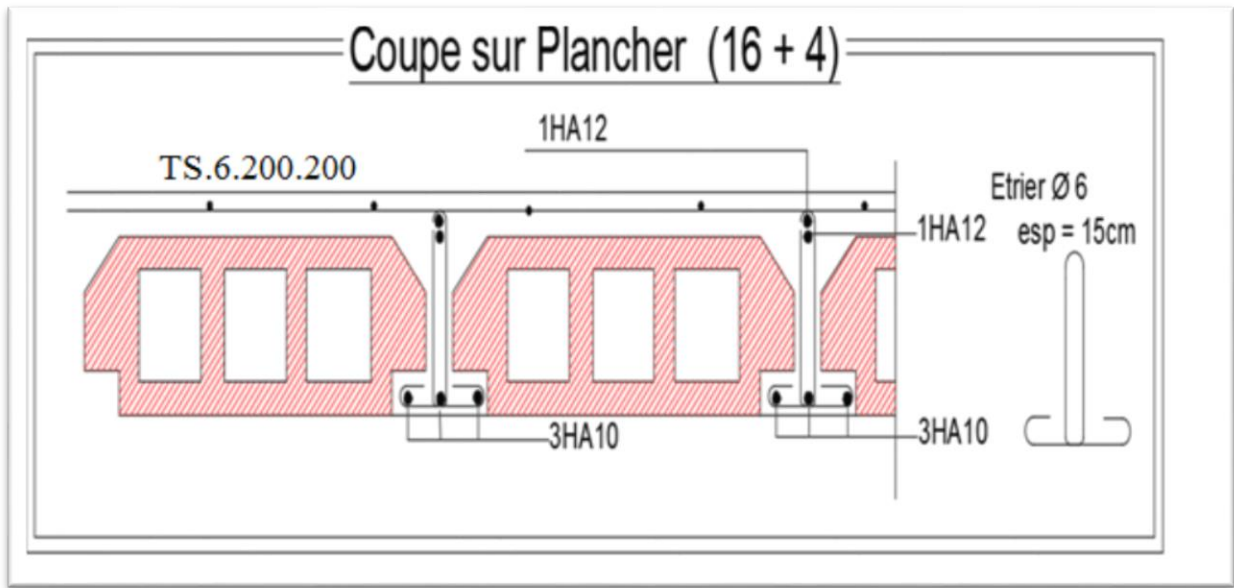


Figure III- 3:: coupe de plancher (16+4) étage courant .

Pour le ferrailage de la plancher terrasse on résume dans le tableau suivant :

Plancher de :		A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A (cm ²)	AT (mm)	Esp (cm)
Terrasse	Appuis	1,67	1,41	2HA12= 2,26	6	15
	travée	1,6	1,41	3HA10= 2.35	6	15

Tableau III- 1: Ferrailage de plancher terrasse

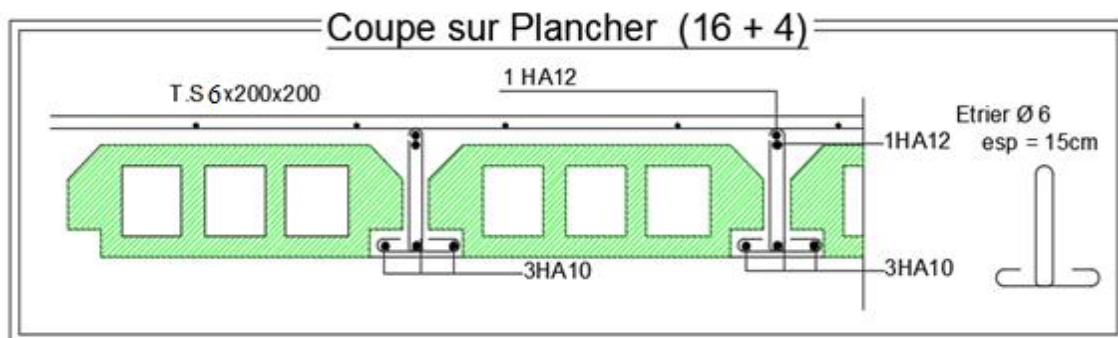


Figure III- 4::coupe de plancher terrasse

III-4-Dalle flottante :

Dalle flottante :

La dalle flottante repose uniquement sur le sol, elle n'est pas liée avec les longrines. On doit réaliser un joint sec d'épaisseur de 2cm entre la dalle flottante et les longrines.

La dalle flottante a une épaisseur de 15cm, elle repose sur le hêrrissonage empêchant la remontée de l'eau par capillarité. Le ferrailage de la dalle est adopté forfaitairement en respectant un ferrailage minimum pour les zones tendues $A_{min}=1.5 \text{ cm}^2$.

On adopte un TS 6x200x200 placé au milieu de la dalle.

TS 6x200x200

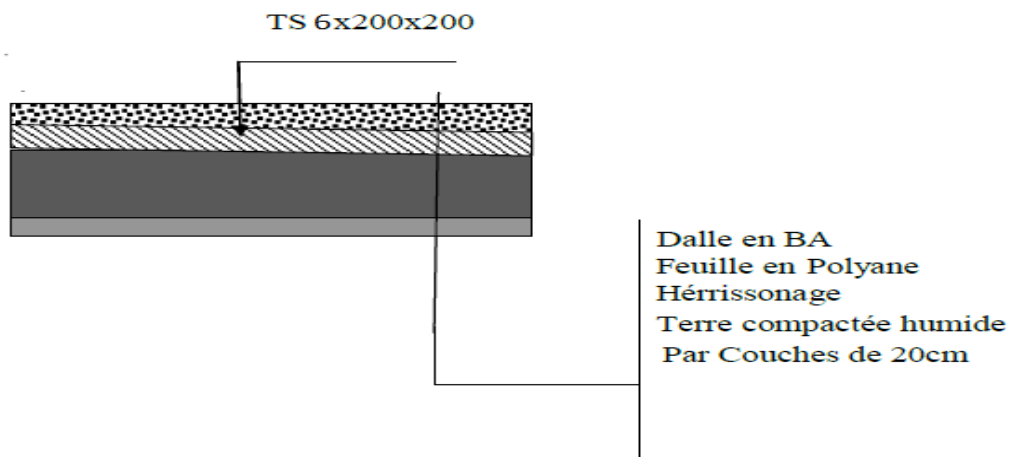


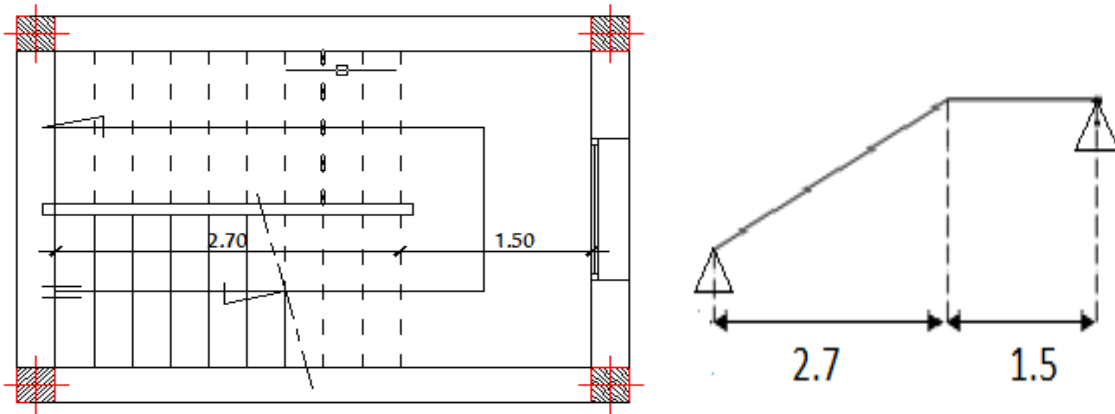
Figure III- 5:dalle flottante.

III-5-Escalier :

III-5-1-Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte un escalier à deux volées parallèle, il est constitué de pailleasse, et palier de repos.

III-5-2-Escalier étage courant et RDC(Volée1) :**Figure III- 6:schéma d'escalier RDC**

Détermination des sollicitations :

Combinaisons :**a-) palier :**

$$G = 4.95 \text{ KN/m}^2, Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

ELU :

$$= 1,35G + 1.5Q = 10.42 \text{ KN / m}$$

ELS :

$$= G + Q = 4.95 + 2.5 = 7.45 \text{ KN/m}^2$$

b)- paillasse :

$$G = 7.03 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

ELU :

$$= 1,35G + 1.5Q = 13.24 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

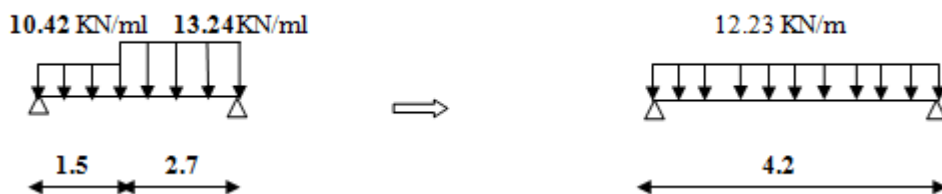
$$= G + Q = 7.03 + 2.5 = 9.53 \text{ KN/m}^2$$

Les moments : **Sous :

ELU :

$$.q_{\text{équivalent}} = \frac{10.42(1.5) + 13.24(2.7)}{1.5 + 2.7}$$

$$q_{\text{équivalent}} = 12.23 \text{ KN/m}$$



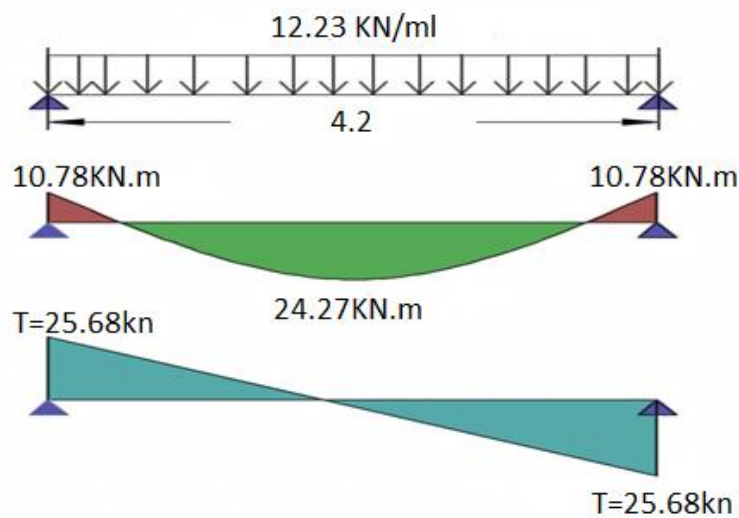
$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 26.97 \text{ KN.M}$$

$$M_t = 0.9 M_0 = 24.27 \text{ KN.M}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -10.78 \text{ KN.M}$$

Effort tranchant :

$$T = q_{\text{eq}} \cdot \frac{l}{2} = 25.68 \text{ KN}$$



.Figure III- 7 : diagramme M et T.

ELS :

$$.q_{\text{équivalent}} = \frac{7.45(1.5) + 9.53(2.7)}{1.5 + 2.7}$$

$$q_{\text{équivalent}} = 8.78 \text{ KN/m}$$



$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 19.35 \text{ KN.M}$$

$$M_t = 0.9 M_0 = 17.41 \text{ KN.M}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -7.74 \text{ KN.M}$$

Effort tranchant :

$$T = q \cdot l \cdot \frac{1}{2} = 18.44 \text{ KN}$$

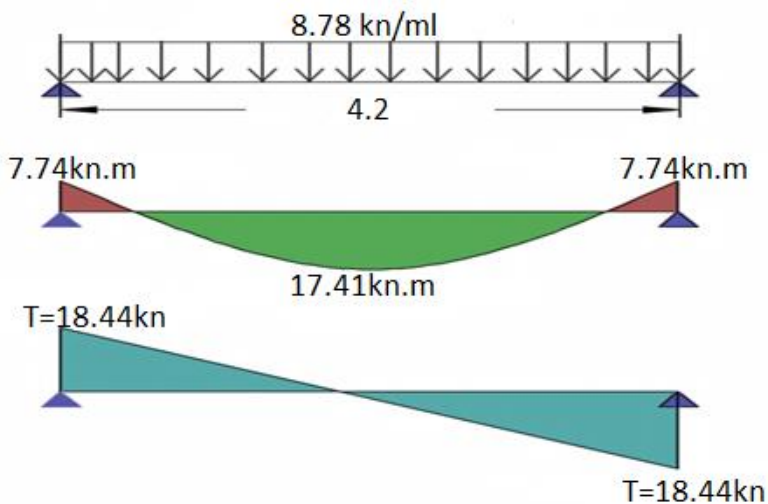


Figure III- 8: diagramme M et T.

III-5-2-1-**Ferrailage :**

Sur Travée :

ELU :

Schéma du ferrailage : le calcul est fait à la flexion simple avec : $(b \times h = 100 \times 15)$.

$d = h - c$.

$h = 15 \text{ cm}$; $C = C' = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{24.27 \cdot 10^4}{100 \cdot 13^2 \cdot 142} = 0,101 < \mu_R = 0,379$$

$$A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,101}}{0,8} = 0,133$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 13 * (1 - 0,4 * 0,133)$$

$$Z = 12,47 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z * \delta_s} = \frac{24,47 * 10^4}{12,47 * 3480}$$

$$A_s = 5,85 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{on adopte 6HA12 (6HA12 = 6,79 cm}^2\text{)}$$

Calcul de l'espacement:

$St \leq \min(3h, 33\text{cm})$, On adopte un espacement de **16cm**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,97}{4} = 1,7 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1,7 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{on adopte 4HA10 (4HA10 = 3,14 cm}^2\text{)}$$

$St \leq \min(4h, 40\text{cm})$, On adopte un espacement de **25cm**

Vérification Condition de non fragilité :

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

On a: $A_{\min} = 0,23 * b * d$ (ft28/fe)

$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{\min}$ Condition vérifiée

Vérification d'ELS :

La fissuration est 'peu nuisible' donc la vérification n'est pas obligatoire

Appui

ELU:

Schéma du ferrailage : le calcul est fait à la flexion simple avec : $(b \times h = 100 * 15)$.

$$d = h - c.$$

$$h = 15 \text{ cm}; C = C' = 2\text{cm}; d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{10,78 * 10^4}{100 * 13^2 * 142} = 0,045 < \mu_R = 0,379 \quad \longrightarrow \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 * 0,101)}}{0,8} = 0,057$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 13 * (1 - 0,4 * 0,057)$$

$$Z = 12,7 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{10.78 \cdot 10^4}{12.7 \cdot 3480}$$

$$A_s = 2.44 \text{ cm}^2$$



on adopte 4HA10 (4HA10 = 3.14 cm²)

Calcul de l'espacement:

$St \leq \min(3h, 33\text{cm})$, On adopte un espacement de 25cm

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2$$



on adopte 3HA10 (3HA10 = 2.32 cm²)

$St \leq \min(4h, 40\text{cm})$, On adopte un espacement de 30cm

Vérification Condition de non fragilité :

$$A_s = 2.32 \text{ cm}^2$$

On a: $A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d$ (ft28/fe)

$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{min}$ Condition vérifiée

Vérification d'ELS :

La fissuration est 'peu nuisible' donc la vérification n'est pas obligatoire

Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (3.33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{25.68}{120 \times 180}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ KN/cm}^2 = 0.2 \text{ MPa} < 3.3 \text{ MPa}$$

Selon C.B.A 93 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \frac{0.7 f_{cj}}{\gamma_b} \longrightarrow \tau_u = 1.16 \text{ MPa}$$

0.2 MPa < 1.16 MPa ' Donc aucune d'armature transversale'

Selon CBA 93 art A6.1.2.2:

La Longueur de scellement doit être $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$

Le CBA 93 limite $L_s = 40\phi$ Donc :

$$L_s = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm.}$$

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

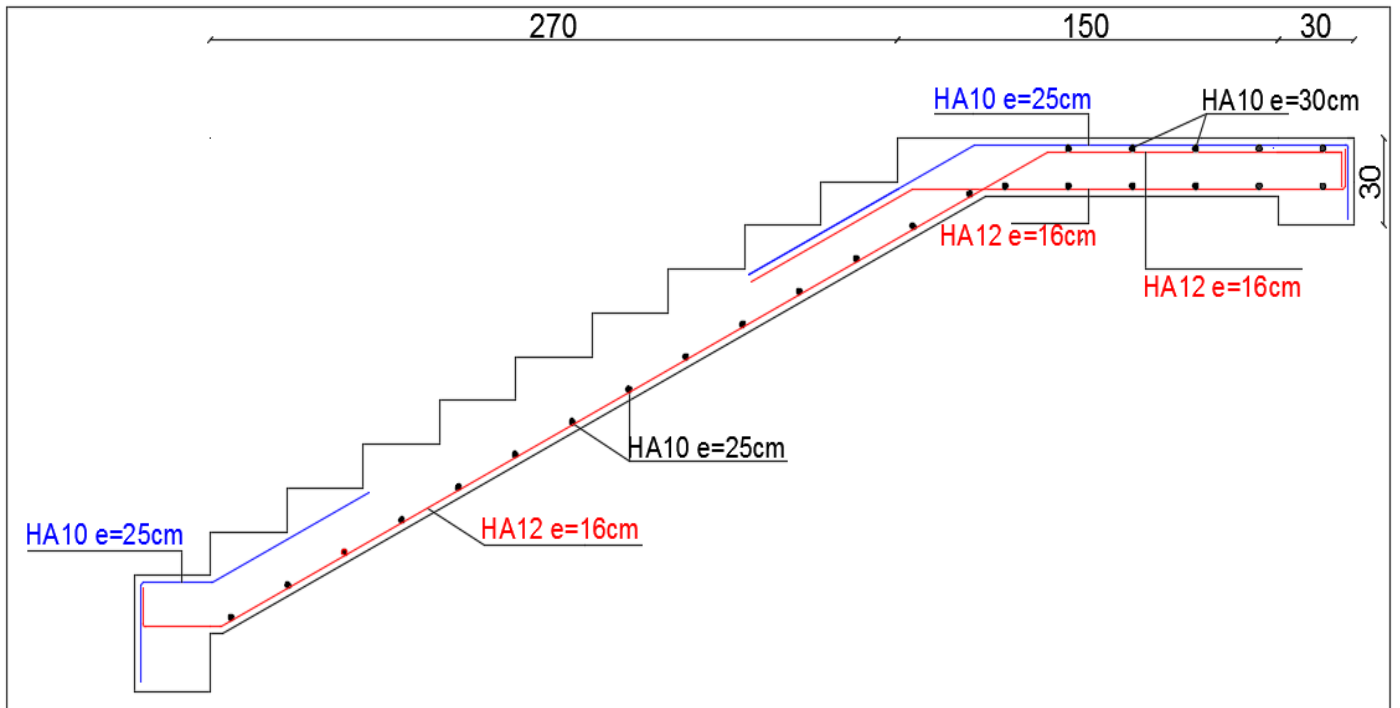


Figure III- 9: ferrailage de l'escalier RDC.

III-5-3-Poutre palière :

III-5-3-1-Pré-dimensionnement :

: $L = 2.6 \text{ m}$

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

$$\frac{260}{15} \leq h \leq \frac{260}{10}$$

$15 \leq h \leq 26$ On prend $h = 30 \text{ cm.}$

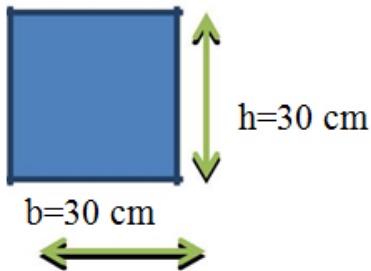
$$0,3h \leq b \leq 0,4h$$

$$0,3(30) \leq b \leq 0,4(30)$$

$$7,5 \leq b \leq 10 \quad \text{On prend } b = 30\text{cm.}$$

2 Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 30 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ (h/b) = 1 \leq 4 \end{cases}$$



III-5-3-2-Évaluation des charges poutre de palier :

L'effort tranchant : $T_u = 25,68 \text{ KN}$ $T_s = 18,44 \text{ KN}$

Mur de façade $G = 2,76 \times 1,5 = 4,14 \text{ kN/ml}$

Poids propre de poutre : $G = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN /ml}$

III-5-3-3-Combinaisons des charges :

ELU :

$$q_u = T_u + 1,35G = 25,68 + 1,35 \times 6,39 = 34,3 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$s = T_s + G = 25,68 + 6,39 = 24,83 \text{ KN/ml}$$

ELU :

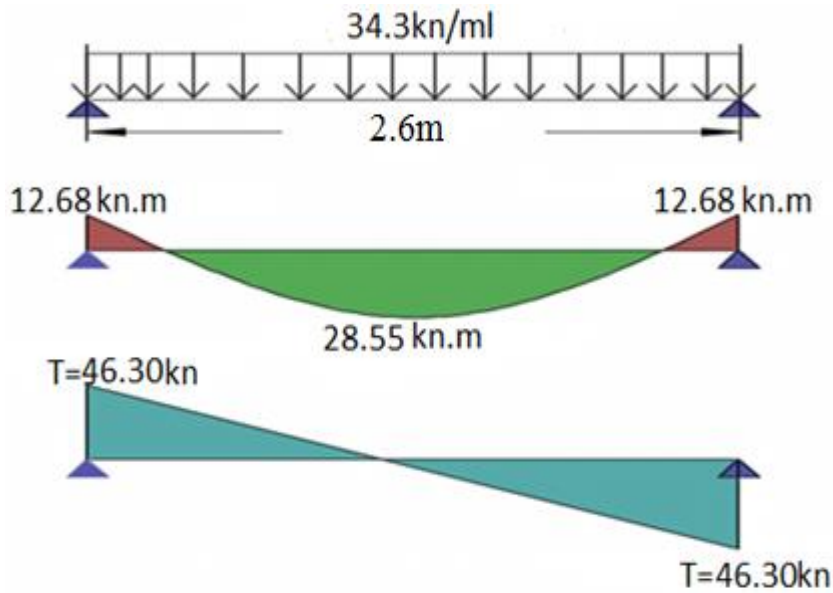
$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 31,72 \text{ KN.M}$$

$$M_f = 0,9 M_0 = 28,55 \text{ KN.M}$$

$$M_a = -0,4 M_0 = -12,68 \text{ KN.M}$$

Effort tranchant :

$$T = q_{eq} \cdot \frac{l}{2} = 46,30 \text{ KN}$$



ELS:

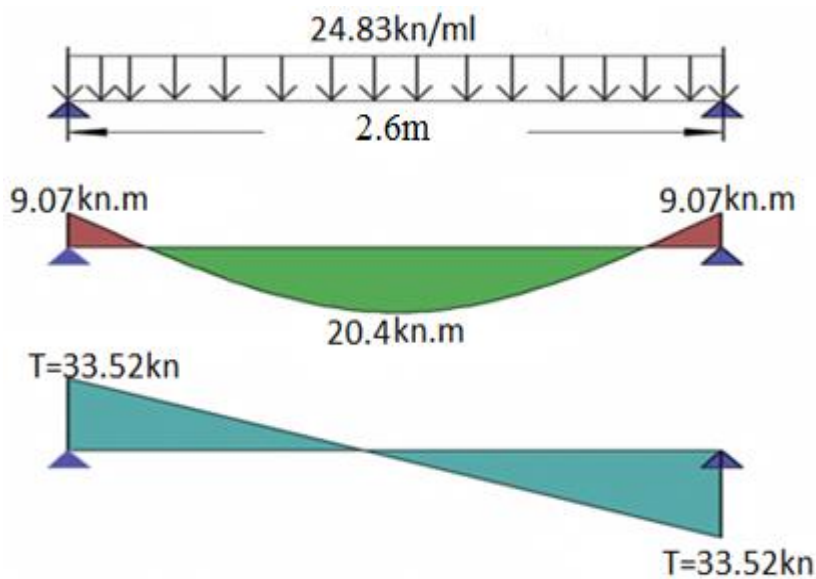
$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 22.66 \text{ KN.M}$$

$$M_t = 0.9 M_0 = 20.4 \text{ KN.M}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -9.07 \text{ KN.M}$$

Effort tranchant :

$$T = q \cdot l \cdot \frac{1}{2} = 33.52 \text{ KN}$$



III-5-3-4-Ferraillage :Sur Travée :ELU :

Schéma du ferraillage : le calcul est fait à la flexion simple avec : (b x h = 30x30).

d=h-c.

h=15 cm; C=C'= 3cm; d=27 cm

$$\mu = \frac{28.55 \cdot 10^4}{30 \cdot 27^2 \cdot 142} = 0,091 < \mu_R = 0,379 \quad \Longrightarrow \quad A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,091)}}{0,8} = 0,119$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 27 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,119)$$

$$Z = 25.71 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{28.55 \cdot 10^4}{25.71 \cdot 3480}$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{on adopt 3HA12 (3HA12 = 3.39 cm}^2\text{)}$$

Vérification Condition de non fragilité :

On a: Amin=0,23xbxd (ft28/fe)

Amin= 1.3cm², As ≥ Amin Condition vérifiée.

Sur appui :à ELU:

Schéma du ferraillage : le calcul est fait à la flexion simple avec : (b x h = 30*30).

d=h-c, h=30 cm, C=C'= 3cm d=27 cm.

$$\mu = \frac{12.68 \cdot 10^4}{30 \cdot 27^2 \cdot 142} = 0,04 < \mu_R = 0,379 \quad \Longrightarrow \quad A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,04)}}{0,8} = 0,051$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 27 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,051)$$

$$Z = 26.44 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{12.68 \cdot 10^4}{26.44 \cdot 3480}$$

$A_s = 1.37 \text{ cm}^2$  on adopt 3HA10 (3HA10 = 2.35 cm²)

Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{min} = 0,23 \times b \times d$ (ft28/fe)

$A_{min} = 1.32 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{min}$ Condition vérifiée.

III-5-3-5-Vérification de la section d'acier A L'ELS :

Le calcul se fait selon le règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable :

a) En travées :

$M_s = 20.4 \text{ kn.m}$

$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ La Position de l'axe neutre (y) :

$$bx^2/2 + 15(A_s + A's) \cdot x - 15(A's \cdot c' + A_s \cdot d) = 0 \Rightarrow 30x^2/2 + 15 \cdot (3.39)x - 15(3.39 \cdot (37)) = 0$$

$$15x^2 + 50.85x - 1372.95 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \cdot a \cdot c$$

$$x = 8.02 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie (I) :

$$I = (bx^3/3) + 15A_s (d-x)^2 + 15A's (x-c')^2$$

$$I = (30 \times (8.02)^3/3) + 15 \times 3.39 (27-8.02)^2$$

$$I = 2347.724 \text{ cm}^4$$

III-5-3-6-Vérification des contraintes :

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{20.4 \cdot 8.02 \cdot 10^{-2}}{2347.724 \cdot 10^{-8}} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} = 69687.91 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 69687.91 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 20.4 \cdot (27-8.02)}{2347.724} = 24.73 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 247.3 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

On adopt 3HA14 (3HA14 = 4.62 cm²)

$$X = 9.10 \text{ cm et } I = 29740.123 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 20.4 \cdot (27-9.1)}{29740.123} = 18.09 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 180.9 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

b) Sur appuis :

$$M_s = 9.07 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

➤ **La Position de l'axe neutre (y) :**

$$bx^2/2 + 15(A_s + A'_s) \cdot x - 15(A'_s \cdot c' + A_s \cdot d) = 0 \Rightarrow 30x^2/2 + 15 \cdot (3.39)x - 15(3.39 \cdot (37)) = 0$$

$$15x^2 + 50.85x - 1372.95 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \cdot a \cdot c$$

$$x = 6.87 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/3) + 15A_s (d-x)^2 + 15A'_s (x-c')^2$$

$$I = (30 \times (6.87)^3/3) + 15 \times 3.39 (27-6.87)^2$$

$$I = 17526.32 \text{ cm}^4$$

III-5-3-7-Vérification des contraintes :

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{9.07 \cdot 6.87 \cdot 10^{-2}}{17526.32 \cdot 10^{-8}} \implies \sigma_{bc} = 3500 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3500 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 15000 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 9.07 \cdot (27-6.87)}{17526.32} = 15.35 \text{ KN/cm}^2$$

$\sigma_s = 135.5 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 202 \text{ MPa}$ vérifier

III-5-3-8-Vérification de l'effort tranchant :

$$T=V_u = 66.1 \text{ kn} \quad \tau_u < \tau_u \text{ lim} \quad \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{46.30}{(30 \times 27)10^{-2}} = 571 \text{ KN/m}^2,$$

$$\tau_u' = \min\{2.5 \text{ MPa} , 4 \text{ MPa}\} = (3330 \text{ KN/m}^2 , 5000) \text{ KN/m}^2 \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u' = 3330 \text{ KN/m}^2$$

Alors $\tau_u < \tau_u'$ condition vérifiée

Détermination des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10} \right\} = \min \{0.85; 1.4; 3\}$$

$$\Phi_t = 0.85 \text{ Soit : } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement d'après le bAEL :

$$S_{t1} \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm} \quad S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1} ; S_{t2}) = 33.3 \text{ cm}$$

• Espacement exigé par le RPA : II

En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 , 12 \phi) = \min (30/4 ; 12 \times 1,4) = 7.5 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq 30 / 2 = 30 / 2 = 15 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 7.5 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante.

