



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية والمعمارية
Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M/GCA/2021

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTERACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT RDC+10 ETAGE A USAGE
D'HABITATION**

Présenté par :

- Mr Sadi Mohammed
- Mr Said Abdelhakim

Soutenu le 13/07/2021 devant le jury composé de :

Président: Mr REZIGA Ahmed

Examineur: Mr AYAD Tayab

Invité d'honneur : Mr Rahim Sidali

Encadrant : Mr ZALMAT Yassine

Année Universitaire : 2020 / 2021

REMERCIEMENT

Je rends grâce à dieu de m'avoir donné le courage et la volonté d'avoir réalisé ce travail.

Je tiens à remercier mon encadreur Mr zalmat yacine pour son aide et ces conseils judicieux durant cette année.

Mes vifs remerciements sont adressés aux membres de jury, de m'avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer ce travail.

Ma gratitude et mes chaleureux remerciements s'adressent également à tous les enseignants de génie civil.

En fin, je remercie tous ceux et celles qui m'ont aidé de loin ou de près pour l'élaboration de ce travail.

Dédicace

Nous dédions ce travail à nos chères familles qui n'ont manqués à aucun moment de nous encourager ;

A tout les amis et à tout ceux que nous connaissons bien.

Comme nous dédions ce modeste travail a la promotion de 5^{ème} Année
GENIE CIVILE

A tout qui nous on aidés

RÉSUMÉ

هذا المشروع عبارة عن دراسة للمبنى سكني يتكون من عشرة طوابق مع الخرسانة المسلحة للتربة، وتقع في مزگران ولاية مستغانم. تم تصنيف هذه المنطقة في المنطقة الزلزالية IIa وفقا RPA- 99/version 2003 تم التطرق لبعض تجارب المنجزة من أجل دراسة التربة المخصصة لغر البنايات وكذا تحليل نتائجها واستنتاج الخصائص الجيوتقنية لهذه الأرضية. تم الاعتماد هيكل مضاد للزلازل محقق بواسطة جدران حاملة من الخرسانة المسلحة. تسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب المقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21 ماي 2003 (RPA99/version2003) وقانون الخرسانة المسلحة في الجزائر (CBA93)

الكلمات المفتاحية: جدران، تسليح، قوالب، بلاطة،

Le présent mémoire est une étude d'un bâtiment à usage d'habitation R+10 étage en béton armée, ils sont implantés a mazagran dans la wilaya de MOSTAGANEM .cette région est classée en zone sismique IIa , selon le RPA-99/version 2003. Quelques essais y compris la contrainte admissible et la profondeur d'ancrage. Les contreventements sont assurés par des voiles porteurs. Le dimensionnement, les armatures et les dosages de béton sont obtenues du RPA 99 version 2003, et le CBA 93.

Mots clés : voiles, ferrailage, coffrage, tunnel, dalle.

Abstract this thesis is a study of a residential building R+10 WITH SOIL reinforced contracted, they are located in MAZAGRAN in the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified in seismic zone IIa, according to RPA99/vesion 2003. A few tests have been introduced in this stud for the determination of the characteristics of the subgrade including permissible stress and depth of anchorage. Load-bearing sails provide bracing. Sizing, reinforcement and concrete dosing are obtained from RPA 99 version 2003, and CBA93.

Key words: wall, reinforcement, formwork, tunnel, slab.

SOMMAIRE

Chapitre I :

introduction.....	1
1.2- présentation du projet	1
1.2.1- Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	2
1.2.2- Caractéristiques géométriques	2
1.3.1béton.....	2
1.3.2-l'acier.....	5

Chapitre II pré dimensionnement :

II.1 Introduction :.....	9
Sollicitations verticales :	9
Sollicitations horizontales :	9
II.2 Pré-dimensionnement des poutres	10
<i>Conditions imposées par le RPA 99 (version 2003) :</i>	10
2.2/1 Poutres principales:	10
2.2.2/ Poutres secondaires:	11
II.3 Pré-dimensionnement des planchers : On distingue deux types de planchers à utiliser :.....	12
II.3.1 Plancher à corps creux:	12
II.4 Descente de charges :	13
II.4.1/ Plancher terrasse inaccessible.....	13
II.4.2/ plancher étage courant :	14
II.5 Pré-dimensionnement des poteaux :	15
II.5.1. Méthode de calcul :	16
II.5.3. Calcul de la section du poteau :	20
II.6.) Pré - dimensionnements des voiles :	25
II.6.1) Voile de contreventement :	25

II.6.2) Voile d'ascenseur :	27
II.7 -ACROTERE	27

Chapitre III : Etude des planchers

3.1-Introduction.....	28
3.2 : Plancher à corps creux.....	29
3.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles.....	29
3.2.2 - Ferrailage de la dalle de compression.....	31
3.2.3 Etude des poutrelles.....	32
3.2.4. Détermination des armatures	44
3.2.5 Calcul des armatures transversales	47
3.2.6 .vérification de la flèche.....	49

Chapitre IV : éléments non structuraux

IV.1- Etude des escaliers :.....	53
IV.1.1- Définition :.....	53
IV.1.2- Eléments constitutifs :.....	53
IV.1.3 -Pré-dimensionnement :.....	55
IV.1.3.1- Descente de charges :	56
IV.1.3.2- Calcul du ferrailage :	58
IV.1.3.3- Calcul de la poutre brisée :	69
IV.2- Etude des balcons :	79
IV.2.1- Descente de charges :.....	80
IV.2.2- Calcul du ferrailage :	81
IV.2.3- Calcul des armatures transversales :	82
IV.2.4- Calcul du flèche :	82
IV. 3- Etude de l'acrotère :.....	83
IV.3.1- Définition :.....	83
IV.3.2- Calcul du ferrailage :	84
IV.3.3- Détermination des sollicitations :	84
IV.3.4- Détermination de la section des armatures :.....	85
IV.3.5- Vérification des contraintes de cisaillement	89

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

V.1- Définition :	91
V.2- Etude de l'ascenseur :	91
V.3- Descente de charges :	93
V.4-Etudz dz placher	96
Calcul des moments dus aux charges concentrées	97
Descente des charges	101
V.5- Calcul du ferrailage de la dalle pleine.....	103
V.6- Vérification des contraintes de cisaillement	108
V.7- Vérification de la flèche.....	108

Chapitre V : Etude Sismique

VI.1 Introduction :	109
VI.2.1 Méthode statique équivalente :	109
VI.2.2 Méthode dynamique :	111
Principe :	111
VI.3. Etapes de modélisation :	111
Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :	111
Détermination des charges :	112
Détermination des combinaisons de charges :	113
VI.4 Interprétation des résultats :	114
VI.4.1 Vérification la résultante des forces sismiques : [RPA99version 2003/4.3.6].....	114
VI.4.2 Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :	116
VI.4.3 Vérification de la période : [RPA99version 2003/4.2.4.4] :	117
VI.4.4.Calcul et vérification des déplacements :	117
Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10].....	118
VI.4.5.Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [RPA99 version 2003/5.9]	119

Chapitre VII : Etude des portiques

VII.1) Définition :	120
a- D'éléments structuraux :	120
b – portique :	120
c- nœud :	120
d- Poteaux :	120
e- Poutres :	120
VII.2) Ferrailage des portiques	121
VII.3) Ferrailage des poutres:	121
a) Ferrailage réglementaire :	121
1) Armatures longitudinales :	121
2) Armatures transversales :	122
b) Les sollicitations des poutres :	122
b.1) Armatures longitudinales :	123
b.2) <u>En appuis</u>	125
b.3) Vérification de l'effort tranchant :	127
b.4) Longueur de recouvrement :	129
VII.2.2) Ferrailage des poteaux :	131
a) Armatures longitudinales :	132
b) Armatures transversales :	133
* Détermination de la zone nodale :	134
Ferrailages des poteaux :	134
Schéma des ferrillages des poteaux :	143

Chapitre VIII : Etude des voiles

8-1. Définition :	147
8.2- Prescription du RPA99 version 2003 :	147

8.3– Disposition constructive des armatures :	148
8.3.1-Armatures verticales :	148
8.3.2-Armatures horizontales :	148
8-4. Ferrailage des voiles :	149
8.4.1- Voile de contreventement :	149

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1. Introduction	153
1-Généralité.....	153
IX.2) Etude du radier.....	153
IX.2.1)Généralité	153
IX.2.2) pré dimensionnement du radier	154
Hauteur du radier.....	154
Pré dimensionnement des poutres :	158
IX.2. 3) Détermination des sollicitations.....	160
Caractéristiques du radier :	160
Calcul du poids du radier: Pr.....	160
Surcharges d'exploitation : Qr.....	160
Combinaisons d'actions :	161
Vérification des contraintes sous radier :	162
Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :	165
IX.2.4) Ferrailage du radier :	166
IX.2.4.1) Ferrailage de la dalle	166
IX.2.4) Ferrailage du radier :	167
IX.2.4.1) Ferrailage de la dalle :	167
Détermination des efforts :	167
Calcul des armatures :	168
Détermination des armatures à l'Etat limite de service :	170
Vérification de l'existence des armatures comprimées :	171
Détermination des armatures à l'Etat limite de service :	172
Vérification de l'existence des armatures comprimées :	172
Détermination des armatures à l'Etat limite de service :	173
Vérification de l'existence des armatures comprimées :	174
Détermination des armatures à l'état limite de service :	175

Vérification de l'existence des armatures comprimées :	175
IX.2.4.2) Ferrailage du débordement :	176
Détermination des armatures à L'Etat limite de service.	177
Vérification de l'existence des armatures comprimées :	177
IX.2.5) Ferrailage des poutres :	178
Charge équivalente :	178
1/ Poutres principales :	179
2/ Poutres secondaires :	180
Vérification de l'effort tranchant :	180
Poutre aux sens secondaire:	181
Conclusion.....	183

LISE DES FIGURES

Chapitre I : introduction et hypothèse de calcul :

Fig. I.1: Diagramme contraintes - déformations de calcul du béton (E.L.U.).....	4
Fig. I.2 : Diagramme contraintes – déformation de calcul du béton (E.L.S.)	4
Fig. I.3: Diagramme contrainte déformation pour tous les aciers.	6

Chapitre II : Pré dimensionnement :

Fig II.1. Poutre.....	10
Fig II.2: coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	12
Fig II.3.: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.....	13
Figure II.4 : détail des constituants du plancher d'étage courant	14
Fig. II.5 : schéma de la loi de dégression	15
Figure II.6: Section réduite du béton	17
Figure II.7 : Surface afférente du poteau Le plus sollicité	20
Fig II.8 : Coupe sur voile en élévation	25
Fig II.9 : Vue en plan des voiles	26
Fig2.10:les dimensions d'acrotère pour terrasse accessible.	27
Fig2.11:les dimensions d'acrotère pour terrasse inaccessible.	27

Chapitre III : Etude des planchers

Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	29
Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.	29
Fig.III.3: Section de calcul	30
Fig.III.4: Définition des moments	33
Fig.III.5 : Moments sur appuis intermédiaires.	33
Fig.III.6 : Représentation de la méthode de Caquot.....	34
Fig.III.7 : Diagramme des moments fléchissant à [E.L.U] pour la poutrelle type1	42
Fig.III.8 : Diagramme des moments fléchissant à [E.L.S] pour la poutrelle type1	42
Fig. III. 9Efforts tranchants :	43

Fig. III. 10 : Diagramme de l'effort tranchant.....	46
Fig.III.11 : Influence de l'effort tranchant	47
sur un appui de rive.	47
Fig.III.12 : Influence de l'effort tranchant	47
sur un appui intermédiaire.	47
Fig.III.13: Coordonnées de centre de gravité.....	50

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Fig IV.1: Les éléments constitutifs d'un escalier	53
Fig IV.2: Coupe AA	54
Fig.IV.3: Vue en plan de la cage d'escalier.....	55
Fig IV.4: schémas de la paillasse.....	56
Fig.IV.5: Schéma de la marche porteuse	57
Fig.IV.6 : Schéma statique de la marche porteuse	58
Fig.IV 7 . section de calcule de la marche.....	59
Fig IV. 8 dessin du ferrailag	61
Fig.IV.9: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos	62
Fig.IV.10: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.	63
Fig.IV.11: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.....	65
Fig.IV 12 . section de calcule de la paillasse.....	66
Fig.IV 12 . section de calcule de la paillasse.....	67
Fig.IV. 14: Ferrailage de la paillasse	69
Fig.IV.15: Section de la poutre brisée	69
Fig.IV 16 . section de calcule	72
Fig IV 17 . section de calcule	73
Fig.IV.18: Schéma des marches porteuses (effet de torsion)	74
Fig.IV.19: Section de calcul	75
Fig.IV.20 : Coupe sur balcon.....	79
Fig.IV.21: Schéma statique du balcon.....	80
Fig.IV.22: Section de calcul	81
Fig . IV23 ferrailage de balcon.....	83
Fig.IV.24: Dimension de l'acrotère	84
Fig.IV.25: Section de calcul	85
Fig.IV.26:position de centre de presion	87

Fig.IV.2.27 : fig 4.firallaige de l'acrotère.....	90
---	----

Chapitre IV : Etude de l'ascenseur

Fig V.1 : Dimensions de l'ascenseur	91
Fig V.2 : Ascenseur électrique	92
Fig V.3 : Abaque de détermination de suspentes.	94
Fig V.4 : Schéma de la surface d'impact	96
Fig.V.5 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.	98
Fig.V.6 : Chargement de panneau	99
Fig.V.7: dimensions de panneau de dalle d'ascenseur.....	101
Fig V.8 : Section de calcul en travée (x-x).....	103
Fig V.9 : Section de calcul en appui (x-x).....	104
Fig V.10: Section de calcul en travée (y-y).....	105
Fig V.11: Section de calcul en appui (y-y).....	107

Chapitre VI : Etude Sismique

Fig 1: Interface du Robot Bat	112
-------------------------------------	-----

Chapitre VII : Etude Portique

Fig7.1 .ferraillages des poutres principale	130
Fig7. 2.ferraillages des poutres principale	131
Fig.7.3: Direction des moments et effort normal dans un poteau.....	132
Fig 7.4 : Zone nodale	134
Fig 7.5 : Direction des moments et effort normal.....	134
dans un poteau.	134
Fig 7.6 : Section réduite du béton.....	136
Fig 7.7: Schéma statique.....	137
Fig 7.8: Schéma statique.....	138
Fig VII.9 : Schéma statique.....	140
Fig 7.10 : Exemple de ferrailage d'un poteau (40×40).....	144
Fig 7.11 : Exemple de ferrailage d'un poteau (45×45).....	144

Fig 7.112 : Exemple de ferrailage d'un poteau (50×50)	145
Fig 7.13 : Exemple de ferrailage d'un poteau (55×55)	145
Fig 7.14 : Exemple de ferrailage d'un poteau (60×60)	146

Chapitre VIII : Etude des voiles

Fig.VIII. 1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	148
Fig. VIII. 2: Les sollicitations de calcul d'un voile.....	149
Fig.VIII. 3 : Voile le plus défavorable.....	149
Fig.VIII. 4: Section de calcul.....	150
Fig.VIII. 5: position de N_1 , M_1' et M_1 sur la section transversale	151
Fig.VIII. 6: <i>Section de calcul</i>	153
Fig.VIII. 7: position de N_1 , M_1' et M_1 sur la section transversale	153
Fig.VIII.8.Disposition de voile.....	156

Chapitre XI : Etude de L'infrastructure

FigIX.1 : Semelle isolée	157
Fig.XI. 2: Schéma du radier général.....	159
Fig.XI. 3: Dimensions du panneau	159
de dalle le plus sollicité	158
Fig.XI .3: Dimensionnement du feuillet moyen.....	162
Fig.XI. 4: <i>Dimension du radier.</i>	163
Fig.XI. 5:Dimensions des poutres.	164
Fig.XI. 6: <i>Schéma des contraintes du sol</i>	167
Fig.XI .7: Encrage de la structure.....	170
Fig.XI .8: Enrobage	172
Fig.XI .9:Section de calcul dans le sens xx	173
Fig.XI .10:Section de calcul dans le sens yy	173
Fig.XI .11:Schéma statique du débord	180
Fig.XI .12:Section de calcul	180
Fig.XI .13 Distribution des charger sur les poutres secondaire.....	183
Fig.XI .14 Distribution des charger sur les poutres principales	183
Fig.XI .15 Ferrailage de la poutre principale en travée	185

Fig.XI .16 Ferrailage de la poutre principale en appui 186

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : introduction et hypothèse de calcul

Tableau 1.1 : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.....	5
Tableau.1. 2 : Matériaux de construction	8

Chapitre II : Prédimensionnement

Tableau II.1: Tableau des sections des poutres.....	11
Tableau II.2 charge permanente de plancher terrasse	13
Tableau II.3 : charge permanente de plancher étage courant.....	14
Tableau II.4:Tableau récapitulatifs des charges et des surcharges.....	19
Tableau II.5:Tableau récapitulatif de vérification des conditions de RPA99 (version 2003)..	22
Tableau II.6:Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.....	23
Tableau II.7 : tableau récapitulatif des sections des poteaux :.....	24

Chapitre III : Etude des planchers

Tableau 3.1: Tableaux récapitulatifs des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux	43
Tableau.3.2: Ferrailage de la poutrelle.....	52

Chapitre IV Etude des élément non structurant

Tableau IV.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant.....	72
--	----

Chapitre V Etude de l'ascenseur

Tableau V.1 : caractéristiques des câbles.....	95
Tableau V.2 : Tableau récapitulatif des résultats	100
Tableau V.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	103

Chapitre VI : Etude sismique

Tableau.VI. 1: Valeurs des pénalités P_q	115
Tableau.VI. 1: période et facteur de participation massique	117
Tableau.VI.3: déplacement maximum suivant x et y	118
Tableau VI.4 : Vérification de l'effort $p-\Delta$	119

Chapitre VII : Etude des portiques

Tableau (7.1) u récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	122
Tableau (7.2) : Tableau récapitulatif des ferraillements des poutres	130
Tableau 7.3) :Tableau des moments ;efforts normales et efforts tranchants.....	134
Tableau (7.4) : Tableau récapitulatif des ferraillements des poteaux.....	144

Chapitre VIII : Etude des voiles

Tableau. VIII. 1 : Les sollicitations de calcul du voile.....	150
---	-----

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Tableau. IX. 1: Dimensions des poutre.....	164
Tableau. IX. 2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	172
Tableau. IX.4:Tableau récapitulatif des sollicitations.....	184

PRINCIPES ET NOTATIONS

Symboles	Désignations	Unités
A	Coefficient d'accélération de zone	<i>Sans</i>
A_a	Section d'armature en appui	<i>cm²</i>
A_c	Section d'armature de couture	<i>cm²</i>
A_d	Section d'armature diagonale	<i>cm²</i>
A_{fc}	Section d'armature de flexion composée	<i>cm²</i>
A_{fs}	Section d'armature de flexion simple	<i>cm²</i>
A_l	Section d'armature longitudinale	<i>cm²</i>
A'_l	Section d'armature longitudinale comprimée	<i>cm²</i>
A_{min}	Section d'armature minimale déterminée par les règles	<i>cm²</i>
A_p	Section d'armature principale	<i>cm²</i>
A_r	Section d'armature de répartition	<i>cm²</i>
A_s	Section d'armature principale ou tendue	<i>cm²</i>
A_{ser}	Section d'armature d'état limite de service	<i>cm²</i>
A_t	Section d'armature de travée ou transversale	<i>cm²</i>
A_u	Section d'armature d'état limite ultime de résistance	<i>cm²</i>
A_x	Section d'armature du sens x-x	<i>cm²</i>
A_y	Section d'armature du sens y-y	<i>cm²</i>
A'	Section d'armature comprimée	<i>cm²</i>
A₁	Section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée	<i>cm²</i>

A_2	Section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée	cm^2
B_c	Section du béton comprimé	cm^2
B_r	Section réduite du béton	cm^2
Symboles	Désignations	Unités
C_d	Coefficient dynamique	Sans
C_e	Coefficient d'exposition	Sans
$C_p, C_{p.net}$	Coefficient de pression- nette	Sans
C_r	Coefficient de rugosité	Sans
C_t	Coefficient de topographie	Sans
F_w	Force aérodynamique résultante	KN
D	Coefficient d'amplification dynamique	Sans
E	Module de déformation longitudinale	Mpa
E_{ij}	Module de déformation longitudinale différée	Mpa
F_A	Action accidentelle	KN
F_p	Force horizontale agissant sur un élément non structural	KN
G	Action permanente	KN
G_{max}	Action permanente défavorable	KN
G_{min}	Action permanente favorable	KN
H	Hauteur	M
HA	Armature à haute adhérence	Sans
H_s	Hauteur du sommet de la structure	M
I	Moment d'inertie	cm^4
I_f	Moment d'inertie fictif	cm^4
J	Action permanente avant mise en place des cloisons	KN

K	Coefficient empirique sans dimension dit coefficient de Ritter-Mörsch	<i>Sans</i>
K_t	Coefficient de site	<i>Sans</i>
Symboles	Désignation	Unités
K_i	Coefficient correcteur sans dimension	<i>Sans</i>
K_m	Coefficient correcteur sans dimension	<i>Sans</i>
K'	Coefficient de balancement sans dimension	<i>Sans</i>
L	Longueur	<i>M</i>
L_e	Longueur en élévation	<i>M</i>
L_n	Entre-axes des nervures	<i>M</i>
L_i	Echelle intégrale de turbulence	<i>Sans</i>
M	Moment fléchissant	<i>KN.m</i>
M_a	Moment fléchissant en appui	<i>KN.m</i>
M_c	Moment fléchissant en centre ; masse de la cabine; moment de console	<i>KN.m</i>
M_d	Moment fléchissant de la droite	<i>KN.m</i>
M_e	Masse du câble ; moment au centre de la section	<i>KN.m</i>
M_f	Moment fléchissant totale	<i>KN.m</i>
M_g	Moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps	<i>KN.m</i>
M_j	Moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons	<i>KN.m</i>
M_l	Masse linéaire	<i>KN/m</i>
M_m	Moment fléchissant de la marche	<i>KN.m</i>
M_p	Moment fléchissant totale ; ou dû à la charge d'exploitation seulement	<i>KN.m</i>
M_q	Moment fléchissant sous une charge variable	<i>KN.m</i>
M_r	Moment fléchissant dû aux revêtements	<i>KN.m</i>
M_{ser}	Moment fléchissant d'état limite de service	<i>KN.m</i>
M_t	Moment fléchissant de travée	<i>KN.m</i>

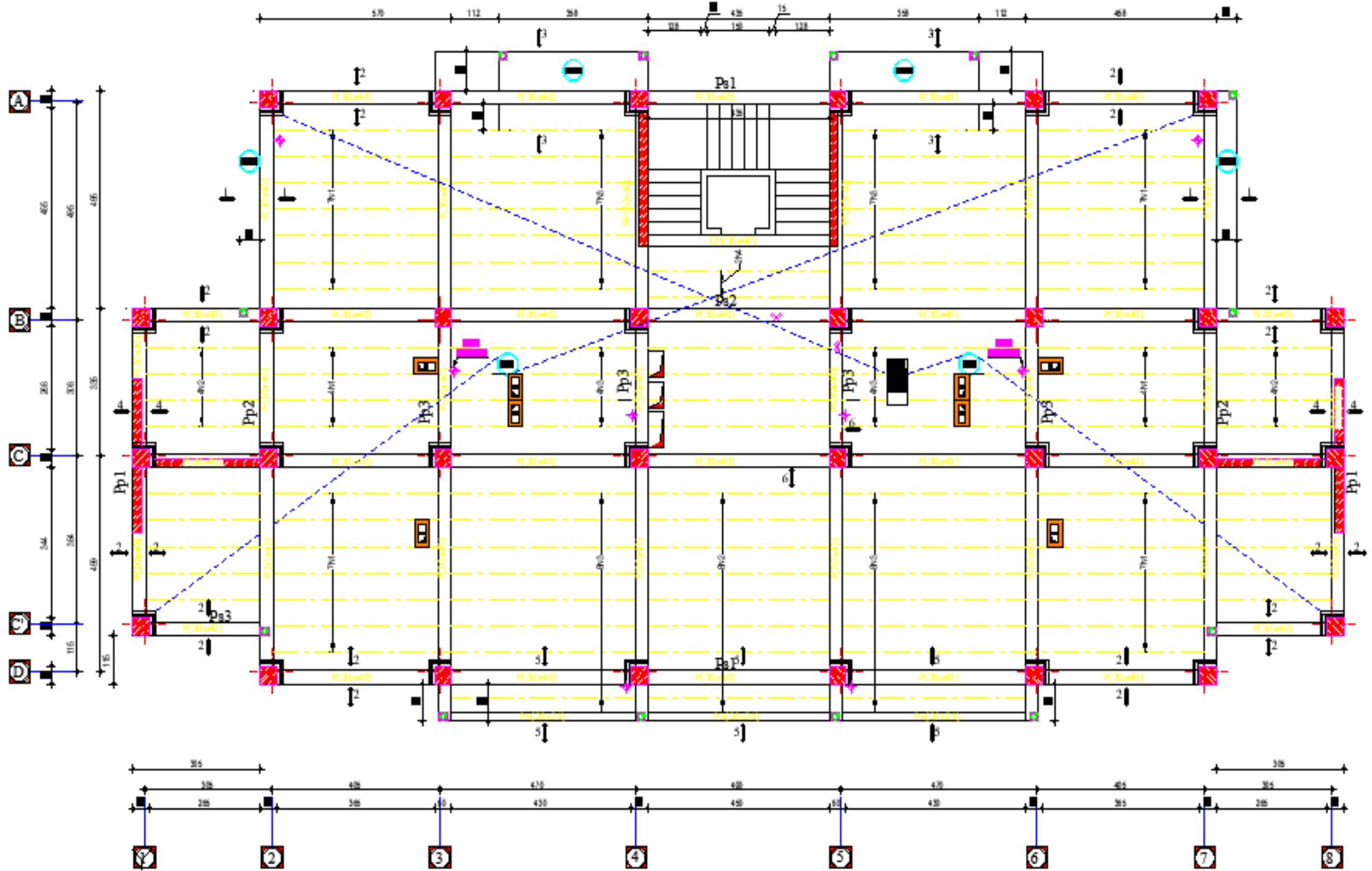
Symboles	Désignation	Unités
M_u	Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance	$KN.m$
M_w	Moment fléchissant de la gauche	$KN.m$
M_x	Moment fléchissant du sens x-x	$KN.m$
M_y	Moment fléchissant du sens y-y	$KN.m$
M_1	Moment par rapport aux armatures tendues	$KN.m$
M_2	Coefficient de Pigeaud	<i>Sans</i>
M_{22}	<i>Moment suivant le sens 2-2</i>	$KN.m$
M_{33}	<i>Moment suivant le sens 3-3</i>	$KN.m$
N	Effort normal	KN
N_e	Effort normal au centre de la section	KN
N_{pl}	Effort normal dû au poids des planchers	KN
N_{pp}	Effort normal dû au poids des poutres principales	KN
N_{ps}	Effort normal dû au poids des poutres secondaires	KN
N_{ser}	Effort normal d'état limite de service	KN
N_u	Effort normal d'état limite ultime de résistance	KN
N_x	Fréquence adimensionnelle	s^{-1}
Q_0^2	Partie quasi-statique de la réponse	<i>Sans</i>
P	Poids propre ; périmètre	Kgf
P_q	Pénalités des critères de qualité	<i>Sans</i>
P_r	Poids propre du radier	Kgf
P_t	Poussée des terres	KN/m^2
P'	Charge surfacique	KN/m^2

Symboles	Désignation	Unités
Q	Action variable quelconque ; facteur de qualité	<i>KN, Sans</i>
R	Rayon ; Coefficient de comportement de la structure	<i>m, Sans</i>
R_x^2	Partie résonante de la réponse	
S	Surface	<i>m²</i>
S_a	Surface d'une paroi verticale parallèle à <i>a</i>	<i>m²</i>
S_b	Surface d'une paroi verticale parallèle à <i>b</i>	<i>m²</i>
S_r	Surface du radier	<i>m²</i>
T	Effort tranchant, Diamètre d'armature longitudinale, Moment de torsion	<i>KN, m, KN.m</i>
T_x	Période fondamentale dans le sens x-x	<i>s</i>
T_y	Période fondamentale dans le sens y-y	<i>s</i>
Uc	Périmètre du contour	<i>m</i>
V	Action sismique ; effort horizontal	<i>KN</i>
Vt	Effort sismique à la base de la structure	<i>KN</i>
$V_{réf}$	Vitesse de référence du vent	<i>m/s</i>
W	Poids total de la structure	<i>Kgf</i>
Wp	Poids de l'élément en considération	<i>Kgf</i>
<i>Minuscule romaine</i>		
a	Longueur ; distance ; dimension	<i>cm</i>
b	Largeur	<i>cm</i>
b_0	Largeur de la nervure	<i>cm</i>
b_1	Largeur de poteau ou d'ailette	<i>cm</i>
c	Enrobage ; course	<i>cm</i>

Symboles	Désignation	Unités
<i>d</i>	Hauteur utile	<i>cm</i>
<i>e</i>	Excentricité ; espacement	<i>cm</i>
<i>e_a</i>	Excentricité additionnelle	<i>cm</i>
<i>f</i>	Flèche	<i>cm</i>
<i>f_c</i>	Contrainte caractéristique du béton à la compression	<i>Mpa</i>
<i>f_e</i>	Limite élastique d'acier	<i>Mpa</i>
<i>f_t</i>	Contrainte caractéristique du béton à la traction	<i>Mpa</i>
<i>g</i>	Facteur de pointe	<i>Sans</i>
<i>h</i>	Hauteur	<i>cm</i>
<i>h_c</i>	Hauteur du corps creux	<i>cm</i>
<i>h_d</i>	Hauteur de la dalle	<i>cm</i>
<i>h_e</i>	hauteur libre	<i>cm</i>
<i>h_{moy}</i>	Hauteur moyenne	<i>cm</i>
<i>h_t</i>	Hauteur totale	<i>cm</i>
<i>h'</i>	Hauteur de la zone nodale	<i>cm</i>
<i>h₁</i>	Hauteur du poteau	<i>cm</i>
<i>i</i>	Rayon de giration	<i>m</i>
<i>j</i>	Nombre des jours	<i>Sans</i>
<i>l</i>	Longueur ; distance	<i>m</i>
<i>l_f</i>	Longueur de flambement	<i>m</i>
<i>l_x</i>	La petite dimension du panneau de la dalle	<i>m</i>
<i>l_y</i>	La grande dimension du panneau de la dalle	<i>m</i>

Symboles	Désignation	Unités
l'	Longueur de la zone nodale	m
l_0	Longueur libre	m
q	Pression dynamique	KN/m^2
q_b	Charge linéaire induite par les marches	KN/m
q_{eq}	Charge linéaire équivalente	KN/m
q_h	Pression dynamique agissant à la hauteur H	KN/m^2
q_e	Pression dynamique extrême	KN/m^2
q_r	Pression dynamique moyenne de référence	KN/m^2
q_l	Charge linéaire	KN/m
q_{ser}	Charge linéaire d'état limite de service	KN/m
q_u	Charge linéaire d'état limite ultime de résistance ; Pression dynamique à une hauteur H au-dessus de sol	KN/m
q_1	Charge linéaire du palier	KN/m
q_2	Charge linéaire de la paillasse	KN/m
q_{10}	Pression dynamique à 10 m	KN/m^2
r	Rayon de courbure	m
s	Espacement	cm
t	Espacement ; période	m, s
v	Vitesse du vent	m/s
x	Abscisse, distance horizontale du site au sommet d'un obstacle topographique	m
y	Ordonnée	m
y_1	Ordonnée du centre de gravité de la section homogène	cm
z	Bras de levier, Hauteur au dessus de sol	cm

Symboles	Désignation	Unités
Minuscule grecque		
α	Angle, Coefficient sans dimension	Degré, Sans
γ	Coefficient partiel de sécurité, Rapport des moments	Sans
β	Coefficient sans dimension, Coefficient de pondération	Sans
ε	Coefficient de réponse	Sans
η	Coefficient de fissuration relatif, Facteur de correction d'amortissement	Sans
θ	Déviation angulaire, Coefficient sans dimension, Coefficient globale dépendant du type de construction	Sans
λ	Elancement mécanique d'un élément comprimé, Coefficient sans dimension, Rapport des dimensions	Sans
μ	Coefficient sans dimension dit de perméabilité, Moment réduit ultime	Sans
ν	Coefficient de poisson	Sans
ρ	Rapport de deux dimensions, Rapport de section d'armature à celle du béton	Sans
σ	Contrainte en béton ou en acier	Mpa
τ	Contrainte tangentielle ou de cisaillement	Mpa
ψ	Coefficient de pondération	Sans
ξ	Pourcentage d'amortissement critique	%
δ	Coefficient de réduction, Espacement des armatures transversales, déplacement	Sans, cm
Symboles		
Δ	Variation, rapport de deux déplacements horizontaux	Sans
Σ	Sommation	Sans
ϕ	Diamètre d'armature transversale ou treillis soudé	Sans
Ω	Aire	Sans





CHAPITRE 1

INTRODUCTION ET HYPOTHESE DE CALCUL

I-Introduction :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans le processus de construction des ouvrages. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière:

- ✓ Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût ;
- ✓ Elle ne doit pas s'endommager par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines
- ✓ Elle doit résister pour des degrés de fiabilité à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard du coût d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et; pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (pour nous en Algérie, on se référant au RPA99/version 2003, CBA 93et DTR).

Dans le cadre de cette étude, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis robot bat pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91, CBA93 et RPA99/version 2003.

I.2- Présentation du projet :

Le bâtiment sujet de cette étude est un usage composé d'un RDC et dix étages, le RDC et le reste des étages sont à usage d'habitation.

L'ouvrage est implanté à Mazagran (Est Mostaganem) qui considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99 (version 2003) » comme une région de moyenne sismicité (zone II a).

1.2.1/ Caractéristiques générales :**1.2.2/ Caractéristiques géométriques :**

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

Dimension en hauteur :

- La hauteur de niveau de RDC est : 3.06 m
- La hauteur du 1^{er} au 10^{eme} étage est : 3.06 m
- La hauteur totale du bâtiment est : 33.66 m

Dimension en plan :

- La longueur totale du bâtiment en plan est : 28.50 m
- La largeur totale du bâtiment en plan est : 13.06 m

I.3.- Caractéristiques mécaniques des matériaux :**1.3.1/ Béton :**

Le béton est un mélange complexe avec des granulats et des liants. (Ciment) malaxé avec de l'eau pour obtenir une pâte maniable.

Béton=ciment + gravier + sable + l'eau de gâchage.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites dans le BAEL, et tous les règlements applicables en Algérie

*ciment utilisé.....CPJ (dosage 350kg/m³)

*sable.....400 litres/m³ (Ds ≤ 0.5 mm)

*gravier.....800 litres m³ (Dg ≤ 25 mm)

*l'eau de gâchage.....160 à 180 litres/m³

La résistance caractéristique du béton à la compression est de 25 MPa (f{c28}=25 MPa)

_La résistance du même béton à la traction est donnée par la formule :

$$f_{t28}=0.6 + 0.06 f_{c28} \quad _ f_{t28}=2.1 \text{ MPa}$$

Selon les règles du BAEL91, on obtient les caractères des matériaux suivants :

Résistance à la compression :

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite f_{c28}.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$$

Pour $f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$ Avec : $j \leq 28$ jours

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (béton à usage courant).

A. Résistance à la traction :

La résistance à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

B. Module de déformation longitudinale du béton :

• Module de déformation longitudinale instantanée est :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ MPa ; On a : } E_{i28} = 2.985 \times 10^4 \text{ MPa.}$$

• Module de déformation longitudinale différée :

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinale différée E_{vj} qui est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ MPa ; On a : } E_{v28} = 10043 \text{ MPa.}$$

C. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson du béton est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations. Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,...), on prendra :

- ❖ $\nu = 0 \Rightarrow$ Etats limites ultimes (béton fissuré).
- ❖ $\nu = 0.2 \Rightarrow$ Etats limites de service (béton non fissuré).

D. Contraintes limites :

On distingue deux types de calcul :

- Etat limite ultime (E.L.U) et
- Etat limite de service (E.L.S).

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Pour une situation accidentelle.} \\ 1.50 & \text{Pour une situation durable et transitoire} \end{cases}$$

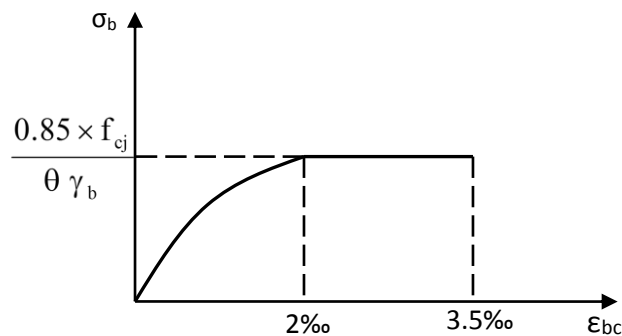


Fig. I.1: Diagramme contraintes - déformations de calcul du béton (E.L.U.)

Etat limite service (E.L.S) :

A l'état limite de service, on limite la contrainte :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$$

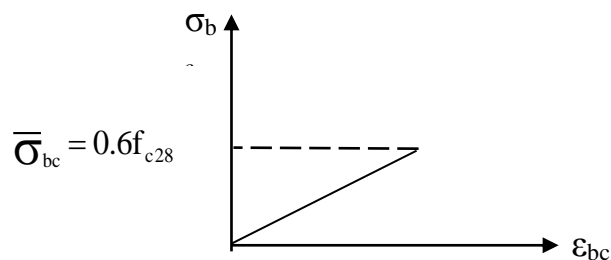


Fig. I.2 : Diagramme contraintes – déformation de calcul du béton (E.L.S.)

1.3.2-Acier :**A. Types d'aciers utilisés :**

Les types d'aciers utilisés sont :

- Barre à haute adhérence (HA) de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales ;
- Ronds lisses (RL) de nuance FeE235 pour les armatures transversales (cadres, épingles et étriers) et
- Treillis soudés (TS) de nuance FeE520 pour $\Phi \leq 6\text{mm}$.

Pour notre projet, on utilisera les aciers indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau1.1 : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques :

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Diamètres nominaux normalisés en [mm]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	6-8	Armatures transversales (cadres, épingles, étriers, des poutres et des poteaux)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés (ronds lisses) TS	TLE520 $\varphi \leq 6\text{mm}$	520	$\varphi \leq 6\text{mm}$	Emplois courant pour : radiers, voiles, planchers et dalles.

