

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : structure

Présenté par :

BENCHAI B SABAH

BENDJILALI KELTOUMA

Sujet du mémoire

**Etude d'une mosquée en R+1 + logement de fonction
en R+4 implanté à AIN Kermes**

Soutenu publiquement le **15/10/2020** devant le jury composé de :

Mr, H. BEKKI	Président
Mr, B. SERBAH	Rapporteur
Mme, Z. RENNAK	Examineur
Mr, A. DRAOUI	Examineur

PROMOTION : 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr SERBAH BOUMEDIENE qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide et qui nous a aussi transmis sa passion pour la modélisation des structures et le calcul à l'aide de l'outil informatique.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du génie civil qui ont contribué à notre formation.

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

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide et leur encouragement.

BENCHAIB SABAH

BENDJILALI KELTOUMA

DEDICACE

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers,

À ma chère mère, qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie.

À la mémoire de mon père, décédé trop tôt, qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études.

À mes chères sœurs, À mon cher frère

À mon binôme et mon amie Keltouma

BENCHAIIB SABAH

Je dédie ce travail

À ma famille, qui m'a doté d'une éducation.

À mes amis, à mon binôme Sabah, et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible.

BENDJILLALI KELTOUMA

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج قمنا بدراسة مسجد ذو بنية خرسانية متكونة من أربع أجزاء, الجزء الأول (أ) متكون من طابق أرضي + طابق + ثلاث قباب من الخرسانة المسلحة.

الجزء الثاني (ب) متكون من طابق تحت أرضي+طابق أرضي+ طابق بالإضافة إلى جدار للدعم في الطابق التحت الأرضي لحماية البناية من الانزلاق.

الجزء الثالث (منارة) متكونة من طابق تحت أرضي+ طابق أرضي+ ستة طوابق. الجزء الرابع عبارة عن سكن وظيفي متكون من طابق أرضي زائد أربع طوابق. هذا الانجاز سيتم بناءه بعين كرمس تيارت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (I) وفعال

RPA 99

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة جدرانة أعمدة و عارضات ذاتية الاستقرار مشكلة من الخرسانة المسلحة.

مختلف العناصر المشكلة للبناية صممت طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها لتحديد الأبعاد و التسليح في الجزائر

(RPA 99 modifié 2003, BAEL 91 modifié 99)

للتحقق من نتائج التسليح استعنا بالبرنامج الآلي

SOCOTEC

RESUME

Dans le cadre de la préparation de la soutenance du projet de fin d'étude, on a étudié une mosquée en béton armé composée de quatre blocs : bloc A est composé d'un rez-de-chaussée, d'un étage et trois coupoles à la forme d'une demi-sphère en béton armé.

Bloc B est composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée, d'un étage et un voile périphérique pour soutenir la structure. Bloc Minaret composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de 6 étages. Le Bloc C est un logement de fonction en R+4.

Ce projet est implanté à AIN Kermes, Tiaret, classé en Zone sismique I (zone de faible sismicité) selon le **RPA99 version 2003**.

Le contreventement du bâtiment est assuré par un système de portiques auto stables en béton armé.

Le choix des différents éléments de la structure est fait conformément aux règlements utilisés actuellement en Algérie.

(RPA 99 modifié 2003 9, BAEL 91 modifié 99).

La vérification des armatures est faite par le programme **SOCOTEC**.

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone,

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

\emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

Q : Charge d'exploitation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

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

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

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

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur.

P : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

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

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment isostatique.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

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

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

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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

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

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I-1 : Illustration de la structure.....	3
Figure I-2: Vue en élévation de la structure.....	5
Figure I-3: Vue en plan niveau sous-sol de la structure.....	6
Figure I-4: Vue en plan niveaux RDC de la structure.....	7
Figure I-5: Vue en plan niveaux 1 ^{er} étage de la structure.....	8
Figure I-6: Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.....	11
Figure I-7: Diagramme contrainte- déformation d'acier.....	12

Chapitre II :

Figure II-1: Vue en plan du bloc A.....	15
Figure II-2: Coupe verticale du plancher en corps creux.....	17
Figure II-3: Coupe verticale d'un plancher terrasse a corps creux.....	19
Figure II-4: Coupe verticale plancher étage courant à corps creux.....	19
Figure II-5: Mur extérieur.....	21
Figure II-6: Mur intérieur.....	21
Figure II-7 : Représentation du Poteau Le Plus Sollicité.....	22
Figure II-8 : Représentation du Poteau Le Plus Sollicité.....	25
Figure II-9: Vue en plan Bloc B.....	29
Figure II-10: Représentation du poteau le plus sollicité.....	32
Figure II-11: Représentation du poteau le plus sollicité.....	33
Figure II-12: Vue en plan Bloc C.....	36
Figure II-13: Vue en plan Bloc Minaret.....	40

Chapitre III :

Figure III-1: Acrotère.....	46
Figure III-2: Section de calcul d'acrotère.....	51
Figure III-3: Ferrailage de l'acrotère.....	54

Figure III-4: Schéma chargement des consoles.....	56
Figure III-5 : Schéma du ferrailage du balcon.....	59
Figure III-6: Coupole.....	60
Figure III-7: Diagramme classification des coupoles.....	61
Figure III-8: Efforts dans une coque soumise à des charges verticales uniformément repartis.....	64
Figure III-9 : Géométrie de la coupole.....	65
Figure III-10: Modèle de calcul de la coupole.....	67
Figure III-11: Schéma de ferrailage de la coupole.....	70
Figure III-12: Schéma de ferrailage de la poutre circulaire.....	72
Figure III-13: L'application de la charge de la coupole.....	72
Figure III-14: Vue en plan de l'escalier Bloc A.....	75
Figure III-15: vue en élévation de l'escalier Bloc A.....	75
Figure III-16: Diagramme des sollicitations M et T au niveau des escaliers.....	78
Figure III-17: Schéma de ferrailage de la volée 01 (BLOC A).....	82
Figure III-18: Schéma de ferrailage de la volée 02 (BLOC A).....	83
Figure III-19 : Schéma de ferrailage de la volée 03 (BLOC A).....	83
Figure III-20 : Schéma de ferrailage de la poutre palière (poutre brisée).....	87
Figure III-21: Vue en élévation de l'escalier BLOC C.....	88
Figure III-22: Vue en plan de l'escalier BLOC C.....	88
Figure III-23: Diagramme des sollicitations M et T au niveau des escaliers.....	92
Figure III-24: Schéma de ferrailage des escaliers BLOC C.....	96
Chapitre IV :	
Figure IV-1 : Plancher à corps creux.....	99
Figure IV-2 : Schéma des poutrelles de RDC de bloc A.	100
Figure IV-3 : Diagramme des moments fléchissant de RDC de bloc A.	102
Figure IV-4 : Diagramme des efforts tranchants de RDC de bloc A.	103
Figure IV-5 : Schéma des poutrelles d'étage inaccessible de bloc A.	104

Figure IV-6: Diagramme des moments fléchissant d'étage inaccessible de bloc A à l'ELU	106
Figure IV-7 : Diagramme des efforts tranchants d'étage inaccessible de bloc A à l'ELU	106
Figure IV-8 : Diagramme des moments fléchissant d'étage inaccessible de bloc A à l'ELS	108
Figure IV-9 : Diagramme des efforts tranchants d'étage inaccessible de bloc A à l'ELS	108
Figure IV-10 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables	112
Figure IV-11 : Dessin de ferrailage des poutrelles de bloc A	123
Figure IV-12: Dalle sur 04 appuis de la cage d'escalier	124
Figure IV-13 : Schéma du ferrailage de la dalle pleine (cage d'escalier)	133
Figure IV-14 : Dalle sur 04 appuis (La dalle pleine sur laquelle la coupole est ancrée)	133
Figure IV-15 : Schéma du ferrailage de la dalle pleine sur laquelle la coupole est ancrée	134
Figure IV-16 : Schéma des poutrelles de sous-sol et RDC de bloc B	135
Figure IV-17 : Schéma des poutrelles de plancher inaccessible de bloc B	135
Figure IV-18 : Dessin de ferrailage des poutrelles de plancher de bloc B	137
Figure IV-19: Schéma des poutrelles de l'étage courant de bloc C	138
Figure IV-20: Schéma des poutrelles de plancher inaccessible de bloc C	138
Figure IV-21 : schéma de ferrailage des poutrelles de bloc C	140
Figure IV-22: Dalle sur 04 appuis du minaret	141
Figure IV-23: Schéma du ferrailage de la dalle pleine du minaret Pour sous-sol, RDC et 6 ^{ème} étage	142
Figure IV-24: Schéma du ferrailage de la dalle pleine de minaret Pour 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	144
Chapitre V :	
Figure V-1: Limites des décrochements en élévation	149
Figure V-2: diagramme de spectre de réponse	151
Figure V-3: Diagramme des vérifications nécessaires pour l'étude sismique	153
Figure V-4: Les modes de vibration du modèle initial	154
Figure V-5: Les solutions obtenues pour le modèle final	154

Figure V-6: 1 ^{er} mode translation suivant X.....	155
Figure V-7: 2 ^{ème} mode translation suivant.....	155
Figure V-8: 3 ^{ème} mode rotation suivant Z.....	156
Figure V-9: 1 ^{er} mode translation suivant X	162
Figure V-10: 2 ^{ème} mode translation suivant Y.....	162
Figure V-11: 3 ^{ème} mode rotation suivant Z.....	163
Figure V-12: 1 ^{er} mode translation suivant X.....	167
Figure V-13: 2 ^{ème} mode translation suivant.....	167
Figure V-14: 3 ^{ème} mode rotation suivant Z.....	168
Figure V-15: minaret.....	171
Figure V-16: 1 ^{er} mode translation suivant X.....	173
Figure V-17: 2 ^{ème} mode translation suivant Y.....	173
Figure V-18: 3 ^{ème} mode rotation suivant Z.....	174
Figure V-19: largeur minimum du joint sismique.....	178

Chapitre VI :

Figure VI-1: ferrailage de la poutre principale (35×60).....	192
Figure VI-2: ferrailage de la poutre principale (35×50).....	193
Figure VI-3: ferrailage de la poutre secondaire (30×40).....	193
Figure VI-4: ferrailage de la poutre principale (35×60).....	205
Figure VI-5: ferrailage de la poutre secondaire (30×40).....	205
Figure VI-6: ferrailage de la poutre secondaire (30×35).....	206
Figure VI-7: ferrailage de la poutre principale (30×40).....	214
Figure VI-8: ferrailage de la poutre secondaire (30×35).....	215
Figure VI-9: ferrailage de la poutre principale (30×40).....	220
Figure VI-10: schéma de ferrailage du poteau (35×45).....	226
Figure VI-11: schéma de ferrailage du poteau (35×35).....	229
Figure VI-12: schéma de ferrailage du poteau $\phi 50$	232
Figure VI-13: schéma de ferrailage du poteau (40×40).....	235

Figure VI-14: schéma de ferrailage du poteau (40×40).....	238
Figure VI-15: schéma de ferrailage du voile.....	241
Chapitre VII :	
Figure VII-1: les forces appliquées sur le voile périphérique.....	243
Figure VII-2: schéma de chargement du voile périphérique.....	245
Figure VII-3: schéma de ferrailage du voile périphérique.....	247
Figure VII-4: les types des fondations.....	248
Figure VII-5: semelle isolée.....	249
Figure VII-6: schéma de ferrailage des semelles isolées.....	253
Figure VII-7 : semelle jumelée.....	256
Figure VII-8: schéma de ferrailage des semelles jumelées.....	258
Figure VII-9: schéma de ferrailage des semelles filantes.....	261
Figure VII-10: schéma de ferrailage poutre de libage bloc B.....	262
Figure VII-11: plan des demelles Bloc A.....	263
Figure VII-12: plan des semelles Bloc B.....	264
Figure VII-13: plan des semelles Bloc C.....	266
Figure VII-14: schéma de ferrailage du radier.....	272

Liste des tableaux

Chapitre II :

Tableau II-1: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse à corps creux.....	13
Tableau II-2: évaluation des charges permanentes du plancher courant à corps creux.....	20
Tableau II-3 : évaluation des charges permanente de la terrasse en dalle pleine.....	20
Tableau II-4 : évaluation des charges permanentes de l'étage courant en dalle pleine.....	20
Tableau II-5 : évaluation des charges permanentes du mur extérieur.....	21
Tableau II-6: evaluation des charges permanentes du mur intérieur.....	22
Tableau II-7: évaluation des charges permanentes du plancher terrasse.....	38
Tableau II-8: évaluation des charges permanentes du plancher étage courant.....	38

Chapitre III :

Tableau III-1: Les dimensions de l'escalier bloc A.....	76
Tableau III-2 : descente des charges de la volée.....	76
Tableau III-3 : descente des charges du palier.....	76
Tableau III-4: Ferrailage des escaliers Bloc A.....	79
Tableau III-5 : Pré-dimensionnement de la poutre brisé.....	84
Tableau III-6: Ferrailage de la poutre bisée.....	84
Tableau III-7: Les dimensions du bloc B.....	90
Tableau III-8: Ferrailage des escaliers Bloc C.....	93

Chapitre IV :

Tableau IV-1 : Les moments fléchissant et les efforts tranchants de plancher corps creux de RDC de bloc A.....	103
Tableau IV-2 : Les moments fléchissant et les efforts tranchants de plancher à corps creux de l'étage inaccessible.....	108
Tableau IV-3 : Les moments fléchissant et le ferrailage de la dalle pleine de $e=25$ cm	134
Tableau IV-4 : Les efforts tranchants de la dalle pleine de $e=25$ cm	134
Tableau IV-5: Les dimensions de la plancher corps creux du sous-sol et RDC.....	135

Tableau IV-6 : Les moments fléchissant et les efforts tranchants de plancher de sous-sol et RDC de bloc B.....	135
Tableau IV-7 : Les moments fléchissant et les efforts tranchants de plancher inaccessible de bloc B.....	136
Tableau IV-8 : Ferrailage du plancher sous-sol et RDC (armatures longitudinales) de bloc B.....	136
Tableau IV-9 : Ferrailage du plancher sous-sol, RDC (armatures transversales) de bloc B.....	136
Tableau IV-10 : Ferrailage du plancher inaccessible (armatures longitudinale) de bloc B...	136
Tableau IV-11 : Ferrailage du plancher de la terrasse inaccessible de bloc B.	137
Tableau IV-12 : Les dimensions de la plancher corps creux du sous-sol et RD.....	138
Tableau IV-13 : Les moments fléchissant et les efforts tranchants de plancher de l'étage courant de bloc C.....	138
Tableau IV-14 : les moments fléchissant et les efforts tranchants de plancher inaccessible de bloc C.....	139
Tableau IV-15 : Ferrailage du plancher RDC et étage courant (armatures longitudinales) de bloc C.....	139
Tableau IV-16 : les résultats du ferrailage du plancher sous-sol, RDC (armatures transversales) de bloc C.....	139
Tableau IV-17 : Ferrailage du plancher inaccessible (armatures longitudinale) de bloc C...	139
Tableau IV-18 : Ferrailage du plancher de la terrasse inaccessible de bloc C.....	140
Tableau IV-19 : Les moments fléchissant et le ferrailage de la dalle pleine du minaret (sous-sol, RDC, 6 ^{ème} étage) de minaret.....	141
Tableau IV-20 : Les efforts tranchants du minaret (sous-sol, RDC, 6 ^{ème} étage) de minaret.....	141
Tableau IV-21 : Les moments fléchissant et le ferrailage de la dalle pleine du minaret (1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage) de minaret.....	142
Tableau IV-22 : les efforts tranchants du minaret (sous-sol, RDC, 6 ^{ème} étage) de minaret..	144
Chapitre V :	
Tableau V-1 : coefficient d'accélération de la zone.....	147
Tableau V-2 : pénalité à retenir pour le critère de qualité.....	148
Tableau V-3 : périodes associées à a catégorie participation modale (résultat ETABS).....	130
Tableau V-4 : périodes et facteurs de participation modale (résultat ETABS).....	156

Tableau V-5: Déplacement latéraux inter-étage du bloc A (ETABS 2009).....	158
Tableau V-6: Vérification de l'effet $P - \Delta$ du bloc A (ETABS version 9.6.0).....	158
Tableau V-7: l'excentricité accidentelle (ETABS2009).....	159
Tableau V-8: périodes et facteurs de participation modale (résultats d'ETABS).....	163
Tableau V-9 : Déplacement latéraux inter-étage du bloc B (ETABS V.9.6.0).....	164
Tableau V-10: Vérification de l'effet $P - \Delta$ du bloc A2 de siège APC (ROBOT2011).....	164
Tableau V-11: l'excentricité accidentelle (ETABS200).....	165
Tableau V-12: périodes et facteurs de participation modale (résultats d'ETABS 2009).....	168
Tableau V-13 : Déplacement latéraux inter-étage du bloc C (ETABS V.9.6.0).....	169
Tableau V-14: Vérification de l'effet $P - \Delta$ du bloc A2 de siège APC (ROBOT2011).....	169
Tableau V-15: l'excentricité accidentelle (ETABS200).....	170
Tableau V-16: périodes et facteur de participation modale (résultats d'ETABS).....	174
Tableau V-17: Déplacement latéraux inter-étage du bloc minaret (ETABS 2009).....	175
Tableau V-18: Vérification de l'effet $P - \Delta$ du bloc minaret (ETABS 2009).....	176
Tableau V-19: l'excentricité accidentelle (ETABS200).....	176
Tableau V-20 : Vérification du largeur du joint sismique de la structure.....	177
Chapitre VI :	
Tableau VI-1: les armatures minimales des poutres.....	181
Tableau VI-2: récapitulatif du ferrailage des poutres.....	184
Tableau VI-3: les armatures minimales des poutres.....	194
Tableau VI-4: récapitulatif du ferrailage des poutres.....	197
Tableau VI-5: les armatures minimales des poutres.....	207
Tableau VI-6: récapitulatif du ferrailage des poutres.....	209
Tableau VI-7: les armatures minimales des poutres.....	216
Tableau VI-8: récapitulatif du ferrailage des poutres.....	217
Tableau VI-9: les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003)	222
Tableau VI-10: les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre.....	222
Tableau VI-11: les sollicitations défavorables du 2 ^{ème} genre.....	222

Tableau VI-12: récapitulatif de ferrailage de poteaux (35×45).....	224
Tableau VI-13: les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre.....	227
Tableau VI-14: les sollicitations défavorables du 2 ^{ème} genre.....	227
Tableau VI-15: récapitulatif de ferrailage de poteaux (35×35).....	227
Tableau VI-16: les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre.....	230
Tableau VI-17: les sollicitations défavorables du 2 ^{ème} genre.....	230
Tableau VI-18: récapitulatif de ferrailage de poteaux ϕ 50.....	230
Tableau VI-19: les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003)	233
Tableau VI-20: les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre.....	233
Tableau VI-21: les sollicitations défavorables du 2 ^{ème} genre.....	233
Tableau VI-22: récapitulatif de ferrailage de poteaux (40×40).....	233
Tableau VI-23: les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003)	236
Tableau VI-24: les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre.....	236
Tableau VI-25: les sollicitations défavorables du 2 ^{ème} genre.....	236
Tableau VI-26: récapitulatif de ferrailage de poteaux (35×35).....	236
Tableau VI-27: vérification de la contrainte.....	240
Tableau VI-28: sollicitations des voiles.....	240
Tableau VI-29: ferrailage des voiles.....	240
Chapitre VII :	
Tableau VII-1: résumé des résultats de ferrailage.....	245
Tableau VII-2: vérification des contraintes.....	246
Tableau VII-3: dimensionnement des semelles isolées.....	252
Tableau VII-4: vérification de la méthode de calcul.....	252
Tableau VII-5: ferrailage des semelles isolées.....	253
Tableau VII-6: dimensionnement des semelles isolées sous poteau circulaire.....	256
Tableau VII-7: vérification de la méthode de calcul.....	256
Tableau VII-8: ferrailage des semelles isolées sous poteau circulaire.....	256
Tableau VII-9: dimensionnement des semelles jumelées.....	257

Tableau VII-10: vérification de la méthode de calcul.....	257
Tableau VII-11: ferrailage des semelles jumelées.....	257
Tableau VII-12: dimensionnement des semelles isolées.....	265
Tableau VII-13: vérification de la méthode de calcul.....	265
Tableau VII-14: ferrailage des semelles isolées Bloc C.....	265
Tableau VII-15: dimensionnement des semelles filantes.....	265
Tableau VII-16: vérification de la méthode de calcul.....	266
Tableau VII-17: ferrailage des semelles filante Bloc C.....	266

Sommaire

Introduction.....	1
-------------------	---

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

1- Présentation de l'ouvrage.....	3
2- Caractéristiques géométriques.....	3
2.1- La mosquée.....	3
2.2- Le logement de fonction.....	4
3- Ossature et système constrictive.....	9
3.1- Ossature.....	9
3.2- Escaliers.....	9
3.3- Maçonnerie.....	9
3.4- Revêtement.....	9
3.5- Isolation (acoustique et thermique).....	9
4- Caractéristique géotechnique du sol.....	9
5- Caractéristiques physiques et mécanique des matériaux.....	10
5.1- Le béton.....	10
5.2- Les aciers.....	12
6- Etats limites.....	13
6.1- Etat limite ultime ELU.....	13
6.2- Etat limite de service ELS.....	14
7- Combinaisons de calcul.....	14
7.1- Etat limite ultime.....	14
7.2- Etat limite de service.....	14

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

1- Introduction.....	15
BLOC A.....	15
1- Les poutres.....	16
1.1- Les poutres principales.....	16
1.2- les poutres secondaires.....	17
2- Les planchers.....	17
2.1- planchers à corps creux.....	17
2.2- Dalle pleine.....	17
2.3- Descente des charges.....	17
3- Les poteaux.....	22
3.1- pré-dimensionnement des poteaux.....	22
BLOC B.....	29

1-	les poutres.....	29
1.1-	les poutres principales.....	29
1.2-	les poutres secondaires.....	30
2-	les planchers.....	30
3-	les poteaux.....	30
3.1-	pré-dimensionnement des poteaux.....	30
BLOC C.....		36
1-	les poutres.....	36
1.1-	les poutres principales.....	36
1.2-	les poutres secondaires.....	37
2-	les planchers.....	37
2.1-	descente des charges.....	38
3-	les poteaux	65
BLOC Minaret.....		40
1-	les poutres.....	40
2-	dalle pleine.....	40
3-	les poteaux.....	41
4-	les voiles.....	43
4.1-	pré-dimensionnement.....	43
Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments non structuraux		
1-	Introduction.....	49
2-	Acrotère.....	49
2.1-	définition.....	49
2.2-	dimensionnement.....	50
2.3-	calcul des efforts.....	50
2.4-	vérification de la compression.....	50
2.5-	calcul du ferrailage.....	51
2.6-	les armatures principales.....	52
2.7-	les armatures de répartition.....	52
2.8-	vérification des contraintes.....	52
2.9-	détermination des contraintes dans le béton.....	53
2.10-	détermination des contraintes dans l'acier	53
2.11-	contrainte de cisaillement.....	53
2.12-	vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme.....	54
3-	Les balcons.....	55
3.1-	Définition.....	55
3.2-	Dimensionnement de la dalle pleine.....	55
3.3-	Descente des charges.....	55
3.4-	Calcul de ferrailage.....	55
3.5-	Vérification à l'ELS.....	57
3.6-	Vérification de la flèche.....	58
4-	Les coupoles.....	60
4.1-	Introduction.....	60
4.2-	Classification des coupoles.....	62

4.3-	Hypothèse.....	64
4.4-	Etude théorique.....	64
4.5-	Evaluation des charges.....	68
4.6-	Ferraillage.....	69
4.7-	Dimensionnement de la ceinture.....	71
4.8-	Ferraillage.....	71
4.9-	l'introduction de la charge de la coupole dans le logiciel ETABS.....	72
5-	Les escaliers.....	73
5.1-	Définition.....	73
Bloc A.....		74
1-	Type d'escalier.....	74
2-	Caractéristiques techniques	74
3-	Dimensionnement.....	76
4-	Descente des charges.....	76
4.1-	Volée.....	76
4.2-	Palier.....	76
4.3-	Ferraillage des escaliers.....	77
4.4-	Vérifications.....	79
4.5-	Calcul de la poutre palière (poutre brisé).....	84
Bloc C.....		88
1-	Type d'escalier.....	88
2-	Caractéristiques techniques.....	89
3-	Dimensionnement des escaliers.....	89
4-	Descente des charges.....	90
4.1-	Volée.....	90
4.2-	Palier.....	91
4.3-	Ferraillage des escaliers.....	91
5-	Vérifications.....	93
5.1-	Contrainte de cisaillement	93
5.2-	Vérification des contraintes à l'ELS.....	93
6-	Vérification de la flèche.....	94
6.1-	Détermination du centre de gravité.....	94
6.2-	Détermination du centre de gravité.....	94
6.3-	Détermination du moment d'inertie.....	94
6.4-	Charges prises en compte.....	94
6.5-	Contrainte correspondant.....	95
6.6-	Calcul des coefficients (ρ , λ_i , λ_v , μ_i).....	95
6.7-	Calcul des moments d'inertie.....	95
7-	Calcul de la flèche.....	95
Chapitre IV : les planchers		
1-	introduction	99
Bloc A.....		99

1-	Dimensionnement du Plancher corps creux	99
2-	Dimensionnement de la poutrelle	99
2.1-	Détermination de "b ₀ "	99
2.2-	Détermination de la largeur "b" de la table de compression	99
3-	Etudes des poutrelles	100
3.1-	Condition d'application de la méthode forfaitaire	100
3.2-	Calcul du plancher RDC	100
3.3-	Calcul des poutrelles des plancher terrasse (étage inaccessible)	103
3.4-	Ferraillage.....	109
3.5-	Plancher RDC	109
3.6-	Plancher inaccessible	117
3.7-	Planchers dalle pleine	123
Bloc B.....		135
1-	Type de poutrelles.....	136
2-	Calcul des poutrelles des plancher inaccessible.....	136
3-	Ferraillage de plancher sous-sol et RDC	137
4-	Ferraillage de plancher inaccessible.....	136
5-	Schéma du ferraillage des poutrelles.....	137
Bloc C.....		138
1-	Type de poutrelles	138
2-	Calcul des poutrelles des plancher inaccessible	139
3-	Ferraillage de plancher sous-sol et RDC	139
4-	Ferraillage de Plancher inaccessible.....	139
5-	Schéma du ferraillage des poutrelles.....	140
Minaret.....		141
1-	Calcul du plancher dalle pleine (Dalle pleine sur 04 appuis).....	141
1.1-	Pour sous-sol, RDC et 6 ^{ème} étage	141
1.2-	Pour 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	142
Chapitre V : Etude sismique		
1-	Introduction.....	146
2-	Présentation du logiciel ETABS.....	146
3-	Méthode de calcul.....	146
4-	Méthode statique équivalente.....	147
4.1-	Coefficient d'accélération de la zone A.....	147
4.2-	Coefficient de comportement global de la structure R.....	147
4.3-	Facteur de qualité Q.....	148
4.4-	Facteur de correction d'amortissement	160
4.5-	Période du site considéré.....	160
4.6-	Spectre de réponse de calcul.....	160
4.7-	Estimation de la période fondamentale de la structure.....	151

4.8- Facteur d'amplification dynamique moyen D.....	152
5- Combinaisons des charges.....	153
5.1- Combinaisons fondamentales.....	153
5.2- Combinaisons accidentelles.....	153
6- Justification de la sécurité.....	153
7- Vérification du modèle initial.....	154
BLOC A	155
1- Les modes de vibration.....	155
2- Vérification de la période.....	156
3- Poids de la structure.....	156
4- Calcul de la force sismique.....	157
5- Vérification des déformations.....	157
6- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	158
7- Vérification de l'excentricité accidentelle.....	159
8- Vérification de l'effort normal réduit.....	160
8.1- Poteau 35x45.....	160
8.2- Poteau 35x35.....	160
8.3- Poteau ϕ 50.....	160
BLOC B	161
1- Estimation de la période fondamentale de la structure.....	161
2- Les modes de vibration.....	162
3- Vérification de la période.....	163
4- Poids de la structure.....	164
5- Calcul de la force sismique.....	164
6- Vérification des déformations.....	164
7- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	164
8- Vérification de l'excentricité accidentelle.....	165
9- Vérification de l'effort normal réduit.....	165
9.1- Poteau 35x45.....	165
9.2- Poteau 35x35.....	165
9.3- Poteau ϕ 50.....	165
BLOC C	166
1- Estimation de la période fondamentale de la structure.....	166
2- Les modes de vibration.....	167
3- Vérification de la période.....	168
4- Poids total de la structure.....	169
5- Calcul de la force sismique.....	169
6- Vérification des déformations.....	169
7- Justification vis-à-vis l'effet P- Δ	169
8- Vérification de l'excentricité accidentelle.....	170
9- Vérification de l'effort normal réduit.....	170
9.1- Poteau (40x40).....	170
BLOC Minaret	171

1- Définition.....	171
2- Estimation de la période fondamentale de la structure.....	172
3- Les modes de vibration.....	173
4- Vérification de la période.....	174
5- Poids de la structure.....	175
6- Calcul de la force sismique.....	175
7- Vérification des déformations.....	175
8- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	176
9- Vérification de l'excentricité accidentelle.....	176
10- Vérification de l'effort normal réduit.....	177
10.1- Poteau (35×35).....	177
11- Vérification de la largeur du joint sismique.....	177

Chapitre VI : Etude des portiques

1- Les poutres.....	180
1- Introduction.....	180
2- Méthode de calcul.....	180
3- Combinaisons de calcul.....	180
BLOC A.....	181
1- Les armatures minimales des poutres.....	181
2- Calcul des armatures.....	181
2.1- Ferrailage de la poutre principale (35×60).....	181
2.2- Ferrailage de la poutre principale (35×50).....	182
2.3- Ferrailage de la poutre secondaire (30×40).....	183
2.4- Récapitulatif.....	184
3- Vérifications.....	184
3.1- Poutre principale (35×60).....	184
3.2- Poutre principale (35×50).....	187
3.3- Poutre secondaire (30×40).....	189
4- Schéma de ferrailage	192
4.1- poutre principale (35×60).....	192
4.2- poutre principale (35×50).....	193
4.3- poutre secondaire (30×40).....	193
BLOC B.....	194
1- Les armatures minimales des poutres.....	194
2- Calcul des armatures.....	194
2.1- Ferrailage de la poutre principale (35×60).....	194
2.2- Ferrailage de la poutre principale (30×40).....	195
2.3- Ferrailage de la poutre secondaire (30×35).....	196
2.4- Récapitulatif.....	197
3- Vérifications.....	197
3.1- Poutre principale (35×60).....	197
3.2- Poutre principale (30×40).....	200
3.3- Poutre secondaire (30×35).....	202
4- Schéma de ferrailage.....	205

4.1-	poutre principale (35×60).....	205
4.2-	poutre principale (30×40).....	205
4.3-	poutre secondaire (30×35).....	206
BLOC C.....		207
1-	Les armatures minimales des poutres.....	207
2-	Calcul des armatures.....	207
2.1-	Ferraillage de la poutre principale (30×40).....	207
2.2-	Ferraillage de la poutre secondaire (30×35).....	208
2.3-	Récapitulatif.....	209
3-	Vérifications.....	209
3.1-	Poutre principale (30×40).....	209
3.2-	Poutre secondaire (30×35).....	212
4-	Schéma de ferraillage.....	214
4.1-	poutre principale (30×40).....	214
4.2-	poutre secondaire (30×35).....	215
BLOC		
Minaret.....		216
1-	Les armatures minimales des poutres.....	216
2-	Calcul des armatures.....	216
2.1-	Ferraillage de la poutre principale (30×40).....	217
2.2-	Récapitulatif.....	217
3-	Vérifications.....	217
3.1-	Poutre principale (30×40).....	217
4-	Schéma de ferraillage	220
4.1-	poutre principale (30×40).....	220
II-	les poteaux.....	221
1-	ferraillage des poteaux.....	221
2-	Combinaisons de calcul.....	221
BLOC A et B.....		222
1-	Les armatures minimales des poteaux.....	222
2-	Calcul des armatures.....	222
2.1-	Poteau (35×45).....	222
2.2-	Poteau (35×35).....	227
2.3-	Poteau ϕ 50.....	230
BLOC C.....		233
1-	Les armatures minimales des poteaux.....	233
2-	Calcul des armatures.....	233
2.1-	Poteau (40×40).....	233
BLOC Minaret.....		236
1-	Les armatures minimales des poteaux.....	236
2-	Calcul des armatures.....	236

2.1-	Poteau (35×35).....	236
III-	Les voiles.....	239
1-	Introduction.....	239
2-	Combinaisons de calcul.....	239
3-	Calcul des voiles.....	239
4-	Vérification des contraintes tangentielles.....	240
BLOC	Minaret.....	240
1-	Vérification des contraintes.....	240
2-	Détermination des sollicitations.....	40
3-	Détermination du ferrailage.....	241
4-	Ferrailage.....	264
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure		
I-	Voile périphérique.....	243
1-	Calcul des charges.....	244
2-	Calcul du ferrailage.....	244
2.1-	à l'ELU.....	244
2.2-	à l'ELS.....	246
3-	schéma de ferrailage.....	247
II-	Les fondations.....	248
1-	Introduction.....	248
2-	Choix du type des fondations.....	248
3-	Type des fondations.....	248
4-	Combinaison d'action à considérer.....	248
BLOC	A et B	249
1-	Semelle isolée sous poteaux carrés.....	249
1.1-	Pré-dimensionnement à l'ELS.....	249
1.2-	Les verifications.....	250
2-	Semelle isolée sous Poteau circulaire.....	254
2.1-	Dimensionnement à l'ELS.....	254
2.2-	Les verifications.....	254
2.3-	Calcul du ferrailage à l'ELU.....	255
2.4-	Calcul des armatures.....	256
3-	Semelles jumelées.....	256
3.1-	Pré-dimensionnement à l'ELS.....	257
3.2-	Les verifications.....	257
3.3-	Calcul du ferrailage à l'ELU.....	257
3.4-	Schéma de ferrailage.....	258
4-	Semelle filante.....	258
4.1-	Dimensionnement à l'ELS.....	258

4.2-	Verifications.....	259
4.3-	Calcul du ferrailage à l'ELU.....	260
4.4-	Schéma de ferrailage.....	261
4.5-	Poutre de libage.....	261
BLOC C		265
1-	Les semelles isolées	265
1.1-	Dimensionnement à l'ELS.....	265
1.2-	Verifications.....	265
1.3-	Calcul des armatures.....	265
2-	Semelle filante.....	265
2.1-	Dimensionnement à l'ELS.....	265
2.2-	Verifications	266
2.3-	Calcul des armatures.....	266
2.4-	Schéma de ferrailage.....	266
BLOC Minaret		267
1-	Définition.....	267
2-	Calcul du radier.....	267
3-	Pré-dimensionnement du radier.....	267
4-	Verifications.....	268
4.1-	Verification de la contrainte.....	268
4.2-	Verification du renversement.....	268
4.3-	La longueur élastique.....	269
5-	Evaluation des charges pour le calcul du radier.....	269
6-	Ferrailage du radier.....	269
7-	Poutre de libage.....	271
7.1-	Dimensionnement de la poutre de libage.....	271
7.2-	Ferrailage de la poutre de libage.....	271
7.3-	Armature de peau.....	271
7.4-	Contrainte de cisaillement.....	271
7.5-	Armature transversales.....	272
7.6-	Schéma de ferrailage.....	272

Introduction générale :

Le présent travail est une étude technique d'une structure en béton armé d'une mosquée composée d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et d'un étage avec trois coupoles et un minaret+ logement de fonction en R+4, implanté à la wilaya de Tiaret. Cette région est classée comme zone de faible sismicité selon le **RPA99**.

Dans ce contexte nous avons essayé d'élargir les champs de recherche dans les règles parasismique algériennes afin de respecter toutes les règles suscitées, cela pour trouver un chemin adéquat à suivre dans l'étude d'un tel ouvrage.

Par ailleurs, un ouvrage doit être conçu du manier à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis-à-vis de sa ruine ou de quelconque de ses éléments et garde un bon comportement en service vis-à-vis de sa durabilité, son aspect architecturale ou encore le confort de ses usagers.

D'autre part, nous allons prendre le maximum de données générées par les logiciels de calcul (**ETABS 2009**) pour mieux apprécier le comportement dynamique de notre structure.

En dernier, cette étude est faite pour la conception d'une structure capable de résister aux multiples charges et surcharges.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

1- Présentation de l'ouvrage

La structure est une mosquée en R+1 avec un logement de fonction en R+4 composée de quatre blocs (A, B, C et minaret).

Elle est implantée à AIN Kermes Tiaret, classée comme zone de faible sismicité selon le **RPA99**.



Figure I.1 : illustration de la structure

2- Caractéristiques géométriques

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suit :

2.1- La mosquée

2.1.1- Bloc A

a- Dimensions en élévation

Hauteur du rez-de-chaussée.....4,25 m

Hauteur du premier étage.....4,25 m

b- Dimension en plan :

Longueur totale du bloc.....21,90 m

Largeur total du bloc19,65 m

2.1.2- Bloc B**a- Dimensions en élévation**

Hauteur du sous-sol.....	3,40 m
Hauteur du rez-de-chaussée.....	4,25 m
Hauteur du premier étage.....	4,25 m

b- Dimension en plan

Longueur totale du bloc	19,65 m
Largeur total du bloc	11,30 m

2.1.3- Le minaret**a- Dimensions en élévation**

Hauteur du sous-sol.....	3,40 m
Hauteur du RDC.....	4,25 m
Hauteur du 1 ^{er} étage.....	4,25 m
Hauteur des autre étages.....	3,06 m
Hauteur total du minaret.....	23,80 m

b- Dimension en plan :

Longueur du minaret.....	4m
Largeur du minaret.....	4m

2.2- Le logement de fonction (bloc C)**a- Dimension en élévation**

Hauteur du RDC.....	3,40 m
Hauteur de l'étage courant.....	3,40 m
Hauteur totale du logement.....	17,00 m

b- Dimension en plan :

Longueur totale du logement.....	13,50 m
Largeur totale du logement.....	11,85 m

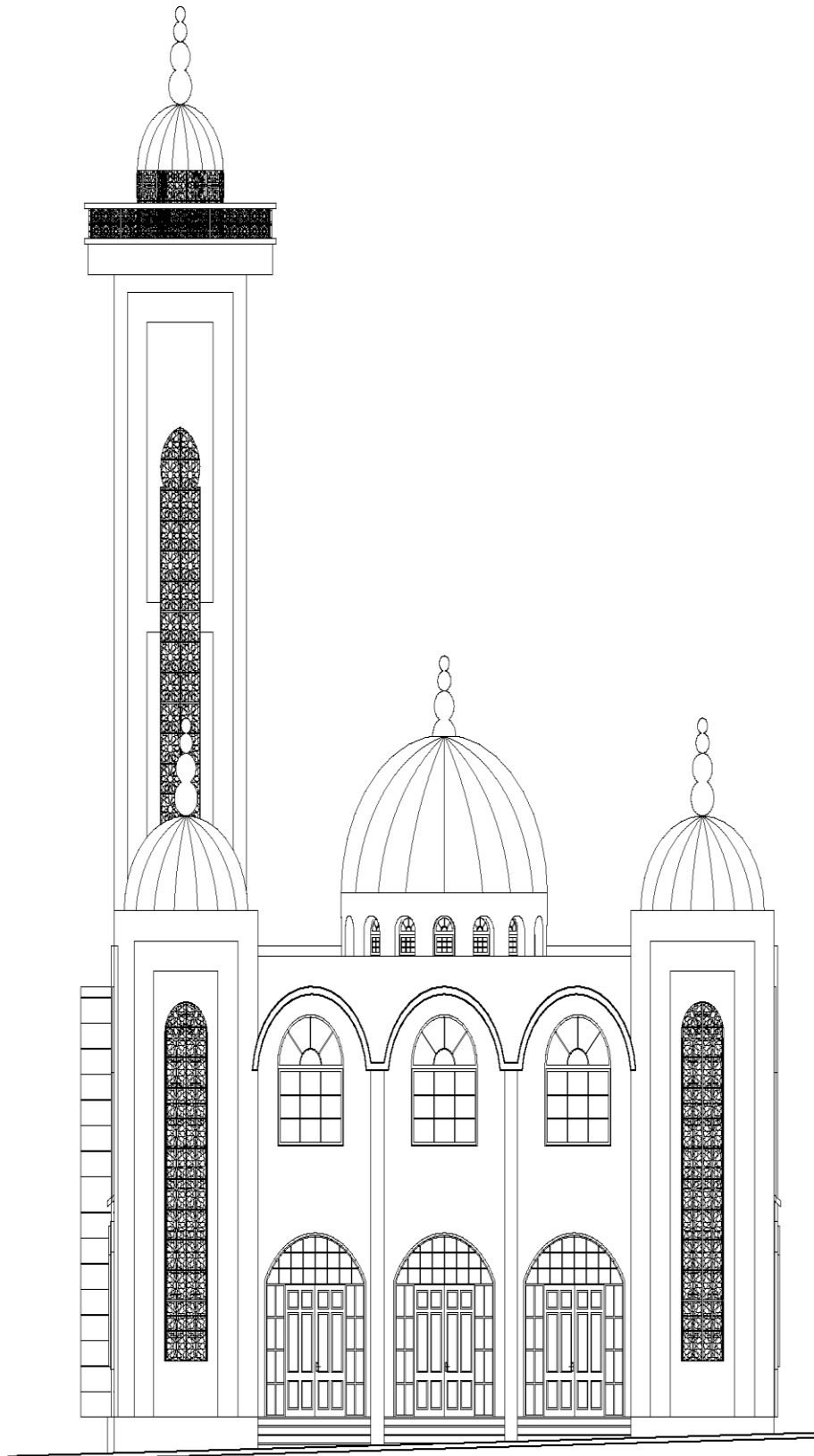


Figure I.2: vue en élévation de la structure.

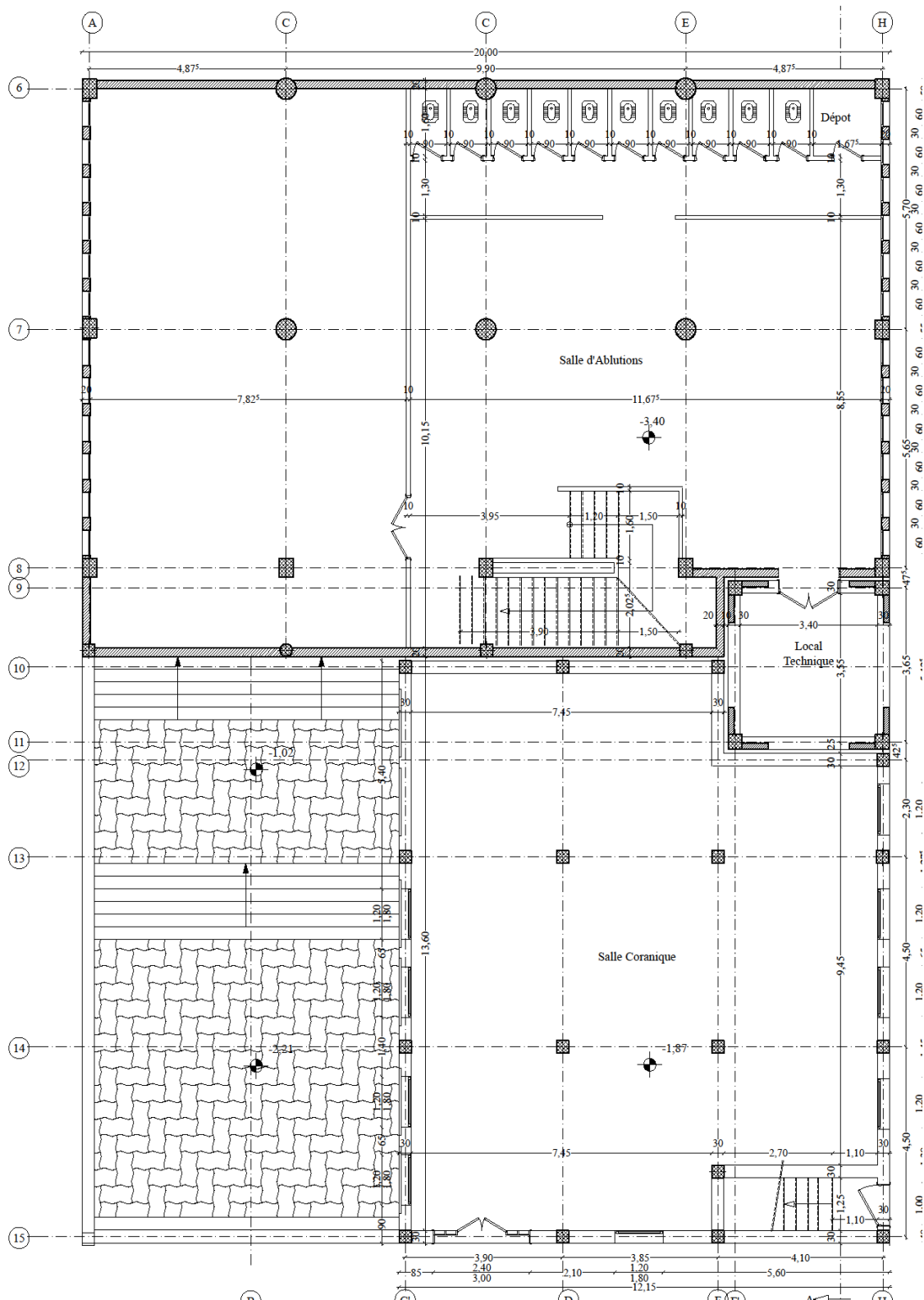


Figure I.3: vue en plan niveau sous-sol de la structure

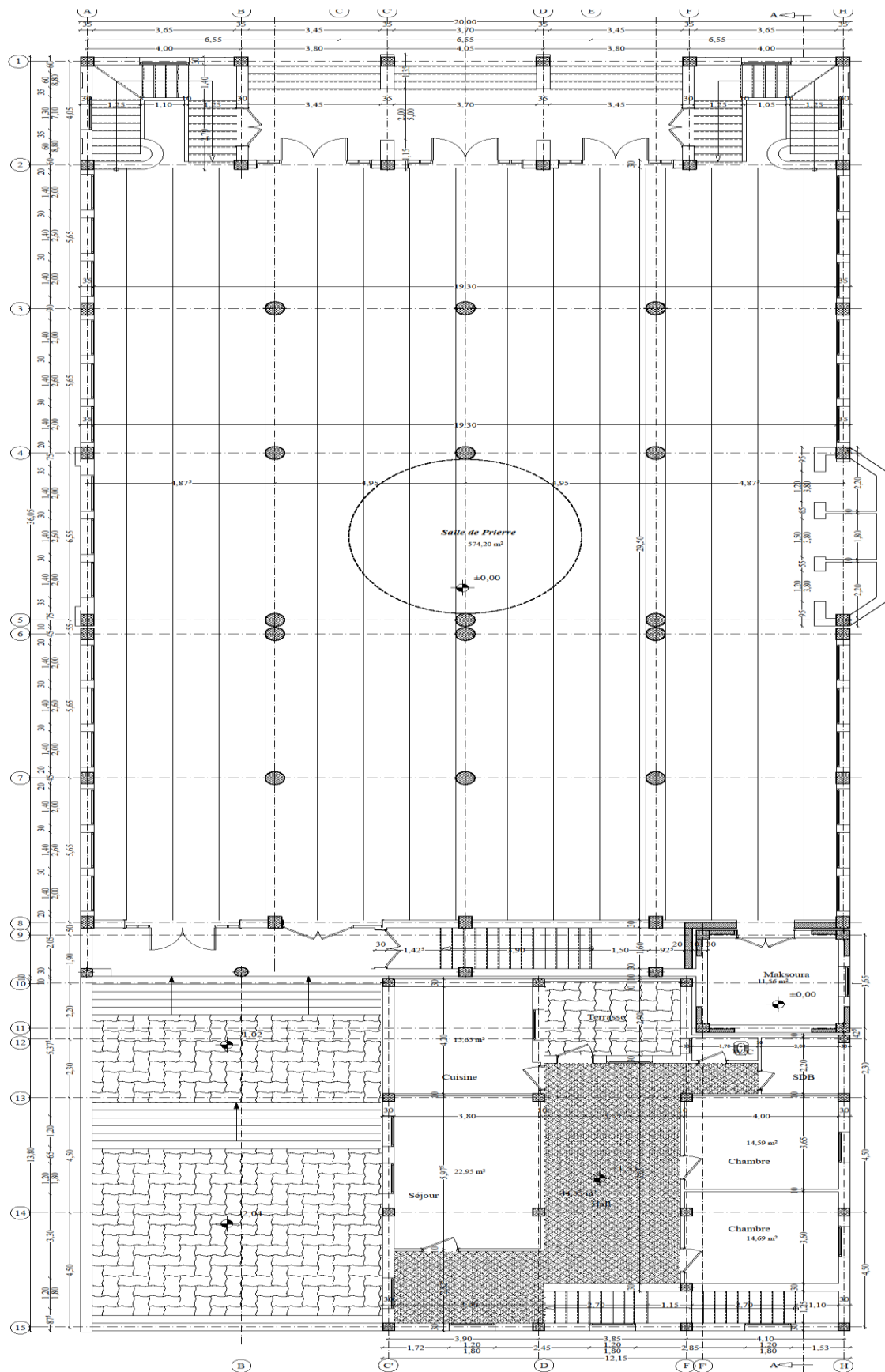


Figure I.4: Vue en plan niveaux RDC de la structure

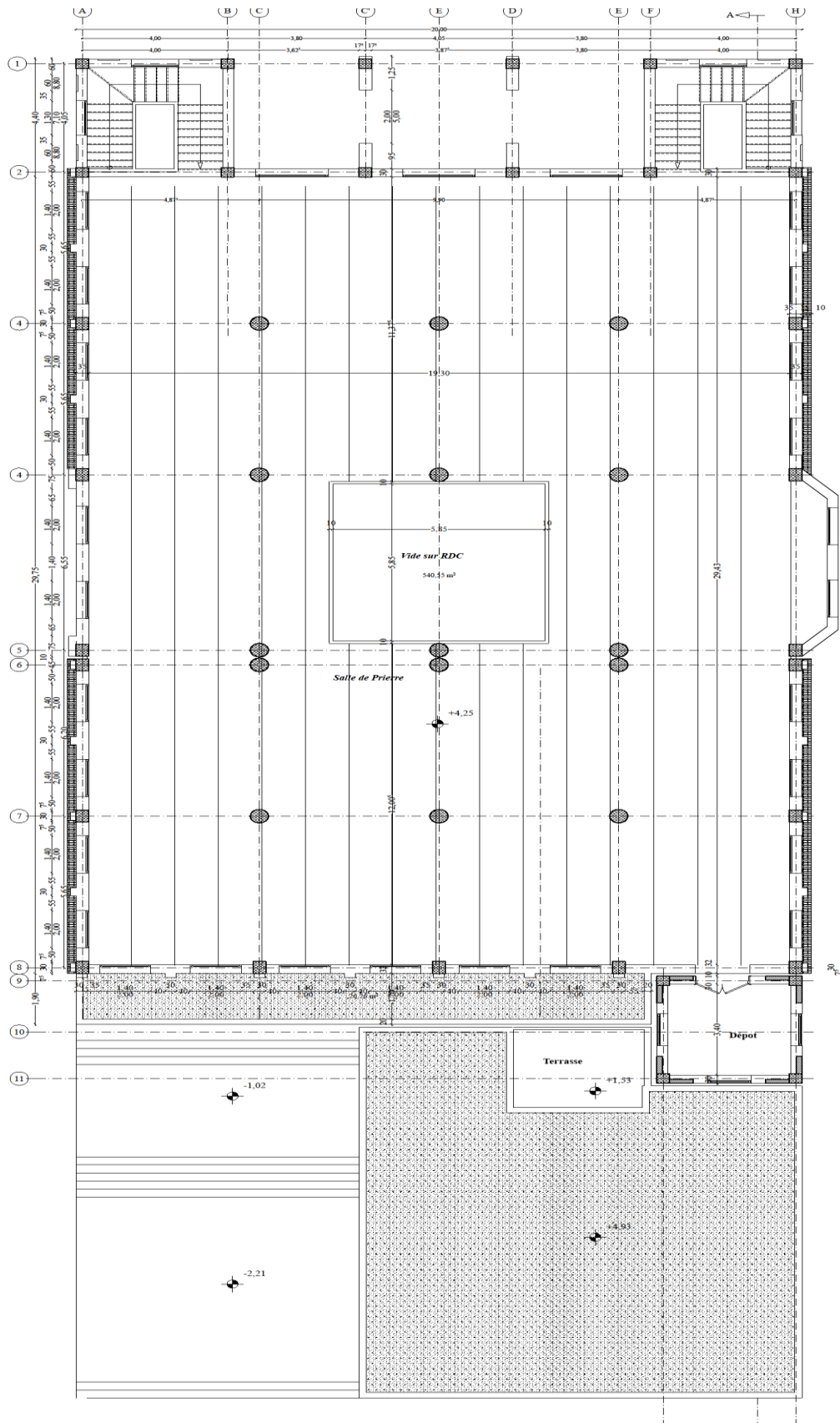


Figure I.5: Vue en plan niveaux 1^{er} étage de la structure

3- Ossature et système constrictive adopté

3.1-Ossature

Structure constituée par des portiques, poteaux, poutre et un voile périphérique pour soutenir la structure et éviter le risque de la poussée de la terre et assurer la solidité de l'ensemble.

3.2- Escalier

Les escaliers du Bloc A sont des escaliers droits à trois volées avec deux paliers de repos en quartiers.

Les escaliers du Bloc B sont des escaliers droits à deux volées avec quartier en palier.

Les escaliers du Bloc C sont des escaliers droits avec palier intermédiaire.

3.3- Maçonnerie

-Les murs extérieurs sont constitués en double parois de brique (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

-les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10cm.

3.4- Revêtements

-Enduit en plâtre pour les plafonds.

-Enduit en ciment pour les murs extérieurs, les cloisons et la salle d'abultion.

-Revêtement à carreaux de carrelage monocouche pour les planchers.

- Revêtement en étanchéité multicouche pour le plancher terrasse.

3.5- Isolation (Acoustique Et Thermique)

L'isolation entre les étages est assurée par la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs est assurée par le vide d'air entre les deux parois.

4- Caractéristique géotechnique du sol

D'après le rapport géotechnique le sol d'assise de l'ouvrage est un sol meuble.

- Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1,50$ bars a un encrage : 1.5 m
- Poids volumique du sol..... $\gamma = 18$ t/m³
- Angle de frottement interne du sol..... $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion C=0 (sol pulvérulent).

5- Caractéristique physique et mécanique des matériaux

5.1- Le béton : le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage aggloméré par un liant hydraulique (ciment), le béton armé est obtenu en introduisant des armatures afin d'obtenir un béton renforcé.

- la composition d'un mètre cube du béton courant est la suivante : **Calcul des ouvrage en BA**

- 350 Kg de ciment CPA/CPJ 325
- 400 L de sable $D_s \leq 5\text{mm}$
- 800 L de gravillons $5\text{ mm} < D_g \leq 25\text{mm}$
- 175 L d'eau de gâchage.

-la confection du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une centrale à béton.

5.1.1-Résistance mécanique

a- Résistance caractéristique à la compression : BAEL 91 Art 2.1.11

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette derrière est exprimé en jour « j » en fonction de la résistance à l'âge de 28 jours par les formules suivantes :

1- Pour $j \leq 28$ jours.