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,5\% \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2 < 4.62 \text{ cm}^2$$

• Selon RPA99V2003 : calcul de la quantité d'armatures transversale mini :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

• Zone nodale

$$A_r = 0.003 \times 7.5 \times 30 = 0.675 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante**

$$A_r = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage total max de l'acier long :**

- **4% en zone courante :**

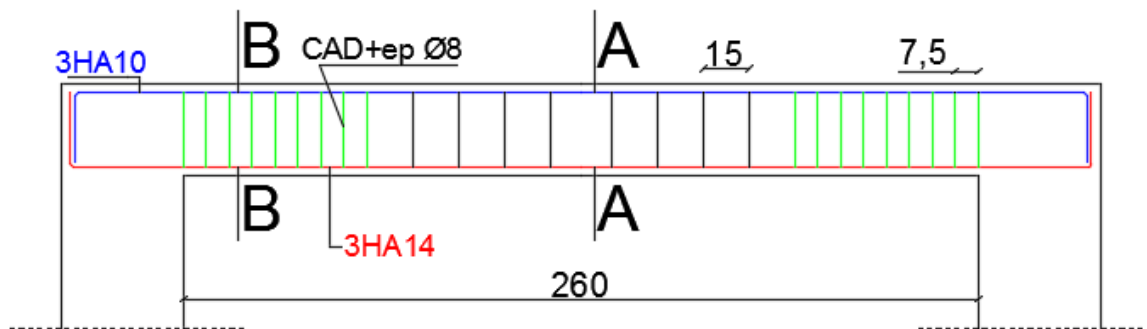
$$A_{s1} = 4/100 \times 30 \times 30 = 36 \text{ CM}^2$$

- **6% en zone de recouvrement :**

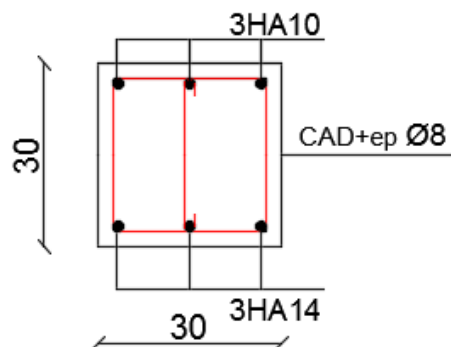
$$A_{s2} = \text{MAX} = 6/100 \times 30 \times 30 = 54 \text{ CM}^2$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$L = 40\varnothing = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm}$$



Travée B-B



Appui A-A

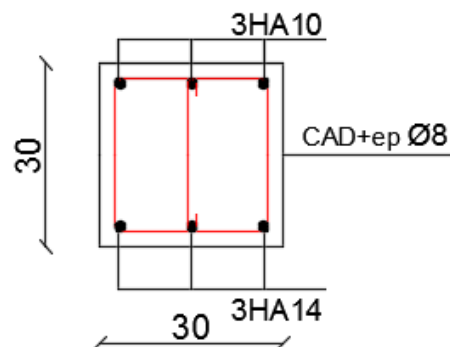


Figure III- 10: ferrailage de la poutre palière.

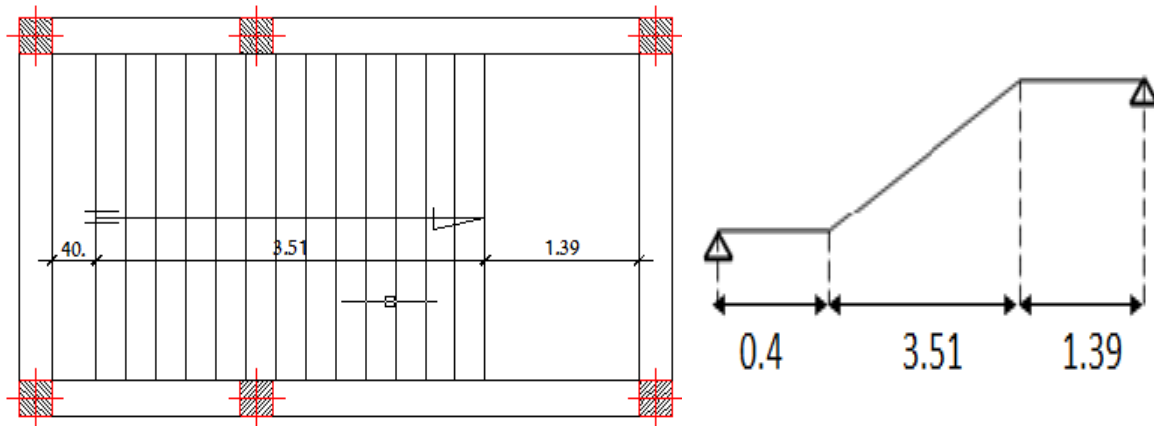
III-5-4-Escalier sous sol :

Figure III- 11:schéma d'escalier sous sol

III-5-4-1-Détermination des sollicitations :**Combinaisons :****a-) palier :**

$$G = 6.1 \text{ KN/m}^2, Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

ELU :

$$= 1,35G + 1.5Q = 11.98 \text{ KN / m}^2 \text{ELS :}$$

$$= G + Q = 6.1 + 2.5 = 8.6 \text{ KN/m}^2$$

b)- paillasse :

$$G = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

ELU :

$$= 1,35G + 1.5Q = 17.25 \text{ KN/m}^2$$

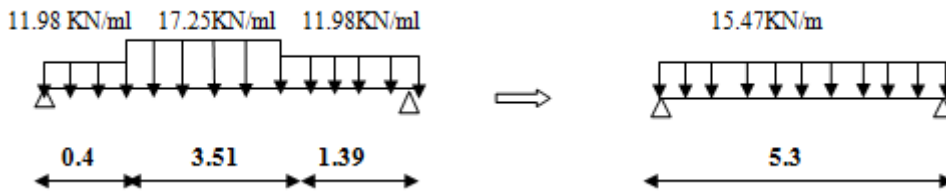
ELS :

$$= G + Q = 10 + 2.5 = 12.5 \text{ KN/m}^2$$

Les moments : **Sous :**ELU :**

$$Q_{\text{équivalent}} = \frac{11.98(0.4) + 17.253(3.51) + 11.98(1.39)}{0.4 + 3.51 + 1.39}$$

$$Q_{\text{équivalent}} = 15.47 \text{ KN/m}$$



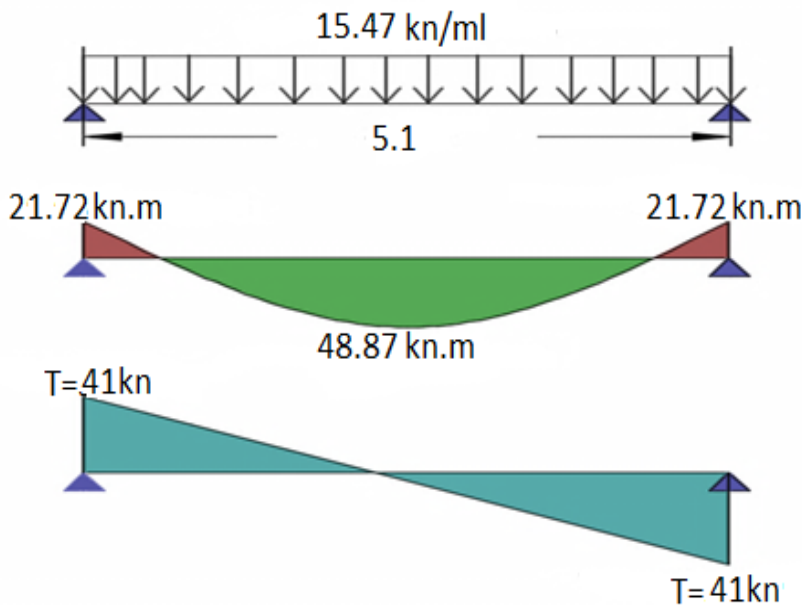
$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 54.31 \text{ KN.M}$$

$$M_t = 0.9 M_0 = 48.879 \text{ KN.M}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -21.724 \text{ KN.M}$$

Effort tranchant :

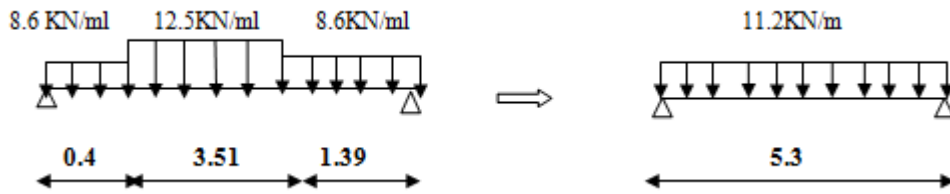
$$T = qeq \cdot \frac{l}{2} = 41 \text{ KN}$$



ELS :

$$Q_{\text{équivalent}} = \frac{8.6(0.4) + 12.5(3.51) + 8.6(1.39)}{0.4 + 3.51 + 1.39}$$

$$Q_{\text{équivalent}} = 11.2 \text{ KN/m}$$



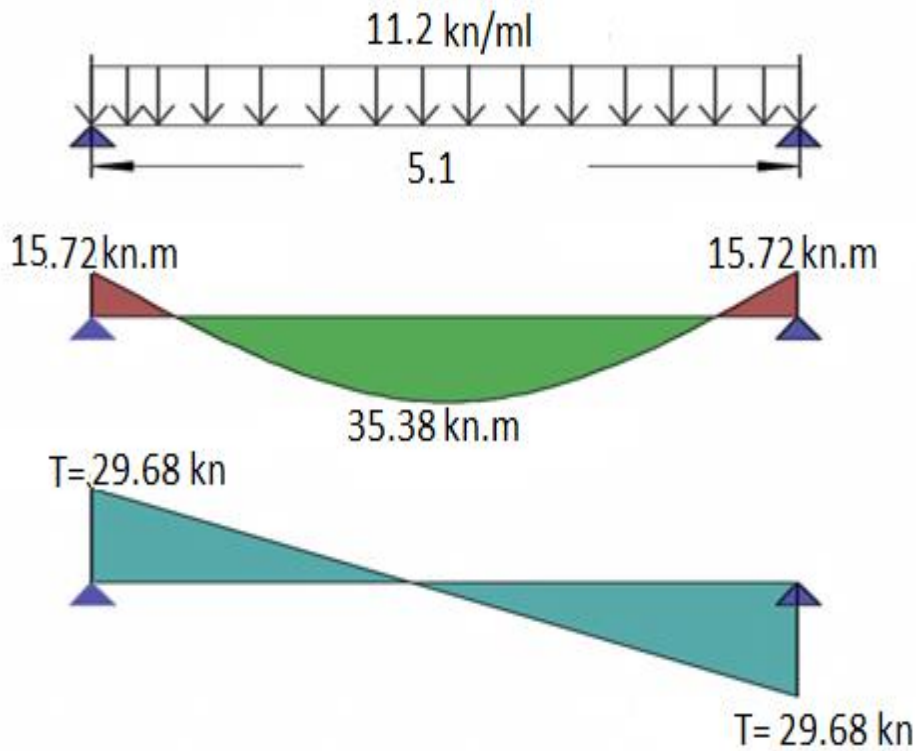
$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 39.32 \text{ KN.M}$$

$$M_t = 0.9 M_0 = 35.38 \text{ KN.M}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -15.728 \text{ KN.M}$$

Effort tranchant :

$$T = qe q \cdot \frac{l}{2} = 29.68 \text{ KN}$$



III-5-4-2-Ferraillage :

Sur Travée :

ELU :

Schéma du ferraillage : le calcul est fait à la flexion simple avec $(b \times h = 100 \times 20)$.

$d = h - c$.

$h=20$ cm; $C=C'=2$ cm; $d=18$ cm

$$\mu = \frac{48.879 \cdot 10^4}{100 \cdot 18^2 \cdot 142} = 0,106 < \mu_R = 0,379 \quad \Longrightarrow \quad A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,119)}}{0,8} = 0,158$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 18 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,158)$$

$$Z = 15,92 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{47.879 \cdot 10^4}{15,92 \cdot 3480}$$

$$A_s = 8,26 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{on adopte } 6\text{HA}14 \quad (6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2)$$

Calcul de l'espacement:

$St \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$, On adopte un espacement de **16 cm**

Armatures de répartition :

$$r = \frac{A}{4}$$

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

$$A_s = 2,31 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{on adopte } 5\text{HA}10 \quad (5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2)$$

$St \leq \min(4h, 40 \text{ cm})$, On adopte un espacement de **20 cm**

Vérification Condition de non fragilité :

$$A_s = 2,51 \text{ cm}^2$$

On a: $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_t / f_e)$

$A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{\min}$ Condition vérifiée

III-5-4-3-Vérification d'ELS :

La fissuration est 'peu nuisible' donc la vérification n'est pas obligatoire

Appui

ELU:

Schéma du ferrailage : le calcul est fait à la flexion simple avec : $(b \times h = 100 \times 15)$.

$d = h - c$.

$h=20$ cm; $C=C'=3$ cm; $d=18$ cm

$$\mu = \frac{21.72 \cdot 10^4}{100 \cdot 18^2 \cdot 142} = 0,0472 < \mu_R = 0,379 \quad \Longrightarrow \quad A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,0472)}}{0,8} = 0,06$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 18 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,06)$$

$$Z = 17.56 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mt}{Z \cdot \delta_s} = \frac{21.72 \cdot 10^4}{17.56 \cdot 3480}$$

$$A_s = 3.55 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{on adopte } 4\text{HA}12 \quad (4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2)$$

Calcul de l'espacement:

$St \leq \min(3h, 33\text{cm})$, On adopte un espacement de 25cm

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4}$$

$$= \frac{4.52}{4} = 1.14 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1.14 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{on adopte } 3\text{HA}10 \quad (3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2)$$

$St \leq \min(4h, 40\text{cm})$, On adopte un espacement de 30cm

Vérification Condition de non fragilité :

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

On a: $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d$ (ft28/fe)

$A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{\min}$ Condition vérifiée

Vérification d'ELS :

La fissuration est 'peu nuisible' donc la vérification n'est pas obligatoire

III-5-4-4-Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \text{ Fissuration !!!!!!!!!!!!!}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (3,33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \cdot d} = \frac{41}{100 \times 18}$$

$$\tau_u = 0.0227 \text{ KN/cm}^2 = 0.227 \text{ MPa} < 3.3 \text{ MPa}$$

Selon C.B.A 93 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \frac{0.7 f_{cj}}{\gamma_b} \longrightarrow \tau_u = 1.16 \text{ MPa}$$

0,227MPa < 1,16 MPa ' Donc aucune d'armature transversale'

Selon CBA 93 art A6.1.2.2:

La Longueur de scellement doit être $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$

Le CBA 93 limite $L_s = 40\phi$ Donc :

$$L_s = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm.}$$

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

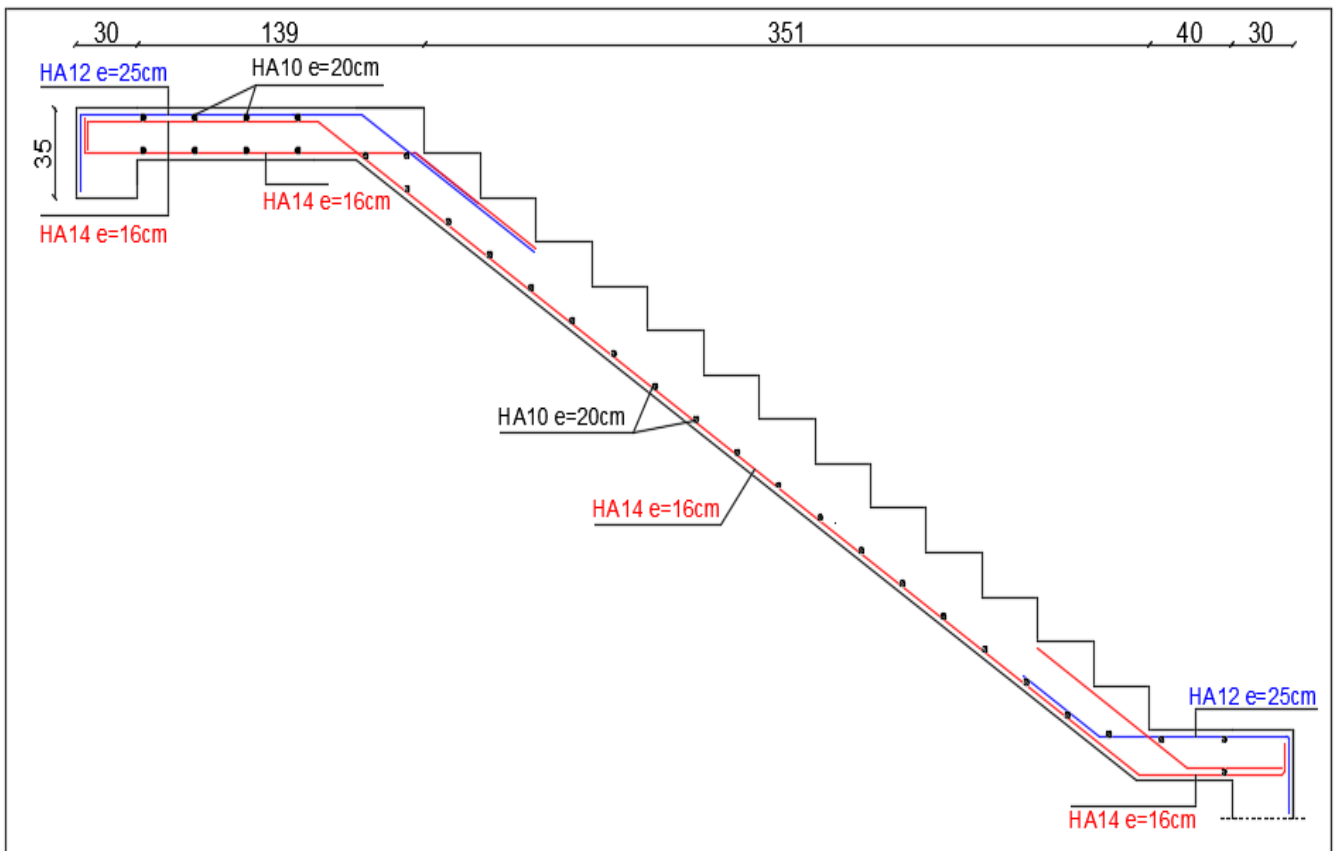


Figure III- 12:ferrailage de l'escalier (sous sol).

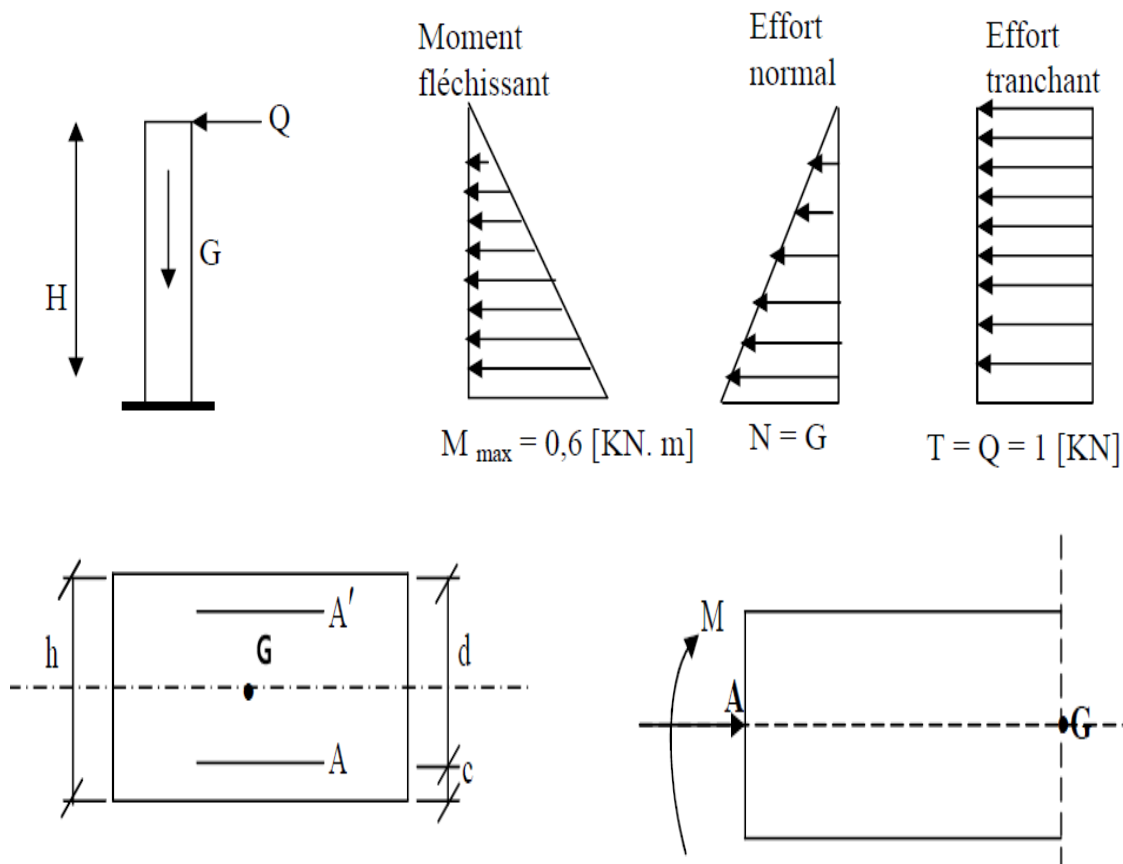
III-6-L'acrotère:**III-6-1-Calcul de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse.

Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts Q et G et sera déterminé en flexion composée avec compression.

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement

- Schéma statique :



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

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

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

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

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

Moment fléchissant max dû a la surcharge Q : $M = T \times H = Q \times 1 \text{ m} \times H = 0,60 \text{ KN m}$

III-6-2-Combinaison des charges :

A l'ELU:

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

$$M_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm}$$

A l'ELS:

$$N_s = 1,819 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,60 \text{ KNm}$$

III-6-3-Ferraillage de l'acrotère:

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre

Linéaire; pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm² soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 2 cm

d = h - c : Hauteur utile

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

Calcul des armatures à l'ELU :

Position du centre de pression à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{2,455} = 36,65 \approx 37$$

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

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc, l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M), puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

III-6-4-Calcul en flexion simple et composé :**a) calcul en flexion simple :****➤ Moment fictif:**

$$M_f = N_u \cdot x \cdot e_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2,455 \times (0,37 + (0,1 / 2) - 0,02) = 0,982 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,982 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0108$$

AVEC : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 10^4}{1,1,5} = 142 \text{ kgf/cm}^2 = 14,2 \text{ MPA} > 0,392 \text{ La } \mu_u < \mu_l \text{ la section est simplement armée donc } A_s = 0$

$$\mu_u = 0,0108 \Rightarrow \beta = 0,995$$

➤ Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,982 \times 10^5}{0,995 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0,35 \text{ cm}^2$$

b) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures est :

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

III-6-5-Vérification à l'ELU:**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b d x \frac{f_{t28} x e_s - 0,455 d}{f_e x e_s - 0,185 d} = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0,330 \text{ cm}^2$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPA}$$

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles

Calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{min} = 0,9 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 5\text{HA}8 / \text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $s_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm/ml}$$

Soit : $4\text{HA}8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ répartie sur 60 cm de hauteur.

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} \left(\frac{0,15 \cdot 25}{1,5}, 4 \text{ MPA} \right) = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

d) Longueur de scellement droit selon CBA 93 :

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

III-6-6--Vérification à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme

Préjudiciable, on doit vérifier:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPA}$$

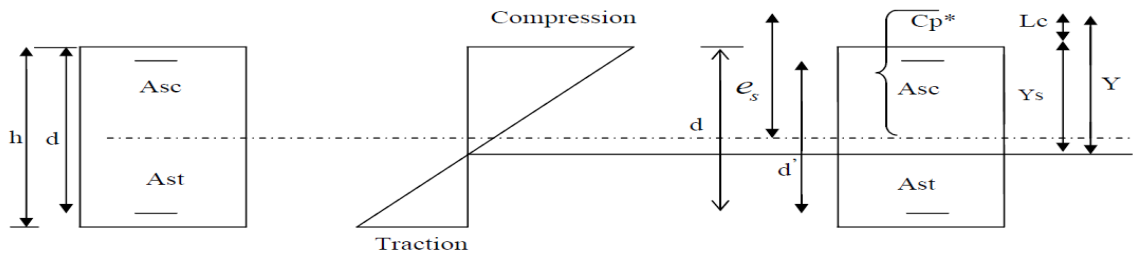
$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \} \right\} = 201,63 \text{ MPA}$$

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

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

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

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



$$y^3 + P_y + q = 0 \dots\dots\dots(*)$$

$$p = -3(L_c)^2 - 90A_s X \frac{L_c - d'}{b} + 90A_{st} X \frac{d - L_c}{b}$$

$$A_s = A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$P = -3(-28)^2 - 90(2,51) \frac{(-28-6)}{100} + 90(2,51) \frac{(8+28)}{100}$$

$$P = -2193,87$$

$$q = -2L_c^3 - 90 A_s \frac{(L_c - d)^2}{b} - 90 \frac{(d - L_c)^2}{b}$$

$$q = -2(-28)^3 - 90(2,51) \frac{(-28-6)}{100} - 90(2,51) \frac{(8+28)^2}{100} = 38364,93$$

$$q = 38364,93$$

$$\Rightarrow y^3 - 2193,87y + 38364,93 = 0$$

$$y_1 = 30,78. y_2 = -53,90. y_3 = 23,12.$$

Condition : $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$y_{ser} = y + L_c$$

$$y_{1SER} = 30,78 - 28 = 2,78 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$y_{2SER} = -53,90 - 28 = -81,90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$y_{3SER} = 23,12 - 28 = -4,88 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$y_{SER} = y_{1SER} = 2,78 \text{ cm}$$

$$y_{1SER} = 30,78 - 28 = 2,78 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } y = y_{SER} - L_c = 28 + 2,78 = 30,78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + n [A_{St}(d - y_{ser})^2 + A_s(y_{ser} - d')^2] : n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

n : Coefficient d'équivalent

$$I = \frac{100 \times 2,78^3}{3} + 15[2,51(8-2,78)^2 + 2,51(2,78 - 6)^2] = 2132,43 \text{ cm}^4$$

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_{ser} N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{0,3078 \times 1,819 \times 10^3}{2132,43 \times 10^{-8}} = 2,78 \times 10^{-8} \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0,73 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

b) Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA (déjà calculé)}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 0,3078 \times 10^3}{2132,43 \times 10^{-8}} (0,08 - 2,78 \times 10^{-2}) \times 10^{-6}$$

$$\sigma_s = 20,55 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

III-6-7-Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3) :

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone II.a, groupe d'usage 2)

$$A = 0,15$$

(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0,8)

W_p : Poids de l'acrotère = 1,819 kN/ml

d'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,819 = 0,873 \text{ /ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$

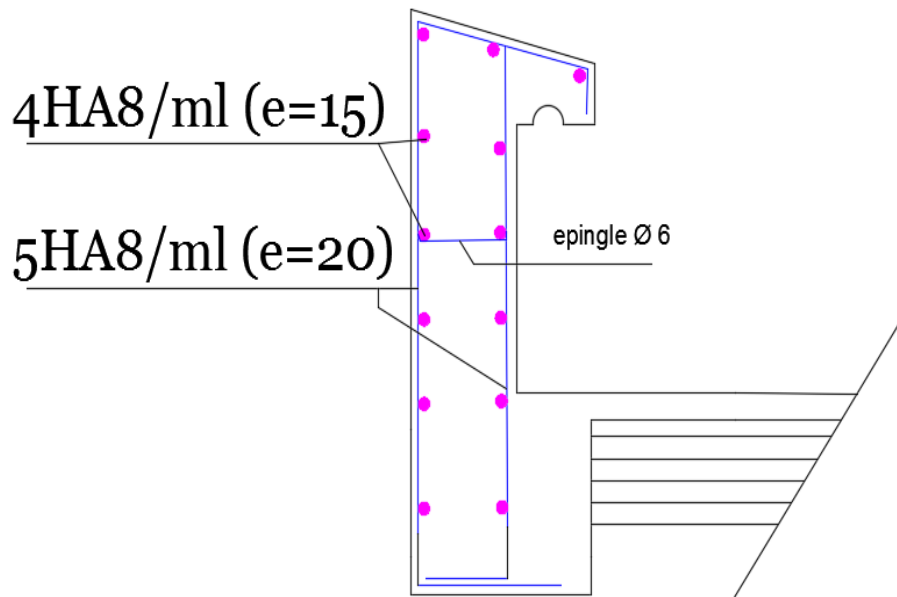


Figure III- 13: ferrailage de l'acrotère.

III-7-BALCON :**Plancher dalle pleine**

La dalle pleine sera calculée comme une dalle encastrée en trois cotés:

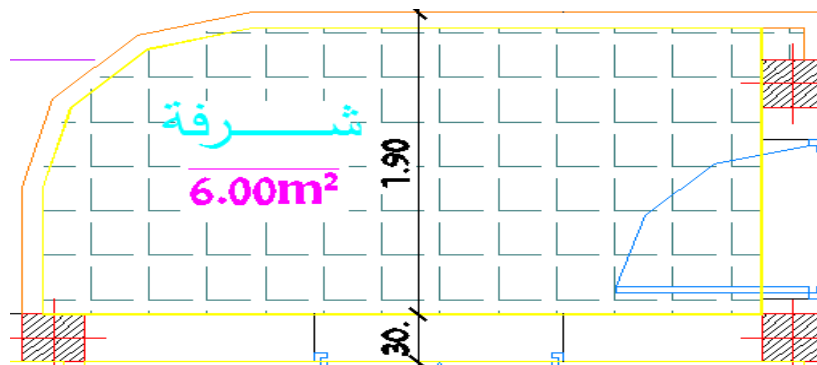


Figure III- 14: Balcon.

III-7-1-Évaluation des charges :

$$G = 6,73 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

III-7-1-1-Combinaisons des charges :**ELU:**

$$q_u = 1.35 (6,73) + 1.5(3,5) = 14,34 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$q_s = 6,73 + 3,5 = 10,23 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = l_x / l_y = 1,9 / 3,55 = 0,55$$

III-7-1-2- Calcul des moments et l'effort tranchant:

(Tableaux de BARES) :

ELU :**Moment sur travée :**

$$\mu_x = 0,0681 \quad \mu_y = 0,0583$$

$$M_{tx} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0,0681 \times 14,34 \times (1,9)^2 = 3,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0,0583 \times 14,34 \times (3,55)^2 = 10,53 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$\mu_x = 0,1738 \quad \mu_y = 0,0783$$

$$M_{ax} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0,1738 \times 14,34 \times (1,9)^2 = 8,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0,0783 \times 14,34 \times (3,55)^2 = 14,15 \text{ KN.m}$$

EFFORTS TRANCHANTS:

$$\mu = 0,1896$$

$$T_{\max} = \mu \times q_u \times l_x \times l_y = 0,1896 \times 14,34 \times 1,9 \times 3,55 = 18,33 \text{ KN}$$

ELS:

$$\mu_x = 0,0758 \quad \mu_y = 0,0649$$

$$M_{tx} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0,0758 \times 10,23 \times (1,9)^2 = 2,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0,0649 \times 10,23 \times (3,55)^2 = 8,36 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$\mu_x = 0,1740 \quad \mu_y = 0,0753$$

$$M_{ax} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0,1740 \times 10,23 \times (1,9)^2 = 6,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0,0753 \times 10,23 \times (3,55)^2 = 9,7 \text{ KN.m}$$

III-7-2-Ferraillage :

III-7-2-1-Ferraillage a ELU :

le calcul est fait à la flexion simple avec : (b x h = 100 x 15).

$$H = 15 \text{ cm et } d = 12 \text{ cm}$$

Sur travée

Armature Ax :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3,52 \cdot 10^4}{100 \cdot 12^2 \cdot 142} = 0,0172$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,8 \cdot 0,668 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,668) = 0,391$$

$\mu < \mu_R = \alpha_s = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0172}}{0,8} = 0,0216$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 11,89 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{3,52 \cdot 10^4}{11,89 \cdot 3480} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{\min}=0,23 \times b \times d$ (f_{t28}/f_e)

$$A_{\min}= 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{\min}$ Condition non vérifiée.