B. Contrainte de calcul de l'acier (σ_s) :➤ **Etat limite ultime de résistance (E.L.U) :**

Le diagramme contrainte (σ_s)-déformation (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous,

Avec :

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

σ_s : Contrainte de l'acier ;

f_e : Limite d'élasticité de l'acier et

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \longrightarrow \text{Situation courante (normale).} \\ 1.00 & \longrightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier ($\epsilon_s = \Delta L/L$)

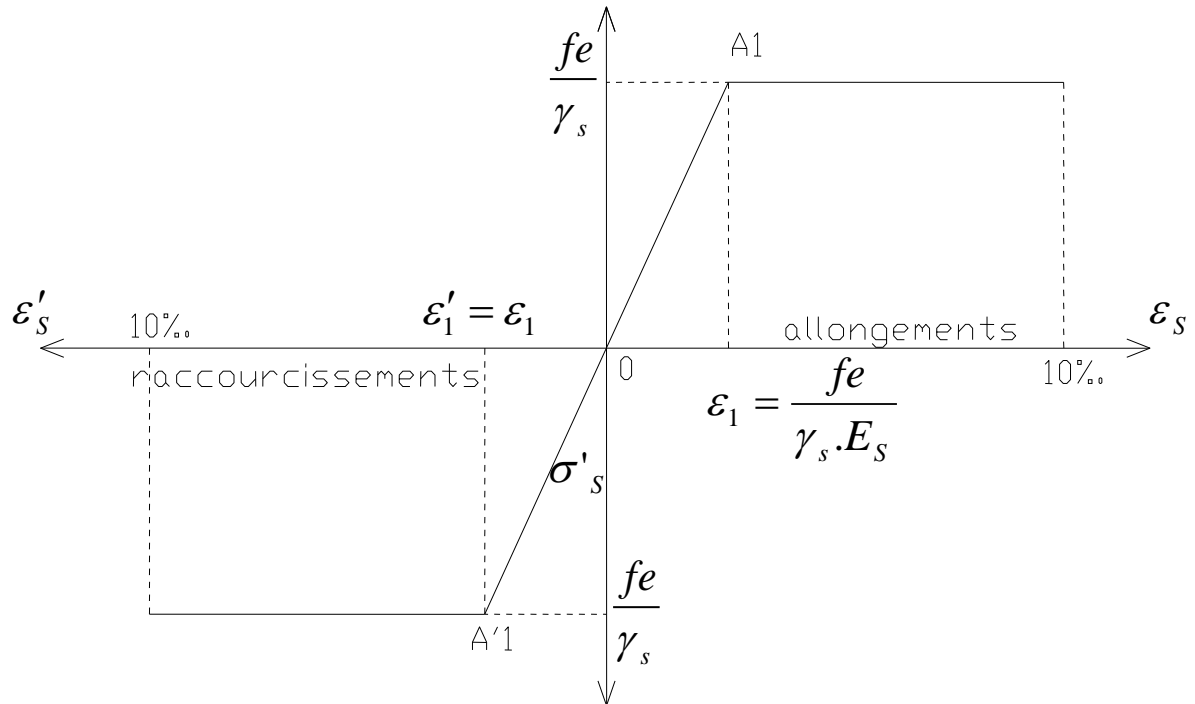


Fig. I.3: Diagramme contrainte déformation pour tous les aciers.

➤ **Etat limite de service (E.L.S):**

Selon les règles B.A.E.L.91:

- a) Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ;
- b) Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min (\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$ et
- c) Fissuration très préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min (\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$.

Avec :

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ;

η : Coefficient de fissuration $\left\{ \begin{array}{l} \longrightarrow \text{ Acier rond lisse.} \\ \longrightarrow \text{ Acier haute adhérence.} \end{array} \right.$

C. Module d'élasticité longitudinal de l'acier:

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bar}$$

✚ Matériaux de construction :

Les matériaux utilisés dans les différentes constructions sont choisis selon plusieurs critères, à savoir :

- ✓ Le type de l'ouvrage et sa localisation ;
- ✓ La compatibilité des différents produits entre eux ;
- ✓ L'économie globale du projet et
- ✓ La réglementation en vigueur, à savoir : les règles de construction, les règles de sécurité, etc...

Tableau.1.1 : Matériaux de construction :

Matériaux	Poids surfacique/volumique [KN/m ³]
Sable	17÷19
Gravier	17
Acier	78.5
Béton non armé	22
Béton armé	25
Ciment	18
Plâtre	10
Verre	25
Briques creuses :	
Ep = 10 cm	0.9
Ep = 15 cm	1.3
Etanchéité multicouche	6
Carrelage ou dallage collé	20
Mortier de ciment	20

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments résistants (Planchers, Poutres, Poteaux et Voiles) est une étape importante et représente le point de départ et le base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation des planchers transmises aux poutrelles puis aux poutres puis aux poteaux et finalement au sol par le biais des fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

Elles sont généralement d'origine sismique pour les constructions en béton armé et sont reprise par les éléments de contreventement tel que voiles et portiques.

Le pré-dimensionnement de tous les éléments de l'ossatures doit être conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et RPA 99 V 2003.

II.2 Pré-dimensionnement des poutres:

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

- Critère de flèche :

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

Avec :

- **L** : longueur de la poutre
- **h** : hauteur de la poutre
- **b** : Largeur de la poutre

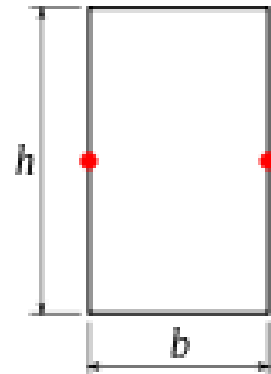


figure II.1. Poutre

- Conditions imposées par le RPA 99 (version 2003) :

- $b \geq 20$ cm
- $h \geq 30$ cm et
- $\frac{h}{b} \leq 4$

2.2/1 Poutres principales:

$L_{max} = 499$ cm.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{499}{15} \leq h \leq \frac{499}{10}$$

$$\Rightarrow 33.26 \leq h \leq 49.9$$

On prendra : **h=45**

La largeur **b** est obtenue par la relation suivante :

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 0.4 \times 45 \leq b \leq 0.8 \times 45$$

$$18 \text{ cm} \leq b \leq 36 \text{ cm.}$$

Pour la largeur **b** on prend **b = 35 cm**

Donc : la section de la poutre principale est de dimension **(35*45) cm²**

- **Vérification des conditions imposées par le RPA 99 (version 2003) :**

- $b = 35 > 20 \text{ cm}$

- $h = 45 > 35 \text{ cm}$

- $\frac{h}{b} = \frac{45}{35} = 1.5 < 4$

⇒ Conditions Vérifier.

2.2.2/ Poutres secondaires :

$$L_{max} = 490 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10}$$

$$\Rightarrow 32.66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

On prendra : **h = 40 cm**

La largeur b est obtenue par la relation suivante :

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm.}$$

Pour la largeur b on prend **b = 35 cm.**

Donc : la section se poutre secondaire est de dimension (35×40) cm²

- **Vérification des conditions imposées par le RPA 99 (version 2003) :**

- $b = 35 > 20 \text{ cm}$

- $h = 40 > 35 \text{ cm}$

- $\frac{h}{b} = \frac{40}{35} = 1.14 < 4$ ⇒ Conditions Vérifier

Tableau II.1: Tableau des sections des poutres

Poutre Principale (b*h) cm ²	Poutre secondaire (b*h) cm ²
(35*45) cm ²	(35*40) cm ²

II.3 Pré-dimensionnement des planchers : On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle plein.

II.3.1 Plancher à corps creux:

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages,

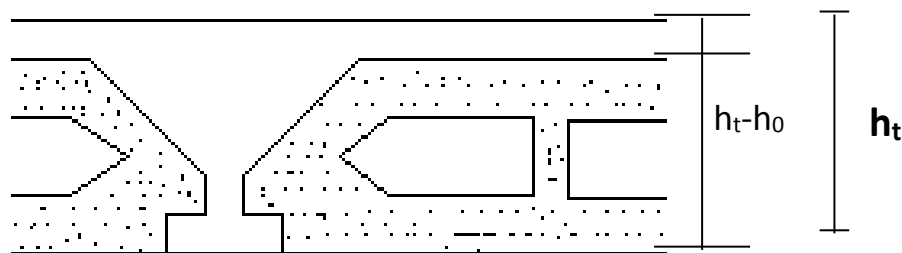


Fig II.2: coupe transversale d'un plancher à corps creux

- h_t : L'épaisseur totale du plancher.
- L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.
- $(h-h_0)$: épaisseur du corps creux.

-l'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \quad [\text{BAEL91 / 7.6.8,424}]$$

- L_{max} : L la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

$$L_{max} = 499 - 30 = 469m$$

$$\frac{469}{25} \leq h_t \leq \frac{469}{20}$$

$$18.76 \text{ cm} \leq h_t \leq 23.45 \text{ cm}$$

On adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_0 + h_{cc} = 4 + 16 = 20\text{cm}$)

$h_{cc} = 16\text{cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_0 = 4\text{cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

Donc : $h_t=20$ cm.

Conclusion : Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine égale à : $h_d = 16cm$

II.4 Descente de charges :

II.4.1/ Plancher terrasse inaccessible :

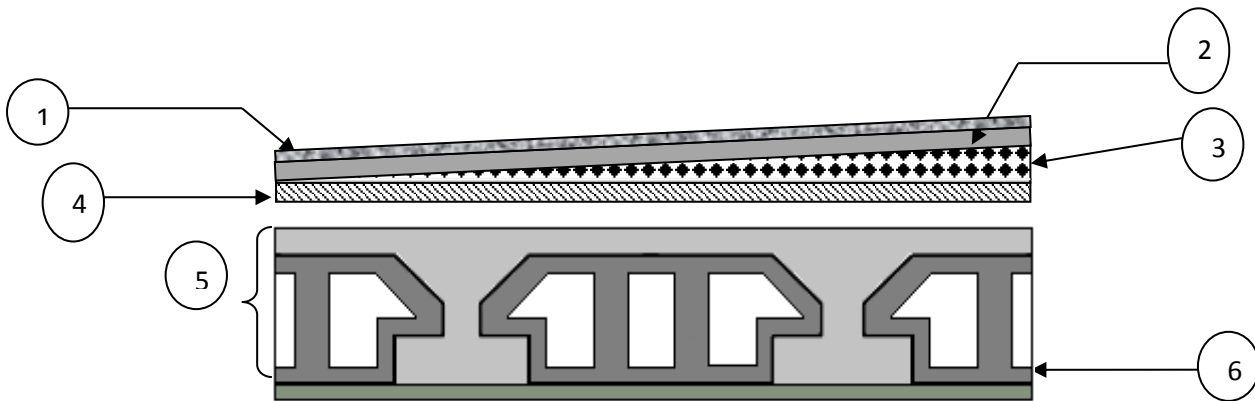


Fig II.3.: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

Tableau II.2 charge permanente de plancher terrasse

Designation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1. protection en gravillon	0,05	1700	85
2. étanchéité multicouche	0,05	600	30
3. forme de pente	0,1	2200	220
4. isolation thermique en polystyrène	0,04	400	16
5. plancher en corps creux (16+4)	0,20	1400	280
6. enduit sous plafond en ciment	0,02	1000	20
G	654 kg/m ²		
Q	100 kg/m ²		

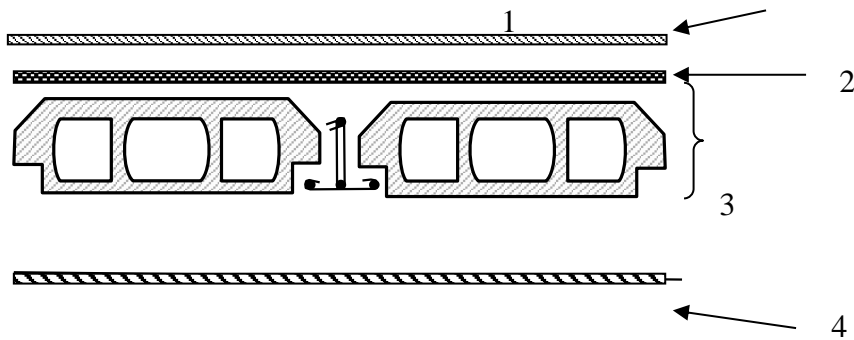
II.4.2/ plancher étage courant :

Figure II.4 : détail des constituants du plancher d'étage courant

Tableau II.3 : charge permanente de plancher étage courant

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0,02	2200	44
2. Mortier de pose+sable	0,03	2000	60
3. Plancher corps creux (16+4) cm	/	/	280
4. Enduit en plâtre	0,015	1800	27
5. cloison légères	0,1	1000	100
G	511 kg/m ²		
Q	150 kg/m ²		

- **Surcharge d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation $\Rightarrow Q = 150 \text{ kg/m}^2$

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

On utilise la loi de dégression, soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharge relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

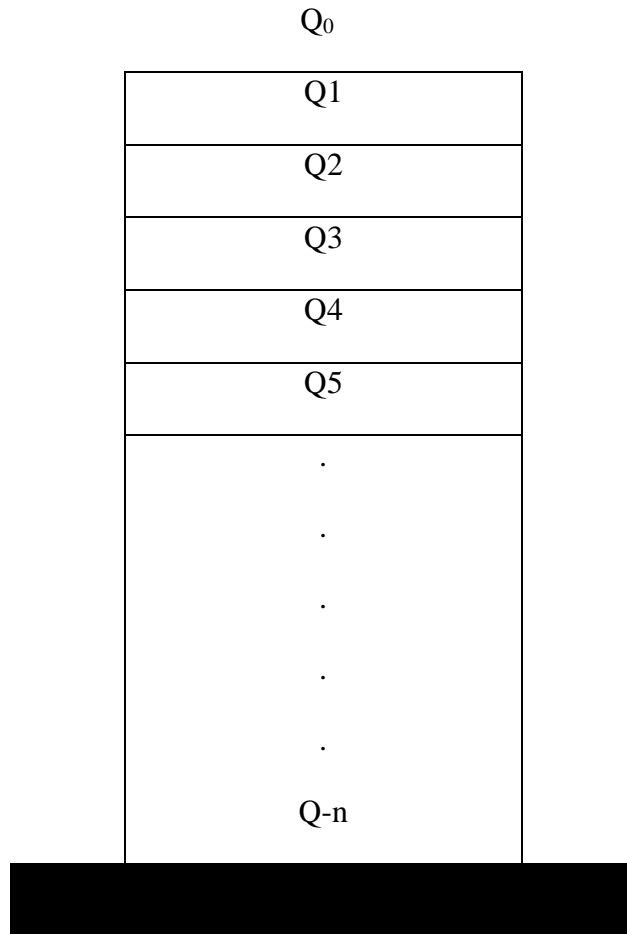


Fig. II.5 : schéma de la loi de dégression

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

II.5.1. Méthode de calcul :

Les pré-dimensionnement des poteaux doit respecter :

- Les critères de résistance
- Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003)
- Condition de flambement
-

***Critères de résistance :**

Selon l'article B 8.4.1 du BAEL 91 :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

N_u : Effort normal apporté par les différents niveaux.

B_r : Section réduite du béton.

$B_r = (a - 2) \cdot (b - 2)$ Poteau rectangulaire.

$B_r = \pi(D - 2)^2/4$ Poteau circulaire.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

f_e : Nuance de l'acier (limite élastique).

A : Section des armatures longitudinale.

α : Coefficient qui dépend de l'élancement λ .

➤ Application :

$$\lambda \leq 50: \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

On prend $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures participant à la résistance.

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0,71$$

On a :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{B_r}\right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}\right]}$$

$$\text{On prend : } \frac{A}{B_r} = 1\% = 0.01 \quad [\text{BAEL 91}]$$

$$\sigma_s : \text{Contrainte d'acier : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b : \text{Resistance de calcul du béton : } \sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

En introduisant les valeurs dans l'inégalité

$$B_r \geq \frac{1.2 \cdot N_u}{\left[\frac{16.66}{0.9} + 0.85 \left(\frac{1}{100}\right) \cdot 348\right] \cdot 10} = 0,0076 N_u$$

$$\text{Donc, } B_r \geq 0.0077 N_u$$

On peut avoir « a » et « b » sachant que :

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \text{ en } [\text{cm}^2] ; \text{ D'après le critère de}$$

Résistance, on a :

béton

$$P_u = 1,35N_g + 1,5N_q$$

avec:

$$N_u = 1,35N_g + 1,5N_q$$

N_g : Effort normal du aux charges permanentes

N_q : Effort normal du aux charges d'exploitations

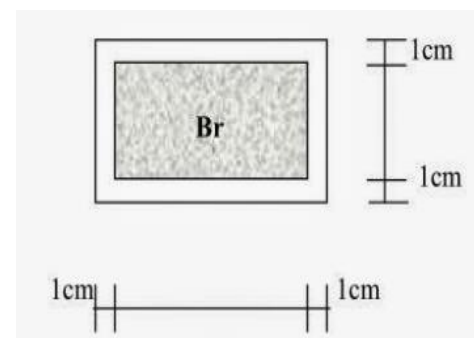


Figure II.6: Section réduite du

***Les conditions de la RPA99v 2003 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions imposées par la RPA99 (art.7.4.1) :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(a, b) \geq (h_e/20)$
- $1/4 < a / b < 4$

***Condition de flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ (article B-8-4-1) BAEL 91.}$$

Avec :

λ : l'élancement mécanique d'une pièce comprimée.

l_f : Longueur de flambement d'où $l_f = 0.7l_0$.

l_0 : Hauteur libre de poteau.

i : rayon de giration de la section droite du béton seul. $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I: moment d'inertie $I = \frac{a.b^3}{12}$

Tableau II.4: Tableau récapitulatifs des charges et des surcharges

Niveau	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2) (loi de dégression)	Σ surcharge
Haut d'étage 10	654	100	Q_0
Haut d'étage 9	1165	250	$Q_0 + Q_1$
Haut d'étage 8	1676	385	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
Haut d'étage 7	2187	505	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Haut d'étage 6	2698	610	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Haut d'étage 5	3209	700	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + \dots + Q_5)$
Haut d'étage 4	3720	775	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + \dots + Q_6)$
Haut d'étage 3	4231	846	$Q_0 + 0,71 (Q_1 + \dots + Q_7)$
Haut d'étage 2	4742	928	$Q_0 + 0,69 (Q_1 + \dots + Q_8)$
Haut d'étage 1	5253	1005	$Q_0 + 0,67 (Q_1 + \dots + Q_9)$
Haut du RDC	5764	1075	$Q_0 + 0,62 (Q_1 + \dots + Q_{10})$
Fondation			

II.5.3. Calcul de la section du poteau :**II.5.3.1. Détermination de la surface afférente :**

On utilise le poteau le plus sollicité.

Pp : poutre principale.

Ps : poutre secondaire.

S aff : section afférente.

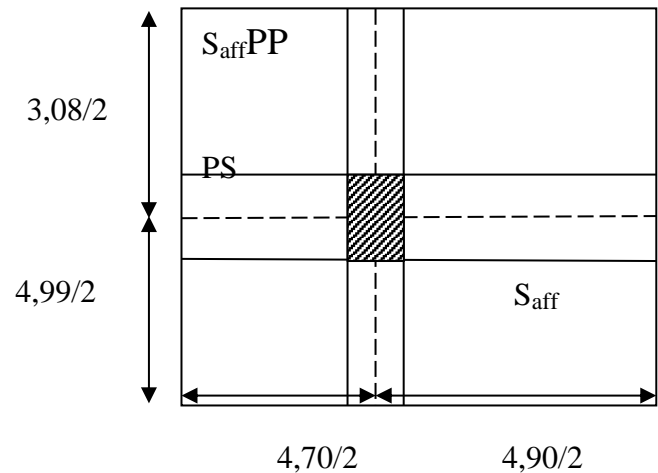


Figure II.7 : Surface afférente du poteau Le plus sollicité

Exemple de calcul : la surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = (4,99/2 + 3,08/2) * (4,70/2 + 4,90/2) = \mathbf{19,37 \text{ m}^2}$$

- **Poids propre des poutres principales et secondaires :**

$$P_{\text{pp}} = 2500 \times 0,30 \times 0,45 = 337,5 \text{ daN/m.}$$

$$P_{\text{ps}} = 2500 \times 0,30 \times 0,40 = 300 \text{ daN/m.}$$

- La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{\text{aff}} = (4,99/2 + 3,08/2) = 4,04 \text{ m.}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{\text{aff}} = (4,70/2 + 4,90/2) = 4,8 \text{ m.}$$

- Poids total de poutre principale et secondaire :

$$P_t = P_{\text{pp}} \times L_{\text{affpp}} + P_{\text{ps}} \times l_{\text{affps}} = (337,5 \times 4,04) + (300 \times 4,8) = \mathbf{2803,5 \text{ daN}}$$

$$N_p = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{avec : } n = \text{Nombre de plancher d'étage.}$$

Exemple : $n = 11$

$$N_p = 1,35 \times 2803,5 \times 11 \Rightarrow N_p = 41632 \text{ daN}$$

- **Poids propre des planchers :**

$$G_{\text{cumulé}} = 5764 \text{ daN/m}^2.$$

$$P_{\text{cumulé}} = 1075 \text{ daN/m}^2.$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35 \times G_{\text{cumulé}} + 1.5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1.35 \times 5764) + (1.5 \times 1075)] \times 19.37 \Rightarrow N_{\text{plancher}} = \mathbf{181960 \text{ daN.}}$$

$$N_u = 1.15 \times P_u = 1.15 (N_{\text{plancher}} + N_p) = 1.15 (175187.1 + 41632) \Rightarrow$$

$$N_u = \mathbf{257130 \text{ daN.}}$$

$$B_r \geq 0.0077 N_u \Rightarrow B_r \geq 0.0076 \times 257130 = 1954 \text{ daN.}$$

$$B_r = (a-2)^2$$

$$\text{Alors : } a=b \geq \sqrt{1954} \Rightarrow a \text{ adopté} = 60 \text{ cm.}$$

La section de poteau au niveau RDC est : **(60 × 60) cm².**

- **vérification Les conditions de la RPA99v 2003 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions imposées par la RPA99 (art.7.4.1) :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{zone 2a}) \dots \dots \text{c.v}$ Tapez une équation ici.
- $\text{Min}(a, b) \geq (h_e/20) \dots \dots \dots \text{c.v}$
- $1/4 < a/b < 4 \dots \dots \dots \text{c.v}$

- **Tableau II.5:** Tableau récapitulatif de vérification des conditions de RPA99 (version 2003)

Niveau	a=b	Condition (1) $\min(a,b) \geq 25$	he /20	Condition (2) $\min(a,b) \geq$ he/20	$\frac{a}{b}$	Condition (3) $1/4 < a/b <$ 4
10 ^{ème} étage	40	Vérifiée	14.3	Vérifiée	1	vérifiée
9 ^{ème} étage	40	Vérifiée	14.3	Vérifiée	1	Vérifiée
8 ^{ème} étage	45	Vérifiée	14.3	Vérifiée	1	Vérifiée
7 ^{ème} étage	45	Vérifiée	14.3	Vérifiée	1	Vérifiée
6 ^{ème} étage	45	Vérifiée	14.3	Vérifiée	1	Vérifiée
5 ^{ème} étage	50	Vérifiée	14.3	Vérifiée	1	Vérifiée
4 ^{ème} étage	50	Vérifiée	14.3	Vérifiée	1	Vérifiée
3 ^{ème} étage	55	Vérifiée	14.3	Vérifiée	1	Vérifiée
2 ^{ème} étage	55	Vérifiée	14.3	Vérifiée	1	Vérifiée
1 ^{er} étage	60	Vérifiée	14.3	Vérifiée	1	Vérifiée
RDC	60	Vérifiée	14.3	Vérifiée	1	Vérifiée

Tableau II.6: Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement

Niveau	poteaux	L ₀ [cm]	L _f [cm]	I [cm ⁴]	B [cm ²]	i [cm]	λ
10 ^{ème} étage	40×40	306	214.2	213333.34	1600	11.54	18.56 < 35
9 ^{ème} étage		306	214.2	213333.34	1600	11.54	18.56 < 35
8 ^{ème} étage	45×45	306	214.2	341718.75	2025	12.99	16.48 < 35
7 ^{ème} étage		306	214.2	341718.75	2025	12.99	16.48 < 35
6 ^{ème} étage		306	214.2	341718.75	2025	12.99	16.48 < 35
5 ^{ème} étage	50×50	306	214.2	520833.34	2500	14.43	14.84 < 35
4 ^{ème} étage		306	214.2	520833.34	2500	14.43	14.84 < 35
3 ^{ème} étage	55×55	306	214.2	762552.08	3025	15.88	13.48 < 35
2 ^{ème} étage		306	214.2	762552.08	3025	15.88	13.48 < 35
1 ^{er} étage	60×60	306	214.2	1080000	3600	17.32	12.36 < 35
RDC	60×60	306	214.2	1080000	3600	17.32	12.36 < 35

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{app} [KN]	N _{sp} [KN]	N _{accp} [KN]	N _{pot} [KN]	N _{planc} [KN]	N _u [KN]	N _s [KN]	Br [cm ²]	a	choix	Br [cm ²]	verificati on RPA	Verif flambe- ment
3,06	haut 10 ^{eme} etage	6,54	1	19,622	8,080		0,000	199,676	227,378	166,380	150,698	14,376	30	9,462	17,412	24,735
3,06	haut 9 ^{eme} etage	11,65	2,5	39,245	16,160		8,080	376,530	440,014	320,566	291,626	19,077	30	12,644	24,222	24,735
3,06	haut 8 ^{eme} etage	16,76	3,85	58,867	24,239		16,160	549,035	648,301	471,953	429,671	22,729	35	15,064	29,401	21,201
3,06	haut 7 ^{eme} etage	21,87	5,05	78,489	32,319		27,157	717,191	853,156	622,602	566,768	25,807	35	17,104	33,767	21,201
3,06	haut 6 ^{eme} etage	26,98	6,1	98,111	40,399		38,154	880,997	1057,661	770,350	700,981	28,476	35	18,873	37,553	21,201
3,06	haut 5 ^{eme} etage	32,09	7	117,734	48,479		49,152	1040,453	1255,817	915,199	832,212	30,850	40	20,446	40,920	18,551
3,06	haut 4 ^{eme} etage	37,2	7,75	137,356	56,558		63,116	1195,560	1452,990	1059,642	962,991	33,032	40	21,893	44,015	18,551
3,06	haut 3 ^{eme} etage	42,31	8,5	156,978	64,638		77,880	1350,666	1650,162	1204,085	1093,670	35,071	45	23,244	46,906	16,490
3,06	haut 2 ^{eme} etage	47,42	9,25	176,600	72,718		96,059	1505,773	1851,150	1351,354	1226,878	37,027	45	24,540	49,681	16,490
3,06	haut 1 ^{eme} etage	52,53	10	196,223	80,798		114,239	1660,880	2052,138	1498,623	1360,086	38,879	50	25,768	52,309	14,841
3,9	haut RDC	57,64	10,75	215,845	88,877		136,682	1815,986	2257,391	1649,051	1496,120	40,680	50	26,961	54,862	18,915

Tableau II.7 : tableau récapitulatif des sections des poteaux :

II.6.) Pré - dimensionnements des voiles :**II.6.1) Voile de contreventement :**

Pré - dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99(version 2003) qui servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations ;

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

D'après le RPA.99version 2003 article7.7.1« les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

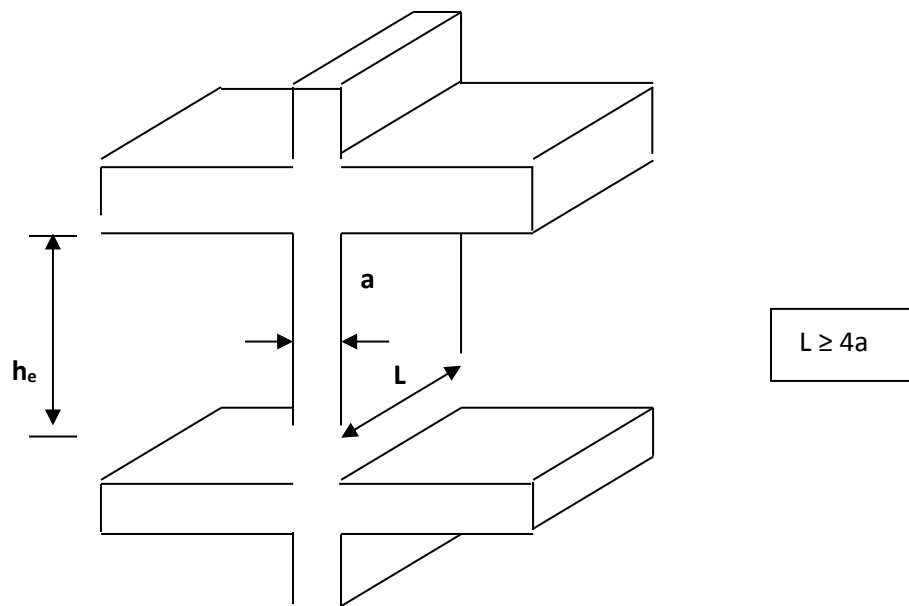


Fig II.8 : Coupe sur voile en élévation

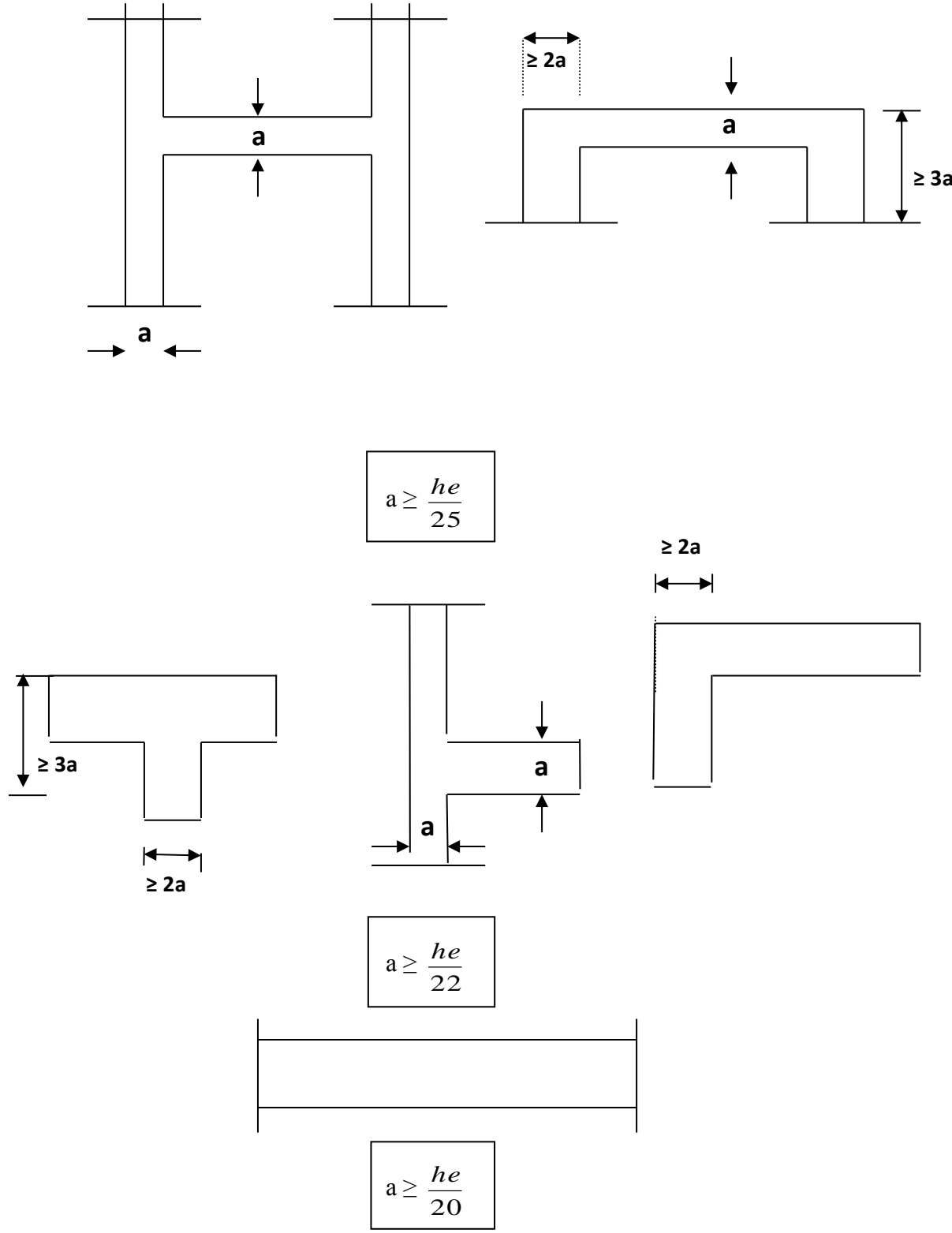


Fig II.9 : Vue en plan des voiles

Avec :

L : porté du voile.

a : épaisseur du voile.

D'après l'article 7.7.1 ; RPA99version2003 « 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 indiquée sur la figure (II.12)

Les deux cas premiers ne sont pas recommandés dans notre cas, donc on admet le dernier cas ;

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{306 - 20}{20} = 14.3cm$$

Donc ; on adoptera : a =20cm

II.6.2) Voile d'ascenseur :

$$a \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow a \geq \frac{306 - 20}{25} = 11.44cm$$

Pour les cages d'ascenseur, on adoptera une épaisseur a = 15cm.

II.7 -ACROTÈRE :

On adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur les figures :(en cm)

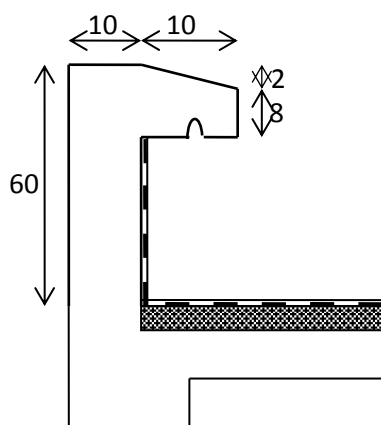


Fig2.10:les dimensions d'acrotère pour terrasse inaccessible.

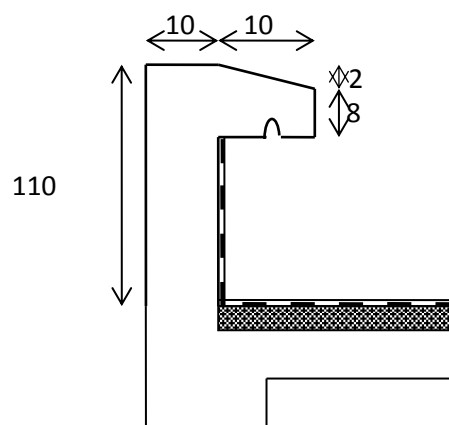


Fig2.11:les dimensions d'acrotère pour terrasse accessible.

CHAPITRE III



Etude de plancher

III.1- Introduction :

Les planchers sont la partie horizontale d'une construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs..) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister à la totalité des charges permanentes et d'exploitations ;
- Reprendre des efforts horizontaux dus aux vents, séismes ou les poussées des terres sur les voiles périphérique et transmettre ces efforts aux éléments porteurs ;
- Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique et acoustique et
- Protéger les personnes contre les risques d'incendie.

Dans notre construction, on distingue un types de planchers :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

III.2- Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (fig. III.1)

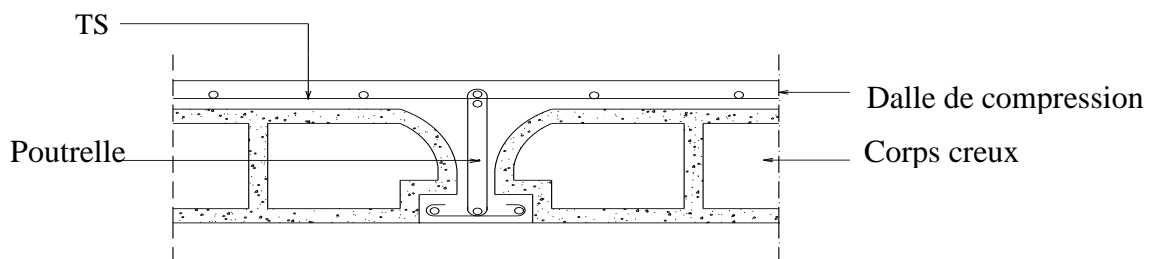


Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages : hauteur de 20cm, dont 16 cm pour le corps creux et 4cm pour la dalle de compression.

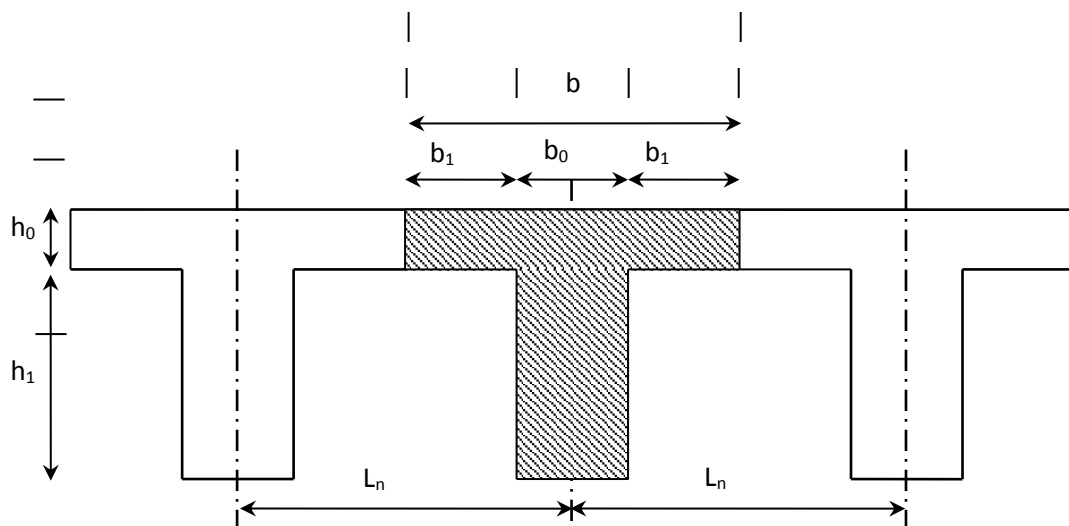


Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.

$$\begin{cases} h_t = 20\text{cm} \\ h_1 = 16\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{cases}$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} ; \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \text{ et} \\ b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \end{cases}$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ;

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 4.69\text{m}$) ;

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression et

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$).