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

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

2- Pour $28 \text{ jours} < j < 60 \text{ jours}$ $f_{cj} = f_{c28}$

3- Pour $28 \text{ jours} \geq 60 \text{ jours}$ $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

NB : pour notre étude on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b- Résistance caractéristique à la traction : BAEL 91 Art 2.1.12

La résistance caractéristique du béton à la traction est douze fois moins que sa résistance à la compression conventionnellement définier par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ donc pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

5.1.2- déformation et contrainte : BAEL 83 Art 4.3.4

Dans les calculs relatifs aux états limites le diagramme réel est remplacé par un diagramme conventionnel dit « parabole rectangle » dans certains cas par des mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

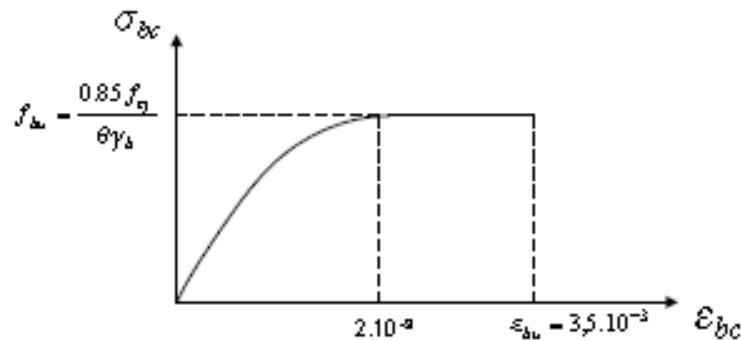


Figure I.6: Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

Remarque : le coefficient de réduction (0.85) est appliqué pour tenir compte de l'influence défavorable de la durée de l'application de la charge et des conditions du bétonnage vis-à-vis des contraintes caractéristiques obtenues sur les essais de compression sur les éprouvettes.

a- contrainte admissible de cisaillement : BAEL 91 Art 5.1.2

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

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

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

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

b- déformation longitudinale :

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules de déformation longitudinale :

c- Module de déformation instantané (BAEL 91 Art A 2.1.21)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à : $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$

d-modules de déformation différée (BAEL91Art A 2.1.22)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, il résulte un module égale à :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad E_{v28} = 10818.9 \text{ MPa}$$

d- Module de déformation transversale :

Le coefficient de poisson : $\nu = (\Delta d/d)/(\Delta L/L)$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré).

$\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré).

5.2- Les aciers

Le matériau acier est un alliage Fer+Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

- Acier naturel (rond lisse) FeE 215, FeE 235.
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500.

Avec des diamètres de barres (6 ;8 ;10 ;12 ;14 ;16 ;20 ;25 ;32 ;40)

5.2.1-Module d'élasticité longitudinale de l'acier BAEL 83 Art 2.1.2

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier $E_s=200$ GPa

5.2.2- Diagramme contrainte déformation de calcul (BAEL91 Art A-2.2.2)

Dans le calcul relatif aux états limites on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes : ($\gamma_s = 1.15$ en cas durable; $\gamma_s = 1.0$ en cas accidentelle)

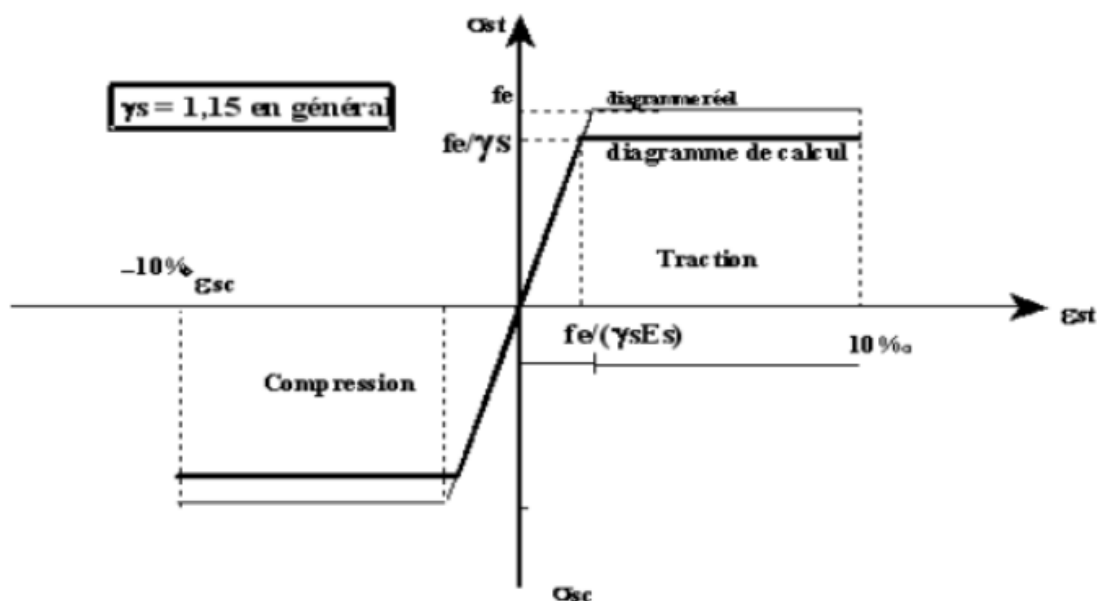


Figure I.7: diagramme contrainte- déformation d'acier.

5.2.3- Contrainte limite de traction des armatures

- Fissuration peu préjudiciable $\sigma_{st} = f_e E$ pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable $\sigma_{st} = \min (2 \cdot f_e / 3; 110 \sqrt{\eta \cdot f_j} \text{ MPa})$.
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_j} \text{ MPa})$).

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour des ronds lisses (RL).

$\eta = 1,3$ pour les hautes adhérences avec $\Phi < 6 \text{ mm}$ (HA).

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ (HA).

5.2.4- Poids volumique :

Béton armé $\gamma_b = 25 \text{ KN / m}^3$

Béton non armé $\gamma_b = 22 \text{ KN / m}^3$

Acier $\gamma_b = 78,5 \text{ KN / m}^3$

5.2.5- protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91) (1)

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

- $C \geq 3 \text{ cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: pour les éléments qui sont en contact avec un liquide (réservoir, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

6- Etats limites

6.1- Etat limite ultime ELU

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne **RPA 99 / version 2003**. On doit par ailleurs vérifier que l'ELU n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

Hypothèse de calcul BAEL 8 Art 4.3.2

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
 - $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.
 - $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à $\leq 10\text{‰}$.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.

6.2- Etat limite de service ELS

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation, restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{dc} = E_b \varepsilon_{bc}$$

Par convention (η) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$\eta = E_s / E_b = 15 \quad \eta : \text{« coefficient d'équivalence »}.$$

7- Combinaisons de calcul

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

7.1- Etat limite ultime

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

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

7.2- Etat limite de service

Combinaison d'action suivante : **G + Q**

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

$$\begin{array}{ll} G + Q \pm E & \mathbf{G} : \text{charge permanente.} \\ G + Q \pm 1,2 E & \text{avec } \mathbf{Q} : \text{charge d'exploitation.} \\ 0,8 G \pm E & \mathbf{E} : \text{effort de séisme.} \end{array}$$

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

1- Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003 et C.B.A 93(B.A.E.L 91).

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

- **Sollicitations verticales:** Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales:** Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

BLOC: A

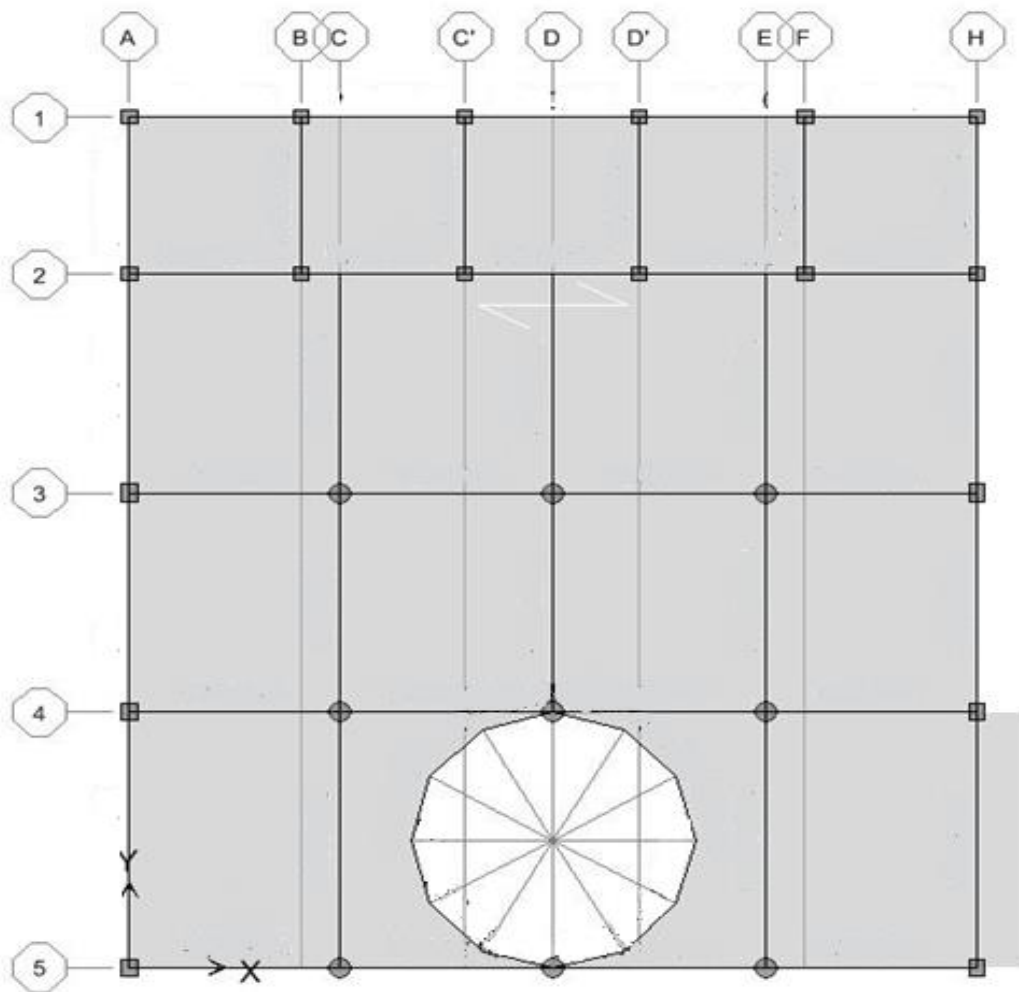


Figure II.1: vue en plan du bloc A

1- Les poutres

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaires, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux engendrés par les planchers.

Les poutres seront prés dimensionnés selon les formules empiriques données par le BAEL 91 révisée 99 et vérifiées par la suite selon le RPA 99 / version 2003. D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a deux types de poutres :

1.1- Les poutres principales

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

- Elles relient les poteaux.
- Elles supportent la dalle.

D'après les règles du **BAEL 91** révisée **99** on a :

- $L/15 \leq h \leq L/10$
- $0,4 d \leq b \leq 0,8 d$
- $h/b < 4$

Avec:

$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{L} : \text{distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.} \\ \mathbf{h} : \text{hauteur de la poutre.} \\ \mathbf{b} : \text{largeur de la poutre} \\ \mathbf{d} : \text{hauteur utile} \end{array} \right.$

On a: $L_{\max} = 6,55\text{m}$

$$655 / 15 \leq h \leq 655 / 10 \rightarrow 43,66 \text{ cm} \leq h \leq 65,5$$

- Alors on prend: **$h = 50 \text{ cm}$**

$$0,4 d \leq b \leq 0,8 d \text{ avec } d = 0,9 \times h \rightarrow d = 45 \text{ cm}$$

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

- Alors on prend : **$b = 35 \text{ cm}$**

D'après le **RPA 99 / version 2003 p69**:

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

$h/b < 4 \rightarrow 50 / 35 = 1,33 < 4 \rightarrow$ Condition Vérifiée.

On adopte une section de $(35 \times 50) \text{ cm}^2$ pour les **poutres principales**.

1.2- Les poutres secondaires

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

On a: $L_{\max} = 4,05\text{m}$

$405\text{cm}/15 \leq h \leq 405\text{cm}/10 \rightarrow 27 \text{ cm} \leq h \leq 40,5 \text{ cm}$

- Alors on prend : **$h = 40 \text{ cm}$**

$0,4d \leq b \leq 0,8d$ avec $d = 0,9xh \rightarrow d = 36$

$14,4 \text{ cm} \leq b \leq 28,8 \text{ cm}$

- Alors on prend: **$b = 30 \text{ cm}$**

D'après le RPA 99 / version 2003 page 69:

$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

$h / b < 4 \rightarrow 40 / 30 = 1,16 < 4 \rightarrow$ Condition Vérifiée.

On adopte une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ pour les **poutres secondaires**.

2- Les planchers

2.1- Plancher à corps creux

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

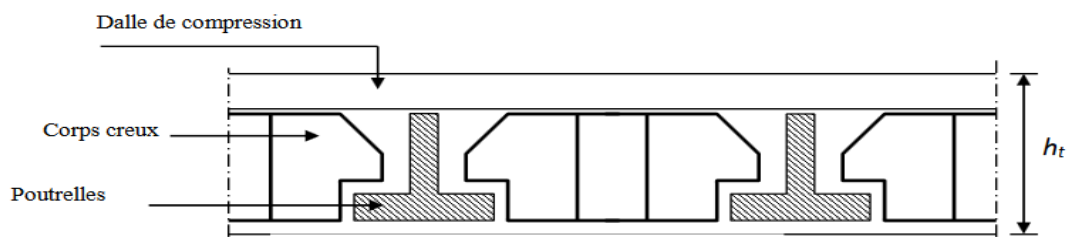


Figure II.2: coupe verticale du plancher en corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche : BAEL 83 Art B8

$ht \geq L / 22,5$ avec L : la portée max d'une poutrelle mesurée entre nu des appuis.

$$L_{\max} = 655 \text{ cm}$$

- $ht = 655 / 22,5 = 29,11 \text{ cm}$

Condition de la flèche :

$$h_{\min} \geq 16 \text{ cm}$$

On a : $h = 29,11 \text{ cm} > 16 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

Soit $ht = 25 \text{ cm}$ donc $\begin{cases} 20 \text{ cm épaisseur de la dalle en corps creux} \\ 5 \text{ cm épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$

2.2- Dalles pleines :

Les dalles autour la grande coupole :

- dalles portant sur deux cotés: $\frac{I_x}{I_y} < 0,4 \rightarrow \frac{I_x}{35} \leq e_0 \leq \frac{I_x}{30}$

- dalles portant sur quatre cotés: $\frac{I_x}{I_y} \geq 0,4 \rightarrow \frac{I_x}{45} \leq e_0 \leq \frac{I_x}{40}$

avec $I_x \leq I_y$

$$\frac{I_x}{I_y} = \frac{655}{980} = 0,67 > 0,4 \rightarrow \frac{980}{45} \leq e_0 \leq \frac{980}{40} \rightarrow 21,77 \leq e_0 \leq 24,5$$

ep doit être au moins égale a 12cm isolation acoustique (d'après RPA 99 version 2003).

On adopte une épaisseur de 25 cm pour les dalles pleine.

Dalle pleine en console :

$$e_0 \geq \frac{L}{10} \quad L: \text{longueur de la console } L = 100 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur de 15 cm pour les dalles pleine.

2.3- Descente des charges

L'évaluation des charges est surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient a chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

2.3.1- Charges permanentes

a- Plancher terrasse inaccessible (corps creux)

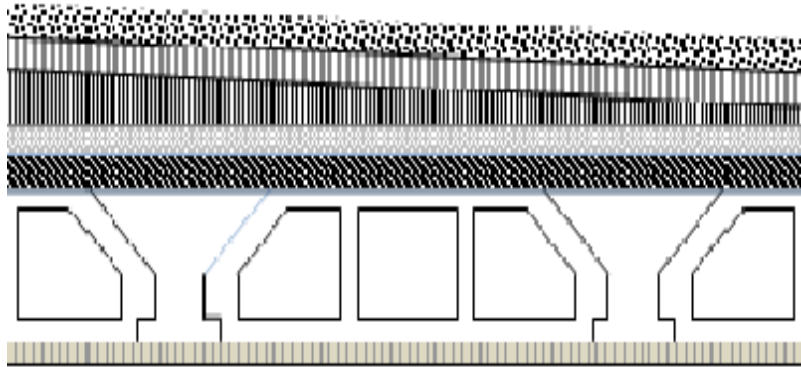


Figure II.3: coupe verticale d'un plancher terrasse a corps creux.

Tableau II.1: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse à corps creux

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Protection en gravier roulé	0,058	17	1
02	Etanchéité multicouche			0,12
03	Béton maigre pour forme de pente	0,1	22	2,2
04	Isolation thermique	0,04	4	0,16
05	Plancher corps creux	(20+5)		3,2
06	enduit plâtre	0,028	10	0,28
Poids propre G₀=6,96 KN/m²				

b- Niveau étage courant (corps creux)

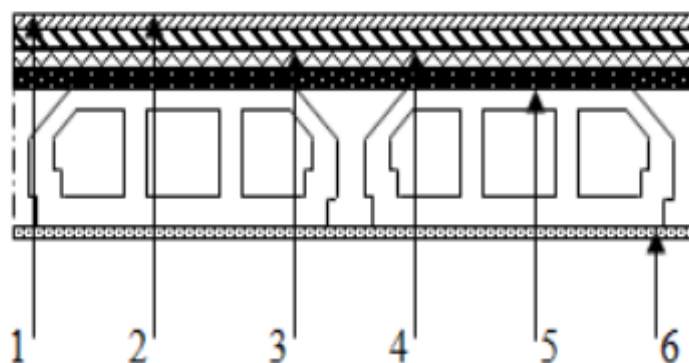


Figure II.4: coupe verticale plancher étage courant à corps creux.

Tableau II.2: évaluation des charges permanentes du plancher courant à corps creux.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Carrelage	0,02	22	0,44
02	Mortier de pose	0,02	20	0,40
03	Sable	0,02	17	0,36
04	Cloisons légères			1
05	Plancher corps creux	(20+5)		3,2
06	Enduit en plâtre	2,8	10	0,28
Poids propre $G_1 = 5,68 \text{ KN/m}^2$				

c- Niveau terrasse non accessible (dalle pleine)**Tableau II.3 :** évaluation des charges permanente de la terrasse en dalle pleine.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Protection en gravier roulé	0,058	17	1
02	Etanchéité multicouche			0,12
03	Béton maigre pour forme de pente	0,1	22	2,2
04	Isolation thermique	0,04	4	0,16
05	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
06	enduit plâtre	0,028	10	0,28
Poids propre $G_2 = 7,51 \text{ KN/m}^2$				

d- Niveau étage courant (dalle pleine)**Tableau II.4 :** évaluation des charges permanentes de l'étage courant en dalle pleine.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Carrelage	0,02	22	0,44
02	Mortier de pose	0,02	20	0,40
03	Sable	0,021	17	0,36
04	Cloisons légères			1
05	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
06	Enduit en plâtre	0,028	10	0,28
Poids propre $G_3 = 6,23 \text{ KN/m}^2$				

e- Murs extérieurs

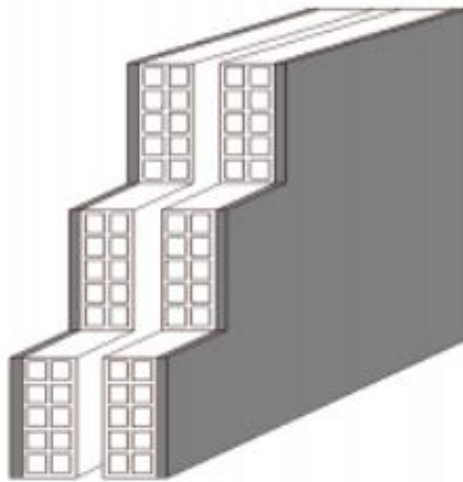


Figure II. 5: mur extérieur

Tableau II.5 : évaluation des charges permanentes du mur extérieur.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Briques creuses	0,1	9	0,9
02	Briques creuses	0,15	10	1,5
03	Enduit extérieur en ciment	0,02	17,5	0,35
04	Enduit intérieur en plâtre	0,02	10	0,2
Poids propre G₄ = 2,81 KN/m²				

f- Murs intérieurs

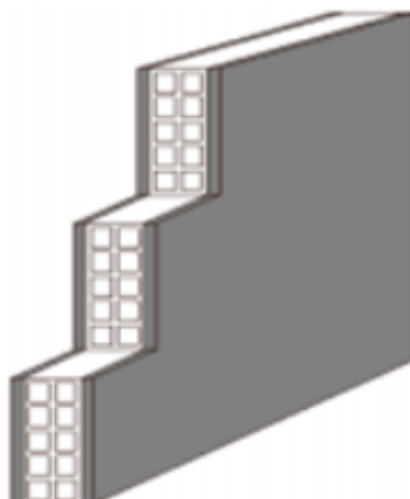


Figure II.6: mur intérieur

Tableau II.6: evaluation des charges permanentes du mur intérieur

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	0.02	18	0.36
02	Briques creuses	0.10	9	0.90
03	Enduit intérieur en ciment	0.02	18	0.36
Poids propre G₂ = 1,62 KN/m²				

2.3.2- Surcharge d'exploitation

Niveau terrasse non accessible Q₀ = 1 KN/m²

Niveau étage courant Q₁ = 5 KN/m²

3- Les poteaux

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire basé sur la surface offerte au poteau le plus sollicité, La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas. On utilise un calcul basé sur la descente des charges permanentes tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

3.1- Pré-dimensionnement des poteaux

3.1.1- poteau 1 (3-D)

La surface offrant à ce poteau est :

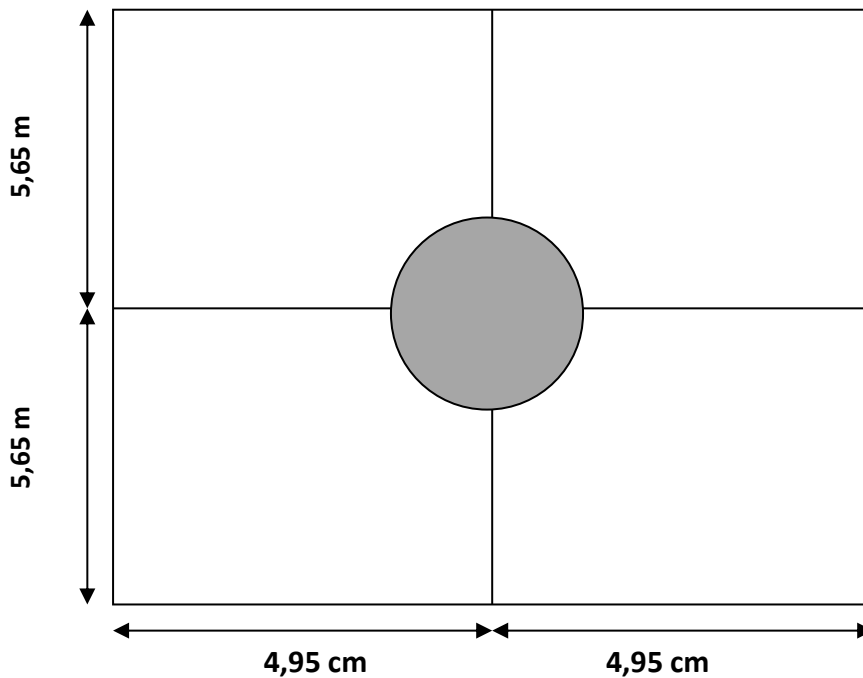


Figure II.7 : représentation du Poteau Le Plus Sollicité

$$S = \frac{5,65 + 5,65}{2} \times \frac{4,95 + 4,95}{2} = 27,96 \text{ m}^2$$

a- Les efforts de compression due aux charges permanentes

$$\text{Plancher terrasse} \dots \dots \dots G_0 \cdot S = 6,96 \times 27,96 = 194,65 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant} \dots \dots \dots G_1 \cdot S = 5,68 \times 27,96 = 158,81 \text{ KN}$$

$$G_{\text{totale}} = 194,65 + 158,81 = 353,46 \text{ KN}$$

L'effort doit être majoré de 10%

$$N_G = 1,1 \times 353,46 = 388,81 \text{ KN}$$

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

$$Q = Q_0 + Q_1 = 6 \text{ KN/m}^2$$

L'effort doit être majoré de 10%

$$N_Q = 1,1 (27,96 \times 6) = 184,53 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 801,69 \text{ KN}$$

c- Détermination des dimensions de la section du poteau

Condition du flambement : les poteaux doivent être dimensionnés de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c.-à-d l'élançement $\lambda \leq 50$

$$\lambda : \text{L'élançement} \dots \dots \dots \lambda = 4L_f/D_1$$

$$L_f : \text{Longueur du flambement} \dots \dots \dots L_f = 0,7L_0$$

$$I : \text{Moment quadratique minimale} \dots \dots \dots I = \frac{\pi D^4}{64}$$

$$B : \text{Section du poteau} \dots \dots \dots B = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$i : \text{Rayon de giration} \dots \dots \dots i = \frac{D}{4}$$

$$L_0 : \text{Hauteur du poteau} \dots \dots \dots L_0 = 4,25 \text{ m}$$

d- Calcul de diamètre D_1

$$l_f = 0,7 \times 4,25 = 2,975 \text{ m}$$

$$D_1 = \frac{4 \times 2,975}{35} = 0,35 \text{ m}$$

e- Calcul de diamètre D_2 :

Suivant la relation de calcul de section réduite:

$$B_r \geq \frac{0,9\gamma_b N_u}{\alpha f_{c28}}$$

Br : Section réduite du poteau (cm²) $B_r = \frac{\pi(D-0,02)^2}{4}$

f_{c28} : Résistance à la compression de béton f_{c28} = 25MPa

γ_b : Coefficient de sécurité du béton γ_b = 1,5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier γ_s = 1,15

α: Coefficient dépanadant de l'élanacement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \\ \alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2)} & \text{si } \lambda \leq 50 \end{cases}$$

Donc $\alpha = \frac{0,85}{(1+0,2\left(\frac{35}{35}\right)^2)} = 0,708$

$$B_r \geq \frac{0,9 \times 1,5 \times 801,69}{0,708 \times 25 \times 1000} = 0,061 \text{ m}^2$$

$$D_2 = \sqrt{\frac{4 \cdot B_r}{\pi}} + 0,02 = \sqrt{\frac{4 \times 0,059}{3,14}} + 0,02 = 0,3\text{m}$$

$$D = \min(D_1, D_2) = \min(0,35, 0,3)$$

On adopte des poteaux de section circulaire : D = 30cm

Vérification RPA : D = 30cm ≥ 25cm

3.1.2- Poteau 2 (4-H)

La surface offrant à ce poteau est :

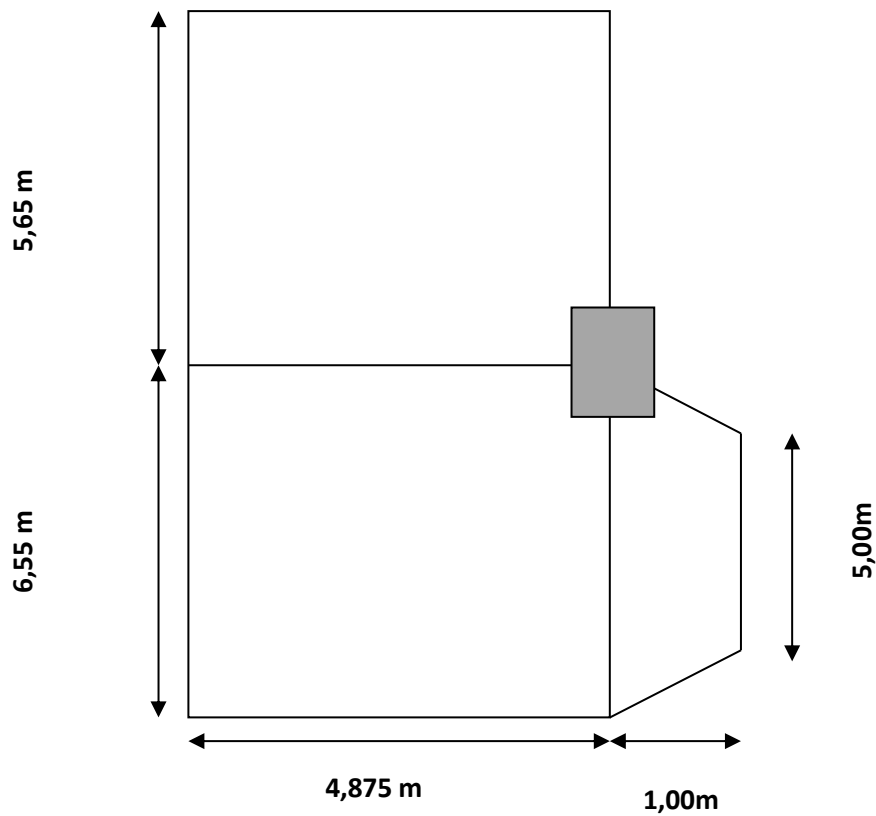


Figure II.8 : représentation du Poteau Le Plus Sollicité

$$S_{c,c} = \frac{5,65 + 6,55}{2} \times \frac{4,875}{2} = 14,87 \text{ m}^2$$

$$S_{D,P} = \left(\frac{3,275 + 2,5}{2} \right) \times 1 = 4,09 \text{ m}^2$$

a- Les efforts de compression due aux charges permanentes

Plancher terrasse $G_0 \cdot S_{c,c} = 6,96 \times 14,87 = 103,49 \text{ KN}$

Plancher étage courant... .. $G_1 \cdot S_{c,c} = 5,68 \times 14,87 = 84,46 \text{ KN}$

$$G_{\text{corps creux}} = 103,49 + 84,46 = 187,95 \text{ KN}$$

Balcon terrasse $G_2 \cdot S_{D,P} = 7,51 \times 4,09 = 30,71 \text{ KN}$

Balcon étage courant... .. $G_3 \cdot S_{D,P} = 6,23 \times 4,09 = 25,48 \text{ KN}$

$$G_{\text{Dalle Pleine}} = 30,71 + 25,48 \text{ KN} = 56,19 \text{ KN}$$

L'effort doit être majoré de 10%

$$N_{G,DP} = 1,1 \times (187,95 + 56,19) = 268,55 \text{ KN}$$

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

$$Q_{C.C} = (Q_0 + Q_1) \times 14,87 = 89,22 \text{ KN}$$

$$Q_{D.P} = (Q_0 + Q_1) \times 4,09 = 18,4 \text{ KN}$$

L'effort doit être majoré de 10%

$$N_Q = 1,1 (89,22 \times 18,4) = 118,39 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 540,12 \text{ KN}$$

c- Détermination des dimensions de la section du poteau

Condition du flambement : les poteaux doivent être dimensionnés de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c.-à-d l'élanement $\lambda \leq 50$

λ : L'élanement $\lambda = L_f/i$

L_f : Longueur du flambement $L_f = 0,7L_0$

I : Moment quadratique minimale $I = \frac{ba^3}{12}$

B : Section du poteau $B = b \times a$

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

L_0 = Hauteur du poteau $L_0 = 4,25 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$l_f = 0,7 \times 4,25 = 2,975 \text{ m}$$

$$\lambda = (2,975 \times \sqrt{12})/a = 35 \rightarrow a = (2,975 \times \sqrt{12})/35 = 0,29$$

On prend $a = 35 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{2,975 \times \sqrt{12}}{35} = 0,29$$

d- Calcul de la grande dimension du poteau (b)

L'effort normal ultime N_u exercé sur le poteau doit être supérieur ou égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \text{ BAEL91 (Article B. 8. 4. 1)}$$

Br : Section réduite du poteau (cm²) Br = (a - 2). (b - 2)

As : Section des armatures longitudinales (On prend A_{min} prévu par RPA). As = 0.7%B

f_{c28} : Résistance à la compression de béton f_{c28} = 25MPa

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé... .. f_e = 400 MPa

γ_b : Coefficient de sécurité du béton γ_b = 1,5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier... .. γ_s = 1,15

α: Coefficient dépanadant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{(1+0,2\left(\frac{0,29}{35}\right)^2)} = 0,745$$

$$N_u \leq 0,745 \left(\frac{33(b-2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,231 \times b \times 400}{1,15 \times 10} \right)$$

g- b ≥ 12,16cm on prend b = 40cm

On adopte de poteaux de rive de section rectangulaire : (35 × 40)cm²

e- Vérification RPA

min(b, h) = min(35, 40) = 35 ≥ 25 En zone I Tiaret

$$\min(b, h) = 35 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{425}{20} = 21,25$$

$$\frac{b}{h} = \frac{35}{40} = 0,875 > \frac{1}{4}$$

3.1.3- Poteau 3 (2-D')

La surface offrant à ce poteau est :

$$S_{c.c} = \frac{3,8 + 4,05}{2} \times \frac{5,65}{2} = 11,08 \text{ m}^2$$

$$S_{D.P} = \left(\frac{3,8 + 4,05}{2} \right) \times \frac{4,05}{3} = 7,94 \text{ m}^2$$

a- Les efforts de compression due aux charges permanentes

Plancher à corps creux terrasse G₀.S = 6,96 × 11,08 = 77,11 KN

Plancher à corps creux étage courant... .. G₁.S = 5,68 × 11,08 = 62,93 KN

Dalle pleine niveau terrasse G₂.S = 7,51 × 7,94 = 59,63 KN

$$G_{\text{totale}} = (77,11 + 62,93 + 59,63) = 199,67 \text{ KN}$$

L'effort doit être majoré de 10%

$$N_G = 1,1 (199,67) = 219,63 \text{ KN}$$

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

$$Q = Q_0 + Q_1 = 6 \text{ KN/m}^2$$

L'effort doit être majoré de 10%

$$N_Q = 1,1 (11,08 \times 6) = 73,12 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 406,18 \text{ KN}$$

c- Détermination de la petite dimension du poteau (a)

$$l_f = 0,7 \times 4,25 = 2,975 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,975 \times \sqrt{12}}{a} = 35 \rightarrow a = \frac{2,975 \times \sqrt{12}}{35} = 0,29 \rightarrow \text{On adopte } a = 35 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2,975 \times \sqrt{12}}{35} = 0,29$$

d- Calcul de la grande dimension du poteau (b)

$$\alpha = \frac{0,85}{(1+0,2\left(\frac{0,29}{35}\right)^2)} = 0,745$$

$$N_u \leq 0,745 \cdot \left(\frac{33(b-2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,231 \times b \times 400}{1,15 \times 10} \right)$$

$$b \geq 9,58 \quad \text{on adopte } b = 35 \text{ cm}$$

On adopte des poteaux de section carrée : **(35 × 35)cm²**

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire aux conditions suivant : RPA V2003

$$\text{Min (a, b)} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$\text{Min (a, b)} \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} > \frac{a}{b} > 4 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Bloc B

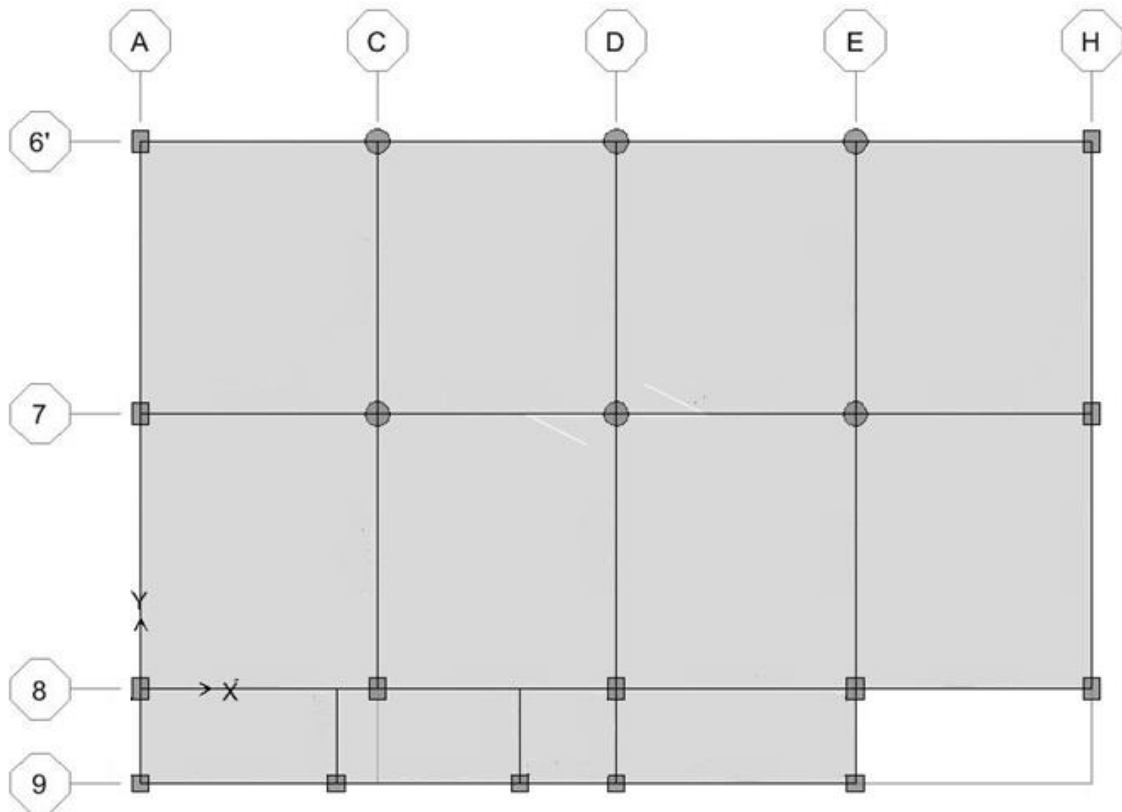


Figure II.9: vue en plan Bloc B

1- Les poutres

1.1- Les poutres principales

On a: $L_{max} = 5,65 \text{ m}$

$$565 / 15 \leq h \leq 565 / 10 \rightarrow 37,66 \text{ cm} \leq h \leq 56,5$$

Alors on prend: $h = 50 \text{ cm}$

$$0,4 d \leq b \leq 0,8 d \text{ avec } d = 0,9 \times h \rightarrow d = 45 \text{ cm}$$

$$18 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$$

Alors on prend : $b = 35 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 / version 2003 p69:

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$h/b < 4 \rightarrow 60 / 35 = 1,71 < 4 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

On adopte une section de $(35 \times 50) \text{ cm}^2$ pour les **poutres principales**.

1.2- Les poutres secondaires

On a: $L_{\max} = 4,95\text{m}$

$$495\text{cm}/15 \leq h \leq 495\text{cm}/10 \rightarrow 33 \text{ cm} \leq h \leq 49,5 \text{ cm}$$

Alors on prend: $h = 40 \text{ cm}$

$$0,4d \leq b \leq 0,8d \text{ avec } d = 0,9xh \rightarrow d = 36$$

$$14,4 \text{ cm} < b < 28,8 \text{ cm}$$

Alors on prend: $b = 30 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 / version 2003 page 69:

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$h / b < 4 \rightarrow 40 / 30 = 1,16 < 4 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

On adopte une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ pour les **poutres secondaires**.

2- Les planchers

$h_t \geq L / 22,5$ avec L : la portée max d'une poutrelle mesurée entre nu des appuis.

$$L_{\max} = 5,65 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{565}{22,5} = 25,11 \text{ cm}$$

- **Condition de la flèche**

$$h_{\min} \geq 16\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

soit $h_t = 25 \text{ cm}$; donc $\begin{cases} 20\text{cm} \text{ représente la hauteur du corps creux.} \\ 5\text{cm} \text{ l'épaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$

3- les poteaux

3.1- pré-dimensionnement des poteaux

3.1.1- poteau 1 (7-D) :

La surface offrant à ce poteau est :

$$S = \frac{5,65 + 5,65}{2} \times \frac{4,95 + 4,95}{2} = 27,97 \text{ m}^2$$

a- Les efforts de compression due aux charges permanentes

Plancher terrasse G0.S = 6,96 × 27,97 = 194,67 KN

Plancher étage courant... .. n. G1.S = 2 × 5,68 × 27,97 = 317,74 KN

$$G_{\text{totale}} = 194,67 + 317,74 = 512,41 \text{ KN}$$

L'effort doit être majoré de 10%

$$N_G = 1,1 (512,41) = 563,65 \text{ KN}$$

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

$$Q = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 10,5 \text{ KN/m}^2$$

L'effort doit être majoré de 10%

$$N_Q = 1,1 (27,97 \times 10,5) = 323,05 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1245,5 \text{ KN}$$

c- calcul de diamètre D₁

$$l_f = 0,7 \times 4,25 = 2,975 \text{ m}$$

$$D_1 = \frac{4 \times 2,975}{35} = 0,35 \text{ m}$$

d- Calcul de diamètre D₂

Suivant la relation de calcul de section réduite:

$$B_r \geq \frac{0,9\gamma_b N_u}{\alpha f_{c28}}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{(1+0,2\left(\frac{35}{35}\right)^2)} = 0,708$$

$$B_r \geq \frac{0,9 \times 1,5 \times 1245,5}{0,708 \times 25 \times 1000} = 0,095 \text{ m}^2$$

$$D_2 = \frac{\sqrt{4 \cdot B_r}}{\pi} = \sqrt{\frac{4 \times 0,095}{3,14}} + 0,02 = 0,36 \text{ m}$$

$$D = \min(D_1, D_2) = \min(0,35, 0,36)$$

On adopte des poteaux de section circulaire : D = 35cm

Vérification RPA : D = 35cm ≥ 25cm

3.1.2- Poteau 2 (7-H)

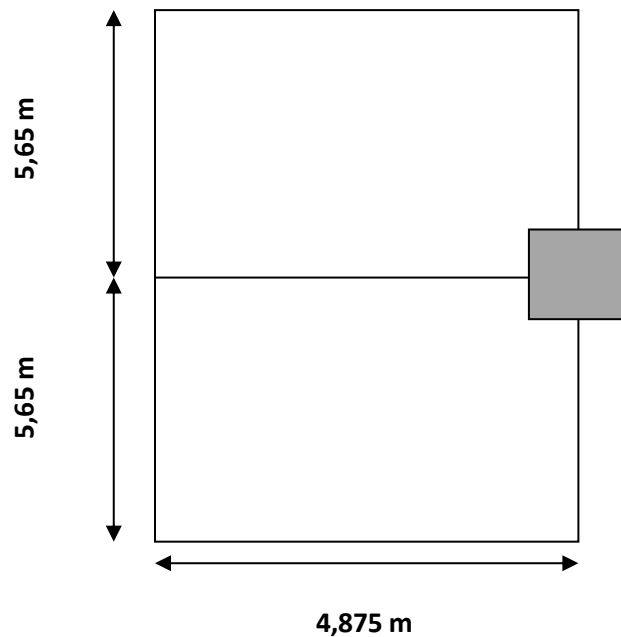


Figure II.10: représentation du poteau le plus sollicité

La surface offrant à ce poteau est

$$S = \frac{5,65 + 5,65}{2} \times \frac{4,875}{2} = 13,77 \text{ m}^2$$

a- Les efforts de compression due aux charges permanentes

Plancher terrasse G0.S = 6,96 × 13,77 = 95,84 KN

Plancher étage courant... .. n.G1.S = 2 × 5,68 × 13,77 = 156,42 KN

$$G_{\text{totale}} = 95,84 + 156,42 = 252,26 \text{ KN}$$

L'effort doit être majoré de 10%

$$N_G = 1,1 (252,26) = 277,49 \text{ KN}$$

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

$$Q = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 10,5 \text{ KN/m}^2$$

L'effort doit être majoré de 10%

$$N_Q = 1,1 (13,77 \times 10,5) = 159,04 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 613,17 \text{ KN}$$

c- Détermination de la petite dimension du poteau (a)

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$l_f = 0,7 \times 4,25 = 2,975 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,975 \times \sqrt{12}}{a} = 35 \rightarrow a = \frac{2,975 \times \sqrt{12}}{35} = 0,29$$

On prend $a = 35 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{2,975 \times \sqrt{12}}{35} = 0,29$$

d- Calcul de la grande dimension du poteau (b)

$$\alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2 \left(\frac{0,29}{35}\right)^2)} = 0,745$$

$$N_u \leq 0,745 \left(\frac{33(b-2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,231 \times b \times 400}{1,15 \times 10} \right)$$

$b \geq 13,57 \text{ cm}$ on prend $b = 40 \text{ cm}$

On adopte de poteaux de rive de section rectangulaire : $(35 \times 40) \text{ cm}^2$

3.1.3- poteau 3 (8-D)

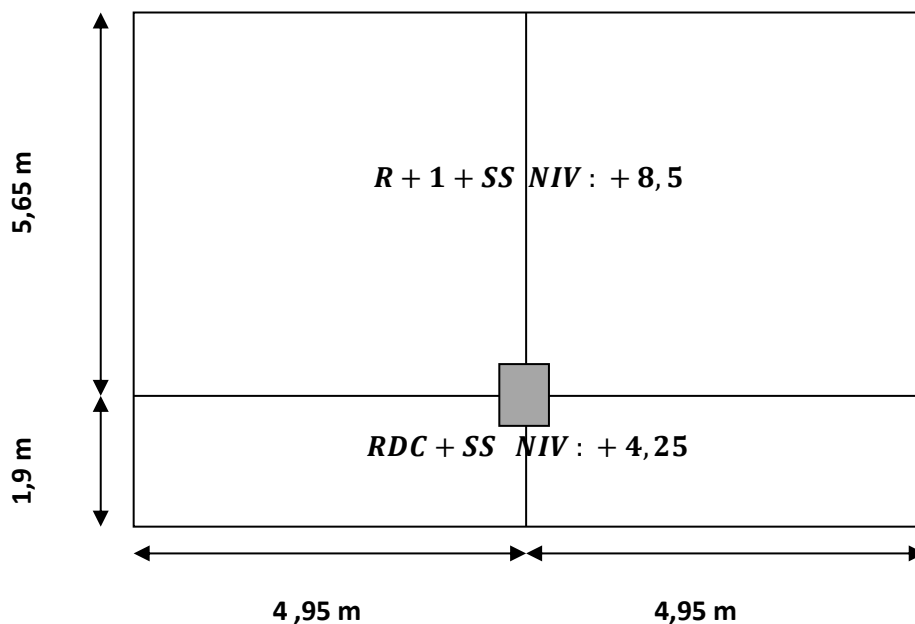


Figure II.11: représentation du poteau le plus sollicité

La surface offrant à ce poteau est :

$$S_1 = \frac{4,95 + 4,95}{2} \times \frac{5,65}{2} = 13,98 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \frac{4,95 + 4,95}{2} \times \frac{1,9}{2} = 4,70 \text{ m}^2$$

a- Les efforts de compression due aux charges permanentes

Plancher terrasse $G_0 \cdot S_1 = 6,96 \times 13,98 = 97,30 \text{ KN}$

Plancher étage courant... .. $n \cdot G_1 S_1 = 2 \times 5,68 \times 13,98 = 158,81 \text{ KN}$

Plancher terrasse $G_0 \cdot S_2 = 6,96 \times 4,70 = 32,71 \text{ KN}$

Plancher étage courant... .. $n \cdot G_1 S_2 = 5,68 \times 4,70 = 26,70 \text{ KN}$

$$G_{totale} = 97,30 + 158,81 + 32,71 + 26,70 = 315,51 \text{ KN}$$

L'effort doit être majoré de 10%

$$N_G = 1,1 (315,51) = 347,06 \text{ KN}$$

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

$$Q_{s1} = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 10,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{s2} = Q_0 + Q_1 = 6 \text{ KN/m}^2$$

L'effort doit être majoré de 10%

$$N_Q = 1,1[(13,98 \times 10,5) + (4,70 \times 6)] = 192,49 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 757,26 \text{ KN}$$

c- Détermination de la petite dimension du poteau (a)

$$l_f = 0,7 \times 4,25 = 2,975 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,975 \times \sqrt{12}}{a} = 35 \rightarrow a = \frac{2,975 \times \sqrt{12}}{35} = 0,29$$

On adopte $a = 35 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{2,975 \times \sqrt{12}}{35} = 0,29$$

d- Calcul de la grande dimension du poteau (b)

$$\alpha = \frac{0,85}{(1+0,2\left(\frac{0,29}{35}\right)^2)} = 0,745$$

$$N_u \leq 0,745 \left(\frac{33(b-2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,231 \times b \times 400}{1,15 \times 10} \right)$$

$b \geq 16,35$ on adopte $b = 35\text{cm}$

On adopte des poteaux de section carrée : $(35 \times 35)\text{cm}^2$

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire aux conditions suivant : RPA V2003

$\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$ vérifiée

$\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$ vérifiée

$\frac{1}{4} > \frac{a}{b} > 4$ vérifiée

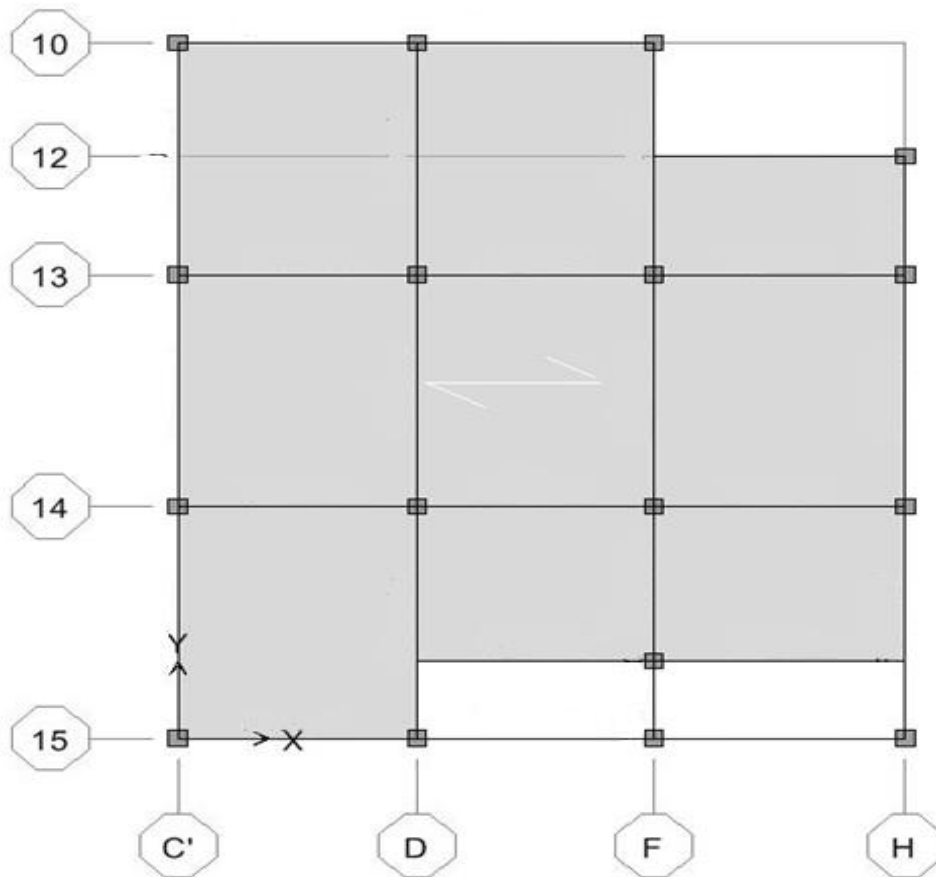
BLOC: C

Figure II.12: vue en plan Bloc C

1- Les poutres**1.1- Les poutres principales**

Avec:

On a: $L_{max} = 4,5m$

$$450 / 15 \leq h \leq 450 / 10 \rightarrow 30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$$

Alors on prend: $h = 40 \text{ cm}$

$$0,4 d \leq b \leq 0,8 d \text{ avec } d = 0,9 \times h \rightarrow d = 36 \text{ cm}$$

$$14,4 \text{ cm} \leq b \leq 28,8 \text{ cm}$$

Alors on prend : $b = 30 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 / version 2003 p69:

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

$h/b < 4 \rightarrow 40 / 30 = 1,33 < 4 \rightarrow$ Condition Vérifiée.

On adopte une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ pour les **poutres principales**.

1.2- Les poutres secondaires

On a: $L_{\max} = 4,1\text{m}$

$410\text{cm}/15 \leq h \leq 410\text{cm}/10 \rightarrow 27,33 \text{ cm} \leq h \leq 41\text{cm}$

Alors on prend : $h = 30 \text{ cm}$

$0,4d \leq b \leq 0,8d$ avec $d = 0,9xh \rightarrow d = 27$

$10,8 \text{ cm} < b < 21,6 \text{ cm}$

Alors on prend: $b = 30 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 / version 2003 page 69:

$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

$h / b < 4 \rightarrow 30 / 30 = 1 < 4 \rightarrow$ Condition Vérifiée.

On adopte une section de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ pour les **poutres secondaires**.

2- Les planchers

$ht \geq L / 22,5$ avec L : la portée max d'une poutrelle mesurée entre nu des appuis.

$L_{\max} = 4,50 \text{ cm}$

$ht = 450 / 22,5 = 20 \text{ cm}$ on adopte un plancher à corps creux (16+4) cm.

(16cm représente la hauteur du corps creux et 4cm l'épaisseur de la dalle de compression)

2.1- Descente des charges

2.1.1- Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.7: évaluation des charges permanentes du plancher terrasse

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Protection en gravier roulé	0,058	17	1
02	Etanchéité multicouche			0,12
03	Béton maigre pour forme de pente	0,1	22	2,2
04	Isolation thermique	0,04	4	0,16
05	Plancher corps creux	(16+4)		2,8
06	enduit plâtre	0,028	10	0,28
Poids propre $G_0=6,56 \text{ KN/m}^2$				

2.1.2- Niveau étage courant

Tableau II.8: évaluation des charges permanentes du plancher étage courant.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Carrelage	0,02	22	0,44
02	Mortier de pose	0,02	20	0,40
03	Sable	0,021	17	0,36
04	Cloisons légères			1
05	Plancher corps creux	(16+4)		3,2
06	Enduit en plâtre	0,028	10	0,28
Poids propre $G_1= 5,68 \text{ KN/m}^2$				

3- Les poteaux (13-D)

La surface offrant à ce poteau est :

$$S = \frac{4,5 + 4,5}{2} \times \frac{3,9 + 3,85}{2} = 17,44 \text{ m}^2$$

a- Les efforts de compression due aux charges permanentes

Plancher terrasse $G_0.S = 6,56 \times 17,44 = 114,4 \text{ KN}$

Plancher étage courant... .. $n.G_1.S = 4 \times 5,68 \times 17,44 = 396,23 \text{ KN}$

$$G_{\text{totale}} = 114,4 + 396,23 = 510,63 \text{ KN}$$

L'effort doit être majoré de 10%

$$N_G = 1,1 (510,63) = 561,69 \text{ KN}$$

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

Niveau terrasse non accessible $Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$

Niveau étage courant $Q_1 = 1,5 \text{ KN/m}^2$

c- Loi de dégression de la surcharge d'exploitation

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. (DTR p16)

$$Q = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$Q = 6,1$$

L'effort doit être majoré de 10%

$$N_Q = 1,1 (17,44 \times 6,1) = 117,02 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 933,81 \text{ KN}$$

d- Détermination de la petite dimension du poteau (a)

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$l_f = 0,7 \times 3,4 = 2,38 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,38 \times \sqrt{12}}{a} = 35 \rightarrow a = \frac{2,975 \times \sqrt{12}}{35} = 0,23$$

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

$$\lambda = \frac{238 \times \sqrt{12}}{30} = 27,48$$

e- calcul de la grande dimension du poteau (b)

$$\alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2 \left(\frac{27,48}{35}\right)^2)} = 0,756$$

$$N_u \leq 0,756 \left(\frac{28(b-2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,21 \times b \times 400}{1,15 \times 10} \right)$$

$$b \geq 22,63 \text{ cm} \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

On adopte de poteaux de rive de section carrée : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

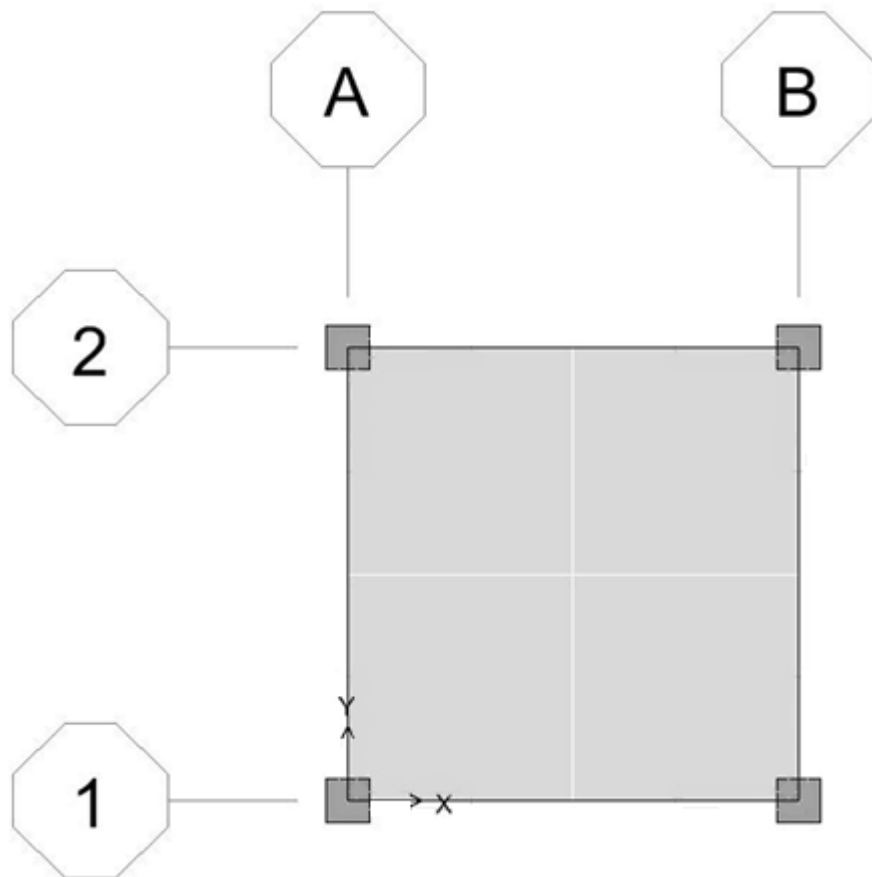
BLOC: Minaret

Figure II.13: vue en plan Bloc Minaret.