On adopte 5 HA8/ml= 2,5 cm², Avec un espacement de 20 cm.

Armature Ay :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10.53.10^4}{100.12^2.142} = 0.0514$$

$$\mu_R = 0,8. \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,8.0,668 .(1 - 0,4.0,668) = 0,391$$

$\mu < \mu_R = A_s' = 0$ les armatures comprimé ne sont pas nécessaires

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.0,0514}}{0,8} = 0.0659$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 11.68 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z. \sigma_S} = \frac{10.53.10^4}{11.68.3480} = 2.59 \text{ cm}^2$$

Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{\min}=0,23 \times b \times d$ (f_{t28}/f_e)

$$A_{\min}= 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{\min}$ Condition vérifiée.

On adopte 5HA10/ml= 3.9 cm², Avec un espacement de 20 cm.

Sur appuis :**Armature Ax :**

$$\mu = \frac{M_{Lx}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{8.99.10^4}{100.12^2.142} = 0,0439$$

$$\mu_R = 0,8. \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,8.0,668 .(1 - 0,4.0,668) = 0,391$$

$\mu < \mu_R = A_s' = 0$ les armatures comprimé ne sont pas nécessaires

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,056$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 11,73 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_S} = \frac{8,99 \cdot 10^4}{11,73 \cdot 3480} = 2,2 \text{ cm}^2$$

Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d$ (f_{t28}/f_e)

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$ Condition vérifiée.

On adopte 5 HA8/ml = 2,5 cm², Avec un espacement de 20 cm.

Armature Ay :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{14,15 \cdot 10^4}{100 \cdot 12^2 \cdot 142} = 0,0691$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R (1 - 0,4\alpha_R) = 0,8 \cdot 0,668 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,668) = 0,391$$

$\mu < \mu_R = A_s' = 0$ les armatures comprimé ne sont pas nécessaires

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,0897$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 11,56 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_S} = \frac{14,15 \cdot 10^4}{11,56 \cdot 3480} = 3,51 \text{ cm}^2$$

Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d$ (f_{t28}/f_e)

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$ Condition vérifiée.

On adopte 5HA10/ml = 3,9 cm², Avec un espacement de 20 cm.

ELU					
Moment (KN.m)	As (cm ²)	Condition de non fragilité (cm ²)	choix	Section adopte r(cm ²)	Escapement (cm)
Mty = 10.53	2.59	1,45	5HA10/ml	3.9	20
May = -14.15	3.51	1,45	5HA10/ml	3.9	20
Mtx = 3.52	0.85	1,45	5HA8/ml	2,5	20
Max = -8.99	2.2	1,45	5HA8/ml	2,5	20

Tableau III- 2: ferrailage de balcon

III-7-3-Vermifications a ELS :

A l'ELS, la fissuration est préjudiciable : donc la vérification de contrainte de béton et l'acier est obligatoire.

III-7-3-1-Vérification de la contrainte :

Détermination de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A+A')x - 15(A'.C' + A.d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15As(d - x) = 0$$

$$As = 3.9 \text{ cm}^2$$

$$50x^2 + 58.8x - 702 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4(a)(c) .$$

$$X = 3.2 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15.A(d-x)^2 = 0$$

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d-x)^2 = 0.$$

$$I = \frac{100 \cdot 3,2^3}{3} + 15 \cdot 3 \cdot 9 \cdot (12-3,2)^2 =$$

$$I = 4803,3 \text{ cm}^4.$$

$$M_{ser} = 9,7 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{970 \cdot 3,2}{4803,3} = 0,646 \text{ KN/cm}^2 = 6,46 \text{ MPA}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPA}.$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ Donc ok vérifier.}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \text{ MPa. Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 970 \cdot (12-3,2)}{3700,55} = 18,94 \text{ KN/cm}^2 = 189,4 \text{ MPA} < 202 \text{ MPA} \text{ vérifier.}$$

III-7-4-Vérifications de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \cdot \gamma_b = 1,5 \cdot$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (2,5 ; 4 \text{ MPA})$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{18,33}{100 \times 12} = 0,015275 \text{ KN/cm}^2 = 0,15275 \text{ MPA} < 2,5 \text{ MPA} \quad \text{Vérifiée.}$$

Selon C.B.A 93 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{cj}}{\gamma_b} \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,16 \text{ MPA}.$$

0,0558 MPA < 1,16 MPA ‘ Donc aucune d’armature transversale’

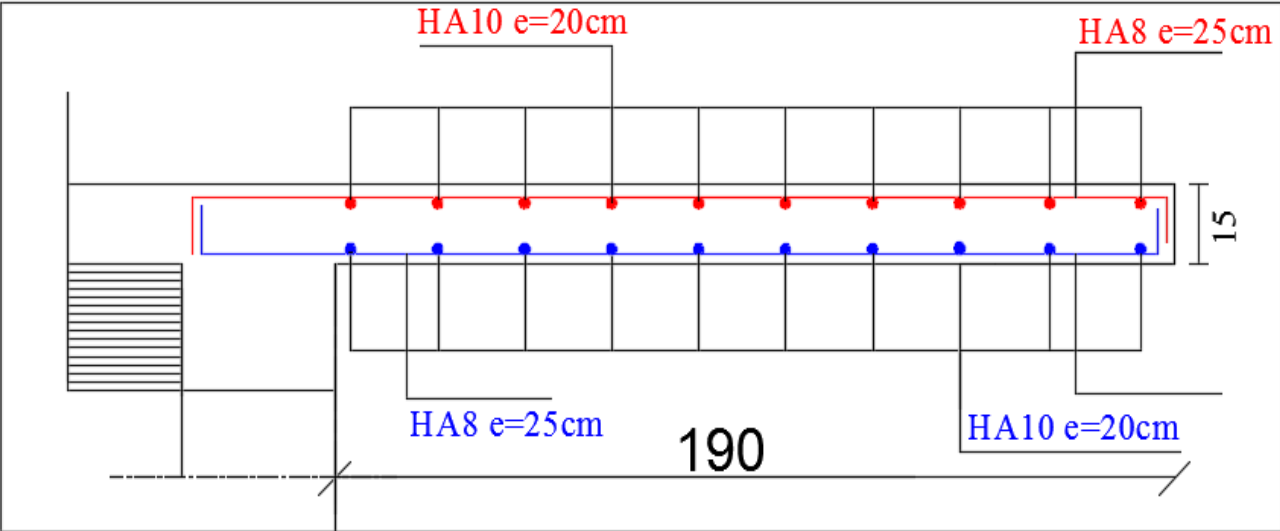


Figure III- 15:ferraillage de balcon.

Chapitre IV

Chapitre IV

ETUDE SISMIQUE

IV-Etude sismique de la structure:**IV-1-Introduction :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque 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 et 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. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux Et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la Structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. à ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré.

IV-2-Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

A- la méthode statique équivalente.

B- la méthode d'analyse modale spectrale.

C- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-3-La méthode statique équivalente :

Définition : Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Modélisation :

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV-4-La méthode d'analyse modale spectrale :

Définition : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Modélisation : modèle tridimensionnel, encastré à la base.

IV-5-La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes. :

Définition : La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV-6-Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de ANNABA donc en zone IIA. Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un site (S2).

IV-7-Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en à les conditions complémentaires suivantes :
 - **Zone II** : Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

IV-8-Conditions d'application de la méthode analyse modale spectrale :

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

Donc nous avons utilisé la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale), on utilisant le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017.

. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7 / 2 + \xi} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

IV-9-Calcul de la force sismique totale :

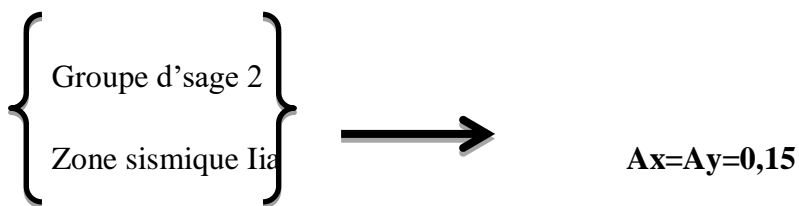
La force sismique totale V appliqué à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule.

$$\frac{A.D.Q.W}{R}$$

A : coefficient d'accélération de zone : donnée par le tableau 4-1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Classification sismique de la wilaya ANNABA zone IIa (moyenne sismique)

Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne



- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & \longrightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \longrightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \longrightarrow T \geq 3.0 s \end{array} \right\}$$

T1 et T2 :

Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

$$\ll S2 \gg \rightarrow T_2 = 0.40s ; T_1 = 0.15s$$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.882. \text{ (Dans les deux sens)}$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction de matériau constituaît, du type de structure de l'importance des remplissage.

$\xi = 7\%$ - donne par le tableau 4.2

Période fondamentale (T) :

. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6' , $C_T = 0,05$ le cas 4.

Dans les cas n° 4 on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par :

$$\left[\begin{array}{l} T = C_T h_N^{3/4} \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

a) $T = C_t h_n^{3/4}$

b) $T(x, y) = \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D}}$

$$T = 0.050 \times 22.68^{3/4} = 0.52 \text{ s}$$

***le sens X :**

$$T_x = \frac{0,09 \times 18}{\sqrt{25}} = 0.324 \text{ sec.}$$

***le sens Y :**

$$T_y = \frac{0,09 \times 18.00}{\sqrt{18.80}} = 0.373 \text{ sec.}$$

En prend : $T_x'_{min}'=0.324\text{sec}$.

$T_y'_{min}'=0.373\text{sec}$

Donc D égale :

$D_x=2.20$

$D_y=2.20$

► Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de Contreventement mixte tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003.

$R_x=R_y=5$.

Critère	P_q
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0.00
2. Redondance en plan	0.00
3. Régulier en plan	0.00
4. Régularité en élévation	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0.1
$Q_x = 1 + \sum_1^5 p_q$	1.15

Tableau IV- 1: Facteur de qualité selon l'axe x

Facteur de qualité selon l'axe (y) :

Critère	P_q
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0.00
4. Régularité en élévation	0,00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0.1
$Q_y = 1 + \sum_1^5 p_q$	1.25

Tableau IV- 2:Facteur de qualité selon l'axe (y)**IV-10-Nombre de modes à considérer :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV-11-Modélisation :

*Les poteaux et les poutres : élément barre type ' poteau BA et poutre BA.

*Voile / Les plancher élément (panneau) *

Condition d'appui : encastrement a la base

*Type de maillage : 0,50 m

Buts de l'analyse dynamique est :

*Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

*Déterminer les modes et les périodes propres.

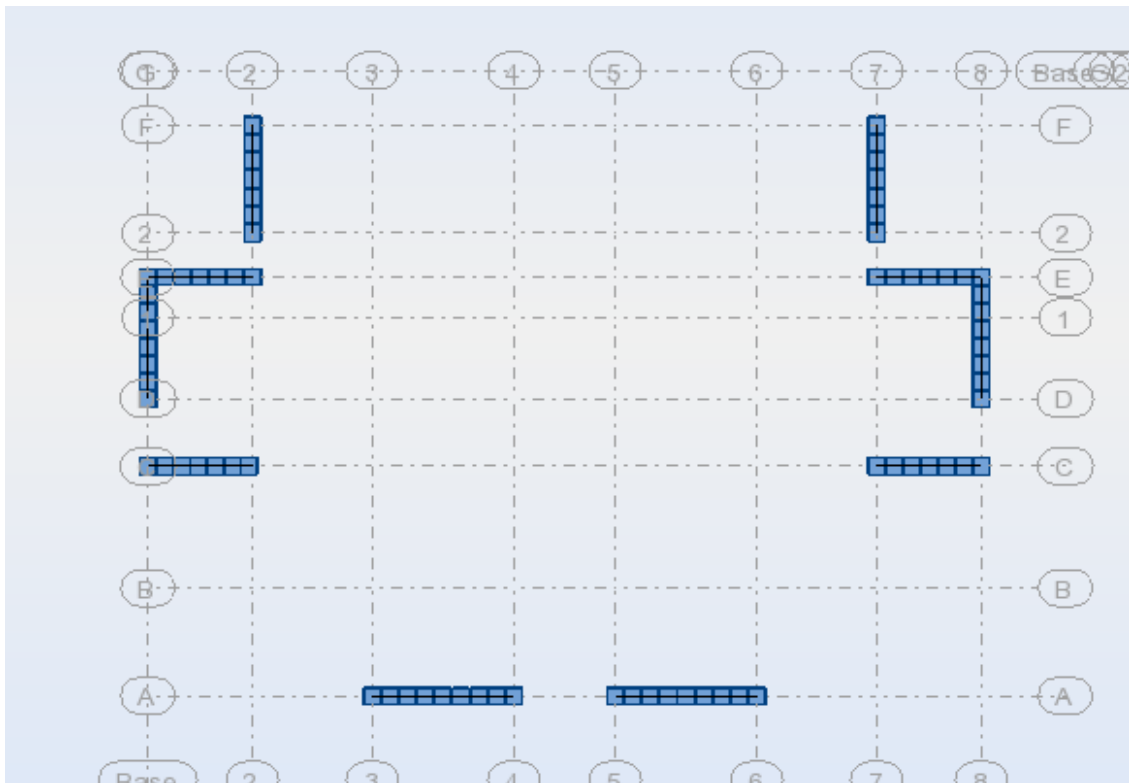


Figure IV- 1: disposition des voiles variante 1

$$T = 0.52 \text{ sec}$$

Disposition des voiles variante 1 : poteau (35×35) et (40×40)

$$\text{Voile } e = 20/25 \text{ cm}$$

L'effet P-delta $\theta > 0$

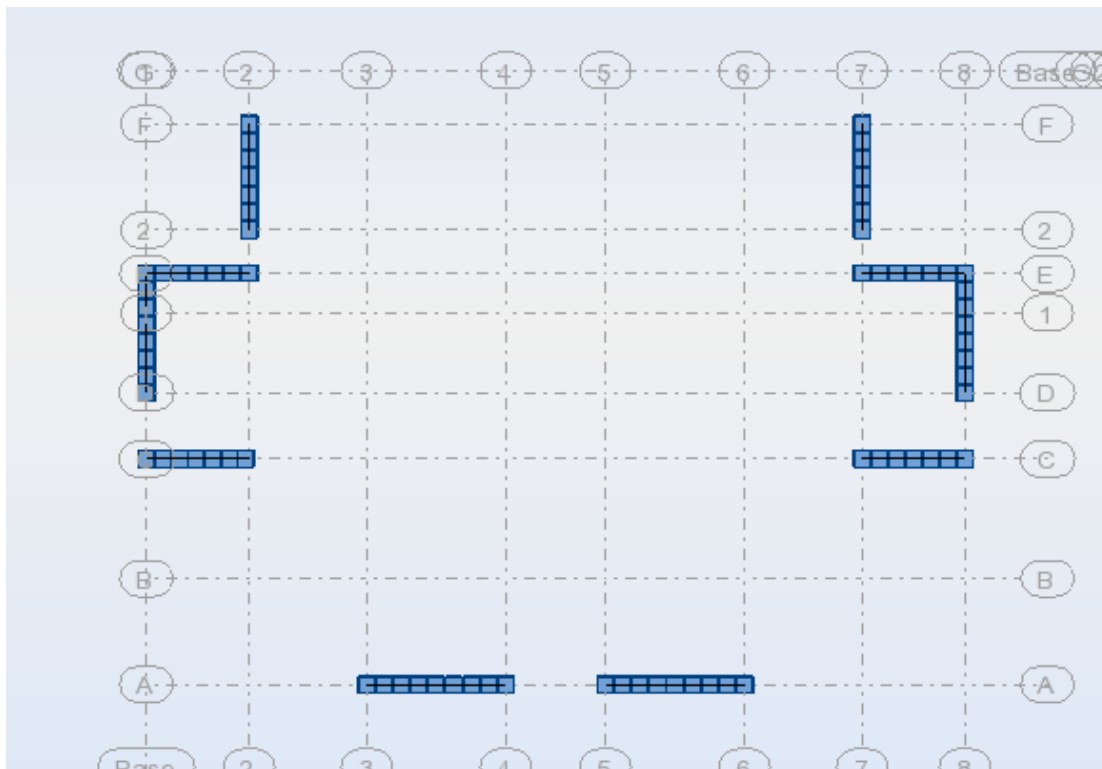


Figure IV- 2:Disposition des voiles variante 2

T = 0.40 sec

Disposition des voiles variante 2 : poteau (40×40)

Voile e = 25 cm

On adopte variante 2

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	2,52	0,40	0,00	76,50	0,00	76,50
2	2,66	0,38	68,87	76,50	68,87	0,00
3	3,87	0,26	70,66	76,50	1,79	0,00
4	8,31	0,12	70,66	89,97	0,00	13,48
5	10,13	0,10	87,68	89,97	17,03	0,00
6	13,38	0,07	87,69	92,65	0,00	2,67
7	14,66	0,07	88,60	92,65	0,92	0,00
8	17,15	0,06	88,60	93,83	0,00	1,19
9	17,73	0,06	93,41	93,83	4,81	0,00
10	18,90	0,05	93,41	94,29	0,00	0,46

Tableau IV- 3:Disposition des voiles variante 2

Ilya 9 modes pour atteindre 90% de participation des masse modales qui exigée par le RPA 99 version 2003

- Selon le **RPA 99 / version 2003**: la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$T = 0,52\text{sec} \times (1,3) = 0,67 > 0,40\text{sec} \dots C_v$$

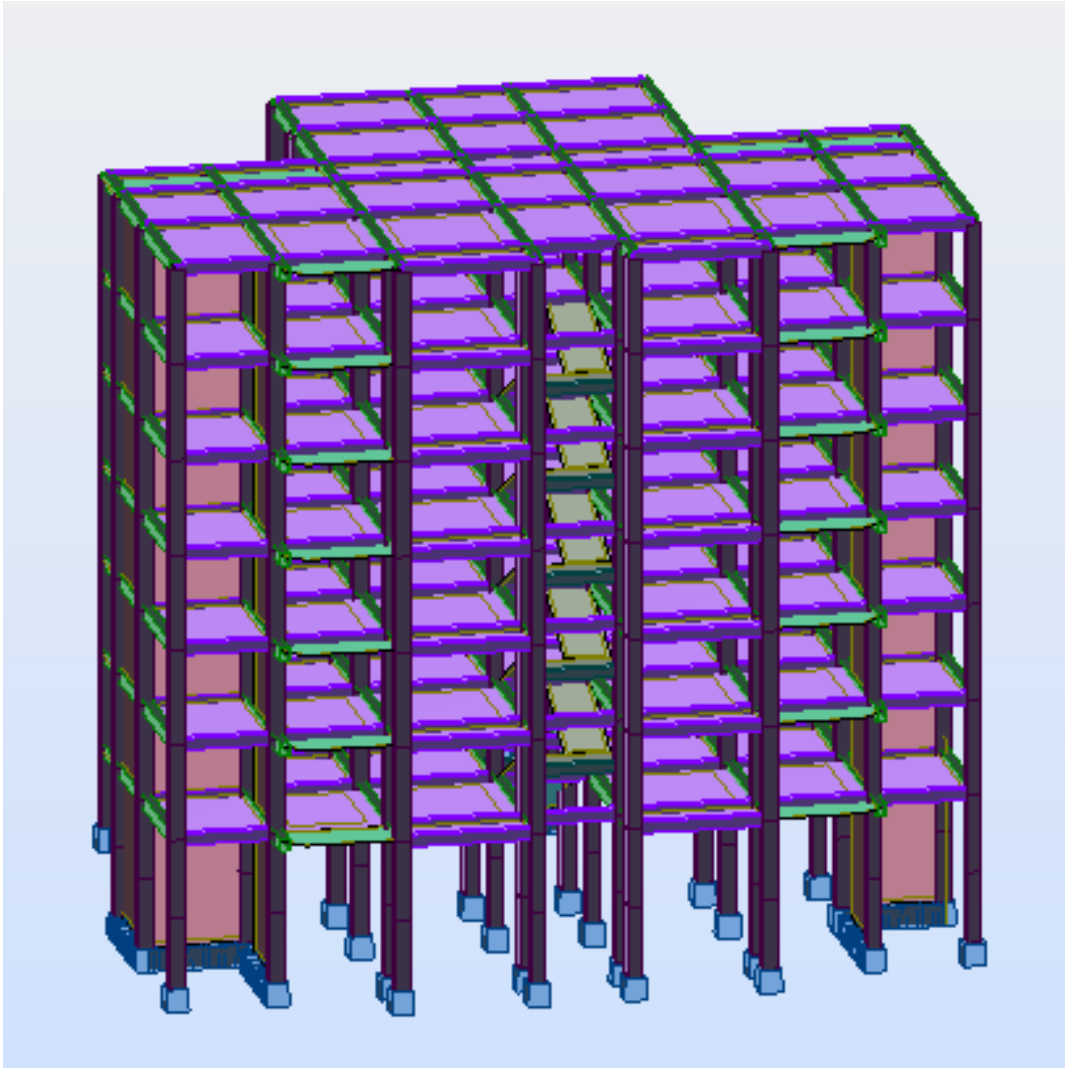


Figure IV- 3:Vue de la structure en 3D.

IV-12--Poids total de la structure :

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après le tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003.

W : poids total de la structure.

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

WQi : charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée

D'après le tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.

Pour notre type de Tour (bâtiment d'habitation) : $\beta = 0,20$

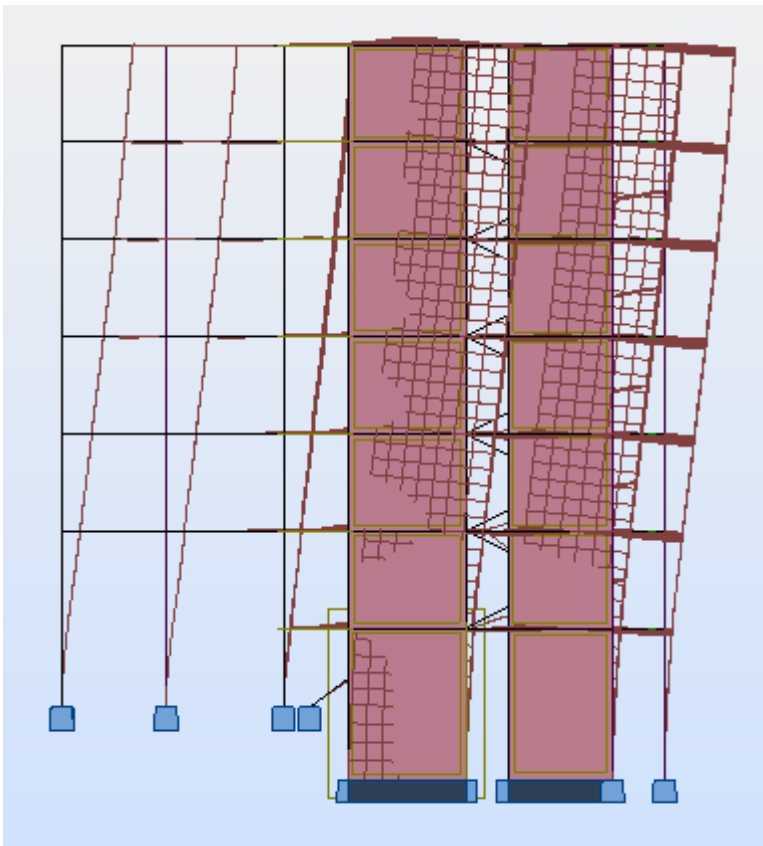
Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2017.

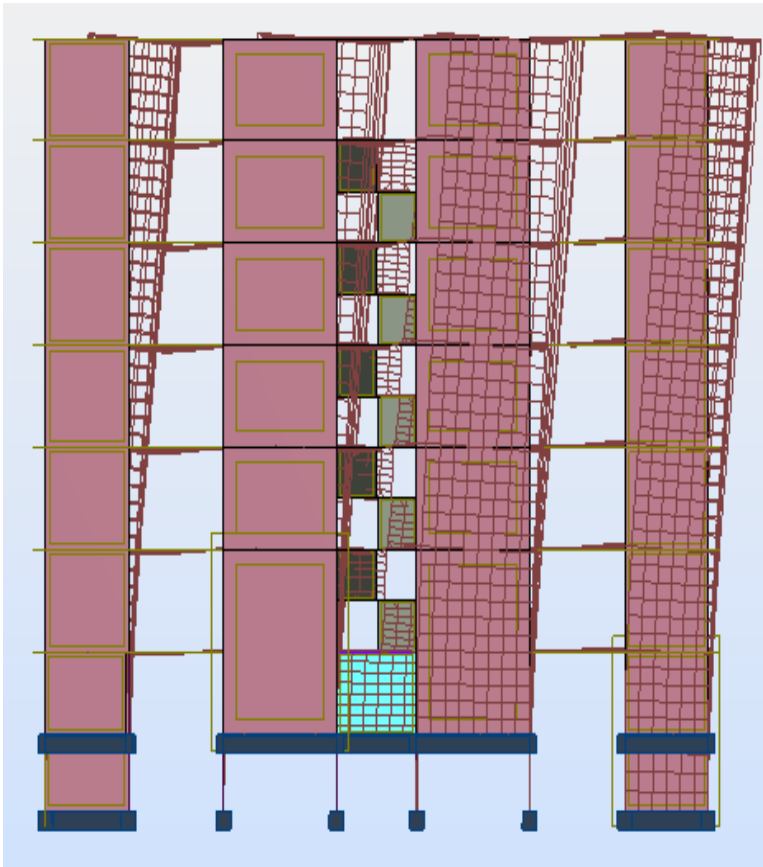
WG= 29378,54KN. WQ=3911,71KN, $\beta = 0,2$

W=29378,54KN + (0,2×3911,71)= 30160.912kn

Voici des exemples des différents modes de déformation de la structure:

LE MODE 1 : TRANSLATION selon y :



LE MODE 2 : TRANSLATION selon x :**IV-13-Calcul de la force sismique statique :**

$$v = \frac{A.D.Q.W}{R} .$$

$$V_x \text{ statique} = \frac{0,15 \cdot 2,20 \cdot 1,15 \cdot 30160,912}{5} = 2289,21 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ statique} = \frac{0,15 \cdot 2,20 \cdot 125 \cdot 30160,912}{5} = 2488,27 \text{ KN}$$

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** :

La résultante des forces sismiques à la base **V** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]
Cas	4 - EX	
Mode CQC		
Somme totale	1922,81	1323,51
Somme réactions	1876,95	2,77
Somme efforts	1876,90	2,71
Vérification	3753,84	5,48
Précision	9,97779e-004	6,25327e-006

V_x dynamique = 1865,32KN

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]
Cas	5 - EY	
Mode CQC		
Somme totale	569,92	2208,15
Somme réactions	2,84	2175,70
Somme efforts	2,80	2175,67
Vérification	5,64	4351,37
Précision	9,97779e-004	6,25327e-006

V_y dynamique = 2352,50KN

0,8 V_x statique = 2289.21(0,8) KN=1831.37 KN < **V_x dynamique=1876.95KN.**

0,8 V_y statique 488.27(0,8) KN=1990.620KN < **V_y dynamique= 2175.70KN**

IV-14-Justification vis à vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

D'après les résultats de Robot 2014 (on prend le déplacement relatif direct) :

Dans le sens X :			
Etage	dUX [cm]	Déplacement relatif UX [cm]	1% la hauteur de l'étage en cm
1	0,2	1	4.86
2	0,3	1.5	3
3	0,3	1,5	3
4	0,4	2	3
5	0,4	2	3
6	0,4	2	3
7	0,4	2	3

Tableau IV- 4: Déplacement relatif X

Dans le sens Y :			
Etage	dUY [cm]	Déplacement relatif UY [cm]	1% la hauteur de l'étage en cm
1	0,3	1.5	4.68
2	0,4	2	3
3	0,5	2.5	3
4	0,5	2.5	3
5	0,4	2	3
6	0,4	2	3
7	0,3	1.5	3

Tableau IV- 5 : Déplacement relatif Y

IV-15-Justification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2 ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta k}{V_k h k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »,

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi^+} + \beta W_{qi}) \quad \text{(voir paragraphe 4.2.3 calcul de W)}$$

$$V_k: \text{effort tranchant d'étage au niveau "k"} : \quad V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

(Voir paragraphe 4.2.10)

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 sismique 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 potentiellement instable et doit être redimensionnée

Etage	Nom	PK [kn]	P_k (cumul) [kN]	$\Delta_x U_x$ [cm]	F_x [kN]	La hauteur de l'étage en cm	$e \leq 0.10$
1	Etage 1	3745,1545	27565,2532	1	1876,9	468	0,03138159
2	Etage 2	4013,3198	23820,0897	1,5	1805,53	300	0,06596426
3	Etage 3	4013,3198	19806,7789	1,5	1667,27	300	0,05939883
4	Etage 4	4013,3198	15793,5491	2	1480,3	300	0,0711277
5	Etage 5	4013,3198	11780,1393	2	1240,42	300	0,06331264
6	Etage 6	4013,3198	7766,8195	2	931,16	300	0,05560677
7	Etage 7	3753,4997	3753,4997	2	503,65	300	0,04968397

Tableau IV- 6 : Vérifiée selon X

Etage	Nom	PK [kn]	P_k (cumul) [kN]	$\Delta_k U_y$ [cm]	Fy [kN]	la hauteur de l'étage en cm	$e \leq 0.10$
1	Etage 1	3745,1545	27565,2532	1,5	2175,67	468	0,04060826
2	Etage 2	4013,3198	23820,0897	2	2111,27	300	0,07521567
3	Etage 3	4013,3198	19806,7789	2,5	1949,65	300	0,08465955
4	Etage 4	4013,3198	15793,5491	2,5	1717,03	300	0,07665149
5	Etage 5	4013,3198	11780,1393	2	1413,4	300	0,05556407
6	Etage 6	4013,3198	7766,8195	2	1026,85	300	0,05042489
7	Etage 7	3753,4997	3753,4997	1,5	537,22	300	0,03493447

Tableau IV- 7Vérifiée selon Y

***excentricité accidentelle par le robot par RPA ***

Etage	Nom	Lx [m]	Ly [m]	ex [m]	ey [m]
1	Etage 1	24,70	18,50	1,24	0,93
2	Etage 2	24,70	18,50	1,24	0,93
3	Etage 3	24,70	18,50	1,24	0,93
4	Etage 4	24,70	18,50	1,24	0,93
5	Etage 5	24,70	18,50	1,24	0,93
6	Etage 6	24,70	18,50	1,24	0,93
7	Etage 7	24,70	18,50	1,24	0,93

IV-16- Vérification spécifiques selon art 7.4.3 :**Sollicitations normales :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Tableau IV- 8 vérification Sollicitations normales.