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24\text{cm} \\ b_1 \leq 42\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

On prend $b_1 = 24\text{cm}$.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60\text{cm}.$$

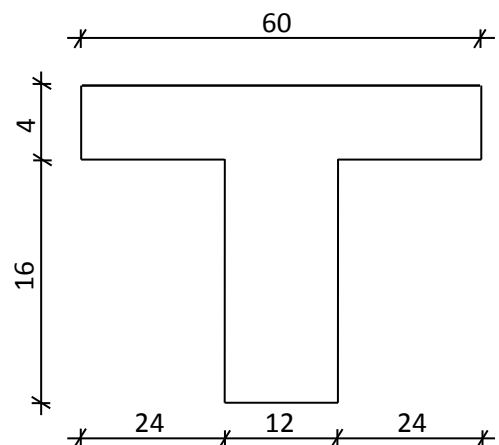


Fig.III.1: Section de calcul

III.2.2- Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423]

D'après les règles BAEL91, l'épaisseur minimale de la dalle de compression est de :

$$h_{0\min} = 4\text{cm.}$$

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$
- Si : $50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

L_n : Ecartement entre axes des nervures et

f_e : Limite d'élasticité en [MPa].

a- Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :

- Détermination des armatures :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

$$\varphi \leq 6\text{mm} \Rightarrow f_e = 520\text{MPa}$$

On prendra $\varphi = 4\text{mm}$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.46\text{cm}^2 / \text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$7\text{T4}/\text{m}_L \longrightarrow A = 0.88\text{cm}^2/\text{m}_L$$

$$(\text{T4} \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

b- Armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :

- Détermination des armatures :

$$\text{On a : } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

➤ Choix des armatures :

$$5T4/\text{m}_L \longrightarrow A = 0.88 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(T4 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

▶ **Choix :** Le treillis soudé adopté est : TS Ø4 (150x150) mm².

III.2.3- Etude des poutrelles:

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : [CBA93/B.6.2,20]

- **Méthode forfaitaire :** pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ; [CBA93/B6.2.21]
- **méthode de A. Caquot minoré :** pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. [CBA93/B.6.2.22]

A. Méthode forfaitaire :

➤ Domaine d'application :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- 1- les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition

$$Q [\text{daN/m}^2] \leq \min (2G ; 500 \text{ daN/m}^2)$$
- 2- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées;
- 3- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 et
- 4- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

➤ Le principe de la méthode :

Soit :

M₀ : Valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (poutre simplement appuyée) (voir figure III.4) ;

M_w et **M_e** : Valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée et

M_t : Moment maximum en travée.

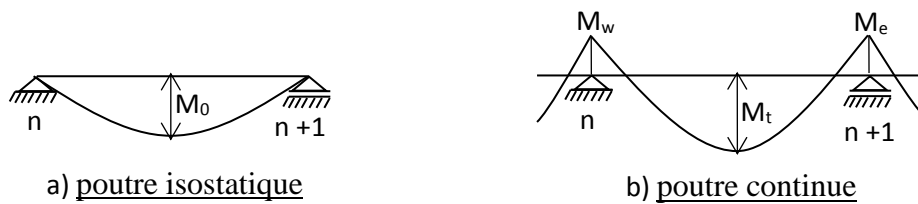


Fig.III.2: Définition des moments

- Moments en travées :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0 \}$$

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

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

- Moments sur appuis de rive : M_{ar}

$M_{ar} = 0$ → pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0.2 M_0$ → pour un encastrement partiel et

$M_{ar} = -0.4 M_0$ → pour un encastrement.

- Moments sur appuis intermédiaires : M_{ai} (figure III.5)

$M_{ai} = -0.6 M_0$ → cas d'une poutre à deux travées ;

$M_{ai} = -0.5 M_0$ → pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées et

$M_{ai} = -0.4 M_0$ → pour les autres appuis intermédiaires.

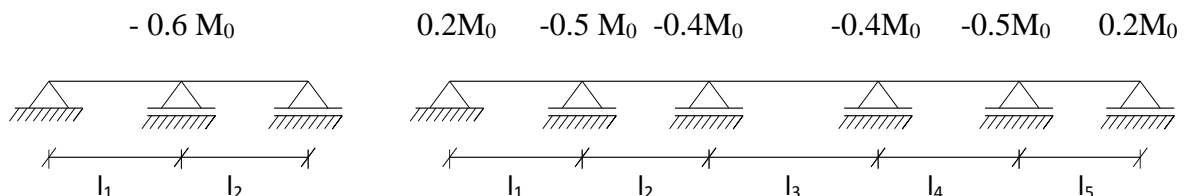


Fig.III.5 : Moments sur appuis intermédiaires.

Remarque :

Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui.

B. Méthode de Caquot minorée :➤ **Domaine d'application :** [CBA93/B6.2.2.1]

Dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

➤ **Principe de la méthode :** [CBA93/ B 6.2,221]

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui l'avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur un appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

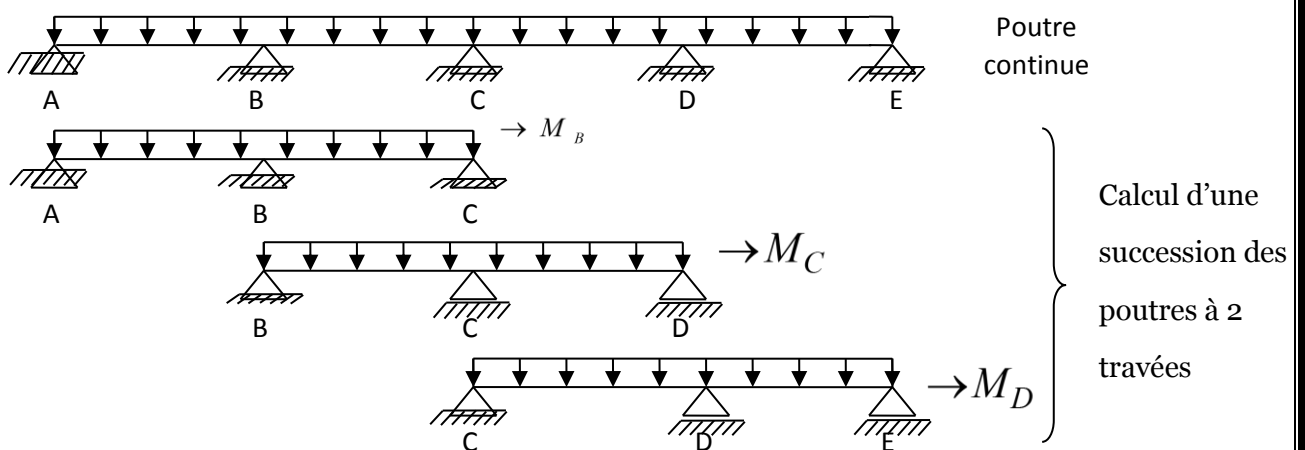


Fig.III.6 : Représentation de la méthode de Caquot

- Moments sur appuis intermédiaires :

$$M_i = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

Avec :

$l' = l$: pour une travée de rive ;

$l' = 0.8 l$: pour une travée intermédiaire ;

l'_w et l'_e : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui et

l : la portée réelle de la travée.

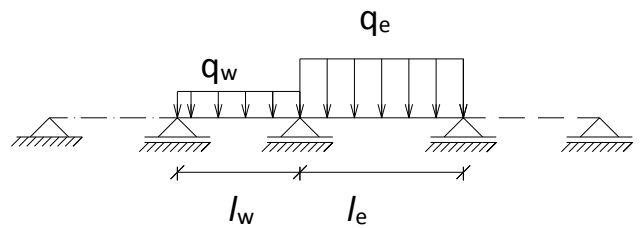


Fig.III.7 : Schéma statique d'une poutre continue.

- Moments en travées :

$$M(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right)M_w + \frac{x}{l}M_e$$

Avec :

$M_0(x)$: Moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment isostatique);

M_w et M_e : Moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée ;

x : abscisse varie de 0 à l ;

$$M(x) = M_{\max} \Rightarrow x = ?$$

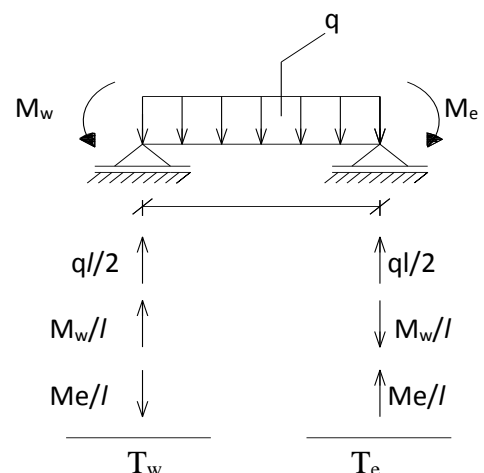
$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

Avec :

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

- Efforts tranchants :

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$



$$T_e = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

❖ **Evaluation des charges :**

Les poutrelles supportent les charges suivantes

<p><u>RDC :</u></p> $\left\{ \begin{array}{l} G = 511 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 150 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$	<p><u>Plancher terrasse :</u></p> $\left\{ \begin{array}{l} G = 654 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 100 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$
---	---

❖ **Combinaisons fondamentales :**

On va prendre les charges et les surcharges de la terrasse

➤ Etat limite ultime :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 654 + 1.5 \times 100) = 1032.9 \text{ daN/m}^2.$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6 = 1032.9 \times 0.6 = 619.74 \text{ daN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service :

$$q_{ser} = (G + Q) = (654 + 100) = 754 \text{ daN/m}^2.$$

$$q_{ser}^- = q_{ser} \times 0.6 = 754 \times 0.6 = 452.4 \text{ daN/m}_L.$$

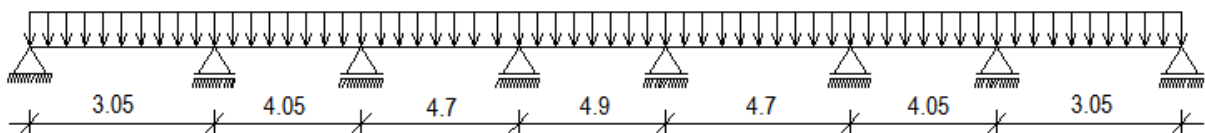
❖ **Types de poutrelles :**

➤ TYPE 1

$$\bar{q}_u = 619.74 \text{ daN/m}_L$$

$$\bar{q}_{ser} = 452.4 \text{ daN/m}_L$$

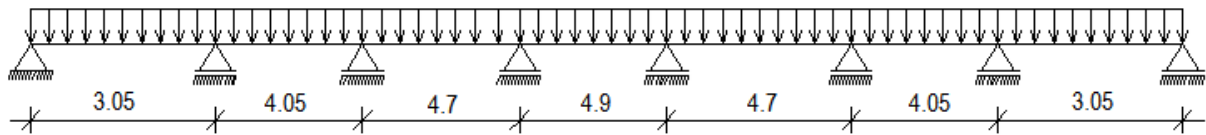
Terrace



Etage courant

$$\bar{q}_u = 619.74 \text{ daN/m}_L$$

$$\bar{q}_{ser} = 452.4 \text{ daN/m}_L$$

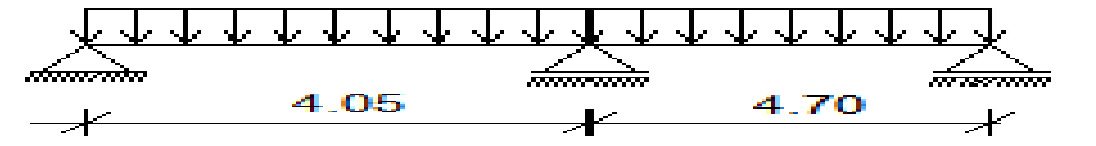


➤ TYPE 2

$$\bar{q}_u = 619.74 \text{ daN/m}_L$$

$$\bar{q}_{ser} = 452.4 \text{ daN/m}_L$$

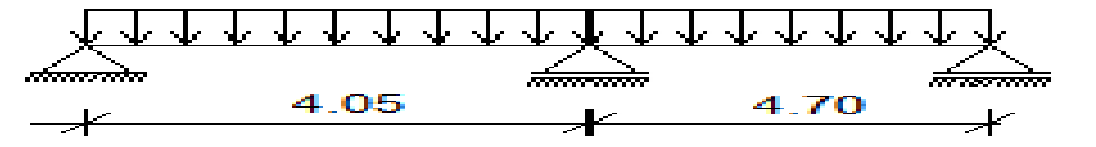
Terrace



$$\bar{q}_u = 619.74 \text{ daN/m}_L$$

$$\bar{q}_{ser} = 452.4 \text{ daN/m}_L$$

Etage courant

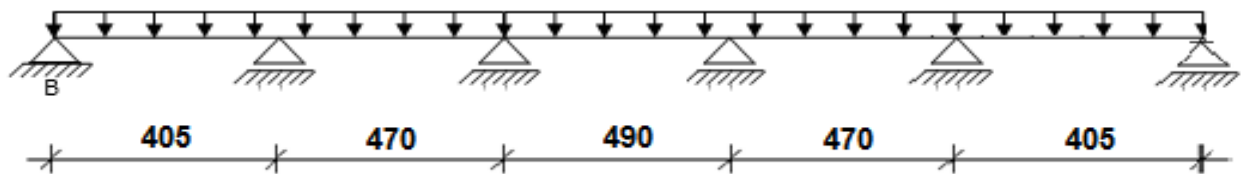


➤ TYPE 3

$$\bar{q}_u = 619.74 \text{ daN/m}_L$$

$$\bar{q}_{ser} = 452.4 \text{ daN/m}_L$$

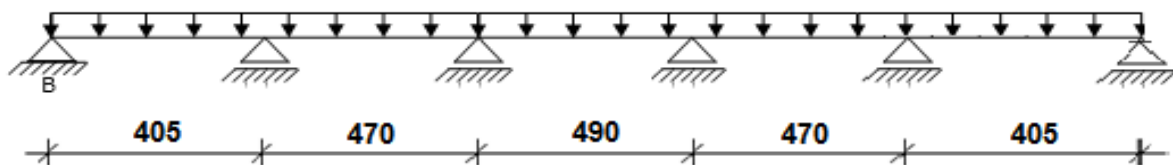
Terrace



$$\bar{q}_u = 619.74 \text{ daN/m}_L$$

$$\bar{q}_{ser} = 452.4 \text{ daN/m}_L$$

Etage courant



❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

on va prendre :

$$Q = 100 \text{ daN/m}^2 \leq \min (2 \times 654 ; 500 \text{ daN/m}^2) = 500 \text{ daN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée;}$$

- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.condition vérifiée ;

les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$\left. \begin{aligned} 0,8 &\leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.05}{4.70} = 0.86 \leq 1.25 \\ 0,8 &\leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.70}{4.90} = 0.95 \leq 1.25 \\ 0,8 &\leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.90}{4.7} = 1.04 \leq 1.25 \\ 0,8 &\leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.70}{4.05} = 1.16 \leq 1.25 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée et}$$

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable. Condition vérifiée.

Conclusion : Les 04 conditions sont vérifiées pour tous les types

⇒ La méthode forfaitaire est applicable.

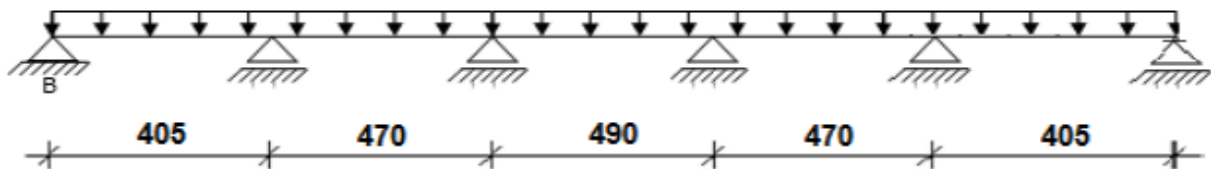
❖ **Application de la méthode forfaitaire :**

On utilisera le type1 à titre exemple :

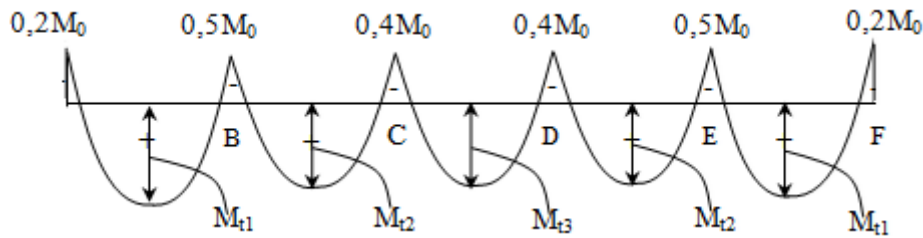
Schéma statique

$$\bar{q}_u = 619.74 \text{ daN/m}_L$$

$$\bar{q}_{ser} = 452.4 \text{ daN/m}_L$$



- Moments fléchissent en appuis :



- Moments fléchissant en travées :

$$\alpha = \frac{P}{G + P} = \frac{100}{654 + 100} = 0.13 \quad 0 \leq \alpha = 0,13 \leq \frac{2}{3} \quad \dots\dots\dots CV$$

➤ Pour les travées de rives AB et EF :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1} + \frac{0.5 + 0.2}{2} M_{01} \geq [\max((1 + 0.3 \times 0.13) ; 1.05)] M_{01} \\ M_{t1} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \right) M_{01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1} + 0.35 M_{01} \geq 1.05 M_{01} \\ M_{t1} \geq 0.62 M_{01} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{t1} \geq 0.70 M_{01} \\ M_{t1} \geq 0.62 M_{01} \end{array} \right.$$

On prend : $M_{t1} = 0.70 M_{01}$

➤ Travées intermédiaires BC et DE :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2} + \frac{0.4 + 0.5}{2} M_{02} \geq 1.05 M_{02} \\ M_{t2} \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \right) M_{02} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2} + 0.45 M_{02} \geq 1.05 M_{02} \\ M_{t2} \geq 0.52 M_{02} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{t2} \geq 0.60 M_{02} \\ M_{t2} \geq 0.52 M_{02} \end{array} \right.$$

On prend : $M_{t2} = 0.60 M_{02}$

➤ Travées intermédiaires BC et DE :

$$\begin{cases} M_{t2} + \frac{0.4 + 0.5}{2} M_{02} \geq 1.05 M_{02} \\ M_{t2} \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \right) M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t2} + 0.45 M_{02} \geq 1.05 M_{02} \\ M_{t2} \geq 0.52 M_{02} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{t2} \geq 0.60 M_{02} \\ M_{t2} \geq 0.52 M_{02} \end{cases}$$

On prend : $M_{t2} = 0.60 M_{02}$

➤ Travée intermédiaire CD :

$$\begin{cases} M_{t3} + \frac{0.4 + 0.4}{2} M_{03} \geq 1.05 M_{03} \\ M_{t3} \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \right) M_{03} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3} + 0.40 M_{03} \geq 1.05 M_{03} \\ M_{t3} \geq 0.52 M_{03} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{t3} \geq 0.65 M_{03} \\ M_{t3} \geq 0.52 M_{03} \end{cases}$$

On prend : $M_{t3} = 0.65 M_{03}$

On prend : $M_{t3} = 0.65 M_{03}$

• Moments en travées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_{t1}^u = 0.70 M_{01}^u \longrightarrow M_{01}^u = \frac{\bar{q}_u \times L^2}{8} = 619.74 \times \frac{4.05^2}{8} = 1270.6 \text{ daN.m} \\ M_{t1}^u = 0.70 \times 1270.6 = 889.42 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t2}^u = 0.60 M_{02}^u \longrightarrow M_{02}^u = \frac{\bar{q}_u \times L^2}{8} = 619.74 \times \frac{4.7^2}{8} = 1711.25 \text{ daN.m} \\ M_{t2}^u = 0.60 \times 1711.25 = 702.75 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3}^u = 0.65 M_{03}^u \longrightarrow M_{03}^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 619.74 \times \frac{4.9^2}{8} = 2057 \text{ daN.m} \\ M_{t3}^u = 0.65 \times 2057 = 1337.05 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_{t1}^{ser} = 0.70 M_{01}^{ser} \longrightarrow M_{01}^{ser} = \frac{\bar{q}_{ser} \times L^2}{8} = 452.4 \times \frac{4.05^2}{8} = 927.56 \text{ daN.m} \\ M_{t1}^{ser} = 0.70 \times 927.56 = 649.29 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t2}^{ser} = 0.60 M_{02}^{ser} \longrightarrow M_{02}^{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = 452.4 \times \frac{4.7^2}{8} = 1249.4 \text{ daN.m} \\ M_{t2}^{ser} = 0.60 \times 1249.4 = 749.64 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3}^{ser} = 0.65 M_{03}^{ser} \longrightarrow M_{03}^{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = 452.4 \times \frac{4.9^2}{8} = 1358 \text{ daN.m} \\ M_{t3}^{ser} = 0.65 \times 1358 = 882.74 \text{ daN.m} \end{cases}$$

- **Moments en appuis :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_A = M_F = -0.2 \times M_{01}^u = -0.2 \times 1270.6 = -254.12 \text{ daN.m}$$

$$M_B = M_E = -0.5 \times M_{01}^u = -0.5 \times 1270.6 = -635.3 \text{ daN.m}$$

$$M_C = M_D = -0.4 \times M_{03}^u = -0.4 \times 2057 = -822.8 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_A = M_F = -0.2 \times M_{01}^{ser} = -0.2 \times 927.56 = -185.5 \text{ daN.m}$$

$$M_B = M_E = -0.5 \times M_{01}^{ser} = -0.5 \times 927.56 = -463.78 \text{ daN.m}$$

$$M_C = M_D = -0.4 \times M_{03}^{ser} = -0.4 \times 1358 = -543.2 \text{ daN.m}$$

- Diagramme des moments fléchissant :

➤ E.L.U

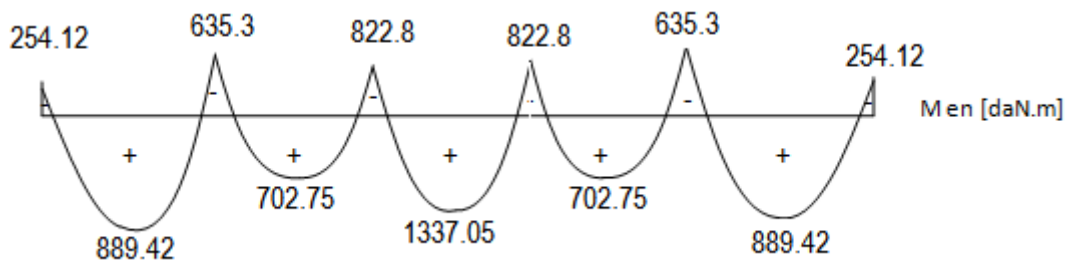


Fig.III.7 : Diagramme des moments fléchissant à [E.L.U] pour la poutrelle type1

➤ E.L.S :

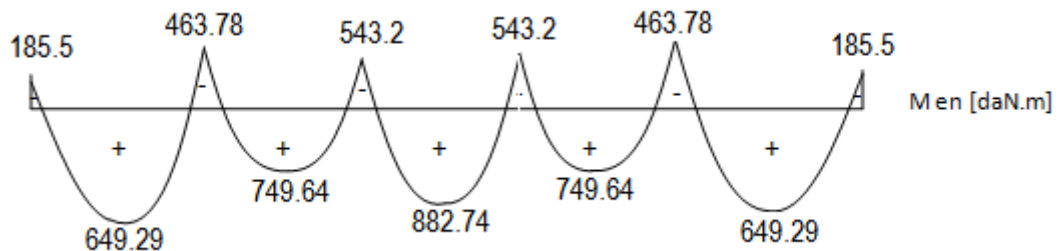
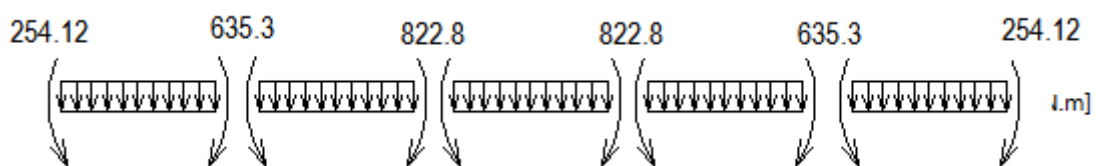


Fig.III.8 : Diagramme des moments fléchissant à [E.L.S] pour la poutrelle type1

- Efforts tranchants :

$$T = \frac{q_u L}{2} \pm \frac{M_g - M_d}{L}$$

M : en [daN.m]



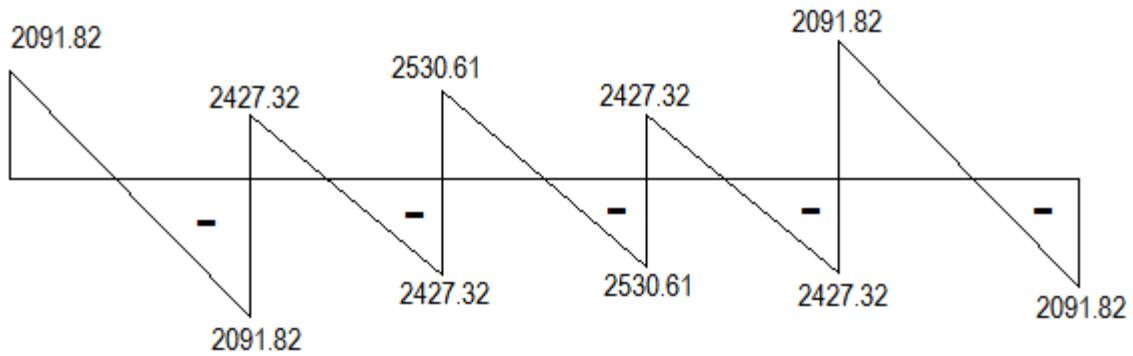


Fig. III. 9 : Diagramme de l'effort tranchant.

Tableau 3.1: Tableaux récapitulatifs des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux

Sollicitations Types		Moments en travées [daN .m]		Moments en appuis [daN .m]		Efforts tranchants T [daN]
		ELU	ELS	ELU	ELS	
1	Terrace	713.82		770		1214
2	Etage courant	750		713		1075
3	Terrace	1426	2114	2014	1470	2530
4	Etage courant	1263	912	1834	1325	2241.5
5	Terrace	1711	1249	1853	2163	2427
6	Etage courant	1515	1095	1687	1968	1852

III.2.4- Détermination des armatures :**a. En travées :**

➤ E.L.U :

$$M_t^u = 1335.05 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée:

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 11.33 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 43507.2 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 13350.5 \text{ N.m} < M_T = 43507.2 \text{ N.m} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression ; Donc la section de calcul sera comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ [cm}^2\text{]}$.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13350.5}{14.2 \times 60 \times (18)^2} = 0.048$$

$$\mu = 0.048 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.044$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{13350.5}{348 \times 0.99 \times 22} = 1.76 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 21.6 \times \frac{1.8}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$3T10 \longrightarrow A = 2.35\text{cm}^2.$$

➤ **E.L.S :**

$$M_t^{\text{ser}} = 884.74 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.35 \times (18 - 4) = -135 < 0$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la nervure ⇒ la section de calcul est une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35}{12} = 18.94\text{cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 2.35 \times 18}{12} = 169.75\text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18.94 + \sqrt{(-18.94)^2 + 169.75} = 4.04\text{cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{60 \times 4.55^3 - (60 - 12) \times (4.55 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.35 \times (18 - 4.55)^2$$

$$I = 8258.07 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{88474}{825807} = 1.07$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1.07 \times 4.55 = 4.87 \text{ MPa.}$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \checkmark \text{ Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{ les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

b. En appuis :

➤ **E.L.U :**

$$M_a^{\text{u}} = 2014 \text{ daN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 24) [\text{cm}^2]$.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{20140}{14.2 \times 12 \times (18)^2} = 0.36$$

$\mu = 0.36 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow$ Pivot B ; on cherche l'existence de A' .

$$1000\varepsilon_L = \frac{f_e}{200 \cdot \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1.15} = 1.74; \alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_L} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668$$

$$\mu_1 = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) = 0.392$$

$\mu = 0.045 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A'$ n'existe pas.

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.575$$

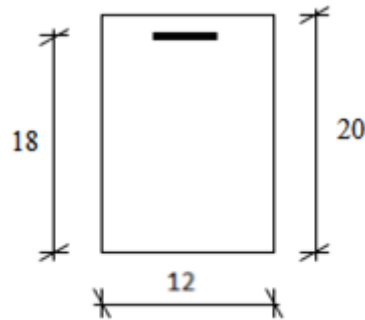


Fig. III. 10 : Diagramme de l'effort tranchant

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{20140}{348 \times 0.97 \times 18} = 3.31 \text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{1.8}{400} = 0.22 \text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 3.31 \text{cm}^2.$$

- Choix des armatures :

$$1T16 \longrightarrow A = 2.01 \text{cm}^2.$$

➤ **E.L.S :**

$M_a^{ser} - 2163 \text{ daN.m}$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1?}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{2014}{2163} = 0.94$

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.17 < \alpha = 0.274$$

• **Conclusion :**

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15MPa$
- ✓ Fissuration peu nuisible
- ✓ maintenues.

} les armatures calculées à E.L.U seront

(Aucune vérification pour (σ_s))

III.2.5- Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

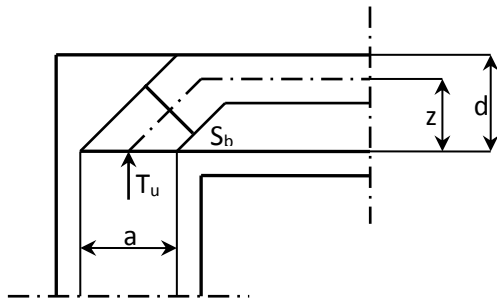


Fig.III.11 : Influence de l'effort tranchant sur un appui de rive.

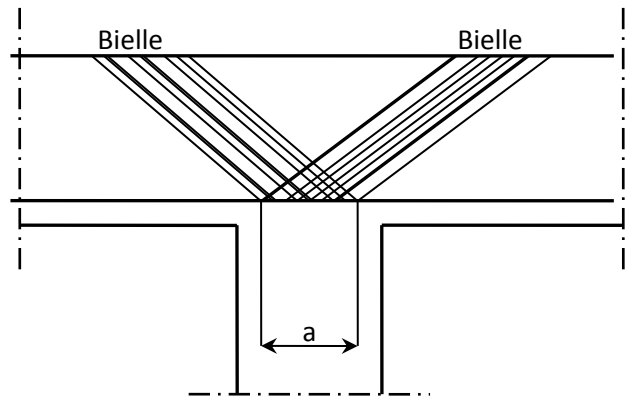


Fig.III.12 : Influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire.

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$T_u^{max} = 2427 \text{ daN.}$$

Avec :

$$a = 0.9d = 0.9 \times 22 = 19.8 \text{ cm}$$

$$T_u = 24270 \text{ N} \leq 0.267 \times 19.8 \times 12 \times 20 \times 100 = 126878.4 \text{ N.}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures:

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l = 2.35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(24270 - \frac{20140}{0.9 \times 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0.66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur A_l .

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{20140}{(12 \times 18) \times 100} = 0.93 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0.57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 \rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$

e. Espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple) et} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

• $\delta_{t1} \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$

$$\bullet \delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 12 \times 1} = 27.42 \text{ cm}$$

$$\bullet \frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.56 \times 0.8 \times 235}{12 \times (0.71 - 0.3 \times 2.1)} = 109.66 \text{ cm}$$

❖ **Conclusion :**

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 19.8 \text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

III..2.6-vérification de la flèche :

suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{\text{ser}}}{M_0^{\text{ser}}} \right) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{\text{s}}}{M_0^{\text{s}}} \right)$$

$$\bullet \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

☑ Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{490} = 0.040 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée \Rightarrow le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ **Calcul de la flèche :**

$$\Delta ft = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta ft_{\text{max}}$$

➤ **Calcul des charges :**

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = 654 \times 0.6 = 392.3 \text{ daN/m.}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons ;

$$j = g = 654 \times 0.6 = 392.3 \text{ daN/m.}$$

P : charge totale : $P = (G+Q).0.6$

$$P = (654+100) \times 0.6 = 754 \text{ daN/m.}$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = M_{tj}^{ser} = 0.70 \times M_{0g}^{ser} = 0.70 \times 392.3 \times \frac{5^2}{8} = 858.15 daN.m$$

$$M_{tp}^{ser} = 0.70 \times M_{\dot{a}p}^{ser} = 0.70 \times 754 \times \frac{5^2}{8} = 1649.37 daN.m$$

• Modules de déformations longitudinaux :

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164 \text{ MPa}$$

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

➤ Moment d'inertie de la section homogène :

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité (g g').

• Coordonnées du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 14 + 13 \times 2.35 \times 18}{4 \times 60 + 12 \times 16 + 13 \times 2.35} = 8.03 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 11.97 \text{ cm}$$

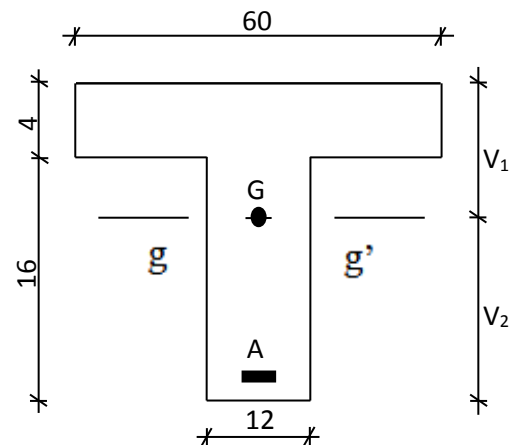


Fig.III.13: Coordonnées de centre de gravité

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) \cdot (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot C^3}{3} + n \times A (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \times 8.03^3}{3} - \frac{(60 - 12) \times (8.03 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 2^3}{3} + 13 \times 2.35 \times (11.97 - 2)^2$$

$$I_0 = 10282.69 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_1^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{2.35}{12 \times 18} = 1.087 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.883$$

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{8581.5}{2.35 \times 0.883 \times 18} = 229.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{16493.7}{2.35 \times 0.883 \times 18} = 441.58 \text{ MPa}$$

➤ Calcul du μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0089 \times 229.75 + 2.1} = 0.35$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0089 \times 441.58 + 2.1} = 0.186$$

➤ Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):

$$I_f = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.0089} = 3.89$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.0089} = 1.56$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \times 1028269}{1 + 1.56 \times 0.30} = 7694.52 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \times 1028269}{1 + 3.89 \times 0.30} = 9856.85 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1.1 \times 1028269}{1 + 3.89 \times 0.179} = 6669.19 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fg}^v} = \frac{8581.5 \times 490^2}{10 \times 10818 \times 17336.37} = 1.09 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{fg}^i} = \frac{8581.5 \times 490^2}{10 \times 32164 \times 9856.85} = 0.65 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{16493.7 \times 490^2}{10 \times 32164 \times 6669.19} = 1.08cm$$

➤ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (1.09 - 0.65) + (1.08 - 0.65) = 0.87cm$$

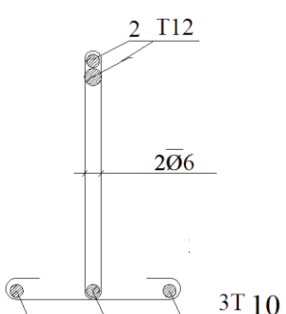
➤ **La flèche admissible :**

$$L = 4.9m \leq 5.00m \Rightarrow \Delta f_{t,max} = \frac{L}{500} = \frac{490}{500} \approx 1.00cm$$

• **Conclusion :**

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,max} \longrightarrow 0.87cm < 1.00cm \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

Tableau.3.3: Ferrailage de la poutrelle

		M [KN.m]	A _t [cm ²]	Choix des armatures	A _t	Disposition des armatures
En travée	E.L.U.R.	-17.11	1.94	3T10 A=2.35 cm ²	2Ø6 A _t = 0.56cm ²	
	E.L.S.	21.14	vérifiée			
En appui	E.L.U.R	20.14	1.38	2T12 A=2.26cm ²		
	E.L.S.	21.63	vérifiée			

CHAPITRE IV

Etude des éléments non structuraux

IV.1- Etude des escaliers :

IV.1.1- Définition :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

IV.1.2- Eléments constitutifs :

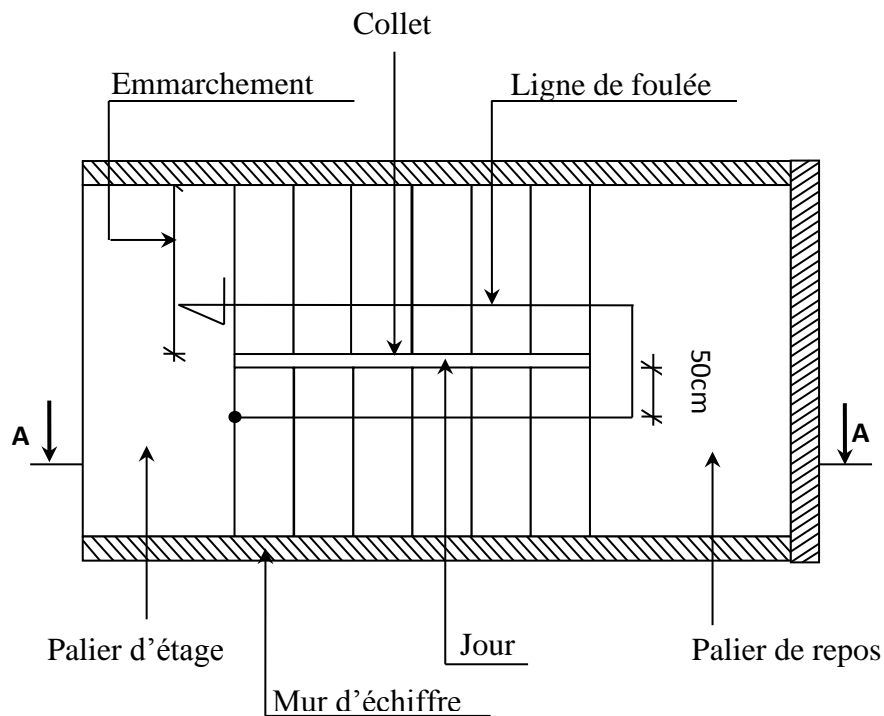
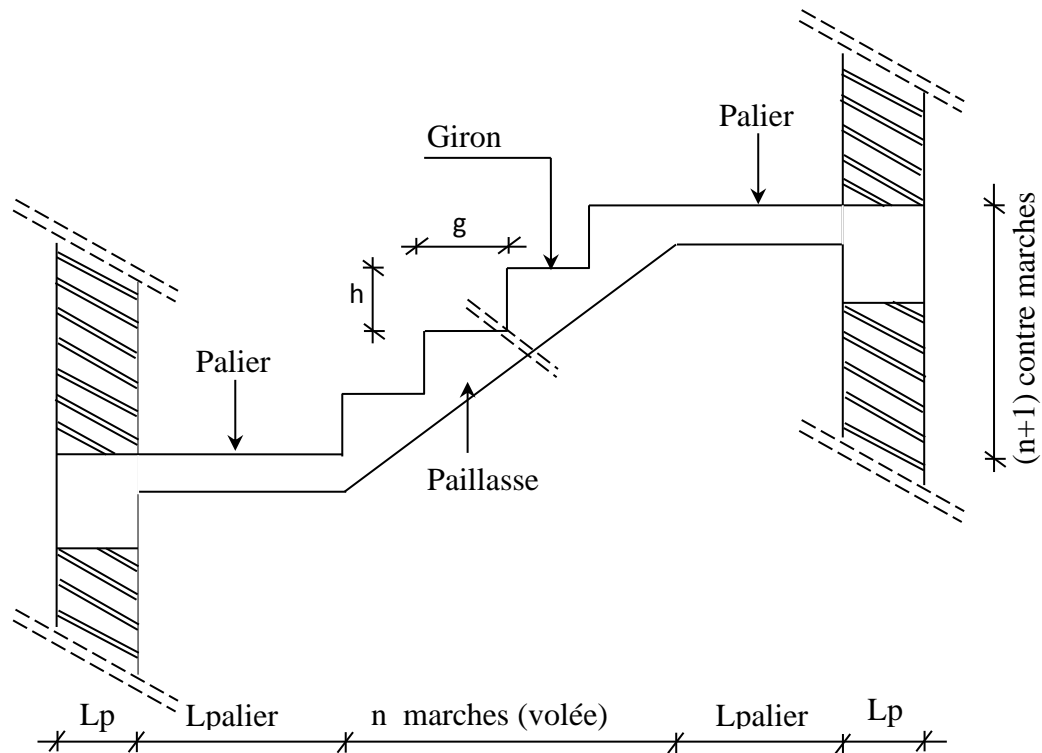


Fig IV.1: Les éléments constitutifs d'un escalier

**Fig IV.2:** Coupe AA

- **Emmarchement** : Longueur de la marche ;
- **g** : Giron (largueur d'une marche) ;
- **h** : Hauteur d'une marche ;
- **Mur d'échiffre** : Mur qui limite l'escalier ;
- **Paillasse** : Plafond qui monte sous les marches ;
- **Contre marche** : Partie verticale d'une marche ;
- **Le jour** : Espace entre 2 volées en projection horizontale ;
- **Le collet** : Bord qui limite l'escalier du coté du jour ;
- **Ligne de foulée** : Courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du coté de jour);
- **Volée** : Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;
- **Palier de repos** : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et
- **Palier d'arrivée** : Palier d'étage.