1- Les poutres

Avec:

On a: $L_{max} = 4m$

$$400 / 15 \leq h \leq 400 / 10 \rightarrow 26,66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

Alors on prend: $h = 40 \text{ cm}$

$$0,4 d \leq b \leq 0,8 d \text{ avec } d = 0,9 \times h \rightarrow d = 36 \text{ cm}$$

$$14,4 \text{ cm} \leq b \leq 28,8 \text{ cm}$$

Alors on prend : $b = 30 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 / version 2003 p69:

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$h/b < 4 \rightarrow 40 / 30 = 1,33 < 4 \rightarrow$ Condition Vérifiée.

On adopte une section de (30×40) cm² pour les **poutres**.

2- Dalles pleines

- dalles portant sur quatre cotés: $\frac{I_x}{I_y} \geq 0,4 \rightarrow \frac{I_x}{45} \leq e_0 \leq \frac{I_x}{40}$

avec $I_x \leq I_y$

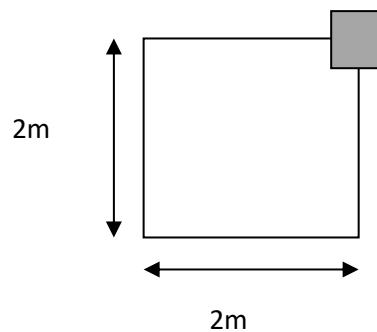
$$\frac{I_x}{I_y} = \frac{400}{400} = 1 > 0,4 \rightarrow \frac{400}{45} \leq e_0 \leq \frac{400}{40} \rightarrow 8,88 \leq e_0 \leq 10$$

ep doit être au moins égale a 12cm isolation acoustique (d'après RPA 99 version 2003).

On adopte une épaisseur de 15 cm pour les dalles pleine.

3- Les poteaux

La surface offrant à ce poteau est :



$$S = 2 \times 2 = 4 \text{ m}^2$$

a- Les efforts de compression due aux charges permanentes

Plancher terrasse G0.S = $7,51 \times 4 = 30,04$ KN

Plancher étage courant... .. n.G1.S = $7 \times 6,23 \times 4 = 174,44$ KN

$$G_{\text{totale}} = 30,04 + 174,44 = 204,48 \text{ KN}$$

L'effort doit être majoré de 10%

$$N_G = 1,1 (204,48) = 224,92 \text{ KN}$$

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

Loi de dégression de la surcharge d'exploitation:

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. (DTR p16)

$$Q = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_i^n Q_n$$

$$Q = Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$Q = Q_0 + 0,71(1 + 1 + 1 + 1 + 1 + 4 + 4)$$

$$Q = 13,23$$

L'effort doit être majoré de 10%

$$N_Q = 1,1 (13,23 \times 4) = 58,212 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 386,91 \text{ KN}$$

c- Détermination de la petite dimension du poteau (a)

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$l_f = 0,7 \times 3,4 = 2,38 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,38 \times \sqrt{12}}{a} = 35 \rightarrow a = \frac{2,38 \times \sqrt{12}}{35} = 0,23 \text{ cm}$$

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

$$\lambda = \frac{238 \times \sqrt{12}}{30} = 27,48$$

d- calcul de la grande dimension du poteau (b)

$$\alpha = \frac{0,85}{\left(1 + 0,2 \left(\frac{27,48}{35}\right)^2\right)} = 0,756$$

$$N_u \leq 0,756 \left(\frac{28(b-2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,21 \times b \times 400}{1,15 \times 10} \right)$$

$$b \geq 21,72 \text{ cm} \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

On adopte un poteau de section carrée: $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

4- Les Voiles

4.1- Pré-dimensionnement

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale 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.

Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $a \geq \max[h_e/12 ; 15\text{cm}]$

Pour les voiles avec un seul about sur un poteau : $a \geq \max[h_e/22 ; 15\text{cm}]$

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

Avec a : épaisseur du voile h_e : hauteur libre du poteau

Pour le voile périphérique $e \geq 15 \text{ cm}$

Récapitulatif :**BLOC A**

- Poutres principales: $(35 \times 50)\text{cm}^2$
- Poutres secondaires : $(30 \times 40)\text{cm}^2$
- La charge permanente du plancher terrasse : $G = 6,96\text{KN/m}^2$.
- La charge permanente du plancher étage courant $G = 5,68\text{KN/m}^2$.
- Plancher à corps creux $(20 + 5)$
- $\left\{ \begin{array}{l} 20\text{ cm épaisseur de la dalle encorps creux} \\ 5\text{ cm épaisseur de la dalle de compression} \end{array} \right.$
- Dalle pleine : $e_p = 15\text{cm}$; $e_p = 25\text{cm}$
- La charge permanente du plancher terrasse : $G = 7,51\text{KN/m}^2$
- La charge permanente du plancher étage courant : $G = 6,23\text{KN/m}^2$
- Poteaux 1 (circulaire): $D = 30\text{cm}$
- Poteaux 2: $(35 \times 40)\text{cm}^2$
- Poteaux 3 : $(35 \times 35)\text{cm}^2$
- La charge d'exploitation de la Terrasse $Q = 1\text{KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation d'étage courant $Q = 5\text{KN/m}^2$.

BLOC B

- Poutres principales: $(35 \times 50) \text{cm}^2$
- Poutres secondaires : $(30 \times 40) \text{cm}^2$
 - Plancher à corps creux (20 + 5)
 - $\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm épaisseur de la dalle encorps creux} \\ 5 \text{ cm épaisseur de la dalle de compression} \end{array} \right.$
 - La charge permanente du plancher terrasse : $G = 6,96 \text{KN/m}^2$.
 - La charge permanente du plancher étage courant $G = 5,68 \text{KN/m}^2$.
- Poteaux 1 (circulaire): $D = 35 \text{cm}$
- Poteaux 2: $(35 \times 40) \text{cm}^2$
- Poteaux 3 : $(35 \times 35) \text{cm}^2$
- La charge d'exploitation de la Terrasse $Q = 1 \text{KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation d'étage courant $Q = 5 \text{KN/m}^2$.

BLOC C

- Poutres principales: $(30 \times 40)\text{cm}^2$
- Poutres secondaires : $(30 \times 30)\text{cm}^2$
 - Plancher à corps creux (16 + 4)
- $\left\{ \begin{array}{l} 16\text{ cm épaisseur de la dalle encorps creux} \\ 4\text{ cm épaisseur de la dalle de compression} \end{array} \right.$
- La charge permanente du plancher terrasse: $G = 6,56\text{KN/m}^2$.
- La charge permanente du plancher étage courant $G = 5,68\text{KN/m}^2$.
- Poteaux : $(30 \times 30)\text{cm}^2$
- La charge d'exploitation de la Terrasse $Q = 1\text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation d'étage courant $Q = 1,5\text{ KN/m}^2$.

BLOC Minaret

- Poutres : $(30 \times 40)\text{cm}^2$
- Epaisseur dalle pleine : **15 cm**
- La charge permanente du plancher terrasse: **$G = 7,51 \text{ KN/m}^2$** .
- La charge permanente du plancher étage courant **$G = 6,23 \text{ KN/m}^2$** .

- Poteaux : $(30 \times 30)\text{cm}^2$
- La charge d'exploitation de la Terrasse **$Q = 4 \text{ KN/m}^2$** .
- La charge d'exploitation du sous-sol **$Q = 4 \text{ KN/m}^2$** .
- La charge d'exploitation du RDC **$Q = 4 \text{ KN/m}^2$** .
- La charge d'exploitation de l'étage courant **$Q = 1 \text{ KN/m}^2$** .

Chapitre III

Pré-dimensionnement des éléments non structuraux

1- Introduction

Les éléments non structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leur distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations d'autres origines.

2- Acrotère

2.1- définition

L'acrotère est un élément placé aux extrémités supérieures des édifices, ayant pour rôle d'éviter la pénétration des eaux pluviales, constitue un appui pour l'étanchéité et assure la sécurité au niveau de la terrasse.

Elle sera calculée comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible. L'étude sera faite sur une bande de 1,00ml. L'acrotère sera calculée à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à :

$$Q = 1,0 \text{ KN/m}^2.$$

La fissuration est prise comme étant préjudiciable (élément exposée à l'intempérie).

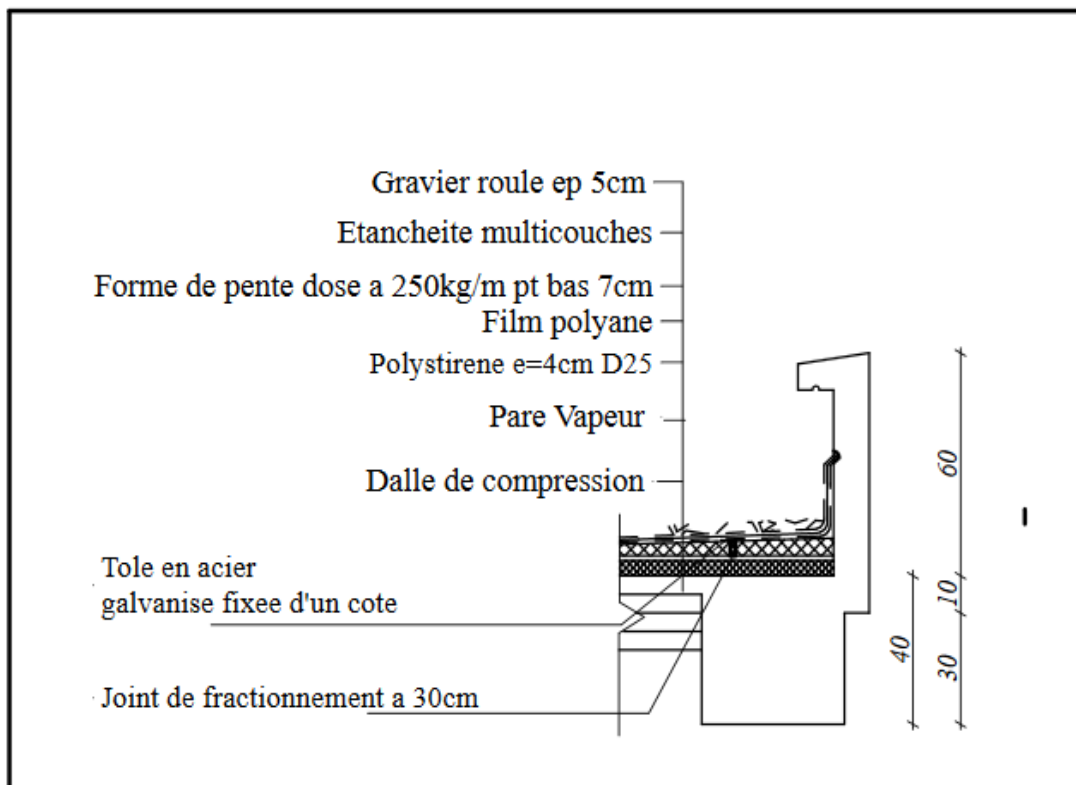


Figure III.1: Acrotère

2.2-dimensions

- Hauteur $h = 60\text{cm}$
- Epaisseur $e_p = 10\text{cm}$

2.3- Calcul des efforts**2.3.1- Poids propre**

$$S = \left[\frac{0,2(0,08 + 0,1)}{2} + 0,1 \times 0,5 \right] = 0,068\text{m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,069 \times 25 = 1,7\text{KN/ml}$$

$$G = 1,7 \text{ KN/ml}$$

2.3.2- Surcharge

La surcharge est principalement due à l'application de la main courante

$$Q = 1,00\text{KN/m}$$

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,7 = 2,295\text{KN}$$

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

La section d'encastrement sera sollicitée en flexion composée.

2.3.3- Enrobage : Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $c = c' = 2 \text{ cm}$

2.3.4- L'excentricité: C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,295} = 0,392\text{m}$$

$$e_p/2 = 0,10/2 = 0,05 \text{ m} = 5 \text{ cm} < 38 \text{ cm}$$

e_p : l'épaisseur de l'acrotère. Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

2.4- Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,295 \left(0,392 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,968\text{KN. m}$$

$$(d - C')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81C')f_{bc} \times b \times h$$

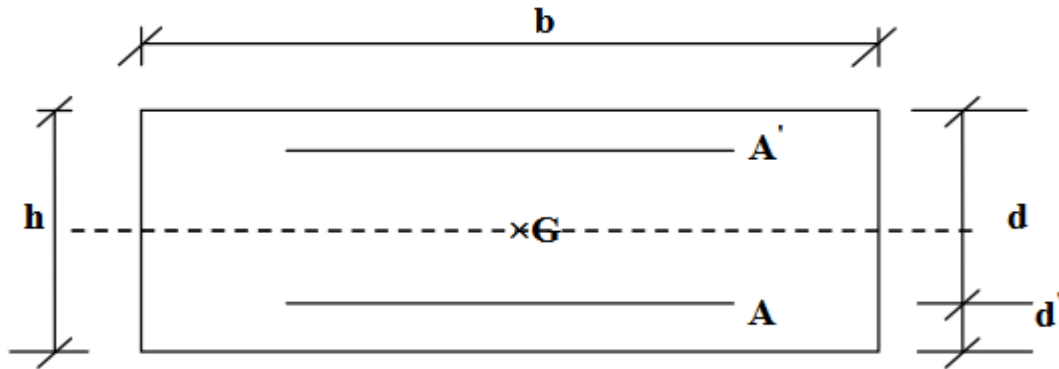


Figure III.2: section de calcul d'acrotère

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : Largeur de la section: 100 cm

c et c': Enrobage 2 cm

d: la hauteur utile ; $d = 0,9h = 9\text{cm}$

f_{bc} : contrainte du compression de béton

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa (B. A. E. L 91 révisée 99. p25)}$$

$$(d - C')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,295 - 0,96 = -0,7993 \text{ kN. M}$$

$$(0,337h - 0,81C')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,8 \text{ kN. m}$$

$$-0,7993 \text{ kN. M} < 24,8 \text{ kN. m}$$

Donc : la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

2.5- Calcul du ferrailage E.L.U.R

2.5.1- Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$M_u = 0,968 \text{ kN. m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,968 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,166} = 0,00843$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,67; \text{ avec: } \delta_{sl} = \frac{f_e}{E. \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,67(1 - 0,4 \times 0,67) = 0,392$$

$$\mu = 0,0084 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,00843 \rightarrow \beta = 0,995$$

2.5.2- Calcul de la section d'armatures en

a. Flexion simple

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,968 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b. Flexion composée

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,295 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,244 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

2.6- Les armatures principales

$$N_{ser} = N_G = 1,7 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,7} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9ht = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

$$A_{s \min} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{min}) = \max(0,31; 0,244; 1,01) = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: 5T10 ; $A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

2.7- Les armatures de répartitions

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

On adopte: 5T8 ; $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

2.8- Vérification des contraintes (E.L.S.)

a- Moment de service

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,7 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,646 \text{ kN.m}$$

b- Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d-y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 58,95y - 530,55 = 0 \rightarrow y = 5,44 \text{ cm}$$

Avec: $\eta = 15$; c'est le coefficient d'équivalence acier -béton

c- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 5,44^3}{3} + (15 \times 3,93 \times (9 - 5,44)^2) = 6113,4 \text{ cm}^4$$

2.9- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_b

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{646}{6113,4} \times 5,44 = 0,574 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,574 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2.10- Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st}

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(23f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}); \text{Fissuration préjudiciable (BAEL91 R99 P32)}$$

Avec: η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{646}{6113,4} \times (9 - 5,44) = 5,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 5,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2.11- Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}); \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa (BAEL91.Art.A.5.5.2)}$$

$\tau_u = 0,017\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

2.12- Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après le R.P.A.99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

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

Avec:

A: Coefficient d'accélération de zone I ($A=0,12$)

C_p: Facteur de force horizontale $C_p=0,8$

Poids propre de l'acrotère $W_p=1,73\text{kN}$

F_p: Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,12 \times 1,73 = 0,66\text{kN} < 1,5Q = 1,5\text{kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

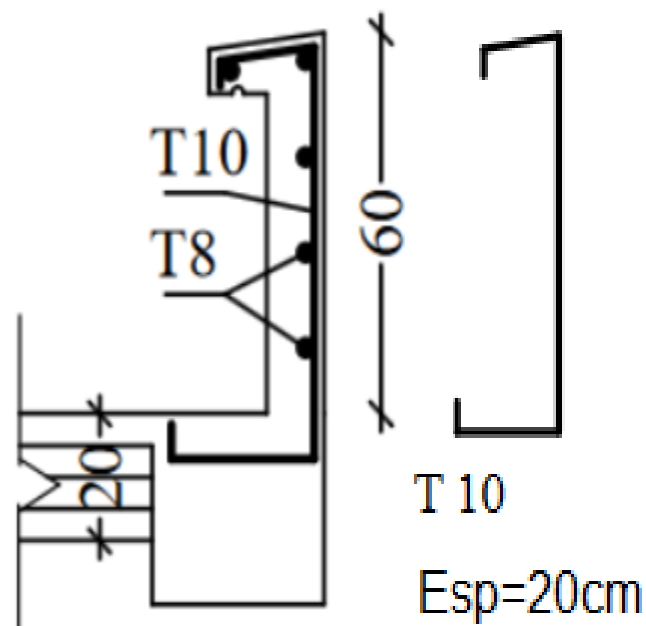


Figure III.3: Ferrailage de l'acrotère

3- Les balcons

3.1- Définition

Le balcon est un élément décoratif dans les bâtiments à usage d'habitation. Il est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres. Les balcons sont calculés comme des consoles encastrées à la flexion simple, sous l'effet de la sollicitation (G et Q).

3.2- Dimensions de la dalle pleine

Largeur : 1,00 m

Epaisseur : 15cm

Hauteur du mur : 4,25m

3.3- descente des charges :

3.3.1- La charge répartie :

La charge permanente : $G = 6,23\text{KN/m}^2$

La charge d'exploitation : $Q = 3,5\text{KN/m}^2$

3.3.2- La charge concentrée (mur extérieur) :

$P = 2,81\text{KN/m}^2$

3.4- Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1 mètre linéaire.

E.L.U : $Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 13,66\text{KN/ml}$

$P_u = (1,35 \times P \times h) \times 1\text{ml} = 16,12 \text{ KN}$

E.L.S: $Q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1\text{ml} = 9,73 \text{ KN/ml}$

$P_{\text{ser}} = (P \times h) \times 1\text{ml} = 11,94\text{KN}$

Remarque: nos calculs seront basés sur le cas des chargements les plus défavorables.

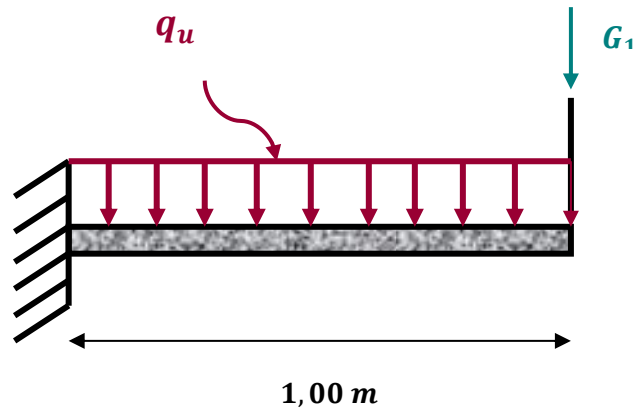


Figure III.4: schéma chargement des consoles

3.4.1- Calcul des sollicitations

$$T_{\max} = R_A = Q_u \cdot L + P_u = 29,78 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = \frac{Q_u L^2}{2} + P_u \cdot L = 22,95 \text{ KN.m}$$

3.4.2- Ferrailage

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple:

$$b = 100\text{cm}; h = 15\text{cm}; d = 13,5\text{cm}; \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}; \sigma_{bc} = 14,17\text{Mpa};$$

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

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{22,25 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,086 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Section d'armature:

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,112$$

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

$$\text{On a : } \beta = 0,984$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{22,25 \times 10^3}{0,9854 \times 13,5 \times 348} = 4,98\text{cm}^2$$

On adopte : T12/ml (soit 7,92 cm²/ml)

3.4.3- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.4.4- Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte : 7T10/ml (soit 5,50 cm²/ml)

3.4.5-Calcul de l'espacement:

$$St = \min(1,5d ; 40\text{cm}) = \min(20,25\text{cm} ; 40\text{cm}) = 20,25\text{cm}$$

On prend St = 15cm

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{29,78 \times 10^{-3}}{100 \times 13,5} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.5- Vérifications à l'ELS

3.5.1- Moment d'encastrement

$$M_{\text{ser max}} = \frac{Q_{\text{ser}} L^2}{2} + P_{\text{ser}} L = 16,8 \text{ KN.m}$$

3.5.2- Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 118,8y - 1603,8 = 0 \rightarrow y = 4,59\text{cm}$$

3.5.3- Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = 4042,91$$

$$I = \frac{100 \times 4,95^3}{3} + (15 \times 7,92)(13,5 - 4,95)^2 = 12727,487 \text{ cm}^4$$

3.5.4- Contrainte du béton σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{16,8 \times 10^3}{12727,487} \times 4,59 = 6,05 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,05 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.6- Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} F_1 = \frac{QL^4}{8EI}; \text{ flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{PL^3}{3EI}; \text{ flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

- **Détermination du centre de gravité**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h) \times \frac{h}{2} + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15) \times \frac{15}{2} + (15 \times 7,92 \times 13,5)}{(100 \times 15) + (15 \times 7,92)}$$

$$Y_G = 7,94 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,94 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 7,06 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta \cdot A_s (d - y_G)^2$$

$$I = 32087,92 \text{ cm}^4$$

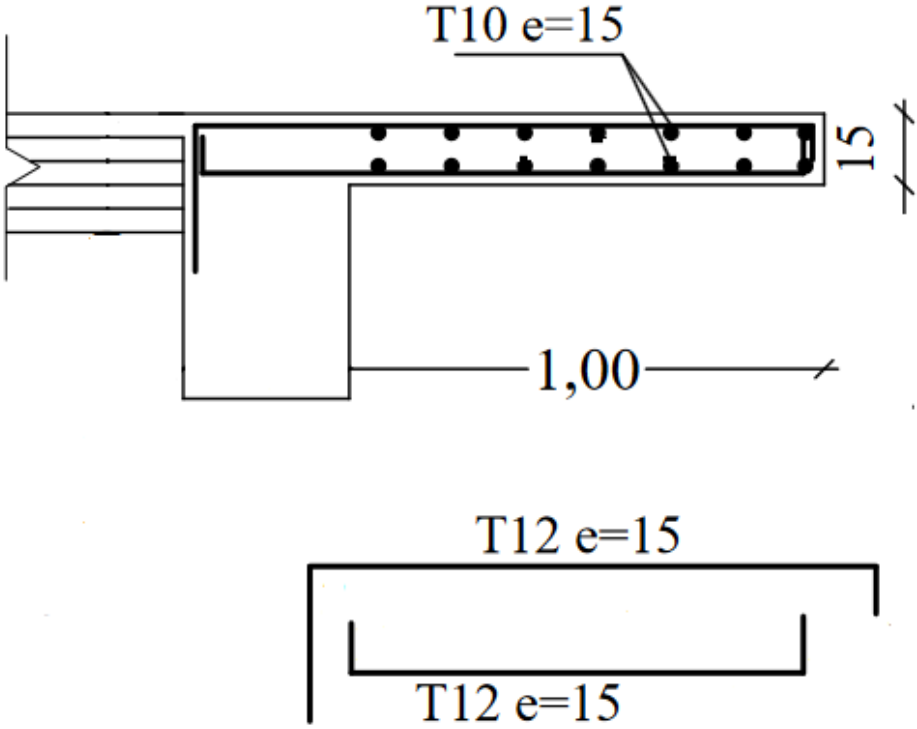
- **Calcul de la flèche**

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{Q_{ser} \cdot L}{8} + \frac{P_{ser}}{3} \right] = \frac{1^3}{32164,2 \times 32087,92 \times 10^{-8}} \left[\frac{9,73 \times 10^{-3} \times 1}{8} + \frac{11,94 \times 10^{-1}}{3} \right]$$

$$F = 0,038 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{100}{250} = 0,4 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,038 \text{ cm} < F_{adm} = 0,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$



Ferraillage de la dalle pleine

Figure III.5 : schéma du ferraillage du balcon.

4- Les coupoles

4.1- Introduction

Les coupoles sont des coques destinées à couvrir un espace de forme la plupart du temps circulaire, mais aussi polygonal ou de toute autre forme. Selon sa flèche, la coupole est surbaissée, en plein cintre ou surhaussée.

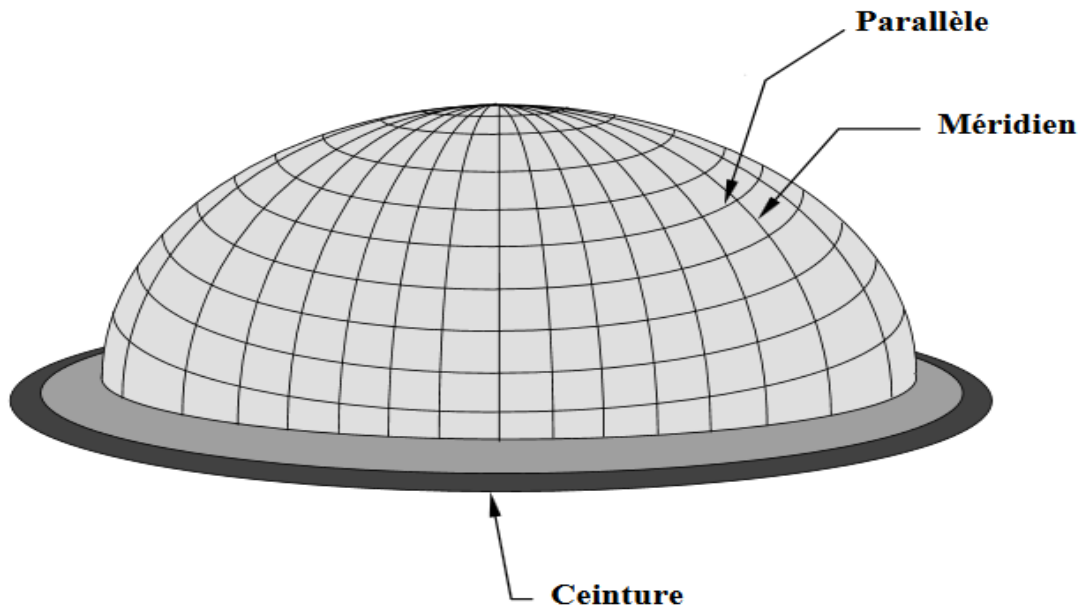
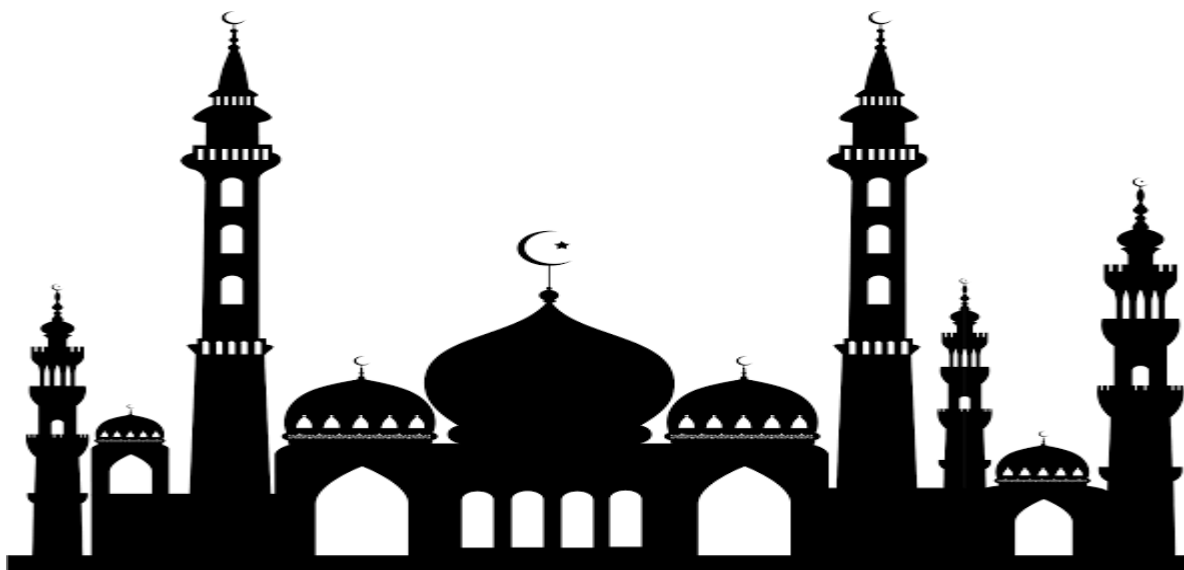


Figure III.6: coupole.

Les coupoles ne sont soumises qu'à des charges verticales uniformément réparties. Elles sont considérées comme infiniment minces, les efforts internes se réduisent alors à un effort de compression suivant les méridiens et un effort de traction suivant les parallèles. (H.HASSIS : Cours de PLAQUE ET COQUE 2007).



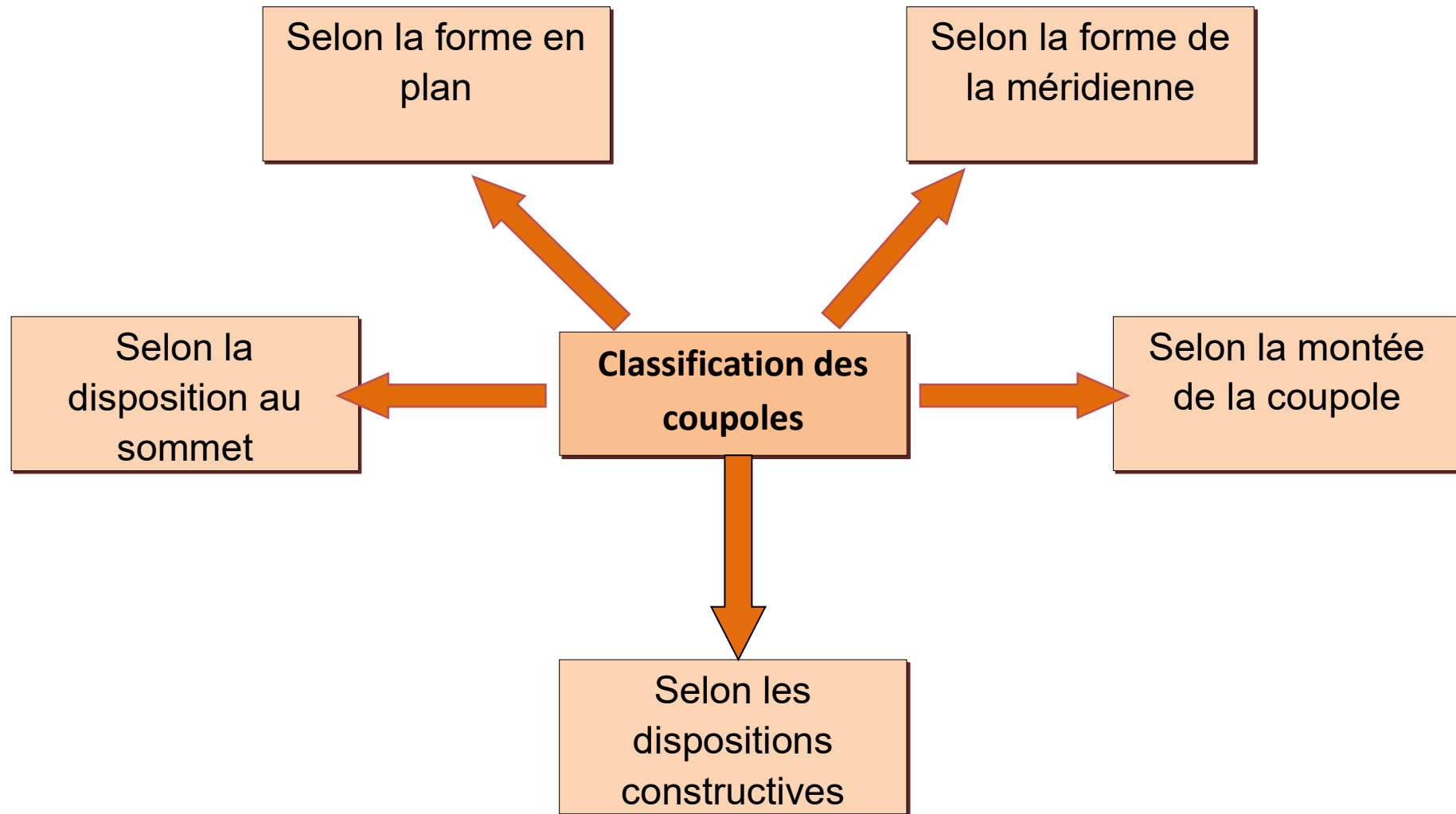


Figure III.7: diagramme classification des coupoles

4.2- Classification des coupoles

Classification Selon la forme en plan

Sur un plan elliptique



Sur un plan polygonal



Sur un plan circulaire



Classification selon la forme de la méridienne

Ogive.



Elliptique.



Conique.



Parabolique.



Circulaire.



Classification selon la disposition au sommet

Fermée.

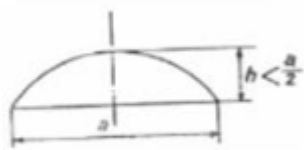


Ouverte.

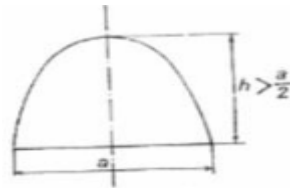


Classification Selon la montée de la coupole

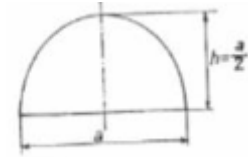
Surbaissée.



Surhaussée.

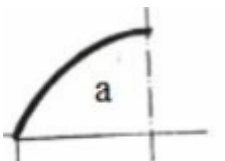


En plein cintre.

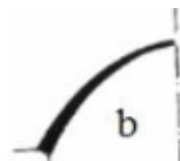


Classification Selon les dispositions constructives

Coupole d'épaisseur constante.



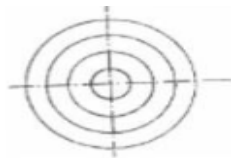
Coupole d'épaisseur variable.



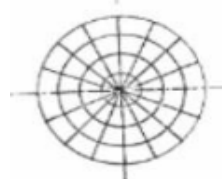
Coupole à nervures méridiennes.



Coupole à nervures parallèles.



Coupole à nervures orthogonales.



Remarque :

La coupole est réalisée dans une dalle pleine.

4.3- Hypothèses

Charges appliquées sur la coupole sont des charges verticales uniformément réparties (action du vent négligeable) \Rightarrow la ligne de pression est confondue avec la ligne moyenne. Les coupoles sont considérées comme infiniment minces \Rightarrow pas de moments de flexion et les efforts internes sont des efforts (de traction ou de compression) pour les parallèles et des efforts (de traction ou de compression) pour les méridiens (Henry THONIER : Conception et calcul des structures de bâtiment : T1 à T6 Deuxième Edition).

4.4- Etude théorique

Considérons un élément de la coque découpé par deux méridiens et deux parallèles adjacents.

En désignant par :

N_φ : Effort suivant les méridiens.

N_θ : Effort suivant les parallèles.

φ : La coordonnée angulaire courante.

θ : L'angle entre deux méridiens.

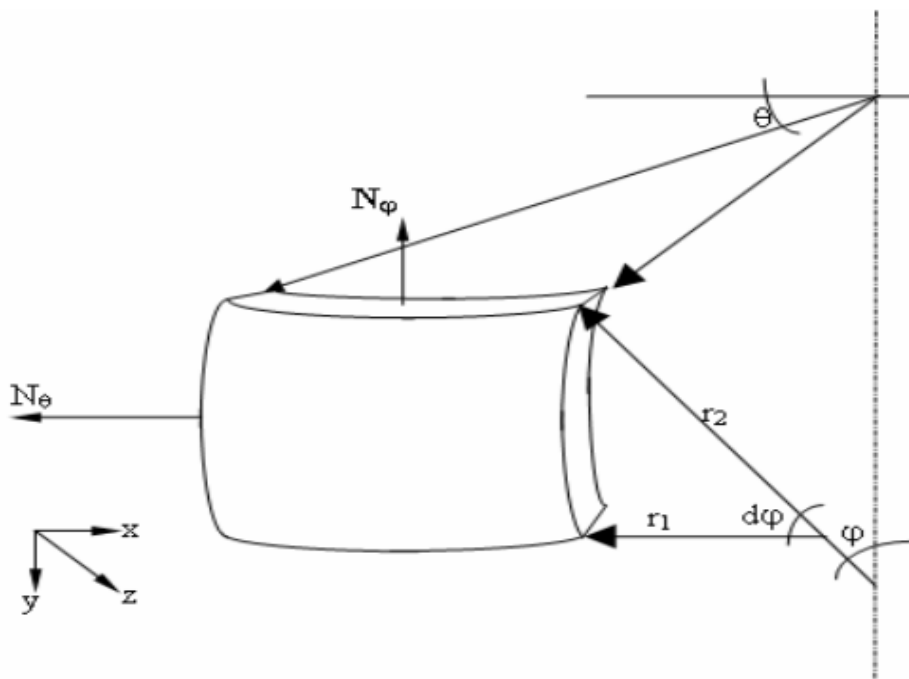


Figure III.8: Efforts dans une coque soumise à des charges verticales uniformément réparties

- **Le diamètre de base « D »** : il représente la travée de la coupole, et il indique l'ouverture juste en haut des éléments porteurs avec : $D = 2a$ (a est le rayon de la courbure)
- **L'épaisseur « e »** : dans le cas courant, la minimum épaisseur de la coupole varie de 6 à 8 cm. Ça dépend des charges appliquées, fissuration, critère de feu, etc.

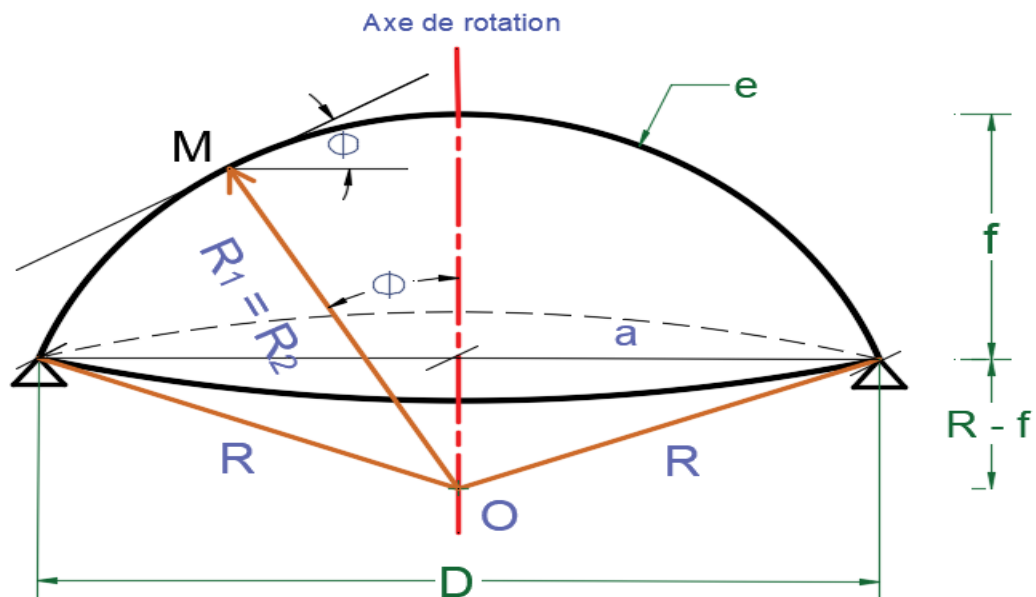


Figure III.9: Géométrie de la coupole

- **La flèche « f »** : dans la plupart des cas, la valeur de la flèche est donnée, mais on peut l'estimer par : $f \geq \frac{D}{10}$.
- **Le rayon « R₁ »** : c'est le rayon de l'arc dans le sens méridien.
- **Le rayon « R₂ »** : c'est la distance du point O jusqu'à la tangente en M. Pour les coupoles sphériques, on a toujours $R_1 = R_2$. (Signe positif)
- **L'angle d'inclinaison « Φ »** : c'est l'angle d'inclinaison de la tangente au point M avec l'horizontale et qui est égale à l'angle partant de l'axe de rotation vers M.
- **Le rayon de courbure « R »** : est la distance jusqu'au le centre de la sphère.
- **La surface « S »** : est la superficie résultante de la rotation de l'arc autour de l'axe.
- **Le volume « V »** : c'est le volume résultant de la rotation d'une superficie autour de l'axe.

Equation d'équilibre suivant la direction y :

L'équilibre des Forces agissant sur les côtés supérieur et inférieur de la surface élémentaire donne :

$$\frac{d}{d\varphi} (r_0 N_\varphi) + P_y r_0 r_1 - N_\theta r_1 \cos\varphi = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Equation d'équilibre suivant la direction z :

$$N_\theta r_1 \sin\varphi + N_\varphi r_0 + P_z r_0 r_1 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Les deux équations (1) et (2) permettent de déterminer les efforts N_φ et N_θ

Connaissant r_0 et r_1 et les composantes P_y et P_z de la force extérieure

En divisant (2) par $r_0 r_1$ on a : (avec $r_2 = \frac{r_0}{\sin\varphi}$) on trouve :

$$\frac{N_\varphi}{r_1} + \frac{N_\theta}{r_2} = -P_z \dots \dots \dots (3)$$

Soit R_t la résultante totale de la charge surfacique agissant suivant la verticale sur une portion de coupole située au-dessus d'une parallèle définie par l'angle ϕ .

L'équilibre global de cette portion de coupole nous fournit l'équation :

$$R_t + 2 \pi r_0 N_\varphi \sin\varphi = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Soit p le poids propre par mètre carré de coupole on a:

$$R_t = 2 \pi \int_0^\varphi a^2 P \sin\varphi d\varphi$$

Pour une coupole sphérique complète d'épaisseur constante on a :

$$r_1 = r_2 = a$$

$$r_0 = a \sin\varphi$$

$$\text{Avec } a : \text{ le rayon de la sphère } \Rightarrow R_t = 2 \pi a^2 P (1 - \cos\varphi)$$

Donc Les équations (3) et (4) donnent :

$$N_\varphi = -\frac{a \cdot P}{1 + \cos\varphi}$$

$$N_\theta = a \cdot P \left[\frac{1}{1 + \cos\varphi} - \cos\varphi \right]$$

Le signe (-) devant N_φ indique une compression : Les méridiens sont toujours comprimés, alors que les parallèles ne sont comprimées qu'aux petits angles φ .

Pour $\varphi = 0$ (au sommet) : $N_\varphi = -\frac{aP}{2}$ et $N_\theta = -\frac{aP}{2}$

Pour $\varphi = \frac{\pi}{2}$; $N_\varphi = -aP$ et $N_\theta = aP$

N_θ s'annule pour $\cos^2\varphi + \cos^2 - 1 = 0$ c'est à dire pour $\varphi = 51^\circ 50'$.

Soit H la composante horizontale de N_φ : $H = 2\pi r_0 N_\varphi \cos\varphi = 2\pi a^2 P - \frac{\sin\varphi \cos\varphi}{1+\cos\varphi}$

Cette composante est nulle au sommet, aux retombées et elle est maximale pour $\phi = 51,50^\circ$

Pour une unité de longueur de pourtour, on définit H' qui est égale à :

$$H' = \frac{H}{2\pi r_0} = \frac{a \cdot P \cdot \cos\varphi}{1 + \cos\varphi}$$

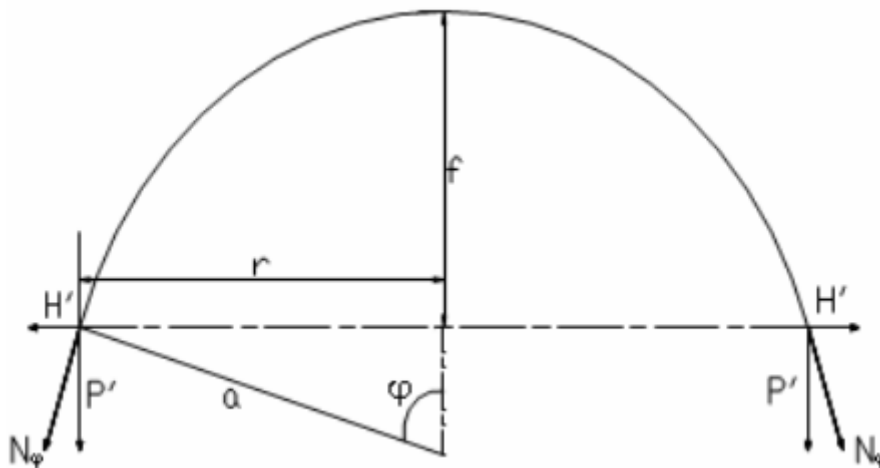


Figure III.10: Modèle de calcul de la coupole.

Posons f la flèche et r la demi corde : $\frac{r^2+f^2}{2f}$ et $\cos\varphi = \frac{r^2-f^2}{r^2+f^2}$

$$H' = \frac{p(r^4 - f^4)}{4fr^2}$$

La traction T dans la ceinture est déterminée par : $T = H' \cdot r = \frac{P(r^4+f^4)}{4fr}$

La section d'acier : $\frac{T}{\sigma_s}$

Appelons P la composante verticale de N_φ : $P = S \cdot P = 2\pi a f P$

Par unité de longueur de pourtour : $P' = \frac{P}{2\pi r} = \frac{P(r^2+f^2)}{2r}$

L'effort de compression méridien vaut : $N_{\varphi} = \sqrt{H'^2 + P'^2}$

Pour éviter le flambement de la structure, il convient de vérifier que la contrainte dans le béton σ_b est inférieure à la contrainte critique σ_{cr} , cette vérification est donnée par la condition suivante :

$$\sigma_{b\varphi} = \frac{N_{\varphi}}{b \cdot e} = \frac{N_{\varphi}}{100 \times e} \leq \sigma_{cr} = \frac{E_{ij} \cdot e \cdot 0,286}{R\sqrt{3(1 - \tau)^2}} ;$$

Avec $\tau = 0,2$ Coefficient de poisson

4.5- Evaluation des charges

L'épaisseur de la coupole :

$$\frac{D}{200} \leq e \leq \frac{D}{150} \rightarrow \frac{635}{200} \leq e \leq \frac{635}{150} \rightarrow 3,175\text{cm} \leq e \leq 4,23\text{cm}$$

Dans notre cas on prend $e = 30 \text{ cm}$; $e \geq 8\text{cm}$

4.5.1- Charges permanentes

Dalle pleine en béton armé ($e=30\text{cm}$)7,5KN/m²

G = 7,5 KN/m²

4.5.2- Charges d'exploitations

On prend une charge d'exploitation de 1KN/m² puisque les coupoles sont des terrasses inaccessibles :

Q = 1KN/m²

4.5.3- Charges pondérées

Le calcul se fait pour une bande de 1 mètre linéaire ;

$$P_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = [(1,35 \times 7,5) + (1,5 \times 1)] \times 1\text{m} = 11,625 \text{ KN/m}$$

$$P_{ser} = (G + Q) \times 1 = (7,5 + 1) \times 1\text{m} = 8,5 \text{ KN/m}$$

La poussée horizontale est nulle vue la forme en demi sphère de la coupole.

4.5.4- Evaluation des sollicitations

a- L'effort suivant le méridien

ELU :

$$N_{\varphi \text{ max}} = -\frac{a \cdot p}{1 + \cos(90)} = -\frac{3,175 \times 11,625}{1} = -36,9 \text{ KN}$$

ELS :

$$N_{\varphi \max} = -\frac{a \cdot p}{1 + \cos(90)} = -\frac{3,175 \times 8,5}{1} = -26,98 \text{ KN}$$

b- L'effort suivant les parallèles

$$N_{\theta \max}(\varphi = 90^\circ) = a \cdot P = 36,9 \text{ KN} \quad ; \text{ Effort de traction.}$$

$$N_{\theta \max}(\varphi = 0) = -\frac{a \cdot P}{2} = -18,45 \text{ KN} \quad ; \text{ Effort de compression,}$$

$$N_{\theta} \text{ s'annule pour } \cos^2 \varphi + \cos \varphi - 1 = 0 \rightarrow \varphi = 51,83$$

4.6- Ferrailage

a- Suivant les méridiens

Pour une section de béton de $B = 0.2\text{m}^2$, on a :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\bar{N}_C}{B} \rightarrow \bar{N}_C = \bar{\sigma}_{bc} \times B = 15 \times 0,2 = 3\text{MN} = 3000\text{KN}$$

$$\bar{N}_C = 3000\text{KN} \gg N_{\varphi} = 36,9\text{KN}$$

Donc il suffit de prévoir une quantité minimale d'acier comprimé : $A_{min} = 0.25$ à $0.35\% B$

$$\text{On prend } A_{min} = 0.25\% B = 7,5 \text{ cm}^2$$

On adopte 7T12 ; $A=7,92 \text{ cm}^2$

b- Suivant les parallèles

Zone1 : $51,83^\circ < \varphi < 90^\circ$

C'est la zone près de la base où N_{θ} sont des efforts traction.

$$A = \frac{N_{\theta \max}}{f_{su}} = \frac{30,39 \times 10^{-3}}{348} = 0,087\text{cm}^2$$

$$A_{min} = B \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,2 \times \frac{2,1}{400} = 0,105\text{cm}^2$$

On adopte 7T14 ; $A=10,78 \text{ cm}^2$ $St=15\text{cm}$.

Zone 2 : $(0^\circ < \varphi < 51.83^\circ)$

C'est la zone loin de la base, où N_θ sont des efforts de Compression.

$$\bar{N}_C = 5000\text{KN} \gg N_\theta = 16,47\text{KN}$$

On adopte 7T12 ; $A=7,92\text{cm}^2$; $St= 15\text{cm}$

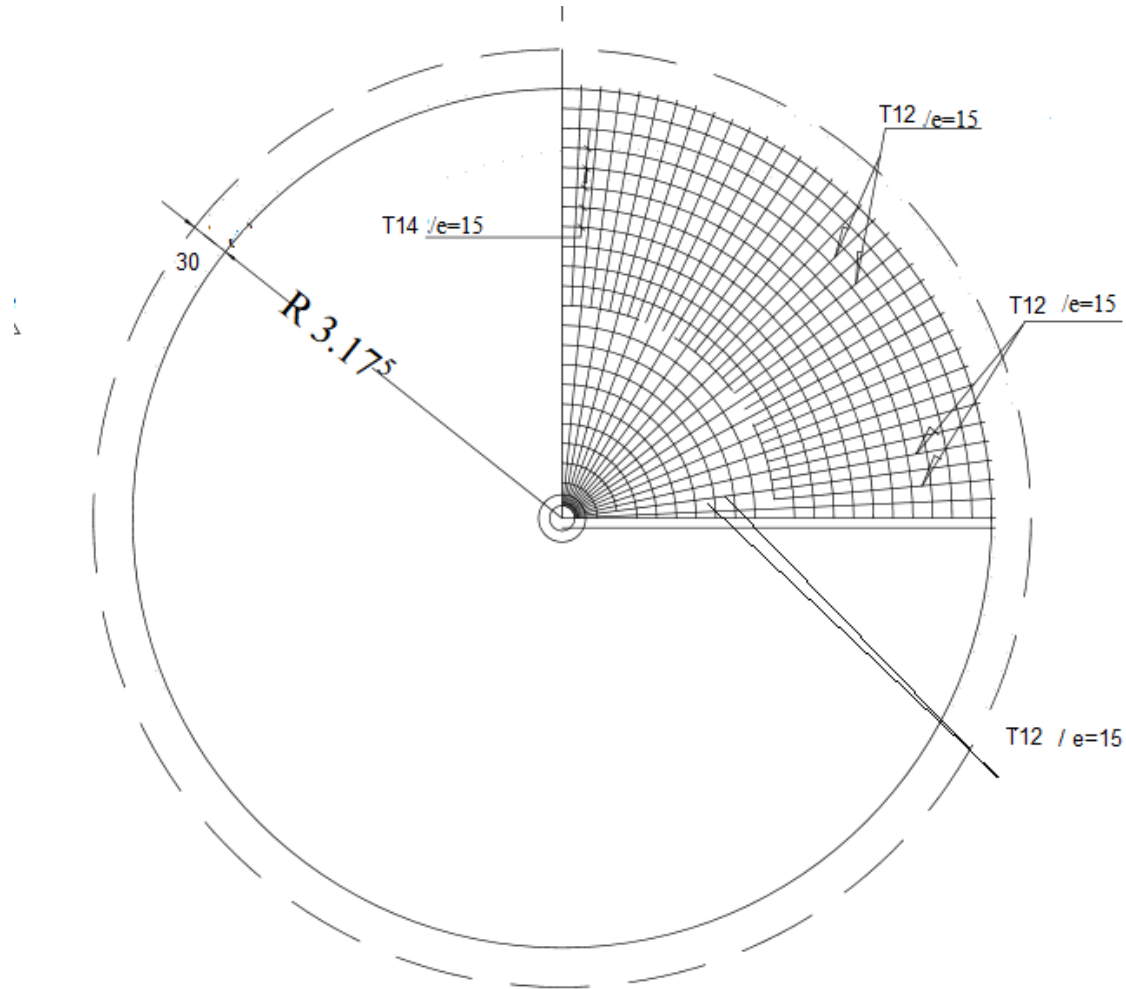


Figure III.11: schéma de ferrailage de la coupole

4.7- Dimensionnement de la Ceinture

On a: $L = 4,98\text{m}$

$$\frac{498}{15} \leq h \leq \frac{498}{10} \rightarrow 33,2 \text{ cm} \leq h \leq 49,8 \text{ cm}$$

- Alors on prend: **$h = 40 \text{ cm}$**

$$0,4 d \leq b \leq 0,8 d \text{ avec } d = 0,9 \times h \rightarrow d = 36 \text{ cm}$$

$$14,4 \text{ cm} \leq b \leq 28,8 \text{ cm}$$

- Alors on prend : **$b = 30 \text{ cm}$**

D'après le **RPA 99 / version 2003 p69**:

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$h/b < 4 \rightarrow 40 / 30 = 1,33 < 4 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

On adopte une section de **$(30 \times 40) \text{ cm}^2$** pour les **poutres principales**.