Section (cm ²)	Nacc (KN)	Bc (cm ²)	Fc28 (KN/cm ²)	≤0,3	condition
40x40	1035.67	1600	2,5	0.258	cv

Finalemment :

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique

Chapitre V

Chapitre

CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V-Calcul des éléments structuraux :**V-1-Introduction :**

Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003)

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles RPA 99/Ver2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Les poutres : sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

Combinaisons des charges pour les poutres:

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91** (situation durable)

ELU $1,35G + 1,5Q$

ELS $G + Q$

- **Selon RPA 99:** (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Les poteaux : sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Combinassions des charges pour les poteaux:

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91** (situation durable)

$$\text{ELU } 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS } G + Q$$

- **Selon RPA 99:** (situation accidentelle)

$$G+Q\pm 1.2E$$

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

➤ Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier :

Situation	Béton			Acier		
	γ_{β}	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	f_{ed} (MPa)
Durable	1.5	25	14.20	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau V- 1 Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

V-2-L'étude des Poutres principales est secondaires :

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcule le ferrailage de toute les poutres de chaque étage ensemble.

.Recommandations du RPA 99(V2003):**a) Armatures longitudinales:**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en Zone courante.

6% en Zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de :

40 ϕ : En zone IIa.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

b) Armatures transversales:

- La quantité des armatures transversales minimales est de : **At = 0.003.S.b**
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12\phi)$;
- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.

La valeur du diamètre \varnothing_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V-2-1-Ferrailages des poutres principales (30×40):

V-2-1-1-ELU : (1,35G + 1,5Q) :

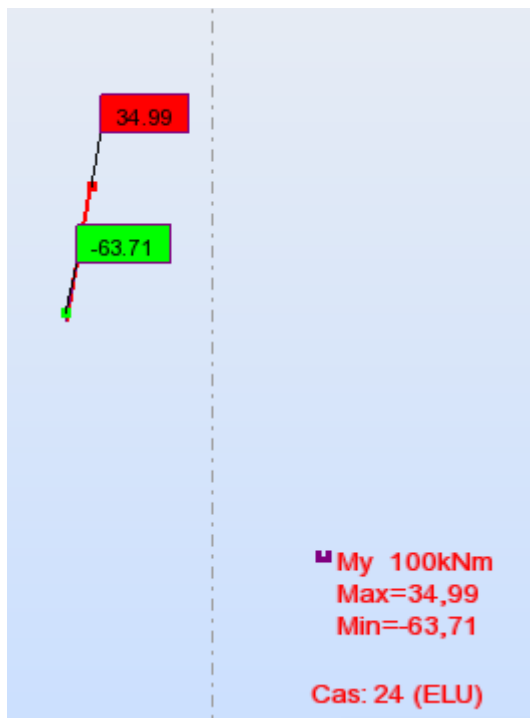


Figure V- 1 : poutre p à l'ELU

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu = \frac{34.99 \times 10^4}{30 \times 37.5^2 \cdot 14166.66} = 0.058$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173 \text{ FeE400}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.0017} = 0.669$$

$$U_R = 0.8\alpha_R (1 - 0.4\alpha_R) = 0.8 * 0.673 * (1 - 0.4 * 0.669) = 0.392$$

$U < U_R \rightarrow$ *oui domaine 1* $\rightarrow A'_s = 0 \rightarrow$ *pivot A*

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.058})}{0.8} = 0.0747$$

$U < 0.186 \rightarrow$ *oui* \rightarrow *domaine1*

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 37.5(1 - 0.4 * 0.0747) = 36.37\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z * \sigma_s} = \frac{34.99 \times 10^4}{36.37 \times 3480} = 3.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.5 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta_b * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25000}{1 * 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2,$$

$$\mu = \frac{63.71 \times 10^4}{30 \times 37.5^2 * 14166.66} = 0.104$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\sigma_s * \gamma_s} = \frac{400000}{2 * 10^8 * 1.15} = 0.00173 \text{ FeE400}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.0017} = 0.669$$

$$U_R = 0.8\alpha_R (1 - 0.4\alpha_R) = 0.8 * 0.673 * (1 - 0.4 * 0.669) = 0.392$$

$< U_R \rightarrow$ oui domaine 1 $\rightarrow A'_s = 0 \rightarrow$ pivot A

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.104})}{0.8} = 0.137$$

$U < 0.186 \rightarrow$ oui \rightarrow domaine 1

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 37.5(1 - 0.4 \times 0.137) = 35.44\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{63.71 \times 10^4}{35.44 \times 3480} = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.16 \text{ cm}^2$$

V-2-1-2-ELA :

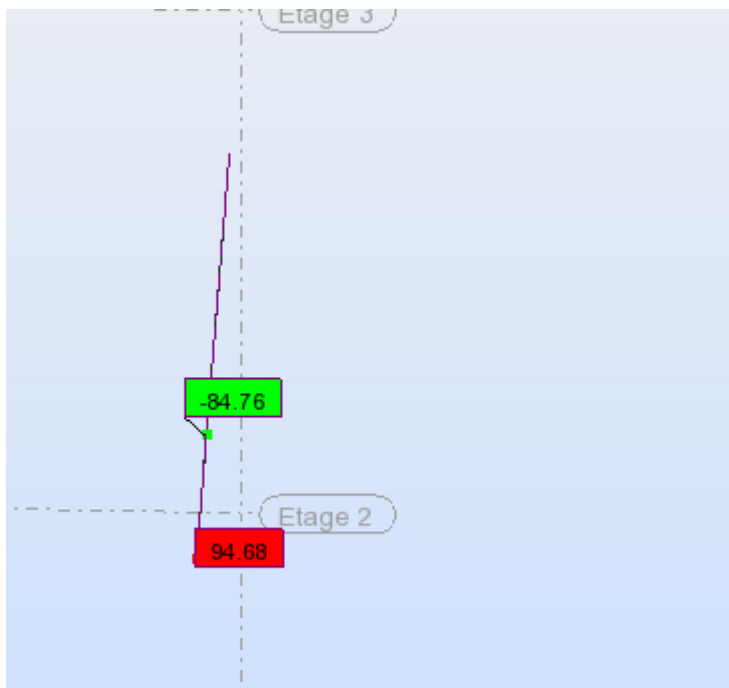


Figure V- 2 : poutre p à l'ELA.

:

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.15} = 18478.26 \text{ kn/m}^2$$

$$\cdot \mu = \frac{94.68 \times 10^4}{30 \times 37.5^2 \cdot 184.78} = 0.121$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1} = 0.002$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.002} = 0.636$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.636 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.636) = 0.379$$

$U < U_R \rightarrow$ oui domaine 1 $\rightarrow A'_s = 0 \rightarrow$ pivot A

$$\cdot \alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.121})}{0.8} = 0.161$$

$U < 0.186 \rightarrow$ oui \rightarrow domaine 1

$$\varepsilon_s = 2\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1} = 400000$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 37.5(1 - 0.4 \cdot 0.161) = 35.08 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{94.68 \times 10^4}{35.08 \times 40000} = 6.96 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_s = 6.96 \text{ cm}^2}$$

- **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.15} = 18478.26 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{84.76 \times 10^4}{30 \times 37.5^2 \times 184.78} = 0.109$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \gamma_s} = \frac{400000}{2 \times 10^8 \times 1} = 0.002$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.002} = 0.636$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \times 0.636 \times (1 - 0.4 \times 0.636) = 0.379$$

$U < U_R \rightarrow$ oui domaine 1 $\rightarrow A'_s = 0 \rightarrow$ pivot A

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.109})}{0.8} = 0.144$$

$U < 0.186 \rightarrow$ oui \rightarrow domaine 1

$$\varepsilon_s = 2\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1} = 400000$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 37.5(1 - 0.4 \times 0.144) = 35.34 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{94.68 \times 10^4}{35.34 \times 400000} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

En travée :

BAEL (Art A4.2.1) :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \leq 6.96 \text{ cm}^2 \text{ Vérifier}$$

RPA (Art 7.5.2.1) :

$$A_{min} \geq 0.005 \cdot b \cdot h = 0,23 \times 30 \times 40$$

$$A_{min} = 6 \text{ cm}^2 \leq 6.96 \text{ cm}^2 \text{ Vérifier}$$

En appuis :**BAEL (Art A4.2.1) :**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \leq 6 \text{ cm}^2 \text{ Vérifier}$$

RPA (Art7.5.2.1) :

$$A_{min} \geq 0.005 \cdot b \cdot h = 0,23 \times 30 \times 40$$

$$A_{min} = 6 \text{ cm}^2 \leq 6 \text{ cm}^2 \text{ Vérifier}$$

Donc on adopte: **3HA14+3HA12 = 8.01 cm²** **en travée**

3HA14+3HA12 = 8.01 cm² **en appuis**

V-2-1-3-Vérification a L'ELS :

Le calcul se fait selon le règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable :

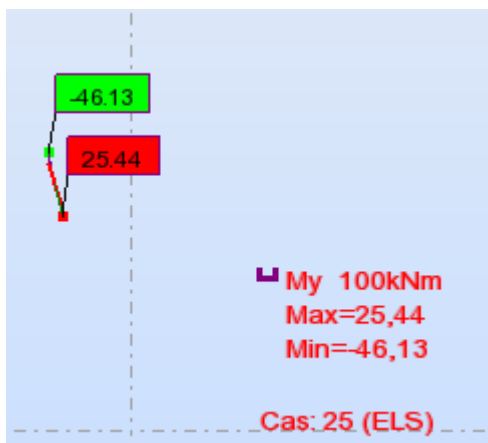


Figure V- 3Diagramme des moment de la poutre al'ELS

a)En travées :

$$M_s = 25.44 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 8.01 \text{ cm}^2$$

➤ **La Position de l'axe neutre (y) :**

$$bx^2/2 + 15(A_s + A's) - 15(A's * c' + A_s.d) = 0$$

$$\Rightarrow 30x^2/2 + 15 \times (8.01)x - 15(8.01 \times (37.5)) = 0$$

$$15x^2 + 120.15x - 4505.62 = 0$$

$$\Delta = 284773.22 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 533.64$$

$$x = (-120.15 + 533.64)/30 = 13.78 \text{ cm}$$

$$x = \mathbf{13.78 \text{ cm}}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/3) + 15A_s (d-x)^2 + 15A's (x-c')^2$$

$$I = (30 \times (13.78)^3/3) + 15 \times 8.01 (37.5 - 13.78)^2$$

$$I = \mathbf{29016.57 \text{ cm}^4}$$

V-2-1-4-**Vérification des contraintes :****Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{25.44 \times 13.78 \cdot 10^{-2}}{29016.57 \cdot 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 12081.48 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12081.48 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Dans l'acier:

$$\sigma_s = 15 M_s \left(\frac{d-x}{I} \right)$$

$$= 15 \times 25.44 \left(\frac{37.5 - 13.78}{2901657.10^{-8}} \right) = 308656.64 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_s = 308656.46 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_s = 2000000 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b) Sur appuis :

$$M_s = 46.13 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 8.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$x = 13.78 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = 29016.57 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{46.13 \times 13.78 \cdot 10^{-2}}{29016.57 \cdot 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 21907.18 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 21907.18 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Dans l'acier:

$$\sigma_s = 15 M_s \left(\frac{d - x}{I} \right)$$

$$= 15 \times 46.13 \left(\frac{0.375 - 0.1378}{29016.57 \cdot 10^{-8}} \right) = 559682.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_s = 559682.5 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_s = 2000000 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

V-2-1-5-**Vérification de l'effort tranchant :**

$$T = V_u = 84.64 \text{ kn} \quad \tau_u < \tau_u \text{ lim} \quad \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{84.64}{(30 \times 37.5) \cdot 10^{-2}} = 752.35 \text{ KN/m}^2,$$

$$\tau'_u = \min\{3.33 \text{ MPa} , 5 \text{ MPa}\} = (3330 \text{ KN/m}^2 , 5000) \text{ KN/m}^2,$$

$$\tau'_u = 3330 \text{ KN/m}^2$$

Alors $\tau_u < \tau'_u$ condition vérifiée

V-2-1-6- Détermination des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1,14; 1,4; 3\}$$

$$\Phi_t = 1,14 \quad \text{Soit : } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min (0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = 33,75 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}) = 33,75 \text{ cm}$$

- **Espacement exigé par le RPA : II**

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min (h/4, 12 \phi) = \min (40/4; 12 \times 1,4) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq h / 2 = 40 / 2 = 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 20 \text{ cm}$ En zone courante.

- **Selon RPA99V2003 : calcul de la quantité d'armatures transversale mini :**

$$A_t = 0,003 \times S \times b$$

- **Zone nodale**

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante**

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage total max de l'acier long :**

- **4% en zone courante :**

$$A_{s1} = 4/1000 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

- **6% en zone de recouvrement :**

$$A_{s2} = \text{MAX} = 6/100 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

- **Longueur de la zone nodale :**

$$L' = 2h = 80 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$L = 40\phi = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm}$$

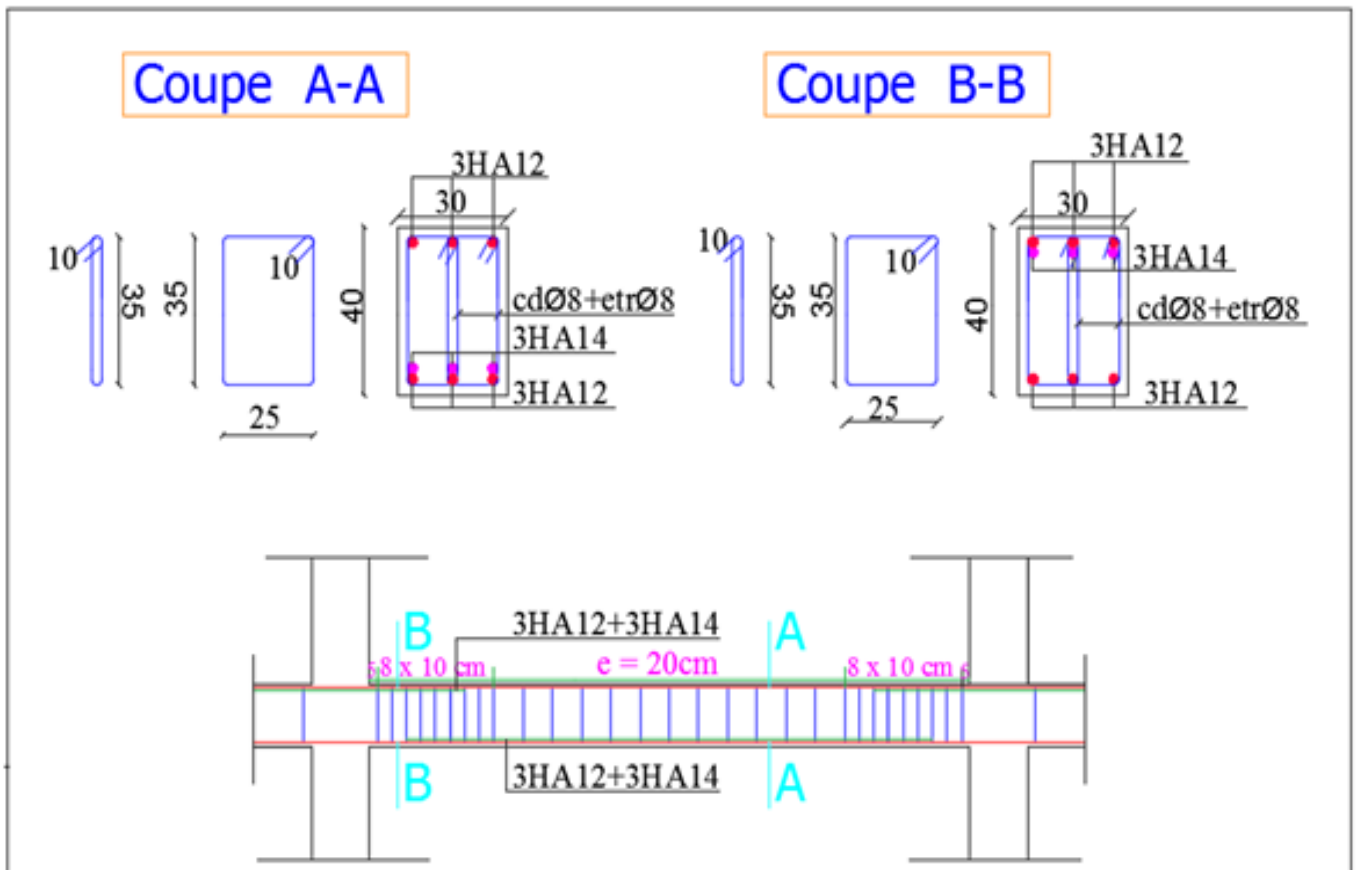


Figure V- 4 Ferrailage de la poutre principale.

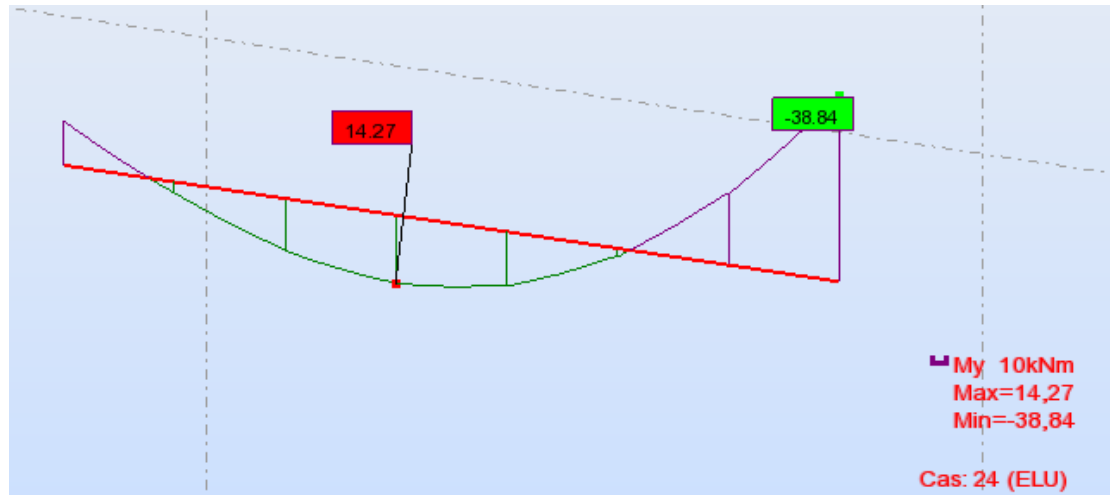
V-2-2-Ferrailages des poutres secondaires (30×35):**V-2-2-1-ELU : (1,35G + 1,5Q) :**

Figure V- 5 : poutres à l'ELU

▪ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu = \frac{14.27 \times 10^4}{30 \times 32.5^2 \cdot 14166.66} = 0.0312$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173 \text{ FeE400}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.0017} = 0.669$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.673 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.669) = 0.392$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0312})}{0.8} = 0.0396$$

$$< 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 32.5(1 - 0.4 * 0.0396) = 31.68\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z * \sigma_s} = \frac{34.99 \times 10^4}{31.68 \times 3480} = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.29 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta_b * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25000}{1 * 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2,$$

$$\mu = \frac{38.84 \times 10^4}{30 \times 32.5^2 * 14166.66} = 0.067$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s * \gamma_s} = \frac{400000}{2 * 10^8 * 1.15} = 0.00173 \text{ FeE400}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.0017} = 0.669$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 * 0.673 * (1 - 0.4 * 0.669) = 0.392$$

$U < U_R \rightarrow$ *oui domaine 1* $\rightarrow A'_s = 0 \rightarrow$ *pivot A*

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.067})}{0.8} = 0.086$$

$U < 0.186 \rightarrow$ *oui* \rightarrow *domaine1*

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 37.5(1 - 0.4 * 0.086) = 31.38\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z * \sigma_s} = \frac{38.84 \times 10^4}{31.38 \times 3480} = 3.09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.09 \text{ cm}^2$$

V-2-2-2-ELA :

En travées :

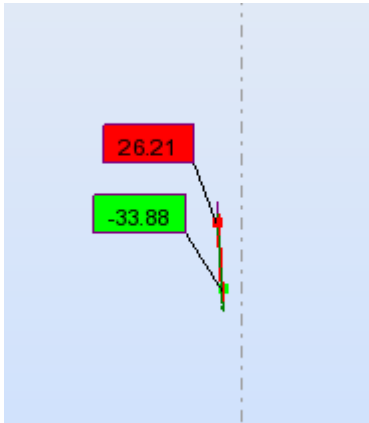


Figure V- 6 : poutre s à l'ELA

$$\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta_b * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25000}{1 * 1.15} = 18478.26 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{26.21 \times 10^4}{30 \times 37.5^2 * 184.78} = 0.0447$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s * \gamma_s} = \frac{400000}{2 * 10^8 * 1} = 0.002$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.002} = 0.636$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 * 0.636 * (1 - 0.4 * 0.636) = 0.379$$

$U < U_R \rightarrow$ oui domaine 1 $\rightarrow A'_s = 0 \rightarrow$ pivot A

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0447})}{0.8} = 0.0571$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 2\text{‰}$$

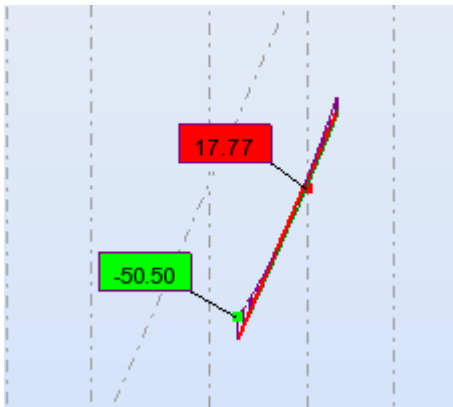
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1} = 400000$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 325(1 - 0.4 * 0.0571) = 31.75\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z * \sigma_s} = \frac{26.21 \times 10^4}{31.75 \times 4000} = 6.96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.06 \text{ cm}^2$$

▪ **Sur appuis :**



$$\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta_b * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25000}{1 * 1.15} = 18478.26 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{50.5 \times 10^4}{30 \times 37.5^2 * 184.78} = 0.086$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\sigma_s * \gamma_s} = \frac{400000}{2 * 10^8 * 1} = 0.002$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.002} = 0.636$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 * 0.636 * (1 - 0.4 * 0.636) = 0.379$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.086})}{0.8} = 0.112$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 2\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1} = 400000$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 32.5(1 - 0.4 \times 0.112) = 31.01 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{50.5 \times 10^4}{31.01 \times 40000} = 4.07 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.07 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

En travée :

BAEL (Art A4.2.1) :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.17 \text{ cm}^2 \leq 2.06 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifier}$$

RPA (Art 7.5.2.1) :

$$A_{min} \geq 0.005 \cdot b \cdot h = 0,23 \times 30 \times 35$$

$$A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2 \leq 2.06 \text{ cm}^2 \quad \text{non Vérifier}$$

En appuis :

BAEL (Art A4.2.1) :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.17\text{cm}^2 \leq 4.07\text{cm}^2 \text{ Vérifier}$$

RPA (Art7.5.2.1) :

$$A_{\min} \geq 0.005 \cdot b \cdot h = 0,23 \times 30 \times 35$$

$$A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2 \leq 4.07\text{cm}^2 \text{ non Vérifier}$$

Donc on adopte: **3HA12+3HA12 = 6.79 cm²** **en travée**

3HA12+3HA12 = 6.79 cm² **en appuis**

V-2-2-3-Vérification de la section d'acier A L'ELS :

Le calcul se fait selon le règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable :

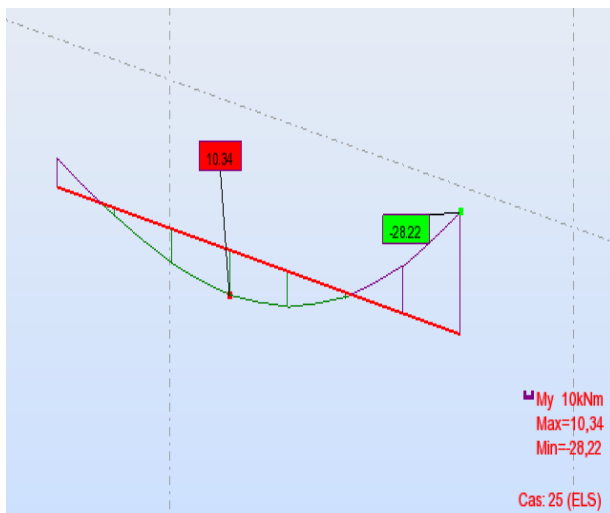


Figure V- 7Diagramme des moment de la poutre al'ELS

a)En travées :

$$M_s = 10.34 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

➤ **La Position de l'axe neutre (y) :**

$$bx^2/2 + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_s \cdot c' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\Rightarrow 30x^2/2 + 15 \times (6.79)x - 15(6.79 \times (32.5)) = 0$$

$$15x^2 + 101.85x - 3310.12 = 0$$

$$\Delta = 208980.622 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 457.14$$

$$x = (-101.85 + 457.14)/30 = 13.78 \text{ cm}$$

$$x = \mathbf{11.84 \text{ cm}}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/3) + 15A_s (d-x)^2 + 15A'_s (x-c')^2$$

$$I = (30 \times (11.84)^3/3) + 15 \times 6.79 (32.5 - 11.84)^2$$

$$I = \mathbf{18702.2 \text{ cm}^4}$$

Vérification des contraintes :

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{10.34 \times 11.84 \cdot 10^{-2}}{18702.2 \cdot 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 6476.41 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6476.41 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Dans l'acier:

$$\sigma_s = 15 M_s \left(\frac{d-x}{I} \right)$$

$$= 15 \times 10.34 \left(\frac{0.325 - 0.1184}{18702.2 \cdot 10^{-8}} \right) = 169513.58 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_s = 169513.58 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_s = 2000000 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b) Sur appuis :

$$M_s = -28.22 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

➤ Position de l'axe neutre :

$$x = 11.84 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie (I) :

$$I = 169531.58 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{28.22 \times 11.84 \cdot 10^{-2}}{18702.2 \cdot 10^{-8}} \rightarrow \sigma_{bc} = 17865.53 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 17865.53 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Dans l'acier:

$$\sigma_s = 15 M_s \left(\frac{d - x}{I} \right)$$

$$= 15 \times 28.22 \left(\frac{0.325 - 0.1184}{18702.2 \cdot 10^{-8}} \right) = 467612.25 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_s = 467612.25 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_s = 2000000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

V-2-2-4- Vérification de l'effort tranchant :

$$T = V_u = 77.92 \text{ kn} \quad \tau_u < \tau_u \text{ lim} \quad \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{77.92}{(30 \times 32.5) 10^{-2}} = 799.18 \text{ KN/m}^2,$$

$$\tau_u' = \min\{3.33 \text{ MPa} , 5 \text{ MPa}\} = (3330 \text{ KN/m}^2 , 5000) \text{ KN/m}^2,$$

$$\tau_u' = 3330 \text{ KN/m}^2$$

Alors $\tau_u < \tau_u'$ condition vérifiée

Détermination des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1; 1.2; 3\}$$

$$\Phi_t = 1 \quad \text{Soit : } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = 29,25 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 29,25 \text{ cm}$$

- **Espacement exigé par le RPA :**

$$\textbf{En zone nodale : } S_t \leq \min(h/4, 12 \phi) = \min(35/4; 12 \times 1,2) = \min(8,75; 14,4)$$

$$= 8,75 \text{ cm}$$

$$\textbf{En zone courante : } S_t \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$S_t = 10 \text{ cm} \quad \dots \dots \dots \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \dots \dots \dots \text{ En zone courante.}$$

- **Selon RPA99V2003 : calcul de la quantité d'armatures transversale mini :**

$$A_t = 0,003 \times S \times b$$

- **Zone nodale**

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante**

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage total max de l'acier long :**

- **4% en zone courante :**

$$A_{s1} = 4/100 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

- **6% en zone de recouvrement :**

$$A_{s2} = \text{MAX} = 6/100 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

- **Longueur de la zone nodale :**

$$L' = 2h = 70 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$L = 40\phi = 1.2 \times 40 = 48 \text{ cm}$$

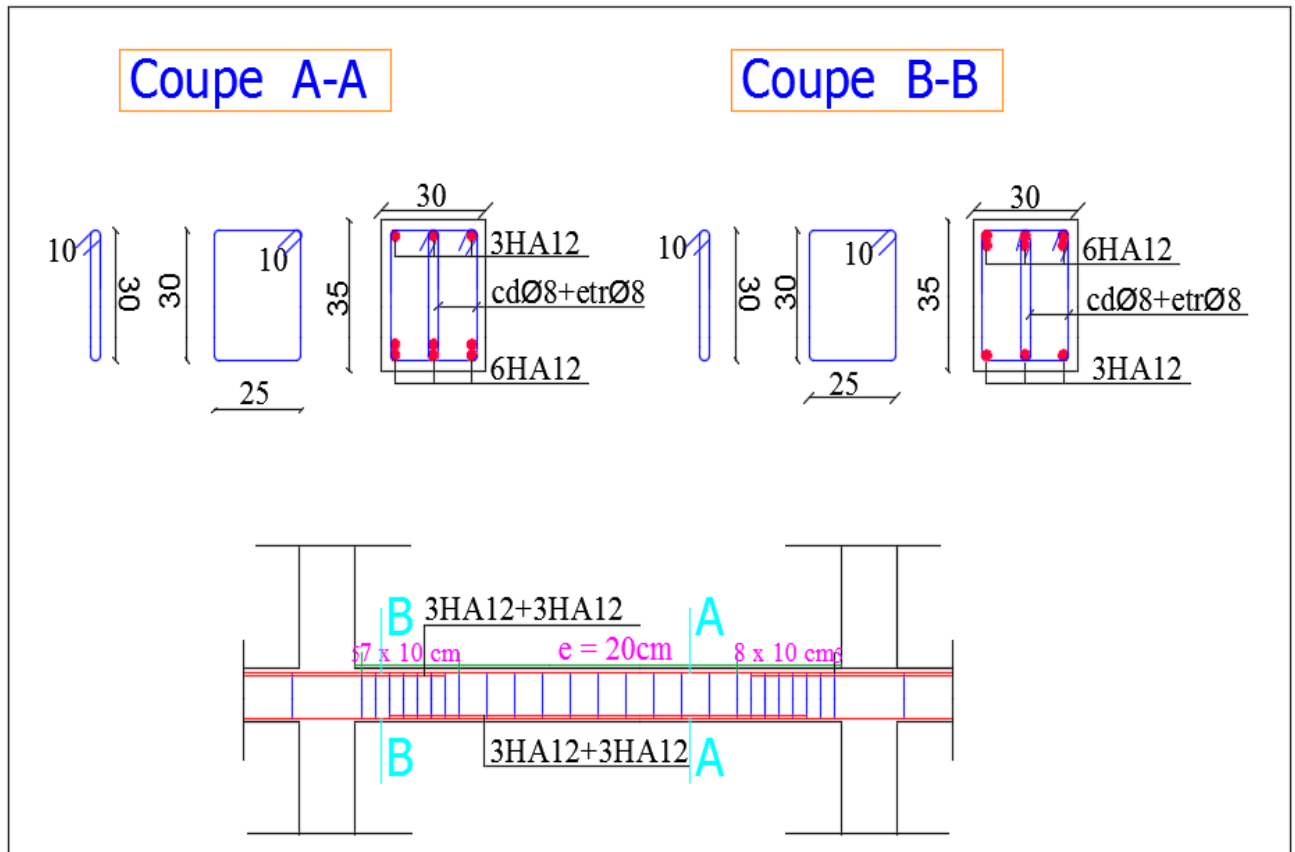


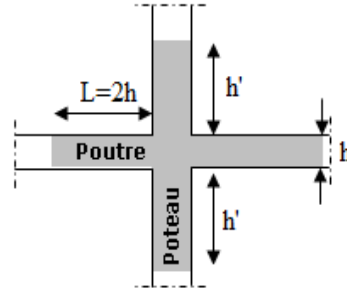
Figure V- 8 : ferrailage poutre secondaire.