Dans notre projet, on a un types d'escaliers :

- Escalier à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires

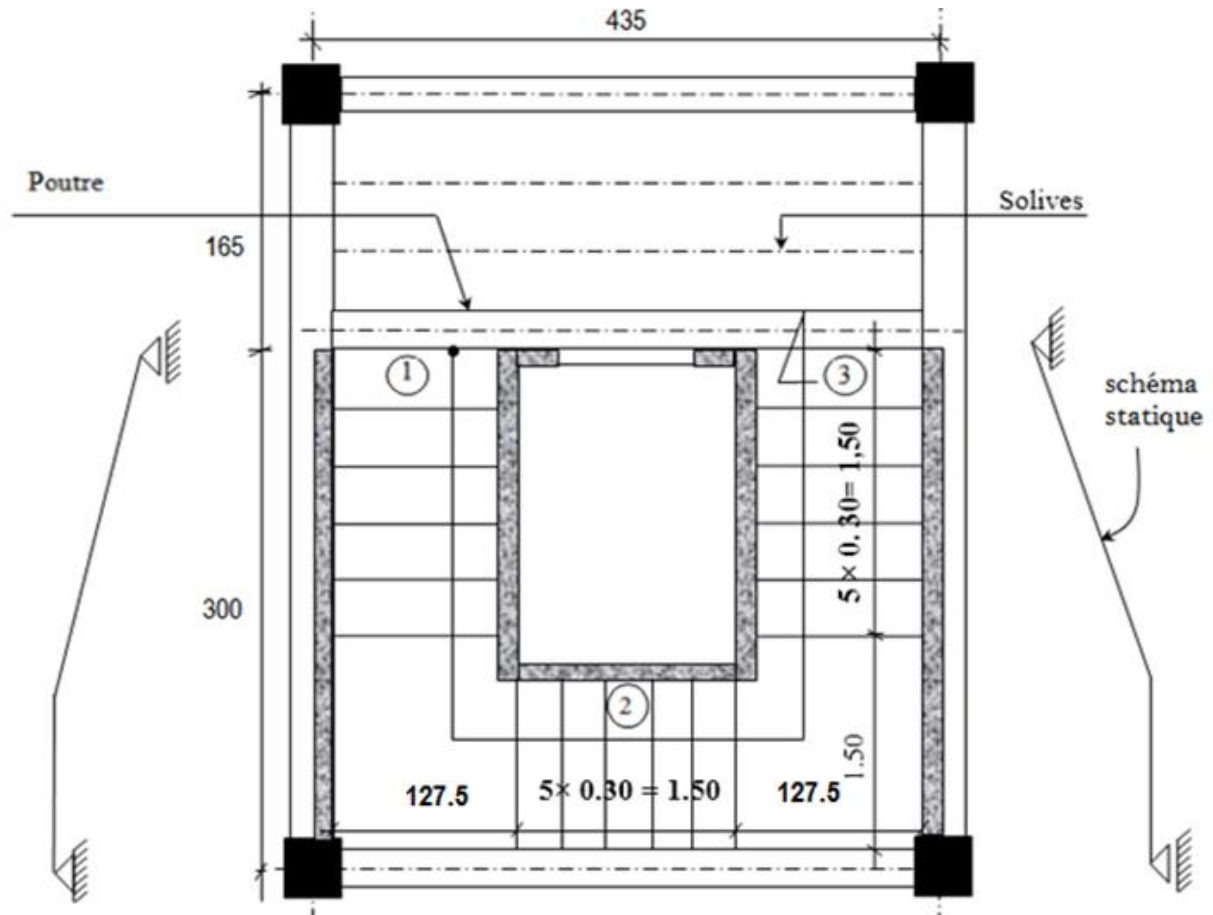


Fig.IV.3: Vue en plan de la cage d'escalier

IV.1.3-Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :

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

$$h = 17 \text{ cm.} \quad g = 30 \text{ cm.}$$

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ Contre marches ; } N_c: \text{ nombre des contre marches.}$$

On aura 18 contre marches ($N=06$ contre marches par volées (1), (2) et (3)).

$n = N-1 = 6-1 = 05$ marches par volées.

• **L'inclinaison de la paillasse :**

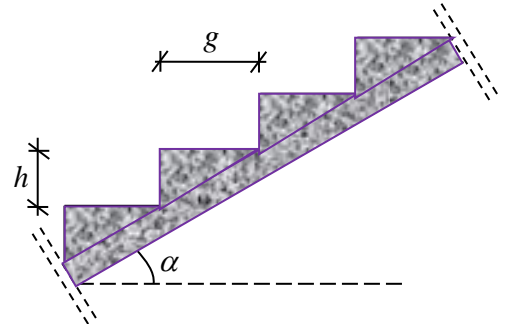
$$tg \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

• **La longueur de la paillasse :**

➤ volées (1) et (3):

$$L' = \frac{1.02}{\sin(29.54)} = 2.07m$$

$$L_{pai} = L' + L_{palier} = 2.07 + 1.50 = 3.57m.$$



• **Epaisseur de la paillasse:** (paillasse porteuse)

Condition de résistance : $\frac{L_{pai}}{30} < ep < \frac{L_{pai}}{20} \Rightarrow \frac{357}{30} < ep < \frac{357}{20}$

Fig IV.4: schémas de la paillasse

D'où : $ep_1 = (11.9 ; 17.85)$ cm ; on prend : **ep₁ = 14cm.**

➤ Volée (2) :

Escalier a marche porteuse : **ep₂ = 6cm.***

❖ **Conclusion :**

On a deux types de schéma statique :

- **1^{er} type** : Escalier à paillasse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance.
- **2^{ème} type** : Escalier à marche porteuses, les marches sont mono encastré dans une poutre brisé.

IV.1.3.1- Descente de charges :

➤ **1^{er} type** : (Escalier à paillasse avec un seul palier)

1-volée :

a- Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)	104 daN/m ²
- Revêtement vertical ($104 \times \frac{h}{g}$)	58.94 daN/m ²
- Poids propre des marches ($2200 \times \frac{h}{2}$)	187 daN/m ²
- Poids propre de la paillasse ($2500 \times \frac{ep_1}{\cos \alpha}$)	402.30 daN/m ²
- Enduit au ciment ($18 \times \frac{1.5}{\cos \alpha}$)	31.00 daN/m ²

G₁ = 783.24 daN/m²

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q_1 = 250 \text{ daN/m}^2$.

c- Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_1^u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 783.24 + 1.5 \times 250 = 1432.38 \text{ daN/m}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_1^{ser} = G_1 + Q_1 = 783.24 + 250 = 1033.24 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_1^u = q_1^u \times 1.00 = 1432.38 \times 1.00 = 1432.38 \text{ daN/mL}$$

$$\bar{q}_1^{ser} = q_1^{ser} \times 1.00 = 1033.24 \times 1.00 = 1033.24 \text{ daN/mL}$$

2-Palier :

a- Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose +sable) 104 daN/m²
- Poids propre du palier (2500 × e_{p1}) 350 daN/m²
- Enduit au ciment (18 daN/m²/cm × 1.5cm) 27 daN/m²

$$G_2 = 481 \text{ daN/m}^2$$

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q = 250 \text{ daN/m}^2$.

c- Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_2^u = 1.35G_2 + 1.5Q = 1.35 \times 481 + 1.5 \times 250 = 1024.35 \text{ daN/m}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_2^{ser} = G_2 + Q = 481 + 250 = 731 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_2^u = q_2^u \times 1.00 = 1024.35 \times 1.00 = 1024.35 \text{ daN/mL}$$

$$\bar{q}_2^{ser} = q_2^{ser} \times 1.00 = 731 \times 1.00 = 731 \text{ daN/mL}$$

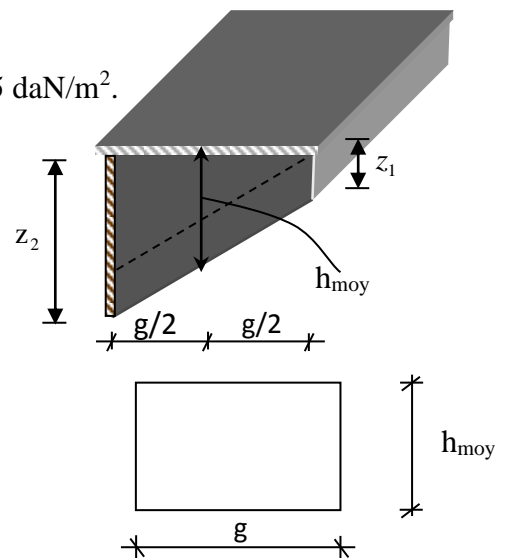


Fig.IV.5: Schéma de la marche porteuse

➤ **2^{ème} type** : (Escalier à marches porteuses)

3- Marche porteuse :

• Calcul de h_{moy} :

$$h_{\text{moy}} = \frac{z_1 + z_2}{2} = \frac{2z_1 + h}{2}$$

$$z_1 = \frac{e_{p2}}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos(29.54^\circ)} = 6,90\text{cm}$$

$$h_{\text{moy}} = \frac{2 \times 6.9 + 17}{2} = 15.4\text{cm}$$

a- Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose +sable) (104×g)..... 31.2 daN/m_L
- Revêtement vertical (104 × h) 17.68 daN/m_L
- Poids propre de la marche (h_{moy} = 15.4cm) (2500×0.154×0.3) 115.5 daN/m_L
- Enduit au ciment (18 daN/m²/cm) × $\frac{1.5}{\cos^2(29,54^\circ)} \times 0,3$ 10.70 daN/m_L

G₃ = 175,08 daN/m_L

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $Q_{tr} = 250 \times 0.3 = 75 \text{ daN/m}_L$.

c- Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\bar{q}_3^u = 1.35G_3 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 175.08 + 1.5 \times 75 = 348.86 \text{ daN/m}_L$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\bar{q}_3^{\text{ser}} = G_3 + Q_1 = 175.08 + 75 = 250.08 \text{ daN/m}_L$$

IV.1.3.2- Calcul du ferrailage :

A. Marches porteuses :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

$$\bar{q}_3^u = 348.86 \text{ daN/m}_L$$

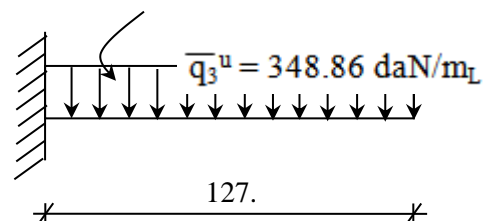


Fig.IV.6 : Schéma statique de la marche porteuse

$$M_u = -\frac{q_3^u \cdot L^2}{2} = -\frac{348.86 \times 1.275^2}{2} = -283.55 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{283.55}{14.2 \times 30 \times (13.4)^2} = 0.037$$

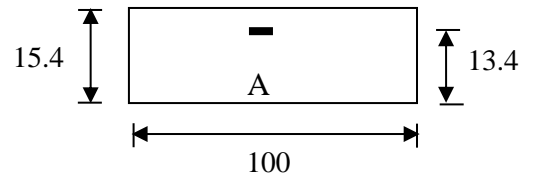


Fig.IV.7 : Section de calcul de la marche

$$\mu = 0.046 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.047$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

- Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{283.55}{348 \times 0.979 \times 13.4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h_{\text{moy}} = 0.0008 \times 30 \times 15.4 = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_L = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 0.62 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$2T10 \longrightarrow A = 1.57 \text{ cm}^2.$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\bar{q}_3^{\text{ser}} = 250.08 \text{ daN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -\frac{\bar{q}_3^{\text{ser}} \cdot L^2}{2} = -\frac{250.08 \times 1.275^2}{2} = -203.26 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{283.55}{203.26} = 1.39$$

$$\frac{1.39 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 > \alpha = 0.033 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

• Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} \equiv \overline{q}_3^u \cdot L' = 348.86 \times 1.275 = 444.79 \text{ daN}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9d = 0.9 \times 13.4 = 12.06\text{cm}$$

$$T_u = 4447.9 \text{ N} \leq 0.267 \times 12.06 \times 30 \times 25 \times 100 = 193201.2 \text{ N.}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_L = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(4447.9 - \frac{2835.5}{0.9 \times 13.4} \right) \cdot 10^{-2} = 0.12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur A_L.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{4447.9}{(30 \times 13.4) \times 100} = 0.110 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \overline{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.110 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{1\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{15.4}{35}; \frac{30}{10}; 1\right) = 0.44 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2$

e. Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple) et} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 12.06\text{cm}$$

- $\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b \cdot \sin \alpha} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 30 \times 1} = 10.97 \text{ cm}$

- $\frac{A_t}{b \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \cdot K}{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$

Donc : $\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot 0.8 \cdot f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.56 \times 0.8 \times 235}{30 \times (0.110 - 0.3 \times 2.1)} = -6.73 \text{ cm} \rightarrow \text{Valeur rejetée.}$

❖ Conclusion :

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 10.97 \text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 10\text{cm}$

- Dessin du ferrailage :

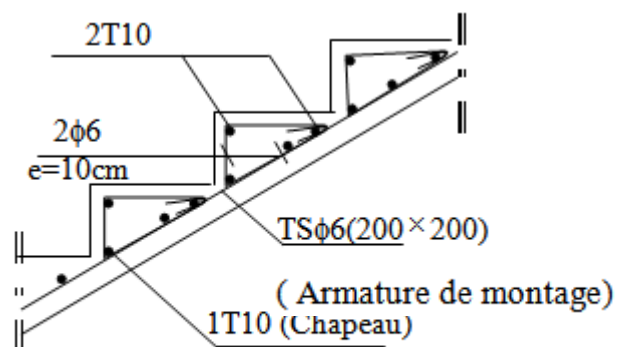


Fig.IV.8: Dessin du ferrailage

B. Paillasse porteuse:

- Schéma statique:

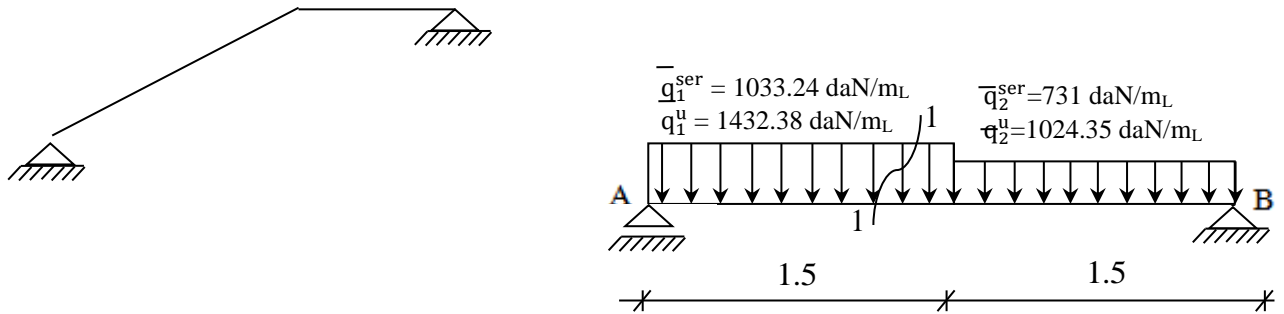


Fig.IV.7: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

- Etat limite ultime (E.L.U.):

- Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 1995.56 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 1689.54 \text{ daN}$$

- ☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1995.56 + 1689.54 = 1432.38 \times 1.5 + 10024.35 \times 1.5 = 3685.1 \text{ daN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - \bar{q}_1^u \cdot x$$

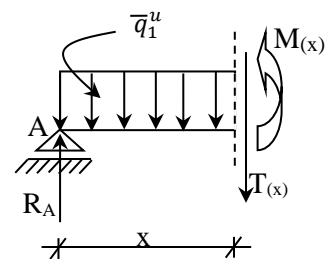
$$M(x) = R_A \cdot x - \bar{q}_1^u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 1995.56 - 1432.38 \cdot x$$

$$M(x) = 1995.56 \cdot x - 1432.38 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 1995.56 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 1.50 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(1.5) = -153.01 \text{ daN} \\ M(1.5) = 1381.91 \text{ daN.m} \end{cases}$$



- Calcul du moment fléchissant maximum :

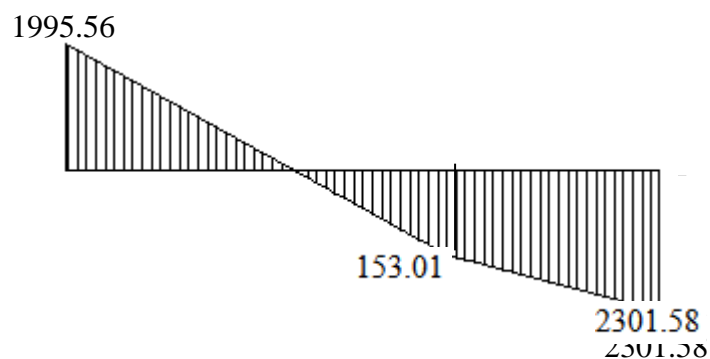
$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 1995.56 - 1432,38 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1.39\text{m.}$$

$$M_{\max}^u = M(1.39\text{m}) = 1390.08 \text{ daN.m.}$$

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

- T : en [daN]



- M : en [daN.m]

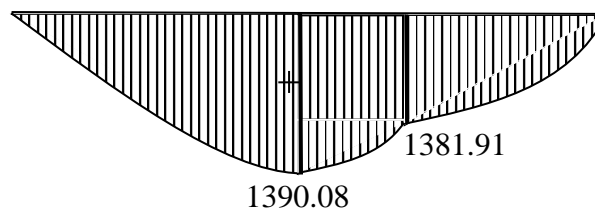


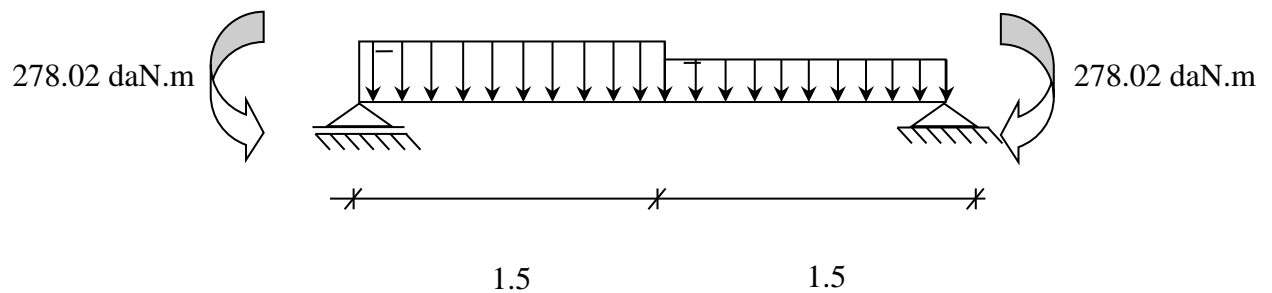
Fig.IV.8: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.

- Moment en appuis :

$$M_a^u = -0.2M_{\max}^u = -278.02 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^u = 0.8M_{\max}^u = 1112.06 \text{ daN.m}$$



➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

• Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 1436.52 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 1209.84 \text{ daN}$$

☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1436.52 + 1209.84 = 1033.24 \times 1.5 + 731 \times 1.5 = 2646.36 \text{ daN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - \bar{q}_1^{\text{ser}} \cdot x$$

$$M(x) = R_A \cdot x - \bar{q}_1^{\text{ser}} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 1436.52 - 1033.24 \cdot x$$

$$M(x) = 1436.52 \cdot x - 1033.24 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 1436.52 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 1.50 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(1.5) = -113.34 \text{ daN} \\ M(1.5) = 992.38 \text{ daN.m} \end{cases}$$

• Calcul du moment fléchissant maximum :

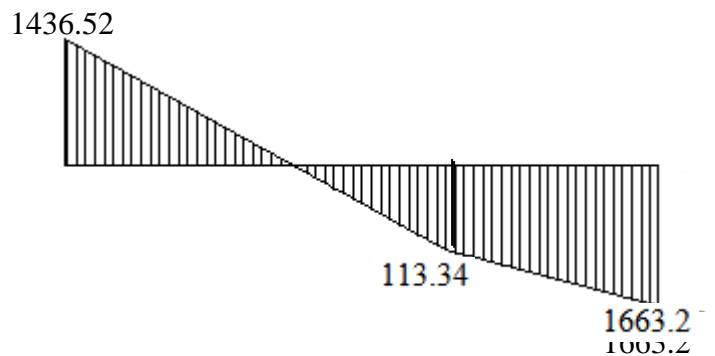
$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 1436.52 - 1033.24 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1.39 \text{ m.}$$

$$M_{\max}^{\text{ser}} = M(1.39) = 998.60 \text{ daN.m}$$

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

➤ Etat limite ultime de service (E.L.S.) :

- T : en [daN]



- M : en [daN.m]

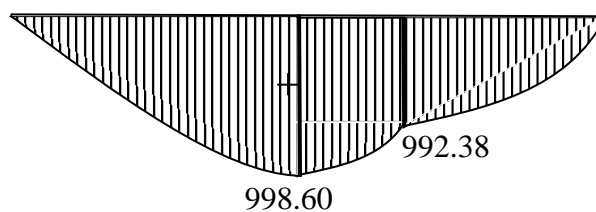


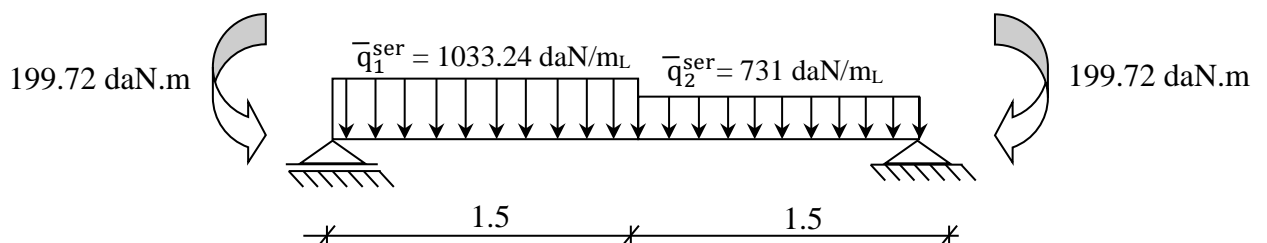
Fig.IV.11: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.

- Moment en appuis :

$$M_a^{ser} = -0.2M_{max} = -199.72 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^{ser} = 0.8M_{max} = 798.88 \text{ daN.m}$$



❖ Calcul du ferrailage :

A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 111206 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{111206}{14.2 \times 100 \times (12)^2} = 0.054$$

$$\mu = 0.068 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.064$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{111206}{348 \times 0.97 \times 12} = 2.74 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2.74 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{\text{ser}} = 798.88 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{111206}{798.88} = 1.39$$

$$\frac{1.39 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 > \alpha = 0.088 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

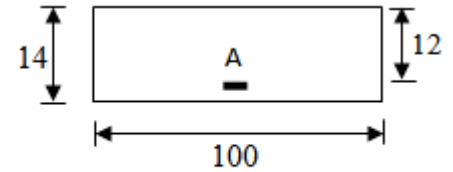


Fig IV.12 : Section de calcul de la pailasse

• Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s)) } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

• Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2.75}{4} = 0.69\text{cm}^2/\text{m}_L$$

• Choix des armatures :

4T8/m_L \longrightarrow A = 2.01cm²/m_L
 (T8 \longrightarrow e = 25cm).

B. En appuis :

\blacktriangleright Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -278.02\text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2780.2}{14.2 \times 100 \times (12)^2} = 0.013$$

$\mu = 0.013 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$

$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.017$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.991$

• Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2780.2}{348 \times 0.991 \times 12} = 0.67\text{cm}^2 / \text{m}_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12\text{cm}^2 / \text{m}_L$

$A_a = \max(A_a; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.28\text{cm}^2 / \text{m}_L$

• Choix des armatures :

4T8/m_L \longrightarrow A = 2.01cm²/m_L.
 (T8 \longrightarrow e = 25cm).

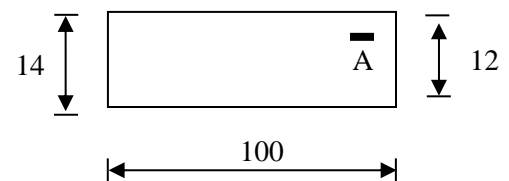


Fig IV.13 : Section de calcul de la paillasse

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{\text{ser}} = -199.72 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{278.02}{199.72} = 1.39$

$$\frac{1.39 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 > \alpha = 0.022 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
 - (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\left. \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r^a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{0.67}{4} = 0.17 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

• Choix des armatures :

$$4\text{T8}/\text{m}_L \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(\text{T8} \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

C. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\text{max}} = 2301.58 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{23015.8}{100 \times 12 \times 100} = 0.192 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0.192 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- $$\left. \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

- Dessin du ferrailage :

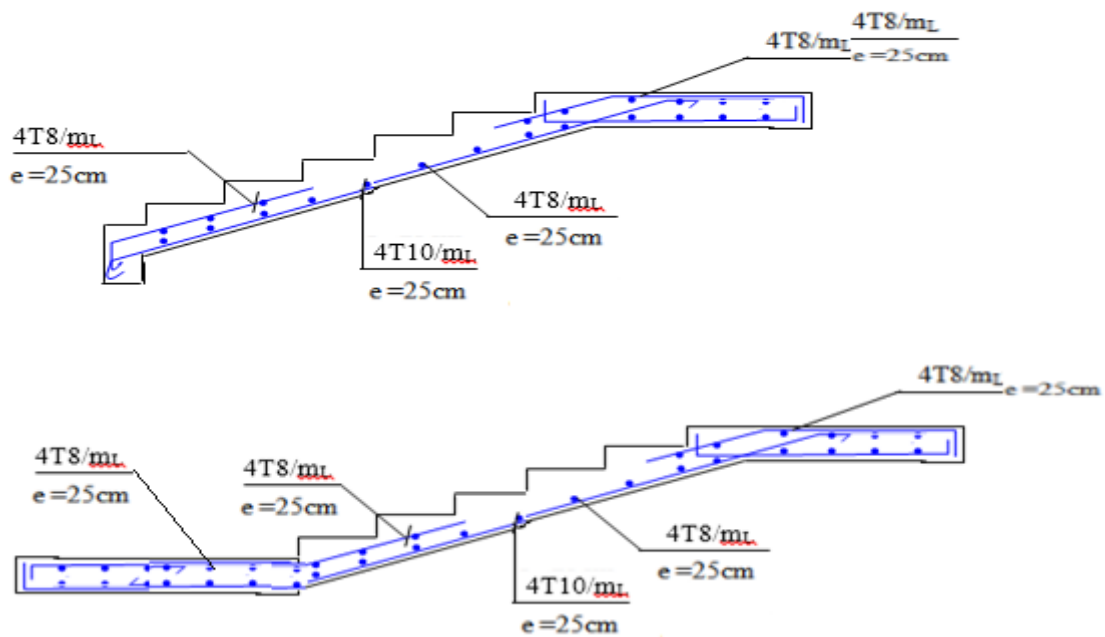


Fig.IV. 9: Ferrailage de la paillasse

IV.1.3.3- Calcul de la poutre brisée :

La poutre brisée est appuyée sur les poteaux et sollicité par les charges provenant des volées et paliers de repos ainsi que celle des marches porteuses.

La hauteur de la poutre brisée doit vérifier les conditions suivantes :

- Condition de la flèche :

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

Avec :

L : Portée de la poutre (L= 4.35m) ;

h : Hauteur de la poutre et

b : Largeur de la poutre.

$$\Rightarrow \frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \Rightarrow 29 \text{ cm} \leq h \leq 43.5 \text{ cm}$$

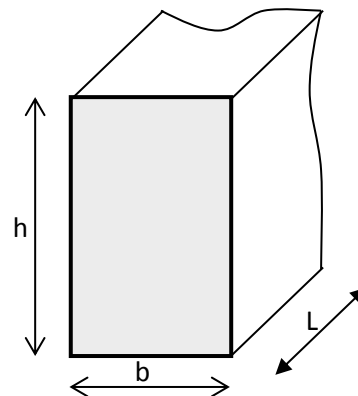


Fig.IV.10: Section de la poutre brisée.

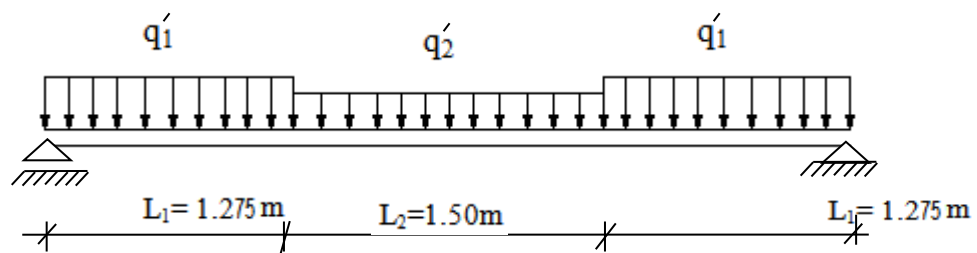
Soit : **h = 35cm** et **b = 30cm**.

☑ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 35\text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc ; la section de la poutre brisée est $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

A. Moment fléchissant :



$$q_{\text{éq}} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} + (g_p + g_{\text{mur}})$$

g_p ; g_{mur} : poids propre de la poutre brisée et de mur respectivement ;

q_1 : Charge uniformément répartie due aux réactions du palier et de la volée ;

q_2 : Charge uniformément répartie due aux réactions des marches porteuses et

$q_{\text{éq}}$: Charge équivalente sollicitant la poutre brisée.

- Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée :

$$g_p = 0.35 \times 0.30 \times 2500 = 262.50 \text{ daN/m}_L$$

- Calcul de la charge due au poids du mur :

$$g_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times \frac{h_e}{2}$$

Epaisseur du mur : $e_p = 30\text{cm} \Rightarrow G_{\text{mur}} = 90 + 130 + 2 \times 1.5 \times 18 = 274 \text{ daN/m}^2$

Hauteur libre d'étage : $h_e = 3.06\text{m} - 0.40 = 2.66\text{m} \Rightarrow g_{\text{mur}} = 274 \times \frac{2.66}{2} = 364.42 \text{ daN/m}_L$

❖ Combinaisons fondamentales :➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\dot{q}_1^u = R_B^u = 1689.54 \text{ daN} / m_L$$

$$\dot{q}_2^u = \frac{n \cdot \bar{q}_3^u \cdot L'}{L} = \frac{5 \times 348.86 \times 1.275}{1.5} = 1482.65 \text{ daN} / m_L \quad (n : \text{nombre des marches})$$

$$\Rightarrow q_{eq}^u = \frac{1482.65 \times 1.5 + 2 \times 1689.54 \times 1.275}{1.5 + (2 \times 1.275)} + 1.35 \times (262.5 + 364.42) = 2521.12 \text{ daN} / m_L$$

$$M_0^u = \frac{q_{eq}^u \cdot L^2}{8} = \frac{2521.12 \times (3.9)^2}{8} = 4793.6 \text{ daN.m}$$

- En travée :

$$M_t^u = 0,6 \cdot M_0^u = 0,6 \times 4793.6 = 2876.16 \text{ daN.m}$$

- En appui :

$$M_a^u = -0,4 \cdot M_0^u = -0,4 \times 4793.6 = -1917.44 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\dot{q}_1^{ser} = R_B^{ser} = 1209.84 \text{ daN} / m_L$$

$$\dot{q}_2^{ser} = \frac{n \cdot \bar{q}_3^{ser} \cdot L'}{L} = \frac{5 \times 250.08 \times 1.275}{1.5} = 1064.84 \text{ daN} / m_L$$

$$q_{eq}^{ser} = \frac{1064.84 \times 1.5 + 2 \times 1209.84 \times 1.275}{1.5 + 2 \times 1.275} + (262.5 + 364.42) = 1782.31 \text{ daN} / m_L$$

$$M_0^{ser} = \frac{q_{eq}^{ser} \cdot L^2}{8} = \frac{1782.31 \times (4.05)^2}{8} = 3654.29 \text{ daN.m}$$

- En travée :

$$M_t^{ser} = 0,6 \cdot M_0^{ser} = 0,6 \times 3654.298 = 2192.57 \text{ daN.m}$$

- En appui :

$$M_a^{ser} = -0,4 \cdot M_0^{ser} = -0,4 \times 3654.29 = -1461.71 \text{ daN.m}$$

Tableau IV.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant.

Moments [daN.m]	E.L.U.	E.L.S.
Travées	2876.16	2192.57
Appuis	-1917.44	-1461.71

B. Déterminations des armatures :**a) En travée :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 2876.16 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2876.16}{14.2 \times 30 \times (33)^2} = 0.061$$

$$\mu = 0.061 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.078$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

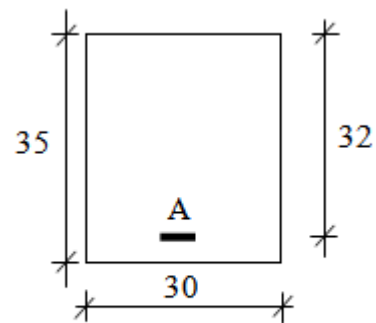
- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2876.16}{348 \times 0.96 \times 33} = 2.60 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2.60 \text{ cm}^2$$

**Fig.IV.16:** Section de calcul.

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 2192.57 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{2876.16}{2192.57} = 1.31$

$$\frac{1.31 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.35 > \alpha = 0.096 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

b) En appui :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -1917.44 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{191744}{14.2 \times 30 \times (33)^2} = 0.041$$

$$\mu = 0.041 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.974$$

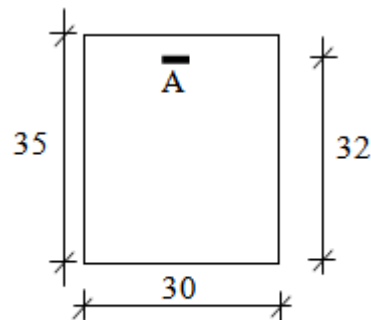


Fig.IV.17: Section de calcul.

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{191744}{348 \times 0.974 \times 33} = 1.71 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 1.71 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{\text{ser}} = -1461.71 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{1917.44}{1461.71} = 1.31$$

$$\frac{1.31 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.35 > \alpha = 0.063 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
 - (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

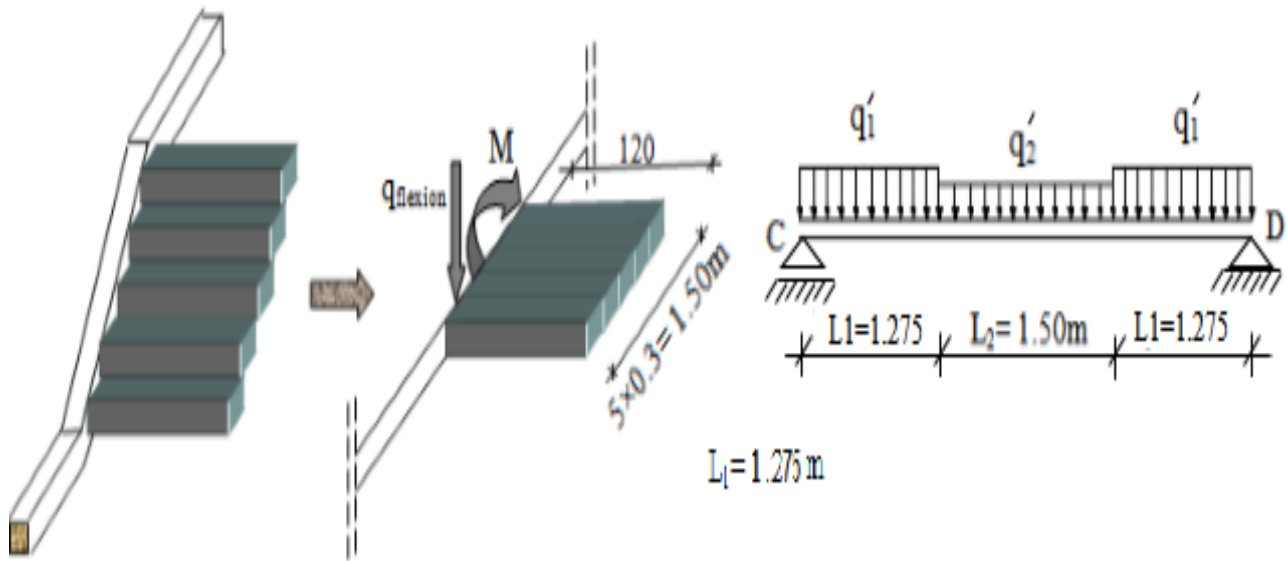


Fig.IV.18: Schéma des marches porteuses (effet de torsion)

C).Moment de torsion :

$$M_{T/marche} = \frac{q \cdot L^2}{2}$$

$$M_T = 5 \cdot \frac{q \cdot L^2}{2}$$

-Moment en travée :

$$M_T^u = 5 \cdot \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 5 \cdot \frac{348.86 \times (1.275)^2}{2} = 1417.78 daN.m$$

- Moment en appuis :

$$M_{TD}^u = M_{TC}^u = -\frac{M_T^u}{2} = -\frac{1417.78}{2} = 708.89 daN.m$$

• Déterminations des armatures :

$$e = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

$$\Omega = 30 \times 25 = 750cm^2 \quad e = (a/6)$$

$$U = (30 + 25) \times 2 = 110cm$$

▪ Calcul des armatures longitudinales :

- En travée :

$$A_L^t = \frac{U \cdot M_T^u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{110 \times 1417.78}{2 \times 750 \times \frac{400}{1.15}} = 2.9cm^2$$

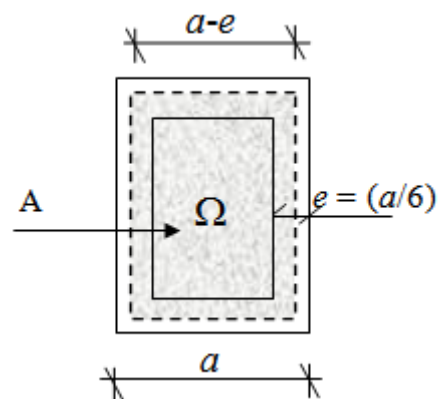


Fig.IV.11: Section de calcul

- En appuis :

$$A_L^a = \frac{U \cdot M_{TD}^u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{110 \times 7088,9}{2 \times 750 \times \frac{400}{1,15}} = 1,49 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales :

$$A_{\min} = \frac{0,4 \cdot e \cdot U}{f_e} = \frac{0,4 \times 5 \times 110}{400} = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tt} = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 2,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,49 \text{ cm}^2$$

- Conclusion :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{Tt} = 2,9 \text{ cm}^2 \\ A_{Ta} = 1,49 \text{ cm}^2 \\ A_{travée} = 2,50 + 2,9 = 5,4 \text{ cm}^2 \\ A_{appui} = 1,65 + 1,49 = 3,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- Choix des armatures :

$$8T10 \longrightarrow A = 6,28 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures transversales :

- Cas de flexion :

$$T_u^{\max} = \frac{q_{eq}^u \cdot L}{2} = \frac{2521,12 \times 4,05}{2} = 5105,26 \text{ daN}$$

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9d = 0,9 \times 33 = 29,7 \text{ cm}$$

$$T_u = 51052,6 \text{ N} \leq 0,267 \times 29,7 \times 30 \times 25 \times 100 = 475794 \text{ N.}$$

⇒ l'effort tranchant n'influe pas au voisinage d'appuis.