4.8- Ferrailage

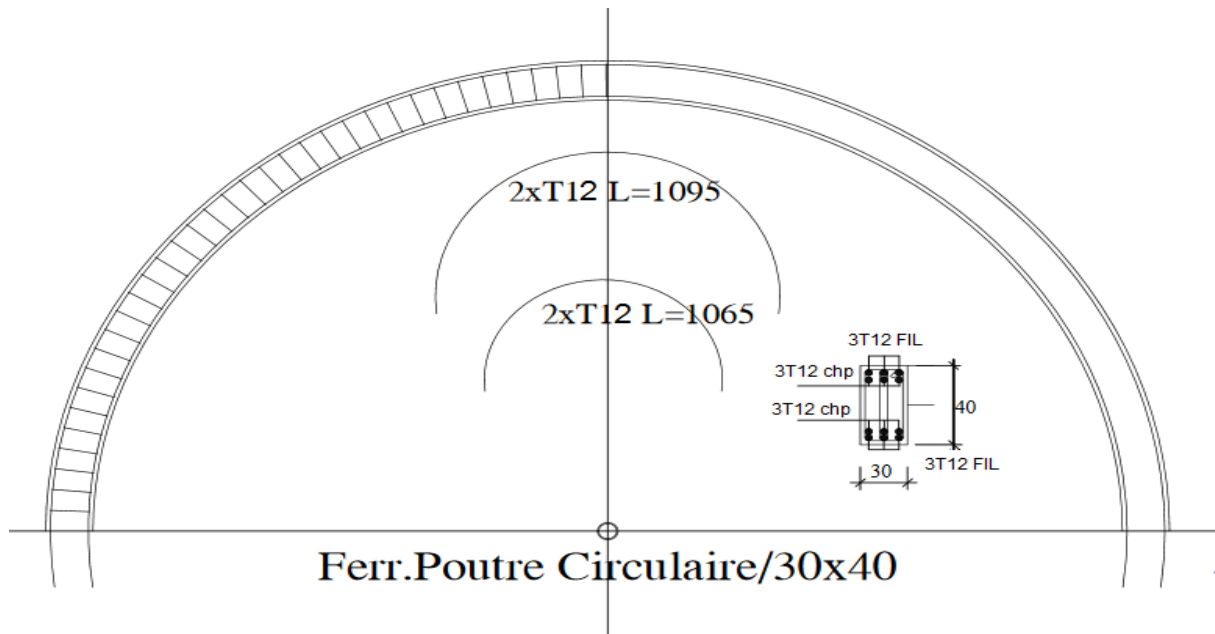
Dans notre cas la ceinture reposant sur une dalle, permet de répartir uniformément la charge due au poids propre de la coupole, en effet l'effort de traction est nul En faite :

$$H' = \frac{H}{2\pi r_0} = \frac{ap \cdot \cos\varphi}{1 + \cos\varphi} = 0 \text{ (car } \varphi = \pi/2)$$

On disposera alors d'une section minimale d'acier en travée et sur appui, leur pourcentage minimal sera de : 0,5% en zone I.

$$0,5\% B = 0,005 \times 1200 = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 3\text{T}12 + 3\text{T}12 \rightarrow A_s = 6,78\text{cm}^2$$



Ferrailage de la poutre circulaire

Figure III.12: schéma de ferrailage de la poutre circulaire.

4.9- l'introduction de la charge de la coupole dans le logiciel ETABS

La charge de la coupole est introduite dans le logiciel ETABS sous la forme d'une poutre polygonale, sur laquelle on applique les charges.

L'aire de la coupole a été divisé en 12 triangles « Meshing » pour charger chaque coté de la poutre polygonale par son poids propre et les charges permanentes et d'exploitations de la coupole.

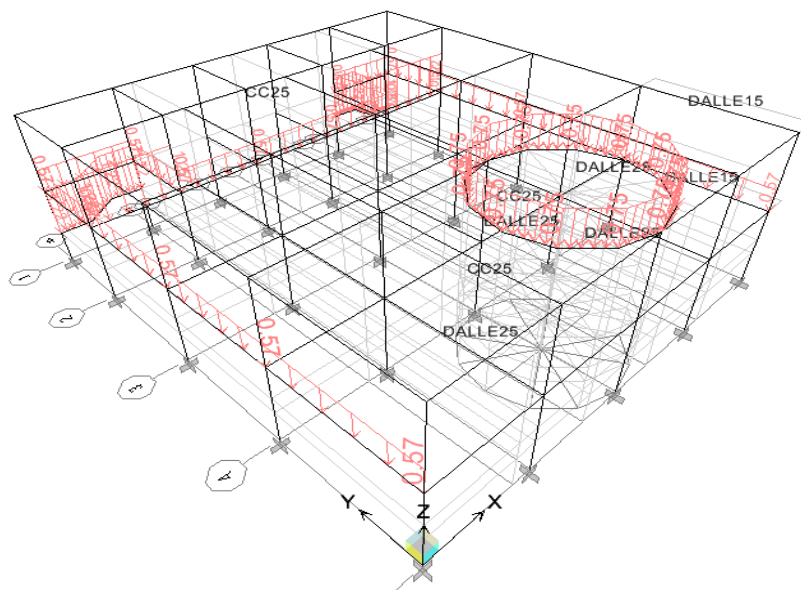


Figure III.13: l'application de la charge de la coupole.

5- Les escaliers

5.1- Définition

Les escaliers sont une succession de marches permettant la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment, un escalier comprend de divers éléments constructifs on cite.

- **La marche :**

Partie horizontale sur laquelle on pose le pied.

- **La contre marche :**

Partie verticale qui forme la face avant de la marche.

- **Le giron « g » :**

Distance horizontale entre deux nez de marches successives mesurés sur la ligne de foulée.

- **La hauteur de marche « h » :**

Distance verticale entre le dessus de deux marches successives.

- **L'emmarchement :**

Longueur d'une marche est donc celle du passage

- **Le jour :**

En projection vide situés à l'intérieur de la cage entre les extrémités intérieures des marches.

- **Le nez de la marche :**

Partie de la marche qui déborde en saillie sur la contre marche.

- **La paillasse :**

Dalle inclinée supportant les escaliers.

- **La volée :**

Ensemble des marche comprises entre deux paliers.

- **Le palier :**

Partie horizontale localisée aux extrémités d'une volée.

- **La ligne de foulée :**

Ligne imaginaire correspond à la trajectoire suivie par une personne se déplaçant dans l'escalier, ces points de départ et d'arrivée sont figurés respectivement par cercle et flèche.

- **L'échappée :**

Hauteur comprise entre les marches et le plafond ne doit jamais être inférieur à 2m en tout point de l'escalier.

- **Dimensionnement des escaliers :**

Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place.

Le calcul des escaliers est basé sur la relation de **BLONDEL**

Bloc A:

1- Type d'escalier

Escalier droit avec trois volées et deux quartiers en palier.

2- Caractéristiques techniques

Hauteur de l'étage : $h_e = 4,25\text{m}$ (RDC + étage courants).

Pour déterminer les dimensions des marches « g » et des contremarches « h », on utilise la formule de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59 \leq 2h + g \leq 0.66 \text{ m.} \rightarrow (1). \quad \text{« Pour une volée d'escalier »}$$

$$\text{Avec :} \begin{cases} h = \text{hauteur de la marche.} \\ g = \text{longueur de la marche.} \end{cases}$$

On prend : $2h + g = 64\text{cm}$.

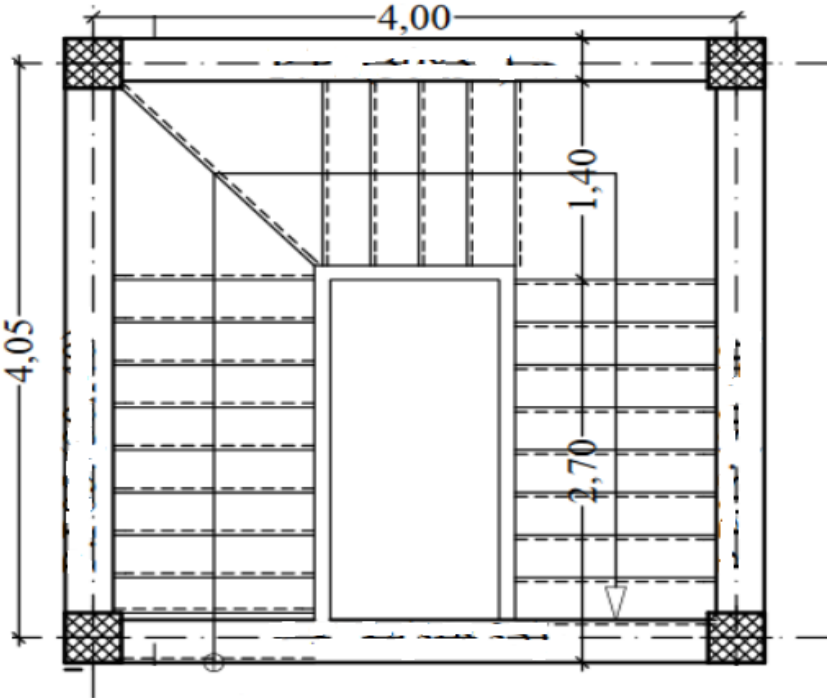


Figure III.14: vue en plan de l'escalier Bloc A

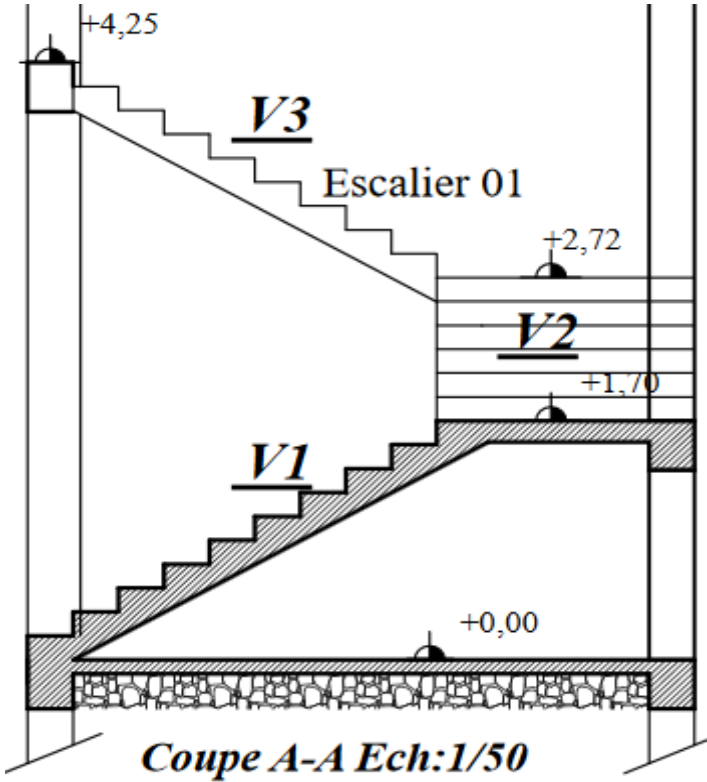


Figure III.15: vue en élévation de l'escalier Bloc A

3- Dimensionnement

Tableau III.1 : Les dimensions de l'escalier bloc A

Bloc A	Dimensions									
	L (m)	H (m)	E (m)	n	n-1	h (cm)	g (cm)	α	e_v (cm)	e_p (cm)
Volée 01	2,70	1,70	1,25	10	9	17	30	29,53	15	17
Volée 02	1,20	1,02	1,40	6	5	17	30	29,53	15	17
Volée 03	2,40	1,53	1,25	9	8	17	30	29,53	15	17

4- Descente des charges

4.1- Volée

Tableau III.2 : descente des charges de la volée

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20	0,4
02	Mortier de ciment horizontal	0,02	20	0,4
03	Lit de sable	0,02	18	0,36
04	Revêtement en carrelage vertical	0,02× h/g	20	0,23
05	Mortier de ciment vertical	0,02× h/g	20	0,23
06	Poids propre de la paillasse	0,015× h/g	25	4,31
07	Poids propre de la marche	17/2	22	1,87
08	Enduit en plâtre	0,02/cos α	0,1	0,23
09	Garde corps	*****	*****	0,1
Poids propre ; $G_1 = 8,13 \text{ KN/m}^2$		Surcharge d'exploitation ; $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$		

4.2- Palier

Tableau III.3 : descente des charges du palier

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
02	Mortier de ciment	0,02	20	0,4
03	Lit de sable	0,02	18	0,36
04	Poids propre du palier	0,017	25	4,25
05	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Poids propre ; $G_1 = 5,61 \text{ KN/m}^2$		Surcharge d'exploitation ; $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$		

4.3- Ferrailage des escaliers

Le calcul se fait pour une bande de 1 mètre linéaire.

Volée :

$$\text{ELU: } Q_u \text{ volée} = (1,35 \times 8,13 + 1,5 \times 3,5) \times 1\text{m} = 16,23 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } Q_s \text{ volée} = (8,13 + 3,5) \times 1\text{m} = 11,63 \text{ KN/ml}$$

Palier :

$$\text{ELU: } Q_u \text{ palier} = (1,35 \times 5,61 + 1,5 \times 3,5) \times 1\text{m} = 12,82 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } Q_s \text{ palier} = (5,61 + 3,5) \times 1\text{m} = 9,11 \text{ KN/ml}$$

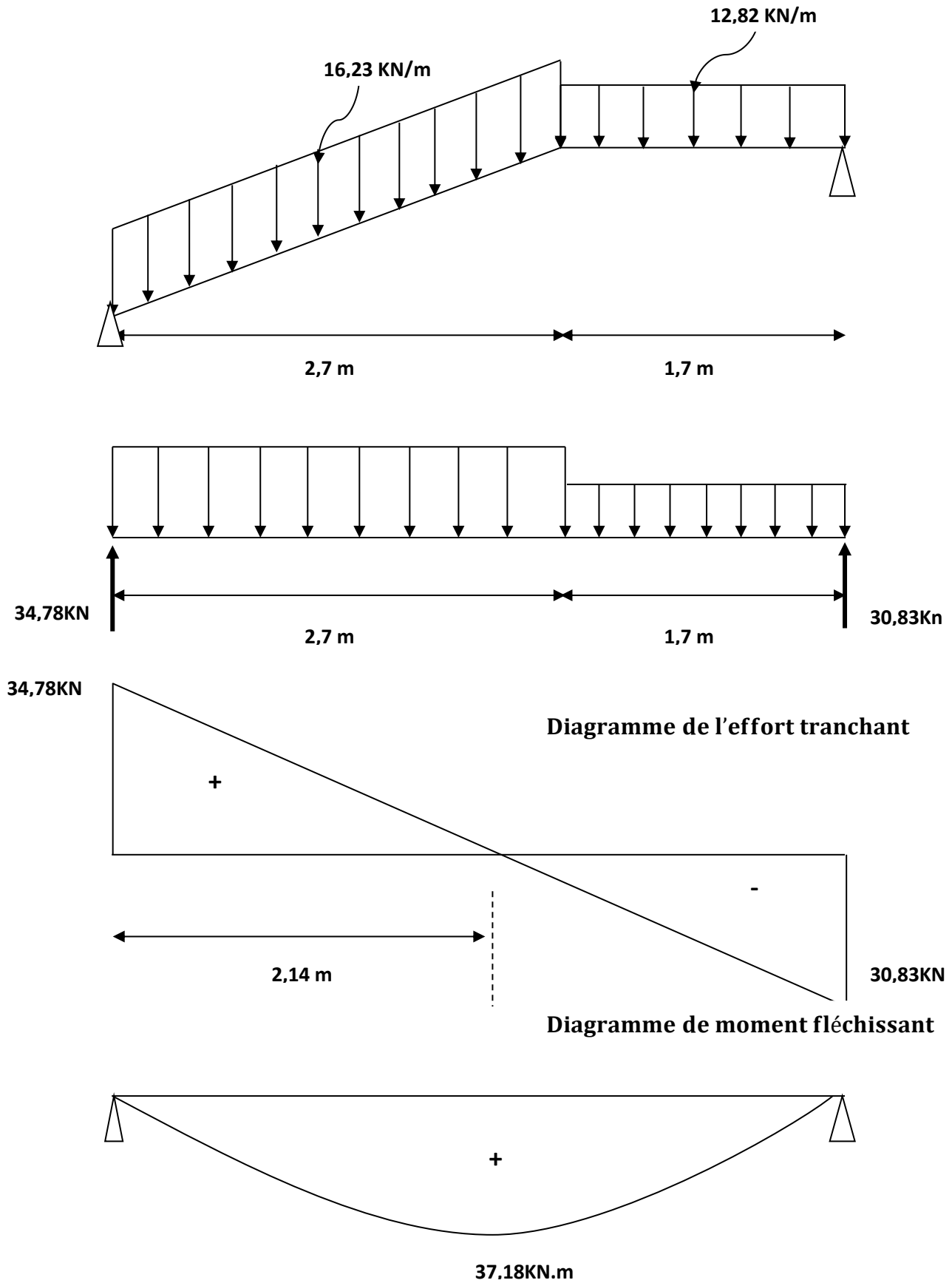


Figure III.16: Diagramme des sollicitations M et T au niveau des escaliers

Effort tranchant maximal $T_{max}=34,78$ KN/ml

Moment isostatique maximal $M_{0max}=37,18$ KN/ml

4.3.1- Calcul du ferrailage longitudinal

Tableau III.4: Ferrailage des escaliers Bloc A

Endroit	Mi		μ	α	β	As(cm ²)	As'(cm ²)	A choisie (cm ²)
En travée	0,8M ₀	29,74	0,115	0,153	0,938	6,74	0,00	7 T 12=7,92
En appuis	0,2M ₀	7,44	0,028	0,036	0,985	1,6	0,00	7 T 12=7,92

4.3.2- Armature de répartition

Nappe inférieur $A_r = A/4 = 7,92/4 = 1,98$ cm² on adopte : 5 T 10 = 3,93 cm²/ml

Nappe supérieur $A_r = A/4 = 7,92/4 = 1,98$ cm² on adopte : 5 T 10 = 3,93 cm²/ml

4.4- Vérifications

4.4.1- Contraint de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{34,78 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

4.4.2- Vérification des contraintes à l'E.L.S

Moment isostatique maximal à ELS $M_{0max} = 26,7$ KN.m

En travée: $0,8M_0 = 21,36$ KN.m

a- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 118,8y - 1603,77 = 0 \rightarrow y = 4,60\text{cm}$$

b- Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4,60^3}{3} + (15 \times 7,92)(13,5 - 4,60)^2 = 12654,68\text{cm}^4$$

c- Contrainte du béton σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{21,36 \times 10^3}{12654,68} \times 4,6 = 7,76 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7,76 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4.4.3- Vérification de la flèche**a- Détermination du centre de gravité**

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0,055 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \dots \dots \dots 0,055 < 0,08 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots 0,0059 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées donc il faut passer au calcul de la flèche.

b- Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h) \times \frac{h}{2} + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15) \times \frac{15}{2} + (15 \times 7,92 \times 13,5)}{(100 \times 15) + (15 \times 7,92)}$$

$$Y_G = 7,94 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,94 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 7,05 \text{ cm}$$

c- Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta \cdot A_s (d - y_G)^2$$

$$I = 32038,15 \text{ cm}^4$$

d- Charges prises en compte

$$\text{-Charge permanente avant mise de revêtement} \dots \dots \dots j = 6,18 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{-Charge permanente après mise de revêtement} \dots \dots \dots G = 8,13 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{-Charge total ELS}(G + Q) \dots \dots \dots P = 11,63 \text{ KN/m}^2$$

e- Moment correspondants

$$M_j = 0,8 \times 6,18 \times \frac{(2,7)^2}{8} = 4,5 \text{KN.m}$$

$$M_G = 0,8 \times 8,13 \times \frac{(2,7)^2}{8} = 5,92 \text{KN.m}$$

$$M_P = 0,8 \times 11,63 \times \frac{(2,7)^2}{8} = 8,48 \text{KN.m}$$

f- Contraintes correspondants

$$\sigma_j = \frac{M_j}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4,5 \times 10^3}{7,92 \times 0,960 \times 13,5} = 43,84 \text{MPa}$$

$$\sigma_G = \frac{M_G}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,92 \times 10^3}{7,92 \times 0,960 \times 13,5} = 57,67 \text{MPa}$$

$$\sigma_P = \frac{M_P}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8,48 \times 10^3}{7,92 \times 0,960 \times 13,5} = 82,62 \text{MPa}$$

g- Calcul des coefficients (ρ , λ_i , λ_v , μ_i)

$$\text{Coefficient } \rho: \rho = \frac{A_s}{b \times d} = 0,00586$$

$$\text{Coefficient instantané } \lambda_i: \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2+3)\rho} = 3,58$$

$$\text{Coefficient différé } \lambda_v: \lambda_v = 0,4\lambda_i = 1,433$$

$$\text{Coefficient correspondant à j: } \mu_j = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_j + f_{t28})] = -0,175$$

$$\text{Coefficient correspondant à G: } \mu_G = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_G + f_{t28})] = -0,064$$

$$\text{Coefficient correspondant à P: } \mu_P = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_P + f_{t28})] = 0,089$$

h- Calcul des moments d'axe d'inertie

$$\text{Moment d'inertie correspondant à j: } I_{ji} = 1,1 \times \frac{I}{1 + \lambda_i \mu_j} = 94355,99 \text{cm}^4$$

$$\text{Moment d'inertie correspondant à G: } I_{Gi} = 1,1 \times \frac{I}{1 + \lambda_i \mu_G} = 45716,53 \text{cm}^4$$

$$\text{Moment d'axe d'inertie correspondant à j: } I_{Pi} = 1,1 \times \frac{I}{1 + \lambda_i \mu_P} = 26726,39 \text{cm}^4$$

$$\text{Moment d'axe d'inertie correspondant à v: } I_{vi} = 1,1 \times \frac{I}{1 + \lambda_v \mu_G} = 38800,43 \text{cm}^4$$

i- Calcul des flèches

$$F_{ji} = M_j \cdot L^2 / 10 \cdot E_i \cdot I_{ji}$$

-flèche correspondante à j: $F_{ji} = \frac{4,5 \times 10^5 (270)^2}{10 \times 3216420 \times 94355,99} = 0,01 \text{cm}$

-Flèche correspondante à G: $F_{Gi} = \frac{5,92 \times 10^5 (270)^2}{10 \times 3216420 \times 45716,53} = 0,029 \text{cm}$

-Flèche correspondante à P: $F_{Pi} = \frac{7,74 \times 10^5 (270)^2}{10 \times 3216420 \times 26726,39} = 0,065 \text{cm}$

-Flèche correspondante à v: $F_{Gv} = \frac{5,92 \times 10^5 (270)^2}{10 \times 1081886 \times 38800,43} = 0,102 \text{cm}$

- $F_{\text{totale}} = F_{gv} + F_{pi} - F_{ji} - F_{gi} = 0,102 + 0,065 - 0,029 - 0,01 = 0,128 \text{cm}$

- $F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{270}{500} = 0,54 \text{cm}$

- $F_{\text{totale}} < F_{\text{adm}}$ Vérifiée.

Ferrailage des escaliers

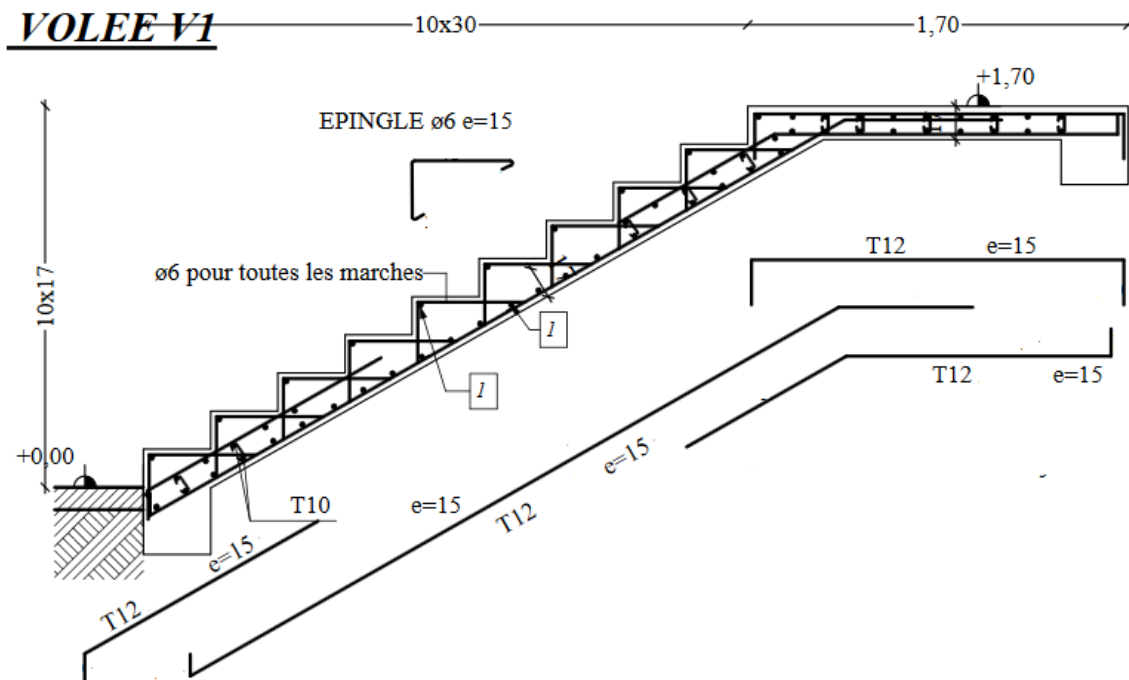


Figure III.17: schéma de ferrailage de la volée 01 (BLOC A)

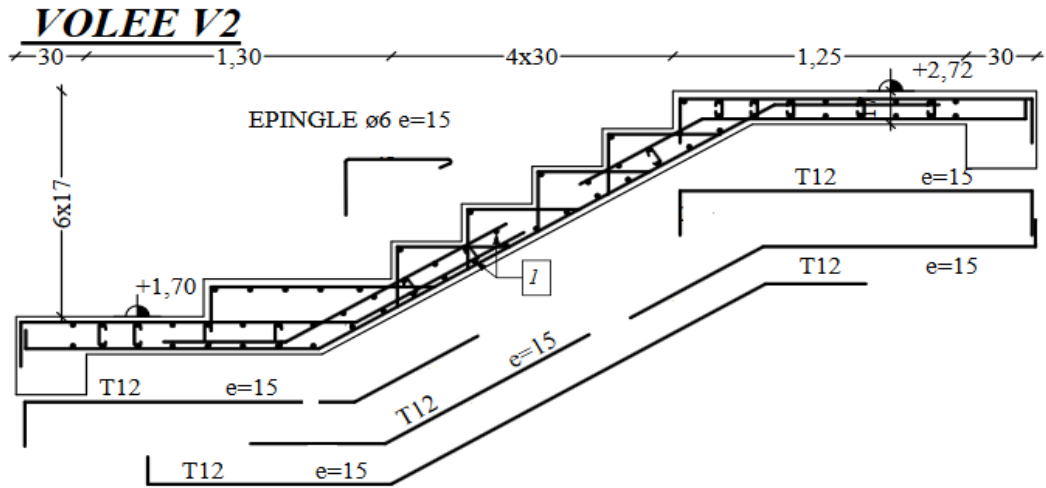


Figure III.18: schéma de ferrailage de la volée 02 (BLOC A)

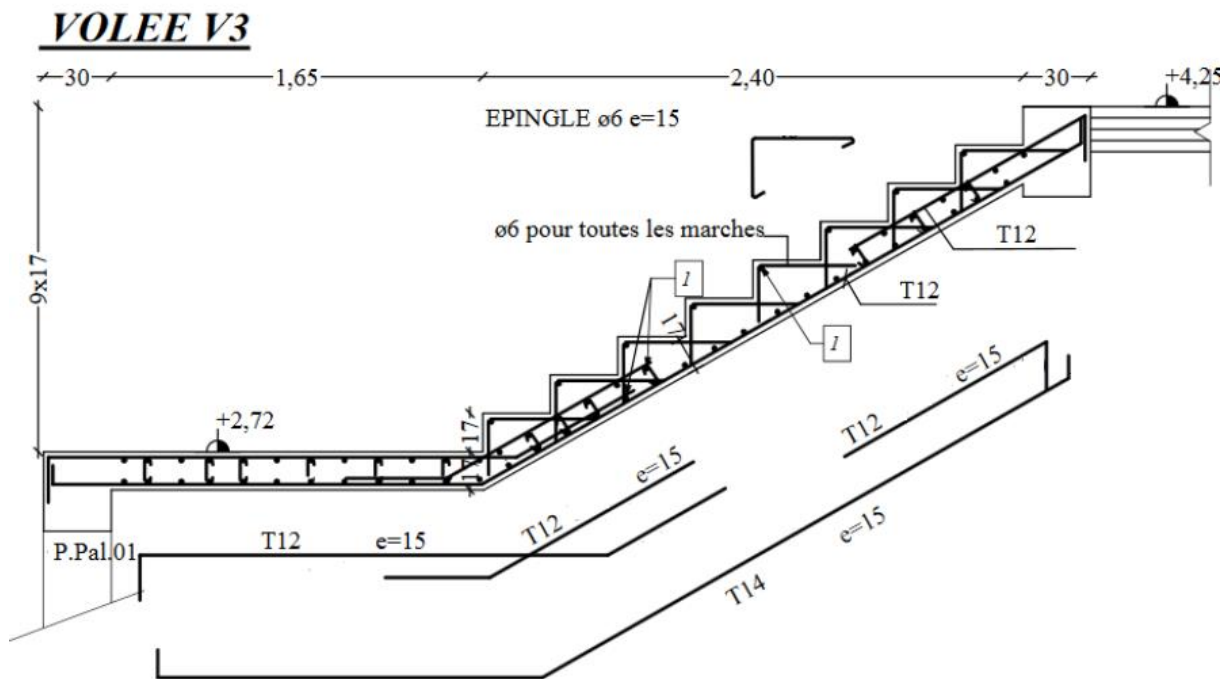


Figure III.19 : schéma de ferrailage de la volée 03 (BLOC A)

4.5- Calcul de la poutre palière (poutre brisée)

La poutre inclinée se calcul en flexion et en torsion.

4.5.1- Pré-dimensionnement

Le pré dimensionnement pour cette poutre se fait comme une poutre principale «chapitre II » :

Tableau III.5 : Pré-dimensionnement de la poutre brisée.

Bloc B2	Lmax (m)	b	h
Poutre brisée	4,35	30	35

4.5.2- Calcul a la flexion simple

a- Calcul des sollicitations : la poutre est soumise à son :

$$\text{Poids propre : } G_{pp1} = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ kN/ml}$$

$$\text{poids propre de la paillasse : } G_{pp2} = 8,13 \text{ kN / ml}$$

$$q_u = 1.35 \times (8,13 + 2.625) = 14,51 \text{ kN / ml}$$

$$q_s = (8,13 + 2.625) = 10,755 \text{ kN / ml}$$

b- Les moments sollicitant

$$\text{A l'E.L.U : } \begin{cases} M_a = -\frac{q_u \times l^2}{12} = -22,89 \text{ kN.m} \\ M_t = \frac{q_u \times l^2}{24} = 11,4 \text{ kN.m} \\ T_u = \frac{q_u \times l}{2} = 31,55 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{A l'E.L.S : } \begin{cases} M_a = -\frac{q_s \times l^2}{12} = -16,96 \text{ kN.m} \\ M_t = \frac{q_s \times l^2}{24} = 8,48 \text{ kN.m} \\ T_s = \frac{q_s \times l}{2} = 23,39 \text{ kN} \end{cases}$$

4.5.3- Ferrailage de la poutre brisée

Cette poutre a été ferrailée à la flexion simple :

Tableau III.6: Ferrailage de la poutre bisée

Endroit	Mi	μ	α	β	As(cm ²)	As'(cm ²)	A choisie
En travée	11,4	0,023	0,029	0,988	1,05	0,00	3 T 14 =4,62cm²
En appuis	22,89	0,046	0,059	0,976	2,13	0,00	3 T 14 =4,62cm²

4.5.4- Armature de répartition

$$A_r = A/4 = 4,62/4 = 1,15 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 4 \text{ T } 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4.5.5- Vérification à l'E.L. U

- **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$\text{avec: } \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{64,53 \times 10}{30 \times 31,5} = 0,68 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,13f_c ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \end{cases} \quad \dots \dots \text{ condition vérifier}$$

4.5.6- Vérification à l'E.L.S

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les données :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ \eta = 15 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \\ A: \text{section de ferrailage choisi.} \\ d = 0,9 \times h = 31,5 \text{ cm} \end{cases}$$

a- En travée

- **Calcul des contraintes**

Position de l'axe neutre :

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} - \eta A_s (d - Y) = 0 \quad \rightarrow Y = 9,97 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{by^3}{3} + \eta A (d - y)^2 \rightarrow I_x = 42033,64 \text{ cm}^4$$

Calcul de contrainte maximale dans le béton comprimé « σ_{bc} » :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{17,33 \times 9,97 \times 10^3}{42033,64} = 4,11 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 4,15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{condition vérifiée}$$

b- Sur appuis

- Calcul des contraintes

Position de l'axe neutre :

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow \frac{by^2}{2} - \eta A_s(d - Y) = 0 \rightarrow Y = 9.97 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{by^3}{3} + \eta A(d - y)^2 \rightarrow I_x = 42033,64 \text{ cm}^4$$

Calcul de contrainte maximale dans le béton comprimé « σ_{bc} » :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{34,65 \times 9.97 \times 10^3}{42033,64} = 8,21 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 8,21 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier} \end{cases}$$

4.5.7- Vérification de la flèche

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{d \times b} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h_t}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{ser}}{M_u} \end{cases} \quad \text{BAEL 91 mod 99 (Art B. 6.5,1)}$$

$$\begin{cases} \frac{35}{435} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,08 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{4,62}{31,5 \times 30} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0,0048 < 0,0105 \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{35}{435} > \frac{1}{10} \times \frac{34,65}{46,78} \rightarrow 0,08 > 0,074 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Poutre Paliere P.Pal 01(30x35)

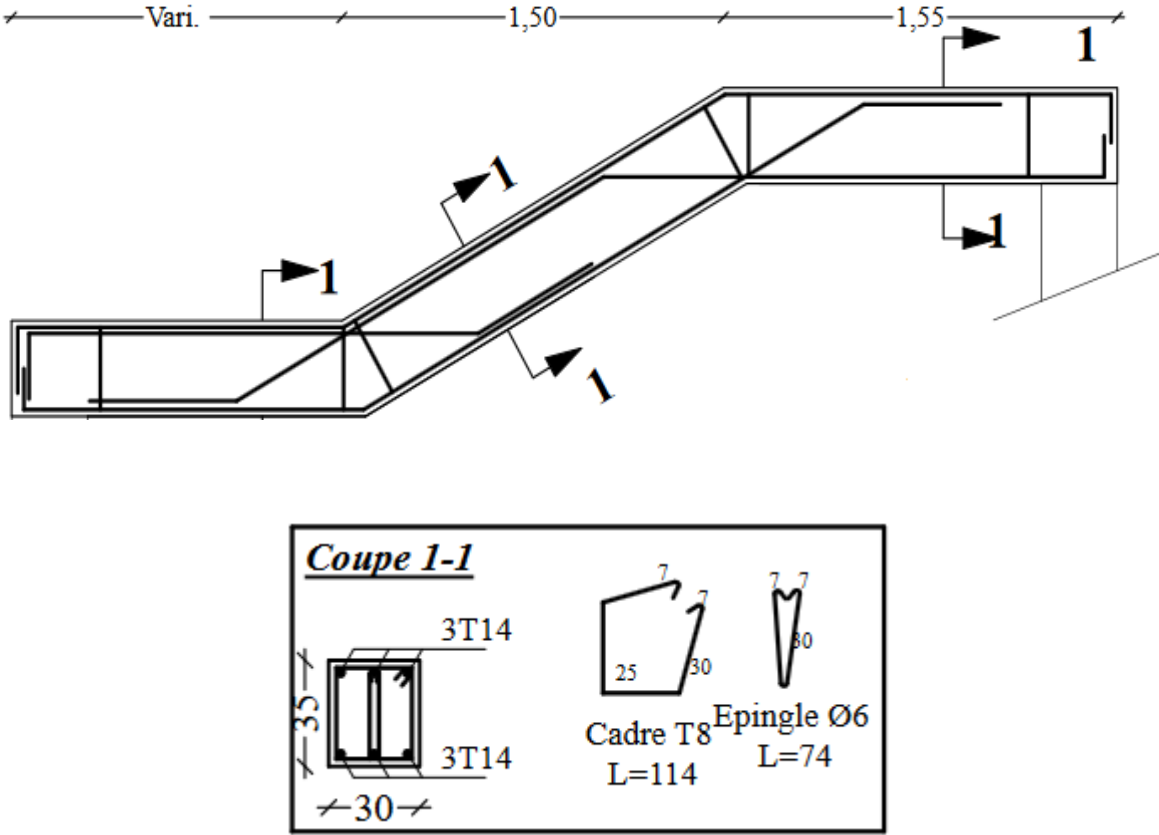


Figure III.20: schéma de ferrailage de la poutre palière (poutre brisée)

BLOC C

1- Type d'escalier

Escalier droit avec palier intermédiaire.

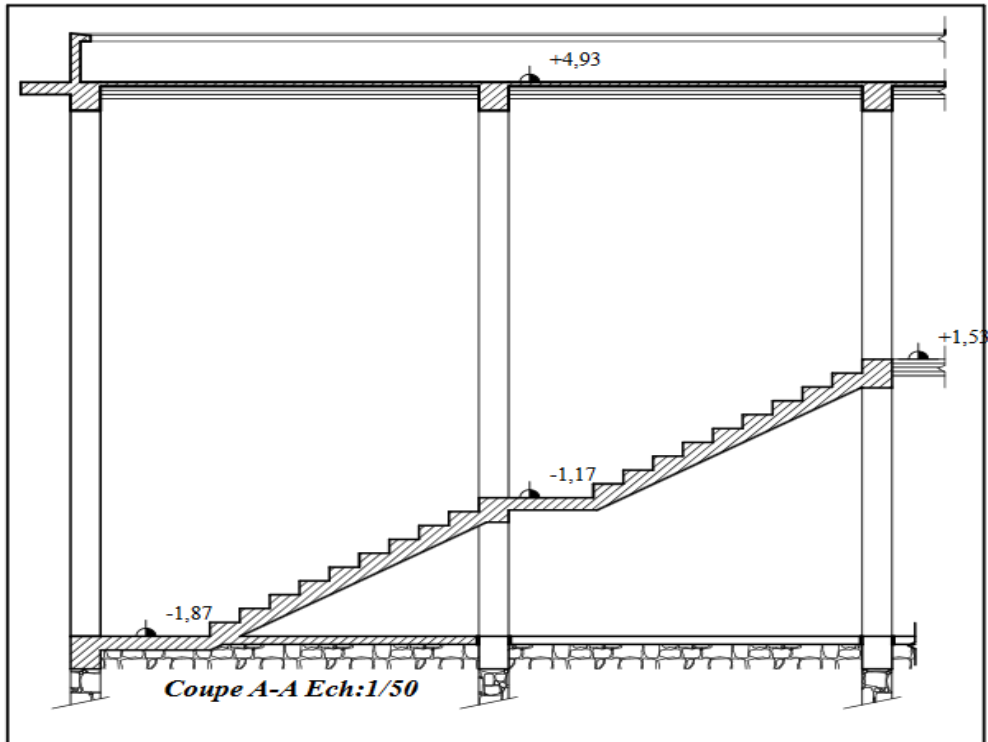


Figure III.21: vue en élévation de l'escalier BLOC C

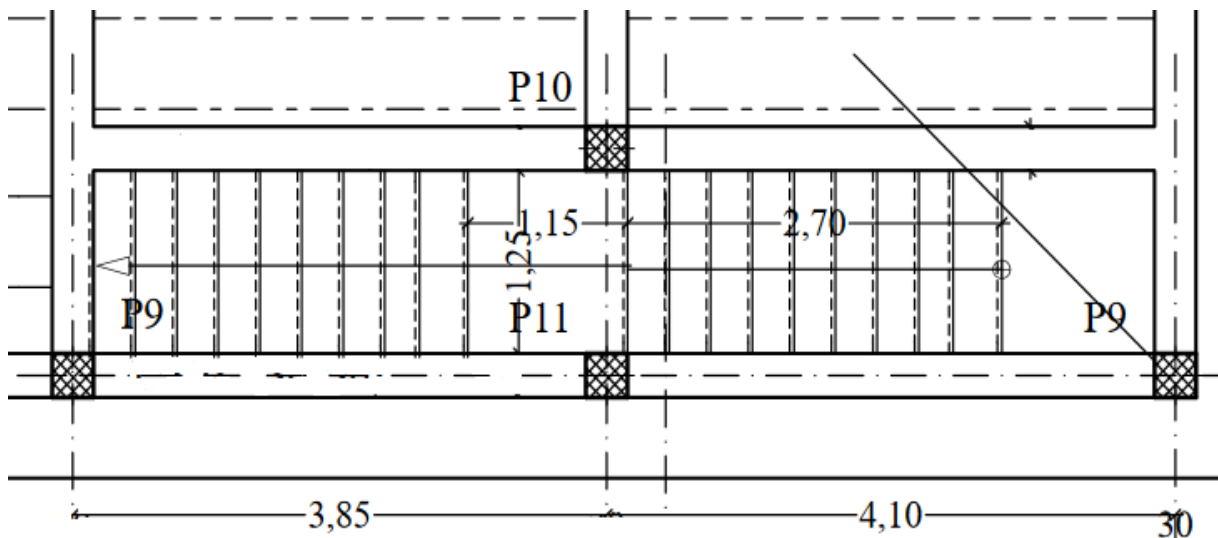


Figure III.22: vue en plan de l'escalier BLOC C

2- Caractéristiques techniques

Hauteur de l'étage : $h_e = 3.40\text{m}$ (RDC + étage courants).

Pour déterminer les dimensions des marches « g » et des contremarches « h », on utilise la formule de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59 \leq 2h + g \leq 0.66 \text{ m.} \rightarrow (1). \quad \text{« Pour une volée d'escalier »}$$

Avec : $\begin{cases} h = \text{hauteur de la marche.} \\ g = \text{longueur de la marche.} \end{cases}$

3- Dimensionnement des escaliers

On prend : $2h + g = 64\text{cm}$.

On a : $H = n \times h = \frac{h_e}{2}$ Où : $\begin{cases} h: \text{nombre de contre marche.} \\ h_e: \text{hauteur d'étage.} \end{cases}$

Et : $L = (n - 1) \times g$ Où : $L = \text{Projection de la longueur totale de la volée.}$

D'après la formule de BLONDEL, on a :

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

Et puis :

$$mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \rightarrow (2)$$

Avec : $m = 64\text{cm}$.

$$\text{On a : } \begin{cases} L = 270\text{cm} \\ l_0 = 115\text{cm} \\ h_e = 340\text{cm} \end{cases}$$

Donc l'équation (2) devient :

$$64n^2 - 674n + 340 = 0$$

La solution d'équation est :

$$\Delta = b^2 - 4ac \rightarrow 674^2 - 4 \times 64 \times 340$$

$$\Delta = 367236 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 606$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} n_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = 0.53 \\ n_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 10 \end{cases} \rightarrow n = n_2 = 11 \text{ contre marches.}$$

a- Le nombre de marche : $n - 1 = 10 - 1 = 9$ marches

b- La hauteur de la marche

$$h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} \rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

c- La largeur de la marche

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{9} \rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

D'autre cotée on a :

$$t_g \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \rightarrow t_g \alpha = 0.56$$

$$\rightarrow \alpha = 29,53^\circ \text{ et } \cos \alpha = 0.87$$

d- Epaisseur de la pailasse « e_v »

L'épaisseur de la pailasse varie en fonction des portées :

$$\left(\frac{l_1}{30} \leq e_v \leq \frac{l_1}{20} \right) \leftrightarrow \left(\frac{L}{30 \times \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \times \cos \alpha} \right)$$

Avec : $\begin{cases} l_1 = L \times \cos \alpha \\ L: \text{porté en plan de la volée} \end{cases}$

$$\rightarrow \frac{270}{30 \times 0.87} \leq e_v \leq \frac{270}{20 \times 0.87} \rightarrow 10,34 \leq e_v \leq 15,5$$

On adopte: e_v = 15cm.

e- Epaisseur du palier

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,87} = 17,23 \text{ cm}$$

On adopte : e_p = 17cm

Tableau III.7: Les dimensions du bloc B

Bloc C	Dimensions									
	L (m)	H (m)	E (m)	n	n-1	h (cm)	g (cm)	α	e _v (cm)	e _p (cm)
Volée 01	2,7	1,70	1,25	10	9	17	30	29,53	15	17
Volée 02	2,7	1,70	1.25	10	9	17	30	29,53	15	17

4- Descente des charges

4.1- Volée :

Poids propre : G1 = 8,13 KN/m²

Surcharge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

4.2- Palier

Poids propre : $G_1 = 5,61 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

4.3- Ferrailage des escaliers**Volée**

$$\text{ELU: } Q_u \text{ volée} = (1,35 \times 8,13 + 1,5 \times 3,5) \times 1\text{m} = 16,23 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } Q_s \text{ volée} = (8,13 + 3,5) \times 1\text{m} = 11,63 \text{ KN/ml}$$

Palier :

$$\text{ELU: } Q_u \text{ palier} = (1,35 \times 5,61 + 1,5 \times 3,5) \times 1\text{m} = 12,82 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } Q_s \text{ palier} = (5,61 + 3,5) \times 1\text{m} = 9,11 \text{ KN/ml}$$

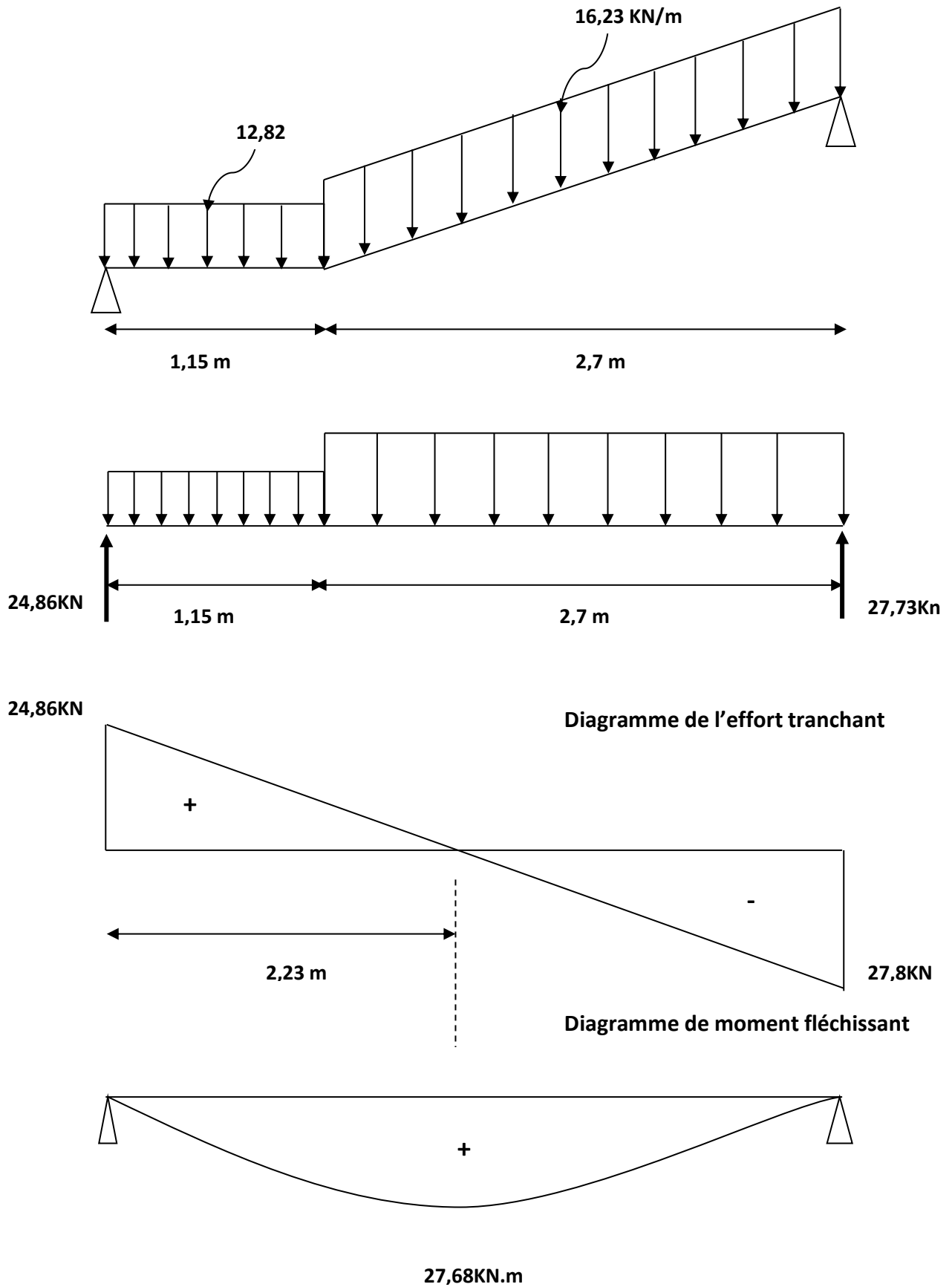


Figure III.23: diagramme des sollicitations M et T au niveau des escaliers

Effort tranchant maximal $T_{max} = 27,8 \text{ KN/ml}$

Moment isostatique maximal $M_{0max} = 27,68 \text{ KN/ml}$

4.3.1- Calcul du ferrailage longitudinal

Tableau III.8: Ferrailage des escaliers Bloc C

Endroit	Mi		μ	α	β	As(cm ²)	As'(cm ²)	A choisie
En travée	0,8M0	22,14	0,085	0,112	0,955	4,93	0,00	7 T 12
En appuis	0,2M0	5,53	0,021	0,027	0,989	1,19	0,00	7 T 12

4.3.2- Armature de répartition

Nappe inférieur $A_r = A/4 = 7,92/4 = 1,98\text{cm}^2$ on adopte : 5 T 10 = 3,93 cm²/ml

Nappe supérieur $A_r = A/4 = 7,92/4 = 1,98\text{cm}^2$ on adopte : 5 T 10 = 3,93 cm²/ml

5- Vérifications

5.1- Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{27,8 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

5.2- Vérification des contraintes à l'E.L.S

Moment isostatique maximal à ELS $M_{0max} = 21,67\text{KN.m}$

En travée: $0,8M_0 = 17,33\text{KN.m}$

a- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 118,8y - 1603,77 = 0 \rightarrow y = 4,60\text{cm}$$

b- Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4,60^3}{3} + (15 \times 7,92)(13,5 - 4,60)^2 = 12654,68\text{cm}^4$$

c- Contrainte du béton σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{17,33 \times 10^3}{12654,68} \times 4,6 = 6,29 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,29 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

6- Vérification de la flèche

6.1- Détermination du centre de gravité

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0,055 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \dots \dots \dots 0,055 < 0,079 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots 0,0059 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées donc il faut passer au calcul de la flèche.