V-3-Les poteaux:

a) **Recommandations du RPA 99/version2003:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%**(zone IIa).

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$
- Le diamètre minimum est de 12 mm



Calcul un zone 1 :

Calcule poteaux ' Zone 1' :

Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u est l'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 qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit: *

dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10\Phi, 15\text{cm}) \text{ en zone IIa}$$

***dans la zone courante :**

$$t' \leq 15 \varnothing_1$$

II

où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité **d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en %** est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Espacement des cadres :

Dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_t, 15\text{cm}) = (10 \times 1,6\text{cm}, 15\text{cm}) = 15\text{cm}. \text{ On adopte } 10\text{cm}.$$

Dans la zone courante :

$$t' \leq 15 \varnothing_1 = 15 \times 1,6 = 24\text{cm}. \text{ On adopte } 15\text{cm}.$$

calcul de λ_g :

$$L_f = 0,7 \times 4,50 = 3,15 \text{ m} = 315 \text{ cm} \dots, \lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{315}{55} = 5,72 ; \rho_a = 2,5 ; V_u = 216,87 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot t}{h \cdot f_e} = \frac{2,5 \cdot 216,87 \cdot 10}{55 \cdot 40} = 2,64 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } = 6 \text{ HA8} = 3,014 \text{ cm}^2$$

Vérification la section minimale des cadres :

$$A_t / t \cdot b_1 (\%) = 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3$$

$$\lambda_g = 2,50 \Rightarrow A_t / t \cdot b_1 = 0,55\% \geq 0,3\% \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

► Recouvrement :

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (page 61) est de :

$$40 \Phi \text{ en zone IIa.} = 40 \cdot 16 = 64 \text{ cm.}$$

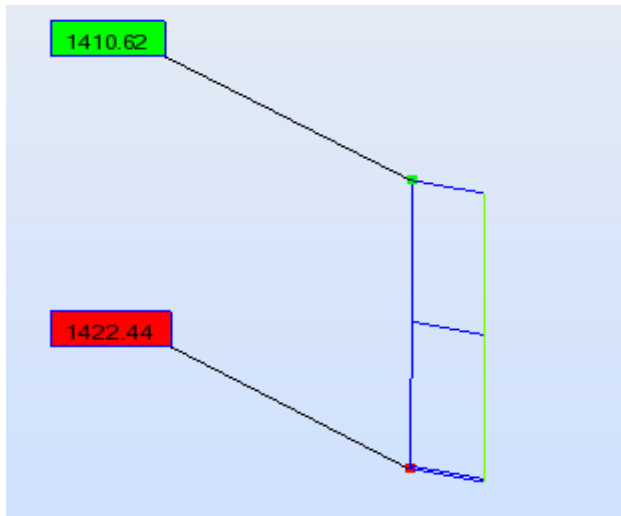
Longueur de la zone nodale :

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1 ; h_1 ; 60) \text{ cm} = (67,5,55,55,60) = 70 \text{ cm}$$

la longueur droite de cadre égale $10 \varnothing_t = 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ cm}$ on adopte de 15 cm.

Fermés par des crochets à 135°.

V-3-1-Ferraillages des poteaux (40×40):

V-3-1-1-**ELU**:**Figure V- 9**Poteau à l'ELU.

$$M_u = 13.01 \text{ kn.m}$$

$$N_u = 1442.44 \text{ kn}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$N_g = 873.84 \text{ kn}$$

$$N_q = 161.83 \text{ kn}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 37.5 \text{ cm}$$

$$c = 2.5 \text{ cm}$$

$$L_o = 3.28 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{13.01}{1442.44} = 0.009 \text{ m} = 0.9 \text{ cm}$$

$$I_{\text{poutre}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{(30 \cdot 40^3)}{12} \rightarrow I_{\text{poutre}} = 160000 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{poteau}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{(40 \cdot 40^3)}{12} \rightarrow I_{\text{poteau}} = 213333.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{poteau}} < I_{\text{poutre}} \quad L_f = 0.710 \rightarrow L_f = 0.7 \cdot 3.28 = 2.29 \text{ m}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; l/250) = \max(2 \text{ cm} ; 3.68/250 = 1.84 \text{ cm})$$

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

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.9 + 2 = 2.9 \text{ cm.}$$

a) La méthode simplifiée est applicable :

$$\alpha = \frac{N_g}{N_s} = \frac{873.84}{1035.67} = 0.87$$

$$\alpha = 0,85$$

$$\Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3l f^3}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi) = \frac{3 \times 2.29^3}{10^4 \times 0.40} (2 + 0.85 \times 2) = 0.0333 \text{ m} = 3.33 \text{ cm}$$

On a: $e = e_1 + e_2 \rightarrow e = 6.23 \text{ cm}$

$$M_u = N_u * e \rightarrow M_u = 1422.44 \times 0.0623 \rightarrow M_u = 88.61 \text{ kn.m}$$

$$e_0 < 0,5(h-c) \rightarrow e_0 < 0,5(40-2.5) \rightarrow e_0 < 18.75 \text{ cm}$$

$$6.23 \text{ cm} < 18.75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Flexion Composée:

$$M_u = 88.61 \text{ kn.m} \quad e = 6.23 \text{ cm}$$

$$e < h/2 \rightarrow e < 40/2 \rightarrow 6.23 \text{ cm} < 20 \text{ cm.}$$

La section est entièrement ou partiellement comprimée:

$$N_u (d-c) - M_1 < (0,337 - 0,81 C/h) b h^2 f_{bc}$$

$$M_1 = M_u + N_u (d - h/2) \rightarrow M_1 = 88.61 + 1422.44(0,375 - 0,4/2) = 337.53 \text{ kn.m}$$

$$N_u (d-c) - M_1 = 1422.44(0,375-0,025)- 337.53=160.324 \text{ kn.m}$$

$$(0,337 - 0,81 C/h) b h^2 f_{bc} = (0,337-0,81 \times 0,025/0,4) \times 0,4 \times (0,4)^2 \times 14200$$

$$= 260.25 \text{ kn.m}$$

$$160.324 \text{ kn.m} < 260.25 \text{ kn.m} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

La section est partiellement comprimée.

c) calcul de section rectangulaire en flexion simple avec :

Sous M1:

$$M_1 = 337.53 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta_b * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25000}{1 * 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2,$$

$$\mu = \frac{337.53 \times 10^4}{40 \times 37.5^2 \times 14166.66} = 0.472$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \gamma_s} = \frac{400000}{2 \times 10^8 \times 1.15} = 0.00173 \text{ FeE400}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.0017} = 0.669$$

$$\mu_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \times 0.673 \times (1 - 0.4 \times 0.669) = 0.392$$

$$\mu > \mu_R \quad \rightarrow \quad A'_s \neq 0$$

$$\varepsilon'_s = (3.5 \times 10^{-3} + \varepsilon_{es}) \times \left(\frac{d-c'}{d} \right) - \varepsilon_{es} = 3.15 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon'_s > \varepsilon_{es}$$

$$\sigma'_s = 3480 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} M_R &= 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) b d^2 f_{bc} = 0.8 \times 0.669 \times (1 - 0.4 \times 0.669) 40 \times 37.5 \times 142 \\ &= 3.13 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$Z_R = d (1 - 0.4 \alpha_R) = 27.47 \text{ cm}$$

$$A_s = \left(\frac{M_f - M_R}{d - c} + \frac{M_R}{Z_R} \right) \frac{1}{\sigma_s} = 34.75 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{M_f - M_R}{Z_R \times \sigma'_s} = 2.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{TOT}} = A_s + A'_s = 34.75 + 2.56 = 37.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_s - \frac{N_u}{f_e} = 37.31 - \frac{142244}{4000} = 1.75 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale des armatures selon la RPA 99:

$$\text{Zone courante : } 0,4\% (b \times h) = 0,4\% (40) = 6.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement: } 0,6\% (b \times h) = 0,6\% (40 \times 40) = 9.6 \text{ cm}^2$$

V-3-1-2-ELA :

.G+Q±E

0.8G±E

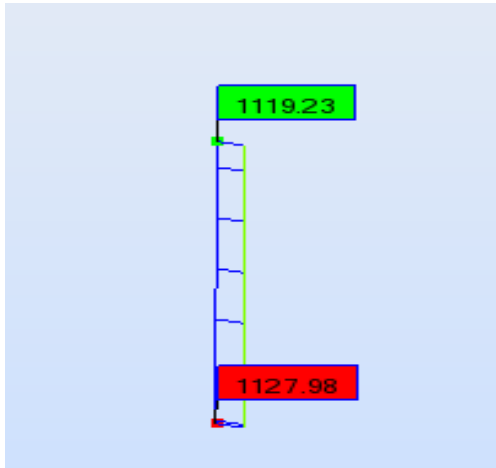


Figure V- 10 : Poteau à l'ELA.

Ma=31.36 kn.m

Na=1127.98kn

$$e_0 = \mathbf{Ma} / \mathbf{Na} = 31.36 / 1127.98 = 0.027 \text{ m} = 2.7 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2.7 + 2 = 4.7 \text{ cm.}$$

a) La méthode simplifiée est applicable :

$$\alpha = \mathbf{Ng/Ns} = 873.84 / 1035.67 = 0.87$$

$$\alpha = \mathbf{0,85}$$

$$\Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3l f^3}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi) = \frac{3 \times 2.29^3}{10^4 \times 0.40} (2 + 0.85 \times 2) = 0.0333 \text{ m} = 3.33 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } e = e_1 + e_2 \rightarrow e = \mathbf{8.03 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{Ma} = \mathbf{Na} * e \rightarrow Mu = 1127.98 \times 0.0803 \rightarrow Mu = 90.57 \text{ kn.m}$$

$$e_0 < \mathbf{0,5(h-c)} \rightarrow e_0 < 0,5(40-2.5) \rightarrow e_0 < 18.75 \text{ cm}$$

$$\mathbf{8.03 \text{ cm} < 18.75 \text{ cm} \dots \dots \dots \mathbf{C.V}}$$

b) Flexion Composée:

$$M_a = 90.57 \text{ kn.m} \quad e = 8.03 \text{ cm}$$

$$e < h/2 \rightarrow e < 40/2 \rightarrow 8.03 \text{ cm} < 20 \text{ cm.}$$

La section est entièrement ou partiellement comprimée:

$$N_u (d-c) - M_1 < (0,337 - 0,81 C/h) b h^2 f_{bc}$$

$$M_1 = M_u + N_u (d - h/2) \rightarrow M_1 = 90.57 + 1127.98(0,375 - 0,4/2) = 287.95 \text{ kn.m}$$

$$N_u (d-c) - M_1 = 1127.98(0,375-0,025) - 287.95 = 141.84 \text{ kn.m}$$

$$(0,337 - 0,81 C/h) b h^2 f_{bc} = (0,337-0,81 \times 0,025/0,4) \times 0,4 \times (0,4)^2 \times 14200$$

$$= 260.25 \text{ kn.m}$$

$$141.84 \text{ kn.m} < 260.25 \text{ kn.m} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

La section est partiellement comprimée.

c) calcul de section rectangulaire en flexion simple avec :

Sous M_1 :

$$M_1 = 287.95 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2,$$

$$\mu = \frac{287.95 \times 10^4}{40 \times 37.5^2 \times 14166.66} = 0.360$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173 \text{ FeE400}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.0017} = 0.669$$

$$\mu_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.673 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.669) = 0.392$$

$$\mu < \mu_R \quad \rightarrow \quad A'_S = 0$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.36})}{0.8} = 0.588$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1} = 400000$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 37.5(1 - 0.4 \times 0.588) = 28.26 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{287.95 \times 10^4}{28.26 \times 4000} = 25.47 \text{ cm}^2$$

Armature en flexion composé:

$$A_{fc} = A_s - \frac{N_u}{f_e} = 25.47 - \frac{112798}{4000} = -2.65 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale des armatures selon la RPA 99:

$$A_{min} \geq 0,8\% (b \times h) = 0,8\% (40 \times 40) = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4HA14 + 4HA16 = 14.2 \text{ cm}^2$$

V-3-1-3-ELS :

Vérification à l'ELS

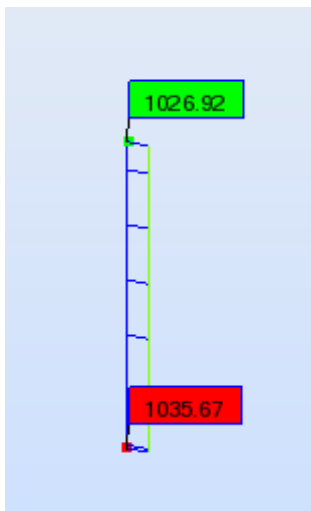


Figure V- 11Poteau à l'ELS.

$$M_s = 9.5 \text{ kn.m}$$

$$N_s = 1035.67 \text{ kn}$$

$$N_g = 873.84 \text{ kn}$$

$$e_0 = M_s / N_s = 9.5 / 1035.67 = 0.009 \text{ m} = 0.9 \text{ cm}$$

- **Section Homogène:**

$$B = b h + 15(A_s + A'_s)$$

$$B = (40 \times 40) + 15(14.2 + 0)$$

$$B = 1813 \text{ cm}^2$$

V_1 et V_2 seront déterminés par l'équations du moment statique par rapport à la plus comprimés

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[\frac{bh^3}{2} - 15(A_2 \cdot c' + A_1 \cdot d) \right]$$

$$V_1 = 22.35 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 22.35 = 17.65 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 [A_1 (V_1 - c)^2 + A_2 (V_2 - c)^2]$$

$$I_1 = 354984.21 \text{ cm}^4$$

- **Condition limite 1**

$$C_{11} = \frac{I_1}{B \cdot V_1} = \frac{354984.21}{1813 \times 22.35} = 8.76 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + (V_1 - H/2) = 0.9 + 2.35 = 3.25 \text{ cm}$$

$e_1 < C_{11} \rightarrow$ la section est entièrement comprimé

I) Vérifications des contraintes :

- **Contrainte du béton :**

$$\sigma_b < \sigma_b' = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_b = \left(\frac{N_s}{B_1} \right) + N_s \times e_1 \left(\frac{V_1}{I_1} \right)$$

$$\sigma_b = \left(\frac{1035.67}{18.13} \right) + 1035.67 \times 2 \left(\frac{22.35}{354984.21} \right) = 0.7016 \text{ kn/cm}^2 = 70.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 70.16 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b' = 0.6f_{c28} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{cv}$$

- **Contrainte d'acier :**

$$\sigma_s < \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{N_s}{B_1} \right) + N_s \times e_1 \left(\frac{V_1 - c}{I_1} \right)$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{1035.67}{18.13} \right) + 1035.67 \times 2 \left(\frac{22.35 - 3}{354984.21} \right) = 8.6816 \text{ kn/cm}^2 = 868.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s' = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 1.8} \right\} = \text{min} \{ 267; 186.68 \} = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 868.16 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2000 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{cv}$$

Détermination des armatures transversales :

RPA

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1.14; 1.6; 4 \}$$

$$\Phi_t = 1.14 \quad \text{Soit : } A_t = 2T8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

BAEL

$$\emptyset \geq 0.3\emptyset = 0.3 \times 1.6 = 0.48 \text{ cm}$$

On choisit $\emptyset = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On adopte : **2HA8**

Condition de non fragilité :

BAEL (Art A4.2.1) :

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 40 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$A_{min} = 1.81\text{cm}^2 \leq 14.2\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{cv}$

Vérification de l'effort tranchant :

$T=V_u=30.57 \text{ kn} \quad \tau_u < \tau'_u$

$\tau_u = \frac{30.57 \times 10^2}{40 \times 37.5} = 2.038 \text{ kg/cm}^2$

$\tau'_u = \min\{3.33\text{MPa} , 5\text{MPa}\}$

$\tau'_u = 33.3 \text{ kg/cm}^2$

Alors $\tau_u < \tau'_u \dots\dots\dots\text{cv}$

- **Espacement exigé par le RPA :**

En zone nodale : $S_t \leq \min (15\text{cm} , 10 \phi) = \min (15\text{cm}; 16) = 15 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq 15\phi = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots$ En zone nodale.

$S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ En zone courante

Longueur de recouvrement :

$L=40\phi = 1.6 \times 40 = 65 \text{ cm}$

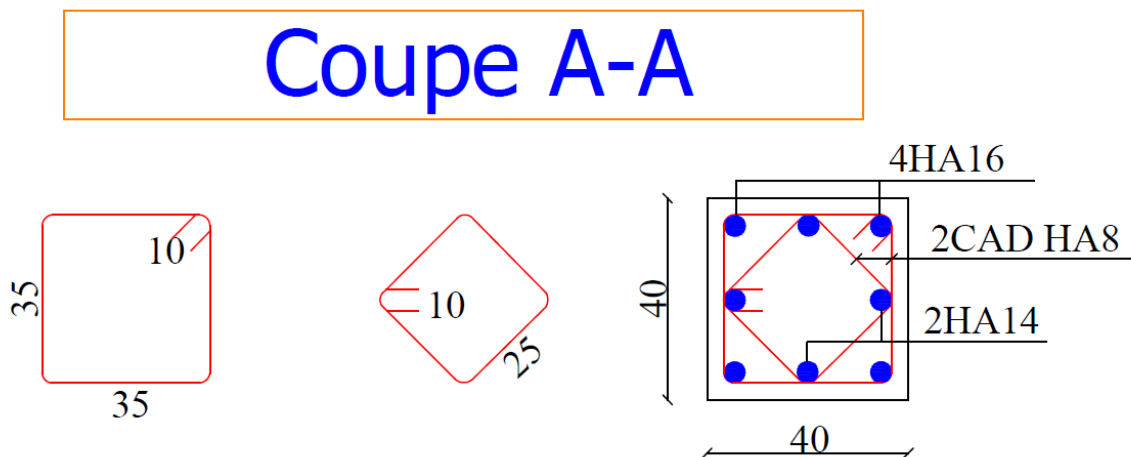


Figure V- 12 Coupe A-A (poteau).

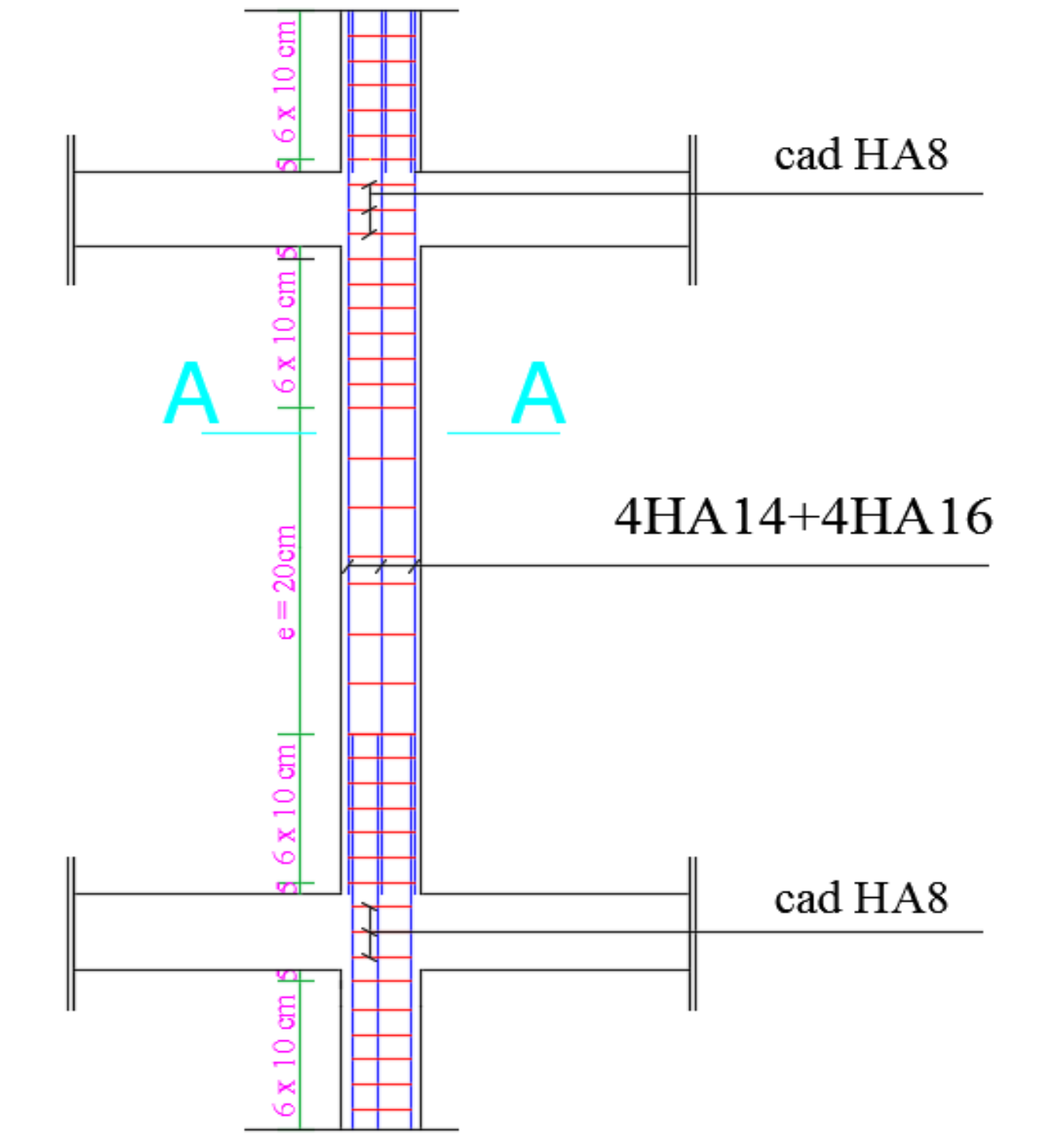


Figure V- 13 Coupe de ferrailage verticale (poteau).

V-4- FERRAILLAGE DES VOILES :**V-4-1-Introduction :**

Les voiles seront sollicitées par :

Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique.

Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Dans notre cas les efforts engendrés par le séisme ont donné des bandes totalement comprimées et des bandes partiellement tendues sous l'effet des charges horizontales et verticales par conséquent le ferraillement se fera par rapport aux conditions minimales imposées par le RPA.

V-4-1-1- Aciers verticaux : (article 7.7.4.1.RPA99/2003).

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devaient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

V-4-1-2-Aciers horizontaux : (article 7.7.4.2.RPA99/2003).

Les barres horizontales doivent être de crochets à 135^0 ayant une longueur de $10\emptyset$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sous crochets si les démentions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales des voiles, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0.15%.

En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5a$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1.10 \cdot \bar{V} / f_e$.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V-4-1-3- **Méthode de calcul :**

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon

R.P.A 99 sous les efforts N_{max} et M_{cor} ,

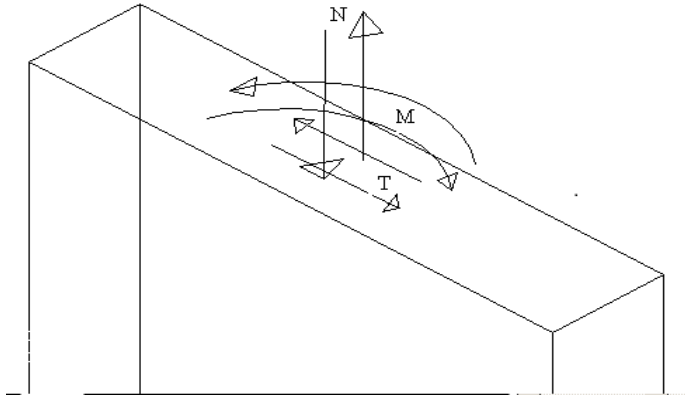


Figure V- 14Voile soumis à la flexion composée

-Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{g,d} = N / S \pm M \times Y / I$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

Si σ_g et σ_d sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_g et σ_d sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_g et σ_d sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

Combinaisons de calcul :

Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$$G+Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

V-4-2-Calcul ferrailage des voiles plain :

Le ferrailage des voiles se fait d'après :le DTR(B.C.2.42) :le DTU (document technique unifié) .

V-4-2-1-Voile \Rightarrow sens (X) :

$$L = 270 \text{ cm}, e = 25 \text{ cm}, h = 468 \text{ cm}, f_c = 25 \text{ MPA}$$

La section horizontale de voile :

$$S = e \cdot L = 25 \times 270 = 6750 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{e \cdot L^3}{12} = \frac{25 \cdot (270)^3}{12} = 4.1 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

V et V' : bras de levier

$$V = V' = L/2 = 270 / 2 = 135 \text{ cm}$$

$$C' = C = \frac{I}{S \cdot V'} = \frac{4.1 \cdot 10^7}{6750 \cdot 135} = 44.08 \text{ cm}$$

Longueur de flambement l_f :

$$l_f = 0,85 \cdot L = 0,85 \cdot 468 = 397.8 \text{ cm}$$

Elancement λ :

$$\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{e} = \frac{397.8 \cdot \sqrt{12}}{25} = 55.12 > 50$$

$$\alpha = 0,6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 = 0,49$$

La section réduit Br :

$$Br = d.(a-2) = 270(25-2) = 6210 \text{ cm}^2$$

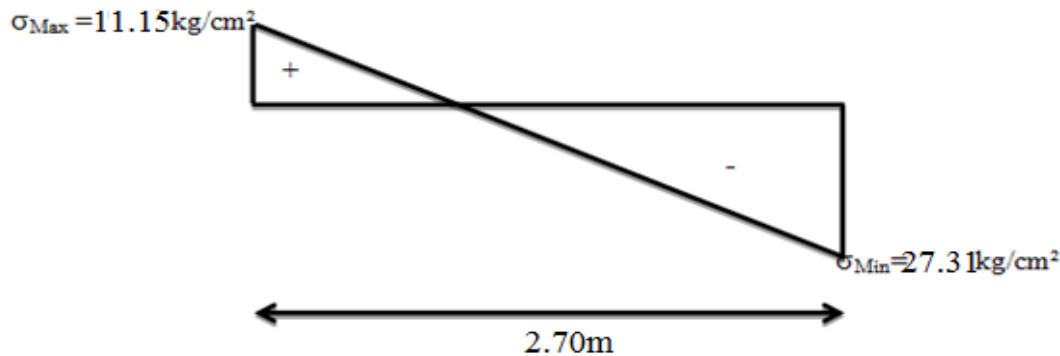
❖ A ELA :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_A = -545.55 \text{ KN} \\ M_A = 584.2 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T = 424.21 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{Max}} = \frac{Na}{S} + \frac{Ma.V'}{I} = \frac{545.55}{6750} + \frac{584.2 \cdot 135 \cdot 10^2}{4.1 \cdot 10^7} = 0.1115 \text{ KN / cm}^2 = 11.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Min}} = \frac{Na}{S} - \frac{Ma.V'}{I} = \frac{545.55}{6625} - \frac{584.2 \cdot 132.5 \cdot 10^2}{3.87 \cdot 10^7} = -0.2731 \text{ KN/cm}^2 = -27.31 \text{ kg/cm}^2$$



$$L_t = \frac{L \cdot \sigma_{\text{Min}}}{\sigma_{\text{Min}} + \sigma_{\text{Max}}} = \frac{270 \times 27.31}{27.31 + 11.15} = 191.72 \text{ cm}$$

$$L_c = 265 - l_t = 270 - 191.72 = 78.28 \text{ cm}$$

$$N_{a \text{ lim}} = \alpha \left(\frac{B \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) = \frac{0.49 \cdot (6095 \cdot 250)}{0.9 \cdot 1.15} = 721388.88 \text{ kg} = 7213.88 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bna} = \frac{N_{a \text{ lim}}}{e \cdot l} = \frac{7213.88 \cdot 10^2}{25.265} = 108.88 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\sigma_{bna} = 108.88 \text{ kg / cm}^2 > \sigma_{\text{Max}} = 11.15 \text{ KN/cm}^2$$

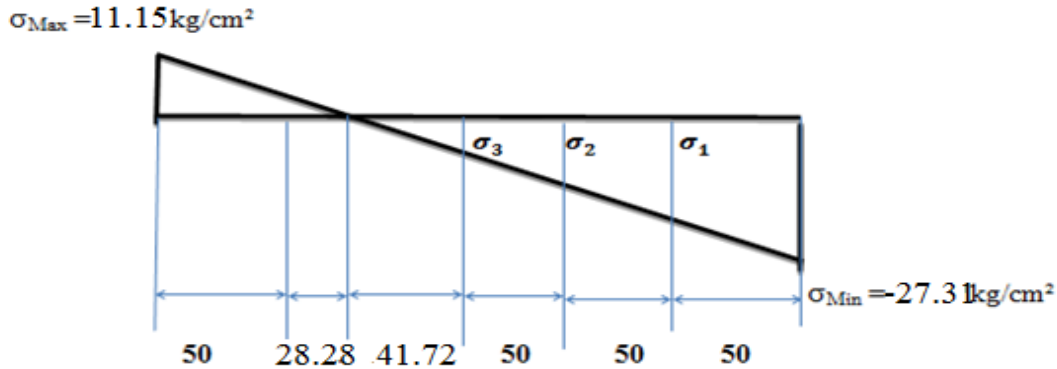
Zone comprimé le béton seul suffit.