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_L = 5.15 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(510526 - \frac{191744}{0.9 \times 33} \right) \cdot 10^{-2} = 1.44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur A_L .

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

On a :

$$\tau_{uf} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{510526}{(30 \times 33) \times 100} = 0,515 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_{uf} = 0,515 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{1\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1 \right) = 1.00 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier).

e. Espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple) et} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

- $\delta_{t1} \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = 29.7 \text{ cm}$
- $\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0 \cdot \sin \alpha} = \frac{2.01 \times 235}{0,4 \times 30 \times 1} = 39.36 \text{ cm}$
- $\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$

Donc : $\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b \cdot (\tau_u - 0,3f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0,8 \times 235}{30 \times (0,515 - 0,3 \times 2.1)} = -503.84 \text{ cm} \rightarrow$ Valeur rejetée.

Selon (R.P.A.99version2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi \right) = \min \left(\frac{35}{4}; 12 \cdot 1,0 \right) = 8,75 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 8 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ Cas de torsion :

- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_{uT} = \frac{M_T}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{14177,8}{2 \times 750 \times 5} = 1,89 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_{uT}^2 + \tau_{uf}^2 = (1,89)^2 + (0,515)^2 = 3,83 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u^2 = 7,13 \text{ MPa}$$

⇒ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 ⇒ $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

- L'espaceur des armatures transversales :

$$\delta_t \leq \frac{2 \cdot \Omega \cdot A_t \cdot f_{et}}{M_t \cdot \gamma_s} = \frac{2 \times 750 \times 2,01}{19174,4} \times \frac{235}{1,15} = 32,13 \text{ cm}$$

- Armatures minimales :

$$A_{\min} = \frac{e \cdot \delta_t \cdot 0,4}{f_{et}} = \frac{5 \times 32,13 \times 0,4}{235} = 0,273 \text{ cm}^2$$

❖ Conclusion :

- Zone nodale :

$$\delta_t = 8 \text{ cm}$$

- Zone courante :

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

IV.6-vérification de la flèche :

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right)$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

☑ Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{30}{350} = 0.086 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right) \Rightarrow \frac{30}{350} = 0.086 \geq \frac{1}{10} \left(\frac{3720.46}{4650.57} \right) = 0.080 \Rightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.88}{30 \times 28} = 0.0082 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{C.V.}$$

❖ Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées \Rightarrow le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.2- Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastres sur les poutres; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « Q ».

Dans notre structure ; on a un seul type de balcon :

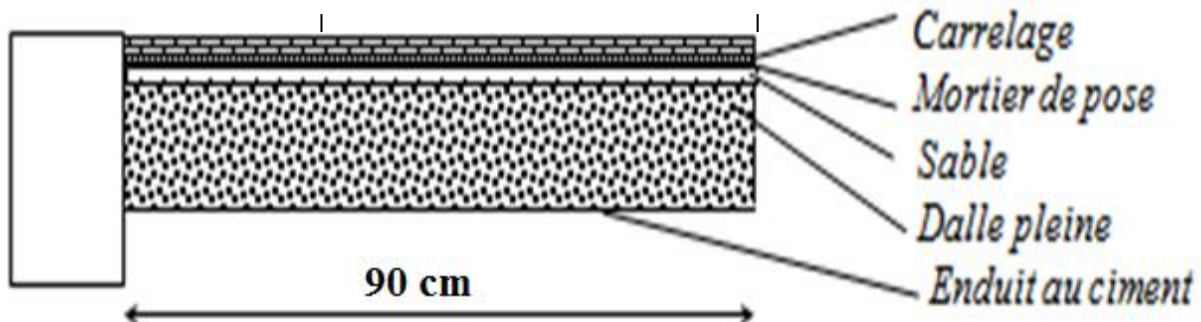


Fig.IV.20 : Coupe sur balcon

IV.2.1- Descente de charges :

a. Charges permanentes:

1-Carrelage + mortier de pose + sable	104 daN/m ²
2-Dalle pleine en béton armé (12cm) 2500×0,12	300 daN/m ²
3-Enduit au ciment (1.5cm) (18daN/m ² /cm)	27 daN/m ²

G₂ = 431 daN/m²

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{G} = G \times 1.00 = 431 \text{ daN/m}_L$$

- Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \cdot h$$

Epaisseur du mur : $e = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_m = (90 + 130 + 2 \times 18 \times 1.5) = 274 \text{ daN/m}^2$

Hauteur du mur : $h = 1.20 \text{ m} \Rightarrow P = 274 \times 1.20 = 328.8 \text{ daN/m}_L$

b. Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage habitation : $Q = 350 \text{ daN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q} = Q \times 1.00 = 350 \text{ daN/m}_L$$

Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L.91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{avec : } h_d = 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{12}{10} = 1.2 \text{ cm}$$

Donc ; on prendra : $\phi = 12 \text{ mm}$.

- Calcul de l'enrobage :

$$C = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C = (10 + \frac{12}{2}) \text{ mm} = 16 \text{ mm}.$$

- Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 12 - 1.6 = 10.4 \text{ cm}$$

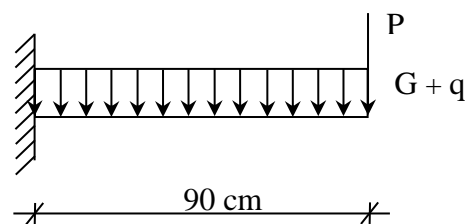


Fig.IV.21: Schéma statique du balcon

• **Moments fléchissant :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -[1,35\bar{G} + 1,5\bar{q}] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1,00 = -[1,35 \times 431 + 1,5 \times 350] \frac{0,9^2}{2} - 1,35 \times 328,8 \times 0,9$$

$$M_u = -847,1 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{ser} = -[\bar{G} + \bar{q}] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1,00 = -[431 + 350] \frac{0,9^2}{2} - 328,8 \times 0,9$$

$$M_{ser} = -612,22 \text{ daN.m}$$

IV.2.2- Calcul du ferrailage :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -847,1 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8471}{14,2 \times 100 \times 10,4^2} = 0,055$$

$$\mu = 0,055 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,070$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

• Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8471}{348 \times 0,94 \times 10,4} = 2,41 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 12 = 0,96 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A_a; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2,41 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$6T12/m_L \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 16 \text{ cm}).$$

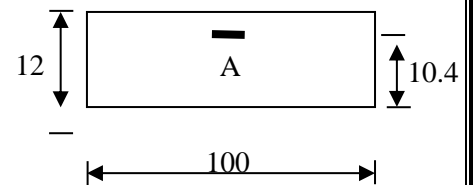


Fig. IV. 22: Section de calcul

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{ser} = -612.22 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{847.1}{612.22} = 1.38$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 > \alpha = 0.024 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\left. \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

IV.2.3- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = (1.35G + 1.5q).L + 1.35P$$

$$= (1.35 \times 431 + 1.5 \times 350) \times 1.2 + 1.35 \times 328.8$$

$$T_u^{\max} = 1772.1 \text{ daN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{17721}{(100 \times 10.4) \times 100} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

- $\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- $$\left. \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

IV.2.4- Calcul du flèche :

☑ Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$

☑ Vérification si la flèche est nécessaire:

• $\frac{h}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow 0.1 > 0.05 \Rightarrow \text{C.V.}$

• $\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{6.79}{100 \times 10.4 \times 100} = 0.000065 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.05 \Rightarrow \text{C.V.}$

❖ Conclusion :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

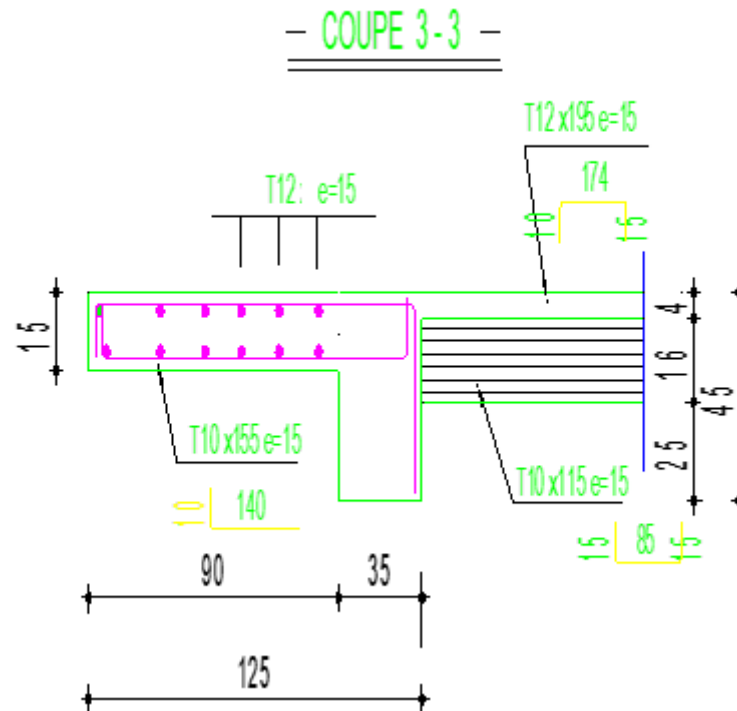


Fig . IV 23 ferrailage de balcon.

IV.3- Etude de l'acrotère :

IV.3.1- Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé qui coiffe la toiture, il a pour rôle :

- protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale et
- la sécurité des gens, personnes.

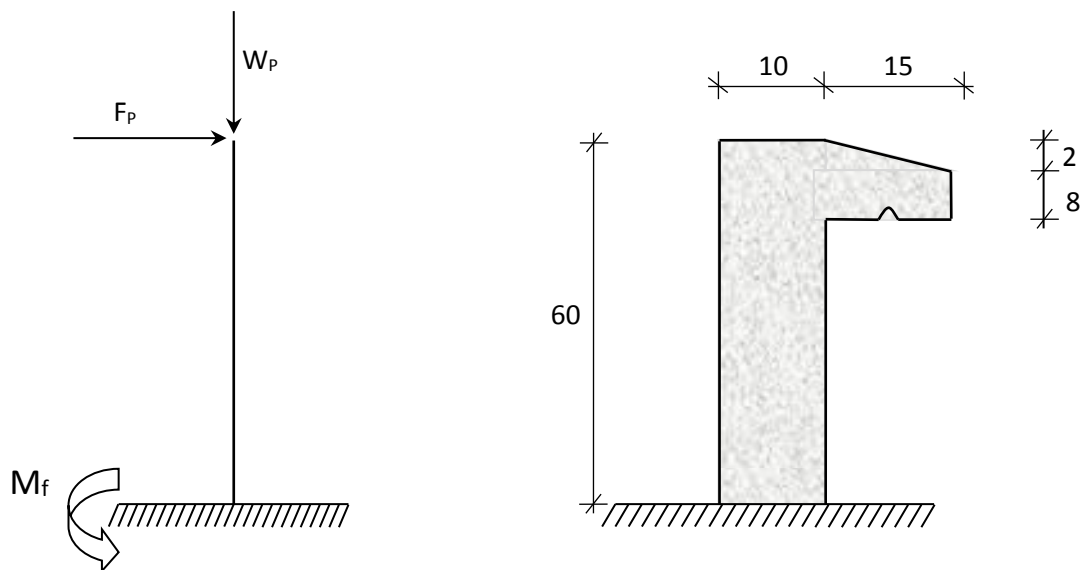


Fig.IV.24 : Dimension de l'acrotère

IV.3.2- Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base au plancher terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3).

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.3.3- Détermination des sollicitations :

- le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \rho = \left[(0.6 \times 0.1) + \frac{(0.10 + 0.08) \times 0.15}{2} \right] \times 1 \times 2500 \quad \Rightarrow W_p = 183.75 \text{ daN.}$$

- La force horizontale: F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1] et

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183.75$$

$$F_p = 88.2 \text{ daN}$$

- Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

➤

$$\begin{cases} N_u = 1.35W_p \\ M_u = 1.5.F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 183.75 \\ M_u = 1.5 \times 88.2 \times 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 248.06 \text{ daN} \\ M_u = 79.38 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.):

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 183.75 \text{ daN} \\ M_{ser} = 52.92 \text{ daN.m} \end{cases}$$

IV.3.4- Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100×10) cm².

- Position du point d'application de l'effort normal : (N)

➤ État limite ultime (E.L.U.) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7938}{248.06} = 0.32\text{m}$$

$$e_0 = 0.32\text{m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03\text{m}$$

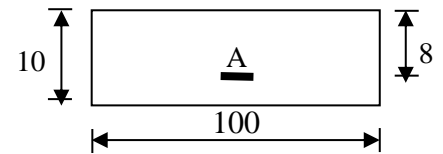
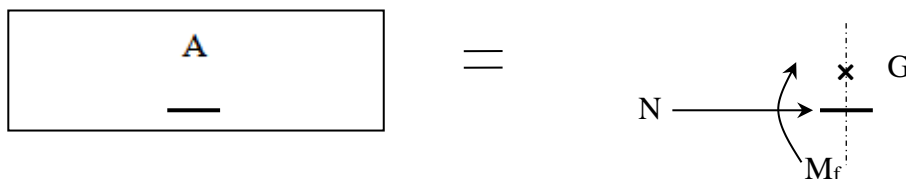


Fig.IV.25: Section de calcul

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

N —————> x C



$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248.06 \times \left(0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 86.82 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{868.2}{14.2 \times 100 \times 8^2} = 0.009$$

$$\mu = 0.009 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.011$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{868.2}{348 \times 0.99 \times 8} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.32 - \frac{2480.6}{100 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_r = A/4 = 0.35/4 \quad A_f = 0.06 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité): [B.A.E.L.91]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0.25\% \cdot S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures:

$$5\text{T}10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

$e \leq \min(25 ; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures:

$$5\text{T}8/\text{m}_L \longrightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(\text{T}8 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{52.92}{183.75} = 0.29\text{m}$$

$$e_0 = 0.29\text{m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03\text{m}$$

\Rightarrow Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors

de la section \Rightarrow la section est partiellement comprimée (S.P.C).

- **Détermination des contraintes :**

- C : Centre de pression (point d'application) ;
- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et
- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre

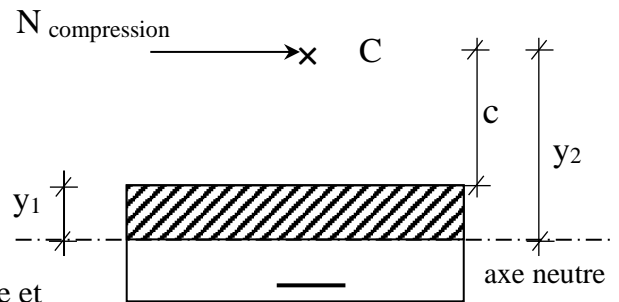


Fig.IV.26: Position de centre de pression

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression $\Rightarrow y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section $\Rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

- **Calcul des contraintes :**

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

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24\text{cm} \Rightarrow c = -24\text{cm}$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24)$$

$$p = -1614.82$$

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

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24)^2$$

$$q = 24026.11$$

y_2 est la solution de l'équation $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 3121.98y_2 + 65928.3 = 0$

Dont la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (24026.11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614.82)^3 = -46579385 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 24026.11}{2 \times (-1614.82)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1614.82}} = -0.96 \Rightarrow \varphi = 163.74^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1614.82}{3}} = 46.40 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 46.4 \times \cos(54.58) = 26.89 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -46.19 \text{ cm} \end{cases}$$

$$y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 19.30 \text{ cm}$$

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 26.89 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 2.89 < 10 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{D'où : } y_1 = 2.89 \text{ cm}$$

- Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.89)^2}{2} - 15 \times 3.93 \times (8 - 2.89) = 116.37 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837.5}{100 \times 116.37} = 0.16$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.16 \times 2.89 = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.16 \times (8 - 2.89) = 12.26 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

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

$$\text{Avec : } \text{FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

• Conclusion :

$$\left. \begin{aligned} \overline{\sigma_b} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_s} < \overline{\sigma_s} = 201.6 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

IV.3.5- Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 88.2 = 132.3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \cdot d} = \frac{1323}{100 \times 8 \times 100} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPa} \left. \begin{array}{l} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

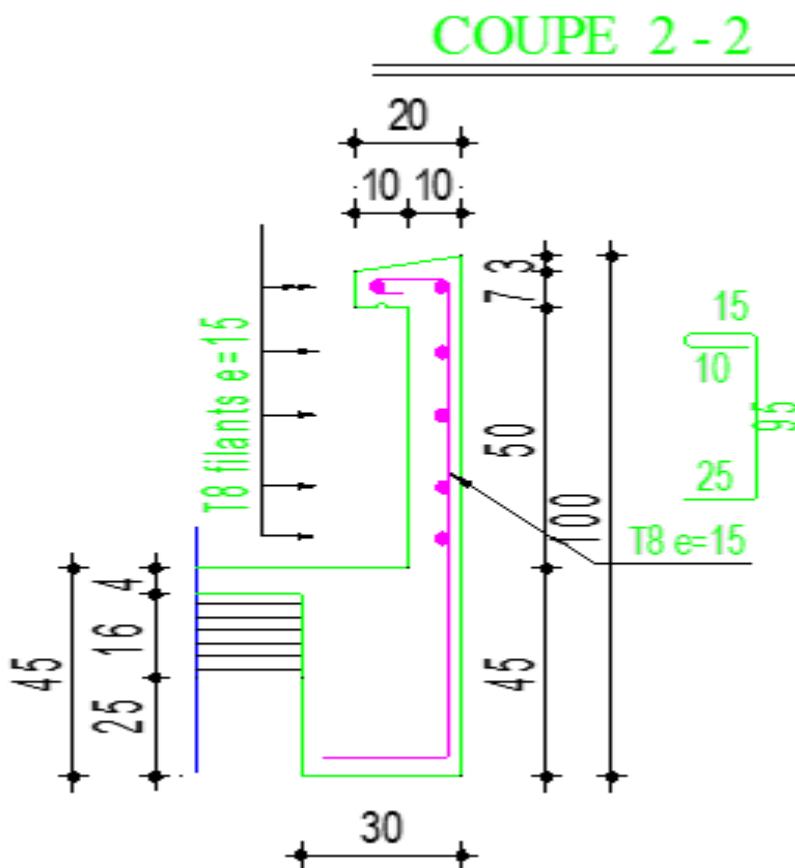


fig.IV.27.firallaige de l'acrotère

CHAPITRE V

Etude de l'ascenseur

V.1- Définition :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;

Treuil de levage de la poulie et

Le contre poids.

V.2- Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte charge P58/59).

C'est ainsi que la norme **NF-P82-208** a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc; les dimensions sont :

-Largeur de la cabine :	$L_c = 1.10\text{m}$
-Profondeur de la cabine :	$P_c = 1.40\text{m}$
-Largeur de la gaine :	$L_G = 1.50\text{m}$
-Profondeur de la gaine :	$P_G = 1.70\text{m}$
-Hauteur de la cabine :	$H_c = 2.20\text{m}$
-Largeur du passage libre :	$L_p = 0.80\text{m}$
-Hauteur du passage libre :	$H_p = 2.00\text{m}$
-Epaisseur de voile :	$e = 15\text{cm}$
-Hauteur de course :	$C = 51.96\text{cm}$

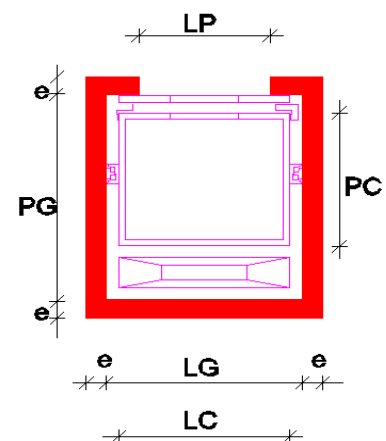


Fig V.1 : Dimensions de l'ascenseur

* Remarque :

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

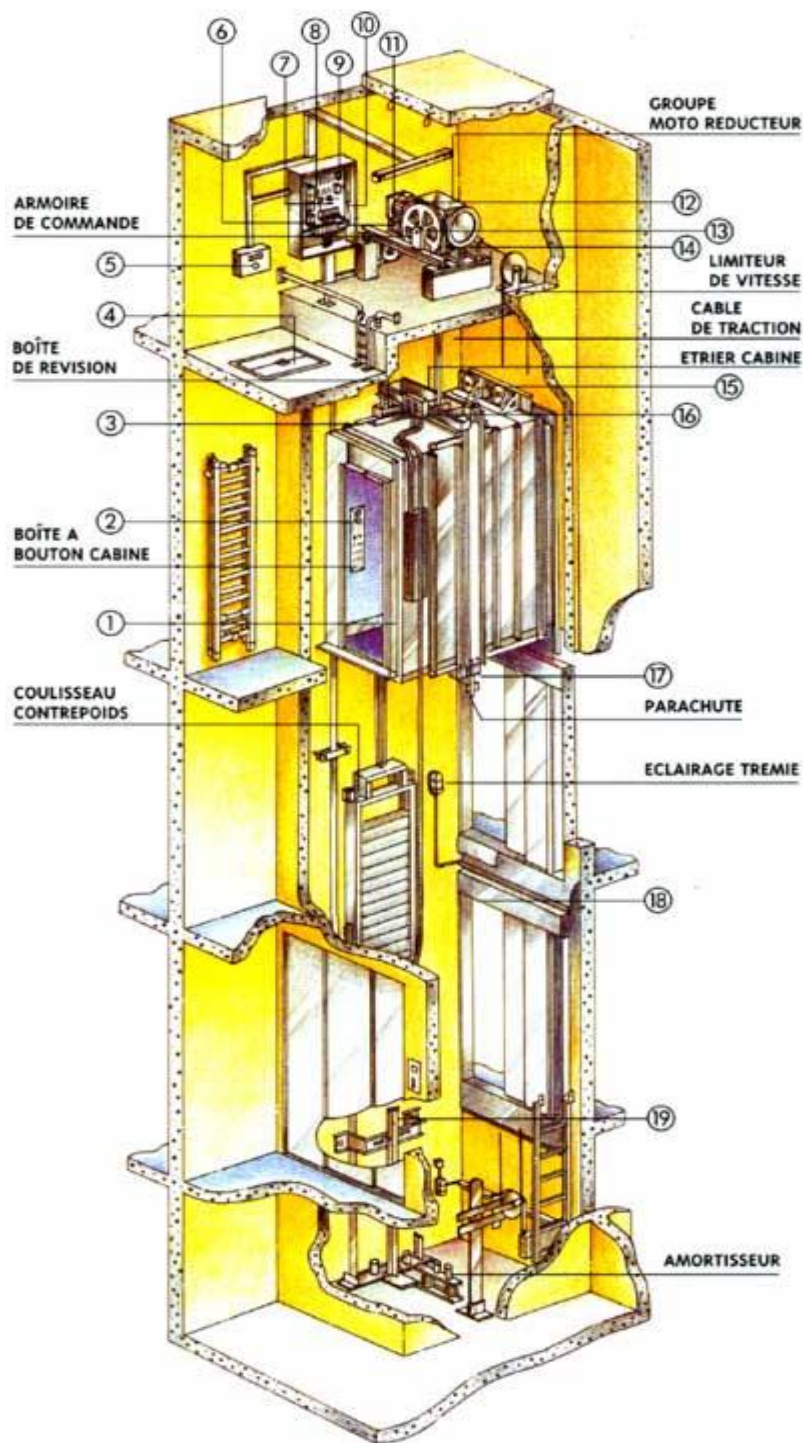


Fig V.2 : Ascenseur électrique

V.3- Descente de charges :**a. Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 600 \text{ daN (08 personnes)}$$

b. Charges permanentes :

1. **Masse de la cabine** : est composé de la somme des masses suivantes :

- **Masse des côtés :**

La masse de la surface des cotés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m² :

$$S_1 = (L_C + 2 \cdot P_C) \cdot H_C = (1.10 + 2 \times 1.40) \times 2.20 = 8.58 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (11.5 + 0.1 \times 11.5) \times 8.58 = 108.54 \text{ daN}$$

- **Masse du plancher :**

La masse du plancher à raison de 70 daN/m² pour appareils de 300 à 600daN de charge :

$$S_2 = L_C \cdot P_C = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 1.54 = 107.8 \text{ daN}$$

- **Masse du toit :**

La masse du toit a raison de 20 daN/m² :

$$S_3 = L_C \cdot P_C = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 1.54 = 30.8 \text{ daN}$$

- **Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1.10) = 126 \text{ daN}$$

- **Masse de La porte de la cabine :**

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0.8 \times 2) = 120 \text{ daN}$$

- **Masse du parachute :**

Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_6 = 100 \text{ daN}$

- **Masse des accessoires :**

$$M_7 = 80 \text{ daN}$$

- **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires $\Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 108.54 + 107.80 + 30.8 + 126 + 120 + 100 + 80 + 60 = 733.14 \text{ daN}$$

- 2. **Masse du contre poids :**

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 733.14 + \frac{600}{2} = 1033.14 \text{ daN}$$

- 3. **Masse du câble :**

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme **NF 82-210** C_s doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$\begin{cases} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5 \text{ mm.} \\ C_s = 13 \end{cases}$$

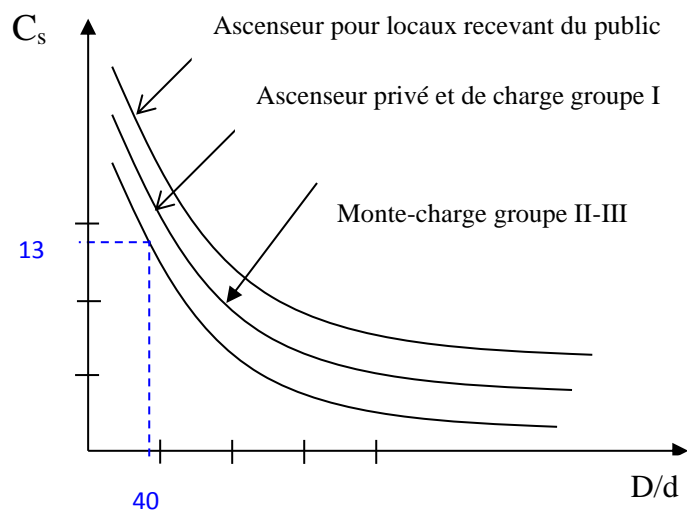


Fig V.3 : Abaque de détermination de suspentes.

D : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : diamètre du câble

C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

M : égal à la somme de la charge utile **Q**, poids mort **P** et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

- C_r : charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (600 + 733.14) \quad C_r = 17330.82 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_m = \frac{17330.82}{0.85} = 20389.20 \text{ daN}$$

$$C_m \text{ égal aussi : } C_m = C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

Avec :

m : type de mouflage ;

n : nombre de câble et

C_r (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$$d = 12.5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 8152 \text{ daN (voir tableau suivant) :}$$

Tableau V.1 : caractéristiques des câbles

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire M_L [daN/m]	Charge admissible totale C_r [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
12.6	0.8	53.34	0.515	8152
14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{20389.2}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1.25 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câbles M_c :

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

M_L : masse linéaire du diamètre d'un seul câble $d = 12.5\text{mm}$ $\xrightarrow{\text{tableau}} M_L = 0.515 \text{ daN/m}_L$

et

C : course du câble (hauteur du course) $\Rightarrow C = 30.43\text{m}$.

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 30.43 = 31.34 \text{ daN}$$

4. Masse du treuil :

$$M_g = 1200 \text{ daN}$$

Résumé :

Poids mort = 733.14 daN

Masse du câble = 31.43 daN

Masse du contre poids = 1033.14 daN

Treuil en haut + moteur = 1200 daN

$$G = 2997.71 \text{ daN}$$

❖ **Combinaisons fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2997.71 + 1.5 \times 600 = 4946.91 \text{ daN}$$

➤ **Etat limite de service :**

$$q_{ser} = G + Q = 2997.71 + 600 = 3597.71 \text{ daN}$$

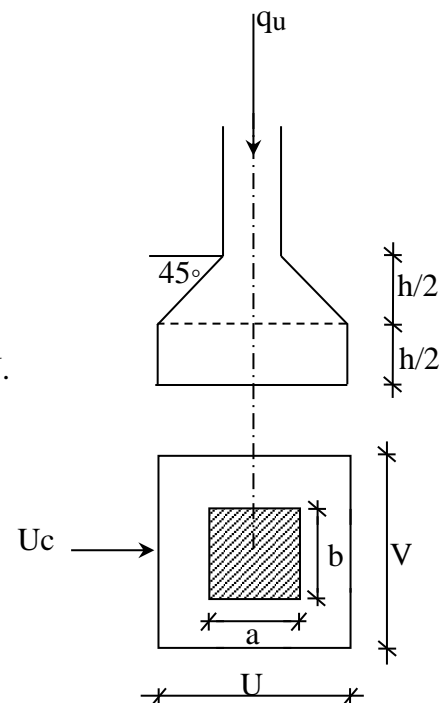


Fig V.4 : Schéma de la surface d'impact

V.4- Etude du plancher :

a. Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 1236.73 \text{ daN}$$

$$q_a^{ser} = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_a^{ser} = 899.43 \text{ daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91:

$$\text{Si : } q_a^u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{ : les armatures transversales ne sont pas nécessaire.}$$

Avec :

q_a^u : charge ultime pour chaque appui;

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

h : épaisseur de la dalle égal a 15cm;

U,V : représentent les cotes du rectangle($U//L_x$ et $V//L_y$)

sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45degré dans le béton.

La surface impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow U = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow V = 25 \text{ cm.}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 100 \text{ cm.}$$

$$q_a^u = 12367.3 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1000 \times 20 \times 150}{1.5} = 90000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Conclusion: La dalle résiste au poinçonnement.

b. Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$\begin{cases} M_x = q_a \times (M_1 + v.M_2) \text{ et} \\ M_y = q_a \times (M_2 + v.M_1). \end{cases}$$

Avec :

v : Coefficient de poisson.

M₁, M₂ : sans dimensions, sont donnés à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les abaques

suiuants $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

➤ Etat limite ultime de service :

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} \times (M_1 + 0.2 \times M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} \times (M_2 + 0.2 \times M_1)$$

La charge au m² sera :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{1236.73}{0.25^2} = 19787.68 \text{ daN/m}^2 \text{ et} \\ Q_a^{ser} = \frac{q_a^{ser}}{V \times U} = \frac{899.43}{0.25^2} = 14390.88 \text{ daN/m}^2. \end{array} \right.$$

c. Calcul des moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour **fig.V.5** une dalle de dimension (L_x × L_y) soumise à une charge concentrée (A) répartie sur un rectangle (U×V).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

04 rectangles symétriques A ; 02 rectangles symétriques B ; 02 rectangles symétriques C et 01 rectangle au centre D.

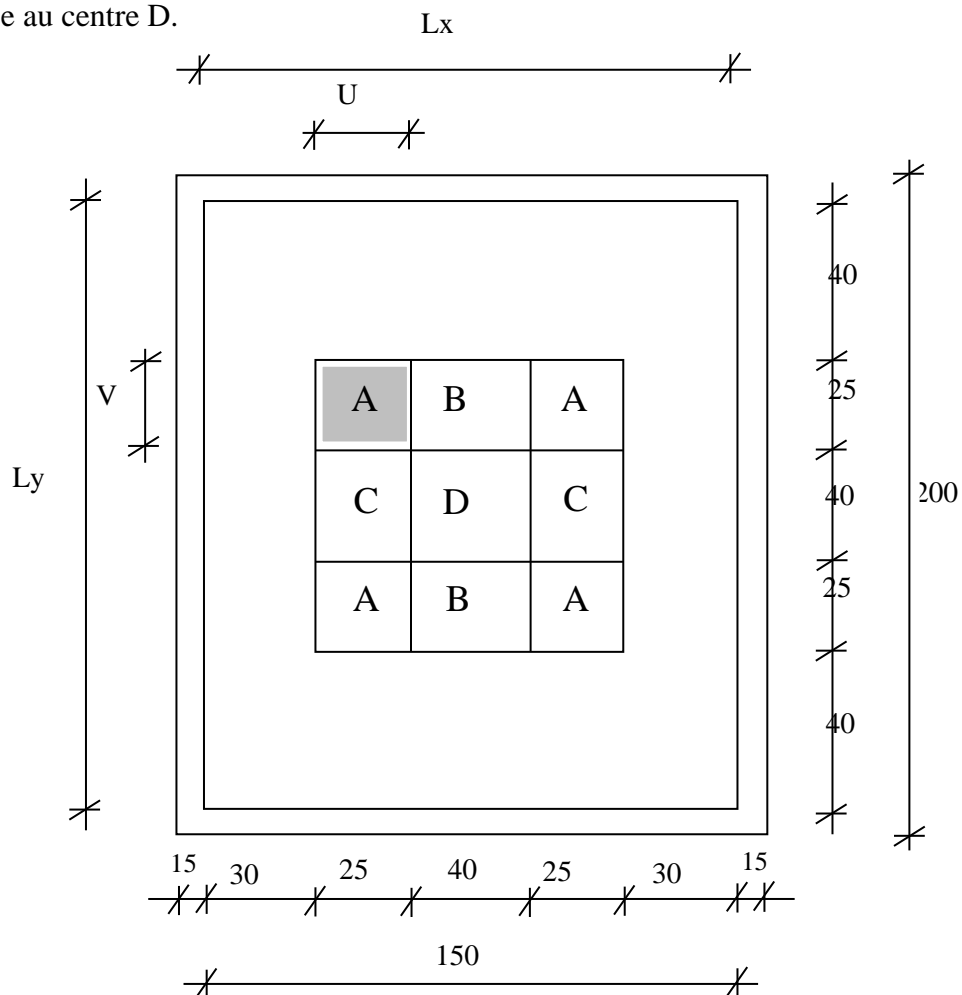


Fig.V.5 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :

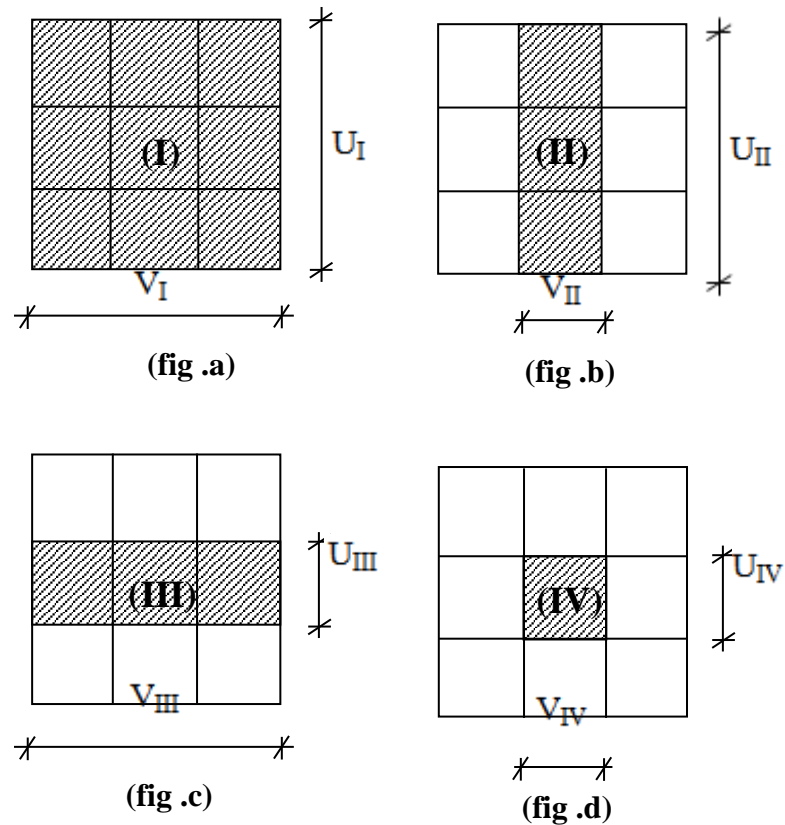


Fig.V.6 : Chargement de panneau

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D \quad (\text{fig a})$$

$$II=2B+D \quad (\text{fig b})$$

$$III=2C+D \quad (\text{fig c})$$

$$IV=D \quad (\text{fig d})$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.0} = 0.90 > 0.4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{xc} = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})/4$$

$$M_{yc} = (M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})/4$$

$$\text{Avec : } M_x = (M_1 + v M_2) \times q_u = (M_1 + v M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + v M_2) \times Q_a$$

$$M_y = (M_2 + v M_1) \times q_u = (M_2 + v M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + v M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S \quad S = U \times V$$