6.2- Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h) \times \frac{h}{2} + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15) \times \frac{15}{2} + (15 \times 7,92 \times 13,5)}{(100 \times 15) + (15 \times 7,92)}$$

$$Y_G = 7,94 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,94 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 7,05 \text{ cm}$$

6.3- Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta \cdot A_s (d - y_G)^2$$

$$I = 32038,15 \text{ cm}^4$$

6.4- Charges prises en compte

$$\text{-charge permanente avant mise de revêtement} \dots \dots \dots j = 6,18 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{-Charge permanente après mise de revêtement} \dots \dots \dots G = 8,13 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{-Charge total ELS (G + Q)} \dots \dots \dots P = 11,63 \text{ KN/m}^2$$

$$M_j = 0,8 \times 6,18 \times \frac{(2,7)^2}{8} = 4,5 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,8 \times 8,13 \times \frac{(2,7)^2}{8} = 5,92 \text{ KN.m}$$

$$MP = 0,8 \times 11,63 \times \frac{(2,7)^2}{8} = 8,48 \text{KN.m}$$

6.5- Contraintes correspondants

$$-\sigma_j = \frac{M_j}{As \cdot \beta \cdot d} = \frac{4,5 \times 10^3}{7,92 \times 0,960 \times 13,5} = 43,84 \text{MPa}$$

$$-\sigma_G = \frac{MG}{As \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,92 \times 10^3}{7,92 \times 0,960 \times 13,5} = 57,67 \text{MPa}$$

$$-\sigma_P = \frac{MP}{As \cdot \beta \cdot d} = \frac{8,48 \times 10^3}{7,92 \times 0,960 \times 13,5} = 82,62 \text{MPa}$$

6.6- Calcul des coefficients (ρ , λ_i , λ_v , μ_i)

$$\text{-Coefficient } \rho: \rho = \frac{As}{b \times d} = 0,00586$$

$$\text{-Coefficient instantané } \lambda_i: \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2+3)\rho} = 3,58$$

$$\text{-Coefficient différé } \lambda_v: \lambda_v = 0,4\lambda_i = 1,433$$

$$\text{-Coefficient correspondant à } j: \mu_j = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_j + f_{t28})] = -0,175$$

$$\text{-Coefficient correspondant à } G: \mu_G = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_G + f_{t28})] = -0,064$$

$$\text{-Coefficient correspondant à } P: \mu_P = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_P + f_{t28})] = 0,089$$

6.7- Calcul des moments d'inertie

$$\text{-Moment d'inertie correspondant à } j: I_{ji} = 1,1 \times \frac{I}{1 + \lambda_i \mu_j} = 94355,99 \text{cm}^4$$

$$\text{-Moment d'inertie correspondant à } G: I_{Gi} = 1,1 \times \frac{I}{1 + \lambda_i \mu_G} = 45716,53 \text{cm}^4$$

$$\text{-Moment d'inertie correspondant à } P: I_{Pi} = 1,1 \times \frac{I}{1 + \lambda_i \mu_P} = 26726,39 \text{cm}^4$$

$$\text{-Moment d'inertie correspondant à } v: I_{vi} = 1,1 \times \frac{I}{1 + \lambda_v \mu_G} = 38800,43 \text{cm}^4$$

7. Calcul de la flèche

$$F_{ji} = M_j \cdot L^2 / 10 \cdot E_i \cdot I_{ji}$$

$$\text{-Flèche correspondante à } j: F_{ji} = \frac{4,5 \times 10^5 (270)^2}{10 \times 3216420 \times 94355,99} = 0,01 \text{cm}$$

$$\text{-Flèche correspondante à } G: F_{Gi} = \frac{5,92 \times 10^5 (270)^2}{10 \times 3216420 \times 45716,53} = 0,029 \text{cm}$$

-Flèche correspondante à P: $F_{Pi} = \frac{7,74 \times 10^5 (270)^2}{10 \times 3216420 \times 26726,39} = 0,065 \text{cm}$

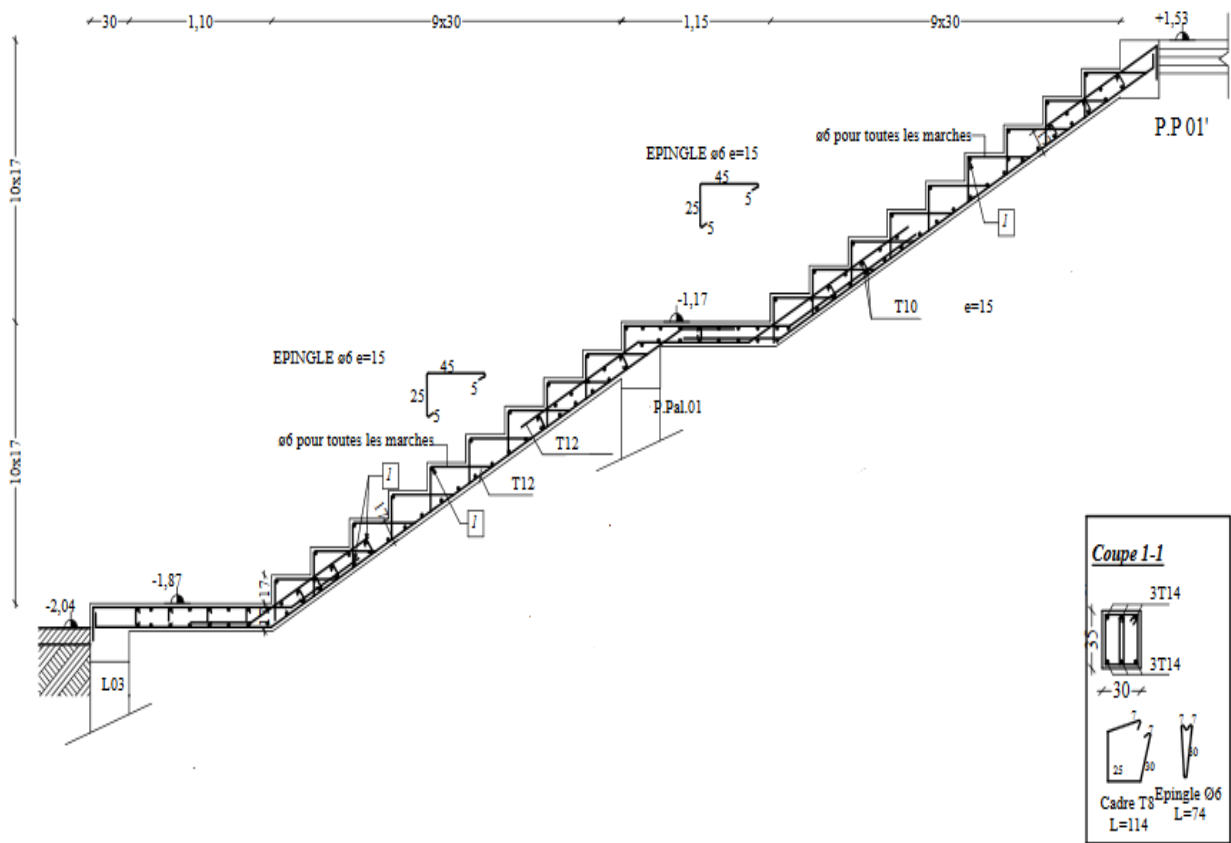
-Flèche correspondante à v: $F_{Gv} = \frac{5,92 \times 10^5 (270)^2}{10 \times 1081886 \times 38800,43} = 0,102 \text{cm}$

- $F_{\text{totale}} = F_{gv} + F_{pi} - F_{ji} - F_{gi} = 0,102 + 0,065 - 0,029 - 0,01 = 0,128 \text{cm}$

- $F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{270}{500} = 0,54 \text{cm}$

- $F_{\text{totale}} < F_{\text{adm}}$ Vérifiée.

COFFRAGE ,FERRAILLAGE ESCALIER BLOC C Ech:1/20



Ferrailage des escaliers Bloc C

Figure III.24: schéma de ferrailage des escaliers BLOC C

Chapitre IV

calcul des planchers

1- Introduction

Le plancher est l'élément de structure supportant le sol d'un étage, il constitue la séparation horizontale entre les étages d'un bâtiment, avec une face intérieure appelée plafond et avec une partie supérieure qui sert de soutien de revêtement de l'étage supérieur .réalisé souvent en béton armé, il est appelle dalle.

Bloc A

1- Dimensionnement du Plancher corps creux

- Le dimensionnement des planchers se fait à partir de la condition de rigidité (flèche) :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \text{ OR } h_t > L/22.5$$

Avec : $\begin{cases} h_t : \text{la hauteur du plancher (corps creux + dalle de compression)} \\ L : \text{distance maximal entre nus des poutres secondaires} \end{cases}$

$$L_{\max} = 655 \text{ cm}$$

$$26,2 \leq h_t \leq 32,75$$

On prend $h_t = 25 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 20 \text{ cm: corps creux} \\ 5 \text{ cm: dalle de compression} \end{cases}$

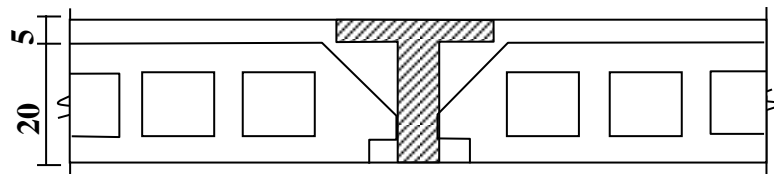


Figure IV.1 : Plancher à corps creux

2- dimensionnement de la poutrelle

2.1- Détermination de "b₀"

On a : $0,4 \cdot h_t < b_0 < 0,8 \cdot h_t$

$$0,4 \times 25 < b_0 < 0,8 \times 25$$

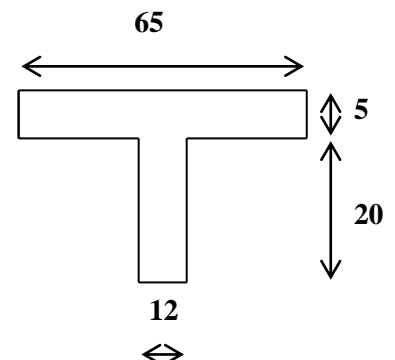
$10 \text{ cm} < b_0 < 20 \text{ cm}$ soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$.

2.2- Détermination de la largeur "b" de la table de compression

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_1 = \min \left[\frac{(L_1 - b_0)}{2} ; \frac{L}{10} ; (6/8) \cdot h_0 \right]$$

$$\Rightarrow b_1 = \min \left[\frac{65 - 12}{2} ; \frac{655}{10} ; (7 \cdot 5) \right]$$



$$\Rightarrow b_1 = \min [26.5 ; 65.5 ; 35]$$

$$\Rightarrow b_1 = 26.5\text{cm}$$

$$D'o\grave{u} : b = 2 \cdot 26.5 + 12 = 65 \text{ cm} \Rightarrow \boxed{b = 65 \text{ cm}}$$

3- Etudes des poutrelles

3.1- Condition d'application de la m\^ethode forfaitaire

Selon les r\^egles BAEL91: hypoth\^ese de la m\^ethode de forfaitaire

➤ La charge d'exploitation Q : est dite mod\^er\^ee c'est-\^a-dire $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$;
On a $Q= 5\text{KN/m}^2$ et $G=5.68\text{KN/m}^2$; donc cette condition est v\^erifi\^ee

➤ Le moment d'inertie de la poutrelle est le m\^eme dans les diff\^erentes trav\^ees.
On a le m\^eme moment d'inertie de la poutrelle dans les diff\^erentes trav\^ees

➤ Les port\^ees successives des trav\^ees sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

On a $L_i= 5.65\text{m}$ et $L_{i+1}= 6.55\text{m}$; donc la condition est v\^erifi\^ee.

➤ La fissuration est consid\^er\^ee comme non pr\^ejudiciable (peu nuisible).

Dans notre cas la fissuration est peu pr\^ejudiciable.

Donc toutes les conditions sont v\^erifi\^ees.

3.2- Calcul du plancher RDC

3.2.1- Evaluation des charges

$$G = 5.68 \text{ KN/m}^2 ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 15.17 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS: } q_{\text{ser}} = G + Q = 10.68 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

3.2.2- Type de poutrelles

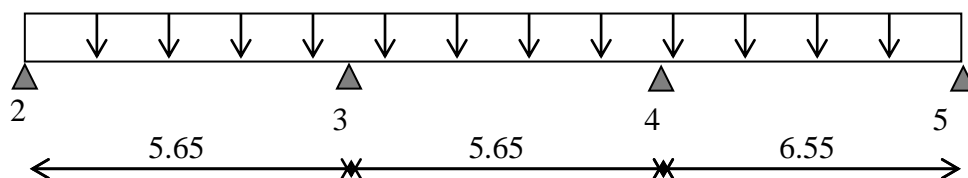


Figure IV. 2 : Sch\^ema des poutrelles de RDC de bloc A.

3.2.3- Calcul des sollicitations

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{5}{5.68 + 5} = 0.468$	$1 + 0.3\alpha = 1.14$
	$(1.2+0.3\alpha)/2 = 0.67$
	$(1.+0.3\alpha)/2 = 0.57$

3.2.4- Moment isostatique

$$M_0^{23} = \frac{Q_u \times L_{23}^2}{8} = \frac{15.17 \times 5.65^2}{8} = 60.53 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{34} = \frac{Q_u \times L_{34}^2}{8} = \frac{15.17 \times 5.65^2}{8} = 60.53 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{45} = \frac{Q_u \times L_{45}^2}{8} = \frac{15.17 \times 6.55^2}{8} = 81.35 \text{ KN.m}$$

3.2.5- Moment sur appuis

$$M_2 = 0.2 M_0^{23} = 12.11 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.5 \max (M_0^{23}; M_0^{34}) = 0.5 M_0^{23} = 30.27 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.5 \max (M_0^{34}; M_0^{45}) = 0.5 M_0^{45} = 40.68 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.2 M_0^{45} = 16.27 \text{ KN.m}$$

3.2.6- Moment en travée

Travée de rive

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max \left[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0 \right] - \frac{M_w + M_e}{2} \dots \dots \dots M_t (1) \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots \dots \dots M_t (2) \end{array} \right.$$

Travée 2-3

$$\begin{cases} M_t^{23} \geq 1,14M_0^{23} - \frac{12.11 + 30.27}{2} = 47.81\text{KN.m} \Rightarrow M_t^{23} = 47.81\text{KN.m} \\ M_t^{23} \geq 0,67M_0^{23} = 40.55\text{KN.m} \end{cases}$$

Travée 4-5

$$\begin{cases} M_t^{45} \geq 1,14M_0^{45} - \frac{40.68 + 16.27}{2} = 64.26\text{KN.m} \Rightarrow M_t^{45} = 64.26\text{KN.m} \\ M_t^{45} \geq 0,67M_0^{45} = 54.50\text{KN.m} \end{cases}$$

Travée intermédiaire

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max \left[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0 \right] - \frac{M_w + M_e}{2} \dots \dots \dots M_t (1) \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots \dots \dots M_t (2) \end{array} \right.$$

Travée 3-4

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{34} \geq 1,14M_0^{34} - \frac{30,27 + 40,68}{2} = 33,53 \text{KN.m} \Rightarrow M_t^{34} = 34,50 \text{KN.m} \\ M_t^{34} \geq 0,57M_0^{34} = 34,50 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

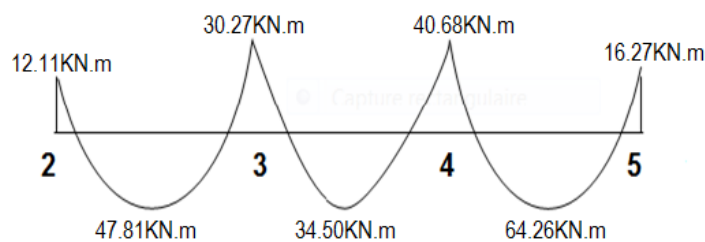


Figure IV.3 : Diagramme des moments fléchissant de RDC de bloc A.

3.2.7- Calcul de l'effort tranchant T

L'effort tranchant est donnée par

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{+ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \\ T_e = \frac{-ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \end{array} \right. \text{ (KN)}$$

Travée 2-3

$$\left\{ \begin{array}{l} T_2 = \frac{+ql_{23}}{2} + \frac{M_2 - M_3}{l_{23}} = \frac{15,17 \times 5,65}{2} + \frac{12,11 - 30,27}{5,65} = 39,64 \text{KN} \\ T_3 = \frac{-ql_{23}}{2} + \frac{M_2 - M_3}{l_{23}} = \frac{-15,17 \times 5,65}{2} + \frac{12,11 - 30,27}{5,65} = -46,07 \text{KN} \end{array} \right.$$

Travée 3-4

$$\left\{ \begin{array}{l} T_3 = \frac{+ql_{34}}{2} + \frac{M_3 - M_4}{l_{34}} = \frac{15,17 \times 5,65}{2} + \frac{30,27 - 40,68}{5,65} = 41,01 \text{KN} \\ T_4 = \frac{-ql_{34}}{2} + \frac{M_3 - M_4}{l_{34}} = \frac{-15,17 \times 5,65}{2} + \frac{30,27 - 40,68}{5,65} = -44,70 \text{KN} \end{array} \right.$$

Travée 4-5

$$\begin{cases} T_4 = \frac{+ql_{45}}{2} + \frac{M_4 - M_5}{l_{45}} = \frac{15.17 \times 6.55}{2} + \frac{40.68 - 16.27}{6.55} = 53.41\text{KN} \\ T_5 = \frac{-ql_{45}}{2} + \frac{M_4 - M_5}{l_{45}} = \frac{-15.17 \times 6.55}{2} + \frac{40.68 - 16.27}{6.55} = -45.95\text{KN} \end{cases}$$

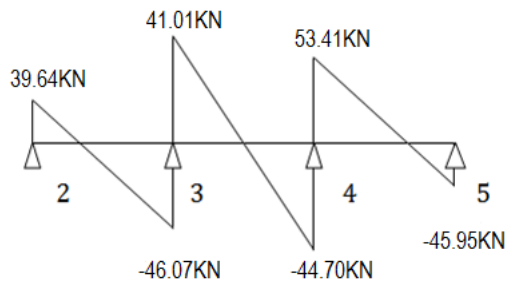


Figure IV.4 : Diagramme des efforts tranchants de RDC de bloc A.

Les résultats trouvés sont notifiés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Les moments fléchissant et les efforts tranchants de plancher corps creux de RDC de bloc A.

travée		23	34	45	
L(m)		5.65	5.65	6.55	
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$ (KN.m)	E.L.U	60.53	60.53	81.35	
	E.L.S	42.62	42.62	57.27	
Appui		2	3	4	5
Coefficient forfaitaire		0.2	0.5	0.5	0.2
M_a (Appui)	E.L.U	12.11	30.27	40.68	16.27
	E.L.S	8.52	21.31	28.63	11.45
M_t (Adopté)	E.L.U	47.81	34.50	64.26	
	E.L.S	33.67	24.29	45.25	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2}$ (KN)	T_w	39.64	41.01	53.41	
	T_e	-46.07	-44.70	-45.95	

3.3- Calcul des poutrelles des plancher terrasse (étage inaccessible)

On utilise la méthode des trois moments parce qu'il est plus adaptée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, parce que ce plancher n'a pas vocation à être accessible.

3.3.1- Evaluation des charges

$G = 6.96 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

ELU: $q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.53 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_{ser} = G + Q = 7.96 \text{ KN/ml}$.

3.3.2- Type de poutrelles

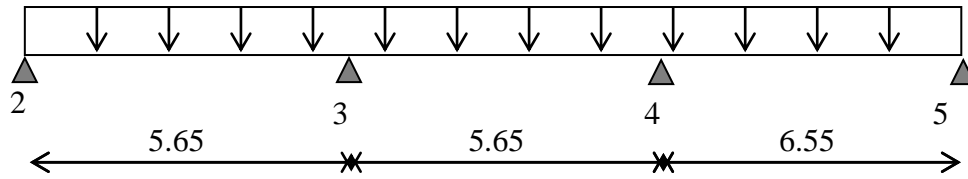
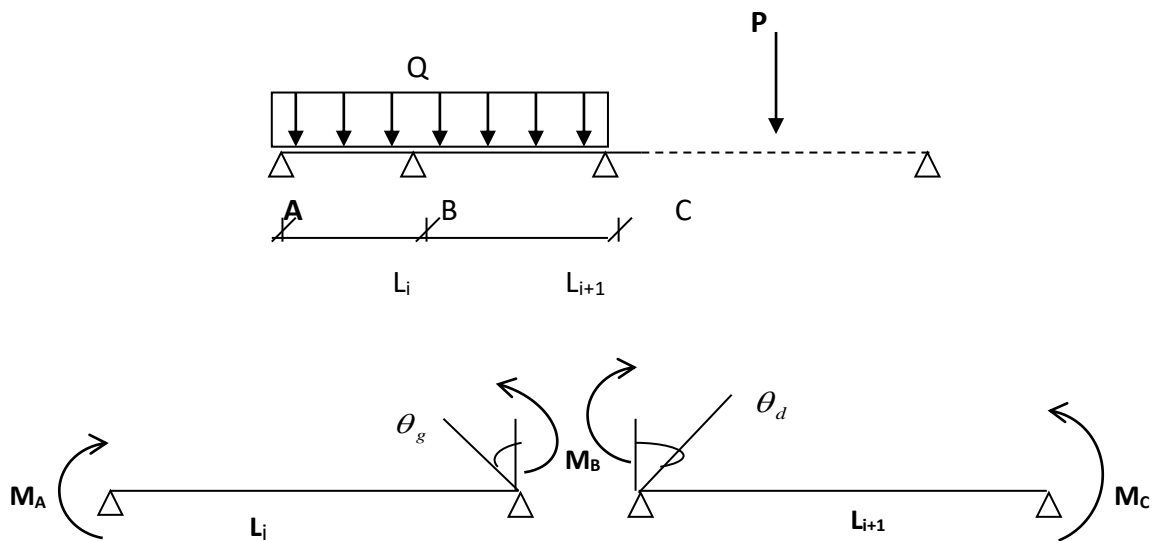


Figure IV.5 : Schéma des poutrelles d'étage inaccessible de bloc A.

3.3.3- Principe de la méthode des trois moments

a- En appui

Soit une poutre continue quelconque, on considère l'appui (B) ou on cherche le moment d'appui M_B :



Avec :

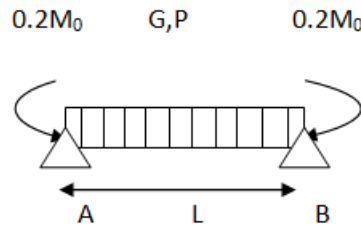
θ_d : Rotation en i à gauche.

θ_g : Rotation en i à droite.

$$L_i M_A + 2(L_{i+1} + L_i) M_B + M_C = -6EI(\theta_g + \theta_d) = \frac{q}{4}(L_i^3 + L_{i+1}^3) \dots \dots (1)$$

b- En travée

$$R_A = q \cdot L / 2 + (M_w - M_e) / L$$



$$T = R_A - q \cdot x$$

$$M_{tmax} = R_A \cdot x - q \cdot x^2 / 2 - M_e$$

3.3.4- calcul des moments fléchissant

a- Calcul à l'E.L.U

➤ **Les moments sur appuis**

$$M_2 = M_5 = 0.2M_0$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{10.53 \times 6.55^2}{8} = 56.47 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_5 = 0.2 \times 56.47 = 11.29 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} 5.65M_2 + 2(5.65 + 5.65)M_3 + 5.65M_4 = \frac{q[5.65^3 + 5.65^3]}{4} \\ 5.65M_3 + 2(5.65 + 6.55)M_4 + 6.55M_5 = \frac{q[5.65^3 + 6.55^3]}{4} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 22.6M_3 + 5.65M_4 = 885.82 \\ 5.65M_3 + 24.4M_4 = 1140.62 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_3 = 29.22 \text{ KN.m} \\ M_4 = 39.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments en travée:**

Travée 2-3

$$R_2 = 26.57 \text{ KN}$$

$$M_{(x)} = -11.29 + 26.57x - 10.53 \frac{x^2}{2}$$

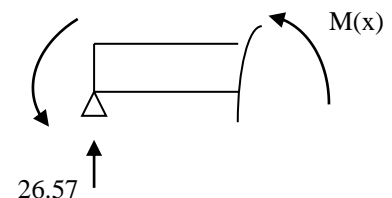
$$M_{max} \rightarrow T = 0 \leftrightarrow 26.57 - 10.53x = 0$$

$$\rightarrow x = 2.52 \text{ m}$$

$$M(2.52) = M_t^{23} = 22.23 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4

11.29



$$R_3 = 27.84 \text{KN}$$

$$M_{(x)} = -29.22 + 27.84x - 10.53 \frac{x^2}{2}$$

$$M_{\max} \rightarrow T = 0 \leftrightarrow 27.84 - 10.53x = 0$$

$$\rightarrow x = 2.64 \text{ m}$$

$$M(2.64) = M_t^{34} = 7.58 \text{KN.m}$$

Travée 4-5

$$R_4 = 38.86 \text{ KN}$$

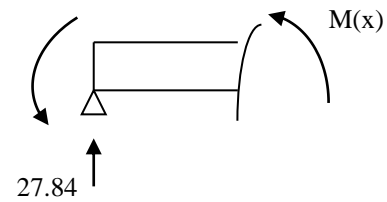
$$M_{(x)} = -39.98 + 38.86x - 10.53 \frac{x^2}{2}$$

$$M_{\max} \rightarrow T = 0 \leftrightarrow 38.86 - 10.53x = 0$$

$$\rightarrow x = 3.69 \text{ m}$$

$$M(3.69) = M_t^{45} = 31.71 \text{KN.m}$$

29.22



39.98

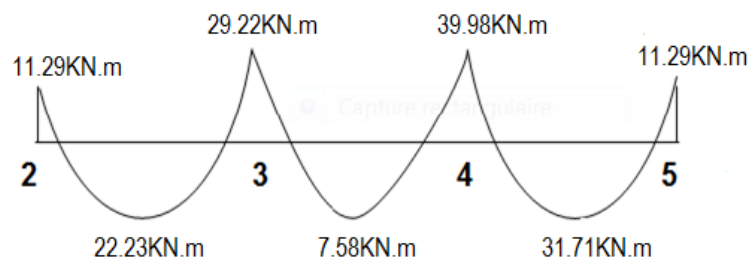
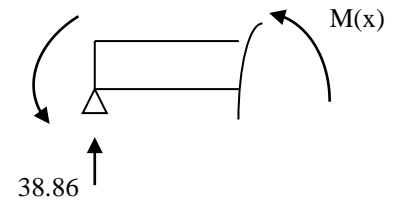


Figure IV.6: Diagramme des moments fléchissant d'étage inaccessible de bloc A à l'ELU.

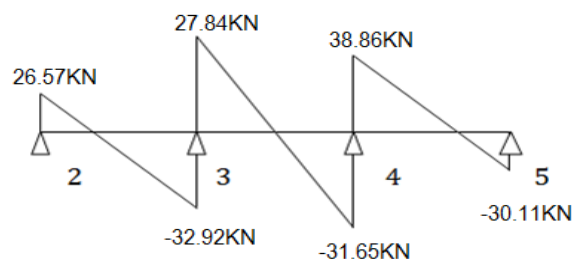


Figure IV.7 : Diagramme des efforts tranchants d'étage inaccessible de bloc A à l'ELU.

b- Calcul à l'E.L.S

➤ Les moments sur appuis

$$M_2 = M_5 = 0.2M_0$$

$$M_0 = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = \frac{7.96 \times 6.55^2}{8} = 42.68 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_5 = 0.2 \times 42.68 = 8.54 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} 5.65M_2 + 2(5.65 + 5.65)M_3 + 5.65M_4 = \frac{q_{ser}[5.65^3 + 5.65^3]}{4} \\ 5.65M_3 + 2(5.65 + 6.55)M_4 + 6.55M_5 = \frac{q_{ser}[5.65^3 + 6.55^3]}{4} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 22.6M_3 + 5.65M_4 = 669.59 \\ 5.65M_3 + 24.4M_4 = 862.20 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_3 = 22.07 \text{ KN.m} \\ M_4 = 30.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Les moments en travée

Travée 2-3

$$R_2 = 20.09 \text{ KN}$$

$$M_{(x)} = -8.54 + 20.09x - 7.96 \frac{x^2}{2}$$

$$M_{max} \rightarrow T = 0 \leftrightarrow 20.09 - 7.96x = 0$$

$$\rightarrow x = 2.52 \text{ m}$$

$$M(2.52) = M_t^{23} = 16.81 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4

$$R_3 = 21.04 \text{ KN}$$

$$M_{(x)} = -22.07 + 21.04x - 7.96 \frac{x^2}{2}$$

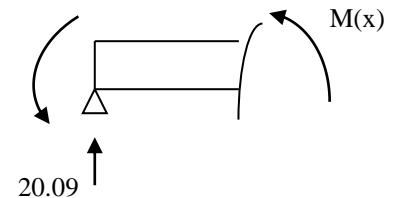
$$M_{max} \rightarrow T = 0 \leftrightarrow 21.04 - 7.96x = 0$$

$$\rightarrow x = 2.64 \text{ m}$$

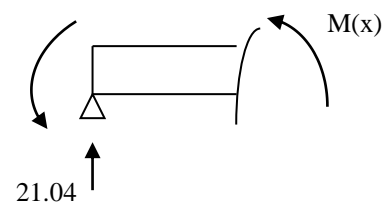
$$M(2.64) = M_t^{34} = 5.73 \text{ KN.m}$$

Travée 4-5

8.54



22.07



$$R_4 = 29.38 \text{ KN}$$

$$M_{(x)} = -30.22 + 29.38x - 7.96 \frac{x^2}{2}$$

$$M_{\max} \rightarrow T = 0 \leftrightarrow 29.38 - 7.96x = 0$$

$$\rightarrow x = 3.69 \text{ m}$$

$$M(3.69) = M_t^{23} = 24.00 \text{ KN.m}$$

30.22

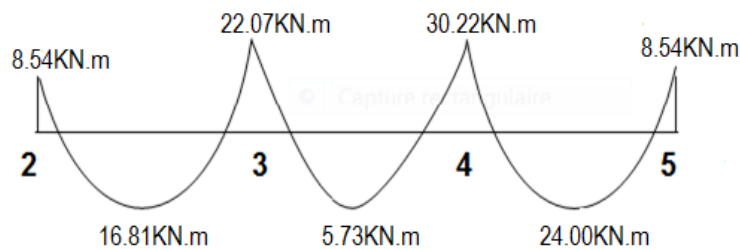
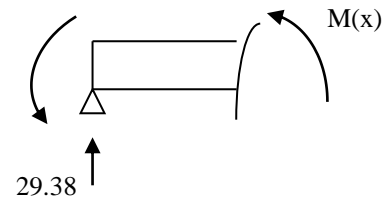


Figure IV.8 : Diagramme des moments fléchissant d'étage inaccessible de bloc A à l'ELS.

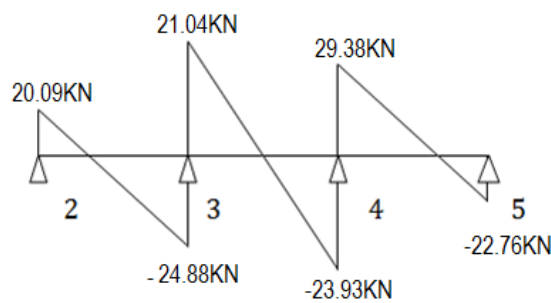


Figure IV.9 : Diagramme des efforts tranchants d'étage inaccessible de bloc A à l'ELS.

Les résultats trouvés sont notifiés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Les moments fléchissant et les efforts tranchants de plancher à corps creux de l'étage inaccessible

	travée	L(m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
E.L.U	2-3	5.65	12.11	30.27	22.23	26.57	-32.92
	3-4	5.65	30.27	40.68	7.58	27.84	-31.65
	4-5	6.55	40.68	12.11	31.71	38.86	-30.11
E.L.S	2-3	5.65	8.54	22.07	16.81	20.09	-24.88
	3-4	5.65	22.07	30.22	5.73	21.04	-23.93
	4-5	6.55	30.22	8.54	24.00	29.38	-22.76

3.4- Ferrailage

3.5- Plancher RDC

3.5.1- Calcul des armatures longitudinales

a- En travée

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 5 \times 14.20 \left(22.5 - \frac{5}{2} \right) \times 10^{-3} = 92.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\max} = 41.77 \text{ KN.m} \rightarrow M_{t\max} < M_t$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$ soumise à : $M_{t\max} = 41.77 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{t\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41.77 \times 10^3}{65 \times 22.5^2 \times 14.20} = 0.089 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\rightarrow \beta = 0.953$; β est tirée de tableau.

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

$$A_s = \frac{M_{t\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{41.77 \times 10^3}{0.953 \times 22.5 \times 348} = 5.60 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times v_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left(b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 5 \times \left(25 - \frac{5}{2} \right) \right) + \left(12 \times (25 - 5) \times \left(\frac{25 - 5}{2} \right) \right)}{(65 \times 5) + (12 \times (25 - 5))} = 16.48 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 25 - 16.48 = 8.52 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$I = \frac{65 \times 8.52^3 - ((65 - 12) \times (8.52 - 5)^3)}{3} + \frac{12 \times (25 - 8.52)^3}{3} = 27216.74 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{27216.74 \times 2.1}{0.81 \times 25 \times 16.48 \times 400} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s > A_{\min}$ condition vérifiée

On opte pour **3T16** : $A_s = 6.03 \text{ cm}^2$

b- Sur appuis

➤ **Appuis intermédiaires**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26.44 \times 10^3}{65 \times 22.5^2 \times 14.20} = 0.0566 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

→ $\beta = 0.971$; β est tirée de tableau

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{26.44 \times 10^3}{0.971 \times 22.5 \times 348} = 3.47 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (section en T)**

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{27216.74 \times 2.1}{0.81 \times 25 \times 8.52 \times 400} = 0.83 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s > A_{\min}$ **Condition vérifiée**

On opte pour **1T14** (filante) + **1T14** (chapeau) $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification à L'E.L .S**

a- Position de l'axe neutre

$$M_{\text{ser}} = 29.41 \text{ KN.M}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15A(d - y) = 0$$

$$A'=0 \rightarrow 32.5y^2 + 69.3y - 1559.25 = 0$$

$$\rightarrow y = 5.94 \text{ cm}$$

b- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y-c)^2 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3}5.94^3 + 15 \times 4.62(22.5 - 5.94)^2 = 2.35 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

c- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = k \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{29.41 \times 10^3}{2.35 \times 10^4} \times 5.94 = 7.43 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

d- Vérification de la contrainte de cisaillement

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 34.71 \text{KN}$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}; 5\text{MPa}] = \min[0.13 \times 25; 5\text{MPa}] = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{34.71 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225} = 1.28\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.5.2- Calcul des armatures transversales

a- Détermination du diamètre des armatures transversale

Le diamètre des armatures transversale est donnée par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{250}{35}; \frac{120}{10}; 10 \text{ mm} \right\} = \min \{ 7.14 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 10 \text{ mm} \}$$

$$\rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

b- L'espacement S_t

$$S_t \leq \min \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25.25; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

Zone nodale : $S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm}; 10\phi_1 \} = \min \{ 15 \text{ cm}; 10 \text{ cm} \}$

$$\rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante : $S_t \leq 15\phi_1 \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$; on prend $S_t=15 \text{ cm}$

c- La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) \right) - (0.3k \times f_{tj})}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \quad (1)$$

$$k = 1 ; f_{tj} = 2.1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.15$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{b_0 \times d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2} \right)$ par la méthode des triangles semblables.

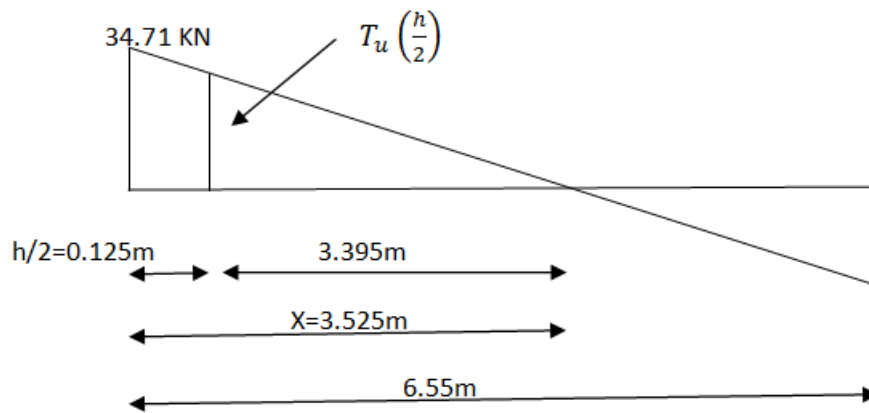


Figure IV.10 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{X - \frac{h}{2}} \rightarrow T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_{\max} \left[X - \left(\frac{h}{2} \right) \right]}{X}$$

On calcule la distance «X»

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{6.55}{2} + \frac{26.44 - 10.58}{9.86 \times 6.55} = 3.52 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.25}{2} = 0.125 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{34.71 \times 3.395}{3.525} = 33.43 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{33.43 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225} = 1.24 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{cal}} \geq \frac{(1.24 - (0.3 \times 1 \times 2.1)) \times 12 \times 1.15}{0.9 \times 235} = 5.58 \times 10^{-2} \text{ cm}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{cal}} = 5.58 \times 10^{-2} \text{ cm} \quad (2)$$

d- pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0.62 \text{ MPa}; 0.4 \text{ MPa})$$

$$\rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.62 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{min}} \geq \frac{0.62 \times b_0}{f_e} \rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{min}} \geq \frac{0.62 \times 12}{235} = 0.032 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{min}} \geq 0.02 \text{ cm}$, on prend $S_t=15 \text{ cm}$

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0.02 \times 15 = 0.3 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} 2\emptyset 8 = 1.01 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

e- Encrage des armatures aux niveaux des appuis

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0.9d} = \frac{26.44}{0.9 \times 22.5 \times 10^{-2}} = 130.57 \text{ KN}$$

$F_u = 130.57 \text{ KN} > T_u = 34.71 \text{ KN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

3.5.3- vérification de la flèche

D'après les règles B.A.E.L 91 ; nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{a \text{ service}}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : L : La portée de la travée entre nus d'appui.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t \text{ service}}$: Le moment en travée maximal à L'E.L.S.

$M_{a \text{ service}}$: Le moment en appui maximal à L'E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

a- Vérification des conditions

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{25}{655} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{C. N. V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{a \text{ service}}} \rightarrow \frac{25}{655} = 0.04 < \frac{29.41}{18.61} \cdot \frac{1}{10} = 0.16 \quad \text{C. N. V}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{12 \times 22.5} = 0.0171 > \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C. N. V}$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G : Charge permanente après mise en place des cloisons.

P : Charge total (P=G+Q).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

On a :

$$\begin{cases} G = 5.68 \text{ KN/m}^2 \\ P = G + Q = 5.68 + 5.00 = 10.68 \text{ KN/m}^2 \\ J = G - 1 = 5.68 - 1 = 4.68 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour $b=0.65 \text{ m}$

$$\begin{cases} G = 5.68 \times 0.65 = 3.692 \text{ KN/ml} \\ P = 10.68 \times 0.65 = 6.942 \text{ KN/ml} \\ J = 4.68 \times 0.65 = 3.042 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

b- Calcul des moments fléchissant

$$\begin{cases} M_G = 0.71 \frac{GL^2}{8} = 0.71 \times \frac{3.692 \times 6.55^2}{8} = 14.06 \text{ KN. m} \\ M_P = 0.71 \frac{PL^2}{8} = 0.71 \times \frac{6.942 \times 6.55^2}{8} = 26.43 \text{ KN. m} \\ M_J = 0.71 \frac{JL^2}{8} = 0.71 \times \frac{3.042 \times 6.55^2}{8} = 11.58 \text{ KN. m} \end{cases}$$

c- Module du modèle de déformation longitudinale

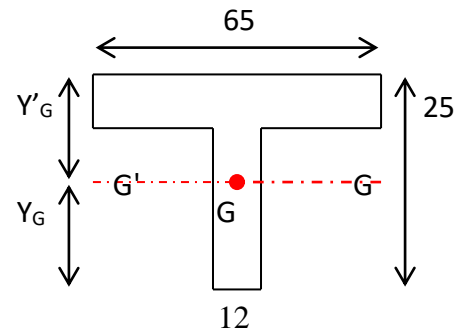
$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

d- Détermination du centre de gravité

$$Y'_G = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h_0]} = \frac{12 \times 25^2 + (65 - 12) 5^2}{2[12 \times 25 + (65 - 12) 5]} = 7.81 \text{ cm}$$

$$\rightarrow Y_G = h - Y'_G = 17.19 \text{ cm}$$



e- Détermination du moment d'inertie

$$I_G = \frac{b Y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(Y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - Y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - Y_G)^2$$

$$I_G = \frac{65 \times 17.19^3}{3} - \frac{(65 - 12)(17.19 - 5)^3}{3} + \frac{12(25 - 17.19)^3}{3} + 15 \times 4.62(22.5 - 17.19)^2$$

$$I_G = 81915.87 \text{ cm}^4$$

f- Pourcentages des armatures

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{4.62}{12 \times 22.5} = 0.0171$$

g- Calcul des contraintes suivant les sollicitations

On calcul β_1 :

$$\mu_1 = \frac{M_{t \text{ service}}}{b d^2 \sigma_s} = \frac{29.41 \times 10^3}{65 \times 22.5^2 \times 204.35} = 0.0044$$

$$\lambda = 1 + 30 \mu_1 = 1.132$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-1.5} \rightarrow \varphi = 33.87^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2 \sqrt{\lambda} \cos \left(240 + \frac{\varphi}{3} \right) = 0.317$$

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) = 0.894$$

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{14.06 \times 10^3}{4.62 \times 0.894 \times 22.5} = 151.29 \text{ MPa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{26.43 \times 10^3}{4.62 \times 0.894 \times 22.5} = 284.40 \text{ MPa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{11.58 \times 10^3}{4.62 \times 0.894 \times 22.5} = 124.61 \text{ MPa} \end{cases}$$

h- Calcul de μ_G, μ_P, μ_J

$$\begin{cases} \mu_G = 1 - \left(\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right) = 1 - \left(\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0171 \times 151.29 + 2.1} \right) = 0.705 \\ \mu_P = 1 - \left(\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SP} + f_{t28}} \right) = 1 - \left(\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0171 \times 284.40 + 2.1} \right) = 0.829 \\ \mu_J = 1 - \left(\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SJ} + f_{t28}} \right) = 1 - \left(\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0171 \times 124.61 + 2.1} \right) = 0.654 \end{cases}$$

i- Calcul des moments d'inertie fictifs

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right) 0.0171} = 2.40$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0.96$$

$$I_{fi}^G = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu_G} = \frac{1.1 \times 81915.87}{1 + 2.40 \times 0.705} = 33472.31 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^G = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu_G} = \frac{1.1 \times 81915.87}{1 + 0.96 \times 0.705} = 53737.75 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^P = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu_P} = \frac{1.1 \times 81915.87}{1 + 2.40 \times 0.829} = 30140.31 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^J = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu_J} = \frac{1.1 \times 81915.87}{1 + 2.40 \times 0.654} = 35066.73 \text{ cm}^2$$

j- Calcul de flèche (total et admissible)

$$f_{Gi} = \frac{M_G l^2}{10 E_i I_i^G} = \frac{14.06 \times 10^3 \times 655^2}{10 \times 32164.19 \times 33472.31} = 0.56 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G l^2}{10 E_v I_v^G} = \frac{14.06 \times 10^3 \times 655^2}{10 \times 10818.86 \times 53737.75} = 1.04 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_{Pl} l^2}{10 E_i I_i^P} = \frac{26.43 \times 10^3 \times 655^2}{10 \times 32164.19 \times 30140.31} = 1.17 \text{ cm}$$

$$f_{Ji} = \frac{M_J l^2}{10 E_i I_i^J} = \frac{11.58 \times 10^3 \times 655^2}{10 \times 32164.19 \times 35066.73} = 0.44 \text{ cm}$$

k- La flèche totale

$$\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{Ji}) + (f_{Pi} - f_{Gi}) = (1.04 - 0.44) + (1.17 - 0.56) = 1.21 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{655}{500} = 1.31 \text{ cm}$$

Donc $\Delta f_t < \Delta f_{\max}$ → condition vérifiée

3.6- Plancher inaccessible

3.6.1- Calcul des armatures longitudinales

a- En travée

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 5 \times 14.20 \left(22.5 - \frac{5}{2} \right) \times 10^{-3} = 92.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\max} = 21.34 \text{ KN.m} \rightarrow M_{t\max} < M_t$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$ soumise à : $M_{t\max} = 21.34 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{t\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21.34 \times 10^3}{65 \times 22.5^2 \times 14.20} = 0.046 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

→ $\beta = 0.976$; β est tirée de tableau.

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

$$A_s = \frac{M_{t\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21.34 \times 10^3}{0.976 \times 22.5 \times 348} = 2.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times v_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 5 \times \left(25 - \frac{5}{2}\right)\right) + \left(12 \times (25 - 5) \times \left(\frac{25 - 5}{2}\right)\right)}{(65 \times 5) + (12 \times (25 - 5))} = 16.48 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 25 - 16.48 = 8.52 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$I = \frac{65 \times 8.52^3 - ((65 - 12) \times (8.52 - 5)^3)}{3} + \frac{12 \times (25 - 8.52)^3}{3} = 27216.74 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{27216.74 \times 2.1}{0.81 \times 25 \times 16.48 \times 400} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s > A_{\min}$ Condition vérifiée

On opte pour **3T12 : $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$**

b- Sur appuis

➤ **Appuis intermédiaires**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26.89 \times 10^3}{12 \times 22.5^2 \times 14.20} = 0.312 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

→ $\beta = 0.807$; β est tirée de tableau

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{26.89 \times 10^3}{0.807 \times 22.5 \times 348} = 4.25 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T)

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{27216.74 \times 2.1}{0.81 \times 25 \times 8.52 \times 400} = 0.83 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s > A_{\min}$ **Condition vérifiée**

On opte pour **1T12 (filante) + 1T12 (chapeau) $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$**

➤ **Vérification à L'E.L.S**

a- Position de l'axe neutre

$$M_{ser} = 27.73 \text{ KN.M}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15A(d - y) = 0$$

$$A'=0 \rightarrow 32.5y^2 + 50.85y - 1144.125 = 0$$

$$\rightarrow y = 5.20 \text{ cm}$$

b- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y-c)^2 + 15A(d-y)^2$$

$$I = \frac{65}{3}5.20^3 + 15 \times 3.39(22.5 - 5.20)^2 = 1.83 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

c- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = k \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{27.73 \times 10^3}{1.83 \times 10^4} \times 5.20 = 7.88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3.6.2- Vérification de la flèche

a- Vérification des conditions

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{25}{655} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{C. N. V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{a \text{ service}}} \rightarrow \frac{25}{655} = 0.04 < \frac{15.585}{19.63} \cdot \frac{1}{10} = 0.079 \quad \text{C. N. V}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 22.5} = 0.0125 > \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C. N. V}$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G : Charge permanente après mise en place des cloisons.

P : Charge total (P=G+Q).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

On a :

$$\begin{cases} G = 6.96 \text{ KN/m}^2 \\ P = G + Q = 6.96 + 1.00 = 7.96 \text{ KN/m}^2 \\ J = G - 1 = 6.96 - 1 = 5.96 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour $b=0.65 \text{ m}$

$$\begin{cases} G = 6.96 \times 0.65 = 4.52 \text{ KN/ml} \\ P = 7.96 \times 0.65 = 5.17 \text{ KN/ml} \\ J = 5.96 \times 0.65 = 3.87 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

b- Calcul des moments fléchissant

$$\begin{cases} M_G = 0.71 \frac{GL^2}{8} = 0.71 \times \frac{4.52 \times 6.55^2}{8} = 17.21 \text{ KN.m} \\ M_P = 0.71 \frac{PL^2}{8} = 0.71 \times \frac{5.17 \times 6.55^2}{8} = 19.68 \text{ KN.m} \\ M_J = 0.71 \frac{JL^2}{8} = 0.71 \times \frac{3.87 \times 6.55^2}{8} = 14.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c- Module du modèle de déformation longitudinale

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

d- Centre de gravité

$$Y_G = 17.19 \text{ cm}$$

e- Détermination du moment d'inertie

$$I_G = \frac{bY_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(Y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - Y_G)^3}{3} + 15A_s(d - Y_G)^2$$

$$I_G = \frac{65 \times 17.19^3}{3} - \frac{(65 - 12)(17.19 - 5)^3}{3} + \frac{12(25 - 17.19)^3}{3} + 15 \times 3.39(22.5 - 17.19)^2$$

$$I_G = 81395.65 \text{ cm}^4$$

f- Pourcentages des armatures

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 22.5} = 0.0125$$

g- Calcul des contraintes suivant les sollicitations

On calcul β_1 :

$$\mu_1 = \frac{M_{t \text{ service}}}{bd^2\sigma_s} = \frac{15.585 \times 10^3}{65 \times 22.5^2 \times 204.35} = 0.0023$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1.069$$

$$\cos\varphi = \lambda^{-1.5} \rightarrow \varphi = 25.21^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(240 + \frac{\varphi}{3}\right) = 0.239$$

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 0.9204$$

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{17.21 \times 10^3}{3.39 \times 0.9204 \times 22.5} = 245.14 \text{ MPa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{19.68 \times 10^3}{3.39 \times 0.9204 \times 22.5} = 280.33 \text{ MPa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{14.73 \times 10^3}{3.39 \times 0.9204 \times 22.5} = 209.82 \text{ MPa} \end{cases}$$

h- Calcul de μ_G, μ_P, μ_J

$$\begin{cases} \mu_G = 1 - \left(\frac{1.75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}}\right) = 1 - \left(\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 245.14 + 2.1}\right) = 0.74 \\ \mu_P = 1 - \left(\frac{1.75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SP} + f_{t28}}\right) = 1 - \left(\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 280.33 + 2.1}\right) = 0.77 \\ \mu_J = 1 - \left(\frac{1.75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SJ} + f_{t28}}\right) = 1 - \left(\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 209.82 + 2.1}\right) = 0.71 \end{cases}$$

i- Calcul des moments d'inertie fictifs

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right) 0.0125} = 3.29$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.31$$

$$I_{fi}^G = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu_G} = \frac{1.1 \times 81395.65}{1 + 3.29 \times 0.74} = 26068.60 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^G = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v\mu_G} = \frac{1.1 \times 81395.65}{1 + 1.31 \times 0.74} = 45463.19 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^p = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1.1 \times 81395.65}{1 + 3.29 \times 0.77} = 25340.39 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^j = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1 \times 81395.65}{1 + 3.29 \times 0.71} = 26839.90 \text{ cm}^2$$

j- Calcul de flèche (total et admissible)

$$f_{Gi} = \frac{M_G l^2}{10 E_i I_i^G} = \frac{17.21 \times 10^3 \times 655^2}{10 \times 32164.19 \times 26068.60} = 0.88 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G l^2}{10 E_v I_v^G} = \frac{17.21 \times 10^3 \times 655^2}{10 \times 10818.86 \times 45463.19} = 1.50 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P l^2}{10 E_i I_i^P} = \frac{19.68 \times 10^3 \times 655^2}{10 \times 32164.19 \times 25340.39} = 1.04 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10 E_i I_i^j} = \frac{14.73 \times 10^3 \times 655^2}{10 \times 32164.19 \times 26839.90} = 0.73 \text{ cm}$$

k- La flèche totale

$$\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{ji}) + (f_{Pi} - f_{Gi}) = (1.50 - 0.73) + (1.04 - 0.88) = 0.93$$

$$\Delta f_{max} = \frac{l}{500} = \frac{655}{500} = 1.31$$

Donc $\Delta f_t < \Delta f_{max}$ Condition vérifiée

l- Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 d} = \frac{26.134 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225} = 0.97 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$; fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

Les armatures transversales A_t

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23) ; on a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(7.14; 12; 10); \text{ on trouve } \phi_t = 7.14 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Choix : $2\phi 8 \rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

m- Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(20.25; 40 \text{ cm}) = 20.25 \text{ cm}$$

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

e- Schéma du ferrailage des poutrelles

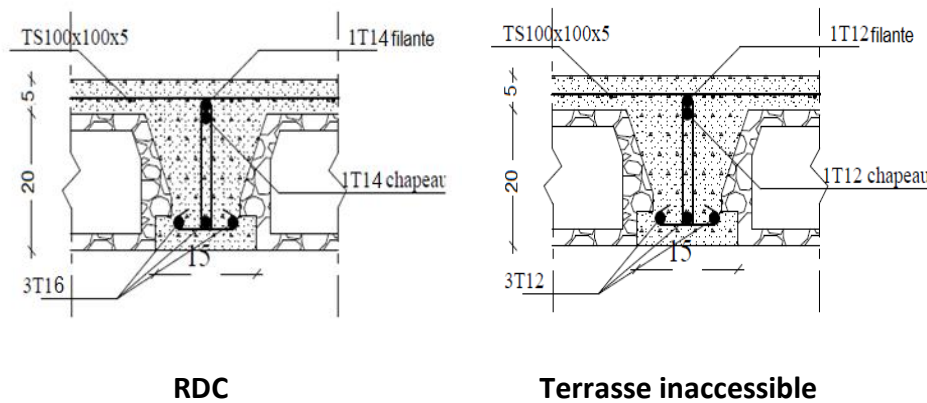


Figure 11 : Dessin de ferrailage des poutrelles

3.7- Planchers dalle pleine

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la formule suivante :

$$e_p \geq l_x / 40 \text{ Pour une dalle continue}$$

$$e_p \geq l_x / 40 \text{ Pour un panneau isolé}$$

3.7.1- Principe de la méthode de calcul

En fonction du rapport des dimensions en plan ($\alpha = l_x / l_y$) mesurés entre nus d'appuis (avec : $l_x < l_y$), et du coefficient de poisson ν d matériau, le tableau nous permet de déterminer les coefficients μ_x et μ_y . Le calcul de BAEL se fait à l'ELU avec : $\nu = 0$, et à l'ELS avec : $\nu = 0.2$.

Le calcul est mené sur une bonde de (1m) perpendiculaire aux lignes d'appuis à l'ELUR et à l'ELS à la manière d'une poutre.

3.7.2- Dalle pleines sur 4 appuis (cage d'escalier)

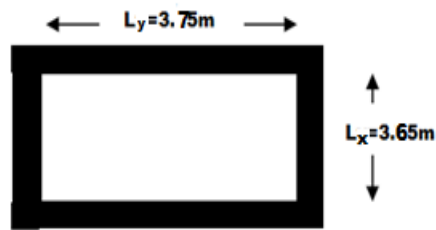


Figure IV.12: Dalle sur 04 appuis de la cage d'escalier

On a : $L_x = 3.65$ m et $L_y = 3.75$ m

$$L_x = 365 \text{ cm} \quad \text{donc :} \quad e_p \geq L_x / 40 \rightarrow e_p = 15 \text{ cm}$$

a- Evaluation des charges

Poids propre : $G = 7.51 \text{ KN/m}^2$.