Zone tendue :

Le calcul se fait dans ce cas pour des bandes verticales de largeur d :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2l'}{3}\right) = \min(230; 52.14)$$

Donc on adopte une bande de 50 cm



Band (1):

$$\tan \alpha = \frac{-27.31}{191.72} = \frac{\sigma_1}{141.72} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{-27.31 \times 141.72}{191.72} = -20,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{-27.31 - 20,18}{2} = -23.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{F \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{23.75 \cdot 50 \cdot 25}{4000} = 7,42 \text{ cm}^2$$

On adopte 8HA 12 /2face = 9,04 cm² \Rightarrow 4HA 12 /face

Espacement = 10 cm

$$A_{min} = 0,002 \cdot 50 \cdot 25 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,04 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Band(2) :

$$\tan \alpha = \frac{-20,18}{141.72} = \frac{\sigma_2}{95.72} \Rightarrow \sigma_2 = -13.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{-13.62 - 20,18}{2} = -16.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{F \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{16,9 \cdot 50 \cdot 25}{4000} = 5.28 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA 12 /2face = 6.78 cm² \Rightarrow 3HA 12 /face

Escapement = 15 cm

$$A_{min} = 0,002.50.25 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots\dots CV$$

Band (3):

$$\tan \alpha = \frac{-13.62}{95.72} = \frac{\sigma_3}{45.72} \Rightarrow \sigma_3 = -6.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{-13.62 - 6.5}{2} = -10.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{F. \gamma_s}{f_e} = \frac{10.06.50.25}{4000} = 3.14 \text{ cm}^2$$

On adopt 4HA 12 /2fac = 4,52 cm² ⇒ 2HA 12 /face

Escapement = 15 cm

$$A_{min} = 0,002.50.25 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots\dots CV$$

Pour les autres bandes on adopte un ferrailage de façon symétrique

Espacements des bars par le RPA :

$$S \leq \min(1.5.a ; 30 \text{ cm}) ;$$

$$S \leq \min(35 ; 30 \text{ cm}) \text{ on adopt } 20 \text{ cm}$$

$$\text{L'espacement d'extrémité} = S/2$$

Donc on choisir :

$$S_t = 10 \text{ cm en zone d'about}$$

$$S_t = 20 \text{ cm en zone courante}$$

La longueur de la zone d'about = $l/10 = 270/10 = 27 \text{ cm}$ on adopte 30 cm

Vérification la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = \frac{0,07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 15,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{424,21}{25,0 \cdot 9,270} = 0,0771 \text{ KN/cm}^2 = 7,71 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Etat limite de stabilité de forme :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_U = 76,83 \text{ KN.m} \\ N_U = 1368,04 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_S = 56,32 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{76,83 \cdot 10^2}{1368,04} = 0,0561 \text{ m} = 4,61 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$\alpha = 10 \cdot [1 - (M_U / 1,5 \cdot M_S)] = 10 \cdot [1 - (76,83 / 1,5 \cdot 56,32)] = 0,9$$

$$\Phi = 2$$

$$e_1 = (3 \cdot l^2 / 10000 \cdot h) (2 + \alpha \cdot \Phi) = (3 \cdot (374,4)^2 / 10000 \cdot 25) \cdot (2 + 0,9 \cdot 2) = 6,39 \text{ cm}$$

$$e_y = e_a + e_1 = 8,39 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{N_U}{S} \pm \frac{N_U \cdot e_x \cdot y'}{I} \mp \frac{N_U \cdot e_y \cdot y'}{I}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 27,73 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 19,32 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{bna} = 108,88 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_3 = 21,99 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_4 = 13,94 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Verification a ELS:

$$M_S = 56,32 \text{ KN.m}$$

$$N_S = -1001,44 \text{ KN}$$

$$S = e \cdot l + 15 \cdot A_s = 25,270 + 15(10 \cdot 125) = 6901,87 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{Ns}{S} + \frac{Ma.V'}{I} = \frac{-1001.44}{6901.87} + \frac{56.32.135.10^2}{4.1.10^7} = 12.65 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b = 150 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures horizontales :

D'après le RPA le pourcentage minimum d'armatures vertical et horizontales des trumeaux et donné comme suite :

-globalement dans la section de voile 0,15%

$A_s = 0.0015.100.25 = 3,75 \text{ cm}^2$ on adopte 8HA8 / face de un espacement égal à 25 cm

D'après le DTR(B.C.2.42)

$W_v = A_{\min} = 0,0015.25.270 = 10.125 \text{ cm}^2$

On a : $A_{\text{h}} = 2/3(W_v) = 0,666.10.125 = 6,75 \text{ cm}^2$ on adopte 16 T8 = $8.04 \text{ cm}^2/2$ face

8T8/ ml

Espacement 12 cm

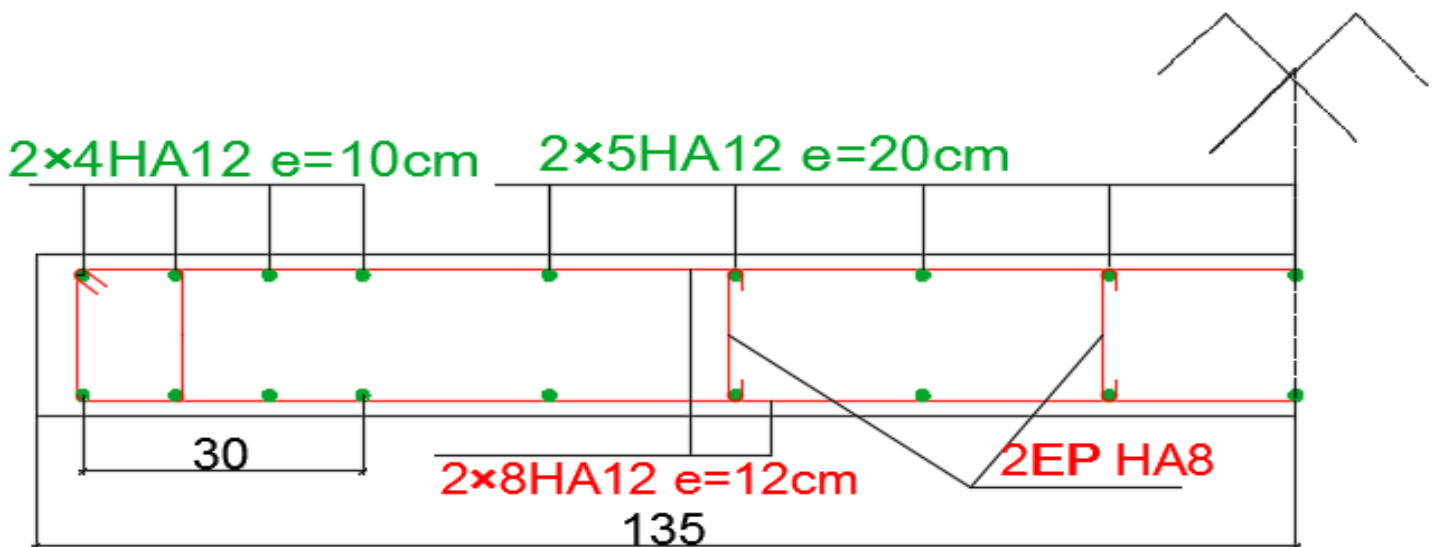


Figure V- 15ferraillage du voile 'sens x'.

V-4-2-2-Voile \Rightarrow sens (y) :

$$L = 300 \text{ cm}, e = 25 \text{ cm}, h = 468 \text{ cm}, f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

La section horizontale de voile :

$$S = e \cdot L = 25 \times 300 = 7500 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{e \cdot L^3}{12} = \frac{25 \cdot (300)^3}{12} = 5.62 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

V et V' : bras de levier

$$V = V' = L/2 = 300 / 2 = 150 \text{ cm}$$

$$C' = C = \frac{I}{S \cdot V'} = \frac{5.62 \cdot 10^7}{7500 \cdot 150} = 49.95 \text{ cm}$$

Longueur de flambement l_f :

$$l_f = 0,85 \cdot L = 0,85 \cdot 468 = 397,8 \text{ cm}$$

Elancement λ :

$$\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{e} = \frac{397,8 \cdot \sqrt{12}}{25} = 55,12 > 50$$

$$\alpha = 0,6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 = 0,49$$

La section réduit Br :

$$Br = d \cdot (a-2) = 300(25-2) = 6900 \text{ cm}^2$$

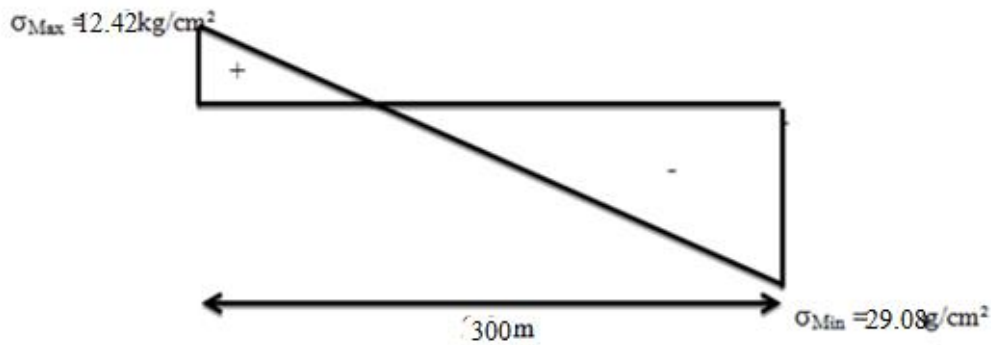
❖ **A ELA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_A = -624.65 \text{ KN} \\ M_A = 777.65 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T = 490.97 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{Max}} = \frac{Na}{S} + \frac{Ma \cdot V'}{I} = \frac{624.655}{7500} + \frac{777.65 \cdot 150 \cdot 10^2}{5.62 \cdot 10^7} = 0.1242 \text{ KN / cm}^2 = 12.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Min}} = \frac{Na}{S} - \frac{Ma \cdot V'}{I} = \frac{624.655}{7500} - \frac{777.65 \cdot 150 \cdot 10^2}{5.62 \cdot 10^7} = -0.2908 \text{ KN/cm}^2 = -29.08 \text{ kg/cm}^2$$



$$L_t = \frac{L \cdot \sigma_{\text{Min}}}{\sigma_{\text{Min}} + \sigma_{\text{Max}}} = \frac{300 \times 29.08}{29.08 + 12.42} = 210.21 \text{ cm}$$

$$L_c = 300 - L_t = 300 - 210.21 = 89.79 \text{ cm}$$

$$N_{a \text{ lim}} = \alpha \left(\frac{B \cdot f_c \cdot z}{0.9 \gamma_b} \right) = \frac{0.49 \cdot (6900 \cdot 250)}{0.9 \cdot 1.15} = 816666.66 \text{ kg} = 8166.66 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bna} = \frac{N_{a \text{ lim}}}{e \cdot l} = \frac{8166.66 \cdot 10^2}{25 \cdot 300} = 108.88 \text{ Kg /cm}^2$$

$$\sigma_{bna} = 108.88 \text{ kg /cm}^2 > \sigma_{\text{Max}} = 12.42 \text{ KN/cm}^2$$

Zone comprimé le béton seul suffit.

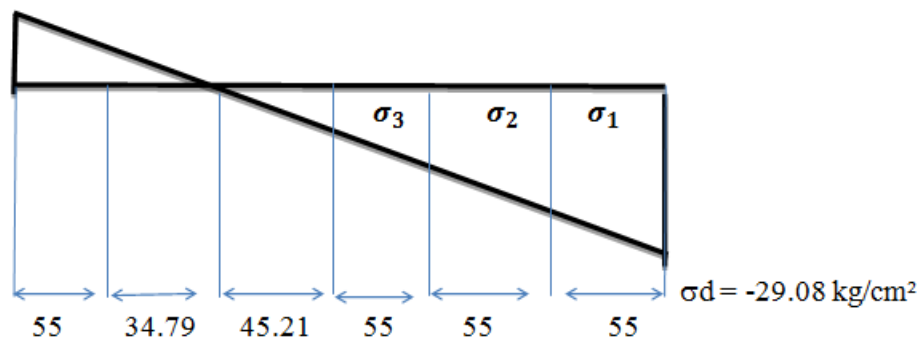
Zone tendue :

Le calcul se fait dans ce cas pour des bandes verticales de largeur d :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2l'}{3}\right) = \min(230; 59.86)$$

Donc on adopte une bande de 55 cm

$$\sigma_g = 12.42 \text{ kg/cm}^2$$



Band (1):

$$\tan \alpha = \frac{-29.08}{210.21} = \frac{\sigma_1}{155.21} \Rightarrow \sigma_1 = -21.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{-29.08 - 21.47}{2} = -25.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{F \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{25.27 \cdot 55.25}{4000} = 8.68 \text{ cm}^2$$

On adopte 8HA 12 /2face = 9,04 cm² ⇒ 4HA 12 /face

Espacement = 10 cm

$$A_{\text{min}} = 0,002 \cdot 55 \cdot 25 = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,04 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Band(2) :

$$\tan \alpha = \frac{-21.47}{155.21} = \frac{\sigma_2}{100.21} \Rightarrow \sigma_2 = -13.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{-13.86 - 21.47}{2} = -17.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{F \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{17.66 \cdot 55.25}{4000} = 6.07 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA 12 /2face = 6.78 cm² ⇒ 3HA 12 /face

Espacement = 15 cm

$$A_{\text{min}} = 0,002 \cdot 55 \cdot 25 = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Band (3):

$$\tan \alpha = \frac{-13.86}{100.21} = \frac{\sigma_3}{45.21} \Rightarrow \sigma_3 = -6.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{-13.86 - 6.25}{2} = -10.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{F \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{10.05 \cdot 55.25}{4000} = 3.45 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA 12 /2fac =4,52 cm² ⇒ 2HA 12 /face

Escapement = 15 cm

$$A_{min} = 0,002.55.25 = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots\dots CV$$

Pour les autres bandes on adopte un ferrailage de façon symétrique

Espacements des bars par le RPA :

$$S \leq \min(1.5.a ; 30 \text{ cm}) ;$$

$$S \leq \min(35 ; 30 \text{ cm}) \text{ on adopte } 20 \text{ cm}$$

$$L'espacement \text{ d'extrémité} = S/2$$

Donc on choisit :

$$S_t = 10 \text{ cm en zone d'about}$$

$$S_t = 20 \text{ cm en zone courante}$$

$$\text{La longueur de la zone d'about} = 1/10 = 280/10 = 28 \text{ cm on adopte } 30 \text{ cm}$$

Vérification la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = \frac{0,07.f_{c28}}{\gamma_b} = 15.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0.d} = \frac{490.97}{25.0,9.300} = 0.0727 \text{ KN/cm}^2 = 7.27 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Etat limite de stabilité de forme :

$$\left[\begin{array}{l} M_U = 108.05 \text{ KN.m} \\ N_U = 1672.46 \text{ N.m} \end{array} \right.$$

$$M_S = 78.71 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{108.05.10^2}{1672.46} = 0,0646 \text{ m} = 6.46 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{l}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$\alpha = 10 \cdot [1 - (M_U / 1,5 \cdot M_S)] = 10 \cdot [1 - (108,05 / 1,5 \cdot 78,71)] = 0,85$$

$$\Phi = 2$$

$$e_1 = (3 \cdot l f^2 / 10000 \cdot h) (2 + \alpha \cdot \Phi) = (3 \cdot (374,4)^2 / 10000 \cdot 25) \cdot (2 + 0,85 \cdot 2) = 6,23 \text{ cm}$$

$$e_y = e_a + e_1 = 8,23 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{N_U}{s} \pm \frac{N_U \cdot e_x \cdot y'}{I} \mp \frac{N_U \cdot e_y \cdot y'}{I}$$

$$\sigma_1 = 64,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 27,40 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{bna} = 108,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 17,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = 20,06 \text{ kg/cm}^2$$

Verification a ELS:

$$M_s = 78,71 \text{ KN.m}$$

$$N_s = -1222,7 \text{ KN}$$

$$A_s = A_{s\min} = 0,0015 \times 25 \times 300 = 11,25 \text{ cm}^2$$

$$S = e \cdot l + 15 \cdot A_s = 25 \cdot 300 + 15(11,25) = 7668,75 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = N_s/S + (M_a \cdot V')/I = \frac{-1222,7}{7668,75} + \frac{78,71 \times 150 \cdot 10^2}{5,62 \cdot 10^7} = 17,04 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b = 150 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures horizontales:

D'après le RPA le pourcentage minimum d'armatures vertical et horizontales des trumeaux et donné comme suite :

-globalement dans la section de voile 0,15%

$$A_s = 0,0015 \cdot 100 \cdot 25 = 3,75 \text{ cm}^2$$

on adopte 8HA8 / face de un espacement égal à 25 cm

D'après le DTR(B.C.2.42)

$$W_v = A_{min} = 0,0015 \cdot 25 \cdot 275 = 10.5 \text{ cm}^2$$

On a : $A_h = 2/3(W_v) = 0,666 \cdot 11.25 = 7.5 \text{ cm}^2$ on adopte 16 T8 = $8.04 \text{ cm}^2/2$ face

8T8/ ml

Espacement 12 cm

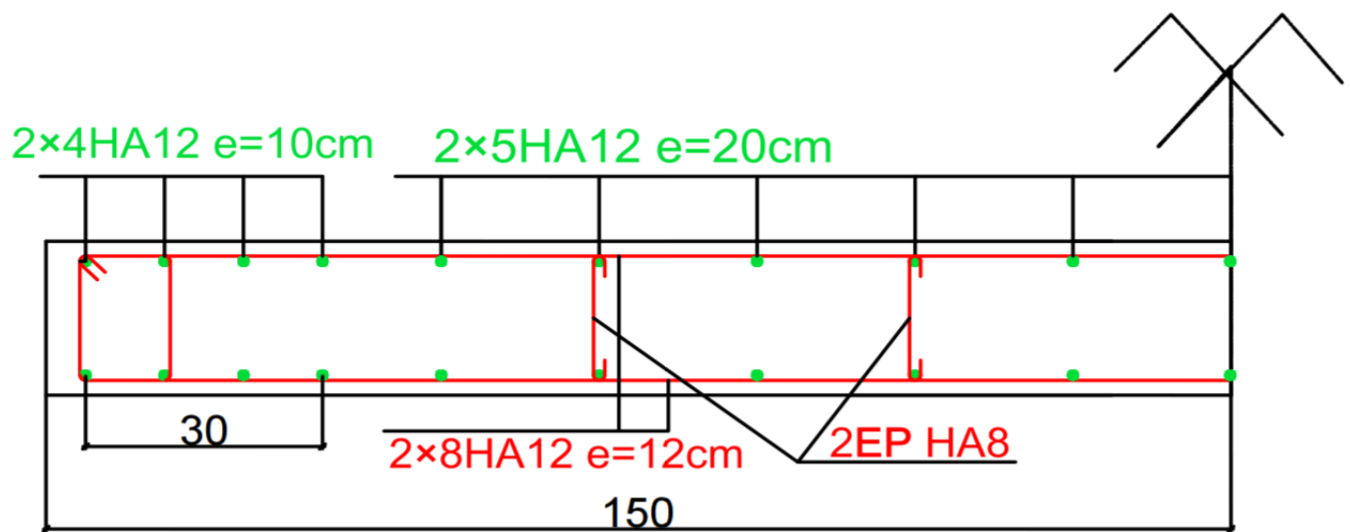


Figure V- 16 ferrailage du voile 'sens y'

Chapitre VI

Chapitre VI

ETUDE
ETUDE

INFRASTRUCTURE
INFRASTRUCTURE

VI-Fondations :

VI-1-Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).

Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

On distingue deux types de fondations :

Fondation superficielles : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.

Fondations profondes : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VI-2-Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 0.20\text{MPa}$.

VI-3-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

La nature et le poids de la superstructure.

La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.

La qualité du sol de fondation et sa profondeur.

VI-4-Vérification de type de fondation

Le Poids totale du bâtiment = 27565.25 Kn

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ Kn/m}^2$$

La surface total du bâtiment = 353.96 m²

$$\frac{27565.25}{200} = 137.82 \text{ m}^2$$

$$\frac{137.82}{353.96} = 0.38 = 38 \% < 50 \%$$

Donc on a adopte semelle isolé

VI-5-Semelles isolée :

$$N = 1035.67 \text{ KN}$$

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

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kn/m}^2$$

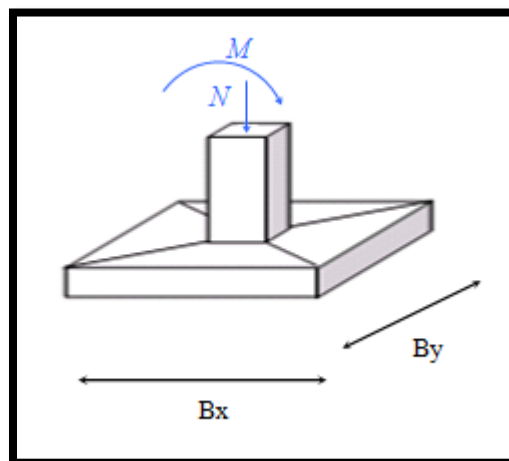


Figure VI- 1 Schéma d'une semelle isolée.

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{21035.67}{200}} = 2.3 \text{ m} , B_x = B_y = 2.5 \text{ m}$$

On a constaté que les semelles isolées se touchent. Nous avons passé à des semelles filantes sous poteaux.

VI-6-Pré dimensionnements des semelles filants :

VI-6-1-Semelle continue sous quatre poteaux:

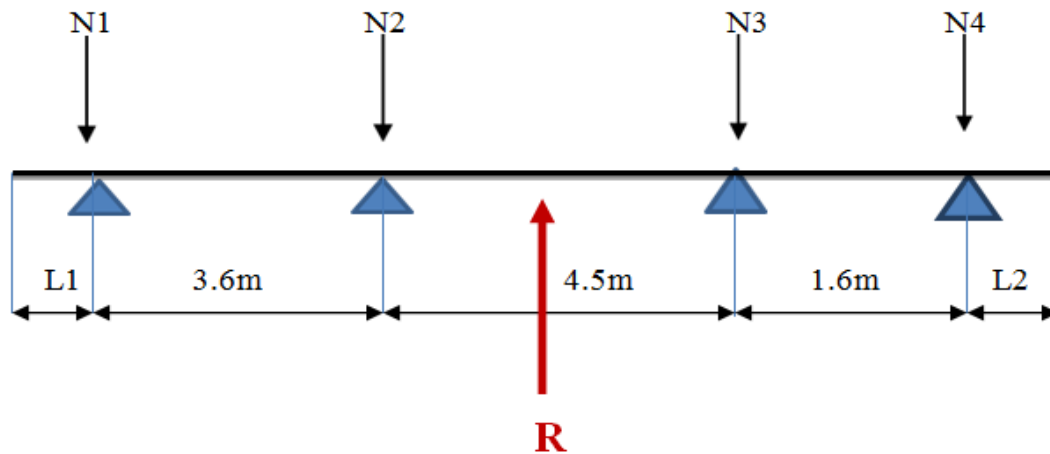


Figure VI- 2schéma d'une Semelle continue sous quatre poteaux.

VI-6-1-1-ELS:

$$N1=644.35 \text{ KN}$$

$$N2=1035.67 \text{ KN}$$

$$N3= 639.9 \text{ KN}$$

$$N4=479.33 \text{ KN}$$

$$R= \Sigma N= 2799.25 \text{ KN}$$

$$B_x = B_{y\max} = 2.5\text{m}$$

$$B_x \geq \frac{R}{\sigma_{sol}.By} = 6.36 \text{ m} < 9.7 \text{ m}$$

$$B_y = 1.8 \text{ m}$$

$$B_x \geq \frac{R}{\sigma_{sol}.By} = 7.77 \text{ m} < 9.7 \text{ m}$$

$$B_y = 1.6$$

$$B_x \geq \frac{R}{\sigma_{sol}.By} = 8.47 \text{ m} < 9.7 \text{ m}$$

$$B_y = 1.2 \text{ m}$$

$$B_x \geq \frac{R}{\sigma_{sol}.By} = 11.66 \text{ m} > 9.7 \text{ m}$$

$$B_x = 11.7 \text{ m}$$

$$\Sigma M/1=0$$

$$479.33 \times 9.7 + 639.9 \times 8.1 + 1035.67 \times 3.6 - R \times a = 0$$

$$a = \frac{13561.1}{2799.25} = 4.84 \text{ m}$$

$$.L_1 = \frac{B_x}{2} - a = \frac{11.7}{2} - 4.84 = 1.01 \text{ m}$$

$$.L_2 = B_x - (3.6 + 1.6 + 1.01) = 0.99 \text{ m}$$

$$L_1 = L_2 = 1 \text{ m}$$

VI-6-1-2-Diagramme M et T :

$$.q = \frac{R}{B_x} = \frac{2799.25}{11.7} = 239.25 \text{ Kn/m}$$

- $0 < x < 1$

$$M = \frac{q \times x^2}{2}$$

$$X=0 \quad M=0$$

$$X=1 \quad M=144.74 \text{ Kn.m}$$

- $1 < x < 4.60$

$$M = \frac{q \times x^2}{2} - 644.35 \times (x - 1)$$

$$X=1 \quad M=144.74 \text{ Kn.m}$$

$$X=4.60 \quad M=222.62 \text{ Kn.m}$$

$$T = qx - 644.35$$

$$T(x)=0 \rightarrow x=2.69 \text{ m}$$

$$M_{MAX} = M(3.69) = -216.88 \text{ kn.m}$$

- **4.60 < x < 9.10**

$$M = \frac{q \times x^2}{2} - 644.35 \times (x - 1) - 1035.67 \times (x - 4.60)$$

$$X = 4.60 \quad M = 222.62 \text{ Kn.m}$$

$$X = 9.10 \quad M = 48.17 \text{ Kn.m}$$

$$T = qx - 644.35 - 1035.67$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = 7.02 \text{ m}$$

$$M_{\text{MAX}} = M(7.02) = -473.34 \text{ kn.m}$$

- **9.10 < x < 10.70**

$$M = \frac{q \times x^2}{2} - 644.35 \times (x - 1) - 1035.67 \times (x - 4.60) - 639.9 \times (x - 9.10)$$

$$X = 9.10 \quad M = 222.62 \text{ Kn.m}$$

$$X = 10.70 \quad M = 48.17 \text{ Kn.m}$$

$$T = qx - 644.35 - 1035.67 - 639.9$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = 9.69 \text{ m}$$

$$M_{\text{MAX}} = M(9.69) = 7.01 \text{ kn.m}$$

VI-6-1-3-Calcul de l'effort tranchant :

$$T1g = qL1 = 239.25 \times 1 = 241.64 \text{ Kn}$$

$$T1d = qL1 - N1 = 241.64 - 644.35 = -402.7 \text{ Kn}$$

$$T2g = q(L1 + L2) - N1 = 239.25 \times (1 + 3.6) - 644.35 = 4583.59 \text{ Kn}$$

$$T2d = T2g - N2 = 241.64 - 1035.62 = -577.07 \text{ Kn}$$

$$T3g = q(L1 + L2 + L3) - N1 - N2 = 239.25 \times (1 + 3.6 + 4.5) - 644.35 - 1053.62 = 481.55 \text{ Kn}$$

$$T3d = T3g - N3 = 481.55 - 639.9 = -158.35 \text{ Kn}$$

$$T4g = q(L1 + L2 + L3 + L4) - N1 - N2 - N3 = 239.25 \times (1 + 3.6 + 4.5 + 1.36) - 644.35 - 1053.62 - 639.9 = 224.45 \text{ Kn}$$

$$T3d = T3g - N3 = 224.45 - 479.33 = -254.88 \text{ Kn}$$

$$dy \geq \frac{B - b}{4}$$

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

On adopte $dy = 55 \text{ cm}$

$$H = 55 + 5 = 60 \text{ cm}$$

VI-6-1-4-**Ferrailage :**

$$M_{AP} = 222.62 \text{ Kn.m}$$

$$M_{TR} = -473.34 \text{ Kn.m}$$

$$T = 577.07 \text{ Kn}$$

$$B = 120 \text{ cm} \quad b_0 = 40 \text{ cm} \quad d = 55 \text{ cm}$$

$$H = 60 \text{ cm} \quad h_0 = 20 \text{ cm}$$

$$M = 473.34 \text{ kN.m}$$

Le moment reprise par la table comprimé :

$$M_{\text{table}} = b \cdot h \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{table}} = 120 \cdot 20 \cdot 142 \cdot (55 - 10)$$

$$M_{\text{table}} = 1533.3 \text{ KN.m}$$

$$\longrightarrow M_{\text{table}} = 1533.6 \text{ KN} > M = 473.34 \text{ KN}$$

La table seule peut équilibrer le moment ultime

L'axe neutre tombe dans la table

→ Section rectangulaire (b*h)

$$\mu = \frac{222.62 \times 10^4}{120 \times 55^2 \times 142} = 0,043$$

$$\text{FeE40} \longrightarrow \mu_R = 0,392$$

$$\mu = 0,038 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,043)}}{0,8} = 0,055$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 55 \times (1 - 0,4 \times 0,055)$$

$$Z = 52.36 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z * \delta_s} = \frac{22.62 \times 10^4}{52.36 * 3480}$$

$$A_s^t = 12.54 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{on adopte 8HA16 (8HA16 = 16.08 cm}^2\text{)}$$

Ferrailage sur travée :

$$M = 473.34 \text{ kN.m}$$

Le ferrailage en appuis s'effectue pour une section rectangulaire de $b_0.h$ (40*60)

$$\mu = \frac{473.34 \times 10^4}{40 \times 55^2 \times 142} = 0,275$$

$$\text{FeE40} \quad \longrightarrow \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu = 0,038 < \mu_R = 0,392 \quad \longrightarrow \quad A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,275)}}{0,8} = 0,124$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 55 \times (1 - 0,4 \times 0,124)$$

$$Z = 45.92 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \delta_s} = \frac{473.34 \times 10^4}{45.92 \times 3480}$$

$$A_s^t = 29.61 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{on adopte 16HA16 (16HA16 = 31.17 cm}^2\text{)}$$

VI-6-1-5-Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau} \leq \text{Min} \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau} \leq \text{Min} (2,5 ; 4 \text{ MPA})$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{577.07}{120 \times 60} = 0,08 \text{ KN / cm}^2 = 0,8 \text{ MPA} < 2,5 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{Vérfié}$$

Ferrailage transversal :

$$\Sigma N = 2799.25$$

$$N_{ml} = \frac{2799.25}{4.84} = 578.35 \text{ Kn/ml}$$

$$A_s = \frac{N(B - b)}{8 \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{578.35 \cdot 10^3 (120 - 40)}{8 \times 55 \times 3480} = 3.02 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA10 (6HA10 = 4.71 cm²) e = 20cm/ml

Armature long :

$$\frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 (4HA10 = 3.16 cm²) e = 30cm/ml

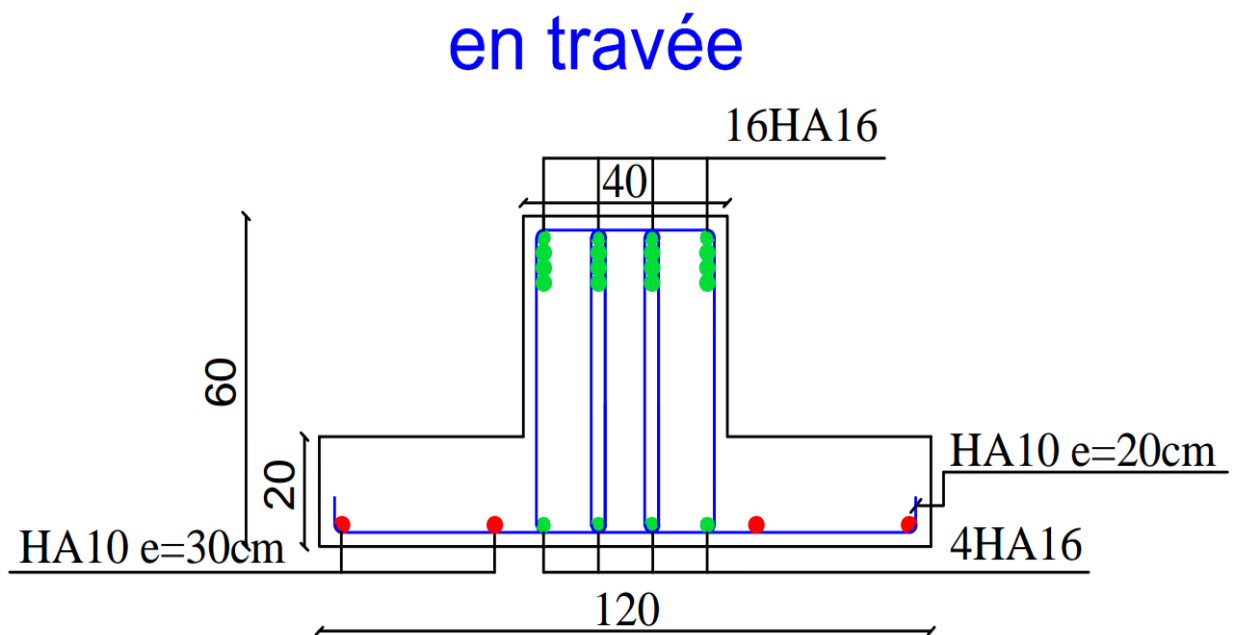


Figure VI- 3 Ferrailage en travée

en appui

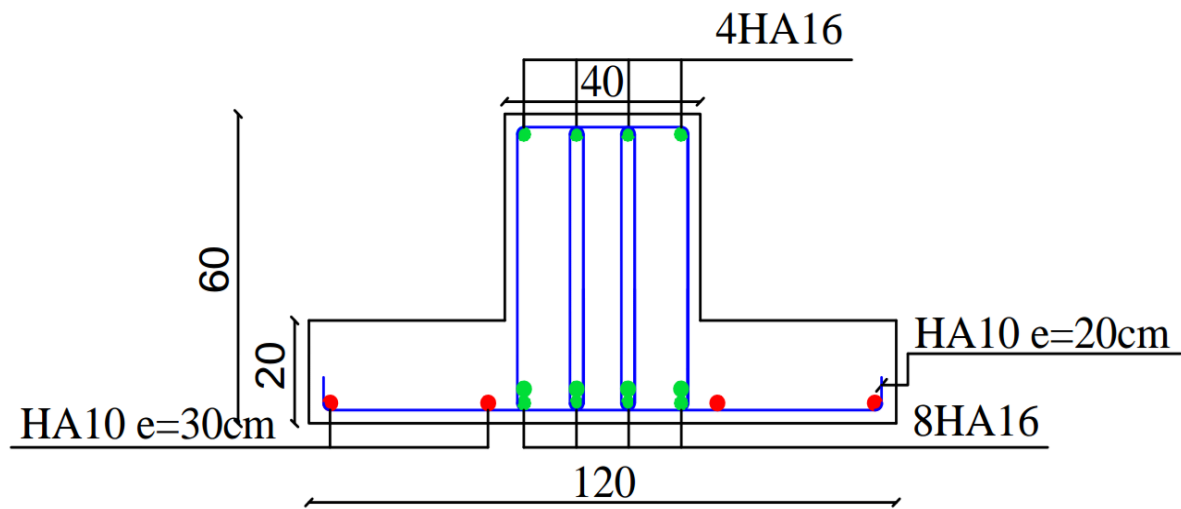


Figure VI- 4 Ferrailage en appui.