❖ **Tableau V.2** : Tableau récapitulatif des résultats

	I	II	III	IV
U en [m]	0.90	0.9	0.40	0.40
V en [m]	0.90	0.40	0.90	0.40
S en [m ²]	0.81	0.36	0.36	0.16
U/L _x	0.60	0.60	0.27	0.27
V/L _y	0.53	0.23	0.53	0.23
M ₁	0.087	0.099	0.135	0.160
M ₂	0.071	0.096	0.100	0.140
Q _a ^u = Q _a ^u × S en [N]	160280.21	71235.65	71235.65	31660.29
Q _a ^{ser} = Q _a ^{ser} × S en [N]	116566.13	51807.17	51807.17	23025.41
M _X ^U en [N.m]	13944.38	7052.33	9616.81	5065.69
M _Y ^U en [N.m]	11379.89	6838.62	7123.56	4432.44
M _X ^{ser} en [N.m]	11796.50	6123.61	8030.11	4328.78
M _Y ^{ser} en [N.m]	10304.44	5999.27	6579.51	3960.37
M _{XC} ^U en [N.m]	2340.90			
M _{YC} ^U en [N.m]	1850.15			
M _{XC} ^{ser} en [N.m]	1971.56			
M _{YC} ^{ser} en [N.m]	1686.03			

d. Descente des charges :

Dalle machine : ($e_p = 15\text{cm}$) $\Rightarrow G = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ daN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $Q = 100 \text{ daN/m}^2$

• Combinaison fondamentale :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 656.25 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1.00 = 656.25 \text{ daN/mL.}$$

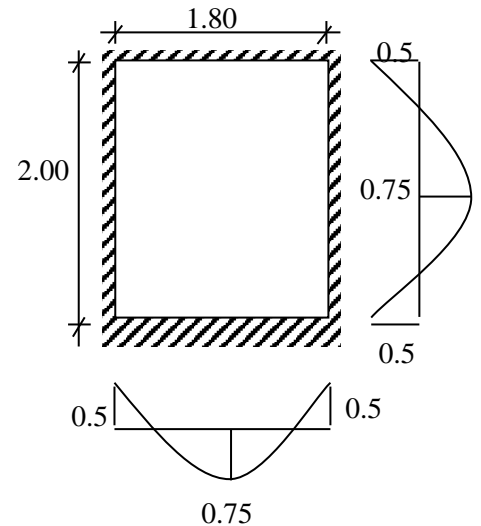


Fig.V.7: dimensions de panneau de dalle d'ascenseur

➤ Etat limite de service (E.L.S.):

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 375 + 100 = 475 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_s = q_s \times 1.00 = 475 \text{ daN/mL.}$$

e. Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho, \nu)$$

Avec :

- Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) et} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

f. Calcul des moments dus aux charges réparties :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.00} = 0.90 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^u = 0.0456 \quad \text{et} \quad \mu_y^u = 0.7834$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 = 0.0456 \times 656.25 \times 1.80^2 = 96.96 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.7834 \times 96.96 = 75.96 \text{ daN.m}$$

- Etat limite de service :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.00} = 0.90 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^{\text{ser}} = 0.0528 \quad \text{et} \quad \mu_y^{\text{ser}} = 0.8502$$

$$M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times \bar{q}_{\text{ser}} \times L_x^2 = 0.0528 \times 475 \times 1.8^2 = 81.26 \text{ daN.m}$$

$$M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} = 81.26 \times 0.8502 = 69.09 \text{ daN.m}$$

g. Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (2340.90 + 96.6) \Rightarrow M_{xt}^u = 3309.6 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (1850.15 + 759.6) \Rightarrow M_{yt}^u = 2609.75 \text{ N}$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{xt}^{\text{ser}} = (M_{xc}^{\text{ser}} + M_x^{\text{ser}}) = (1971.56 + 812.6) \Rightarrow M_{xt}^{\text{ser}} = 2784.16 \text{ N}$$

$$M_{yt}^{\text{ser}} = (M_{yc}^{\text{ser}} + M_y^{\text{ser}}) = (1686.03 + 690.9) \Rightarrow M_{yt}^{\text{ser}} = 2376.93 \text{ N}$$

- Moment max en travée : $M_t = 0.75 \times M_{xt}$ et
- Moment max en appuis : $M_a = -0.5 \times M_{xt}$

Tableau V.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moments panneau	M_{tx}^u [daN.m]	M_{tx}^{ser} [daN.m]	M_{ax}^u [daN.m]	M_{ax}^{ser} [daN.m]	M_{ty}^u [daN.m]	M_{ty}^{ser} [daN.m]	M_{ay}^u [daN.m]	M_{ay}^{ser} [daN.m]
(1)	248.22	208.81	-165.48	-139.2	195.73	178.27	-130.49	-118.85

V.5- Calcul du ferrailage de la dalle pleine

❖ **Sens X-X :**

a) En travées :

➤ E.L.U :

$$M_{tx}^u = 248.22 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{24822}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

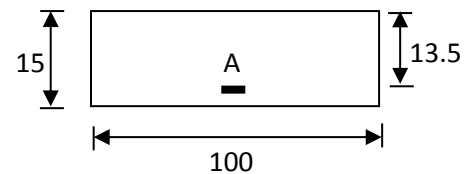


Fig V.8 : Section de calcul en travée (x-x)

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.151$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.939$$

• Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{24822}{348 \times 0.939 \times 13.5} = 0.56 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14cm^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25cm).$$

➤ E.L.S :

$$M_{tx}^{ser} = 208.81 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12MPa$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{248.22}{208.81} = 1.19$$

$$\frac{1.19 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.295 > \alpha = 0.151$$

• Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12MPa$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$
- (Aucune vérification pour (σ_s))

b) En appuis :

➤ E.L.U. :

$$M_{ax}^u = -165.48 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{1654.8}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.008$$

$$\mu = 0.008 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

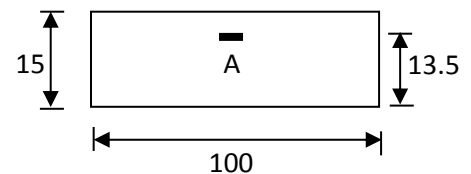


Fig V.9 : Section de calcul en appui (x-x)

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.010$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$

• Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{6248.8}{348 \times 0.996 \times 13.5} = 1.36cm^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.36 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = -139.2 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - \bar{f}}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{165.48}{139.2} = 1.19$$

$$\frac{1.19 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.295 > \alpha = 0.010$$

• Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

❖ Sens Y-Y :

a) En travées :

➤ E.L.U :

$$M_{ty}^u = 195.73 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{1957.3}{11.33 \times 100 \times (12.5)^2} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

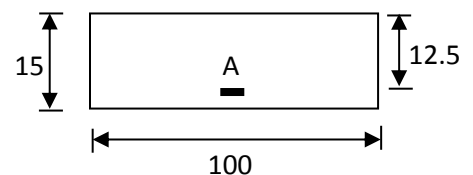


Fig V.10 : Section de calcul en travée (y-y)

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.014$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.994$$

- Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{1957.3}{348 \times 0.994 \times 12.5} = 0.45 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$4T10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

- E.L.S :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 178.27 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{)} \\ \text{)} \\ \text{)} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{\text{ser}}} = \frac{195.73}{178.27} = 1.09$$

$$\frac{1.09 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.245 > \alpha = 0.014$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
 - (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\left. \begin{array}{l} \text{)} \\ \text{)} \\ \text{)} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

- b) En appuis :

- E.L.U :

$$M_{ay}^u = -130.49 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{1304.9}{11.33 \times 100 \times (12.5)^2} = 0.007$$

$$\mu = 0.007 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

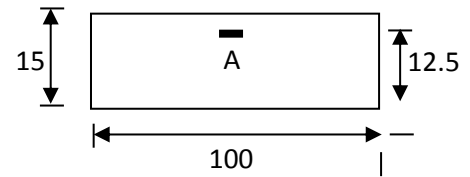


Fig.V.11:Section de calcul en appui (y-y)

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.009$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$

- Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{1304.9}{348 \times 0.996 \times 12.5} = 0.30\text{cm}^2 / \text{m}_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2\text{cm}^2 / \text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$4\text{T}10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.14\text{cm}^2.$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

- E.L.S :

$$M_{ay}^{\text{ser}} = -118.85 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{\text{ser}}} = \frac{130.49}{118.85} = 1.09$$

$$\frac{1.09 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.245 > \alpha = 0.009$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12\text{MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

V.6- Vérification des contraintes de cisaillement :

- Tu max :

$$T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{Lx}{2}$$

$$T_x^u = 1236.73 + 656.25 \times \frac{1.80}{2} = 1827.35 \text{ daN}$$

- Calcul : τ_u

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1827.35 \times 10}{(100 \times 13.5) \times 100} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

V.7- Vérification de la flèche :

Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{20 M_x^{\text{ser}}}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$

Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{20 M_{xt}^{\text{ser}}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{15}{180} = 0.083 > \frac{208.81}{20 \times 303.09} = 0.035 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.0023 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \text{condition vérifiée ;}$$

f_e en (MPa)

- ❖ Conclusion : les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

CHAPITRE VI

Etude sismique

VI.1 Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort séismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [RPA99 version2003]

VI.2 Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 du RPA99 Version 2003, les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

Méthode statique équivalente ;

Méthode dynamique modale spectrale.

VI.2.1 Méthode statique équivalente :

Principe de la méthode : [RPA99version2003/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le RPA99/version2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure

Conditions d'application : [RPA 99 version 2003/4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Régularité en plan : [RPA99 version 2003/3.5.1.a]

1. Le bâtiment doit être présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;
2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;
4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

Régularité en élévation [RPA99 version2003/3.5.1.b]

1. le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
2. les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.
3. la variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Vérification des conditions d'application :

le bâtiment est classé irrégulier en élévation, donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (le calcul se fait par le logiciel « RobotBat22. 1991-2009 »)

VI.2.2 Méthode dynamique :

Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés 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 :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;

Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;

Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;

Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes σ ...)

VI.3. Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;

Choix de l'unité du travail ; KN et m ;

Création graphique du modèle en utilisant l'interface du RobotBat (voir figure VI.1) :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles et dalle pleine par panneau

Introduit les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (voir chapitre I)

Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;

Introduit les conditions aux limites ;

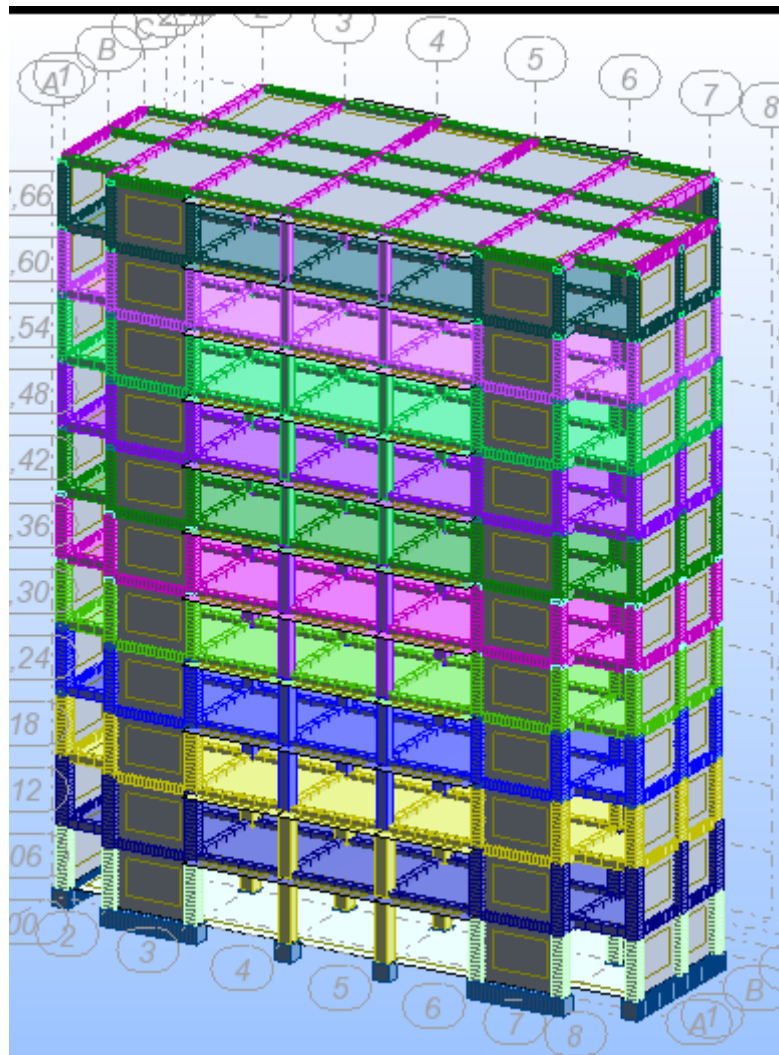


Fig 1: Interface du Robot Bat version 2009

Détermination des charges :

pour notre cas, on a trois type :

Charge permanente G: contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z)

Détermination des combinaisons de charges :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $0.8G + E$
- 4) $0.8G - E$
- 5) $G + Q + E$
- 6) $G + Q - E$

Vérification des erreurs ;

Lancement de l'analyse ;

Interprétation des résultats.

détermination du spectre de réponse :

Données:

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.200

Coefficient de comportement : 4.000

Amortissement : $x = 7.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.882$

A = 0.150

T1 = 0.150 T2 = 0.500

VI.4 Interprétation des résultats :**VI.4.1 Vérification la résultante des forces sismiques : [RPA99version 2003/4.3.6]**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99 version 2003/tableau 4.1) ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité (RPA99version 2003/tableau 4.4) ;

R : Coefficient de comportement (RPA99version 2003/tableau 4.3) ;

W : Poids total de la structure

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2)

Portique en béton armé, remplissage léger $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0,882 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site meuble (S3) $\Rightarrow T_2 = 0.50s$

$$T = CT hN^{3/4}$$

hN : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau = 33.66m

CT : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow CT = 0.05$

$$\Rightarrow T = 0.05 \times (33.66)^{3/4} \Rightarrow T = 0,630s$$

$$T2 = 0.5s \leq T = 0,630s \leq 3s \Rightarrow D = 2.5\eta(T2/T)^{2/3} \Rightarrow D = 1.85$$

Coefficient d'accélération de zone A :

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

- Zone IIa
- Groupe d'usage 2

$$\Rightarrow A = 0.15$$

Coefficient de comportement R :

Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 4$ [RPA99version2003/Tableau 4]

Facteur de qualité Q :

Tableau.VI. 1: Valeurs des pénalités Pq

Critère	Pq	
	Pqx	Pqy
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	0.2	0.2

$$Q = 1 + \sum Pq = 1 + 0.2 = 1.2$$

$$Q = Qx = Qy = 1.2 \Rightarrow Vx = Vy = V$$

Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}]$$

avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$; Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Remarque : Le poids total de la structure est donné par le logiciel RobotBat

$$W=48212.68\text{KN}$$

Donc :

$$V = \frac{0.15 \times 1.85 \times 1.2}{4} \times 48212.68 = 4013.70 \text{ KN}$$

$$80\% V = 3211 \text{ KN}$$

La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier RobotBat, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Sens xx

$$V_x = 3545.56 \text{ KN} > 80\% V \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy

$$V_y = 3565.41 \text{ KN} > 80\% V \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.2 Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effective supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

=> le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec : N : le nombre de niveaux au dessus du sol (N = 11 niveaux)

$$K \geq 3\sqrt{11} \Rightarrow K \geq 10 \text{ modes}$$

Alors nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 13 pour que la somme des masses modales effective soit égale à 90 %

Mode 1 : $U_x = 0.06\%$; $U_y = 65.37\%$ => translation suivant y

Mode 2 : $U_x = 65.90\%$; $U_y = 0.05\%$ => translation suivant x

Mode 3 : $U_x = 0.11\%$; $U_y = 0,00\%$ => torsion.

VI.4.3 Vérification de la période : [RPA99version 2003/4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{dyn} = 0.63 \text{ s} < 1.3 \times T_{amp} = 1.3 \times 0.630 \text{ s} = 0.819 \text{ s} \quad \Rightarrow \text{condition Verifiée}$$

Tableau.VI. 2: période et facteur de participation massique

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0,63	0,01	65,43	0,01	65,43
3/ 2	0,63	65,97	65,44	65,96	0,01
3/ 3	0,45	66,08	65,44	0,11	0,00
3/ 4	0,16	80,58	65,44	14,50	0,00
3/ 5	0,16	83,93	65,44	3,35	0,00
3/ 6	0,16	83,93	84,87	0,00	19,43
3/ 7	0,11	83,94	84,87	0,01	0,00
3/ 8	0,10	83,94	84,88	0,00	0,01
3/ 9	0,09	84,06	84,88	0,12	0,00
3/ 10	0,08	84,06	84,88	0,00	0,00
3/ 11	0,07	90,88	84,88	6,83	0,00
3/ 12	0,07	91,02	84,89	0,13	0,00
3/ 13	0,07	91,02	91,41	0,00	6,53

VI.4.4.Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 version 2003 [art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec :

δ_k : déplacement horizontal au niveau k.

δ_{eK} : déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par RobotBat

R : coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e$$

he: hauteur d'étage

exemple de calcul : (Niveau : 33.66m – 30.6m)

Suivant X-X : $\delta_k = 5.72\text{cm}$

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{(k-1)} = 0.245 \text{ cm}$$

$$\delta_{(k-1)} = 5.47 \text{ cm}$$

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{(k-1)} = 0.178$$

Suivant Y-Y : $\delta_k = 3.04 \text{ cm}$

$$\delta_{(k-1)} = 2,86\text{cm}$$

vérification :

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e = \frac{306}{100} = 3,06\text{cm}$$

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{(k-1)} = 0.245 \text{ cm} < \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$$

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{(k-1)} = 0.178\text{cm} < \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$$

Remarque :

La vérification du déplacement de tous les niveaux effectués sur le tableau suivant :

Tableau.VI. 3: déplacement maximum suivant x et y

hk (cm)	Δe_k		Δk		Vérification
	sens x	sens y	sens x	sens y	
306	5.72	2,6	0,041	0,042	< $\Delta_{radm}=306\text{cm}$
306	5.72	3.04	0,083	0,083	< $\Delta_{radm}=306\text{cm}$
306	5.72	3.04	0,119	0,115	< $\Delta_{radm}=306\text{cm}$
306	5.72	3.04	0,150	0,140	< $\Delta_{radm}=306\text{cm}$
306	5.72	3.04	0,177	0,161	< $\Delta_{radm}=306\text{cm}$
306	5.72	3.04	0,198	0,175	< $\Delta_{radm}=306\text{cm}$
306	5.72	3.04	0,215	0,185	< $\Delta_{radm}=306\text{cm}$
306	5.72	3.04	0,226	0,189	< $\Delta_{radm}=306\text{cm}$
306	5.72	3.04	0,234	0,188	< $\Delta_{radm}=306\text{cm}$
306	5.72	3.04	0,240	0,186	< $\Delta_{radm}=306\text{cm}$
306	5.72	3.04	0,245	0,178	< $\Delta_{radm}=306\text{cm}$

VI.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [RPA99 version 2003/5.9]

Les effets du seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : hauteur de l'étage k

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o

ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Calcul V_k :

$$V_k = \frac{w_i \times h_i \times (v_t - F_t)}{\sum w_i \times h_i}$$

W_i : le poids propre de l'étage ;

h_i : la hauteur cumulée à la base de la structure ;

v_t : la force sismique totale.

On a : $T = 0,630 \text{sec} < 0,7 \text{sec} \Rightarrow$ donc $F_t = 0$

[RPA99 version 2003/4.2.5]

Tableau VI.4: Vérification de l'effort p- Δ

h_k	Δ_{ek}		Δ_k		V_{stat}	F_t	$V-F_t$	V_k	Θ_x	Θ_y	verifi
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y							
306	5.72	2,6	0,041	0,042	4013.7	0	4013.7	3536,50	0.0054	0.0053	≤ 0.1
306	5.72	3.04	0,083	0,083	4013.7	0	4013.7	3515,10	0.0054	0.0053	≤ 0.1
306	5.72	3.04	0,119	0,115	4013.7	0	4013.7	3322,13	0.0053	0.0052	≤ 0.1
306	5.72	3.04	0,150	0,140	4013.7	0	4013.7	2999,57	0.0051	0.0050	≤ 0.1
306	5.72	3.04	0,177	0,161	4013.7	0	4013.7	2879,99	0.0051	0.0050	≤ 0.1
306	5.72	3.04	0,198	0,175	4013.7	0	4013.7	2473,22	0.005	0.0049	≤ 0.1
306	5.72	3.04	0,215	0,185	4013.7	0	4013.7	2284,07	0.0049	0.0048	≤ 0.1
306	5.72	3.04	0,226	0,189	4013.7	0	4013.7	1899,46	0.0040	0.0046	≤ 0.1
306	5.72	3.04	0,234	0,188	4013.7	0	4013.7	1483,77	0.0038	0.0040	≤ 0.1
306	5.72	3.04	0,240	0,186	4013.7	0	4013.7	1163,28	0.0029	0.0030	≤ 0.1
306	5.72	3.04	0.245	0,178	4013.7	0	4013.7	578,21	0.0010	0.0015	≤ 0.1

CHAPITRE VII

Etude des portiques

VII.1) Définition :**a- D'éléments structuraux :**

Sont des éléments porteurs qui constituent l'ensemble du bâtiment et, qui reçoivent la totalité des charges horizontales et verticales, en les transmettant jusqu'au sol qui est considéré comme un absorbant des charges.

b – portique :

C'est un assemblage de poteaux et poutres.

c- nœud :

Point d'assemblage de poteaux et poutres, il est considéré comme sensible, parce qu'il est le point de transmission des charges.

d- Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, sont sollicités à flexion composée.

e- Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VII.2) Ferrailage des portiques**Combinaisons d'actions :**

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- G : Charges permanentes;
- P : Charges d'exploitations et
- E : Efforts sismiques.

Les combinaisons prises en compte sont :

BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot P \rightarrow ELU$$

$$G + P \rightarrow ELS$$

RPA99.V2003 : Combinaisons accidentelles;

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + P \pm 1,2 \cdot E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel ROBOT.

VII.3) Ferrailage des poutres:

On distingue deux types des poutres dans les deux blocs :

- ✓ Poutres principales (35×45) cm^2
- ✓ Poutres secondaires (35×40) cm^2

a) Ferrailage réglementaire :**Recommandation du RPA99/V2003 :****1) Armatures longitudinales :**

* Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone II_a.

* Armatures maximales $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \quad \text{en zone courante} \\ 6\% \times B \quad \text{en zone recouvrement} \end{array} \right.$

* Longueur de recouvrement est de $40 \cdot \phi$ en zone II_a (RPA99/V2003)

Avec : B : Section de la poutre

2) **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{r \min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

Avec :

- b : Largeur de la section et
- S : L'espacement des armatures transversales
- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

Règlement BAEL.91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b) Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "ROBOT", on obtient les résultats suivants

Type	Niveau	En travée			En appui			Effort tranchant [KN]
		M_t^u [KN.m]	M_t^{ser} [KN.m]	M_t^{acc} [KN.m]	M_a^u [KN.m]	M_a^s [KN.m]	M_a^{acc} [KN.m]	T [KN.m]
Poutres principales (35×45) cm²	RDC;...;10	49.44	36.19	46.19	-96	69.91	-96.40	88.47
Poutres secondaires (35×40) cm²	RDC;...;10	60.55	44.21	106.01	-96	-69.91	-121.16	84.01

Tableau (7.1) récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants.

1) Armatures longitudinales :**Conditions imposées par le RPA99/V2003 :**

- ✓ Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 45 \times 35 = 7.875 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 35 = 7 \text{ cm}^2$

Conditions imposées par le BAEL.91 :

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 35 \times 40.5 = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 36 = 1.52 \text{ cm}^2$$

- b) Exemple de calcul :

Poutre principale de section ($45 \times 35 \text{ cm}^2$)

b.1) En travée**- ELU :**

$$M_u = 49.44 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{49.44 \times 10^3}{14.2 \times 35 \times (40.5)^2} = 0.060$$

$$\mu = 0.060 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.078$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

Détermination des armatures:

$$A_t'' = \frac{M_t''}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{49.44 \times 10^3}{348 \times 0.96 \times 40.5} = 3.65 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$3T12 \longrightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2$$

- ELS :

$$M_s = 36.19 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible aucune vérification pour σ_s

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } Y = \frac{Mu}{M_s} = \frac{49.44}{36.19} = 1.36$$

$$\frac{1.36-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.38 > \alpha = 0.046 .$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

- Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour σ_s)

⇒ Les armatures calculées en ELU sont maintenues

Choix des armatures :

$$6T12 \longrightarrow A = 6.78 \text{ cm}^2$$

b.2) En appuis :**- ELU :**

$$M_u = 96 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{96 \times 10^3}{14.2 \times 35 \times (40.5)^2} = 0.11$$

$$\mu = 0.11 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.15$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.93$$

Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{96 \times 10^3}{348 \times 0.93 \times 40.5} = 7.32 \text{ cm}^2$$

- ELS :

$$M_s = 69.91 \text{ KNm}$$

Fissuration peu nuisible aucune vérification pour σ_s

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \frac{?}{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{96}{69.91} = 1.37$$

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.376 > \alpha = 0.065 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- } \Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues

(Aucune vérification pour σ_s)

* Situation accidentelle :

$$M_{acc} = 96.40 \text{KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{96.4 \times 10^3}{14.2 \times 35 \times (40.5)^2} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A; } \varepsilon_b = 3.5 \text{‰}$$

$$\mu = 0.011 < \mu_L = 0.379 \Rightarrow \varepsilon_s > \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.013$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

Détermination des armatures:

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{96.40 \times 10^3}{400 \times 0.99 \times 40.5} = 6.01 \text{cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(BAEL)}) = 7.32 \text{cm}^2$$

Choix des armatures:

$$4\text{T}12 + 2\text{T}14 \longrightarrow A \text{ } 7.60 \text{cm}^2$$

b.3) Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 88.47 \text{ KN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 40,5 = 36,45 \text{ cm}$$

$$T_u = 88470 \text{ N} \leq 0,267 \times 36,45 \times 35 \times 20 \times 10^2 = 681250,5 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_L = 7,32 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(88470 - \frac{96000}{0,9 \cdot 40,5} \right) \cdot 10^{-2} = 3,47 \text{ cm}^2$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{96 \times 10^3}{35 \times 40,5 \times 100} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$\tau_u = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne .

Section et écartement des armatures transversales A_t :- Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = 1,0 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow 4 \phi 10 \rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1étrier)- L'espace des armatures transversales :Selon (B.A.E.L.91) :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot K}{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K = 1 (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{3,14 \times 0,8 \times 400}{35 \times (2,06 - 0,3 \times 2,1)} = 18,88 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 35 \text{ cm}) = \min(0,9 \cdot 40,5 \text{ cm}; 35 \text{ cm}) = 35 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b_0} = \frac{3,14 \times 400}{0,4 \times 35} = 89,71 \text{ cm}$$

Selon (R.P.A.99version2003) :

Zone nodale :

$$\delta_{t3} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \cdot 1,2\right) = 11,25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \cdot 1,4\right) = 11,25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15\text{cm} \quad \text{en zone courante} \\ \delta_t = 10\text{cm} \quad \text{en zone nodale} \end{array} \right.$$

a) Vérification des armatures transversales:

- Zone nodale :

$$A_{t\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{cm}^2$$

- zone courante :

$$A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

b.4- Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L\max}$$

* **Remarque :**

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-dessus; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Type	Etages		Amin [cm ²]		Acal [cm ²]	Achoisi [cm ²]	Choix des armatures	Longueurs de recouvrement
			BAE L	RP A				
Poutre principale (30×45) cm ²	RDC. 10 etage	Travée	1.71	7.85	3.65	8.42	4T14+2T1 2	70
		Appui	1.71	7.85	7.48	8.42	4T14+2T1 2	70
Poutre secondaire (35×40) cm ²	RDC.. 10etage	Travée	1.52	7	3.00	7.6	4T12+2T1 4	70
		Appui	1.52	7	4.90	7.6	4T12+2T1 4	70

Tableau (7.2) : Tableau récapitulatif des ferrillages des poutres .

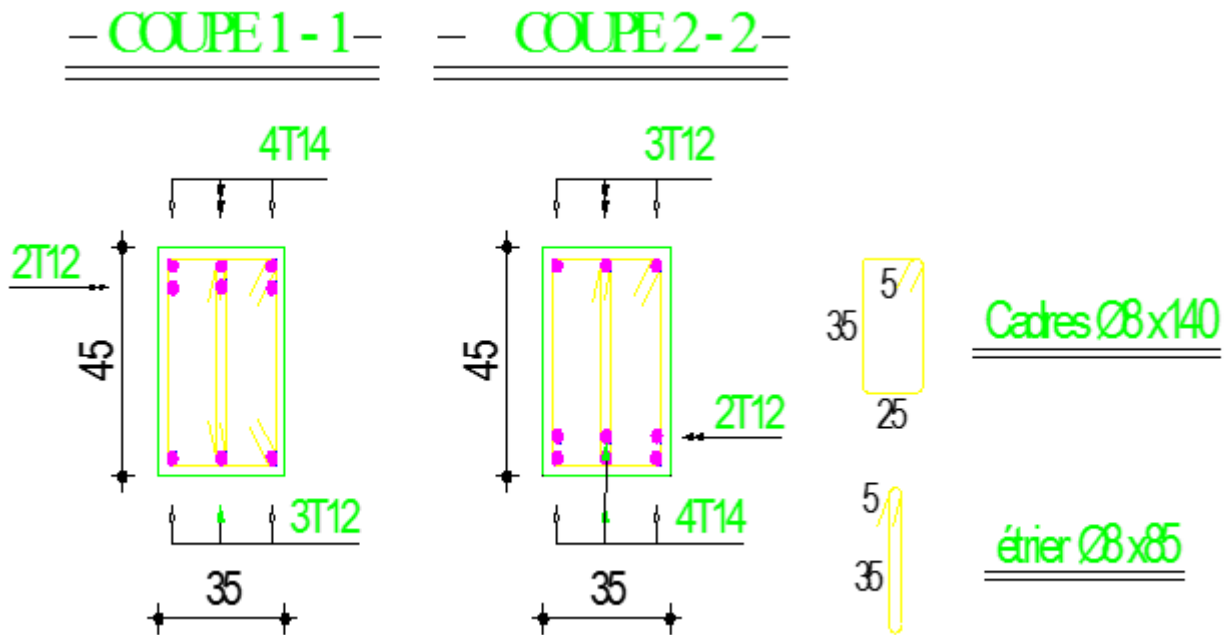


Fig7.1 .ferrillages des poutres principale .

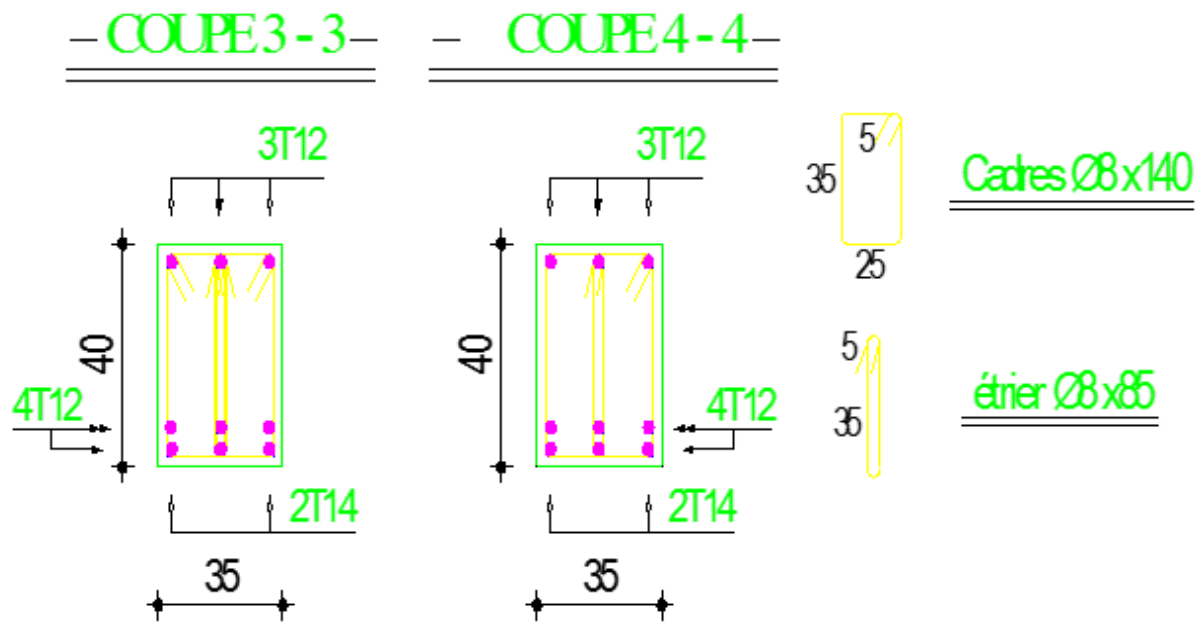


Fig7. 2.ferraillages des poutres principale .

VII.2.2) Ferrailage des poteaux :

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

Sens y-y			Sens x-x		
$M_{x\max}$	$\rightarrow N_{corr}$	$\rightarrow A1$	$M_{y\max}$	$\rightarrow N_{corr}$	$\rightarrow A4$
N_{\max}	$\rightarrow M_{xcorr}$	$\rightarrow A2$	N_{\max}	$\rightarrow M_{ycorr}$	$\rightarrow A5$
N_{\min}	$\rightarrow M_{xcorr}$	$\rightarrow A3$	N_{\min}	$\rightarrow M_{ycorr}$	$\rightarrow A6$

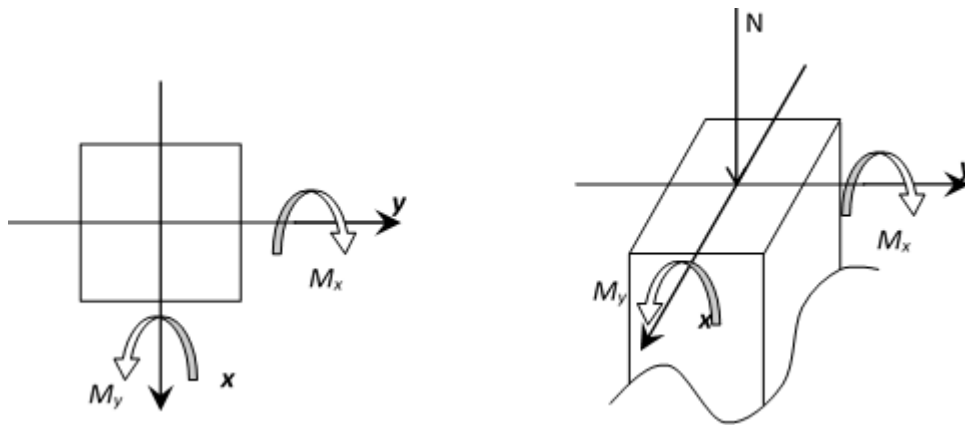


Fig.7.3: Direction des moments et effort normal dans un poteau

On a 4 type Des poteaux ; à savoir :

Type 1 $(40 \times 40) \text{cm}^2$

Type 2 $(45 \times 45) \text{cm}^2$

Type 3 $(50 \times 50) \text{cm}^2$

Type 4 $(55 \times 55) \text{cm}^2$

Type 5 $(60 \times 60) \text{cm}^2$

a) Armatures longitudinales :

Condition imposée par le RPA99/V2003 :

* Armatures minimales : $0,8\% \times B$ en zone II_a .

* Armatures maximales $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section du poteau

* Longueur de recouvrement est de $40 \cdot \phi$ en zone II_a (RPA99/V2003).

* Le recouvrement se fait, si c'est possible, à l'extérieur de la zone nodale qui est définie par le (RPA99/V2003).

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II_a

Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple.}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h \Rightarrow \text{Pour flexion simple.}$$

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h \Rightarrow \text{Pour traction simple.}$$

$$A_{\max} \leq 5 \cdot \frac{b \cdot h}{100}$$

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_L : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

P_a : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux

Dans la direction considérée $P_a = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$ et à 3.75 dans le cas contraire.

- δ_t : Est l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\delta_t \leq \min(10 \cdot \phi_L; 15cm) \text{ en zone II}_a$$

- Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \cdot \phi_{L \min}$$

$\phi_{L\min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

h et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

et l_f longueur de flambement du poteau.

*** Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right)$$

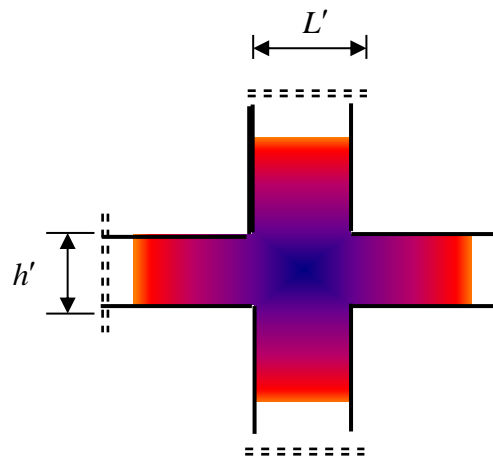


Fig 7.4 : Zone nodale

Ferraillages des poteaux :

Le ferraillage des poteaux se calcul en fonction de l'excentricité de l'effort de compression du a la

Présence d'un moment fléchissant au niveau des nœuds dans les deux directions (Principales et Secondaires) cette excentricité permet de déterminer le modèle de calcul.

Calcul 1 : $e_G = 0$ (compression centre)

E.L.U.R :

$$A'_1 = \frac{N' - \sigma_{bc} \times B'}{\sigma_s}$$

Avec :

B' : Section du poteau = $b \times h$

- **E.L.U.S.F** :

$$A'_2 = \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{N'}{\alpha} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$$

Avec : Br : section réduite = $(h-2)(b-2)$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_t}$$

$$A' = \max (A'_1; A'_2)$$

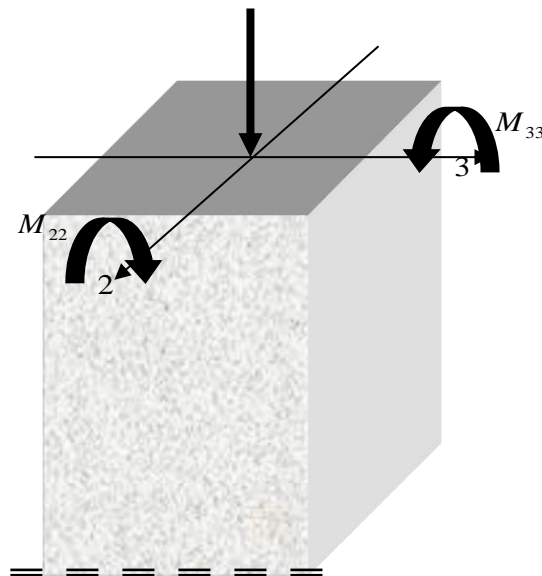


Fig 7.5 : Direction des moments et effort normal

Remarque :

Lorsque le poteau est soumis à la flexion composée, le ferrailage trouvé pour un coté est disposé de manière symétrique dans le coté opposé.