Charges variables : $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$.

b- Détermination des moments

$$L_x = 3.65 \text{ m}$$

$$L_y = 3.75 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.65}{3.75} = 0.97 > 0.4 \quad (\text{La dalle travaille dans les deux sens})$$

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases}$$

Dans le sens de la petite portée : $M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$

• Dans le sens de la grande portée : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

$$\text{ELU: } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 7.51 + 1.5 \times 1) \times 1 = 11.64 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1 = (7.51 + 1) \times 1 = 8.51 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{0x} = 0.0392 \times 11.64 \times 3.65^2 = 6.08 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.9322 \times 6.08 = 5.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_{0x} = 0.0465 \times 8.51 \times 3.65^2 = 5.27 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.9543 \times 5.27 = 5.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour le calcul des armatures, on prend :

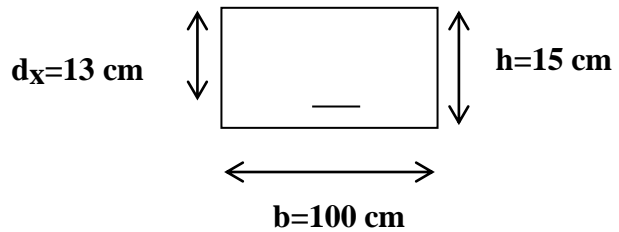
En travée : $M_t = 0,85M_0$

En appui : $M_a = 0,4M_0$ (Panneau de rive)

c- Calcul des armatures➤ **Sens (X)**

a- En travée

➤ E.L.U.R



$$M_{tx} = 0.85M_{0x} = 5.17 \text{ KN.m}$$

$$d_x = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d_x^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5.17 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0.022 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

→ $\beta = 0.989$; β est tirée de tableau.

$$A_{ux} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.17 \times 10^3}{0.989 \times 13 \times 348} = 1.16 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23d_x b f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 13 \times 100 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = \max(A_{ux}; A_{min}) = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } \mathbf{4T8} = A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ E.L.S : $M_{tx} = 0.85M_{0x} = 4.48 \text{ KN.m}$

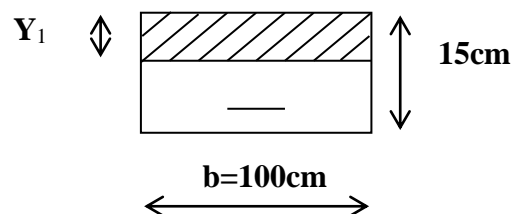
Moment statique :

$$S_{yy} = 0 \rightarrow \frac{b}{2}y^2 - 15A_{adop}(d_x - y_1) = 0$$

$$\frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 2.01(13 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 30.15y_1 - 391.95 = 0$$

$$y_1 = 2.51 \text{ cm}$$



Moment d'inertie :

$$I_{yy} = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A_{adop}(d - y_1)^2$$

$$I_{yy} = \frac{100 \times 2.51^3}{3} + 15 \times 2.01(13 - 2.51)^2 = 3844.82 \text{ cm}^2$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = k \times y = \frac{M_{tx}}{I} \times y = \frac{4.48 \times 10^3}{3844.82} \times 2.51 = 2.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte des armatures tendues pour la fissuration préjudiciable (terrasse):

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15 \times k(d_x - y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \times 1.165(13 - 2.51) = 183.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Le calcul se fait comme une section rectangulaire (b × h) à l'ELS:

$$\mu_1 = \frac{M_{tser}}{bd^2\sigma_s} = \frac{4.48 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 201.633} = 0.00131$$

$$\lambda = 1 + 30\mu = 1.0394$$

$$\cos\varphi = \lambda^{-1.5} \rightarrow \varphi = 19.33^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(240 + \frac{\varphi}{3}\right) = 0.185$$

$$k_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = 66.08 \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.633}{85} = 3.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) = 0.938$$

$$A_{ser} = \frac{M_{tser}}{\beta_1 d \bar{\sigma}_s} = \frac{4.48 \times 10^3}{0.938 \times 13 \times 201.633} = 1.82 \text{ cm}^2$$

Les armatures finales

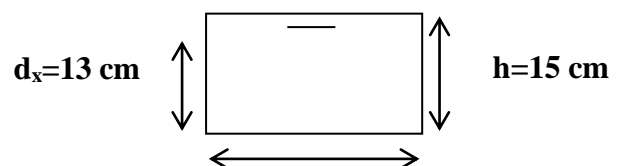
$$A_t = \max(A_u; A_{min}; A_{ser}) = 1.82 \text{ cm}^2$$

Choix: **4T8** = 2.01 cm²/ml

$$\text{Espacement : } e = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm/ml}$$

b- En appui

➤ **ELU** : $M_{ax} = 0.4 M_{0x} = 2.43 \text{ KN.m}$



$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d_y^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2.43 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0.01$$

→ $\beta = 0.995$; β est tirée de tableau.

$$A_{ux} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.43 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 d_x b f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 13 \times 100 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = \max(A_{ux}; A_{min}) = 1.57 \text{ cm}^2$

Choix : **4T8** = $A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2$

ELS : $M_{ax} = 0.4 M_{0x} = 2.11 \text{ KN.m}$

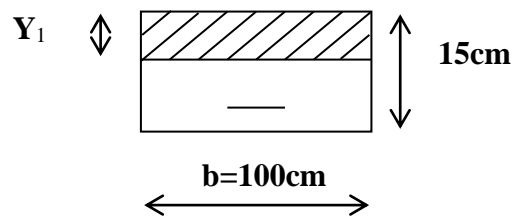
Moment statique :

$$S_{yy} = 0 \rightarrow \frac{b}{2} y_1^2 - 15 A_{adop} (d_x - y_1) = 0$$

$$\frac{100}{2} y_1^2 - 15 \times 2.01 (13 - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 30.15 y_1 - 391.95 = 0$$

$$y_1 = 2.51 \text{ cm}$$



Moment d'inertie :

$$I_{yy} = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A_{adop} (d - y_1)^2$$

$$I_{yy} = \frac{100 \times 2.51^3}{3} + 15 \times 2.01 (13 - 2.51)^2 = 3844.82 \text{ cm}^2$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = k \times y = \frac{M_{ax}}{I} \times y = \frac{2.11 \times 10^3}{3844.82} \times 2.51 = 1.38 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée

- Vérification de la contrainte des armatures tendues pour la fissuration préjudiciable (terrasse) :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15 \times k(d_x - y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.549(13 - 2.51) = 86.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Le calcul se fait comme une section rectangulaire (b × h) à l'ELS :

$$\mu_1 = \frac{M_{aser}}{bd^2\sigma_s} = \frac{2.11 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 201.633} = 0.00062$$

$$\lambda = 1 + 30\mu = 1.0186$$

$$\cos\varphi = \lambda^{-1.5} \rightarrow \varphi = 13.41^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(240 + \frac{\varphi}{3}\right) = 0.13$$

$$k_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = 100.38 \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.633}{100.38} = 2.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) = 0.957$$

$$A_{ser} = \frac{M_{aser}}{\beta_1 d \bar{\sigma}_s} = \frac{2.11 \times 10^3}{0.957 \times 13 \times 201.633} = 0.84 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures finales :**

$$A_t = \max(A_u; A_{min}; A_{ser}) = 1.57 \text{ cm}^2$$

Choix: **4T8** = 2.01 cm²/ml

Espacement : $e = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm/ml}$

➤ **Sens (Y) :**

a- En travée :

➤ **E.L.U.R :**

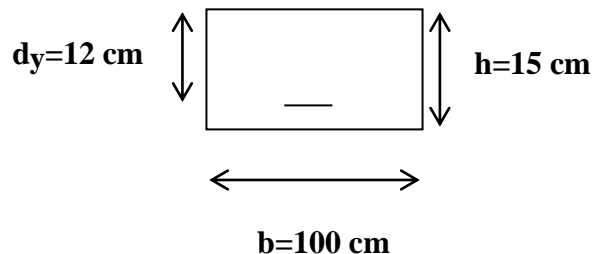
$$d_y = d_x - 1.0 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 4.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d_y^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4.82 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.024$$

→ $\beta = 0.988$; β est tirée de tableau.

$$A_{ut} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.82 \times 10^3}{0.988 \times 12 \times 348} = 1.17 \text{ cm}^2$$



➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23d_y b f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 100 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = \max(A_{ux}; A_{\min}) = 1.45 \text{ cm}^2$

Choix : **4T8** = $A_{\text{adop}} = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **E.L.S :** $M_{ty} = 0.85M_{0y} = 4.28 \text{ KN.m}$

Moment statique :

$$S_{yy} = 0 \rightarrow \frac{b}{2}y^2 - 15A_{\text{adop}}(d_y - y_1) = 0$$

$$\frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 2.01(12 - y_1) = 0$$

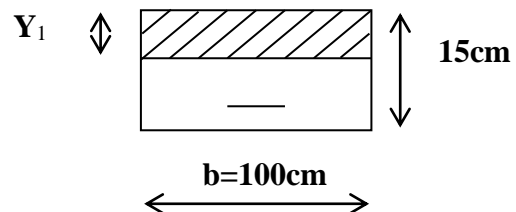
$$50y_1^2 + 30.15y_1 - 361.8 = 0$$

$$y_1 = 2.41 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_{yy} = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A_{\text{adop}}(d - y_1)^2$$

$$I_{yy} = \frac{100 \times 2.41^3}{3} + 15 \times 2.01(12 - 2.41)^2 = 2966.44 \text{ cm}^2$$



Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = k \times y = \frac{M_{ty}}{I} \times y = \frac{4.28 \times 10^3}{2966.44} \times 2.41 = 3.48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée

- Vérification de la contrainte des armatures tendues pour la fissuration préjudiciable (terrasse) :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15 \times k(d_y - y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.443(12 - 2.41) = 163.99 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$Condition vérifiée

Le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b \times h$) à l'ELS:

$$\mu_1 = \frac{M_{tser}}{bd^2\sigma_s} = \frac{4.28 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 201.633} = 0.0015$$

$$\lambda = 1 + 30\mu = 1.045$$

$$\cos\varphi = \lambda^{-1.5} \rightarrow \varphi = 20.59^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(240 + \frac{\varphi}{3}\right) = 0.197$$

$$k_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = 61.14 \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.633}{61.14} = 3.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) = 0.934$$

$$A_{ser} = \frac{M_{tser}}{\beta_1 d \bar{\sigma}_s} = \frac{4.28 \times 10^3}{0.934 \times 12 \times 201.633} = 1.90 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures finales**

$$A_t = \max(A_u; A_{min}; A_{ser}) = 1.90 \text{ cm}^2$$

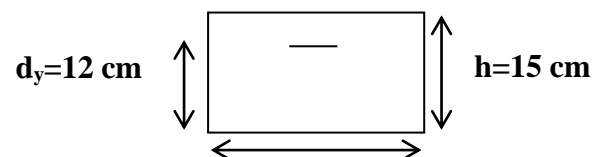
Choix: **4T8** = 2.01 cm²/ml

$$\text{Espacement : } e = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm/ml}$$

b- En appui

➤ **ELU** : $M_{ay} = 0.4 M_{oy} = 2.27 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d_y^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2.27 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.011$$



→ $\beta = 0.9945$; β est tirée de tableau.

$$A_{ux} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.27 \times 10^3}{0.9945 \times 12 \times 348} = 0.055 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 d_x b f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 100 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = \max(A_{ux}; A_{min}) = 1.45 \text{ cm}^2$$

Choix : **4T8** = $A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **ELS** : $M_{ay} = 0.4 M_{0y} = 2.01 \text{ KN.m}$

Moment statique :

$$S_{yy} = 0 \rightarrow \frac{b}{2}y^2 - 15A_{adop}(d_y - y_1) = 0$$

$$\frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 2.01(12 - y_1) = 0$$

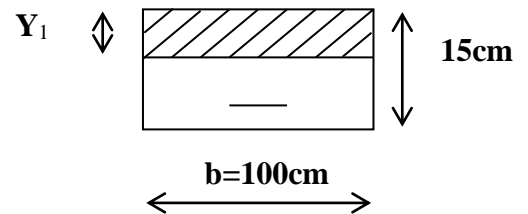
$$50y_1^2 + 30.15y_1 - 361.8 = 0$$

$$y_1 = 2.41 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_{yy} = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A_{adop}(d - y_1)^2$$

$$I_{yy} = \frac{100 \times 2.41^3}{3} + 15 \times 2.01(12 - 2.41)^2 = 2966.44 \text{ cm}^2$$



Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = k \times y = \frac{M_{ay}}{I} \times y = \frac{2.01 \times 10^3}{2966.44} \times 2.41 = 1.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée

Vérification de la contrainte des armatures tendues pour la fissuration préjudiciable (terrasse) :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15 \times k(d_y - y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.678(12 - 2.41) = 97.53 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$Condition vérifiée

Le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b \times h$) à l'ELS:

$$\mu_1 = \frac{M_{aser}}{bd^2\sigma_s} = \frac{2.01 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 201.633} = 0.00069$$

$$\lambda = 1 + 30\mu = 1.0207$$

$$\cos\varphi = \lambda^{-1.5} \rightarrow \varphi = 14.13^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(240 + \frac{\varphi}{3}\right) = 0.137$$

$$k_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = 94.49 \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.633}{94.49} = 2.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) = 0.954$$

$$A_{ser} = \frac{M_{aser}}{\beta_1 d \bar{\sigma}_s} = \frac{2.01 \times 10^3}{0.954 \times 12 \times 201.633} = 0.87 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures finales :**

$$A_t = \max(A_u; A_{min}; A_{ser}) = 1.45 \text{ cm}^2$$

Choix: **4T8** = 2.01 cm²/ml

$$\text{Espacement : } e = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm/ml}$$

d- Vérification à l'effort tranchant :

➤ **Sens (X) :**

$$T_x = q_u \frac{l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 11.64 \frac{3.65}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0.97}{2}} = 14.31 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{T_x}{bd_x} = \frac{14.31 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} < \bar{\tau}_u ; \text{ Avec : } \bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa (Fissuration peu préjudiciable)}$$

➤ **Sens (Y) :**

$$T_y = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{11.64 \times 3.65}{3} = 14.16 \text{ KN}$$

$$\tau_{uy} = \frac{T_y}{bd_y} = \frac{14.16 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.118 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

e- Vérification de la flèche :

Il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20M_{0x}} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{365} = 0.0411 < \frac{5.17}{20 \times 3.44} = 0.0425 \dots \dots \dots \text{C N V} \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

f- Ecartement des armatures :

D'après le BAEL 91: dans le cas de charge répartie :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(45 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

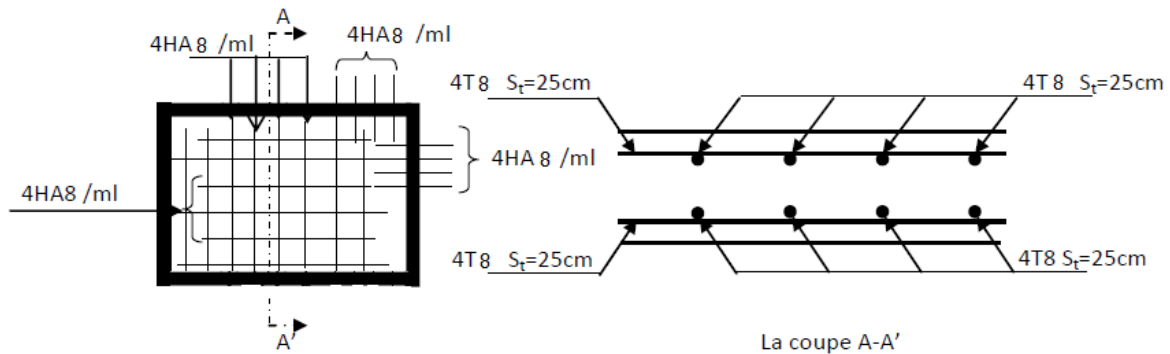


Figure IV.13 : Schéma du ferrailage de la dalle pleine (cage d'escalier).

3.7.3- Dalle pleine sur 4 appuis (La dalle pleine sur laquelle la coupole est ancrée)

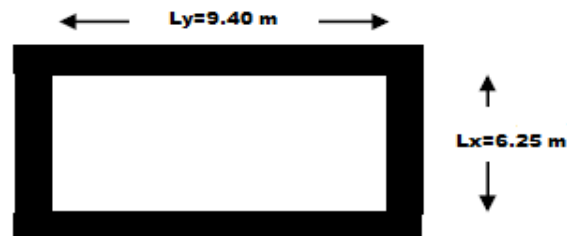


Figure IV.14 : Dalle sur 04 appuis (La dalle pleine sur laquelle la coupole est ancrée)

$$L_x = 6.25\text{m}$$

$$L_y = 9.40\text{m}$$

L'épaisseur de la dalle pleine :

$$e_p \geq l_x / 30 \rightarrow e_p = 25 \text{ cm}$$

On a les charges : $G = 10.01 \text{ KN/m}^2$ $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$.

Et on a :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6.25}{9.40} = 0.66 > 0.4 \text{ (La dalle travaille dans les deux sens)}$$

Les résultats de la dalle pleine de $e=25 \text{ cm}$ sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.3 : Les moments fléchissant et le ferrailage de la dalle pleine de e=25 cm

	Elément	Sens	M (KN.m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
E.L.U	Travée	X-X	36.73	4.71	8T10=6.28
		Y-Y	13.79	1.82	8T8=4.02
	Appui	X-X	21.61	2.74	8T8=4.02
		YY	8.11	1.45	8T8=4.02
E.L.S	Travée	X-X	28.95	6.83	8T12=9.05
		Y-Y	15.50	3.75	8T10=6.28
	Appui	X-X	17.03	3.94	8T10=6.28
		Y-Y	9.12	2.16	8T8=4.02

Tableau IV.4 : Les efforts tranchants de la dalle pleine de e=25cm

Sens	T (KN)
X-X	35.27
Y-Y	31.27

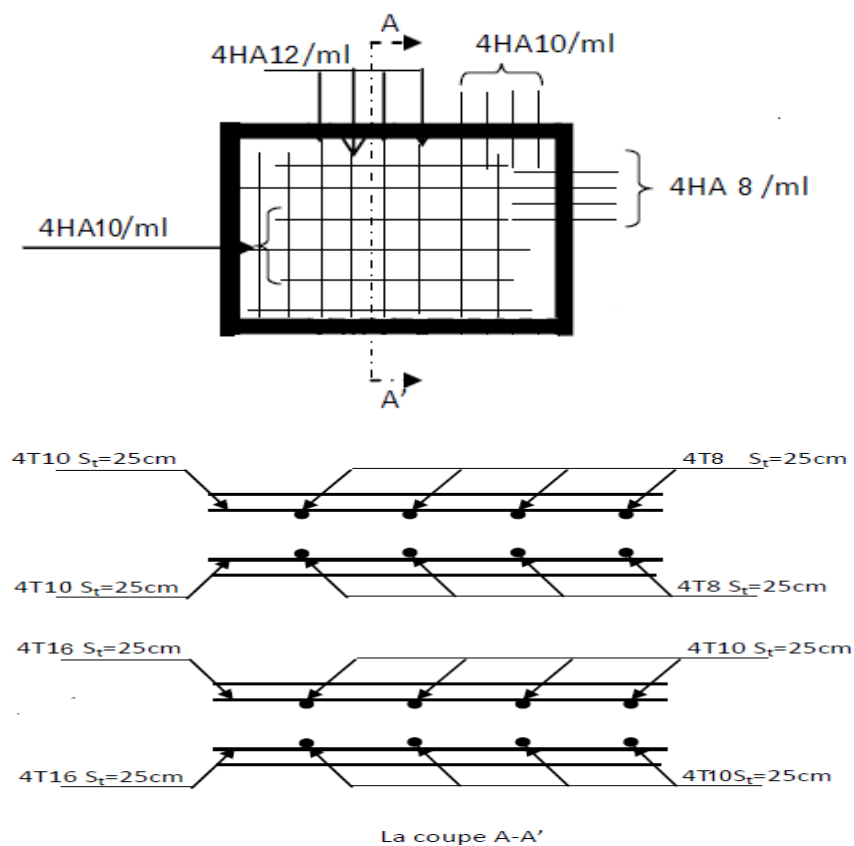


Figure IV.15 : Schéma du ferrailage de la dalle pleine sur laquelle la coupole est ancrée.

Bloc B

Nous avons utilisé la même méthode de calcul que celle utilisée dans le bloc A

Tableau IV.4: Les dimensions de la plancher corps creux du sous-sol et RDC.

G (KN /m ²)	Q (KN /m ²)	h _t (cm)	b (cm)	b ₀ (cm)
5.68	5	20+5	65	12

1- Type de poutrelles

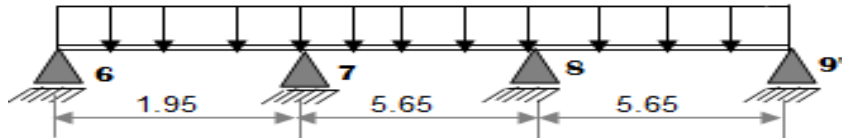


Figure IV.16 : Schéma des poutrelles de sous-sol et RDC de bloc B

Les résultats trouvés sont notifiés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Les moments fléchissant et les efforts tranchants de plancher de sous-sol et RDC de bloc B

travée		67	78	89'	
L(m)		1.95	5.65	5.65	
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$ (KN.m)	E.L.U	4.69	39.34	39.34	
	E.L.S	4.72	27.69	27.69	
Appui		6	7	8	9'
Coefficient forfaitaire		0.2	0.5	0.5	0.2
M _a (Appui)	E.L.U	0.94	19.67	19.67	7.87
	E.L.S	0.94	13.85	13.85	5.54
M _t (Adopté)	E.L.U	3.14		25.18	31.08
	E.L.S	3.16		17.72	21.87
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2}$ (KN)	T _w	0.0084	27.85	29.94	
	T _e	-19.22	-27.85	-25.77	

2-Calcul des poutrelles des plancher inaccessible

On utilise la méthode des trois moments

Les charges : G = 6.96 KN/m² ; Q = 1 KN/m²

➤ Type de poutrelles

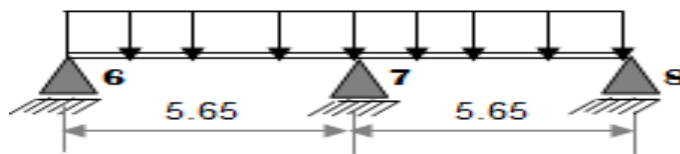


Figure IV.17 : Schéma des poutrelles de plancher inaccessible de bloc B

Les résultats trouvés sont notifiés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Les moments fléchissant et les efforts tranchants de plancher inaccessible de bloc B

	travée	L(m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
E.L.U	6-7	5.65	28.25	14.13	7.50	22.50	-17.50
	7-8	5.65	14.13	28.25	7.50	17.50	-22.50
E.L.S	6-7	5.65	20.63	10.31	5.48	16.43	-12.78
	7-8	5.65	10.31	20.63	5.48	12.48	-16.73

3- Ferrailage de plancher sous-sol et RDC

Armatures longitudinales

Tableau IV.7 : les résultats du ferrailage du plancher sous-sol et RDC (armatures longitudinales) de bloc B

	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
En travée	4.11	3T14= 4.62
Sur appuis	2.56	1T12 (filante) +1T12 (chapeau)= 2.26

Vérification des contraintes (dans le béton comprimé σ_{bc} , cisaillement)

$$\tau_u = 1.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Armatures transversales

Tableau IV.8 : les résultats du ferrailage du plancher sous-sol, RDC (armatures transversales) de bloc B

Ø (mm)	Espacement (cm)	A _t calculé (cm ²)	A _t adopté (cm ²)
8	15	0.3	2Ø8=1.01

Vérification de la flèche

Après les calculs nous avons trouvé que :

$$\Delta f_t = 0.66 \text{ cm} < \Delta f_{max} = 1.13 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

4- Ferrailage de plancher inaccessible

Armatures longitudinales

Tableau IV.9 : les résultats du ferrailage du plancher inaccessible (armatures longitudinale) de bloc B

	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
En travée	0.97	3T10= 2.36
Sur appuis	2.56	1T10 (filante) +1T10 (chapeau)= 1.57

Vérification des contraintes (dans le béton comprimé σ_{bc} , cisaillement)

$$\tau_u = 1.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Armatures transversales

Tableau IV.10 : les résultats du ferrailage du plancher de la terrasse inaccessible (armatures transversales) de bloc B.

\varnothing (mm)	Espacement (cm)	A_t calculé (cm ²)	A_t adopté (cm ²)
8	15	0.3	2 \varnothing 8=1.01

Vérification de la flèche

$$\Delta f_t = 0.58 \text{ cm} < \Delta f_{max} = 1.13 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

5- Schéma du ferrailage des poutrelles

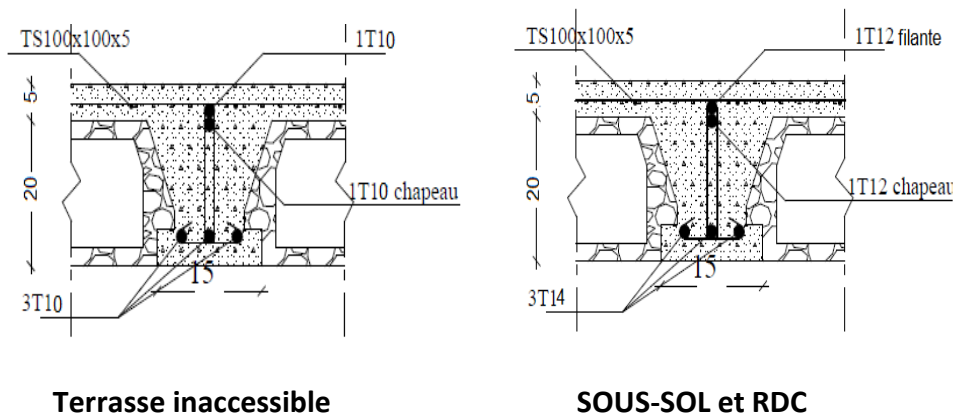


Figure IV.18 : Dessin de ferrailage des poutrelles de plancher de bloc B

Bloc C

Tableau IV.11: Les dimensions de la plancher corps creux du sous-sol et RDC.

G (KN /m ²)	Q (KN /m ²)	h _t (cm)	b (cm)	b ₀ (cm)
5.28	1.5	16+4	65	12

1- Type de poutrelles

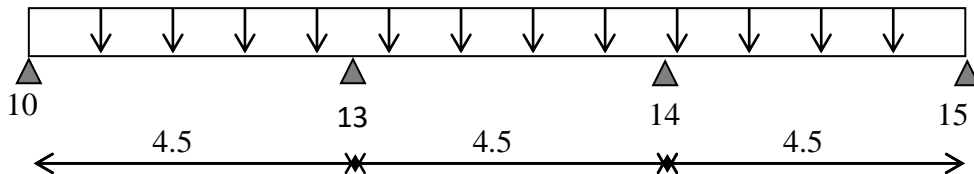


Figure IV.19: Schéma des poutrelles de l'étage courant de bloc C

Les résultats trouvés sont notifiés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Les moments fléchissant et les efforts tranchants de plancher de l'étage courant de bloc C

travée		10 13	13 14	14 15	
L(m)		4.5	4.5	4.5	
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$ (KN.m)	E.L.U	15.44	15.44	15.44	
	E.L.S	11.16	11.16	11.16	
Appui		10	13	14	15
Coefficient forfaitaire		0.2	0.5	0.5	0.2
M _a (Appui)	E.L.U	3.09	7.72	7.72	3.09
	E.L.S	2.23	5.58	5.58	2.23
M _t (Adopté)	E.L.U	11.12	8.80	11.12	
	E.L.S	8.03	6.36	8.03	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2}$ (KN)	T _w	12.70	13.73	14.75	
	T _e	-14.75	-13.73	-12.70	

2- Calcul des poutrelles des plancher inaccessible

On utilise la méthode de trois moments

Les charges : G = 6.56KN/m²; Q = 1KN/m²

➤ **Type de poutrelles**

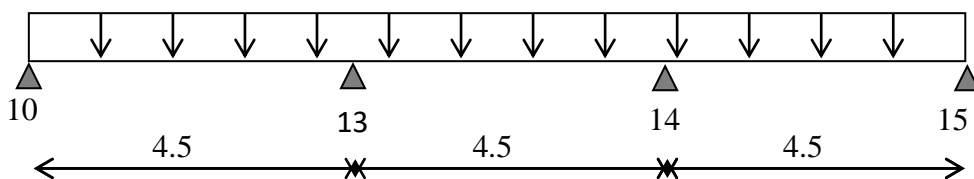


Figure IV.20: Schéma des poutrelles de plancher inaccessible de bloc C

Les résultats trouvés sont notifiés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 : les moments fléchissant et les efforts tranchants de plancher inaccessible de bloc C

	travée	L(m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
E.L.U	10-13	4.5	3.41	12.95	9.18	13.02	-17.26
	13-14	4.5	12.95	12.95	4.08	15.14	-15.14
	14-15	4.5	12.95	3.41	9.18	17.26	-13.02
E.L.S	10-13	4.5	2.48	9.45	6.72	9.50	-12.59
	13-14	4.5	9.45	9.45	2.98	11.05	-11.05
	14-15	4.5	9.45	2.48	6.72	12.60	-9.49

3- Ferrailage de plancher sous-sol et RDC

Armatures longitudinales

Tableau IV.14 : les résultats du ferrailage du plancher RDC et étage courant (armatures longitudinales) de bloc C

	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
En travée	1.81	3T10= 2.36
Sur appuis	2.56	1T10 (filante) +1T10 (chapeau)= 1.56

Vérification des contraintes (dans le béton comprimé σ_{bc} , cisaillement)

$$\tau_u = 0.68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Armatures transversales

Tableau IV.15: les résultats du ferrailage du plancher sous-sol, RDC (armatures transversales) de bloc C

Ø (mm)	Espacement (cm)	A _t calculé (cm ²)	A _t adopté (cm ²)
6	15	0.3	2Ø6=0.57

Vérification de la flèche

$$\Delta f_t = 0.22 \text{ cm} < \Delta f_{max} = 0.9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

4- Ferrailage de Plancher inaccessible

Armatures longitudinales

Tableau IV.16 : les résultats du ferrailage du plancher inaccessible (armatures longitudinale) de bloc C

	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
En travée	1.48	3T10= 2.36
Sur appuis	2.19	1T12 (filante) +1T12 (chapeau)= 2.26

Vérification des contraintes (dans le béton comprimé σ_{bc} , cisaillement)

$$\tau_u = 0.8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Armatures transversales

Tableau IV.17 : les résultats du ferrailage du plancher de la terrasse inaccessible (armatures transversales) de bloc C

\varnothing (mm)	Espacement (cm)	A_t calculé (cm ²)	A_t adopté (cm ²)
8	15	0.3	2 \varnothing 8=1.01

Vérification de la flèche

$$\Delta f_t = 0.23 \text{ cm} < \Delta f_{max} = 0.9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

5-Schéma du ferrailage des poutrelles

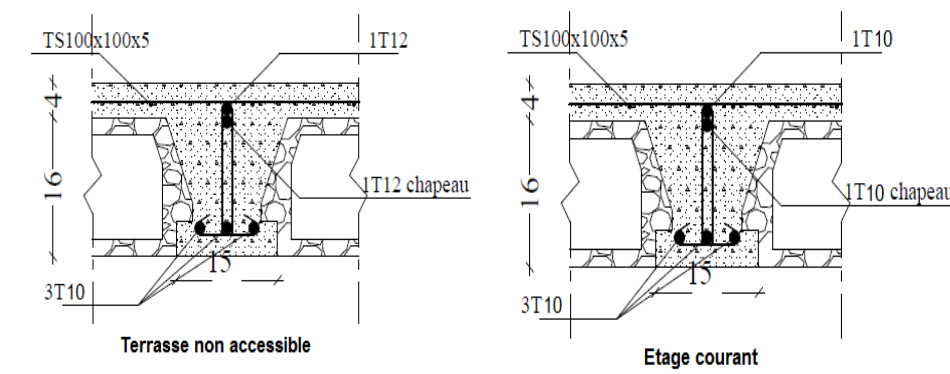


Figure IV.21 : schéma de ferrailage des poutrelles de bloc C

Minaret

1-Calcul du plancher dalle pleine (Dalle pleine sur 04 appuis)

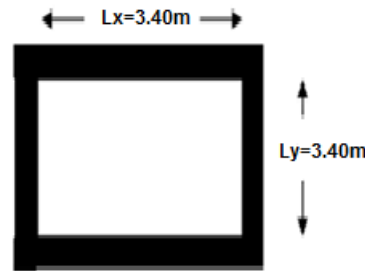


Figure IV.22: Dalle sur 04 appuis du minaret

$L_x = 3.40m$

$L_y = 3.40m$

L'épaisseur de la dalle pleine: $e_p \geq l_x / 30$ (panneau isolé) $\rightarrow e_p = 15\text{ cm}$

1.2- Pour sous-sol, RDC et 6^{ème} étage

On a les charges : $G = 2.48\text{ KN/m}^2$; $Q = 4.00\text{ KN/m}^2$.

Et on a : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.40}{3.40} = 1.00 > 0.4$ (La dalle travaille dans les deux sens)

Les résultats de la dalle pleine du minaret sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.18: Les moments fléchissant et le ferrailage de la dalle pleine du minaret (sous-sol, RDC, 6^{ème} étage) de minaret

	Elément	Sens	M (KN.m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
E.L.U	Travée	X-X	3.38	1.57	4T8=2.01
		Y-Y	3.38	1.45	4T8=2.01
	Appui	X-X	1.99	1.57	4T8=2.01
		YY	1.99	1.45	4T8=2.01
E.L.S	Travée	X-X	2.81	1.57	4T8=2.01
		Y-Y	2.81	1.45	4T8=2.01
	Appui	X-X	1.65	1.57	4T8=2.01
		Y-Y	1.65	1.45	4T8=2.01

Tableau IV.19 : les résultats des efforts tranchants du minaret (sous-sol, RDC, 6^{ème} étage) de minaret

Sens	T (KN)
X-X	10.60
Y-Y	10.60

Vérification des contraintes de cisaillement

$\tau_{ux} = 0.082\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa}$

$$\tau_{uy} = 0.088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Vérification de la flèche :

Il n'est pas indispensable de vérifier la flèche car les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20M_{0x}} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{340} = 0.0441 > \frac{3.38}{20 \times 3.98} = 0.0424 \dots \dots \dots \text{C.V} \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.003 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{C.V} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

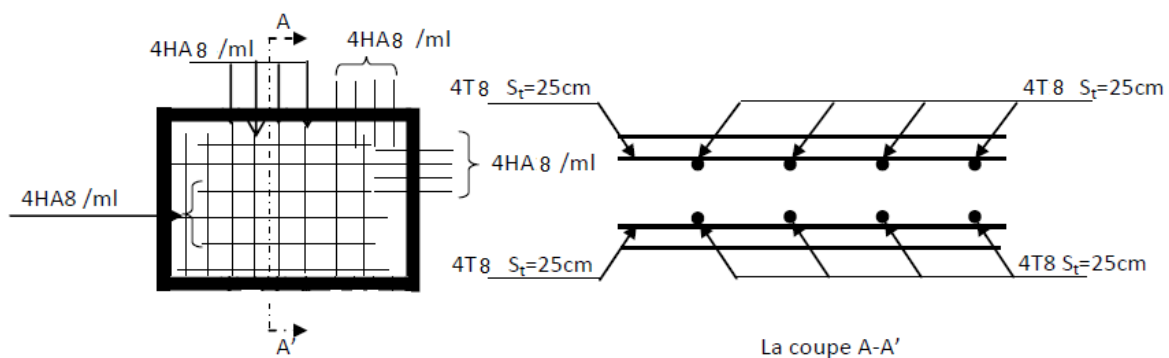


Figure IV.23: Schéma du ferrailage de la dalle pleine du minaret Pour sous-sol, RDC et 6^{ème} étage

1.2- Pour 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage

On a les charges: $G = 2.48 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$.

Les résultats de la dalle pleine du minaret sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.20 : Les moments fléchissant et le ferrailage de la dalle pleine du minaret (1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage) de minaret

	Elément	Sens	M (KN.m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
E.L.U	Travée	X-X	1.75	1.57	4T8=2.01
		Y-Y	1.75	1.45	4T8=2.01
	Appui	X-X	1.03	1.57	4T8=2.01
		YY	1.03	1.45	4T8=2.01
E.L.S	Travée	X-X	0.44	1.57	4T8=2.01
		Y-Y	0.44	1.45	4T8=2.01
	Appui	X-X	0.26	1.57	4T8=2.01
		Y-Y	0.26	1.45	4T8=2.01

Tableau IV.21 : les résultats des efforts tranchants du minaret (sous-sol, RDC, 6^{ème} étage) de minaret

Sens	T (KN)
X-X	5.50
Y-Y	5.50

Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_{ux} = 0.042 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

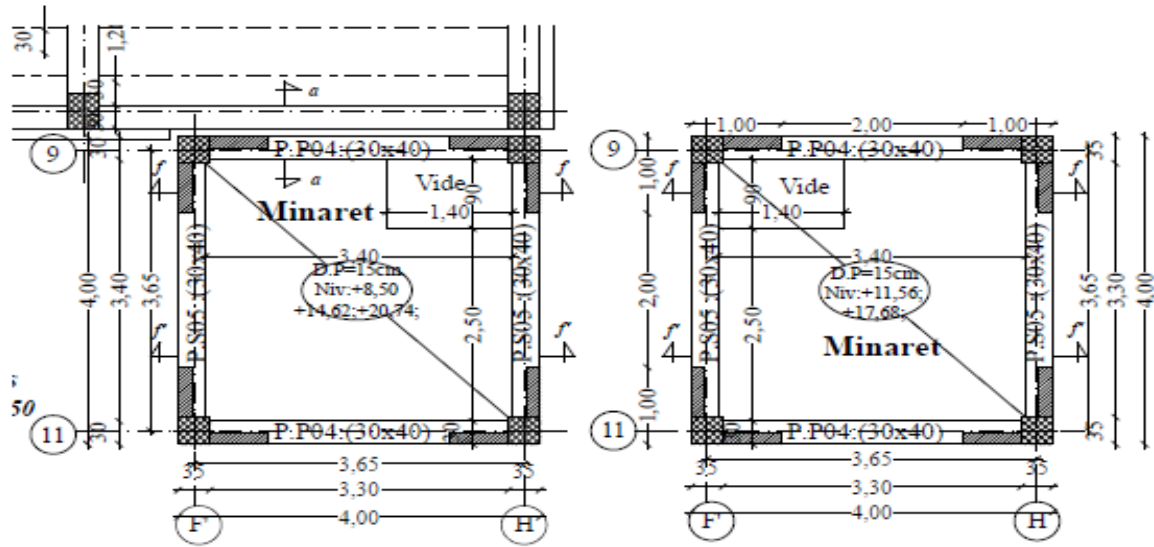
$$\tau_{uy} = 0.042 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Vérification de la flèche

Il n'est pas indispensable de vérifier la flèche car les conditions suivantes sont satisfaisantes.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20M_{0x}} \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{340} = 0.0441 > \frac{1.75}{20 \times 2.06} = 0.0424 \dots\dots\dots C.V \\ \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.003 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots C.V \end{array} \right.$$

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$



Plan Coffrage Planchers
Niv:+11,56;+17,68 Ech:1/50

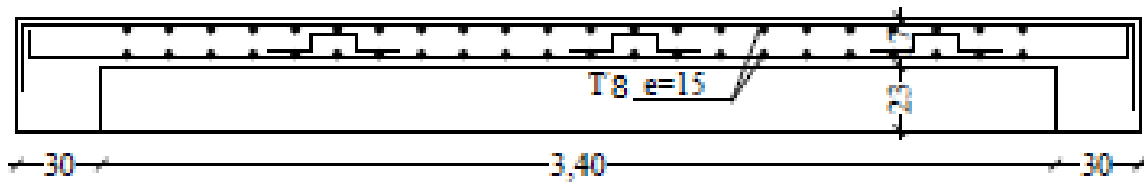


Figure IV.24: Schéma du ferrailage de la dalle pleine de minaret Pour 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage

CHAPITRE V

Etude sismique

1- Introduction

Un séisme est un phénomène naturel, caractérisé par des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, dites « ondes sismique » engendrent à leurs tour un mouvement du sol.

Ces mouvements excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique selon RPA 99 V 2003 pour comprendre le comportement dynamique de notre l'ouvrage.

2- Présentation du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (RPA, Euro code, UBC, ACI...Etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisés par des éléments « SLAB » (dalle pleine).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ selon RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^2$.

3- Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques algériennes (RPA/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

3.1- Différente méthode de calcul

- Méthode statique équivalente.

- Méthode d’analyse modale spectrale.
- Méthode d’analyse dynamique par accéléro-gramme.

4- La méthode utilisée

La méthode d’analyse modale spectrale.

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

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

4.1- Coefficient d’accélération de la zone A : RPA99 (Tableau 4.1)

Le coefficient A représente l’accélération du sol et dépend de l’accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l’on veut avoir.

L’accélération maximale dépend de la période de retour que l’on se fixe ou en d’autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l’année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus ou moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres.

Tableau V.1: coefficient d’accélération de la zone.

Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Dans ce cas, A=0,12 ;

4.2- Coefficient de comportement global de la structure R

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu’il est défini dans l’article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un portique autostable avec remplissages en maçonnerie.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=3,5**

4.3- Facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau suivant :

Tableau V.2: pénalité à retenir pour le critère de qualité.

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Q : le facteur de qualité est en fonction de:

a- Condition minimales sur les filles de contreventement

D'après le RPA 99/ version 2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $\leq 1,5$.

- Sens longitudinal :

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{6,55}{5,65} = 1,15 < 1,5 \rightarrow \text{critère observé; } P_q = 0$$

- Sens transversal :

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{4,95}{4,875} = 1,01 < 1,5 \rightarrow \text{critère observé; } P_q = 0$$

b- Redondance en plan

Chaque étage devra avoir en plan ; au moins (4) files de portique ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépasse pas 1,5.

→ critère observé; $P_q = 0,05$

c- Régularité en élévation

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.

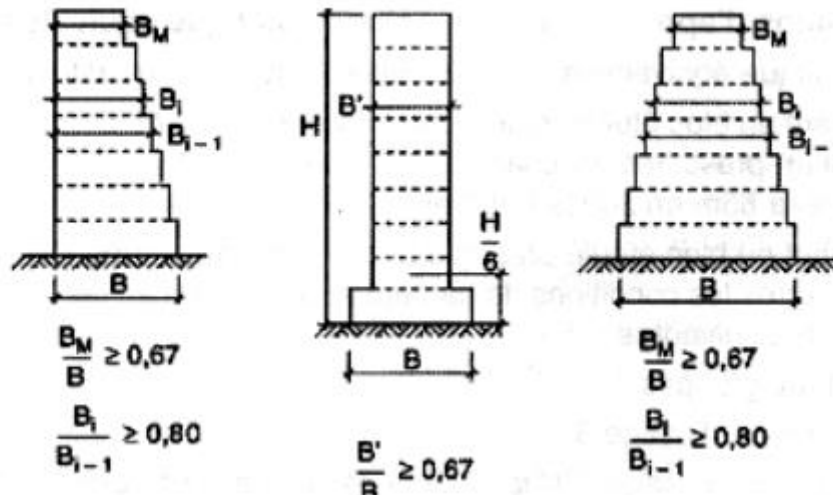


Figure V.1: Limites des décrochements en élévation¹

La structure est classée régulièrement en élévation → critère observé; $P_q = 0$

d- Régularité en plan :

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des masses.

La structure est classée régulièrement en plan → critère observé; $P_q = 0$

e- Contrôles de qualité de matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre structure ne soient pas contrôlés donc on considère que ce critère est non observé; $P_q = 0,05$

f- Contrôles de qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé; $P_q = 0,1$

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q_x = 1 + (0 + 0,05 + 0 + 0 + 0,05 + 0,1) = 1,2$$

¹ RPA 99/ version 2003, figure 3.2.page 35

$$Q_y = 1 + (0 + 0,05 + 0 + 0 + 0,05 + 0,1) = 1,2$$

4.4- Facteur de correction d'amortissement « η »

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Ou ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ = 7% Pour portique en béton armé avec un remplissage dense.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,882 \geq 0,7$$

4.5- Période T₁ et T₂ du site considéré

Site (S3) sol meuble.

T₁ et T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont donné par le tableau suivant :

Tableau V.3: périodes associées à a catégorie de site.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂	0,30	0,40	0,50	0,70

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

4.6- Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left[1 + \left(\frac{T}{T_1} \right) \times \left(2.5 \times \eta \times \left(\frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times \left[(1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(1.25 \times A \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times \left(1.25 \times \eta \right) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T : période fondamentale de la structure.

Sa/g : accélération spectrale.

g: accélération de la pesanteur= 9,81m/s²

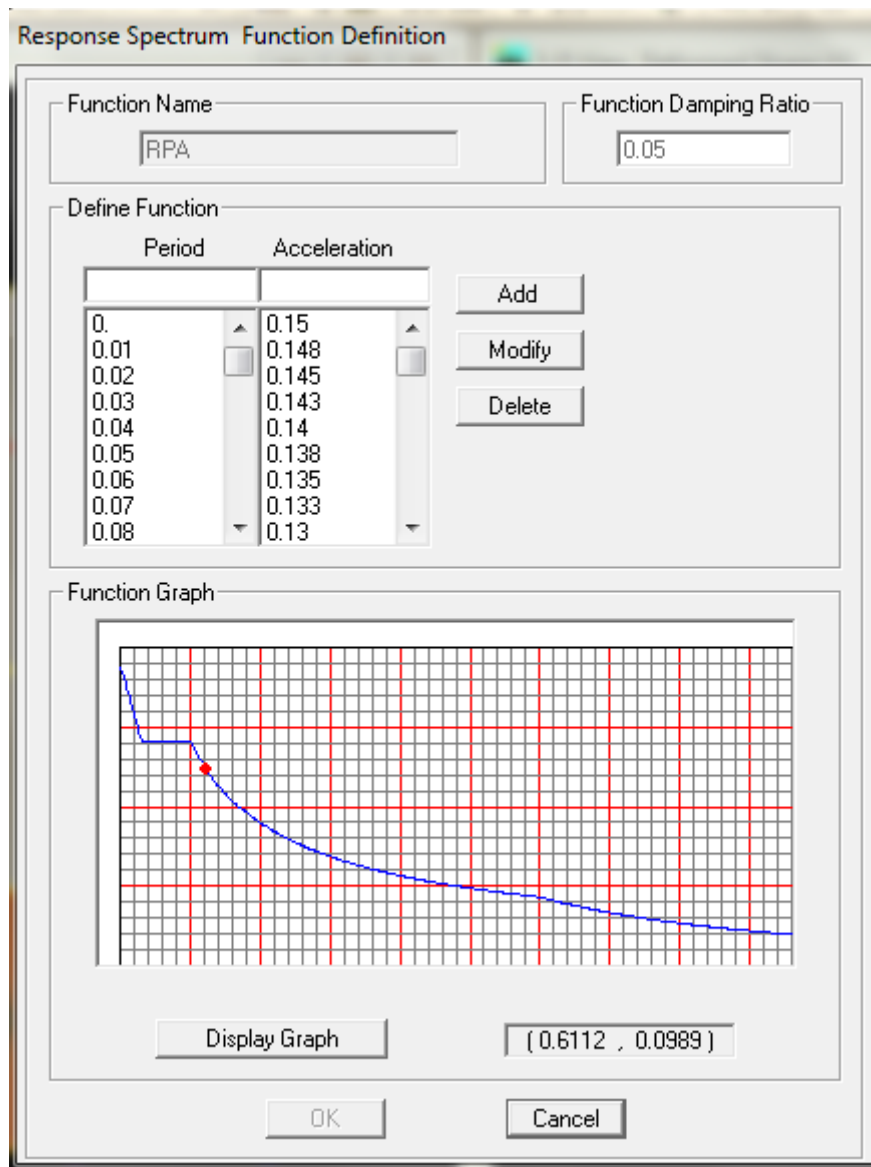


Figure V.2: diagramme de spectre de réponse.

4.7- Estimation de la période fondamentale de la structure

Formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 8,5\text{m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. RPA 2003

Portique autostable en béton armé avec remplissage en maçonnerie $\rightarrow C_T = 0,05$

$$T_1 = 0,249\text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09h_N/\sqrt{D}$$

$$D_x = 19,65\text{m}$$

$$D_y = 21,95\text{m}$$

$$T_2 = 0,09 \times 8,5/\sqrt{D_x} = 0,171\text{s}$$

$$T_3 = 0,09 \times 8,5/\sqrt{D_y} = 0,162\text{s}$$

$$T = \min(T_1, T_2, T_3) = 0,162\text{s}$$

4.8- Facteur d'amplification dynamique moyen D

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3\text{s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3\text{s} \end{cases}$$

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2,5\eta = 2,5 \times 0,882$$

$$D = 2,205$$

5- Combinaisons des charges

Les différentes actions appliquées à la structure pour la détermination des sollicitations sont combinées comme suit :

5.1- Combinaison fondamentales

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$

5.2- Combinaisons accidentelles

- ELA : $G+Q+1,2 E$
- ELA : $G+Q+E$
- ELA : $0,8G\pm E$

6- Justification de la sécurité²

D’après le RPA 99 version 2003, les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l’action sismique sont réputés atteints si les critères relatifs à la résistance, la ductilité, l’équilibre d’ensemble, la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme (effet P-Δ) sont satisfaits simultanément.

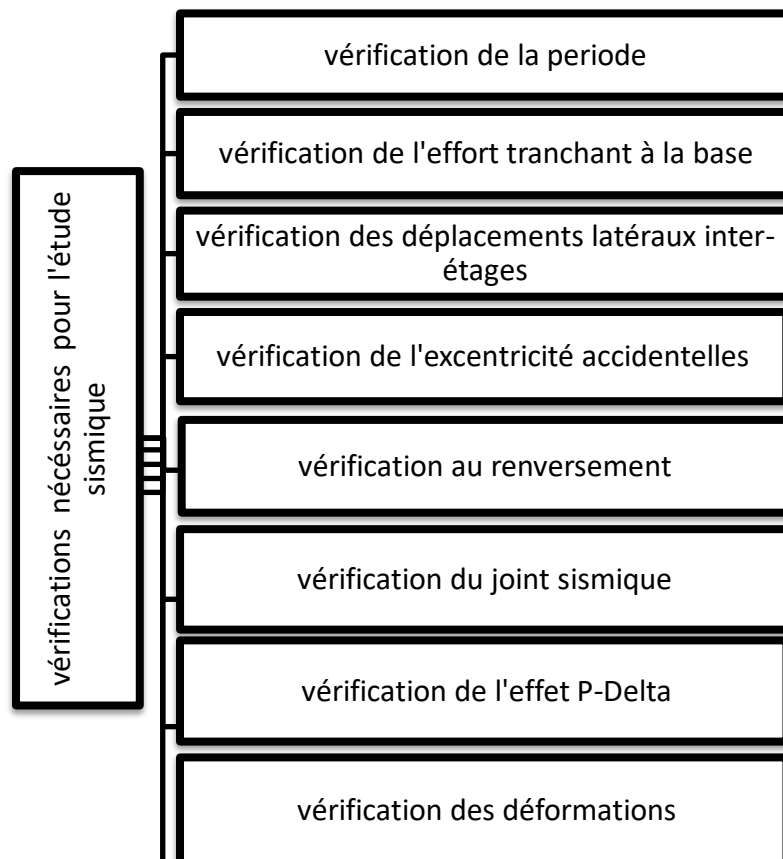


Figure V.3: Diagramme des vérifications nécessaires pour l’étude sismique

² RPA 99/ version 2003 article 5 page 53

7- Vérification du modèle initial :

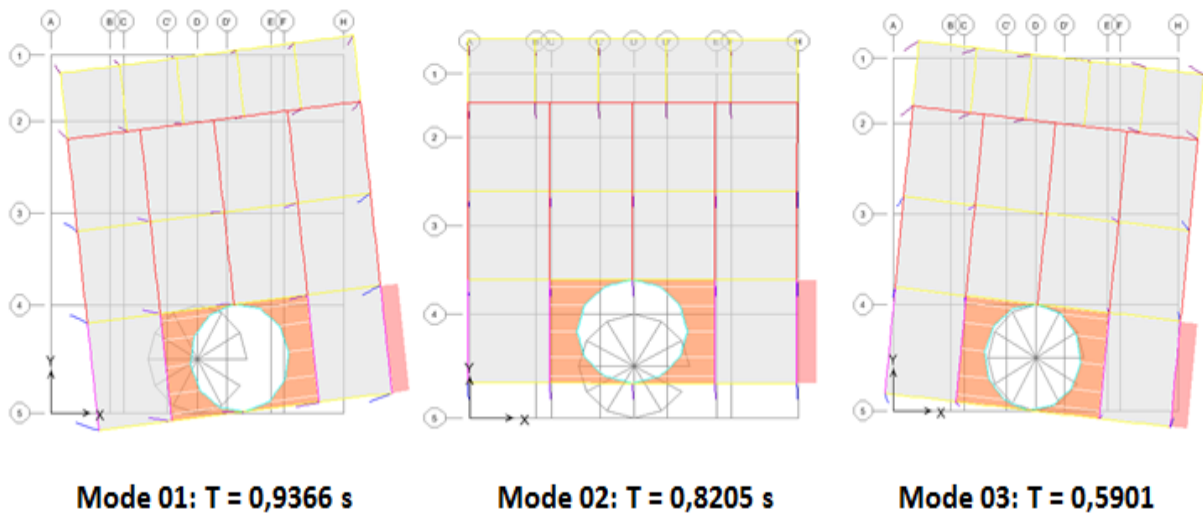


Figure V.4: Les modes de vibration du modèle initial.

Remarque : on remarque une rotation dans le premier mode, et le modèle ne vérifie pas tous les conditions de sécurité.

Solution : l'augmentation de la section des portiques (poteaux, poutres) et l'ajout des voiles.

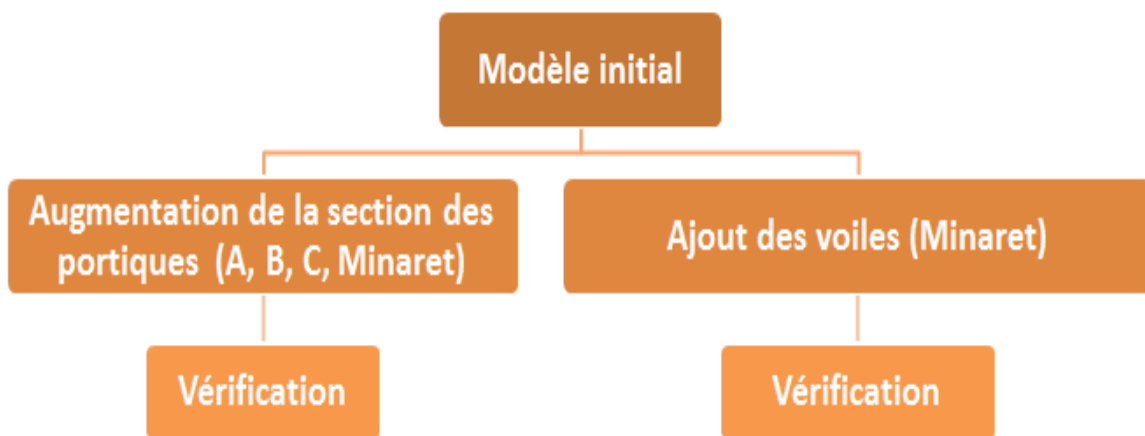


Figure V.5: Les solutions obtenues pour le modèle final.

Bloc A

1- Les modes de vibration

Les modes de vibration du bloc A sont montrés sur les figures suivant :

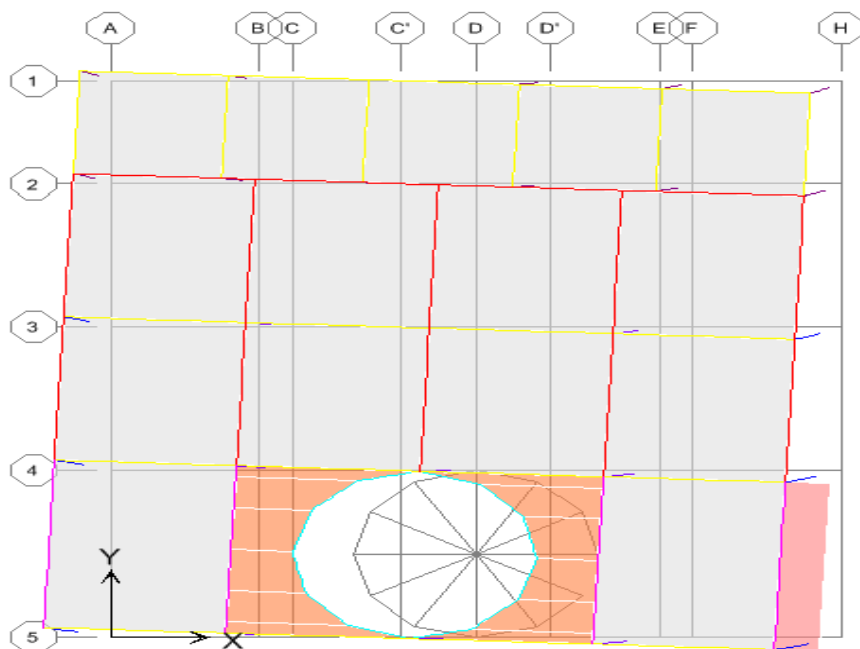


Figure V.6: 1^{er} mode translation suivant X

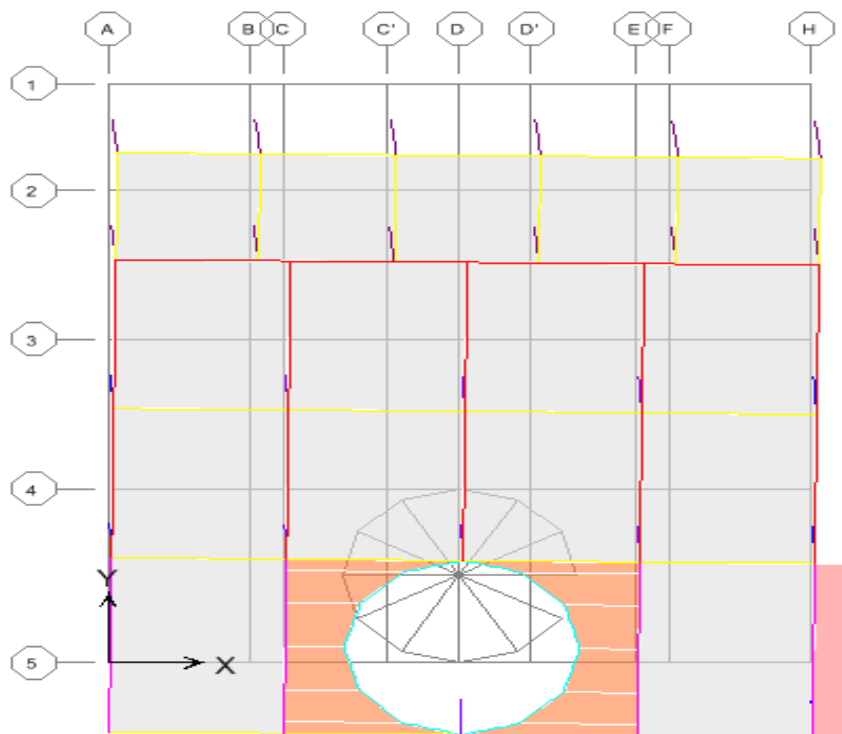


Figure V.7: 2^{ème} mode translation suivant Y

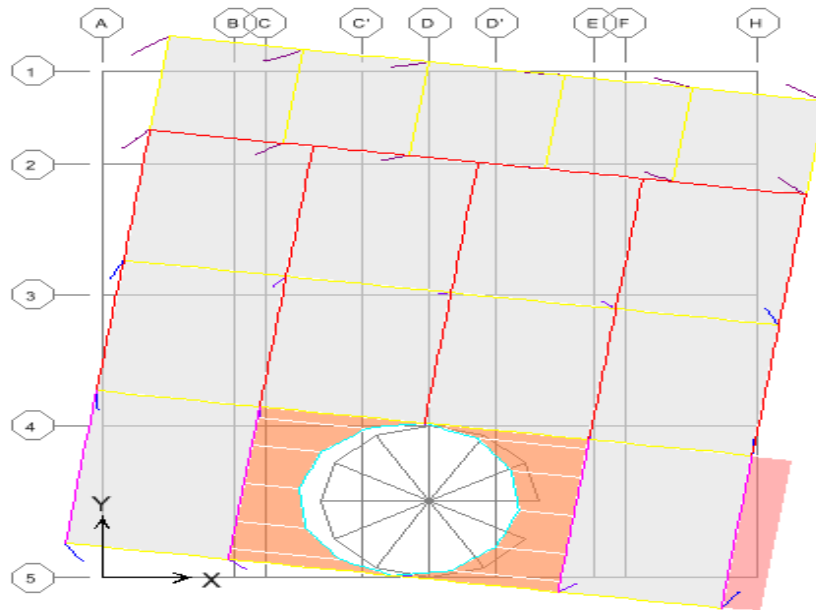


Figure V.8: 3^{ème} mode rotation suivant Z

2- Vérification de la période

- Période empirique de la structure $T_{empirique} = 0,162 \text{ s}$
- Période analytique de la structure $T_{analytique} = 0,538 \text{ s}$ (ETABS v.9)
- $T_{analytique} \geq 1.3 T_{empirique} = 0.211 \text{ s}$
Donc $T = 1.3 T_{empirique} \rightarrow D = 2.205$

Bloc	A	Q	R	Q
A	0,12	1,2	3,5	2,205

Le tableau suivant résume les périodes et les facteurs de participation modale :

Tableau V.4: périodes et facteurs de participation modale (résultat ETABS)

Mode	Période	Ux	Uy	Uz	$\sum Ux$	$\sum Uy$	$\sum Uz$
1	0,538219	79,53	0,1330	0	79,53	0,1330	0
2	0,500783	0,2299	89,84	0	79,7606	89,9369	0
3	0,434753	7,63	0,222	0	87,39	90,1589	0
4	0,1666904	11,2662	0,0314	0	98,65	90,19	0

$\sum Ux \geq 90\% \rightarrow$ vérifiée

$\sum Uy \geq 90\% \rightarrow$ vérifiée

3- Poids total de la structure³

Selon le RPA 99/ version 2003 il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitation.⁴

³ RPA 99 / version 2003 article 4.2.3 page 44

⁴ RPA 99 / version 2003 tableau 4.5 page 44

W : poids total du bâtiment, W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation : $\beta=0,3$

Dans ce cas, le poids a été tiré directement du logiciel ETABS.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 813,33t$$

4- Calcul de la force sismique⁵

$$V_S = (A.D.Q)/R.W_{total} = 0.09072 \times (402.00 + 411.33)$$

$$V_S = 73.785 \text{ t}$$

$$80\%V_S = 59.02 \text{ t}$$

$$V_{dx} = 74.32 \text{ t} \quad V_{dx} > 80\% V_S \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_{dy} = 83.70 \text{ t} \quad V_{dy} > 80\% V_S \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

5- Vérification des déformations

Selon le RPA99/2003⁶, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h). Concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\begin{cases} \Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \\ \Delta_y^k \leq \bar{\Delta} \end{cases} \quad \text{avec: } \bar{\Delta} = 0.01 \times h_e$$

h_e : La hauteur d'étage

$$\text{et: } \begin{cases} \Delta_x^k = \delta_x^k - \delta_x^{-k} \\ \Delta_y^k = \delta_y^k - \delta_y^{-k} \end{cases} \quad \text{RPA99 mod 2003(Art 4.4.3 relation: 4.19)}$$

⁵ RPA 99/ version 2003 article 4.3.6 page 50

⁶ RPA 99 / version 2003 article 5.10 page 55

$$et: \begin{cases} \delta_x^k = R \times \Delta_{ex}^k \\ \delta_y^k = R \times \Delta_{ey}^k \end{cases} \quad \text{RPA 99 mod 2003 (Art 4.4.3)}$$

Ou:

$\Delta_{\frac{x}{y}}^k$: Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau k – 1 suivant chaque sens

$\delta_{\frac{x}{y}}^k$: Le déplacement horizontale dû aux forces sismiques au niveau k suivant chaque sens

R: Coefficient de comportement globale de la structure, R = 3.5

Le tableau suivant résume déplacement latéraux inter-étage :

Tableau V.5: Déplacement latéraux inter-étage du bloc A (ETABS 2009).