VI-6-2-Semelle continue sous trois poteaux et voile :

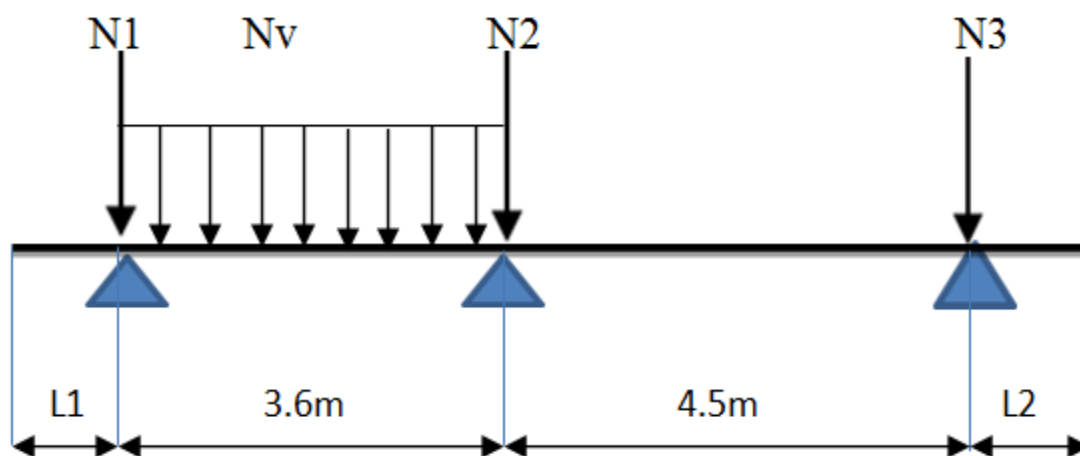


Figure VI- 5 schéma d'une Semelle continue sous trois poteaux et voile.

VI-6-2-1-ELS

$$N1 = 92.23 \text{ KN}$$

$$N2 = 250.14 \text{ KN}$$

$$N3 = 329.05 \text{ KN}$$

$$Nv = 877.61 \text{ KN}$$

$$R = \Sigma N = 1550.03 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/I = 0$$

$$329.05 \times 8.1 + 250.14 \times 3.6 + 877.61 \times 1.8 - R \times a = 0$$

$$a = \frac{5145}{1550.03} = 3.31 \text{ m}$$

Les débords :

On prend $L_1 = 2 \text{ m}$

$$L_2 = 5.31 - (4.79) = 0.5 \text{ m}$$

$$dy \geq \frac{B - b}{4}$$

$$B_x = 10.6 \text{ m}$$

$$B_y \geq \frac{R}{\sigma_{sol. Bx}} = \frac{1550.03}{200 \times 10.6} = 0.73 \text{ m}$$

$$B_y = 1 \text{ m}$$

$$dy = 55 \text{ cm}$$

$$H = dy + 5 = 55 + 5 = 60 \text{ cm}$$

$$h_0 = 20 \text{ cm}$$

VI-6-2-2-Diagrammes M et T:

$$q = \frac{R}{B_x} = \frac{1550.03}{10.6} = 146.23 \text{ Kn/m}$$

$$q_{VOILE} : 243.78 \text{ KN/m}$$

- $0 < x < 2$

$$M = \frac{q \times x^2}{2}$$

$$X = 0 \quad M = 0$$

$$X = 1 \quad M = 292.45 \text{ Kn.m}$$

- $2 < x < 5.60$

$$M = \frac{q \times x^2}{2} - 93.23 \times (x - 2) - 243.78 \frac{(x - 2)^2}{2}$$

$$X = 2 \quad M = 292.45 \text{ Kn.m}$$

$$X = 5.60 \quad M = 377.56 \text{ Kn.m}$$

$$T = qx - 93.23 + 2 \times 243.78$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = 4.04 \text{ m}$$

$$M_{\text{MAX}} = M(4.04) = 495.9 \text{ kn.m}$$

- $5.60 < x < 10.10$

$$M = \frac{q \times x^2}{2} - 93.23 \times (x - 2) - 243.78 \times 3.6(x - 3.80) - 250.14(x - 5.6)$$

$$X = 5.60 \quad M = 377.56 \text{ Kn.m}$$

$$X = 10.10 \quad M = 48.73 \text{ Kn.m}$$

$$T = qx - 93.23 - 877.61 - 250.14$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = 8.34 \text{ m}$$

$$M_{\text{MAX}} = M(8.34) = -175.25 \text{ kn.m}$$

VI-6-2-3-Calcul de l'effort tranchant :

$$T1g = qL1 = 146.23 \times 2 = 292.46 \text{ Kn}$$

$$T1d = qL1 - N1 = 292.46 - 93.23 = -199.23 \text{ Kn}$$

$$T2g = q(L1 + L2) - N1 = 146.23 \times (2 + 3.6) - 93.23 - 871.61 = -145.95 \text{ Kn}$$

$$T2d = T2g - N2 = -145.95 - 250.14 = -396.092 \text{ Kn}$$

$$T3g = q(L1 + L2 + L3) - N1 - N2 = 146.23 \times (2 + 3.6 + 4.5) - 93.23 - 871.61 = 512.08 \text{ Kn}$$

$$T3d = T3g - N3 = 512.08 - 329.08 = 183.03 \text{ Kn}$$

VI-6-2-4-Ferrailage :

$$M_{\text{AP}} = 377.56 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\text{TR}} = 495.934 \text{ Kn.m}$$

$$T = 512.95 \text{ Kn}$$

$$B = 100 \text{ cm} \quad b_0 = 40 \text{ cm} \quad d = 55 \text{ cm}$$

$$H = 60 \text{ cm} \quad h_0 = 20 \text{ cm}$$

$$M = 473.34 \text{ kN.m}$$

Le moment reprise par la table comprimé :

$$M_{\text{table}} = b \cdot h \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{table}} = 100 \cdot 20 \cdot 142 \cdot (55 - 10)$$

$$M_{\text{table}} = 1278 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{\text{table}} = 1278 \text{ KN} > M = 495.9 \text{ KN}$$

La table seule peut équilibrer le moment ultime

L'axe neutre tombe dans la table

→ Section rectangulaire (b*h)

$$\mu = \frac{377.56 \cdot 10^4}{100 \times 55^2 \times 142} = 0,087$$

$$\text{FeE40} \Rightarrow \mu_R = 0,392$$

$$\mu = 0,038 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,0115)}}{0,8} = 0,115$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 55 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,115)$$

$$Z = 52.46 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \delta_s} = \frac{377.56 \times 10^4}{52.46 \times 3480}$$

$$A'_s = 20.67 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 12\text{HA16} \text{ (} 12\text{HA16} = 24.13\text{cm}^2 \text{)}$$

Ferrailage sur travée :

$$M = 495.93 \text{ kN.m}$$

Le ferrailage en appuis s'effectue pour une section rectangulaire de $b_0 \cdot h \dots \dots (40 \cdot 60)$

$$\mu = \frac{495.93 \times 10^4}{40 \times 55^2 \times 142} = 0,288$$

$$\text{FeE40} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu = 0,038 < \mu_R = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,288)}}{0,8} = 0,0437$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 55 \times (1 - 0,4 \times 0,0437)$$

$$Z = 45,38 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \delta_s} = \frac{495,93 \times 10^4}{45,38 \times 3480}$$

$$A_s^t = 31,40 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{on adopte } 16\text{HA16} \quad (16\text{HA16} = 32,17 \text{ cm}^2)$$

VI-6-2-5-Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau} \leq \text{Min} \left(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau} \leq \text{Min} (2,5 ; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{512,95}{100 \times 60} = 0,085 \text{ KN/cm}^2 = 0,85 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérfié}$$

Ferraillage transversal :

$$\Sigma N = 1550,03$$

$$N_{ml} = \frac{1550,03}{3,31} = 468,28 \text{ Kn/ml}$$

$$A_s = \frac{N(B - b)}{8 \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{468,28 \cdot 10^2 (100 - 40)}{8 \times 55 \times 3480} = 1,38 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA10 (6HA10 = 4,71 cm²) e = 20cm/ml

Armature long :

$$\frac{A}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 (4HA10 = 3,16 cm²) e = 30cm/ml

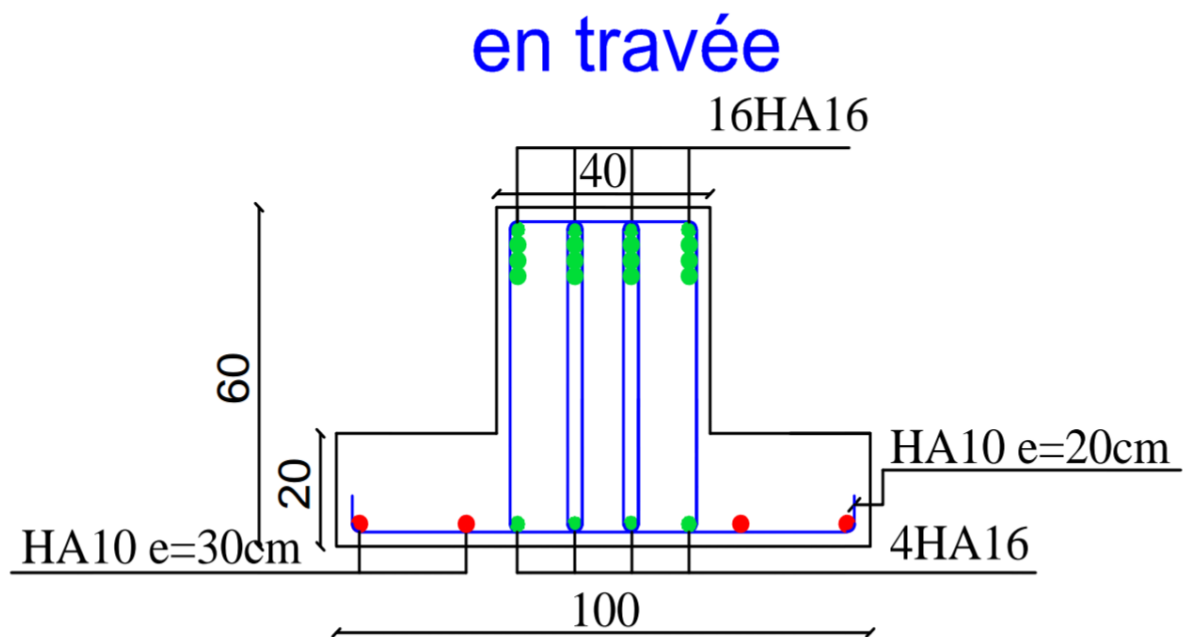


Figure VI- 6 Ferrailage en travée.

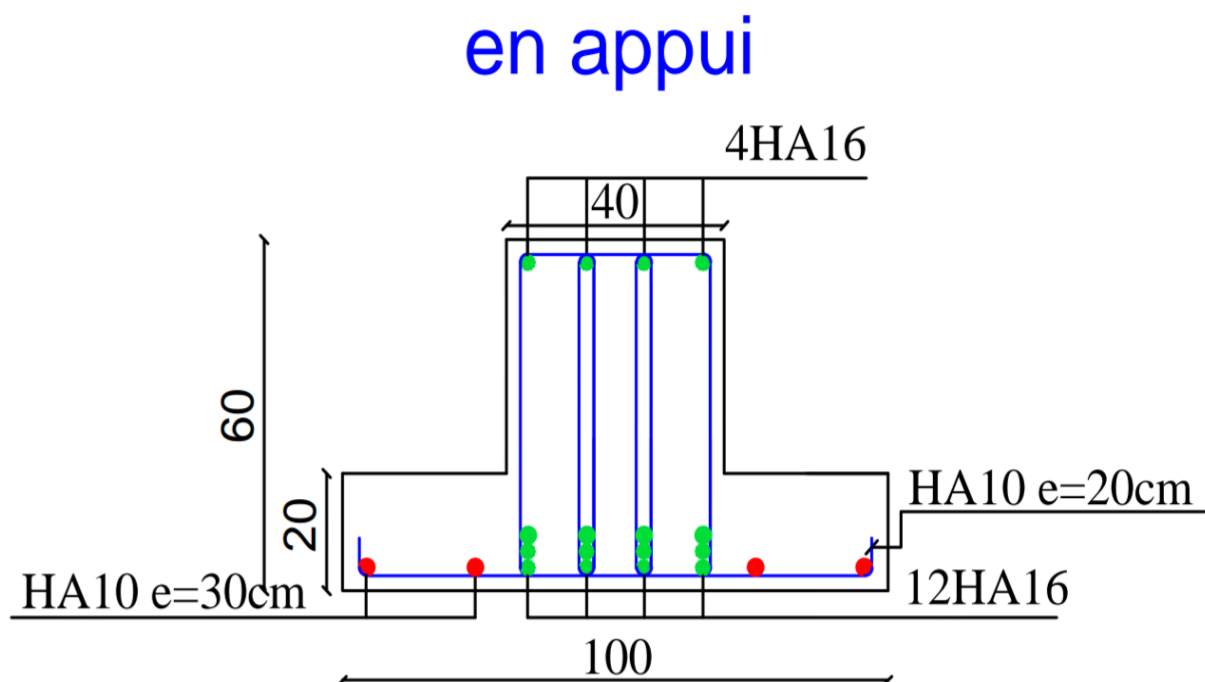


Figure VI- 7 Ferrailage en appui

VI-6-3-Semelle filante sous voile :**VI-6-3-1-Semelle filante sous voile 1 :**ELS :

$$N_v = 904.61 \text{ KN}$$

$$L = 3.8 \text{ m}$$

$$N_{ml} = \frac{904.61}{3.8} = 238.05 \text{ KN/ml}$$

$$B_y = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{238.05}{200} = 1.19 \text{ m}$$

On adopte $B = 1.30 \text{ m}$

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{130 - 25}{4} = 26.25 \text{ cm}$$

$$.d = 30 \text{ cm}$$

$$.ht = d + 5 = 35 \text{ cm}$$

Ferraillage :

$$N_{ml} = 238.05 \text{ KN/ml}$$

$$A_s = \frac{N(B - b)}{8 \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{238.05 \cdot 10^2 (130 - 25)}{8 \times 30 \times 3480} = 3 \text{ cm}^2$$

Vérification Condition de non fragilité :

$$A_s = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } A_{min} = 0,23 \times b \times d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 3.62 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{min}$ Condition vérifiée

Donc on adopte **6HA12 = 6.79 cm² e = 20 cm**

Armature long :

$$\frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.59 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA10 (5HA10 = 3.93 cm²) e = 20cm/ml

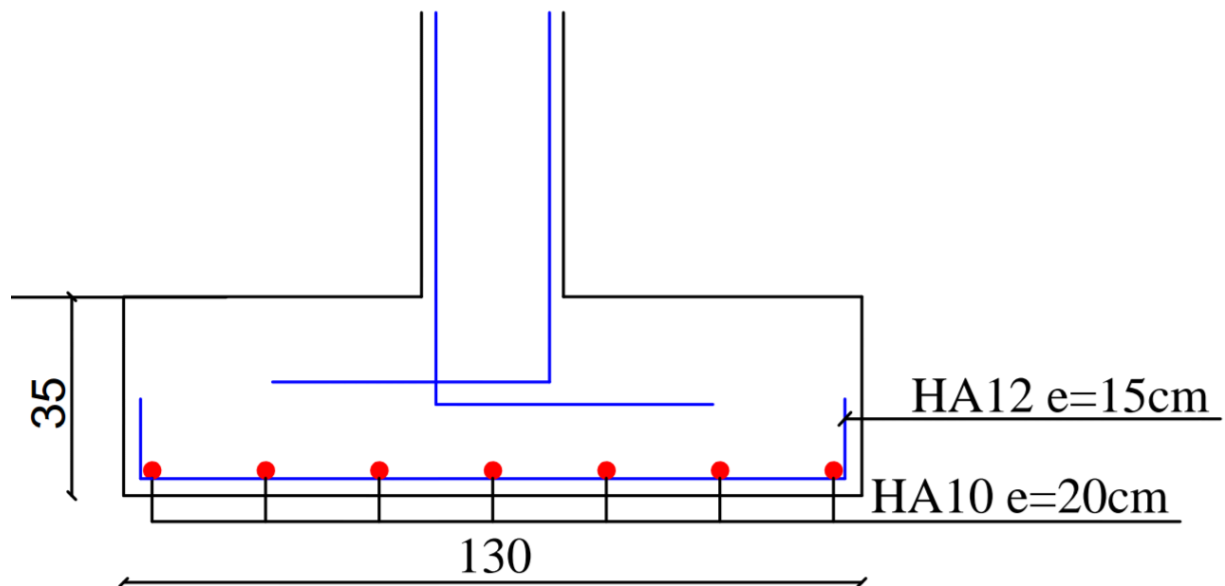


Figure VI- 8 Ferrailage de semelle filant sous voile 1

VI-6-3-2- Semelle filante sous voile 2 :

ELS :

$$N_v = 1060.56 \text{ KN}$$

$$L = 2.7 \text{ m}$$

$$N_{ml} = \frac{1060.56}{2.7} = 392.8 \text{ KN/ml}$$

$$B_y = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{392.8}{200} = 1.96 \text{ m}$$

On adopte B = 2 m

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{200 - 25}{4} = 43 \text{ cm}$$

$$.d = 40 \text{ cm}$$

$$.ht = d + 5 = 45 \text{ cm}$$

Ferrailage :

$$N_{ml} = 392.8 \text{ KN/ml}$$

$$A_s = \frac{N(B - b)}{8 \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{392.8 \cdot 10^2 (200 - 25)}{8 \times 40 \times 3480} = 6.17 \text{ cm}^2$$

Vérification Condition de non fragilité :

$$A_s = 6.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } A_{min} = 0,23 \times b \times d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 4.83 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 6.17 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{min}$ Condition vérifiée

on adopte **7HA12 = 7.92 cm²** e = 15 cm

Armature long :

$$\frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

On adopte **5HA10 (5HA10 = 3.93 cm²)** e = 20cm/ml

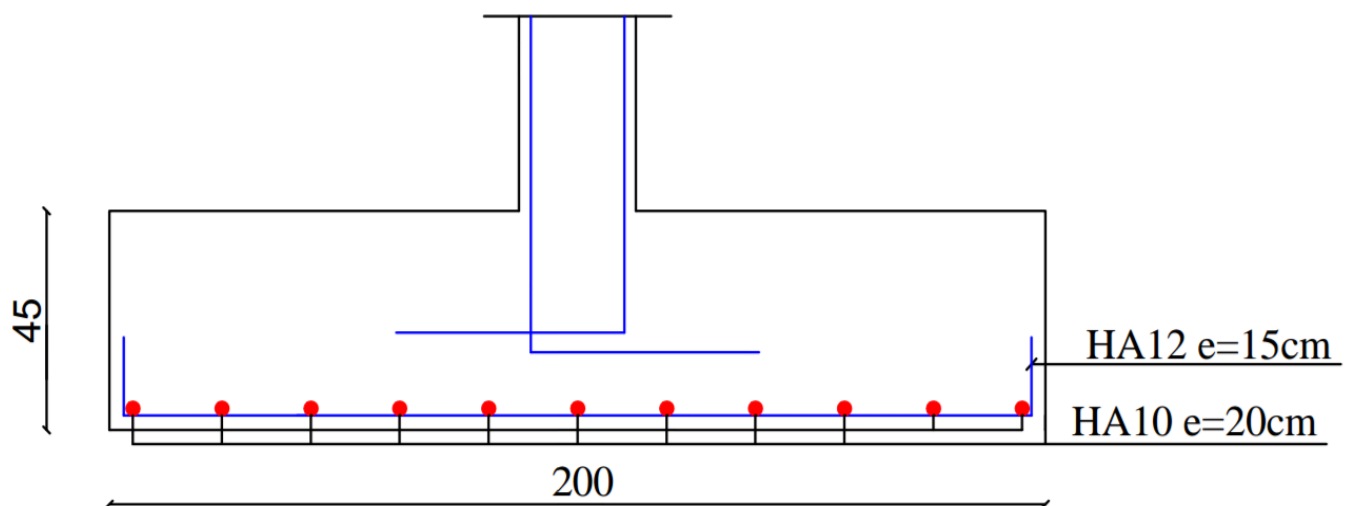


Figure VI- 9:Ferrailage de semelle filant sous voile 2

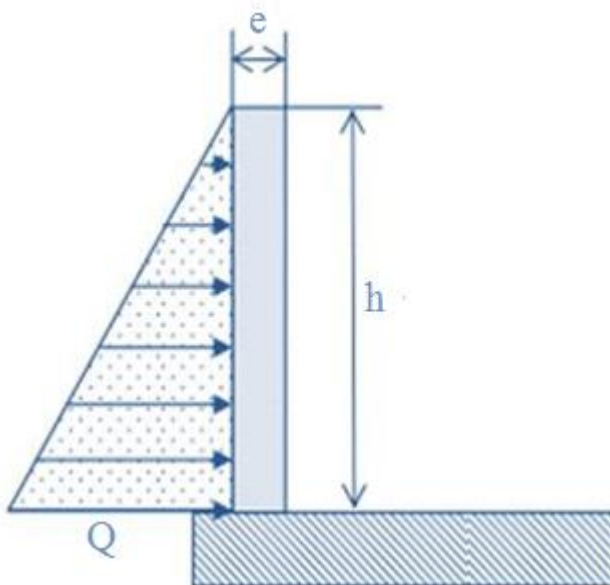
VI-7-Mur de soutènement :**VI-7-1-Evaluation des charges :**

Figure VI- 10 Schéma de mur de soutènement.

$$H = 2.33 \text{ m}$$

$$L = 3.8 \text{ m}$$

$$.e = 25 \text{ cm}$$

$$.\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$.\theta = 30^\circ$$

$$C = 0$$

Poids propre :

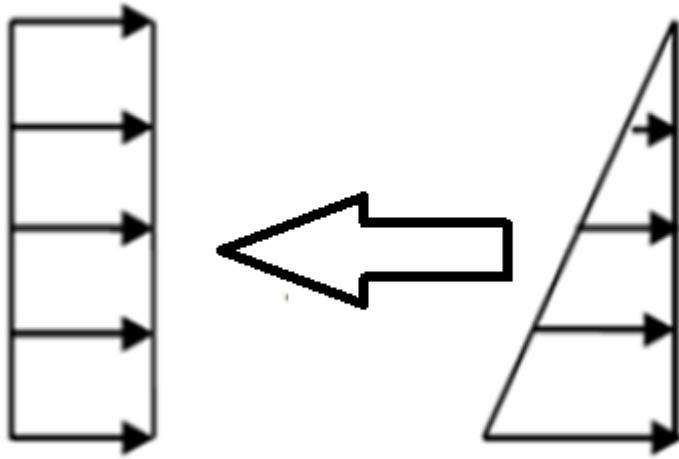
$$G = 0.25 \times \gamma_b \times 1 = 0.25 \times 25 \times 1 = 6.5 \text{ KN/ml}$$

Force de poussé :

$$Q = \gamma_h \times h \times A$$

$$A = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) = 0.333$$

$$Q = 18 \times 2.33 \times 0.33 = 13.97 \text{ KN/ml}$$



On prend une moyenne de $\frac{1}{3}$ de la hauteur

$$\frac{14.55}{2.45} = \frac{x}{\frac{2.45}{3}}$$

$$.x = 4.65 \text{ KN/ml}$$

ELU :

$$1.35G + 1.5Q = 15.70 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$G + Q = 11.15 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments et l'effort tranchant:

(Tableaux de BARES) :

$$.p = \frac{lx}{ly} = \frac{2.33}{3.8} = 0,65$$

ELU :

Moment sur travée :

$$\mu_x = 0.0530 \quad \mu_y = 0.0716$$

$$M_{tx} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0.0530 \times 15.70 \times (2.33)^2 = 4.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0.0716 \times 15.70 \times (3.8)^2 = 16.23 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$\mu_x = 0.1296 \quad \mu_y = 0.0840$$

$$M_{ax} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0.1296 \times 15.70 \times (2.33)^2 = 11.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0.0840 \times 15.70 \times (3.8)^2 = 19.05 \text{ KN.m}$$

EFFORTS TRANCHANTS:

$$\mu = 0.1755$$

$$T_{max} = \mu \times q_u \times l_x \times l_y = 0.1755 \times 15.70 \times 2.33 \times 3.8 = 24.4 \text{ KN}$$

ELS:**Moment sur travée :**

$$\mu_x = 0.0621 \quad \mu_y = 0.0786$$

$$M_{tx} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0.0621 \times 11.15 \times (2.33)^2 = 3.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0.0786 \times 11.15 \times (3.8)^2 = 12.65 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$\mu_x = 0.1291 \quad \mu_y = 0.0837$$

$$M_{tx} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0.1291 \times 11.15 \times (2.33)^2 = 7.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0.0837 \times 11.15 \times (3.8)^2 = 13.47 \text{ KN.m}$$

VI-7-2-Ferraillage :**Sur ELU :**

Le calcul est fait à la flexion simple avec : (b x h = 100 x 15).

H=25 cm et d=22 cm

Sur travée :

Armature Ax :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.51 \cdot 10^4}{100 \cdot 23^2 \cdot 142} = 0,006$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R (1 - 0,4\alpha_R) = 0,8 \cdot 0,668 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,668) = 0,391$$

$\mu < \mu_R = \mu_R = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,0075$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 22,93 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{4.51 \cdot 10^4}{22,92 \cdot 3480} = 0,56 \text{ cm}^2$$

Armature Ay :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16,23 \cdot 10^4}{100 \cdot 23^2 \cdot 142} = 0,0216$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R (1 - 0,4\alpha_R) = 0,8 \cdot 0,668 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,668) = 0,391$$

$\mu < \mu_R = \mu_R = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,027$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 22,74 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{16,23 \cdot 10^4}{22,74 \cdot 3480} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Sur appui :**Armature Ax :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.04 \cdot 10^4}{100 \cdot 23^2 \cdot 142} = 0,0146$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R (1 - 0,4\alpha_R) = 0,8 \cdot 0,668 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,668) = 0,391$$

$\mu < \mu_R = \alpha_s' = 0$ les armatures comprimé ne sont pas nécessaires

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,0185$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 22,82 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{11.04 \cdot 10^4}{22,82 \cdot 3480} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Armature Ay :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19.04 \cdot 10^4}{100 \cdot 23^2 \cdot 142} = 0,0253$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R (1 - 0,4\alpha_R) = 0,8 \cdot 0,668 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,668) = 0,391$$

$\mu < \mu_R = \alpha_s' = 0$ les armatures comprimé ne sont pas nécessaires

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,032$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 22,70 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{19.04 \cdot 10^4}{22,70 \cdot 3480} = 2,41 \text{ cm}^2$$

Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d (f_{t28}/f_e)$

$$A_{\min} = 2.77 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{\min}$ Condition non vérifiée.