Combinaison	Section (cm ²)		(40x40)	(45x45)	(50x50)	(55x55)	(60x60)
	Sollicitations		[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
ELU (1,35G+1,5Q)	Cas 1	N^{\max} [KN]	500.29	1189.03	1672.74	2189.92	2752.26
		M_x^{corr} [KN.m]	-6.17	-6.09	-5.42	-4.15	-1.58
		M_y^{corr} [KN.m]	22.68	40.75	57.96	59.82	65.96
	Cas 2	N_{\min} (KN)	105.59	300.75	636.64	901.63	1208.13
		$M_{yy\text{cor}}$ (KN.m)	-55.29	-54.55	-49.84	-42.63	-31.43
	Cas 3	$M_{yy\text{max}}$ (KN.m)	-55.29	-54.55	-49.84	-42.63	31.52
		N_{cor} (KN)	105.59	300.75	636.64	901.63	1210.90
	Situation accidentelle (G+P+E) (0,8G±E)	Cas 1	N_{\max} (KN)	261.58	506.85	779.23	1354.7
$M_{yy\text{cor}}$ (KN.m)			-31.55	-42.49	72.56	-5.16	-62.84
Cas 2		N_{\min} (KN)	46.41	100.89	-175.83	236.66	331.07
		$M_{zz\text{cor}}$ (KN.m)	-58.44	-66.65	-71.04	-62.65	-37.04
Cas 3		$M_{yy\text{max}}$ (KN.m)	-96.71	-103.64	-106.18	91.44	62.84
		N_{cor} (KN)	122.24	338.13	680.46	962.58	1272.82

Tableau 7.3 :Tableau des moments ;efforts normales et efforts tranchants .

On calcul le ferrailage par rapport à l'axe 2-2 et l'axe 3-3 puisqu'il existe deux moments M_{22} et M_{33} , on obtient un ferrailage total symétrique par apport à ces deux axes.

Exemple de calcul : Poteau du sous sol ;RDC et 1^{ème} étage de section $(50 \times 50)cm^2$.

1^{er} cas :

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot P$$

- Les sollicitations prises en compte :

$$N^{\max} \text{ [KN]} = 1672.74\text{KN}$$

$$M_x^{\text{corr}} \text{ [KN.m]} = 5.42\text{KN.m}$$

Calcul suivant l'axe 2-2 :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5.42}{1672.74} = 0.032m = 3.2 \text{ cm}$$

ELUR :

$$A_1' = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \cdot \sigma_2}$$

$$A_1' = \frac{1672.74 \times 10^3 - 100 \times 50 \times 50 \times 14.2}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A_1' = 0 \text{ cm}^2$$

ELUSF:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5.42}{1672.74} = 0.032m = 3.2 \text{ cm} \leq \frac{h}{12} = 4,17 \text{ cm}$$

$$(L_f / h) \leq \max (15 ; 20 \times e_1/h)$$

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{214.2}{50} = 14.8 \leq 50$$

$$L_f / h = 214.2/50 = 4.28 \leq \max (15 ; 20 \times e_1/h) = 15$$

L'inégalité est remplie \Rightarrow la méthode forfaitaire est appliquée.

le calcul se ramène au calcul de la même section sollicitée à la flexion composée:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M_1' = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{array} \right.$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}) \Rightarrow e_o = \max(2 \text{ cm}; \frac{306}{250}) = 2 \text{ cm}$$

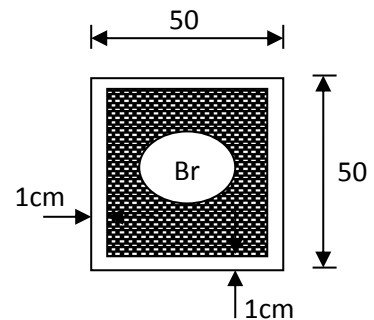


Fig 7.6 : Section réduite du béton.

$$e = 3.2\text{cm}$$

$$e_1 = (3 \times Lf^2 / 10^4 \times h) \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$\phi = 2$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.02$$

$$e_1 = 2 + 3.2 = 5.2 \text{ cm}$$

$$N_1 = 1706.19 \text{ KN}$$

$$M_1' = 8872.21 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = 5.2\text{cm} \leq \frac{h}{2} - c = 20\text{cm}$$

Le point d'application d'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

*** Vérification si la section est partiellement comprimée :**

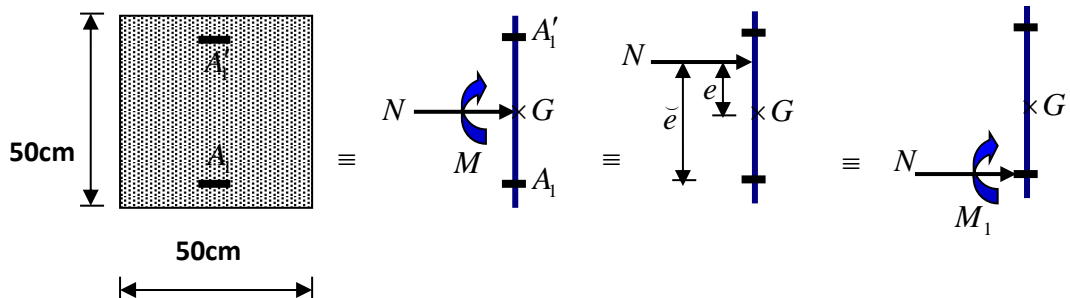


Fig 7.7: Schéma statique.

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$(1) = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 5) \times 14.2 \times 50 \times 50 \times 10^{-2} = 4544 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 5.2 + \frac{50}{2} - 5 = 25.5 \text{ cm}$$

$$M_1 = 5.42 \times 25.5 = 138.21 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1672.74 \times (45 - 5) \times 10^{-2} - 138.21 = 103.59 \text{ KN.m}$$

(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow le calcul se ramène en Flexion Simple de la même section sollicitée par le moment

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{138.21 \times 10^3}{14.2 \times 50 \times (45)^2} = 0.096$$

$$\mu = 0.096 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\%$$

$$\mu = 0.096 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.126$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.949$$

***Méthode de superposition:**

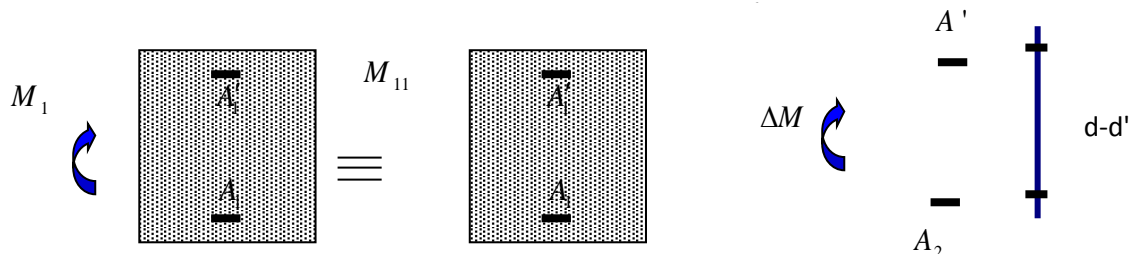


Fig 7.8: Schéma statique.

• **Détermination des armatures:**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{138.21 \times 10^3}{348 \times 0.949 \times (45)^2} = 20.66 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FCI} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 20.66 - \frac{1672740}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➤ Sens y-y :

Les sollicitations prises en compte :

$$N^{\max} \text{ [KN]} = 1672.74 \text{ KN}$$

$$M_y^{\text{corr}} \text{ [KN.m]} = 57.96 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{57.96}{1672.74} = 0.0346 \text{ m} = 3.46 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{214.2}{50} = 14.82 \leq 50$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C.

sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M_1' = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_0 = \max(2 \text{ cm}; \frac{306}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 3.46 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.03$$

$$e_1 = 3.46 + 2 = 5.46 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 1722.92 \text{ KN} \\ M_1' = 9407.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 5.46 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors:

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

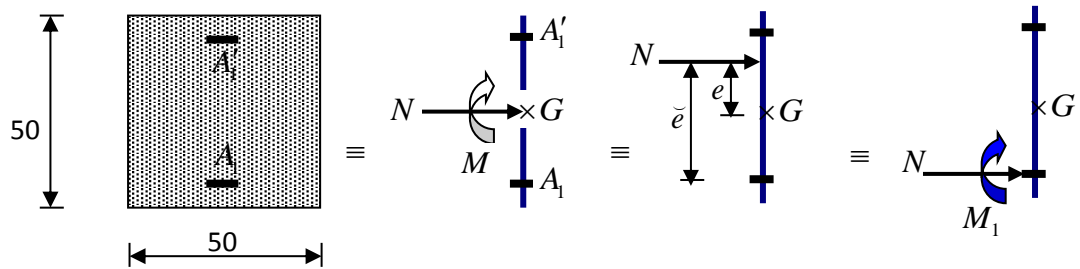


Fig VII.9 : Schéma statique

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 50 - 0.81 \times 3) \times 14.2 \times 50 \times 50 \times 10^{-2} = 5119.1 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1 \right) = 5.46 + \frac{50}{2} - 3 = 27.46 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1672.74 \times 27.46 = 459.33 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1722.92 \times (45 - 3) \times 10^{-2} - 459.33 = 264.29 \text{ KN.m}$$

(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{459.33 \times 10^3}{14.2 \times 50 \times (45)^2} = 0.319$$

$$\mu = 0.319 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\%$$

$$\mu = 0.319 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.498$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.804$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{459.33 \times 10^3}{348 \times 0.804 \times (45)^2} = 8.1 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FCI} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 8.1 - \frac{1672740}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A_{Fc} = 0$$

⇒ La condition de BAEL est remplie:

- **Armatures minimales :**

1-suivant les règles BAEL91 :

$$A_{1\min} = \max(0.2 \times b \times h / 100; 8(b+h/100)) = \max(0.2 \times 50 \times 50 / 100; 8(50+50/100)) = \max(5; 8 \text{ cm}^2)$$

$$A_{1\min} = 8 \text{ cm}^2$$

2-suivant RPA99/version 2003 :

$$A_{2\min} = 0.80\% b \times h \Rightarrow A_{2\min} = 0.80\% \times (50 \times 50) = 20 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximale:**

$$A_{MAX} \leq \frac{5 \cdot b \cdot h}{100} = \frac{5 \cdot 50 \cdot 50}{100} = 125 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{sf}; A_2; A_3; A_{\min 1}; A_{\min 2}) \leq A_{\max}$$

$$\text{Suivant 2-2 : } A_h = \max(0; 0; 8; 20)$$

$$\text{Suivant 3-3 : } A_b = \max(0, 0, 8; 20)$$

Choix des armatures :

$$12T16 \longrightarrow A = 24.13 \text{ cm}^2$$

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

D'après le fichier de résultats " ROBOT " :

$$T_{\max} = 57300N$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{57300}{50 \cdot 45 \cdot 100} = 0,25MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 2,26MPa \quad (\text{Fissuration peu nuisible}) .$$

$$-\tau_u = 0,25MPa < \bar{\tau}_u = 2,26MPa$$

⇒ donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{1,4}{3} = 0,46cm$$

Donc on prendra $\phi_t = 8mm$ avec une nuance d'acier FeE235.

• **Espacement des armatures transversales :**

- D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone II)

Zone nodale :

$$\delta_t = 10cm.$$

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15cm) = 14cm \Rightarrow \delta_t = 10cm.$$

Zone courante :

$$\delta_t \leq \phi_L^{\min} = 21cm \Rightarrow \delta_t = 15cm.$$

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que

Précédemment; et le ferrailage sera résumé dans les tableaux suivants :

Etages	Section [cm ²]	A _{cal} [cm ²]	A _{min} [RPA] [cm ²]	A _{adopté} [cm ²]	Choix
RDC ; 1 étage	(60×60)	9.6	28.8	33.17	8T20+ 4T16
3 ; 2^{ème} étage	(55×55)	8.8	24.2	28.65	4T20+8T16
4 ; 5^{ème} étage	(50×50)	8	20	24.13	12T16
6 ; 7^{ème} étage	(45×45)	7.8	16.2	20.36	4T16+8T14
8 ; 9^{ème} étage	(40×40)	11.4	12.8	18.47	12T14

Tableau (7.4) : Tableau récapitulatif des ferrillages des poteaux .

Schéma des ferrillages des poteaux :

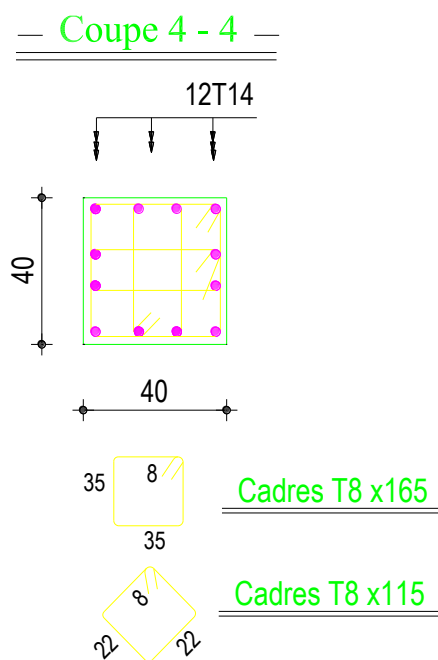


Fig 7.10 : Exemple de ferrillage d'un poteau (40×40)

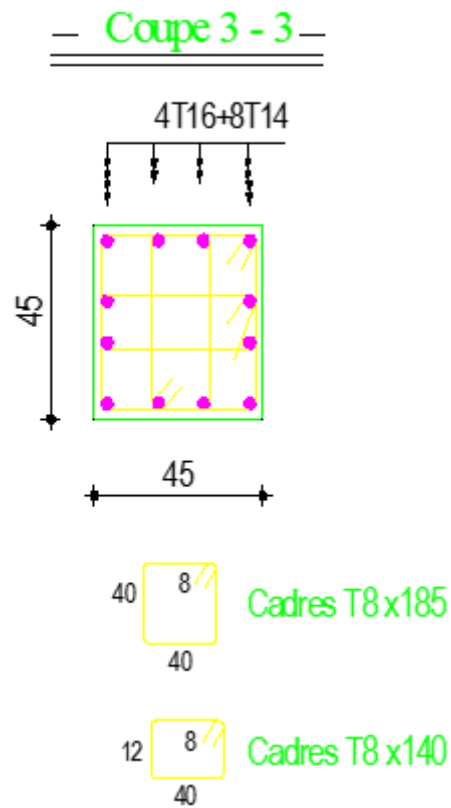


Fig 7.11 : Exemple de ferrailage d'un poteau (45×45)

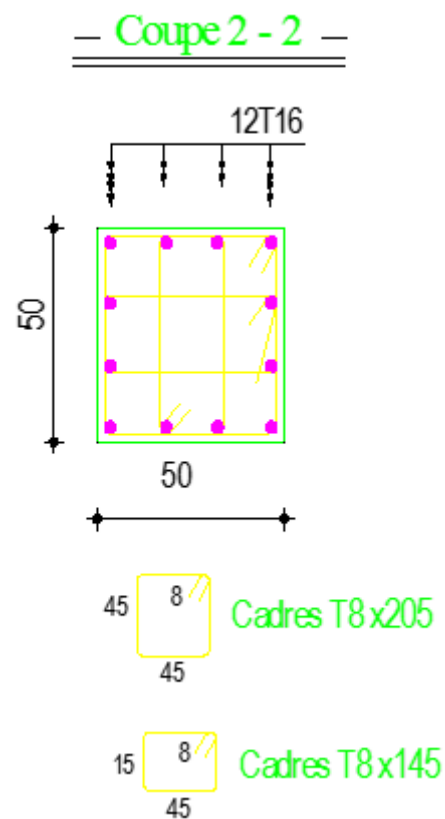


Fig 7.12 : Exemple de ferrailage d'un poteau (50×50)

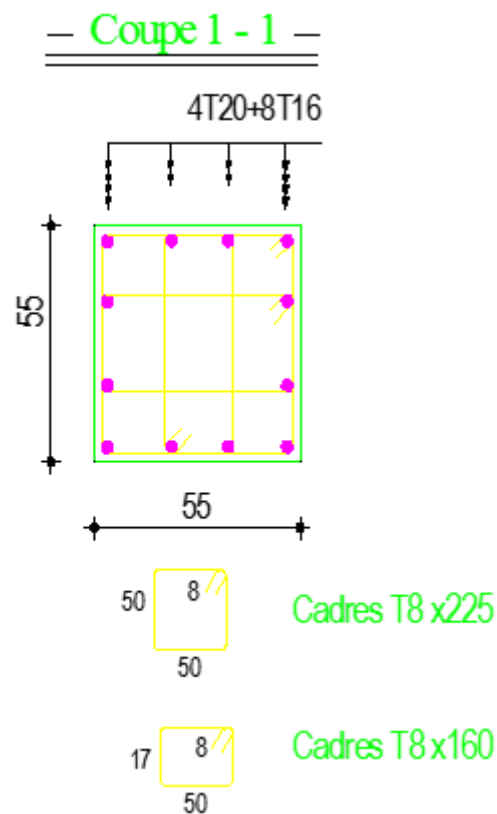


Fig 7.13 : Exemple de ferrailage d'un poteau (55×55)

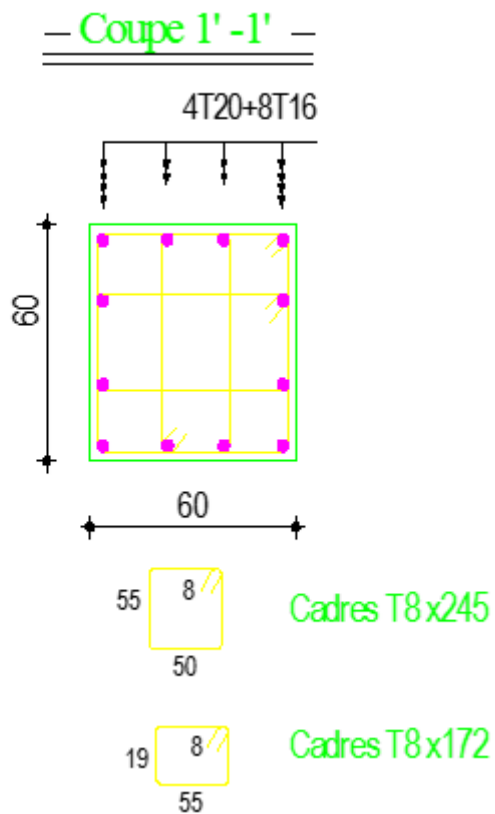


Fig 7.14 : Exemple de ferrailage d'un poteau (60×60)

CHAPITRE VIII

Etude des voiles

8-1. Définition :

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes. rôle secondaire participer à reprendre une certaine partie des efforts verticaux.

Dans notre structure, on distingue trois types de voiles :

- Voile de contreventement
- Voile pour ascenseur
- Voile périphérique

8.2-Prescription du RPA99 version 2003 :

$$A_l = A'_l = 0.15\% bh$$

$$e = \min(1.5 \cdot a ; 30 \text{ cm})$$

Le diamètre des barres horizontales et verticales ne devrait pas dépasser le dixième de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement sont :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le changement de signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par mètre carré, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau, doivent être en deux nappes au total d'un minimum égal à 0.2% de la section. (Article 7.7.3.3 RPA99 version 2003).

8.3– Disposition constructive des armatures :

On devra disposer les ferraillages suivants :

- Des armatures verticales et
- Des armatures horizontales.

8.3.1-Armatures verticales :

Le règlement recommande de prendre un pourcentage minimum d'armatures verticales de la zone tendue au moins égale à 0.5 % de la section horizontale du béton tendue.

- Les armatures de traction seront concentrées aux extrémités des voiles. Ces barres verticales des zones extrêmes devraient ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure, par contre les barres des autres niveaux n'auront pas de crochets et la jonction se fera 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 doit être au plus à 15 cm.

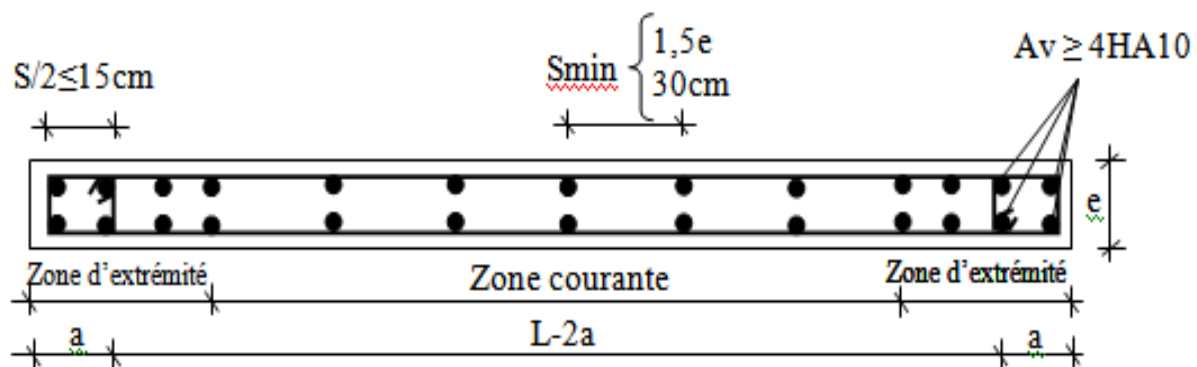


Fig.VIII. 1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

8.3.2-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 25° dans le cas où il existe des barres de rigidité, les barres horizontales permettent la réalisation d'un ancrage droit.

8-4. Ferrailage des voiles :

8.4.1- Voile de contreventement :

1-vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h}; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max(2\text{cm}; h_e/250) = 2\text{cm}.$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot 2}{100}; 100 \right) \right]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$l_f = 0.7 \times 300 = 210 \text{ cm}.$$

$$\lambda = 210 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 36.37$$

$\lambda = 36.37 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée.

- Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « ROBOT » les sollicitations maximales sont :

Exemple de calcul :

voile de contreventement avec ouverture

Pour le calcul du ferrailage, on choisit le voile le plus défavorable d'après le logiciel Robot Bat:

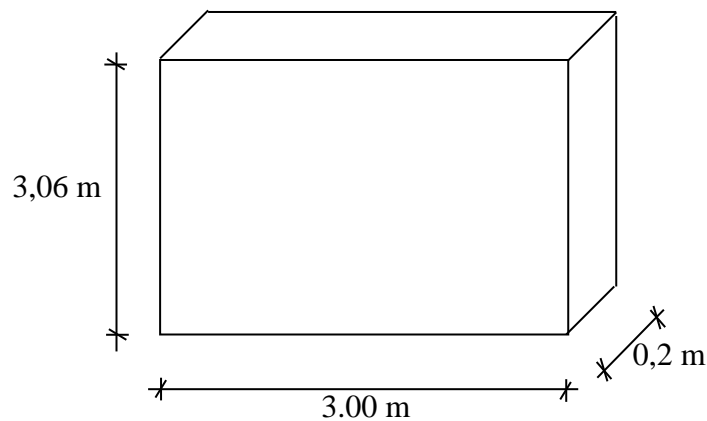


Fig.VIII. 3 : Voile le plus défavorable

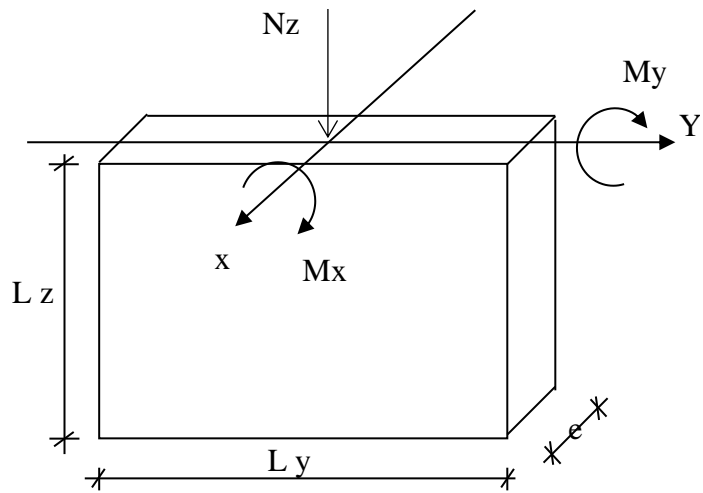


Fig. VIII. 2: Les sollicitations de calcul d'un voile.

a) les armatures verticales :

Les sollicitations (N, M, T) sont données par **Robot Bat** et sont représentées sur le tableau si dessous :

Tableau. VIII. 1 : Les sollicitations de calcul du voile

Nz [KN]	Mx [KN.m]	My [KN.m]	T [KN]
1692.71	353.54	35.365	259,70

➤ calcul de ferrailage :Sens X-X : (Nz, Mx)

$$N_z = 1692.71 \text{ KN}$$

$$M_x = 353.54 \text{ KN.m}$$

$$b = 20 \text{ cm} ; h = 300 \text{ cm}$$

$$d = 290 \text{ cm}$$

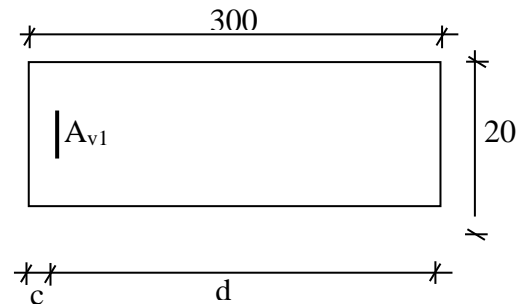


Fig.VIII. 4: Section de calcul

Le centre de pression

$$e_1 = \frac{M_x}{N_z} = \frac{353.54 \times 100}{1692.71} = 20.8 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central : $\frac{h}{12} = 25 \text{ cm}$

On a une compression excentrée.

❖ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$A'_1 = \frac{N_x - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \cdot \sigma'_2}$$

$$A'_1 = \frac{1692.71 \cdot 10^3 - 100 \cdot 300 \cdot 20 \cdot 14,2}{100 \cdot 400} \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

❖ Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F.) :

$$e = \frac{M_x}{N_z} = \frac{353.54 \times 100}{1692.71} = 20.8 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{h} = 3,46 \cdot \frac{214,2}{300} = 2.47 \leq \max \left[50; 67 \cdot \frac{0,4}{80} \right] = 50$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N_z \\ M_1' = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{368}{250}\right) = 2cm$$

$$e = 20.8cm$$

$$\frac{e}{h} = \frac{20.8}{300} = 0,069 \leq 0,75 \Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{2.47}{35}\right)^2 = 1,0009$$

$$e_1 = 20.8 + 2 = 22.8cm$$

$$\begin{cases} N_1 = 1694.23KN \\ M_1' = 22.8 \times 1694.23 \times 10^{-2} = 386.28KN \cdot m \end{cases}$$

$$e_1 = 22.8cm < \frac{h}{2} = 150cm$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors:

➤ Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1)}_{(1)} \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1 \cdot (d - c_1)}_{(2)} - M_1$$

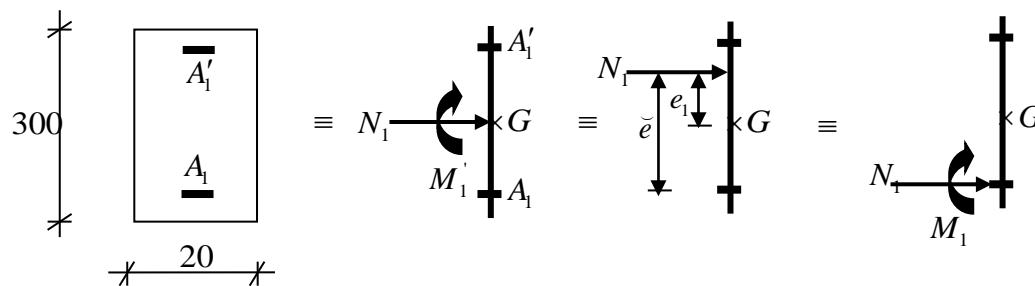


Fig.VIII. 5: position de N_1 , M_1' et M_1 sur la section transversale

$$(1) = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0,337 \cdot 300 - 0,81 \cdot 10) \cdot 14,2 \cdot 20 \cdot 300 \cdot 10^{-2} = 79236 \text{KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N_1 \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 22,8 + \frac{300}{2} - 10 = 162,8 \text{cm}$$

$$M_1 = 1694,23 \times 162,8 \times 10^{-2} = 2758,2 \text{KN.m}$$

$$(2) = 1694,23 \cdot (290 - 10) \cdot 10^{-2} - 2758,2 = 1985,64 \text{KN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment

$$M_1 = 2758,2 \text{KN.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2758200}{14,2 \cdot 20 \cdot 290^2} = 0,11$$

$$\mu = 0,11 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,15$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,938$$

➤ Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2758200}{400 \cdot 0,938 \cdot 290} = 25,34 \text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 25,34 - \frac{1694230}{100 \cdot 400} < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

Armature minimale :

$$A_{\min} = 0,0015bh = 0,0015 \times 20 \times 300 = 9 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 25,34 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 10T16+4T14/ml $\rightarrow A = 26,27 \text{cm}^2/\text{ml}$.

Sens Y-Y :

$N_z = 1692.71 \text{ KN}$

$M_y = 35.365 \text{ KN.m}$

$b = 405 \text{ cm}$

$h = 20 \text{ cm}$

$d = 18 \text{ cm}$

le centre de pression

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{35.365 \times 100}{1692.71} = 2.08 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = \frac{20}{12} = 1.67 \text{ cm}$$

$e_1 > \frac{h}{12} \Rightarrow$ l'effort normal est appliqué en dehors du noyau central.

L'effort normal se trouve à l'intérieur de la section donc le calcul se fait à la flexion composée :

➤ Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h}_{(1)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1 \cdot (d - c_1) - M_1}_{(2)}$$

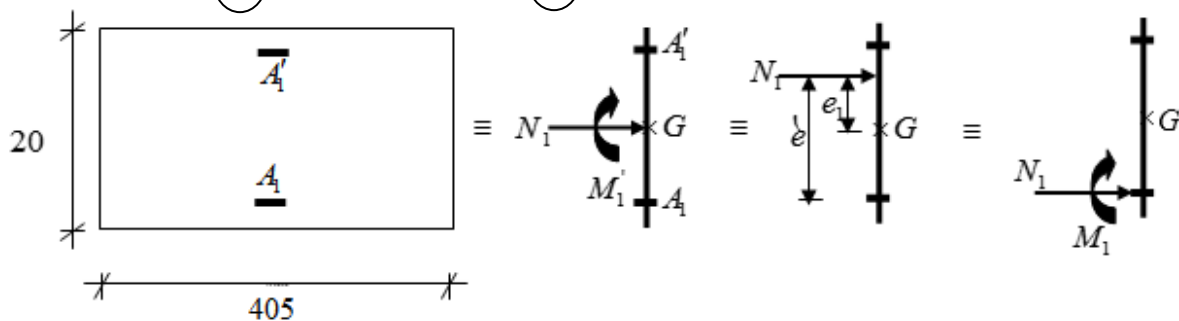


Fig.VIII. 7: position de N_1 , M_1' et M_1 sur la section transversale

(1) = $(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$

= $(0,337 \cdot 20 - 0,81 \cdot 2) \cdot 14,2 \cdot 405 \cdot 20 \cdot 10^{-2} = 5889.02 \text{ KN.m}$

(2) = $N \cdot (d - c_1) - M_1$

$M_1 = N \cdot e$

$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 2.08 + \frac{20}{2} - 2 = 10.02 \text{ cm}$

$M_1 = 1692.71 \times 10.08 \times 10^{-2} = 170.62 \text{ KN.m}$

(2) = $1692.71 \cdot (18 - 2) \cdot 10^{-2} - 170.62 = 100.21 \text{ KN.m}$

(1) (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

$$M_1 = 170.62 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{170620}{14,2 \cdot 405 \cdot 18^2} = 0,091$$

$$\mu = 0,091 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ existe}$$

$$\varepsilon_s < \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,12$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,951$$

➤ Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{170620}{400 \cdot 0,951 \cdot 18} = 24.91 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 24.91 - \frac{1692710}{100 \cdot 400} = -17.40 < 0$$

$$\Rightarrow A_{FC} = 0$$

$$A_{V2} = 0 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{V2} = \max(A_{V2}; A_{min})$ avec :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\% \Rightarrow A_{1min} = [(405 - 2 \times 15) \times 20] \times 0.10\%$$

$$A_1 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_V \Rightarrow (405 \times 20 \times 0.15\%) - 2 \times 3.14$$

$$A_2 = 5.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} = \max(A_{V2}; A_1; A_2).$$

$$A_{V2} = 24.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 10T16+4T14/ml \rightarrow A=26.27 \text{ cm}^2/ml.$$

Espacement des barres verticales : S

En zone courante :

$$S = \min(1,5 e ; 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sur } L/10 \text{ de la largeur du voile } S' = \frac{S}{2} = 15 \text{ cm}$$

➤ Choix des armatures :

Afin de vérifier l'espacement minimum imposé par le RPA99(version 2003) on choisira

- 4T10 à chaque extrémité de la section verticale du voile ;
- T10 espacés de 15cm en zone nodale et 20cm en zone courante pour les armatures parallèle aux parements du voile

b) Les armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times \delta_t (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k)}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\delta_t = \min(1,5e; 30cm)$$

$$\delta_t = 20cm$$

$$A_t \geq \frac{20 \times 20(0,069 - 0,3 \times 1,8 \times 1)}{0,9 \times \frac{400}{1}} \Rightarrow A \geq -0,79cm^2$$

$$A_t < 0 \Rightarrow A_t = 0$$

Pour vérifier les conditions d'espacement pour les armatures horizontales, on adopte le ferrailage minimum suivant :

T10 espacés de 20cm à Chaque nappe pour les armatures parallèle aux parements du voile.

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement : [RPA99(V2003)/7.7.2]

La contrainte de cisaillement dans le béton du voile doit être limité comme suit

$$\tau_b \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{avec : } \tau_b = \frac{V}{e \times d} \quad \text{avec } V = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$$

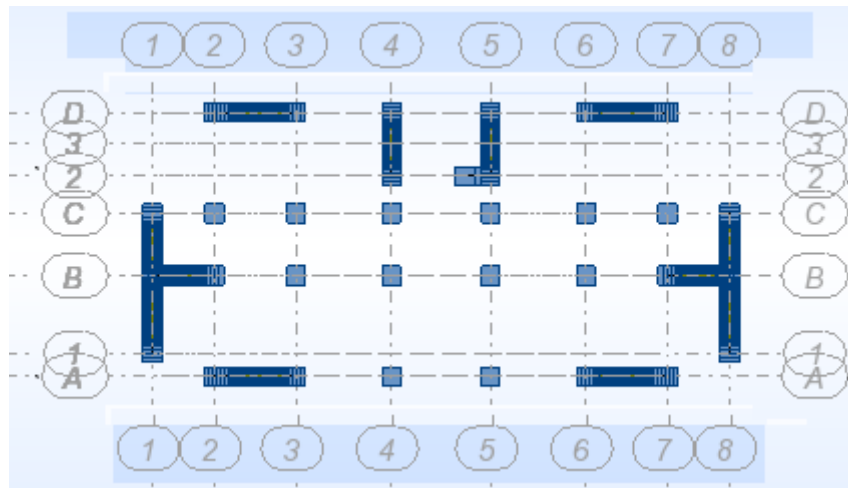
$$\Rightarrow \tau_b = 1.4 \tau_{b \text{ calcul}}^{\max}$$

$\tau_{b \text{ calcul}}^{\max}$: Contrainte de cisaillement maximale de calcul à L'E.L.U.R donné directement par logiciel Robot Bat.

$$\tau_{b \text{ calcul}}^{\max} = 0,57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 20 = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{b \text{ calcul}}^{\max} < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



figVII.8.Disposition de voile

CHAPITRE IX

Etude de L'INFRASTRUCTURE

IX.1. Introduction :**1-Généralité:**

- Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs 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.

2- Choix de type de fondation:

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 3 bars, il y a de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ✓ Semelle filante.
- ✓ Semelle isolé.
- ✓ Radier général.

IX.2) Etude des fondations :**IX.2.1) Calcul des semelles :****1) Pré dimensionnement :**

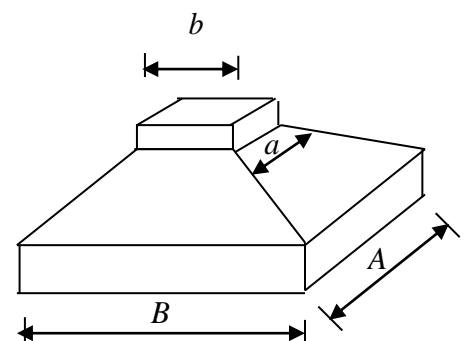
- ✓ Semelle de centre :

$$N = 1740,802 \text{KN}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 3 \text{bars}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b} \right) \cdot B$$



FigIX.1 : Semelle isolée

Avec : $a = 60\text{cm}$; $b = 60\text{cm}$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \left(\frac{N}{\sigma_{sol}}\right)} = \sqrt{\frac{60}{60} \times \left(\frac{174080}{3}\right)} = 241 \text{ cm}$$

On prend : $B = 250\text{cm} \Rightarrow A = 250\text{cm}$

✓ Semelle de rive :

$$N = 4171.086\text{KN}$$

$$B \geq 420\text{cm}$$

On prend : $B = 420\text{cm} \Rightarrow A = 420\text{cm}$

✓ Semelle de d'angle :

$$N = 4307.8\text{KN}$$

$$B \geq 430\text{cm}$$

On prend : $B = 430 \Rightarrow A = 430\text{cm}$

❖ Conclusion :

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchement aussi, pour cela le choix d'un radier général est préférable.

IX.3) Etude du radier :

IX.3.1) Généralité :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposant sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

L'état limite ultime de résistance :

- Situation durable et transitoire : $ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$

▪ Situation accidentelle :

$$\left. \begin{aligned} ACC1 &\rightarrow G + Q + E \\ ACC2 &\rightarrow G + Q - E \\ ACC5 &\rightarrow 0.8G + E \\ ACC6 &\rightarrow 0.8G - E \end{aligned} \right\} \text{[RPA99(V2003)/10.1.4.1]}$$

▪ L'état limite de service:

$$ELS \rightarrow G + Q$$

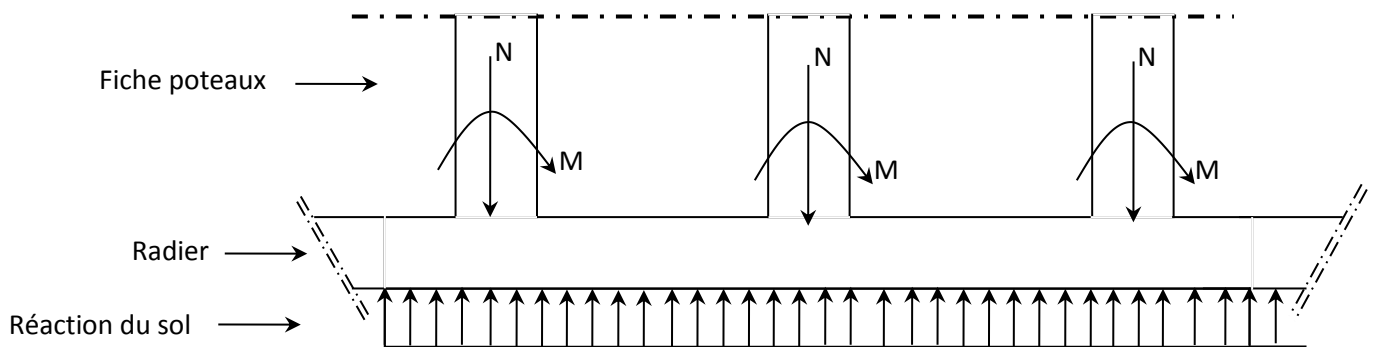


Fig.XI.2: Schéma du radier général

IX.3.2) pré dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratique « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque coté.