Niveau	Sens x					Sens y				
	he	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	he
1	4,25	0,0087	3,5	0,03045	0,0161	0,0084	3,5	0,0294	0,0144	0,0425
RDC	4,25	0,0041	3,5	0,01435	0,01435	0,0043	3,5	0,015	0,015	0,0425

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport au niveau inférieur, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (he) → condition vérifiée.

6- Justification vis-à-vis de l'effet P – Δ

Selon le RPA 99 version 2003 (Art 5.9) les effets du 2° ordre (ou l'effet P – Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec:

P_k : Poids totale de la structure associées du niveau "k"; $P_k = \sum (W_{Gi} + 0.3W_{Qi})$

$V_{\frac{x}{y}}^k$: Effort tranchant d'étage au niveau "k" suivant chaque sens.

$\Delta_{\frac{x}{y}}^k$: Déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k – 1" suivant chaque sens

h_k : Hauteur de létage "k"

Le tableau suivant résume les vérifications de l'effet P – Δ

Tableau V.6: Vérification de l'effet P – Δ du bloc A (ETABS version 9.6.0).

Niveau	Sens x					Sens y				
	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ
1	411,33	0,0161	51,63	4,25	0,03	411,33	0,0144	56,84	4,25	0,024
RDC	402	0,01435	74,35	4,25	0,082	402	0,015	83,73	4,25	0,0169

$\theta < 0,1$ Donc l'effet P – Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

7- Vérification de l'excentricité accidentelle⁷

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le RPA99/ version 2003.

Le L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique, cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré **suivant chaque direction**.

Sens X : $e_{accidentelle} = 0,15 \times L_{xi}$

Sens Y : $e_{accidentelle} = 0,15 \times L_{yi}$

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum X_i} \quad ; \quad X_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum X_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i.

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global.

L'analyse dynamique par le logiciel ETABS a donné les résultats illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.7: l'excentricité accidentelle (ETABS2009)

Niveau	W étage	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité calculée	
		X_g	Y_g	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y
RDC	402	10,012	10,827	9,848	12,68	0,164	-1,853
1	411,33	10,01	11,14	9,848	12,004	0,162	-0,864

D'après les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage représenté dans le tableau précédent l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas $0,15 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette condition est vérifiée.

⁷ RPA 99 / version 2003 article 4.3.7 page 51

8- Vérification de l'effort normal réduit⁸

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3.1)}$$

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

B : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

8.1- Poteau 35×45 :

$$V = \frac{556,14}{0,35 \times 0,45 \times 25 \times 10^3} = 0,141 < 0,3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

8.2- Poteau 35×35 :

$$V = \frac{419,98}{0,35 \times 0,35 \times 25 \times 10^3} = 0,137 < 0,3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

8.3- Poteau circulaire 50 :

$$V = \frac{726,7}{0,5^2 \times 3,14 \times 25 \times 10^3} = 0,037 < 0,3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

⁸ RPA 99 / version 2003 article 7.1.3.3 page 63

Bloc B

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

1- Estimation de la période fondamentale de la structure

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

$$h_N = 11,9\text{m}$$

$$C_T = 0,05$$

$$T_1 = 0,32035 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

$$D_x = 19,65\text{m}$$

$$D_y = 23,25\text{m}$$

$$T_2 = 0,09 \times 11,9 / \sqrt{D_x} = 0,241\text{s}$$

$$T_3 = 0,09 \times 11,9 / \sqrt{D_y} = 0,222\text{s}$$

$$T = \min(T_1, T_2, T_3) = 0,222\text{s}$$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D**

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2,5\eta = 2,5 \times 0,882$$

$$D = 2,205$$

2- Les modes de vibration

Les modes de vibration du bloc B sont montrés sur les figures suivant :

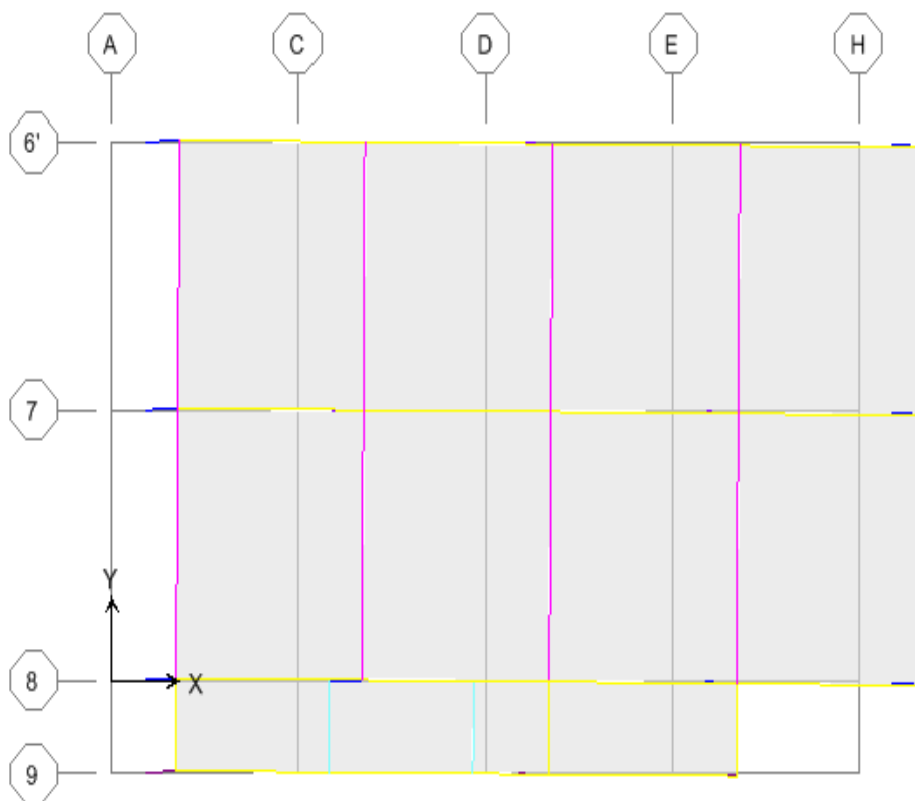


Figure V.9: 1^{er} mode translation suivant X

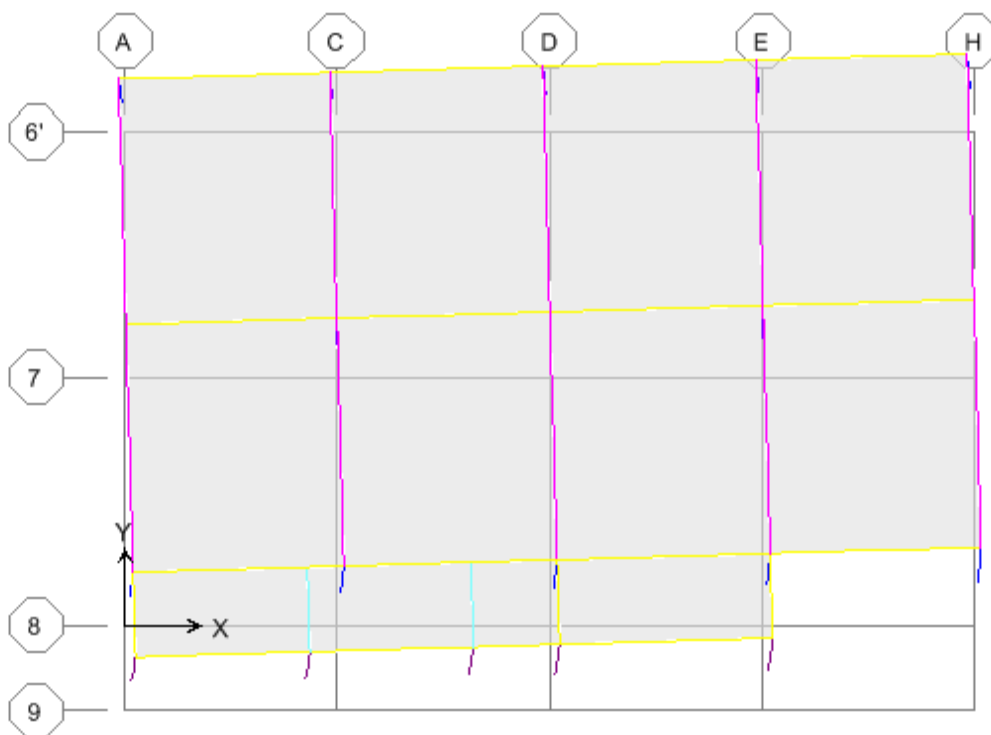


Figure V.10: 2^{ème} mode translation suivant Y

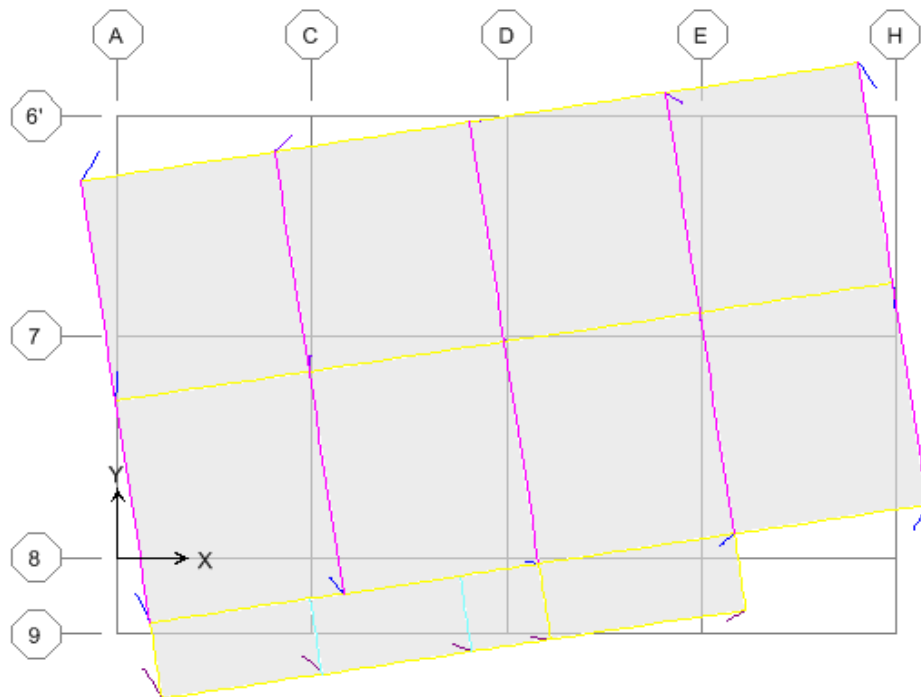


Figure V.11: 3^{ème} mode rotation suivant Z

3- Vérification de la période

- Période empirique de la structure $T_{empirique} = 0,222 \text{ s}$
- Période analytique de la structure $T_{analytique} = 0,54 \text{ s}$
- $T_{analytique} \geq 1.3 T_{empirique} = 0.2886 \text{ s}$
Donc $T = 1.3 T_{empirique} \rightarrow D = 2.205$

Bloc	A	Q	R	Q
B	0,12	1,2	3,5	2,205

Le tableau suivant résume les périodes et les facteurs de participation modale :

Tableau V.8: périodes et facteurs de participation modale (résultats d'ETABS)

Mode	Période	Ux	Uy	Uz	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
1	0.540007	56.9448	0.0122	0	56.9448	0.0122	0
2	0.426794	0.0219	57.438	0	56.9667	57.4503	0
3	0.401745	0.0645	1.2468	0	57.0312	58.697	0
4	0.168652	6.0886	0.001	0	63.1198	58.698	0
5	0.145813	0.0011	4.8088	0	63.1209	63.5069	0

Les facteurs de participations modales ne dépassent pas 90% car la mosquée est en R+1 (pas de risque)

4- Poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 813,33t$$

5- Calcul de la force sismique⁹

$$V_S = (A \cdot D \cdot Q) / R \cdot W_{total} = 0.09072 \times (281.24 + 258.10)$$

$$V_S = 48.929 \text{ t}$$

$$80\%V_S = 39.143 \text{ t}$$

$$V_{dx} = 52,45 \text{ t} \quad V_{dx} > 80\% V_S \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_{dy} = 56,19 \text{ t} \quad V_{dy} > 80\% V_S \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

6- Vérification des déformations

Le tableau suivant résume les résultats des déplacements latéraux inter-étage du bloc B

Tableau V.9 : Déplacement latéraux inter-étage du bloc B (ETABS V.9.6.0).

Niveau	Sens x					Sens y				
	he	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	0,01he
1	4,25	0.0095	3,5	0.03325	0.0161	0.0061	3,5	0.02135	0.0091	0,0425
RDC	4,25	0.0049	3,5	0.01715	0.01715	0.0035	3,5	0.01225	0.0119	0,0425
S-sol	3,4	0	3,5	0	0	0.0001	3,5	0.00035	0.00035	0,034

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport au niveau inférieur, ne dépasser pas 1% de la hauteur d'étage (he) → condition vérifiée.

7- Justification vis-à-vis de l'effet P – Δ

Le tableau suivant résume les déplacements latéraux inter-étage du bloc B

Tableau V.10: Vérification de l'effet P – Δ du bloc A2 de siège APC (ROBOT2011).

Niveau	Sens x					Sens y				
	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ
1	258,103	0,0161	33,65	4,25	0,029	258,103	0,0091	34.79	4,25	0,0158
RDC	281,243	0,01715	52,29	4,25	0,0217	281,243	0,0119	55.82	4,25	0,0141
S-sol	323,32	0	52,45	3,4	0	32.332	0,00035	56.19	3,4	0,00005

⁹ RPA 99/ version 2003 article 4.3.6 page 50

$\theta < 0,1$ Donc l'effet $P - \Delta$ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

8- Vérification de l'excentricité accidentelle

Le tableau suivant résume les résultats de l'excentricité accidentelle :

Tableau V.11: l'excentricité accidentelle (ETABS200)

Niveau	W étage	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité calculée	
		X_g	Y_g	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y
S-sol	323,32	9.728	4.973	9.462	4.894	0.266	0.079
RDC	281,243	9.766	5.054	9.551	5.098	0.215	-0.044
1	258,103	9.665	5.166	9.54	4.882	0.125	0.284

D'après les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage représenté dans le tableau précédent l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas $0,15 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette condition est vérifiée.

9- Vérification de l'effort normal réduit

9.1- Poteau 35x45

$$V = \frac{655,4}{0,35 \times 0,45 \times 25 \times 10^3} = 0,166 < 0,3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

9.2- Poteau 35x35 :

$$V = \frac{171,4}{0,35 \times 0,35 \times 25 \times 10^3} = 0,055 < 0,3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

9.3- Poteau circulaire 50 :

$$V = \frac{1088,8}{0,5^2 \times 3,14 \times 25 \times 10^3} = 0,0554 < 0,3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Bloc C

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

1- Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

$$h_N = 17 \text{ m}$$

$$C_T = 0,05$$

$$T_1 = 0,4186 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

$$D_x = 12,2 \text{ m}$$

$$D_y = 13,85 \text{ m}$$

$$T_2 = 0,09 \times 17 / \sqrt{D_x} = 0,438 \text{ s}$$

$$T_3 = 0,09 \times 17 / \sqrt{D_y} = 0,411 \text{ s}$$

$$T = \min(T_1, T_2, T_3) = 0,411 \text{ s}$$

- Facteur d'amplification dynamique moyen D

$$\text{On a } T_1 < T < T_2$$

$$D = 2,5\eta = 2,5 \times 0,882$$

$$D = 2,205$$

2- Les modes de vibration

Les modes de vibration du bloc C sont montrés sur les figures suivant :

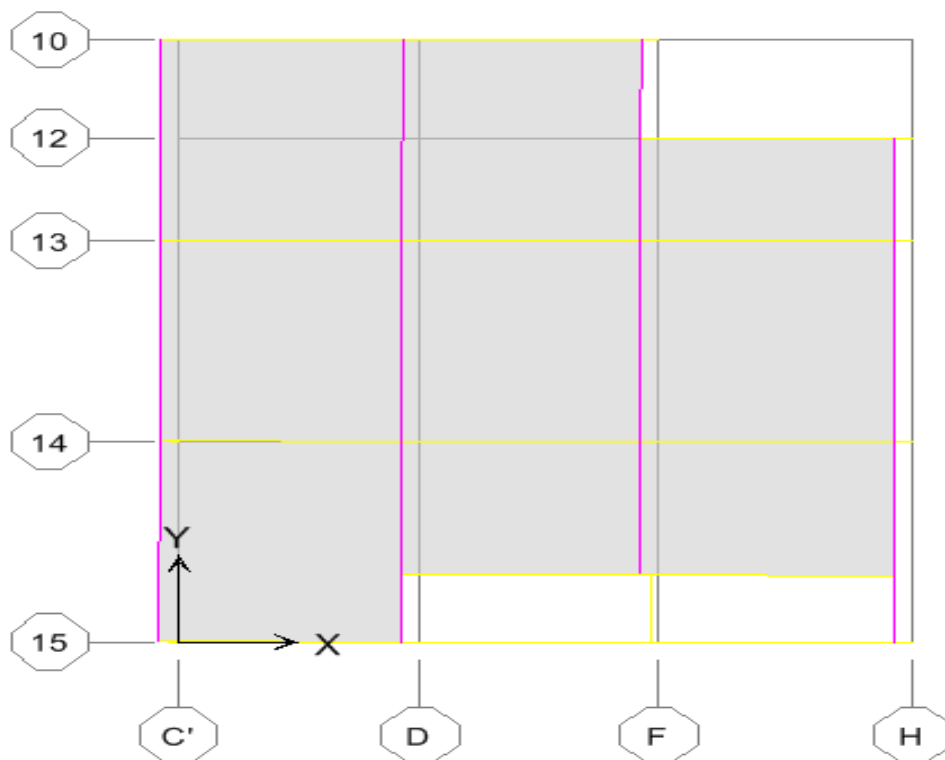


Figure V.12: 1^{er} mode translation suivant X

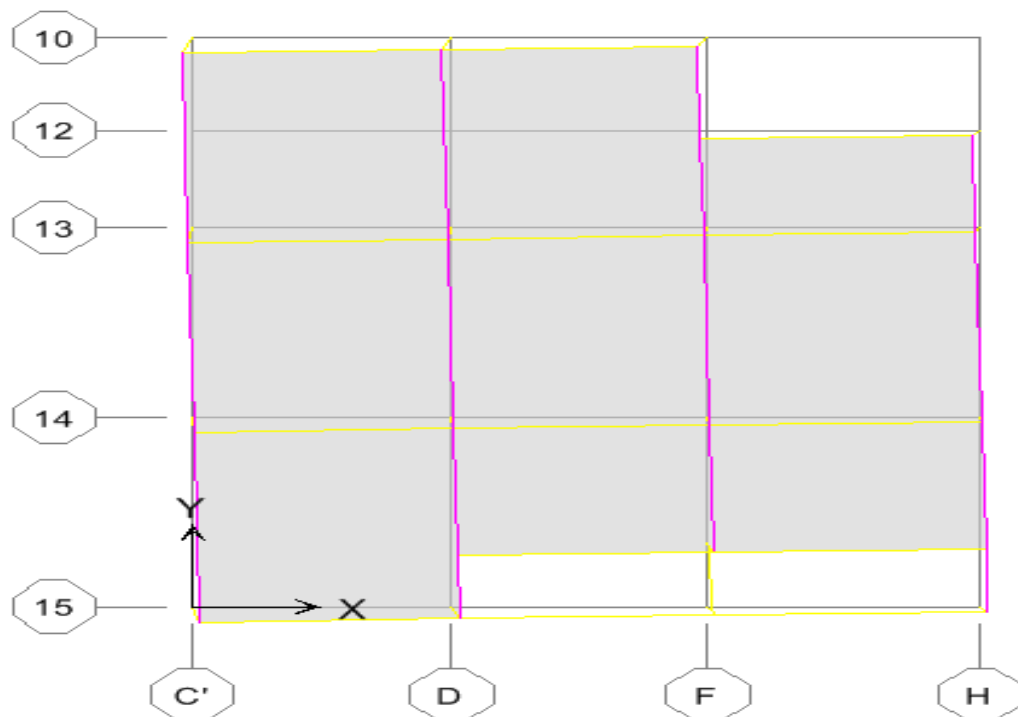


Figure V.13: 2^{ème} mode translation suivant Y

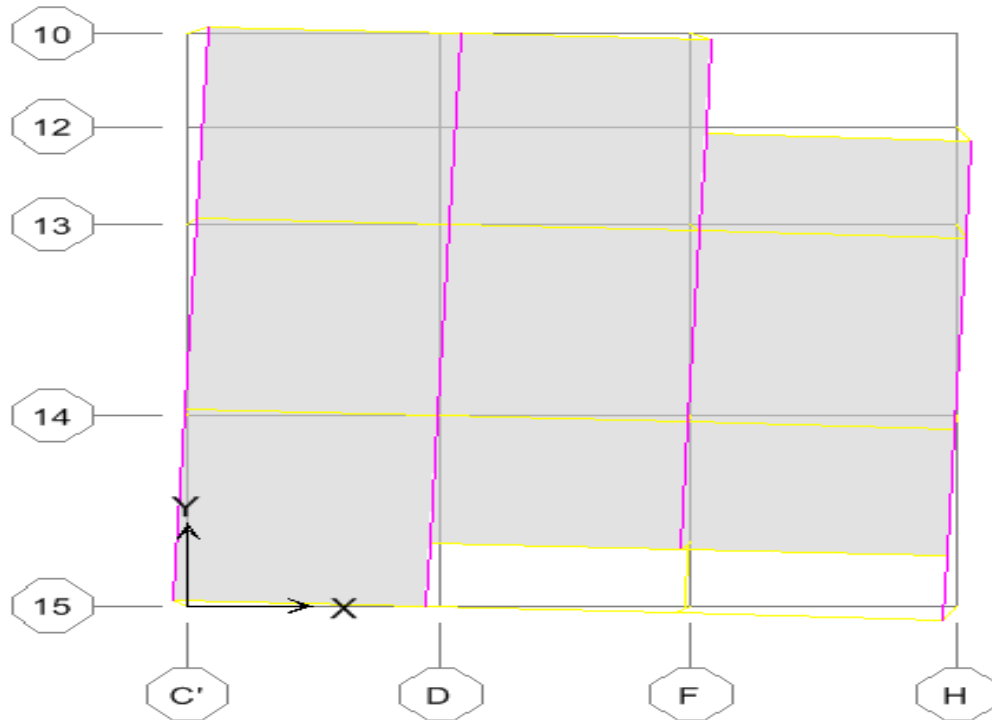


Figure V.14: 3^{ème} mode rotation suivant Z

3- Vérification de la période

- Période empirique de la structure $T_{empirique} = 0,411s$
- Période analytique de la structure $T_{analytique} = 0,9071 s$

$$T_{analytique} > 1,3 T_{empirique} = 0,5343$$

$$\text{Donc } T = 1,3 T_{empirique} \quad D = 1.961$$

Bloc	A	Q	R	D
A	0,12	1,2	3,5	1.961

Le tableau suivant résume les résultats des périodes et facteurs de participation modale :

Tableau V.12: périodes et facteurs de participation modale (résultats d’ETABS 2009)

Mode	Période	U _x	U _y	U _z	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
1	0.840578	79.4469	0.0085	0	79.4426	0.0085	0
2	0.759289	0.0464	72.5231	0	79.4936	72.5316	0
3	0.679356	0.1732	7.1087	0	79.6624	79.6403	0
4	0.264109	12.2013	0.0027	0	91.8637	79.643	0
5	0.242106	0.0153	10.9114	0	91.879	90.5544	0

$\sum U_x \geq 90\% \rightarrow$ condition vérifiée

$\sum U_y \geq 90\% \rightarrow$ condition vérifiée

4- Poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 725,7t$$

5- Calcul de la force sismique¹⁰

$$V_S = \frac{A.D.Q}{R} W_{total} = 0.08 \times (143,5+137,8+137,8+137,8+168,8)$$

$$V_S = 58,056 \text{ t}$$

$$80\%V_S = 46,44 \text{ t}$$

$$V_{dx} = 46,5 \text{ t} \quad V_{dx} > 80\% V_S \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_{dy} = 48,81 \text{ t} \quad V_{dy} > 80\% V_S \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

6- Vérification des déformations

Le tableau suivant résume les résultats des déplacements latéraux inter-étage

Tableau V.13 : Déplacement latéraux inter-étage du bloc C (ETABS V.9.6.0).

Niveau	Sens x					Sens y				
	he	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	0,01he
4	3,4	0.0182	3,5	0.0637	0.0077	0.0154	3,5	0.0539	0.00595	0,034
3	3,4	0.016	3,5	0.056	0.01225	0.0137	3,5	0.04795	0.0105	0,034
2	3,4	0.0125	3,5	0.04375	0.0161	0.0107	3,5	0.03745	0.0133	0,034
1	3,4	0.0079	3,5	0.02765	0.01715	0.0069	3,5	0.02415	0.01505	0,034
RDC	3,4	0.0024	3,5	0.0105	0.0105	0.0026	3,5	0.0091	0.0091	0,034

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport au niveau inférieur, ne dépasser pas 1% de la hauteur d'étage (he) → condition vérifiée.

7- Justification vis-à-vis de l'effet P – Δ

Tableau V.14: Vérification de l'effet P – Δ du bloc A2 de siège APC (ROBOT2011).

Niveau	Sens x					Sens y				
	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ
4	143,5	0.0077	16.04	3,4	0,02	143,5	0.00595	16.43	3,4	0,015
3	137,8	0.01225	27.85	3,4	0,017	137,8	0.0105	29.01	3,4	0,0146
2	137,8	0.0161	36.5	3,4	0,017	137,8	0.0133	38.41	3,4	0,014
1	137,8	0.01715	42.84	3,4	0,016	137,8	0.01505	45.11	3,4	0,0135
RDC	168,8	0.0105	46.48	3,4	0,011	168,8	0.0091	48.81	3,4	0,009

¹⁰ RPA 99/ version 2003 article 4.3.6 page 50

$\theta < 0,1$ Donc l'effet $P - \Delta$ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

8- Vérification de l'excentricité accidentelle

Le tableau suivant résume les résultats de l'excentricité accidentelle :

Tableau V.15: l'excentricité accidentelle (ETABS200)

Niveau	W étage	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité calculée	
		X_g	Y_g	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y
RDC	14,3549	5.757	6.409	6.172	6.251	-0.415	0.158
1	137,87	5.708	6.237	6.13	6.293	-0.422	-0.056
2	137,87	5.708	6.237	6.104	6.348	-0.396	-0.111
3	137,87	5.708	6.237	6.075	6.372	-0.367	-0.135
4	168,821	5.692	6.174	6.046	6.381	-0.354	-0.207

D'après les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage représenté dans le tableau précédent l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas $0,15 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette condition est vérifiée.

9- Vérification de l'effort normal réduit

9.1- Poteau 40x40 :

$$V = \frac{809,5}{0,40 \times 0,40 \times 25 \times 10^3} = 0,202 < 0,3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Bloc Minaret

1- Définition

Le minaret, est un élément architectural des mosquées. Il s'agit généralement d'une tour élevée dépassant tous les autres bâtiments. Son but est de fournir un point élevé au muezzin pour les cinq appels à la prière.

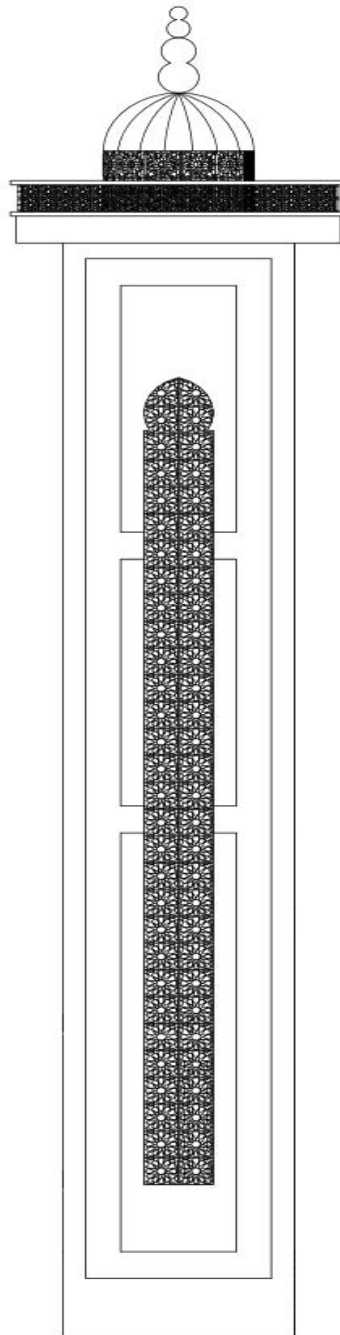


Figure V.15: minaret

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

2- Estimation de la période fondamentale de la structure

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

$$h_N = 27.20 \text{ m}$$

$$C_T = 0,05$$

$$T_1 = 0.596 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

$$D_x = 4 \text{ m}$$

$$D_y = 4 \text{ m}$$

$$T_2 = 0,09 \times 27.20 / \sqrt{D_x} = 1.224 \text{ s}$$

$$T_3 = 0,09 \times 27.20 / \sqrt{D_y} = 1.224 \text{ s}$$

$$T = \min(T_1, T_2, T_3) = 0,596 \text{ s}$$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D**

On a $T_2 < T < 3.0 \text{ s}$

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,5}{0,596} \right)^{2/3}$$

$$D = 1.961$$

3- Les modes de vibration

Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

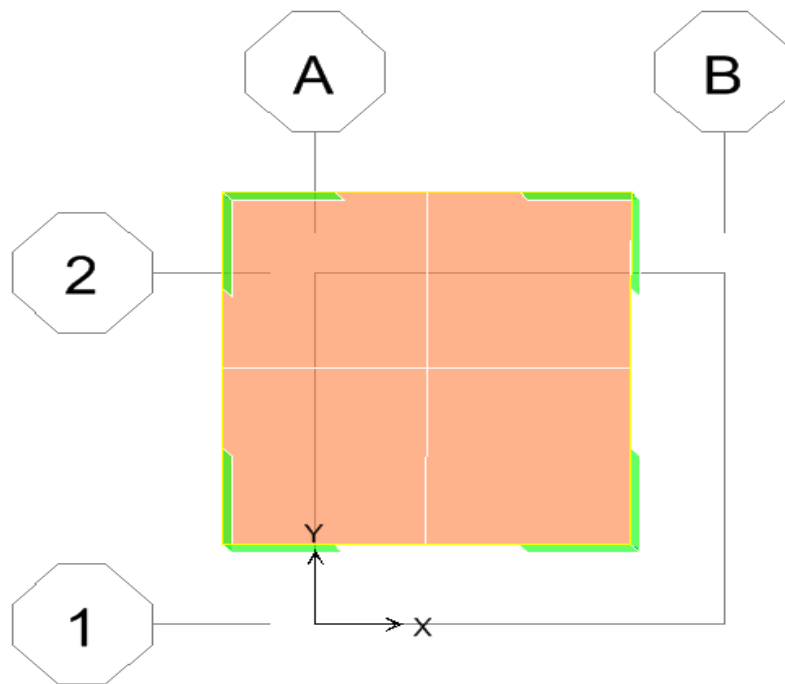


Figure V.16: 1^{er} mode translation suivant X

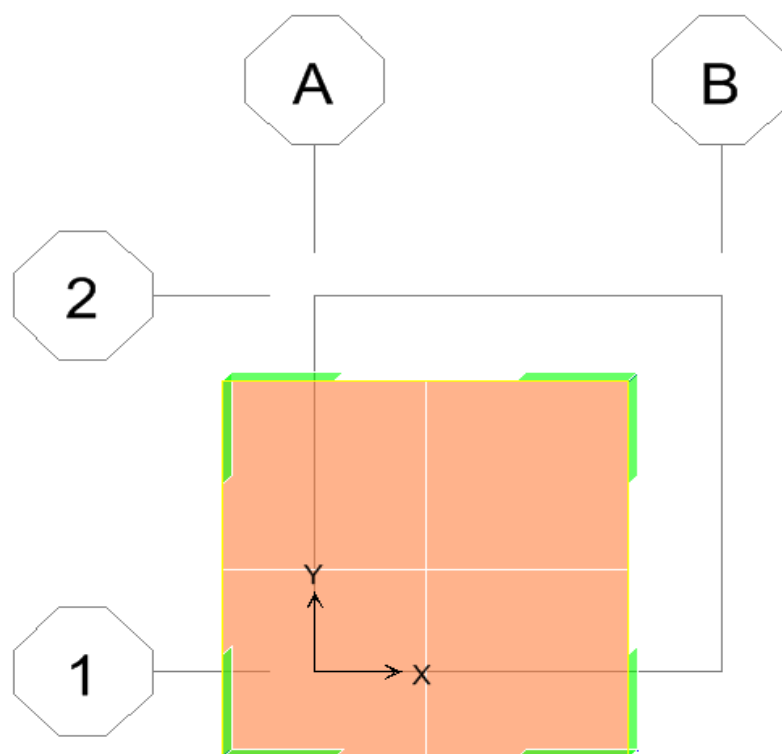


Figure V.17: 2^{ème} mode translation suivant Y

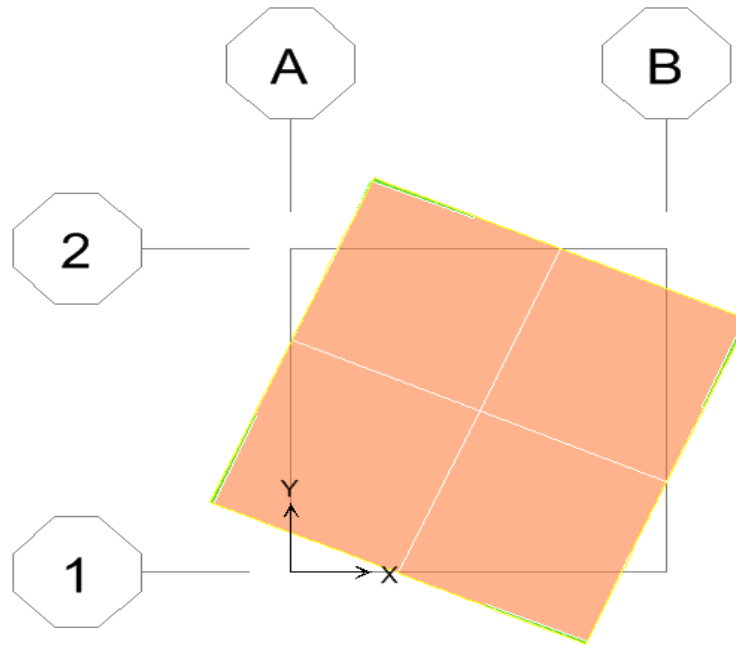


Figure V.18: 3^{ème} mode rotation suivant Z

4- Vérification de la période

- Période empirique de la structure $T_{empirique} = 0.596 \text{ s}$
- Période analytique de la structure $T_{analytique} = 0,564 \text{ s}$

$$T_{analytique} < T_{empirique}$$

Donc $T = T_{empirique}$ $D = 1.961$

Bloc	A	Q	R	D
A	0,12	1,2	4	1,961

Le tableau suivant résume les résultats des périodes et des facteurs de participation modale

Tableau V.16: périodes et facteur de participation modale (résultats d'ETABS)

Mode	Période	U _x	U _y	U _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z
1	0.563825	37.2697	37.2697	0	37.2697	37.2697	0
2	0.563821	37.2701	37.2701	0	74.5398	74.5398	0
3	0.343763	0.0004	0.0004	0	74.5402	74.5402	0
4	0.148454	6.8609	6.8609	0	81.4011	81.4011	0
5	0.148451	6.8611	6.8611	0	88.2622	88.2622	0
6	0.100049	0.0002	0.0002	0	88.2624	88.2623	0
7	0.068564	2.4143	2.4157	0	90.6766	90.678	0

$\Sigma U_x \geq 90\% \rightarrow$ condition vérifiée

$\Sigma U_y \geq 90\% \rightarrow$ condition vérifiée

- Sens longitudinal

$\sum \bar{\alpha}_x = 90.6766\% > 90\%$ condition vérifiée.

- Sens transversal

$\sum \bar{\alpha}_y = 90.678\% > 90\%$ condition vérifiée.

5- Poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 295,03t$$

6- Calcul de la force sismique¹¹

$$V_S = \frac{A.D.Q}{R} W_{total} = 0.070596 \times (41.77+43.61+37.60+35.04+35.04+35.04+35.04+31.89)$$

$$V_S = 20.829 \text{ t}$$

$$80\%V_S = 16.663 \text{ t}$$

$$V_{dx} = 23.08 \text{ t} \quad V_{dx} > 80\% V_S \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_{dy} = 23.08 \text{ t} \quad V_{dy} > 80\% V_S \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

7- Vérification des déformations :

Le tableau suivant résume les résultats des déplacements latéraux inter-étage

Tableau V.17: Déplacement latéraux inter-étage du bloc minaret (ETABS V.2009).

Niveau	Sens x					Sens y				
	he	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	0,01he
6	3,06	0.0114	4	0.0456	0.0044	0.0114	4	0.0456	0.0044	0,0306
5	3,06	0.0103	4	0.0412	0.0052	0.0103	4	0.0412	0.0052	0,0306
4	3,4	0.009	4	0.036	0.0056	0.009	4	0.036	0.0056	0,0306
3	3,06	0.0076	4	0.0304	0.006	0.0076	4	0.0304	0.006	0,0306
2	3,06	0.0061	4	0.0244	0.006	0.0061	4	0.0244	0.006	0,0306
1	4,25	0.0046	4	0.0184	0.0088	0.0046	4	0.0184	0.0088	0,0425
RDC	4,25	0.0024	4	0.0096	0.0072	0.0024	4	0.0096	0.0072	0,0425
S-sol	3,4	0.0006	4	0.0024	0.0024	0.0006	4	0.0024	0.0024	0,034

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport au niveau inférieur, ne dépasser pas 1% de la hauteur d'étage (he) → condition vérifiée.

¹¹ RPA 99/ version 2003 article 4.3.6 page 50

8- Justification vis-à-vis de l'effet P – Δ

Tableau V.18: Vérification de l'effet P – Δ du bloc minaret (ETABS 2009).

Niveau	Sens x					Sens y				
	P _k	Δ _k	V _k	h _k	θ	P _k	Δ _k	V _k	h _k	θ
6	31,889	0,0044	4,94	3,06	0,00084	31,889	0,0044	4,94	3,06	0,0084
5	35,041	0,0052	9,49	3,06	0,0062	35,041	0,0052	9,49	3,06	0,0062
4	35,041	0,0056	13,23	3,06	0,0048	35,041	0,0056	13,23	3,06	0,0048
3	35,041	0,006	16,31	3,06	0,0042	35,041	0,006	16,31	3,06	0,0042
2	35,041	0,006	18,86	3,06	0,0036	35,041	0,006	18,86	3,06	0,0036
1	37,604	0,0088	21,07	4,25	0,0033	37,604	0,0088	21,07	4,25	0,0033
RDC	43,608	0,0072	22,63	4,25	0,0032	43,608	0,0072	22,63	4,25	0,0032
S-sol	41,777	0,0024	23,08	3,4	0,00127	41,777	0,0024	23,08	3,4	0,00127

θ < 0,1 Donc l'effet P – Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

9- Vérification de l'excentricité accidentelle

Tableau V.19: l'excentricité accidentelle (ETABS200)

Niveau	W étage	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité calculée	
		X _g	Y _g	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y
S-sol	41,777	1.825	1.825	1.825	1.825	0	0
RDC	43,608	1.825	1.825	1.825	1.825	0	0
1	37,604	1.771	1.771	1.825	1.825	-0.054	-0.054
2	35,041	1.883	1.883	1.825	1.825	0.058	0.058
3	35,041	1.767	1.767	1.825	1.825	-0.058	-0.058
4	35,041	1.883	1.883	1.825	1.825	0.058	0.058
5	35,041	1.767	1.767	1.825	1.825	-0.058	-0.058
6	31,889	1.825	1.825	1.825	1.825	0	0

D'après les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage représenté dans le tableau précédent l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas $0,15 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette condition est vérifiée.

10- Vérification de l'effort normal réduit

10.1- Poteau 35×35 :

$$V = \frac{488,7}{0,35 \times 0,35 \times 25 \times 10^3} = 0,159 < 0,3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

11- Vérification de la largeur du joint sismique

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont le largeur minimal d_{\min}

Satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{mm} \quad \text{RPA99 V2003 (Art 5.8)}$$

Avec : δ_1 et δ_2 sont les déplacements maximaux des deux blocs au niveau du sommet de bloc le moins élevé.

Pour notre structure nous avons quatre joints sismiques :

1^{er} Joint entre les deux blocs A et B suivant le sens y.

2^{ème} Joint entre les deux blocs B et C suivant le sens Y.

3^{ème} Joint entre les deux blocs B et Minaret suivant le sens Y.

4^{ème} Joint entre les deux blocs C et Minaret suivant le sens X.

Tableau V.20 : Vérification du largeur du joint sismique de la structure.

Joint	δ_1 (mm)	δ_2 (mm)	d_{\min} (mm)
1 ^{ère} joint	4,59	6,78	26,37
2 ^{ème} joint	6,78	18,75	40,53
3 ^{ème} joint	6,78	11,69	18,47
4 ^{ème} joint	18,87	11,654	45,52

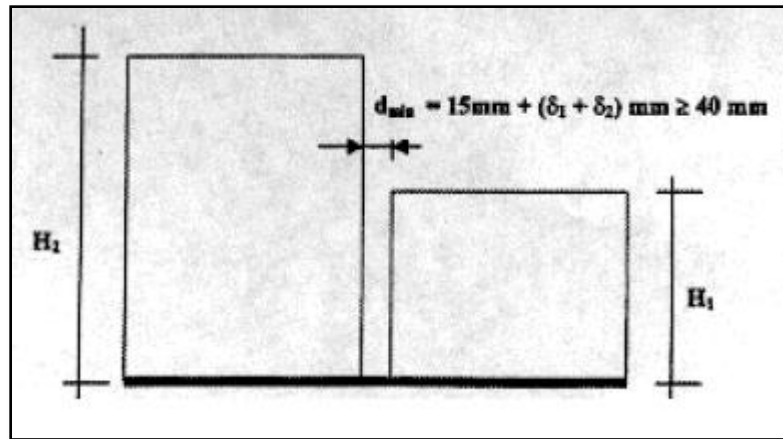


Figure V.19: largeur minimum du joint sismique

Chapitre VI

Ferraillage des portiques

I- Les poutres**1- Introduction**

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature autostable).

Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers les logiciels d'analyse des structures (ETABS 200) qui permet de déterminer les différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

2- Méthode de calcul

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre.

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » **BAEL 91 révisée 99**

3- Combinaison de calcul

- $S_{P1} = 1,35G + 1,5Q \rightarrow$ Moment correspondant M_{SP1}

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » **BAEL 99 révisée 99**

- $S_{P2} = 0,8G \pm E \rightarrow$ Moment correspondant M_{SP2}
 $S_{P2} = G + Q \pm E$

Si $M_{SP1}/M_{SP2} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{P2} .

Si $M_{SP1}/M_{SP2} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{P1} .