On adopte 6 HA12/ml = 2,5 cm², avec un espacement de 20 cm

ELU					
Moment (KN.m)	As (cm ²)	Condition de non fragilité (cm ²)	choix	Section adopter(c m ²)	Escapement (cm)
M _{tx} = 4.51	0.62	2.77	6HA12/ml	6.79	20
M _{ty} = 16.23	2.05	2.77	6HA12/ml	6.79	20
Max = -11.04	1.38	2.77	6HA12/ml	6.79	20
May = - 19.04	2.41	2.77	6HA12/ml	5.79	20

Tableau VI- 1 Ferrailage mur de soutènement

VI-7-3-Vérification de la section d'acier A L'ELS :

Le calcul se fait selon la règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$M_s = 13.47 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

➤ **La Position de l'axe neutre (y) :**

$$bx^2/2 + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_s \cdot c' + A_s \cdot d) = 0 \Rightarrow 25x^2/2 + 15 \cdot (6.79)x - 15(6.79 \cdot (23)) = 0$$

$$12.5x^2 + 101.85x - 2342.55 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \cdot a \cdot c = 127500.82$$

$$x = 10.2 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/3) + 15As (d-x)^2 + 15A's(x-c')^2$$

$$I = (25 \times (10.2)^3/3) + 15 \times 6 \cdot (23-10.2)^2$$

$$I = 10147.08 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{13.47 \cdot 10.2 \cdot 10^{-2}}{10147.08 \cdot 10^{-8}} \implies \sigma_{bc} = 13540.25 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc} = 15000 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 13.47 \cdot (23-10.2)}{10147.08} = 5.57 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 57.7 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

VI-7-4-Vérification de l'effort tranchant :

$$T = V_u = 25.66 \text{ kn} \quad \tau_u < \tau_u \text{ lim} \quad \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{24.4}{(100 \times 23) 10^{-2}} = 1.06 \text{ KN/m}^2,$$

$$\tau_u' = \min\{3.33 \text{ MPa} , 5 \text{ MPa}\} = (3330 \text{ KN/m}^2 , 5000) \text{ KN/m}^2,$$

$$\tau_u' = 3330 \text{ KN/m}^2$$

Alors $\tau_u = 1060 \text{ kn/m}^2 < \tau'_u$ condition vérifiée

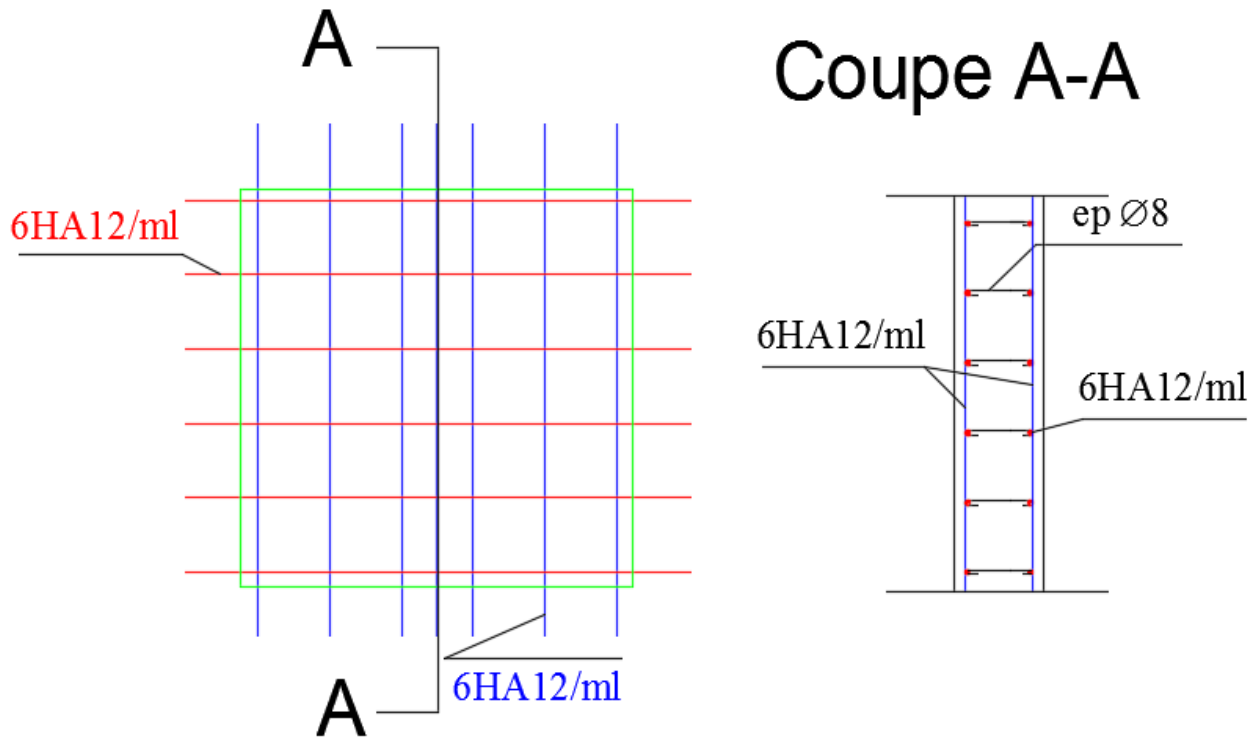


Figure VI- 11 Ferrailage de mur de soutènement.

VI-8-Fondation de mur de soutènement:

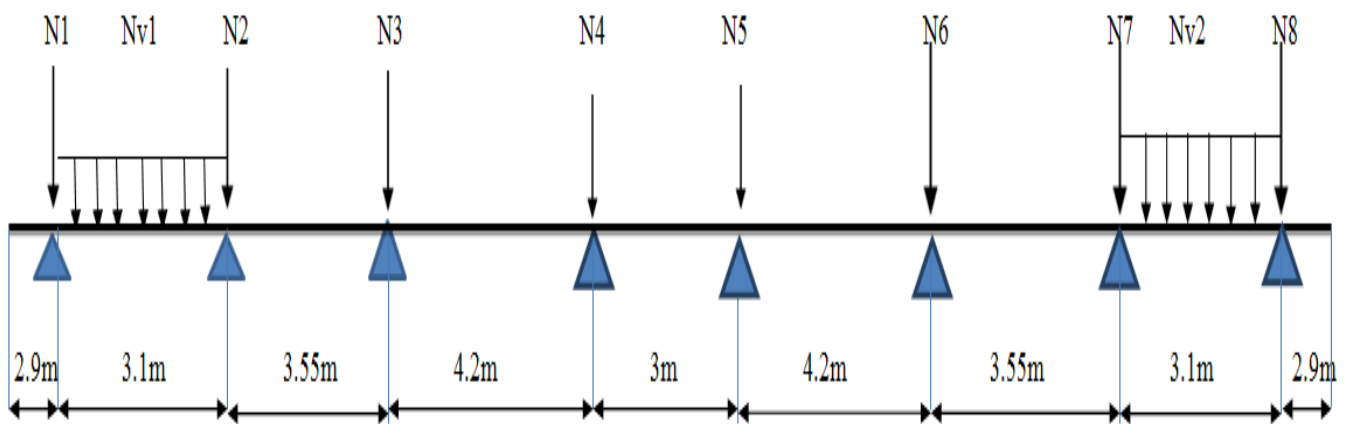


Figure VI- 12 Schéma d'une fondation du mur de soutènement

VI-8-1-1-**ELS**

$$N_1 = 168.57 \text{ KN}$$

$$N_2 = 194.82 \text{ KN}$$

$$N_3 = 581.18 \text{ KN}$$

$$N_4 = 652.72 \text{ KN}$$

$$N_5 = 652.69 \text{ KN}$$

$$N_6 = 581.40 \text{ KN}$$

$$N_7 = 183.80 \text{ KN}$$

$$N_8 = 174.76 \text{ KN}$$

$$N_{v1} = 269.19 \text{ KN}$$

$$N_{v2} = 267.60 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur}} = 14.56 \text{ KN}$$

$$R = \Sigma N = 3743.57 \text{ KN}$$

$$L = 29.56 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{\Sigma M}{R} = \frac{66479}{3743.57} = 17.7 \text{ m}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{\Sigma N}{L \times G_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{3743.57}{29.56}} = 0.79 \text{ m}$$

Pour assuré les débords on adopte $B = 1 \text{ m}$

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{100 - 40}{4} = 15$$

On adopte $d = 55 \text{ cm}$

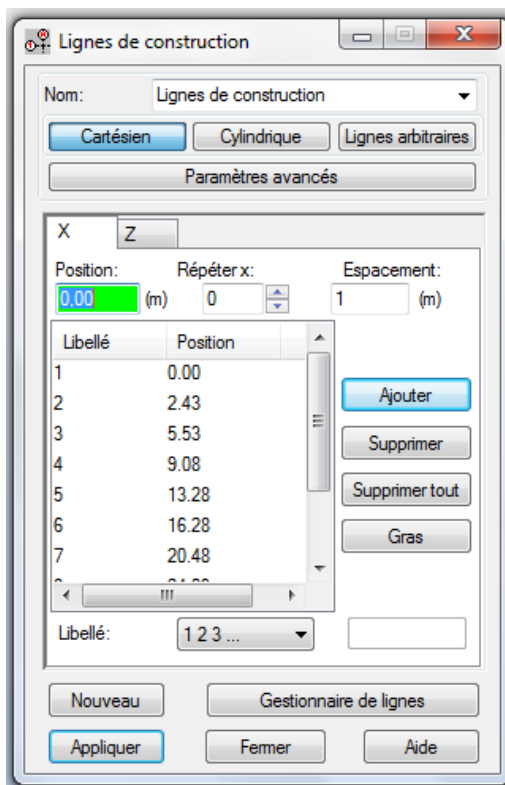
$$H = 55+5 = 60 \text{ cm}$$

$$.h_0 = 20 \text{ cm}$$

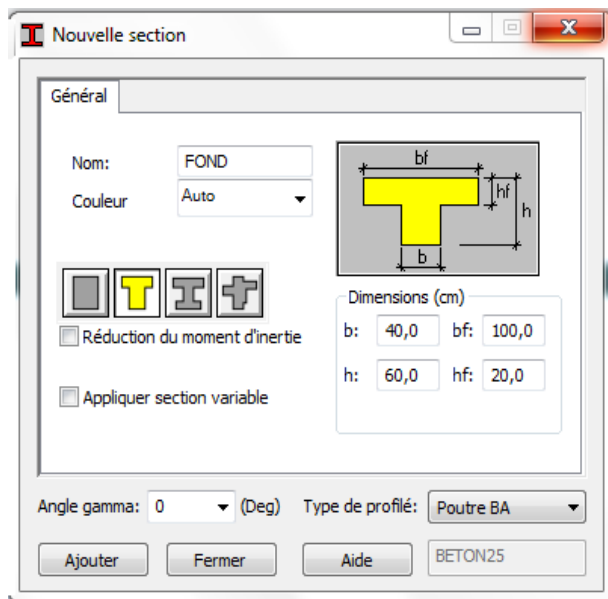
VI-8-1-2-Diagramme M et T :

Etapas de travail dans le robot :

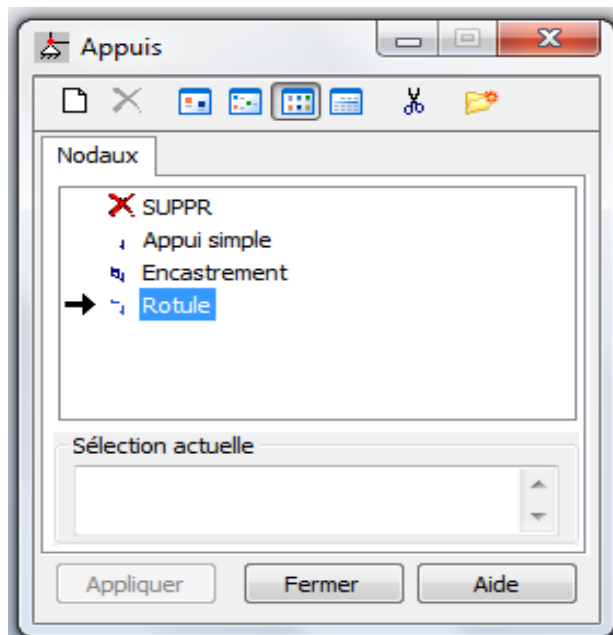
- On crée des lignes de construction :



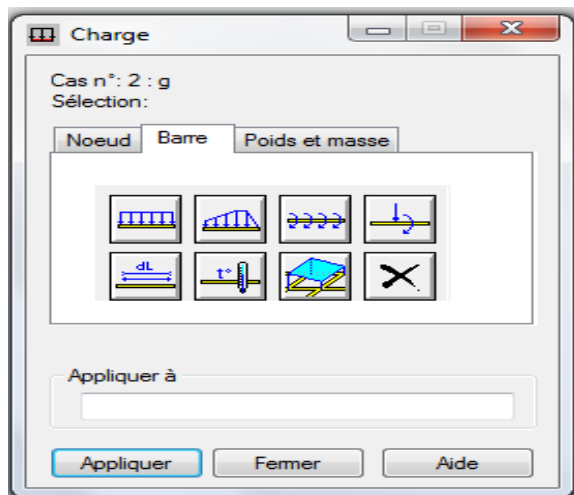
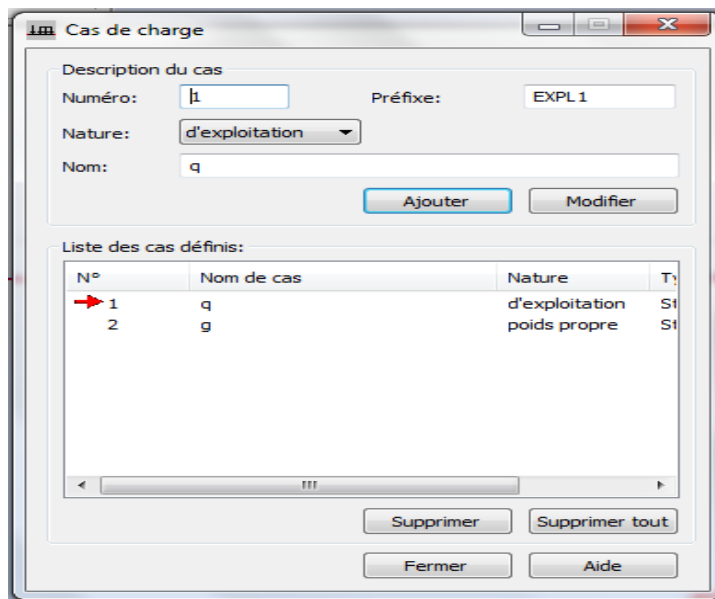
- On choisit la section en T :



- Appuis :



- Les charges :



On lance le calcul :

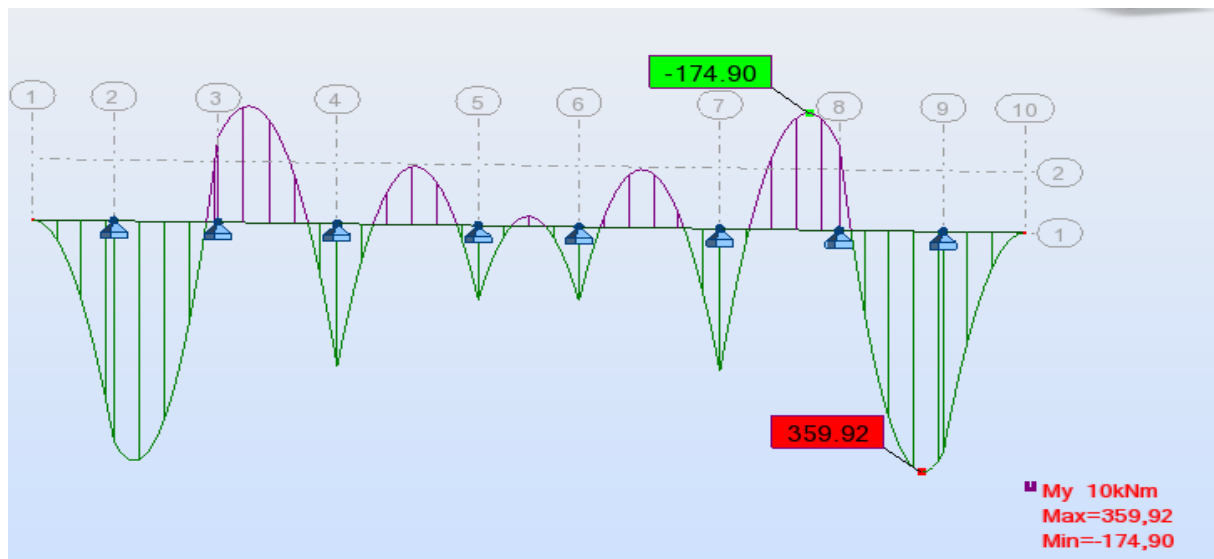
VI-8-1-3-**Diagrammes M et T :**

Figure VI- 13 Diagramme des moments

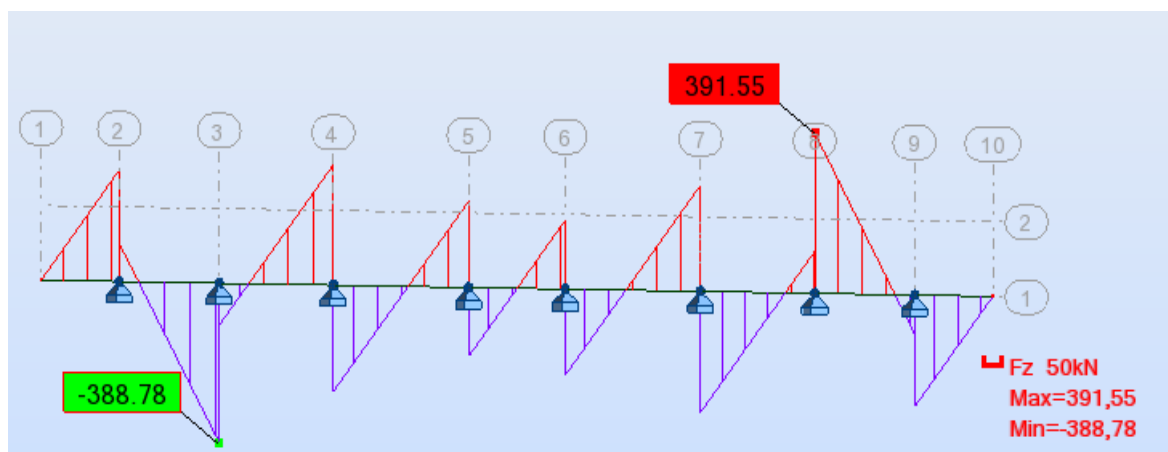


Figure VI- 14 : diagramme des efforts tranchant.

VI-8-1-4-**Ferrailage :**

$$M_{AP} = 359.92 \text{ Kn.m}$$

$$M_{TR} = -174.90 \text{ Kn.m}$$

$$T = 391.55 \text{ Kn}$$

$$B = 120 \text{ cm} \quad b_0 = 40 \text{ cm} \quad d = 55 \text{ cm}$$

$$H = 60 \text{ cm} \quad h_0 = 20 \text{ cm}$$

$$M = 473.34 \text{ kN.m}$$

Le moment reprise par la table comprimé :

$$M_{\text{table}} = b \cdot h \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{\text{table}} = 100 \cdot 20 \cdot 142 \cdot (55 - 10)$$

$$M_{\text{table}} = 1278 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{\text{table}} = 1278 \text{ KN} > M = 495.9 \text{ KN}$$

La table seule peut équilibrer le moment ultime

L'axe neutre tombe dans la table

→ Section rectangulaire ($b \cdot h$)

$$\mu = \frac{359.92 \times 10^4}{100 \times 55^2 \times 142} = 0,083$$

$$\text{FeE40} \Rightarrow \mu_R = 0,392$$

$$\mu = 0,038 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,083)}}{0,8} = 0,109$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 55 \times (1 - 0,4 \times 0,109)$$

$$Z = 52.59 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \delta_s} = \frac{359.62 \times 10^4}{52.59 \cdot 3480}$$

$$A_s^t = 19.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 12\text{HA16} \quad (12\text{HA16} = 24.13 \text{ cm}^2)$$

Ferraillage sur travée :

$$M = 174.90 \text{ kN.m}$$

Le ferraillage en appuis s'effectue pour une section rectangulaire de $b_0 \cdot h$ (40*60)

$$\mu = \frac{174.90 \times 10^4}{40 \cdot 55^2 \cdot 142} = 0,01$$

$$\text{FeE40} \Rightarrow \mu_R = 0,392$$

$$\mu = 0,038 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,01)}}{0,8} = 0,127$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 55 \times (1 - 0,4 \times 0,127)$$

$$Z = 54,71 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \delta_s} = \frac{174,9 \times 10^4}{45,92 \times 3480}$$

$$A_s^t = 9,18 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{on adopte 6HA16 (6HA16 = 12,06 cm}^2\text{)}$$

VI-8-1-5-Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau} \leq \text{Min} \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau} \leq \text{Min} (2,5 ; 4 \text{ MPA})$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{391,55}{100 \times 60} = 0,065 \text{ KN / cm}^2 = 0,65 \text{ MPA} < 2,5 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Ferrailage transversal :

$$\Sigma N = 1550,03$$

$$N_{ml} = \frac{3743,57}{17,7} = 211,51 \text{ Kn/ml}$$

$$A_s = \frac{N(B - b)}{8 \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{211,5 \times 10^2 (100 - 40)}{8 \times 55 \times 3480} = 0,82 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 (4HA10 = 3,14 cm²) e = 30cm/ml

Armature long :

$$\frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA8 ($6HA8 = 3.02\text{cm}^2$) $e = 20\text{cm/ml}$

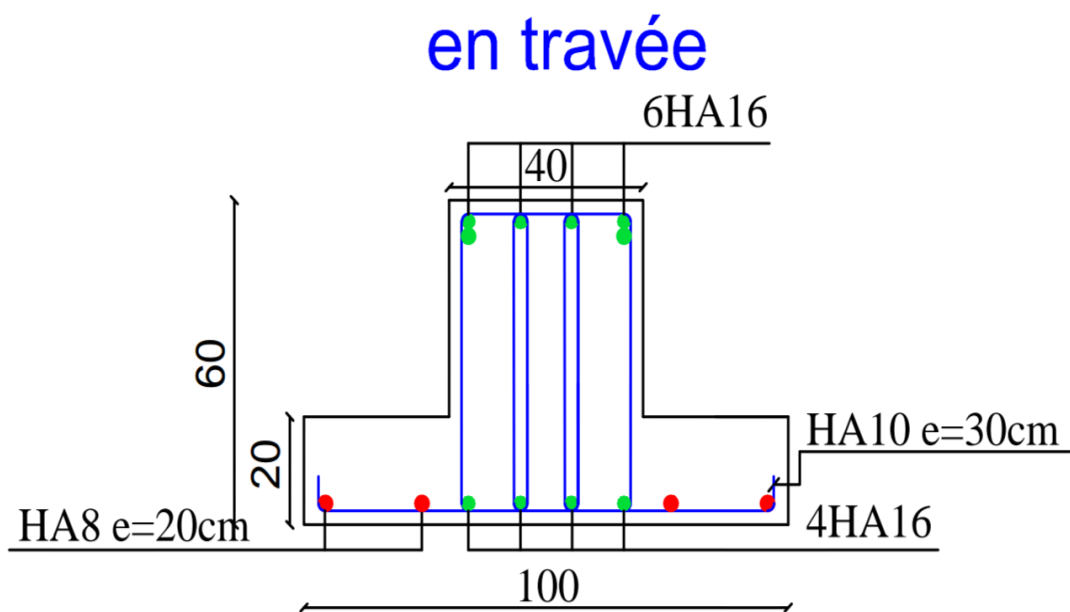


Figure VI- 15 : Ferrailage en travée.

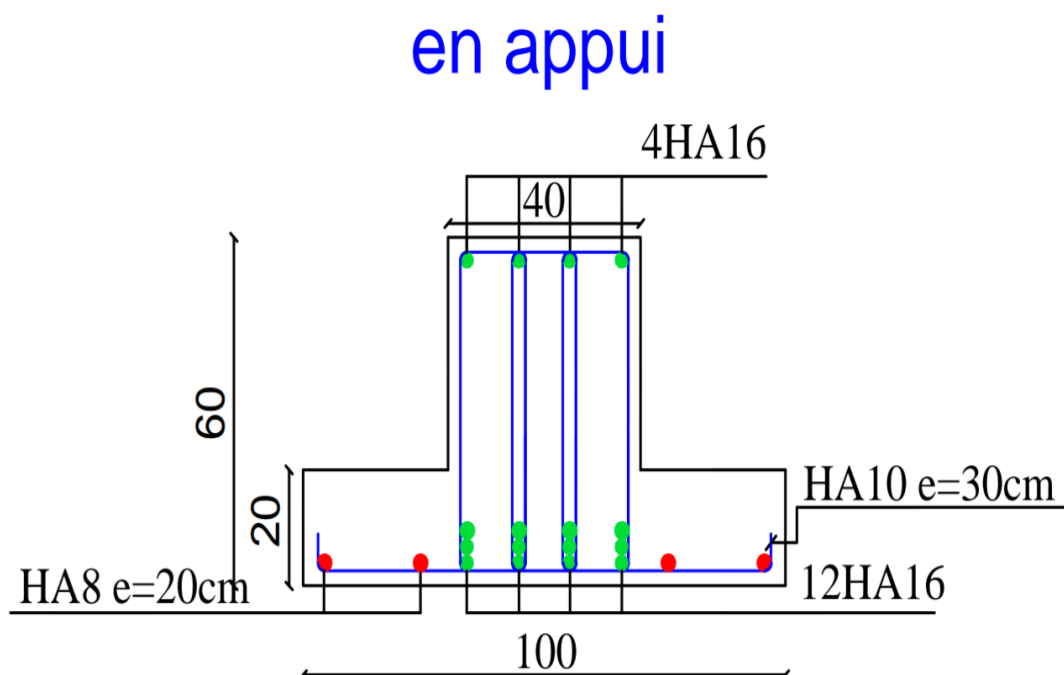


Figure VI- 16: Ferrailage en appui.

VI-9-Les longrines :

VI-9-1-Introduction :

Les longrines sont des poutres de chaînage reposants sur le sol, elles situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis entre les poteaux de même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI-9-2-Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S2), les dimensions minimales de la section transversal des longrines sont (25x30) cm selon R.P.A 99/V2003(Art10.1.1).

On adopte : (b x h) = (30 x 30) cm²

VI-9-3-Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F » égale à : 20 KN

$$F = \frac{N}{\alpha}$$

N : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : $\alpha = 15$ (Zone II ; Site S2) R.P.A 99/V2003 (Art10.1.1 tableau 10.1)

VI-9-4-Ferraillage :

VI-9-4-1-Etat limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par :

On a : $N_u = 1422.44$ KN valeur max

$$F = \frac{1422.44}{15} = 94.81 > 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{94.81 \times 10^2}{3480} = 2.72 \text{ cm}^2$$

Section minimale donnée par le R.P.A 99

$$A \geq 0,6\% \times b \times h = 0,006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

On adopte $6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$

Armature transversal:

$$\emptyset \geq \frac{\emptyset}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte $\emptyset = 8 \text{ mm}$

Escapement:

$$S_t \leq \min (20\text{cm} ; 15\emptyset) = (20\text{cm} ; 18\text{cm})$$

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

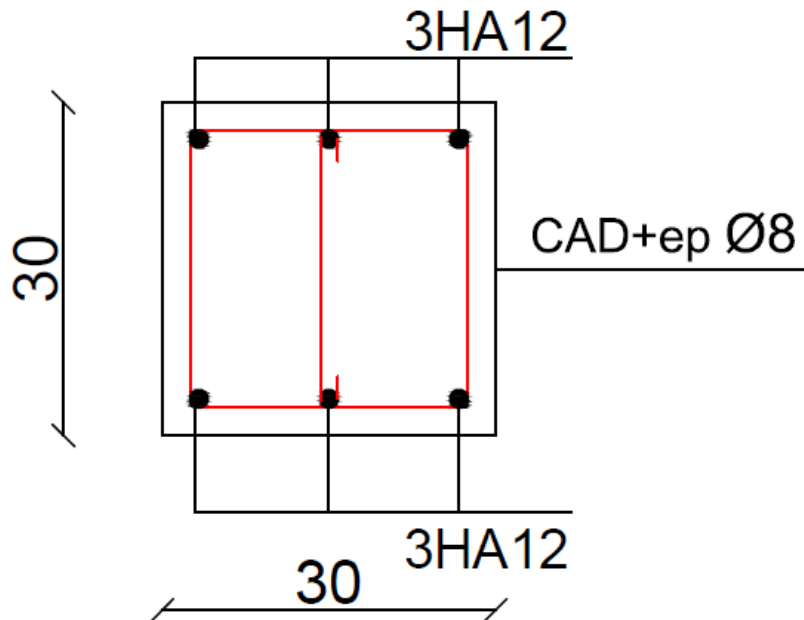


Figure VI- 17 : Ferrailage de longrine.

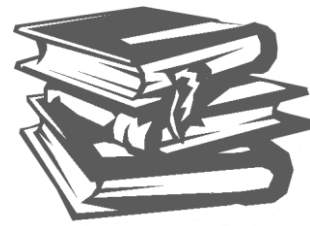
CONCLUSION GENERALE

Les conclusions auxquelles a abouti après ce modeste travail, sont résumées dans ce qui suit :

- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans la conception et du calcul des structures.
- La nécessité des voiles dans le nouveau code parasismique rend le système de contreventement mixte plus adéquat pour les bâtiments de hauteur moyenne, vérifiant les deux aspects (sécurité et économique)
- Choix de la disposition des voiles est une étape très importante pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment lors d'un séisme.
- Cette étude nous a permis l'application de toutes les connaissances théorique acquise durant notre formation



BEBLIOGRAPHIQUES



REGLEMENT :

- 📖 Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- 📖 Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
- 📖 Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- 📖 Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2
- 📖 DTR-BC 2.331 calculs des fondations superficielles.

Cours :

- 📖 *Cour béton armée master 1 (Mr. MERZOUDE).*
- 📖 *Cour béton armée master 2 (M. MENADI).*
- 📖 *Cour béton armée master 1 (Mr. HARATHE).*
- 📖 *Mémoire années précédents (2016/1017).*

Outils informatiques

- 📖 *Logiciel AUTOCAD 2010 (dessin).*
- 📖 *Logiciel d'analyse des structures Autodesk Robot 2014 (modélisation).*
- 📖 *Word 2007 (traitement des textes).*
- 📖 *Excel 2007 (calcul).*