➤ **Hauteur du radier**

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hanteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous- pression , cette hanteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire ;
- 2- Condition de rigidité ;
- 3- Condition de non cisaillement ;
- 4- Condition de non poinçonnent.

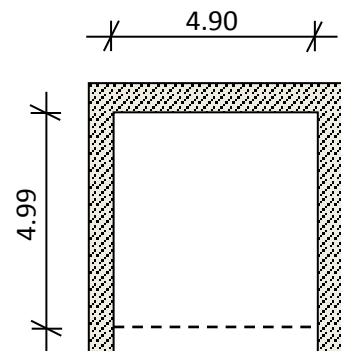


Fig.XI. 3: Dimensions du panneau De dalle le plus sollicité

1) **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=4.99\text{m} \Rightarrow 0.623 \leq h \leq 0.99$$

On prendra $h= 1.10 \text{ cm}$

2) **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

L_e : longueur élastique donnée par :

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, $K=40 \text{ MN/m}^3$ [HENRY THONIER ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 305).

E : module d'Young du béton ($E=3.10^4 \text{ Mpa}$) ;

I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$) ;

B : largeur du radier.

Pour notre cas :

$$L=4.99\text{m.}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4.99}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0.74 \text{ m}$$

on prend $h = 90 \text{ cm}$.

3) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = 2.5 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible ;

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a $\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.9}{4.99} = 0.98 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

1. Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} \quad T_u^y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$$

Calcul q_u :

La surface du radier est de :

$$S = 372.21 \text{ m}^2$$

Le poids de superstructure :

$$G = 46085.82 \text{ KN}$$

$$q'' = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q$$

$$q'' = 1.35 \times \frac{46085.82}{372.21} + 1.5 \times 2.5 = 170.90 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 248,59 \text{ KN} \quad T_y = 332,09 \text{ KN}$$

$$T^{max} = 332.09 \text{ KN}$$

$$h \geq \frac{332.09}{0.9 \times 1 \times 2.5 \times 10^3} = 0.15 \text{ m} \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

4) **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_c 28}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1) \quad \text{avec :}$$

U_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

h : épaisseur du radier ;

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R

Pour notre structure,

$N_{u \text{ max}} = 2752,10 \text{ KN}$ appliquée par un poteau de section carré (60×60) cm²

$$U_c = 4(a')$$

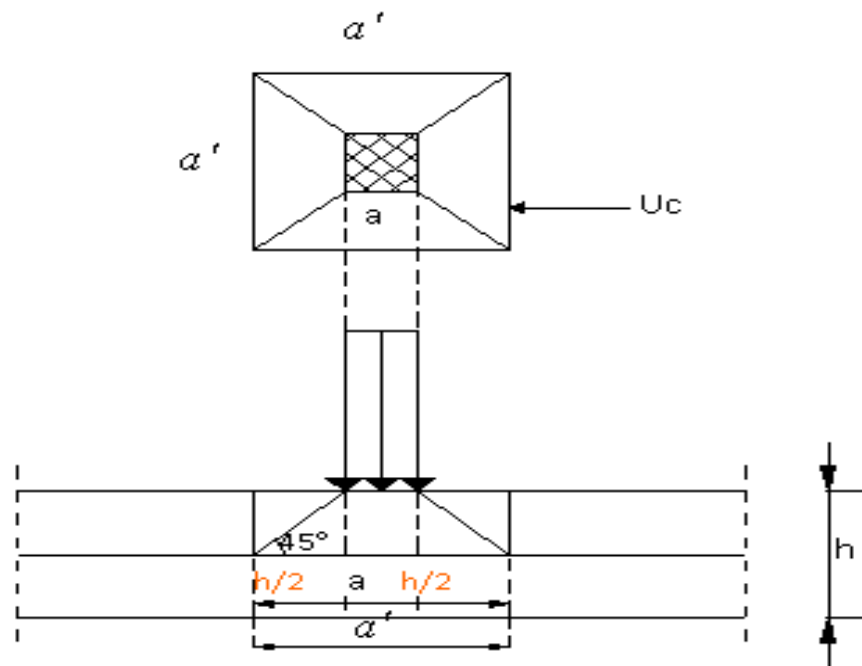


Fig IX.3. Dimensionnement du feuillet moyen.

Avec :

$$a' = a + h$$

Donc :

$$Uc = 4(a+h) = 4(0.6+h) = 2.4+4h$$

L'inégalité (1) devient :

$$0.38 h^2 + 2.4h - Nu \geq 0$$

⇒ On aura $h \geq 1.12$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions, soit $h=115$ cm

- La hauteur des nervures : h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{499}{10} = 49.9 \text{ cm}$$

On prendra $h_n = 60$ cm.

- Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{499}{20} = 25 \text{ cm}$$

On prendra $e = 40$ cm

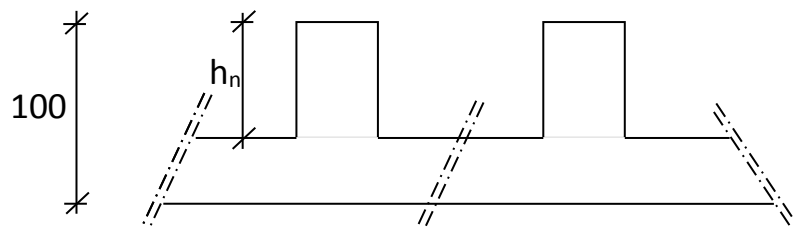


Fig.XI.5: Dimension du radier.

➤ Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- poutres principales ;
- Poutres secondaire.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.4h$$

$$b_1 \leq \frac{Ly - b_0}{2} \quad \text{et} \quad b_1 \leq \frac{Lx}{10}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

h

$L_x = 490 \text{ cm}$; $L_y = 499 \text{ cm}$.

Tableau. IX. 1: **Dimensions des poutres.**

	Poutres principales	Poutres secondaires
h (cm)	100	100
h_0 (cm)	40	40
b_0 (cm)	35	35
b_1 (cm)	45	45
b (cm)	125	125

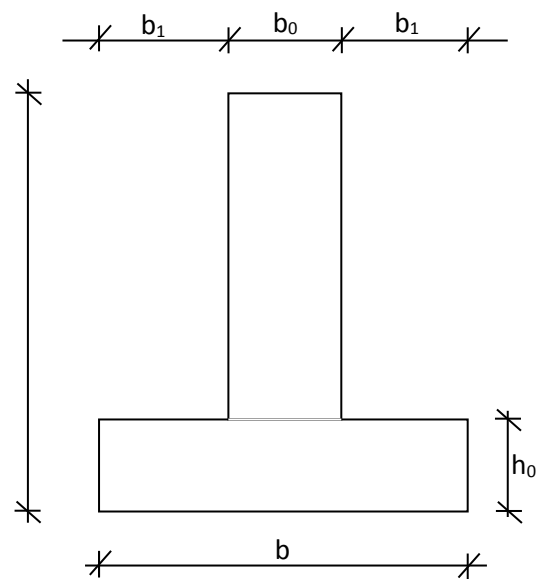


Fig.XI. 1:Dimensions des poutres.

IX.3. 3) Détermination des sollicitations :**a) Caractéristiques du radier :**

$$h = 100 \text{ cm} ; e = 40 \text{ cm} ; h_n = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Surface du radier } S = 372.21 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 59671 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 45961 \text{ m}^4$$

$$V_x = 15.29 \text{ m}$$

$$V_y = 12.40 \text{ m}$$

Avec :

V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier et

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier ;

b) Calcul du poids du radier: Pr

$$\text{Poids du radier sans poutres : } P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b ;$$

$$\text{Poids des poutres principales : } P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b ;$$

$$\text{Poids des poutres secondaires : } P_s = L'(h - h_0) b_0 \cdot \gamma_b$$

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales et

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$$P_1 = 372.21 \times 0.4 \times 25 \Rightarrow P_1 = 3722 \text{ KN.}$$

$$P_p = 91.96 \times 0.4 \times 0.35 \times 25 \Rightarrow P_p = 322 \text{ KN.}$$

$$P_s = 88.3 \times 0.4 \times 0.35 \times 25 \Rightarrow P_s = 309 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow Pr = P_1 + P_p + P_s = 4353.1 \text{ KN.}$$

c) Surcharges d'exploitation : Qr

$$Qr = 5 \times S$$

$$Qr = 5 \times 372.21 \Rightarrow Qr = 1861 \text{ KN.}$$

d) Combinaisons d'actions :❖ Etat limite ultime (E.L.U) :I) Situations durable et transitoire

$$(1.35G+1.5Q)+(1.35Pr+1.5Qr)$$

$$N_u^1 \quad N_u^2$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Robot Bat sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 71175,86 \text{ KN}$$

$$N_u = 71175.86 + 8668.2 \Rightarrow N_u = 79844 \text{ KN.}$$

$$M_x = 445084,91 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -1014220,05 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_x et M_y : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

M_x , M_y et F_z sont donnés par le logiciel Robot Bat;

x , y : abscisses du point d'application de F_z .

II) Situation accidentelle: [(G + Q ± E) + (Pr + Qr)] et [(0,8G ± E) + 0,8Pr]

$$N_a = 52174,70 + 6214.1 \Rightarrow N_a = 58389 \text{ KN.}$$

$$M_x = 236257,83 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -740202,64 \text{ N.m.}$$

❖ Etat limite service (E.L.S.) :

$$(G + Q) + (Pr + Qr)$$

$$N_s = 52059,16 + 6214,1 = 58274 \text{ KN.}$$

$$M_x = 325321,01 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -741817,27 \text{ KN.m}$$

e) Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier).

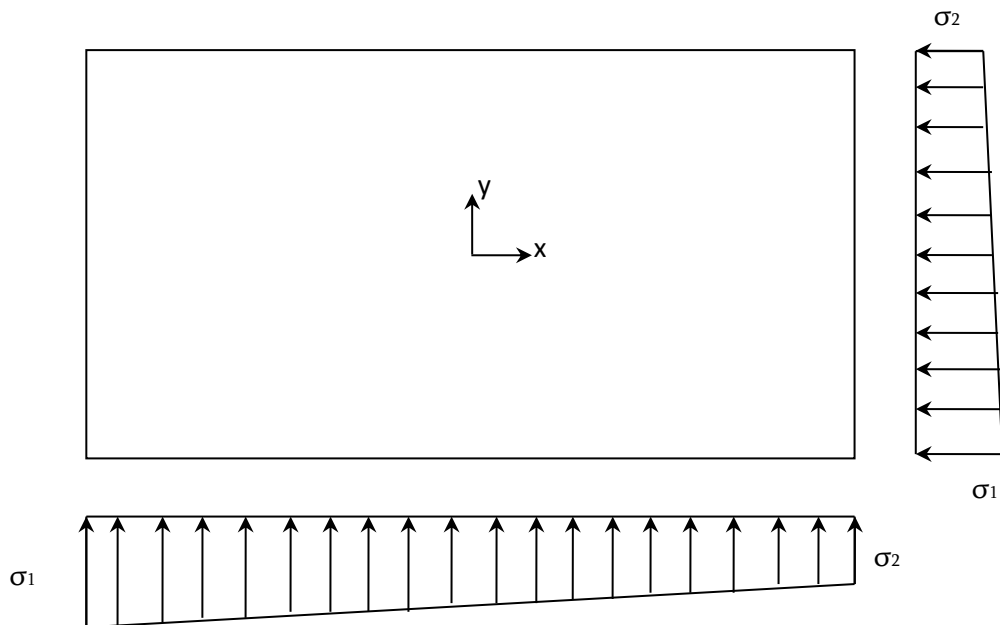


Fig.XI. 2: Schéma des contraintes du sol

1) **Situation durable et transitoire :**❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$N_u = 71175,86KN$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 3bars$$

Suivant l'article de **RPA99/V2003** :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol} = 6bars$$

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{71175,86}{372,21} \pm \frac{445084,85}{59671} \cdot 15,29 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,28bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,13 bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,25bars$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{71175,86}{372,21} \pm \frac{-1014220,05}{45961} \cdot 12,40 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 4,64bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0,82bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 5,1bars$$

❖ Etat limite service (E L S) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot V$$

$$N_s = 52059,16KN$$

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{52059,16}{372,21} \pm \frac{325321,01}{59671} \cdot 15,29 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,23bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0,6bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,82bars$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{52059,16}{372,21} \pm \frac{-741817,27}{45961} \cdot 12,4 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 3,39bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,17bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,83bars.$$

2) **Situation accidentelle :**

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{52174,70}{372,21} \pm \frac{-236257,83}{59671} \cdot 15,29 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,0bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0,80bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,7bars$$

▪ Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{52174,70}{372,21} \pm \frac{-740202,64}{459610} \cdot 12,40 \right] \cdot 10^{-2}$$

Condition vérifiée

$$\sigma_1 = 3,39bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow$$

$$\sigma_2 = 0,59bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow$$

Condition vérifiée

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,69bars$$

f) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec :

-P : Poids du bâtiment;

-S : Surface d'assise du bâtiment;

-Z : L'ancrage et

- γ : Poids volumique de l'eau ($1t/m^3$).

Pour la structure étudié : $P = 48212,68 \text{ KN} = 4821,26 \text{ t}$

$$1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1,5 \times 372,21 \times 1 \times 3,06 = 1708t$$

$$P = 13705,39t > 1708 \Rightarrow CV$$

$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ la structure est stable.

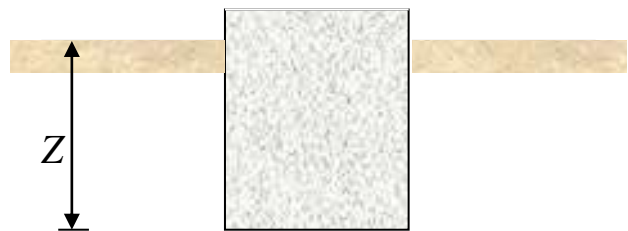


Fig.XI .3: Encrage de la structure

IX.3.4) Ferrailage du radier :**IX.3.4.1) Ferrailage de la dalle :**

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a) Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m$$

Le panneau le plus sollicité : $L_x = 4.9m$
 $L_y = 4.99m$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.90}{4.99} = 0.98 > 0.4 \quad \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$q_u = 510 \left(\frac{4.99}{4} \right) \cdot 1m = 636 \text{ KN/ml}$$

❖ Etat limite de service (E L S) :

$$q_s = 283 \left(\frac{4.99}{4} \right) \cdot 1m = 353 \text{ KN/ml}$$

❖ Situation accidentelle :

$$q_{acc} = 269 \left(\frac{4.99}{4} \right) \cdot 1m = 333 \text{ KN/ml}$$

Tableau. IX. 2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales :

Moment \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Combinaison				
M_a [KN.m]	-124.493	-109.249	-124.493	-109.249
M_t [KN.m]	186.739	163.874	186.739	163.874

➤ **Calcul des armatures :**

✓ **Enrobage :**

Fissuration préjudiciable $\longrightarrow a = 3 \text{ cm}$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} \Rightarrow \phi \leq 40 \text{ mm}$$

En prend : $\phi = 16 \text{ mm}$

Donc :

$$C_x = 3 + \frac{1.6}{2} = 3.8 \text{ cm}$$

$$C_y = 3 + 2 + \frac{1.6}{2} = 5.8 \text{ cm}$$

$$d_x = h_0 - c_x = 36.2 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - c_y = 34.2 \text{ cm}$$

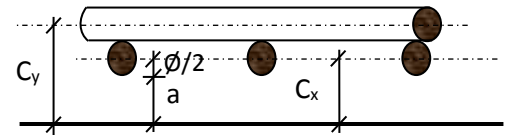


Fig.IX. 8: Enrobage

✓ **Sections de calcul :**

a) **Sens xx :**

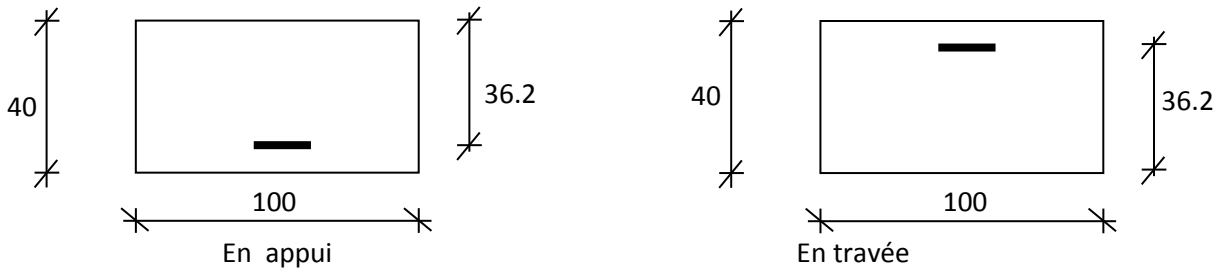


Fig.IX. 9:Section de calcul dans le sens xx.

b) **Sens yy :**

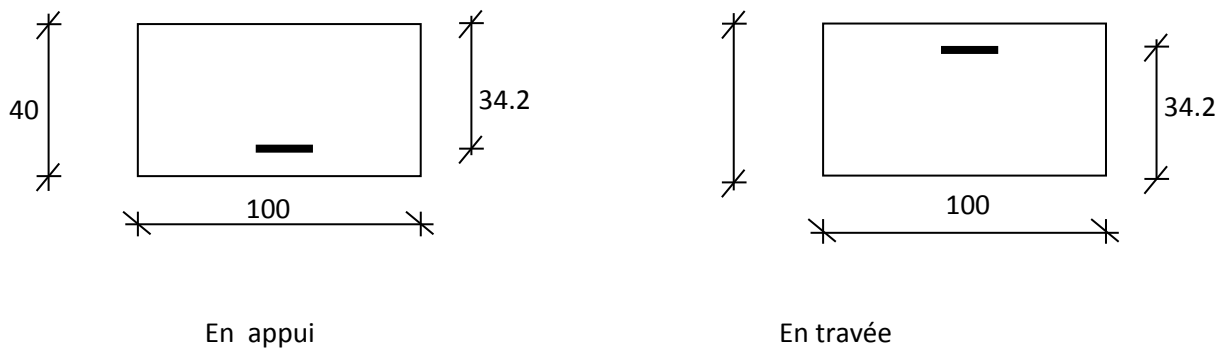


Fig.IX. 10 : Section de calcul dans le sens yy.

a) **Sens x-x :**

▪ **En travée :**

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_u = 186.739 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{186739}{14.2 \times 100 \times 36.2^2} = 0,126$$

$$\mu = 0,126 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.169 \quad \beta = 0.932$$

$$A = \frac{186739}{348 \times 0,932 \times 36.2} = 15.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 15.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h_0 = 0.0008 \times 100 \times 40$$

$$A_{\min} = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(15.90; 3.2) \Rightarrow A = 15.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Choix des armatures:

$$8\text{T16/ml} \longrightarrow A = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 12.5\text{cm}).$$

❖ Etat limite service (E.L.S.) :

$$M_{ser} = 163.841 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 16.08/100 = 2.41 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 2.41 \times 36.2 = 174.48 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -2.41 + \sqrt{174.48 + 2.41^2} = 11.02 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (11.02)^3}{3} + 15 \times 16.08 \times (36.2 - 11.02) \\ = 50682.52 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{163874}{50682.52} = 3.23$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3.23 \times 11.02 = 35.59 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - y_1) = 15 \times 3.23 \times (36.2 - 11.02) = 1219.971 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 1219.971 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b > \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

➤ Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{163874}{187 \cdot 100 \cdot (36.2)^2} = 0,00669$$

$$\mu_1 = 0,00669 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.874 \\ k_1 = 24.68 \end{cases}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{187}{24.68} = 7.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{163874}{187 \cdot 0.874 \cdot 36.2} = 27.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$14\text{T16/ml} \longrightarrow A = 28.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 7 \text{ cm}).$$

▪ En appuis :

❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_{ax}^u = -124.493 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{124493}{14.2 \times 100 \times (36.2)^2} = 0.084$$

$$\mu = 0.084 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \neq \emptyset \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.109$$

$$\beta = 0.956$$

$$A_{ax}^u = 10.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$6\text{T16/ml} \longrightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

❖ Etat limite de service (E L S) :

$$M_{ax}^s = -109.249 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 12.06}{100} = 1.81 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 131.04 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.81 + \sqrt{(1.81)^2 + 131.04} = 9.78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (9.78)^3}{3} + 15 \cdot 12.06 \cdot (36.2 - 9.78)^2$$

$$= 35960.75 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{109249}{35960.75} = 3.04$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 3.04 \cdot 9.78 = 29.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 3.04 \cdot (36.2 - 9.78) = 1204.75 \text{ MPa}$$

-Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b > \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{109249}{187 \cdot 100 \cdot (36.2)^2} = 0,00452$$

$$\mu_1 = 0,00452 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ k_1 = 31.73 \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{187}{31.73} = 5.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{109249}{187 \cdot 0,893 \cdot 36.2} = 18.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-Choix des armatures:

$$9\text{T16/ml} \longrightarrow A = 25.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 10 \text{ cm}).$$

b) **Sens Y-Y :**

▪ **En travée :**

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{tx}^u = 186.739 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{186739}{14.2 \times 100 \times (36.2)^2} = 0,141$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,191$$

$$\beta = 0,924$$

$$A_{tx}^u = 16.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h_0$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{max}(16.98 ; 3.2) \Rightarrow A = 16.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures:**

$$9\text{T16/ml} \longrightarrow A = 19.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 10 \text{ cm}).$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_{tx}^s = 163.874 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 19.76}{100} = 2.96 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 202.46 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.96 + \sqrt{(2.96)^2 + 202.45} = 11.57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (11.57)^3}{3} + 15 \cdot 19.76 \cdot (34.2 - 11.57)^2$$

$$= 58334.76 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{163874}{58334.76} = 2.81$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 2.81 \cdot 11.57 = 32.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 2.81 \cdot (34.2 - 11.57) = 953.854 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b > \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et} \\ \text{doivent être recalculées à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{163874}{187 \cdot 100 \cdot (34.2)^2} = 0.00751$$

$$\mu_1 = 0.00751 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.868 \\ k_1 = 22.88 \end{cases}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{187}{22.88} = 8.17 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{163874}{187 \cdot 0,868 \cdot 34.2} = 29.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$15\text{T16ml} \longrightarrow A = 30.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 6 \text{ cm}).$$

▪ En appuis :

❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_{ax}^u = 124.493 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{124493}{14.2 \times 100 \times (34.2)^2} = 0,093$$

$$\mu = 0,093 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,122$$

$$\beta = 0,951$$

$$A_{ax}^u = 10.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$6\text{T16/ml} \longrightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

❖ Etat limite de service (E L S) :

$$M_{ax}^s = 109.249 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 12.06}{100} = 1.81 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 123.80 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.81 + \sqrt{(1.81)^2 + 123.80} = 9.46 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (9.46)^3}{3} + 15 \cdot 12.06 \cdot (34.2 - 9.46)^2$$

$$= 32695.15 \text{ m}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{109249}{32695.15} = 3.34$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 3.34 \cdot 9.46 = 31.59 MPa$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 3.34 \cdot (34.2 - 9.46) = 1239.47 MPa$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b > \bar{\sigma}_b = 15 MPa \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 187 MPa \end{array} \right\} \Rightarrow \text{armatures calculées à l' ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent Les être recalculé à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{109249}{187 \cdot 100 \cdot (34.2)^2} = 0,00492$$

$$\mu_1 = 0,00492 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,889 \\ k_1 = 30.04 \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{187}{30.04} = 6.22 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{109249}{187 \cdot 0,889 \cdot 34.2} = 19.21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$10T16/\text{ml} \longrightarrow A = 20.11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 10 \text{ cm}).$$

IX.3.4.2) Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_m = 297 \text{ KN/m}^2$$

-Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = 297 \cdot 1 = 297 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -37.125 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{37125}{11,33 \times 100 \times (36.2)^2} = 0,025$$

$$\mu = 0,025 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,032$$

$$\beta = 0,987$$

$$A_{ax}^u = 2.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h_0$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 40$$

$$A_{min} = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$5T10 \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$\sigma_m = 217 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 217 \times 1 = 217 \text{ KN/ml}$$

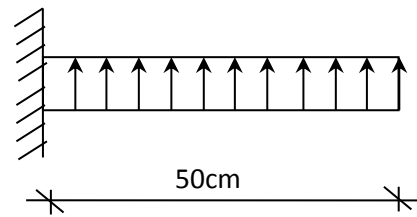


Fig.IX.11: Schéma statique du débord.

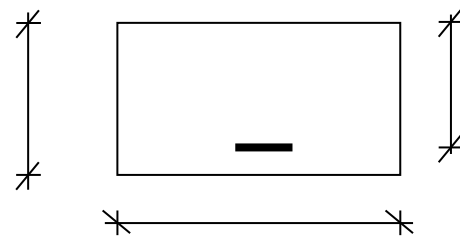


Fig.IX.12: Section de calcul.

$$M_s = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = -27.125 \text{KN.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 3.93}{100} = 0,61 \text{cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 44.16 \text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,61 + \sqrt{(0,61)^2 + 44.16} = 6.06 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (7.42)^3}{3} + 15 \cdot 5,65 \cdot (37 - 7.42)^2 = 8777 \text{cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{27125}{9194.92} = 2.95$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 2.95 \cdot 6.06 = 17.87 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 2.95 \cdot (36.2 - 6.06) = 133.69 \text{MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b > \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 187 \text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

Détermination des armatures à L'Etat limite de service :

$$U_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{27125}{187 \cdot 100 \cdot 36.2^2} = 0.00115$$

$$U_s = 0.00115 \Rightarrow = 0,942 ; k_1 = 71.21$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{187}{71.21} = 2.63 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{27125}{187 \cdot 0,942 \cdot 36.2} = 4.25 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$6\text{T}10/\text{ml} \longrightarrow A = 4.71 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}16 \longrightarrow e = 15 \text{cm}).$$

IX.3.5) Ferraillage des poutres :**Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitation maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente)

❖ Accidentelle :**Poutres principales :**

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Ly + (Ly - Lx)}{2} \right] \frac{2}{ly}$$

$$q_1 = \left[333 \frac{4.99 + (4.99 - 4.9)}{2} \right] \frac{2}{4.99}$$

$$q_1 = 339 \text{KN}$$

Poutres secondaires :

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Lx}{2} \right] \frac{2}{lx}$$

$$q_1 = \left[333 \frac{4.90}{2} \right] \frac{2}{4.9}$$

$$q_1 = 333 \text{ KN}$$

Etat limite ultime (E L U) :**Poutres principales :**

$$q_1 = 636 \text{KN}$$

Poutres secondaires :

$$q_1 = 636 \text{ K}$$

❖ Etat limite service (E L S) :**Poutres principales :**

$$q_1 = 359.36 \text{KN}$$

Poutres secondaires :

$$q_1 = 359.36 \text{KN}$$

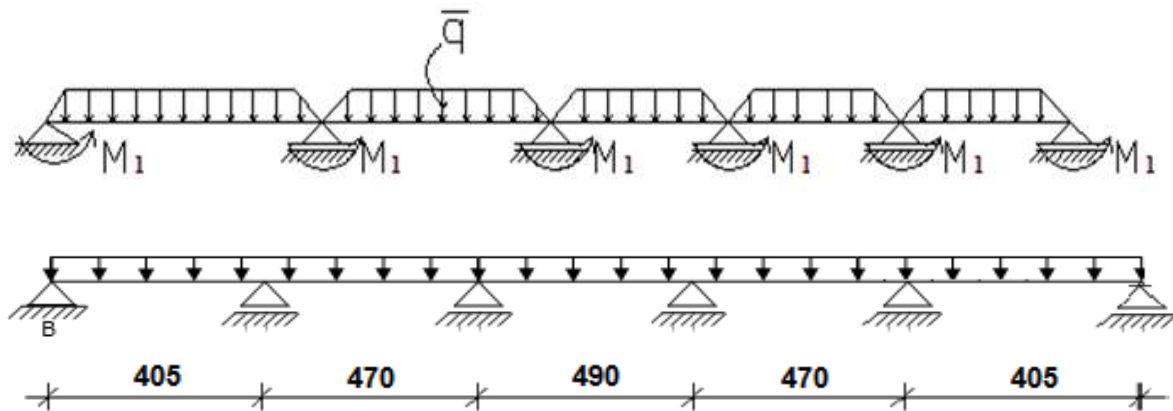


Fig.IX. 13: Distribution des charges sur les poutres secondaires

1/ Poutres principales :

Avec :

\bar{q}_1 : charges provenant du radier ;

q_1 : charge équivalente ;

M_i : sollicitations réelle apportées par les poteaux (voir annexe II).

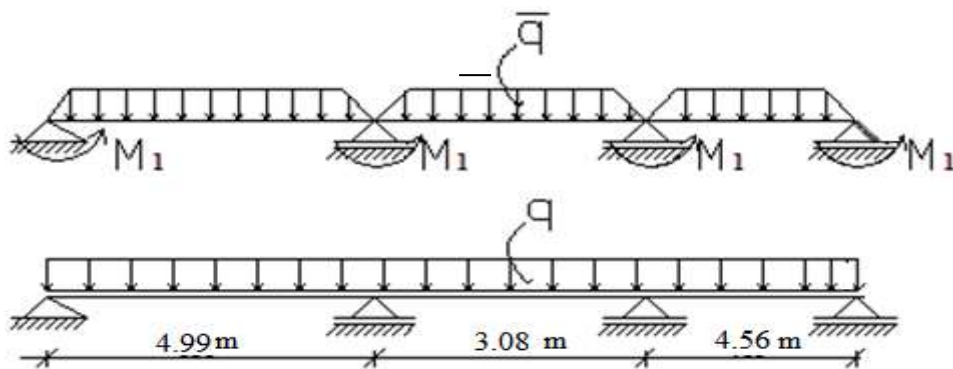


Fig.IX.1 4: Distribution des charges sur les poutres principales

2/ Poutres secondaires :**Remarque :**

Les sollicitations sont calculées par le logiciel RDM6 suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans la tableau suivant.

Tableau. IX.3:Tableau récapitulatif des sollicitations.

	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appui	travée	appui
Moment à l'ELUR (KN.m)	393.3	564.9	395.7	492.3
Moment à l'ELS (KN.m)	287.4	412.7	289.1	359.7
Moment à accidentelle (KN.m)	361.5	519.2	363.7	452.6
Effort tranchant (KN)	550.9		556.3	
A^u calculée (cm ²)	14.43	19.8	14.3	18.6
A^{acc} calculée (cm ²)	12.02	16.27	12.50	12.90
$A = \max(A^u ; A^{acc})$	14.43	19.8	14.3	18.6
Choix des armatures	8T16 A=16.08 cm ²	4T20+4T16 A=20.61 cm ²	8T16 A=16,08 cm ²	4T20+4T16 A=16.08 cm ²

Vérification de l'effort tranchant :

- $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{248590}{100 \cdot 36.2 \cdot 100} = 0.68 \text{ MPa}$.
- $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$
- $\tau = 0.68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Condition vérifiée

➤ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Poutre aux sens secondaire:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{332090}{100 \cdot 36.2 \cdot 100} = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28}/1.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.2 < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

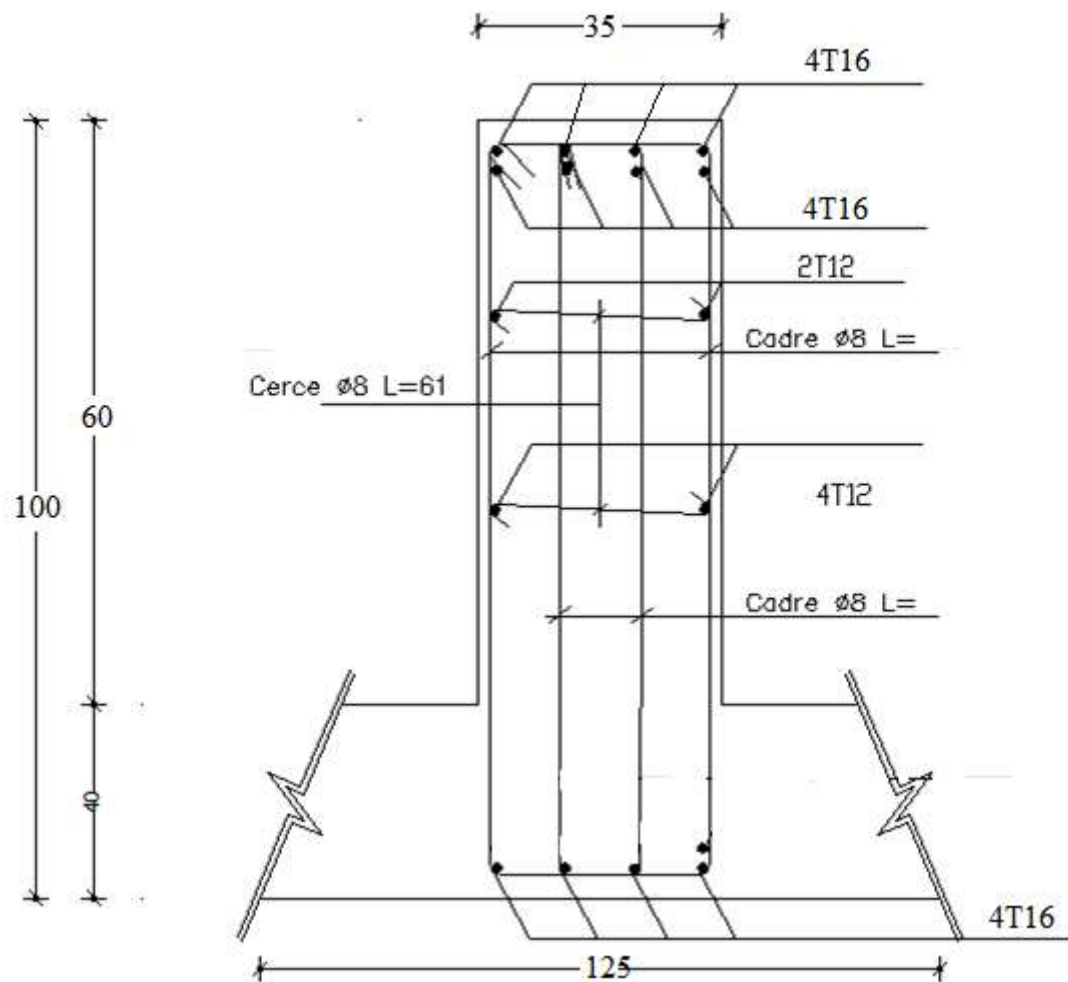


Fig.IX.1 5: Ferrailage de la poutre principale en travée

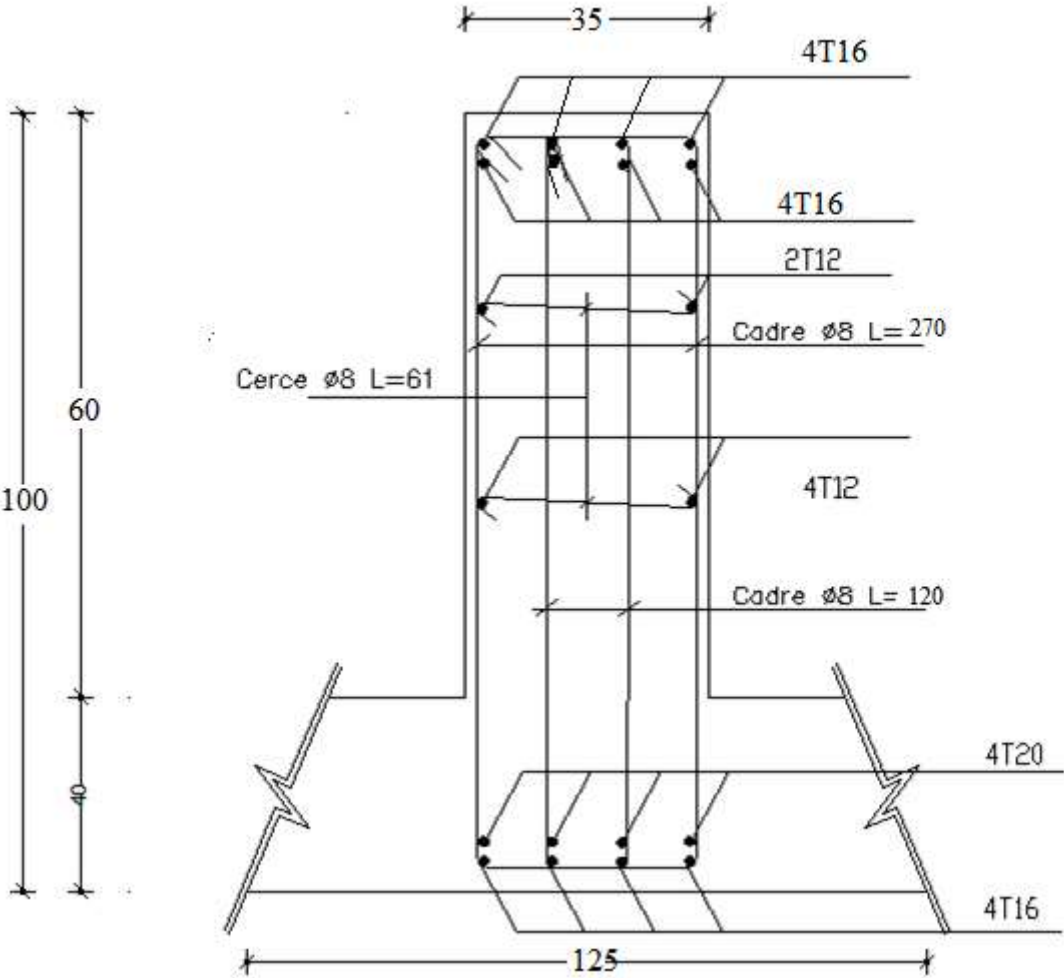


Fig.IX. 16:Ferrailage de la poutre principale en appui .

CONCLUSION

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi ses connaissances. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

BIBLIOGRAPHIE

REGLEMENT :

- *Règles parasismique algériennes RPA99/version 2003
- *Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé CBA 93
- *Règles de calcul de Béton Armé Aux Etats Limites CBA 93

THESE

- Etude d'un bâtiment en r+9+sous-sol a usage d'habitation) ...ENTP
- Eude d'un bâtiment en béton arme (rdc+ 12 étages + s/sol).....IGSMO
- www.google.com
- wikipedia.com

LIVRES

- Béton armé - Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.
- Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment - Gros œuvre - Edition 2003 Auteur(s) : Henri Renaud

LOGICIELS :

- *logiciels d'analyse de la structure ROBOT version 2009
- *EXCEL 2010
- *WORDS 2013
- *AUTO CAD 2016
- * RDM 6