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

- Pour les cas accidentels : $\gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400$ MPa
 $\gamma_b = 1,15 \rightarrow \sigma_b = 18,48$ MPa
- Pour les autres cas: $\gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 348$ MPa
 $\gamma_b = 1,5 \rightarrow \sigma_b = 14,17$ MPa

Bloc A

1- Les armatures minimales des poutres

Tableau VI.1: les armatures minimales des poutres

Type de poutres	$A_{\min} = 0,5\%b \cdot h_t$	$A_{\max1} = 4\%b \cdot h_t$	$A_{\max2} = 6\%b \cdot h_t$
P.P : (35×60) cm ²	10,5 cm ²	84 cm ²	126 cm ²
P.P : (35×50) cm ²	8,75	70 cm ²	105 cm ²
P.S : (30×40) cm ²	6 cm ²	48 cm ²	72 cm ²

2- Calcul des armatures

2.1- Ferraillage de la poutre principale (35×60) cm²

- Sur appui

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 213,9 \text{ KN.m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 249,4 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,85 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P2}$$

Moment ultime M_u	M_u	249,4 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,172	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,908$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	14,61 cm ²	

- En travée

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 175,8 \text{ KN.m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 151,7 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,158 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P1}$$

Moment ultime M_u	M_u	175,8 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,121	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,934$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	10,05 cm ²	

2.2- Ferraillage de la poutre principale (35×50) cm²

- **Sur appui**

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 218,6 \text{ KN.m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 224,1 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,97 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P2}$$

Moment ultime M_u	M_u	224,1 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,223	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,872$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	16,4 cm ²	

- **En travée**

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 156,61 \text{ KN.m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 117,7 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,33 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P1}$$

Moment ultime M_u	M_u	156,61 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,155	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,914$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	10,93 cm ²	

2.3- Ferraillage de la poutre secondaire (30×40) cm²

- Sur appui

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 45,1 \text{ KN. m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 85,3 \text{ KN. m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,53 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P2}$$

Moment ultime M_u	M_u	85,3 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,154	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,915$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	7,44 cm ²	

- En travée

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 48,1 \text{ KN. m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 65,5 \text{ KN. m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,73 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P2}$$

Moment ultime M_u	M_u	65,5 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,118	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,936$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	5,58 cm ²	

2.4- Récapitulatif

Tableau VI.2: récapitulatif du ferraillage des poutres.

poutre	section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A_{min} (cm ²)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
P.P (35×60)	Appui	213,9	249,4	249,4	10,5	14,61	4T16+4T16*=16,08
	Travée	175,8	151,7	175,8		10,05	4T16+4T14*=14,2
P.P (35×50)	Appui	218,6	224,1	224,1	8,75	16,4	4T16+4T14*+2T14*=17,28
	Travée	156,61	117,7	156,61		10,93	4T16+4T14*=14,2
P.S (30×40)	Appui	45,1	85,3	85,3	6	7,44	4T16+4T12*=14,2
	Travée	48,1	65,5	65,5		5,58	4T14=6,16

3- Vérifications

3.1- Poutre principale (35×60)

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 54 \times \frac{2,1}{400} = 2,28 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} > A_{min}$ condition vérifiée

a- Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 235,7 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{235,7 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,54} = 1,24 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

$$= 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement.

b- Calcul des armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right)$$

$$\varphi_t = \min(17,1; 35; 8)$$

On adopte : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

c- Calcul de l'espacement

Zone nodale :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(h/4; 12\varphi_l; 30\text{cm}) \\ S_t \leq \min(15; 19,2; 30\text{cm}) \end{cases} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

d- La longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone I.

$$\begin{cases} \varphi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm} \\ \varphi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \varphi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

e- Vérification des contraintes d'adhérence

$$\tau_{u_{ser}} = T/0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Ψ_s : coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$ pour H.A

T : effort tranchant max $T = 235,7 \text{ KN}$

n : nombre des armature longitudinaux tendus $n = 8$

μ : périmètre d'armature tendu $\mu = \pi\phi = 3,14 \times 1,6 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{ser}} = 235,7 \times \frac{10^3}{0,9} \times 54 \times 5,024 \times 8 \times 10^2 = 1,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 1,2 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

f- Ancrage des armatures

$$\tau_s = 0,6 \Psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \phi f_e / 4 \cdot \tau_s$$

Avec : ϕ diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,6 \times 400 / (4 \times 2,84) = 56,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,6 = 8,8 \text{ cm}$

g- Influence de l'effort tranchant

$$\sigma_b = \frac{2T}{0,9 \times b \times d} = \frac{2 \times 235,7 \times 10^3}{0,9 \times 350 \times 540} = 2,77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

h- Vérification vis-à-vis à l'ELS :

$$M_{ser} = 152,44 \text{ KN.m} \qquad A = 8,59 \text{ cm}^2$$

i- Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - \eta A(d - y) = 0 \qquad y = 16,59 \text{ cm}$$

j- Moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + \eta A(d - y)^2 = 242861,87 \text{ cm}^4$$

k- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{152,44 \times 10^3}{242861,87} \times 16,59 = 10,41 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 10,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

l- Vérification de la flèche :

$$M_{t_{smax}} = 125,04 \text{ KN.m} \qquad M_0 = 167,76 \text{ KN.m} \qquad A_s = 6,68 \text{ cm}^2$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0,088 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \dots \dots \dots 0,08 > 0,074 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots 0,0031 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.2- Poutre principale (35×50)

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,90 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

a- Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 246,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{246,5 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,45} = 1,56 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = 1,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement.

b- Calcul les armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l \right)$$

$$\varphi_t = \min(14,28; 35; 8)$$

On adopte : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

c- Calcul de l'espacement

Zone nodale :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(h/4; 12\varphi_l; 30\text{cm}) \\ S_t \leq \min(15; 19,2; 30\text{cm}) \end{cases} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

d- La longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone I.

$$\begin{cases} \phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm} \\ \phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

e- Vérification des contraintes d'adhérence

$$\tau_{u_{ser}} = T/0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Ψ_s : coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$ pour H.A

T : effort tranchant max $T = 246,5 \text{ KN}$

n : nombre des armature longitudinaux tendus $n = 8$

μ : périmètre d'armature tendu $\mu = \pi\phi = 3,14 \times 1,4 = 4,396 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{ser}} = 246,5 \times 10^3 / 0,9 \times 45 \times 4,396 \times 8 \times 10^2 = 1,73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 1,73 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

f- Ancrage des armatures :

$$\tau_s = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \phi f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec : ϕ diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,29 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

g- Influence de l'effort tranchant :

$$\sigma_b = \frac{2T}{0,9 \times b \times d} = \frac{2 \times 246,5 \times 10^3}{0,9 \times 350 \times 450} = 3,47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ condition vérifiée

h- Vérification vis-à-vis à l'ELS

$$M_{ser} = 154,62 \text{ KN.m} \quad A = 11,04 \text{ cm}^2$$

i- Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - \eta A(d - y) = 0 \quad y = 16,43 \text{ cm}$$

j- Moment d'inertie

$$I = by^3/3 + \eta A(d - y)^2 = 187005,34 \text{ cm}^4$$

k- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{154,62 \times 10^3}{187005,34} \times 16,43 = 13,58 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = 13,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

l- Vérification de la flèche :

$$M_{tmax} = 110,31 \text{ KN.m} \quad M_0 = 228,4 \text{ KN.m} \quad A_s = 7,48 \text{ cm}^2$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0,088 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \dots \dots \dots 0,088 > 0,048 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots 0,0042 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

3.3- Poutre secondaire (30×40)

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} > A_{min}$ condition vérifiée

a- Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 67,3 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{67,3 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,40} = 0,56 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement.

b- Calcul des armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l \right)$$

$$\varphi_t = \min(11,42; 30; 8)$$

On adopte : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

c- Calcul de l'espacement

Zone nodale

$$\begin{cases} S_t \leq \min(h/4; 12\varphi_t; 30\text{cm}) \\ S_t \leq \min(10; 16,8; 30\text{cm}) \end{cases} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

d- La longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone I.

$$\begin{cases} \varphi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm} \\ \varphi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \varphi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

e- Vérification des contraintes d'adhérence

$$\tau_{u_{\text{ser}}} = 67,3/0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u_{\text{ser}}} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Ψ_s : coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$ pour H.A

T : effort tranchant max $T = 67,3 \text{ KN}$

n : nombre des armature longitudinaux tendus $n = 8$

μ : périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,2 = 3,768 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{ser}} = 67,3 \times 10^3 / 0,9 \times 36 \times 3,768 \times 8 \times 10^2 = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 0,68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

f- Ancrage des armatures

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \phi f_e / 4 \cdot \tau_s$$

Avec : ϕ diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,2 \times 400 / (4 \times 2,84) = 42,25 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \phi l = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$

g- Influence de l'effort tranchant

$$\sigma_b = \frac{2T}{0,9 \times b \times d} = \frac{2 \times 67,3 \times 10^3}{0,9 \times 300 \times 400} = 1,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

h- Vérification vis-à-vis à l'ELS

$$M_{ser} = 35,15 \text{ KN.m}$$

$$A = 2,9 \text{ cm}^2$$

i- Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - \eta A(d - y) = 0$$

$$y = 8,87 \text{ cm}$$

j- Moment d'inertie

$$I = by^3/3 + \eta A(d - y)^2 = 38996,24 \text{ cm}^4$$

k- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{35,15 \times 10^3}{38996,24} \times 8,87 = 7,99 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 7,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

l- Vérification de la flèche

$M_{tmax} = 35,15 \text{ KN.m}$ $M_0 = 43,93 \text{ KN.m}$ $A_s = 2,73 \text{ cm}^2$

$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0,0808 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$\frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \dots \dots \dots 0,0808 > 0,08 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots 0,0053 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$

4- Schéma de ferraillage

4.1- Poutre principale (35×60)

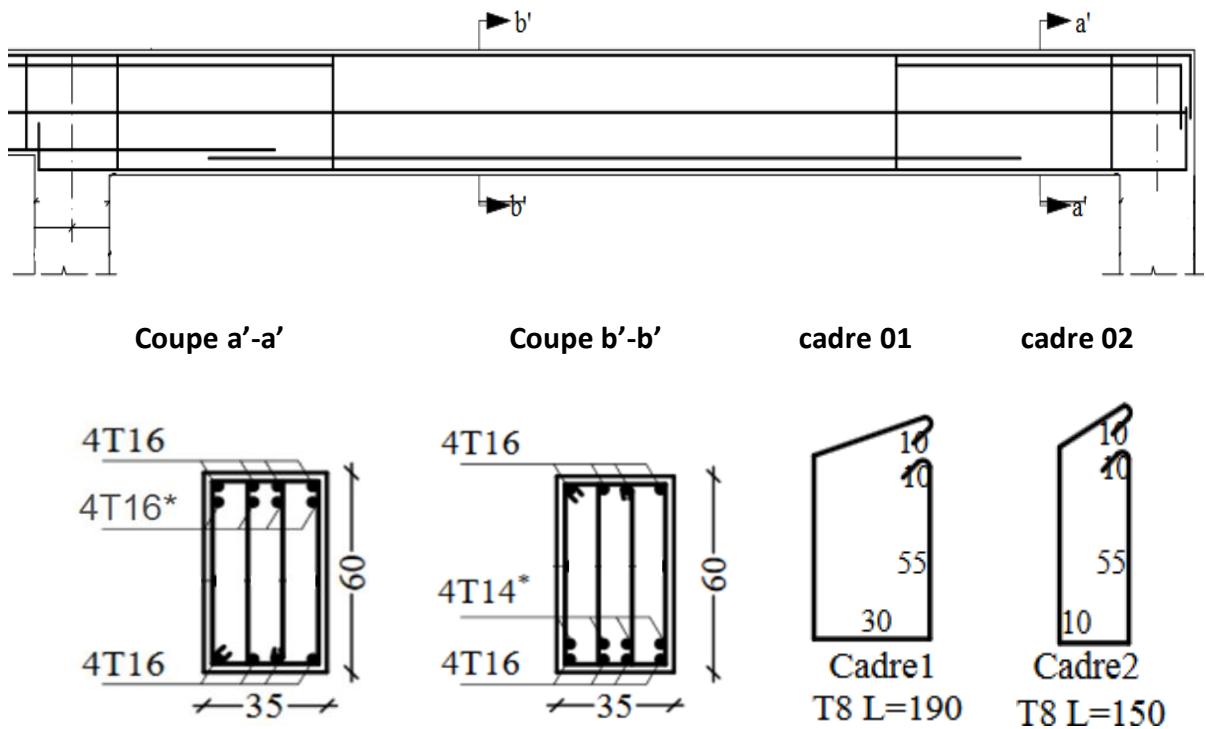


Figure VI.1: ferraillage de la poutre principale (35×60)

4.2- Poutre principale (35×50)

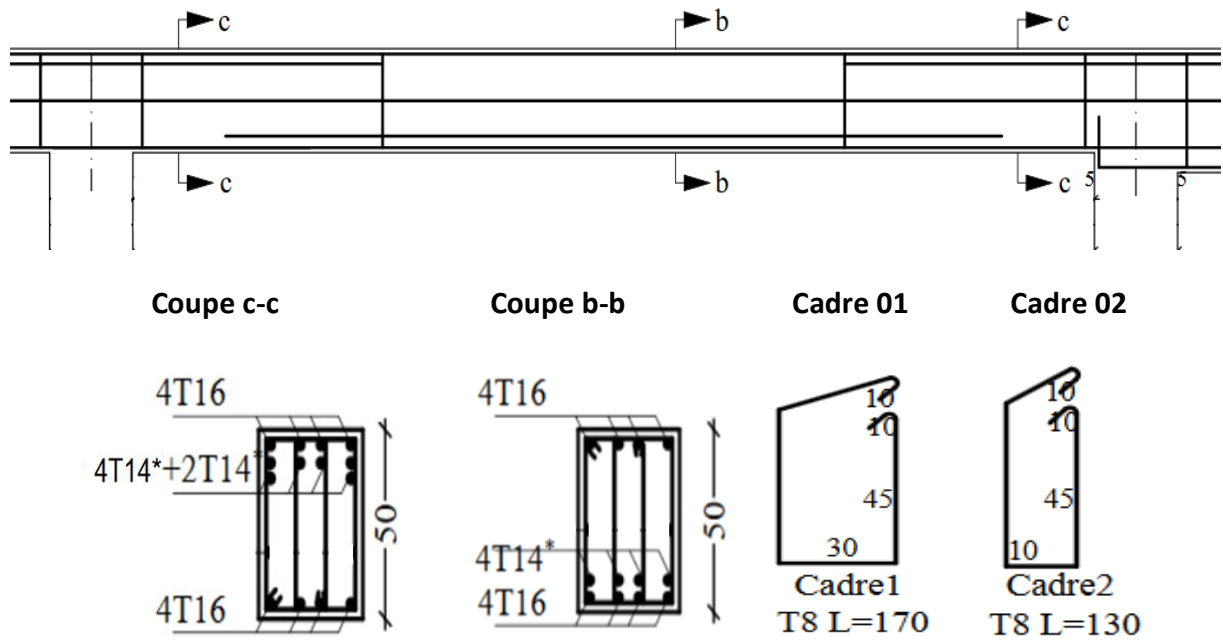


Figure VI.2: ferrailage de la poutre principale (35×50)

4.3- Poutre secondaire (30×40)

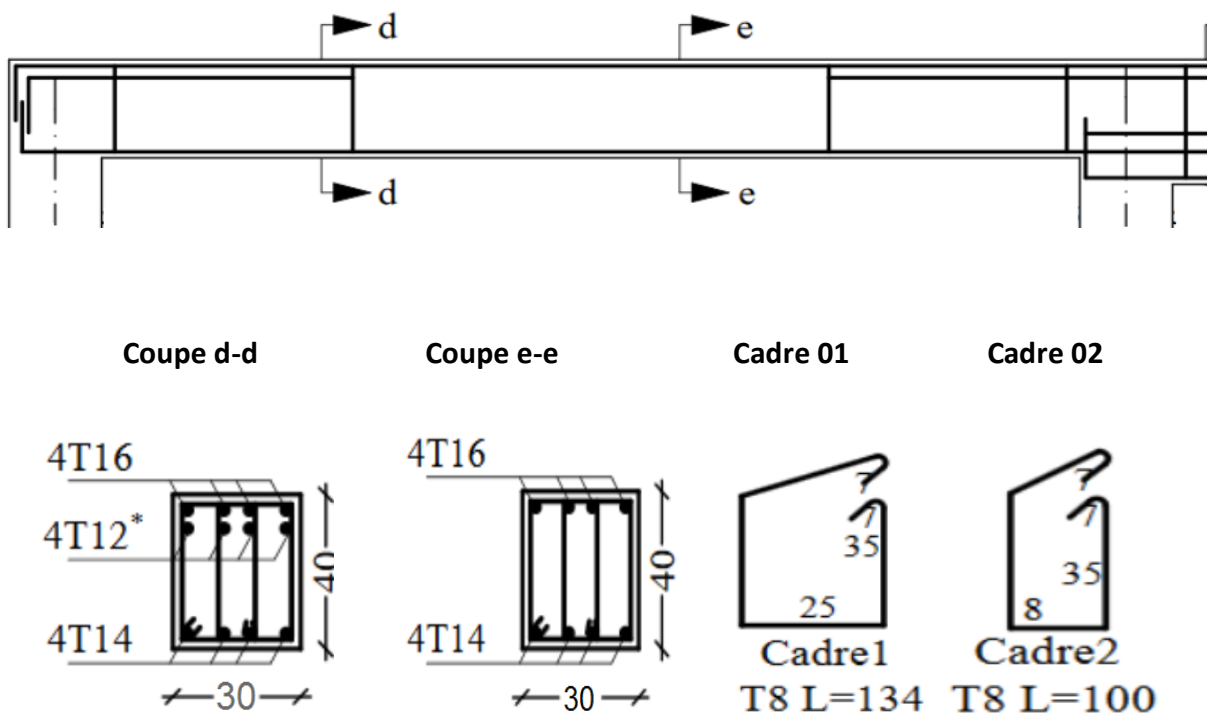


Figure VI.3: ferrailage de la poutre secondaire (30×40)

Bloc B

1- Les armatures minimales des poutres

Tableau VI.3: les armatures minimales des poutres

Type de poutres	$A_{\min} = 0,5\%b \cdot h_t$	$A_{\max1} = 4\%b \cdot h_t$	$A_{\max2} = 6\%b \cdot h_t$
P.P : (35×60) cm ²	10,5 cm ²	84 cm ²	126 cm ²
P.S : (30×40) cm ²	6 cm ²	48 cm ²	72 cm ²
P.S : (30×35) cm ²	5,25 cm ²	42 cm ²	63 cm ²

2- Calcul des armatures

2.1- Ferraillage de la poutre principale (35×60) cm²

- Sur appui

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 189,7 \text{ KN.m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 190,43 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,99 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P2}$$

Moment ultime M_u	M_u	190,43 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,131	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,929$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	10,86 cm ²	

- En travée

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 139 \text{ KN.m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 112,5 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,23 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P1}$$

Moment ultime M_u	M_u	139 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,096	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,949$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	7,79 cm ²	

2.2- Ferraillage de la poutre secondaire (30×40) cm²

- **Sur appui**

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 32,3 \text{ KN.m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 72,6 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,44 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P2}$$

Moment ultime M_u	M_u	72,6 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,131	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,929$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	6,23 cm ²	

- **En travée**

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 24,1 \text{ KN.m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 55,5 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,43 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P2}$$

Moment ultime M_u	M_u	55,5 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,1	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,946$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	4,68 cm ²	

2.3- Ferraillage de la poutre secondaire (30×35) cm²

- **Sur appui**

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 25,2 \text{ KN. m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 41,99 \text{ KN. m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,6 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P2}$$

Moment ultime M_u	M_u	41,99 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,0995	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,947$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	4,042 cm ²	

- **En travée**

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 5,05 \text{ KN. m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 20,62 \text{ KN. m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,24 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P2}$$

Moment ultime M_u	M_u	20,62 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,048	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,974$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	1,29 cm ²	

2.4- Récapitulatif

Tableau VI.4: récapitulatif du ferraillage des poutres.

poutre	section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A_{min} (cm ²)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
P.P (35×60)	Appui	189,7	190,43	190,43	10,5	10,86	4T16+4T14*=14,22
	Travée	139	112,5	139		7,79	4T16+4T14*=14,22
P.S (30×40)	Appui	32,3	72,6	72,6	6	6,23	4T14+4T14*=12,32
	Travée	21,1	55,5	55,5		4,68	4T14=6,16
P.S (30×35)	Appui	25,2	41,99	41,99	5,25	4,042	4T14=6,16
	Travée	5,05	20,62	20,62		1,29	4T14=6,16

3- Vérifications

3.1- Poutre principale (35×60) :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 54 \times \frac{2,1}{400} = 2,28 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} > A_{min}$ condition vérifiée

a- Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 232,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{232,5 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,54} = 1,23 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement.

b- Calcul des armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right)$$

$$\varphi_t = \min(17,1; 35; 8)$$

On adopte : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

c- Calcul de l'espacement

Zone nodale

$$\begin{cases} S_t \leq \min(h/4; 12\varphi_l; 30\text{cm}) \\ S_t \leq \min(15; 19,2; 30\text{cm}) \end{cases} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

d- La longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone I.

$$\begin{cases} \varphi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm} \\ \varphi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \varphi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

e- Vérification des contraintes d'adhérence

$$T = 232,5 \text{ KN}$$

$$n = 8$$

$$\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,4 = 4,396 \text{ cm}$$

$$\tau_{u_{\text{ser}}} = 232,5 \times 10^3 / 0,9 \times 54 \times 4,396 \times 8 \times 10^2 = 1,36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{\text{ser}}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u_{\text{ser}}} = 1,36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{u_{\text{ser}}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

f- Ancrage des armatures

$$\tau_s = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \phi f_e / 4 \cdot \tau_s$$

Avec : ϕ diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,29 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \phi l = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

g- Influence de l'effort tranchant

$$\sigma_b = \frac{2T}{0,9 \times b \times d} = \frac{2 \times 232,5 \times 10^3}{0,9 \times 350 \times 540} = 2,73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

h- Vérification vis-à-vis à l'ELS

$$M_{\text{ser}} = 134,17 \text{ KN.m} \quad A = 7,5 \text{ cm}^2$$

i- Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - \eta A(d - y) = 0 \quad y = 15,69 \text{ cm}$$

j- Moment d'inertie

$$I = by^3/3 + \eta A(d - y)^2 = 210196,31 \text{ cm}^4$$

k- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_g} \times y = \frac{134,17 \times 10^3}{210196,31} \times 15,69 = 10,01 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 10,01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

l- Vérification de la flèche

$$M_{\text{tsmax}} = 98,35 \text{ KN.m} \quad M_0 = 231,9 \text{ KN.m} \quad A_s = 5,42 \text{ cm}^2$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0,106 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \dots \dots \dots 0,106 > 0,042 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots 0,0028 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.2- Poutre secondaire (30×40)

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

a- Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 47,3 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{47,3 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,43 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement.

b- Calcul des armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l \right)$$

$$\varphi_t = \min(10, 2,1; 35; 8)$$

On adopte : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

c- Calcul de l'espacement

Zone nodale :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(h/4; 12\varphi_l; 30\text{cm}) \\ S_t \leq \min(10; 16,8; 30\text{cm}) \end{cases} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

d- La longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone I.

$$\begin{cases} \phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm} \\ \phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

e- Vérification des contraintes d'adhérence

$$T=47,3 \text{ KN}$$

$$n=8$$

$$\mu = \pi\phi = 3,14 \times 1,4 = 4,396 \text{ cm}$$

$$\tau_{u_{\text{ser}}} = 47,3 \times 10^3 / 0,9 \times 36 \times 4,396 \times 8 \times 10^2 = 0,41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{\text{ser}}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u_{\text{ser}}} = 0,41 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{u_{\text{ser}}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

f- Ancrage des armatures

$$\tau_s = 0,6 \Psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \phi f_e / 4 \cdot \tau_s$$

Avec : ϕ diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,29 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

g- Influence de l'effort tranchant

$$\sigma_b = \frac{2T}{0,9 \times b \times d} = \frac{2 \times 47,3 \times 10^3}{0,9 \times 300 \times 360} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

h- Vérification vis-à-vis à l'ELS

$$M_{\text{ser}} = 22,92 \text{ KN.m}$$

$$A = 2,24 \text{ cm}^2$$

i- Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - \eta A(d - y) = 0 \quad y = 7,92 \text{ cm}$$

j- Moment d'inertie

$$I = by^3/3 + \eta A(d - y)^2 = 31478,95 \text{ cm}^4$$

k- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{22,92 \times 10^3}{31478,95} \times 7,92 = 7,52 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 7,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

l- Vérification de la flèche

$$M_{t_{smax}} = 17,07 \text{ KN.m} \quad M_0 = 99,55 \text{ KN.m} \quad A_s = 1,66 \text{ cm}^2$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0,08 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \dots \dots \dots 0,0808 > 0,017 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots 0,0015 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.3- Poutre secondaire (30×35)

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

a- Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 20,2 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{20,2 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,213 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = 0,213 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement.

b- Calcul les armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right)$$

$$\varphi_t = \min(10, 2, 1; 35; 8)$$

On adopte : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

c- Calcul de l'espacement**Zone nodale**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(h/4; 12\varphi_l; 30\text{cm}) \\ S_t \leq \min(8,75; 16,8; 30\text{cm}) \end{cases} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

d- La longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone I.

$$\begin{cases} \varphi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm} \\ \varphi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \varphi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

e- Vérification des contraintes d'adhérence

$$T = 20,2 \text{ KN}$$

$$n = 4$$

$$\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,4 = 4,396 \text{ cm}$$

$$\tau_{u_{\text{ser}}} = 20,2 \times 10^3 / 0,9 \times 31,5 \times 4,396 \times 4 \times 10^2 = 1,78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{\text{ser}}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u_{\text{ser}}} = 1,78 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{u_{\text{ser}}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

f- Ancrage des armatures

$$\tau_s = 0,6 \Psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \phi f_e / 4 \cdot \tau_s$$

Avec : ϕ diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,29 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \phi l = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

g- Influence de l'effort tranchant

$$\sigma_b = \frac{2T}{0,9 \times b \times d} = \frac{2 \times 20,2 \times 10^3}{0,9 \times 300 \times 315} = 0,47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

h- Vérification vis-à-vis à l'ELS

$$M_{ser} = 18,04 \text{ KN.m}$$

$$A = 1,68 \text{ cm}^2$$

i- Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - \eta A(d - y) = 0$$

$$y = 6,48 \text{ cm}$$

j- Moment d'inertie

$$I = by^3/3 + \eta A(d - y)^2 = 18499,9 \text{ cm}^4$$

k- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{18,04 \times 10^3}{18499,9} \times 6,48 = 6,31 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 6,31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

l- Vérification de la flèche

$$M_{t_{smax}} = 3,65 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 19,67 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 0,334 \text{ cm}^2$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0,17 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \dots \dots \dots 0,17 > 0,018 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots 0,0031 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4- Schéma de ferraillage

4.1- Poutre principale (35×60)

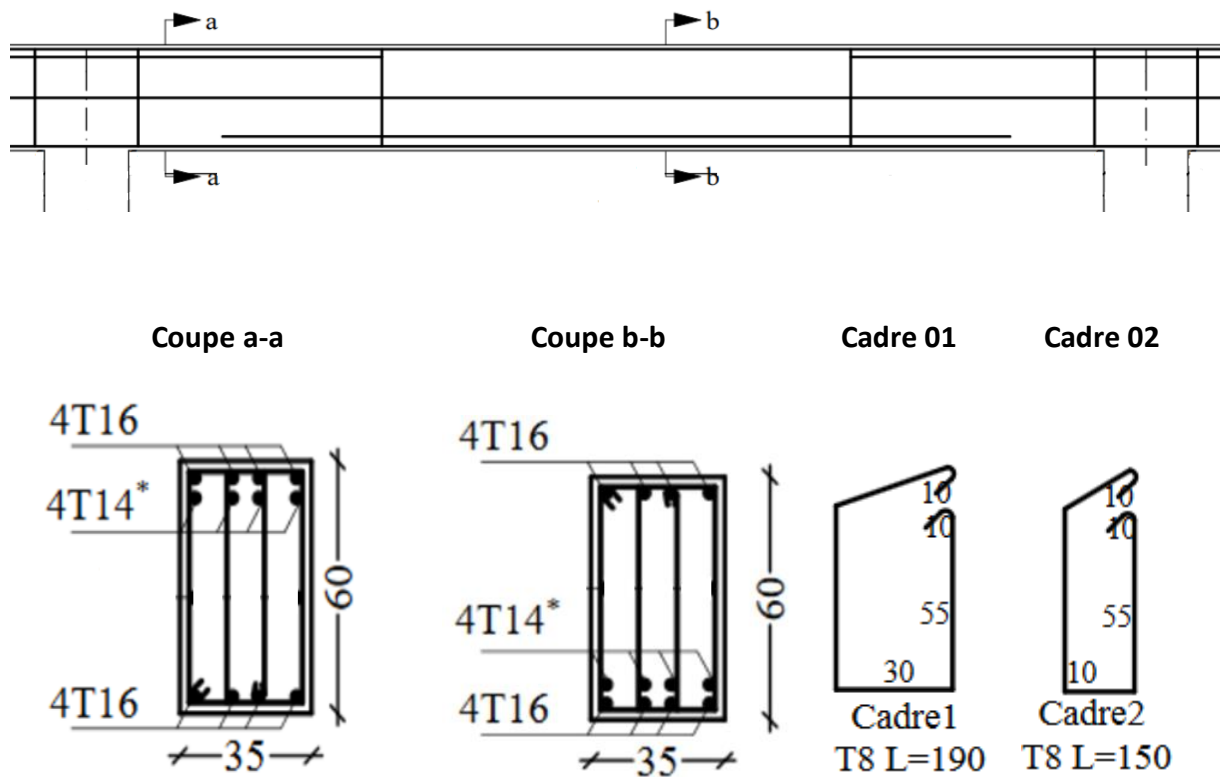


Figure VI.4: ferraillage de la poutre principale (35×60)

4.2- Poutre secondaire (30×40)

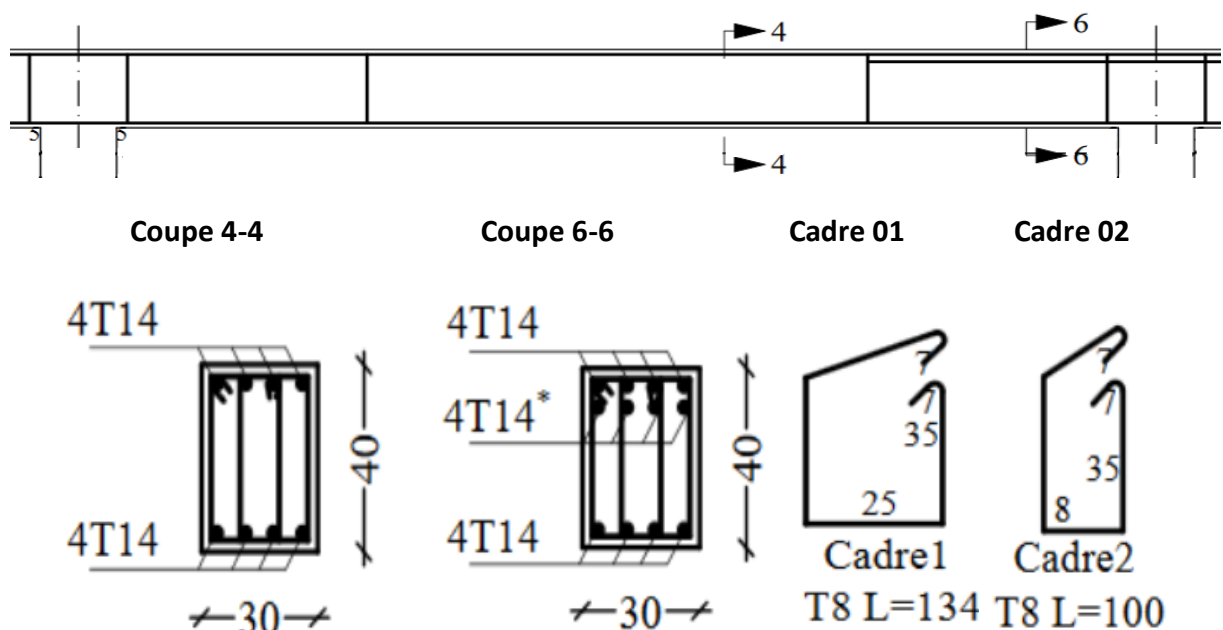


Figure VI.5: ferraillage de la poutre secondaire (30×40)

4.3- Poutre secondaire (30×35)

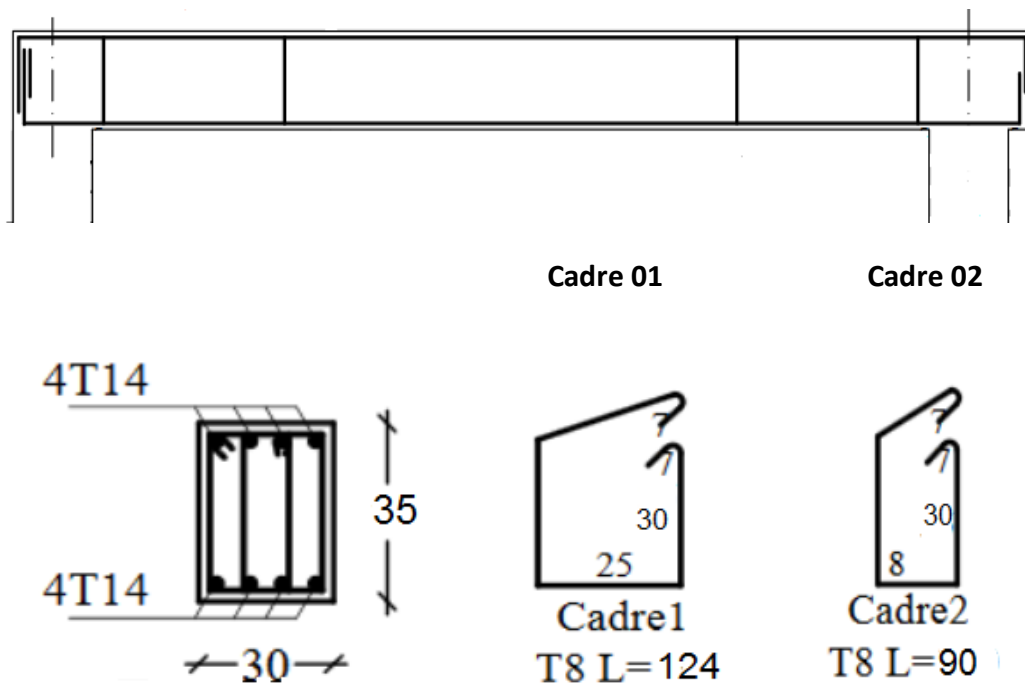


Figure VI.6: ferraillage de la poutre secondaire (30×35)

Bloc C

1- Les armatures minimales des poutres

Tableau VI.5: les armatures minimales des poutres

Type de poutres	$A_{\min} = 0,5\%b \cdot h_t$	$A_{\max1} = 4\%b \cdot h_t$	$A_{\max2} = 6\%b \cdot h_t$
P.P : (30×40) cm ²	6 cm ²	48 cm ²	72 cm ²
P.S : (30×35) cm ²	5,25 cm ²	42 cm ²	63 cm ²

2- Calcul des armatures

2.1- Ferraillage de la poutre principale (30×40) cm²

- Sur appui

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 59,4 \text{ KN.m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 91,49 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,64 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P2}$$

Moment ultime M_u	M_u	91,49 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,166	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,908$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	8,03 cm ²	

- En travée

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 47,74 \text{ KN.m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 60,62 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,78 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P2}$$

Moment ultime M_u	M_u	60,62 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,11	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,941$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	5,14 cm ²	

2.2- Ferraillage de la poutre secondaire (30×35) cm²

- **Sur appui**

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 25,73 \text{ KN.m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 64,24 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,4 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P2}$$

Moment ultime M_u	M_u	64,24 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,152	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,916$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	5,59 cm ²	

- **En travée**

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 11,18 \text{ KN.m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 54,05 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,2 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P2}$$

Moment ultime M_u	M_u	54,05 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,128	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,931$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	5,29 cm ²	

2.3- Récapitulatif

Tableau VI.6: récapitulatif du ferraillage des poutres.

poutre	section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A_{min} (cm ²)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
P.P (30×40)	Appui	59,4	91,49	91,49	6	8,03	4T16+4T12*=12,56
	Travée	47,74	60,62	60,62		5,14	4T16=8,04
P.S (30×35)	Appui	25,73	64,24	64,24	5,25	5,59	4T14=6,16
	Travée	11,18	54,05	54,05		5,29	4T14=6,16

3- Vérifications

3.1- Poutre principale (30×40)

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} > A_{min}$ condition vérifiée

a- Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 47,3 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{47,3 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,43 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

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

$\tau_u = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Pas de risque du cisaillement.

b- Calcul des armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right)$$

$$\varphi_t = \min(10, 2, 1; 35; 8)$$

On adopte : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

c- Calcul de l'espacement

Zone nodale

$$\begin{cases} S_t \leq \min(h/4; 12\varphi_l; 30\text{cm}) \\ S_t \leq \min(10; 16,8; 30\text{cm}) \end{cases} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

d- La longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone I.

$$\begin{cases} \varphi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm} \\ \varphi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \varphi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

e- Vérification des contraintes d'adhérence

$$T = 102,3 \text{ kN}$$

$$n = 8$$

$$\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,2 = 3,768 \text{ cm}$$

$$\tau_{u_{\text{ser}}} = 102,3 \times 10^3 / 0,9 \times 36 \times 3,768 \times 8 \times 10^2 = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{u_{\text{ser}}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u_{\text{ser}}} = 1,04 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{u_{\text{ser}}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

f- Ancrage des armatures

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \phi f_e / 4 \cdot \tau_s$$

Avec : ϕ diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,2 \times 400 / (4 \times 2,84) = 42,25 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \phi l = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$

g- Influence de l'effort tranchant

$$\sigma_b = \frac{2T}{0,9 \times b \times d} = \frac{2 \times 102,3 \times 10^3}{0,9 \times 300 \times 360} = 2,10 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

h- Vérification vis-à-vis à l'ELS

$$M_{ser} = 43,35 \text{ KN.m}$$

$$A = 3,6 \text{ cm}^2$$

i- Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - \eta A(d - y) = 0$$

$$y = 9,89 \text{ cm}$$

j- Moment d'inertie

$$I = by^3/3 + \eta A(d - y)^2 = 46426,62 \text{ cm}^4$$

k- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{43,35 \times 10^3}{46426,62} \times 9,89 = 9,23 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 9,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

l- Vérification de la flèche

$$M_{tsmax} = 34,93 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 77,56 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0,088 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \dots \dots 0,088 > 0,045 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots 0,0026 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.2- Poutre secondaire (30×35)**a- Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$ condition vérifiée

b- Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 28,2 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{28,2 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,298 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

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

$\tau_u = 0,298 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Pas de risque du cisaillement.

c- Calcul des armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l \right)$$

$$\varphi_t = \min(10, 2,1; 35; 8)$$

On adopte : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

d- Calcul de l'espacement

Zone nodale :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(h/4; 12\varphi_l; 30\text{cm}) \\ S_t \leq \min(8,75; 16,8; 30\text{cm}) \end{cases} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

e- La longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone I.

$$\begin{cases} \varphi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm} \\ \varphi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \varphi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

f- Vérification des contraintes d'adhérence

$$T=28,2 \text{ KN}$$

$$n=4$$

$$\mu = \pi\phi = 3,14 \times 1,4 = 4,396 \text{ cm}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 28,2 \times 10^3 / 0,9 \times 31,5 \times 4,396 \times 4 \times 10^2 = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 0,56 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

g- Ancrage des armatures

$$\tau_s = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \phi f_e / 4 \cdot \tau_s$$

Avec : ϕ diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,29 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

h- Influence de l'effort tranchant

$$\sigma_b = \frac{2T}{0,9 \times b \times d} = \frac{2 \times 28,2 \times 10^3}{0,9 \times 300 \times 315} = 0,663 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

i- Vérification vis-à-vis à l'ELS

$$M_{ser} = 18,91 \text{ KN.m}$$

$$A = 1,75 \text{ cm}^2$$

j- Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - \eta A(d - y) = 0$$

$$y = 6,6 \text{ cm}$$

k- Moment d'inertie

$$I = by^3/3 + \eta A(d - y)^2 = 19151,5 \text{ cm}^4$$

l- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{18,91 \times 10^3}{19151,5} \times 6,48 = 0,98 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = 0,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

m- Vérification de la flèche

$M_{tsmax} = 8,27 \text{ KN.m}$ $M_0 = 21,82 \text{ KN.m}$ $A_s = 0,76 \text{ cm}^2$

$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0,103 > 0,0625 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$\frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \dots \dots \dots 0,103 > 0,037 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots 0,0004 < 0,0105 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

4- Schéma de ferrailage

4.1- Poutre principale (30x40)

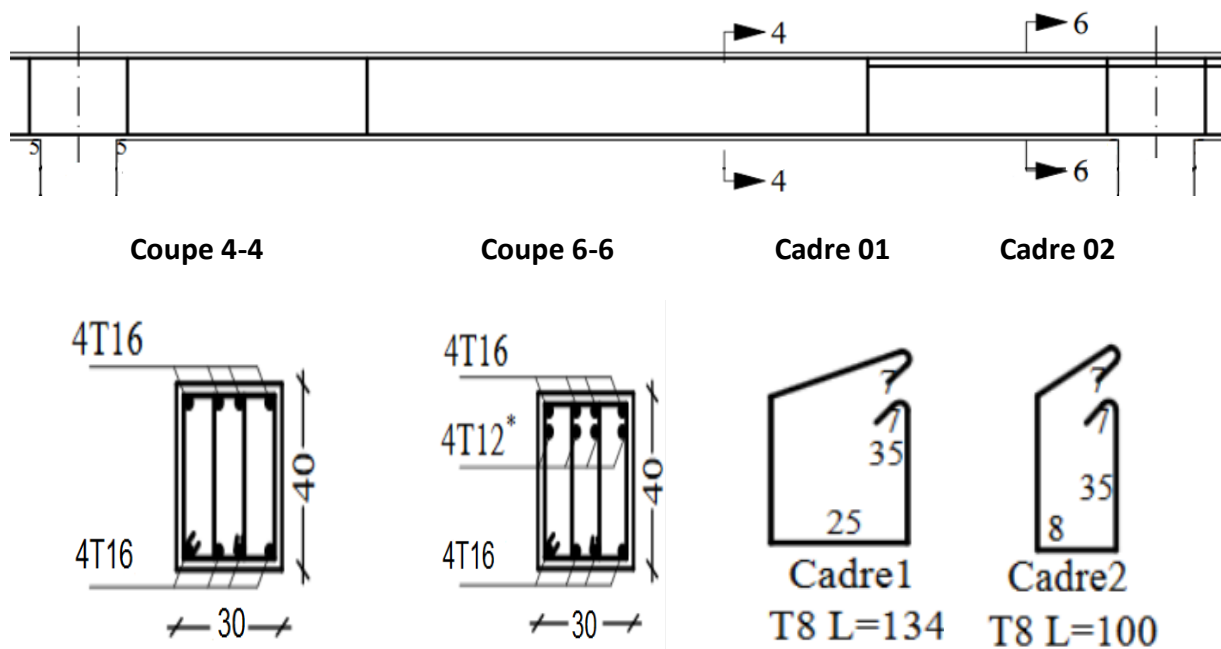


Figure VI.7: ferrailage de la poutre principale (30x40)

4.2- Poutre secondaire (30×35)

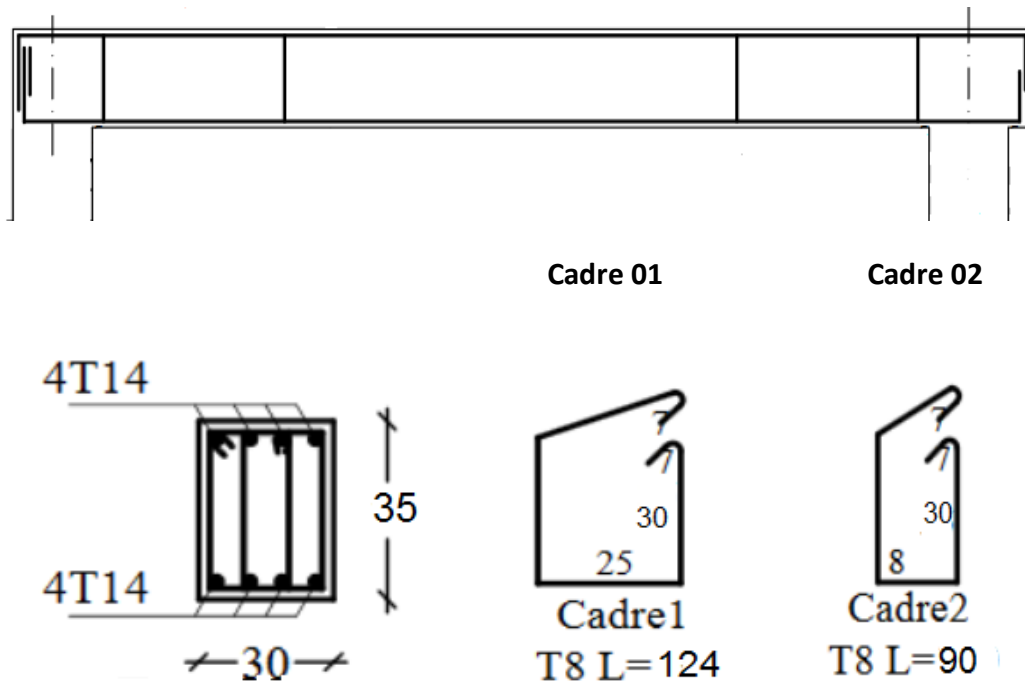


Figure VI.8: ferraillage de la poutre secondaire (30×35)

Bloc Minaret

1- Les armatures minimales des poutres

Tableau VI.7: les armatures minimales des poutres

Type de poutres	$A_{\min} = 0,5\%b \cdot h_t$	$A_{\max1} = 4\%b \cdot h_t$	$A_{\max2} = 6\%b \cdot h_t$
chainage : (30×40) cm ²	6 cm ²	48 cm ²	72 cm ²

2- Calcul des armatures

2.1- Ferraillage de la poutre principale (30×40) cm²

- **Sur appui**

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 9,46 \text{ KN.m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 108,3 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,087 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P2}$$

Moment ultime M_u	M_u	108,3 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,196	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,889$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	9,71 cm ²	

- **En travée**

$$S_{P1} \rightarrow M_{sp1} = 8,11 \text{ KN.m}$$

$$S_{P2} \rightarrow M_{sp2} = 97,80 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,082 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{P2}$$

Moment ultime M_u	M_u	97,80 KN.m	Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0,177	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,901$		
Section d'acier A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	8,65 cm ²	

2.2- Récapitulatif

Tableau VI.8: récapitulatif du ferraillage des poutres.

poutre	section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A_{min} (cm ²)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
P.P (30x40)	Appui	9,46	108,3	108,3	6	9,71	4T14+4T12*=10,68
	Travée	8,11	97,8	97,8		8,65	4T14+4T12*=10,68

3- Vérifications

3.1- Poutre principale (30x40)

a- Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} > A_{min}$ condition vérifiée

b- Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 29,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{29,5 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,27 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = 0,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement.

c- Calcul des armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right)$$

$$\varphi_t = \min(10, 2, 1; 35; 8)$$

On adopte : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

d- Calcul de l'espacement :• **Zone nodale :**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(h/4; 12\varphi_l; 30\text{cm}) \\ S_t \leq \min(10; 16,8; 30\text{cm}) \end{cases} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

• **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

e- La longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone I.

$$\begin{cases} \varphi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm} \\ \varphi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \varphi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

f- Vérification des contraintes d'adhérence

$$T = 29,5 \text{ KN}$$

$$n = 8$$

$$\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,2 = 3,768 \text{ cm}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 29,5 \times 10^3 / 0,9 \times 36 \times 3,768 \times 8 \times 10^2 = 0,3 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 0,3 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

g- Ancrage des armatures

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \phi f_e / 4 \cdot \tau_s$$

Avec : ϕ diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,2 \times 400 / (4 \times 2,84) = 42,25 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$

h- Influence de l'effort tranchant

$$\sigma_b = \frac{2T}{0,9 \times b \times d} = \frac{2 \times 29,5 \times 10^3}{0,9 \times 300 \times 360} = 2,10 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

i- Vérification vis-à-vis à l'ELS

$$M_{\text{ser}} = 43,35 \text{ KN.m}$$

$$A = 3,6 \text{ cm}^2$$

j- Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - \eta A(d - y) = 0 \quad y = 9,89 \text{ cm}$$

k- Moment d'inertie

$$I = by^3/3 + \eta A(d - y)^2 = 46426,62 \text{ cm}^4$$

l- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_g} \times y = \frac{43,35 \times 10^3}{46426,62} \times 9,89 = 9,23 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 9,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

m- Vérification de la flèche

$$M_{\text{tsmax}} = 34,93 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 77,56 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0,088 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \dots \dots \dots 0,088 > 0,045 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots 0,0026 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4- Schéma de ferrailage

4.1- Poutre principale (30×40)

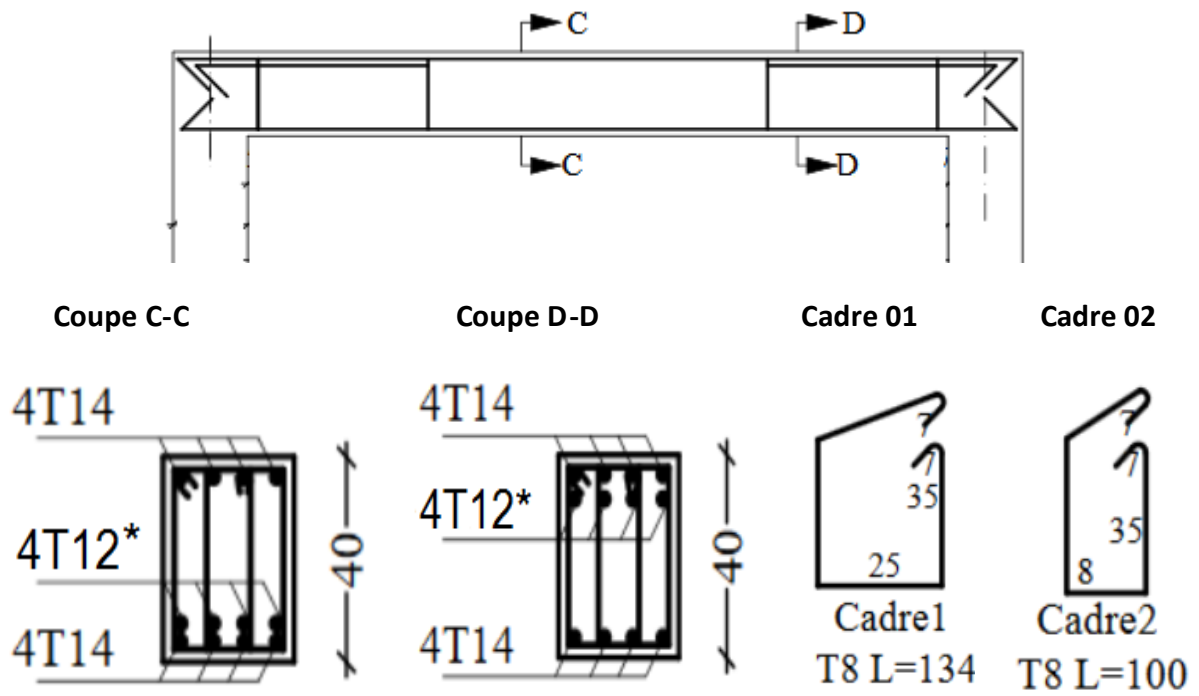


Figure VI.9: ferrailage de la poutre principale (30×40)

II- Les poteaux**1- Ferraillage des poteaux**

Calcul de ferraillage des poteaux selon le **RPA 99/ version 2003 page 65** :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimale sera de 0,7% (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone I).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).

2- Combinaison de calcul

Combinaisons fondamentales : « **1^{er} genre** » **BAEL 91 révisée 99**

- $1,35G + 1,5Q$ (ELU)
- $G + Q$ (ELS)
 $N_{\max}; M_{\text{correspondant}}$ A_1
 $N_{\min}; M_{\text{correspondant}}$ A_2
 $M_{\max}; N_{\text{correspondant}}$ A_3

Combinaisons accidentelles : « **2^{ème} genre** » **BAEL 99 révisée 99**

- $0,8G \pm E$ (ELU)
- $G + Q \pm 1,2E$ (ELS)
 $N_{\max}; M_{\text{correspondant}}$ A_1
 $N_{\min}; M_{\text{correspondant}}$ A_2
 $M_{\max}; N_{\text{correspondant}}$ A_3

Bloc A et B

1- Les armatures minimales des poteaux

Tableau VI.9: les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Type de poteaux	$A_{\min} = 0,7\%b. ht$	$A_{\max1} = 4\%b. ht$	$A_{\max2} = 6\%b. ht$
(35×45) cm ²	11,025 cm ²	63 cm ²	94,5 cm ²
(35×35) cm ²	8,57 cm ²	49 cm ²	73,5 cm ²
φ50 cm ²	13,73 cm ²	78,5 cm ²	117,75

2- Calcul des armatures

2.1- Poteau (35×45)

2.1.1- Les sollicitations défavorables

Tableau VI.10: les sollicitations défavorables du 1^{er} genre

Poteau		(35×45)
Combinaison		
A ₁	N _{max} (KN)	724,6
	M _{corr} (KN.m)	26,32
A ₂	N _{min} (KN)	112,1
	M _{corr} (KN.m)	42,44
A ₃	M _{max} (KN.m)	93,46
	N _{corr} (KN)	175,9

Tableau VI.11: les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre

Poteau		(35×45)
Combinaison		
A ₁	N _{max} (KN)	575,8
	M _{corr} (KN.m)	36,59
A ₂	N _{min} (KN)	44,1
	M _{corr} (KN.m)	67,45
A ₃	M _{max} (KN.m)	154,73
	N _{corr} (KN)	504,6

2.1.2- Exemple de calcul

a- Calcul des armatures longitudinales

En prévoir un enrobage des armatures $c = c' = 3\text{cm}$

2^{ème} genre, combinaison A₃

$$M_{\max} = 154,73 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 504,6 \text{ KN}$$

b- Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{154,73}{504,6} = 0,3\text{m}$$

$$M_u = N \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 504,6 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,3 \right) = 242,2 \text{ KN.m}$$

c- Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 504,6 \text{ KN} < 1807,73 & \rightarrow \text{condition vérifier.} \\ M_u = 242,2 \text{ KN.m} < 177,97 & \rightarrow \text{condition vérifier.} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante.

d- Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée

$$(d - c') \times N_u - M_u < ((0,337 \times h) - (0,81 \times c')) \times f_{bc} \times b \times h$$

$$(0,405 - 0,03) \times 504,6 - 242,2 = -52,97 \text{ KN.m}$$

$$((0,337 \times 0,45) - (0,81 \times 0,03)) \times 14,17 \times 0,35 \times 0,45 \times 10^2 = 284,21 \text{ KN.m}$$

donc: $-52,97 < 284,21 \rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

e- Calcul de ferraillage

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{242,2 \times 10^3}{35 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,29$$

$$\mu = 0,29 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,29 \rightarrow \beta = 0,818$$

f- Calcul de la section d'armatures en

• **Flexion simple**

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{242,2 \times 10^3}{348 \times 0,818 \times 40,5} = 21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Flexion composée**

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 21 - \frac{504,6 \times 10^{-3}}{348} = 6,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

g- Récapitulatif

Tableau VI.12: récapitulatif de ferraillage de poteaux (35×45)

poteaux	Combs	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
(35×45)	A ₁	724,6	26,32	8,38	575,8	36,59	5,55	11,025	6T14+4T12 =13,76
	A ₂	112,1	42,44	1,32	44,1	67,45	4,54		
	A ₃	175,9	93,46	4,57	504,6	154,73	6,5		

2.1.3- Condition de non fragilité BAEL

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 45 \times 2,1/400 = 1,9 \text{ cm}^2$$

2.1.4- Armatures transversales

a- Diamètre des armatures transversales

$$\varphi t = \frac{\varphi l}{3} = \frac{16}{3}$$

$$\varphi t = 8\text{mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h₁ : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g ≥ 5 et à 3,5 dans le cas contraire.

S_t : Espacement des armatures transversales.

b- Détermination des espacements des cadres

- En zone nodale S_t ≤ (10φl; 15cm) = 15cm → soit S_t = 10cm
- En zone courante S_t ≤ 15φl = 21 → soit S_t = 10cm

c- Calcul de l'élançement géométrique λ_g

$$\lambda_g = l_f/b$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement du poteau.

b : dimension de la section droite du poteau.

$$l_f = 0,7L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 4,25}{0,45} = 6,61 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 6,61 \text{ m} > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{15 \times 2,5 \times 70,8}{45 \times 235} = 0,25 \text{ cm}^2$$

d- Quantité d'armatures transversales minimales

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/St \cdot b$ en % est donnée comme suit:

$$\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$$

- Zone nodale : $A_t = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$
- Zone courante : $A_t = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2$

On adopte $A_t = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2$

e- La longueur de recouvrement

$L \geq 40\phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ on prévoir un recouvrement de 80 cm

$L \geq 40\phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ on prévoir un recouvrement de 70 cm

2.1.5- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 70,8 \text{ KN}$$

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{70,8 \times 10^3}{350 \times 405} = 0,49 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Pas de risque de cisaillement.

2.1.6- Schéma de ferrailage

Poteaux (35×45)

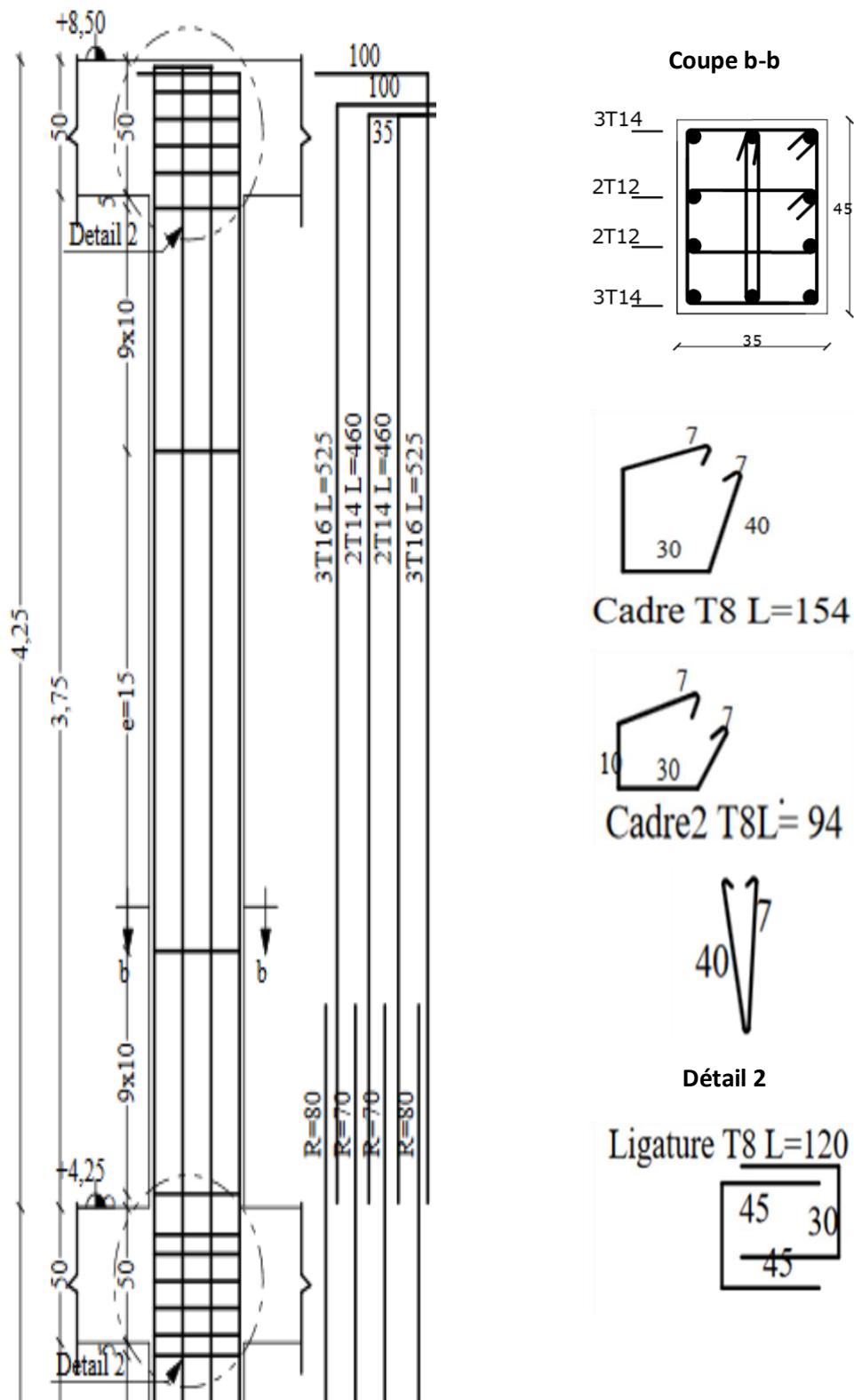


Figure VI.10: schéma de ferrailage du poteau (35×45)

2.2- Poteau (35×35)

2.2.1- Les sollicitations défavorables

Tableau VI.3: les sollicitations défavorables du 1^{er} genre

Poteau		(35×35)
Combinaison		
A ₁	N _{max} (KN)	560,9
	M _{corr} (KN.m)	2,71
A ₂	N _{min} (KN)	55,4
	M _{corr} (KN.m)	19,54
A ₃	M _{max} (KN.m)	35,48
	N _{corr} (KN)	173,1

Tableau VI.14: les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre

Poteau		(35×35)
Combinaison		
A ₁	N _{max} (KN)	422,7
	M _{corr} (KN.m)	3,18
A ₂	N _{min} (KN)	8,85
	M _{corr} (KN.m)	10,25
A ₃	M _{max} (KN.m)	78,7
	N _{corr} (KN)	291,6

2.2.2- Récapitulatif

Tableau VI.15: récapitulatif de ferraillage de poteaux (35×35)

poteaux	Combs	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
(35×45)	A ₁	560,9	2,71	7,95	422,7	3,18	6,04	8,57	6T14+2T14 =12,32
	A ₂	55,4	19,54	0,94	8,85	10,25	0,81		
	A ₃	173,1	35,48	0,84	291,6	78,7	4,31		

2.2.3- Condition de non fragilité BAEL

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 35 \times 2,1/400 = 1,47 \text{ cm}^2$$

2.2.4- Armatures transversales

a- Diamètre des armatures transversales

$$\varphi_t = \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3}$$

$$\varphi t = 8\text{mm}$$

b- Détermination des espacements des cadres

- En zone nodale $S_t \leq (10\varphi l; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$ → soit $S_t = 10\text{cm}$
- En zone courante $S_t \leq 15\varphi l = 21$ → soit $S_t = 10\text{cm}$

c- Calcul de l'élançement géométrique λ_g

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 5,75}{0,35} = 11,5 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 11,5 \text{ m} > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 94,8}{35 \times 235} = 0,43 \text{ cm}^2$$

d- Quantité d'armatures transversales minimales

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/St \cdot b$ en % est donnée comme suit:

$$\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$$

- Zone nodale : $A_t = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2$
- Zone courante : $A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2$

$$\text{On adopte } A_t = 6\varphi 8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

e- La longueur de recouvrement

$$L \geq 40\varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ on prévoir un recouvrement de } 70 \text{ cm}$$

2.2.5- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 94,8 \text{ KN}$$

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{94,8 \times 10^3}{350 \times 315} = 0,859 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,859 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

2.2.6- Schéma de ferrailage

Poteaux (35×35)

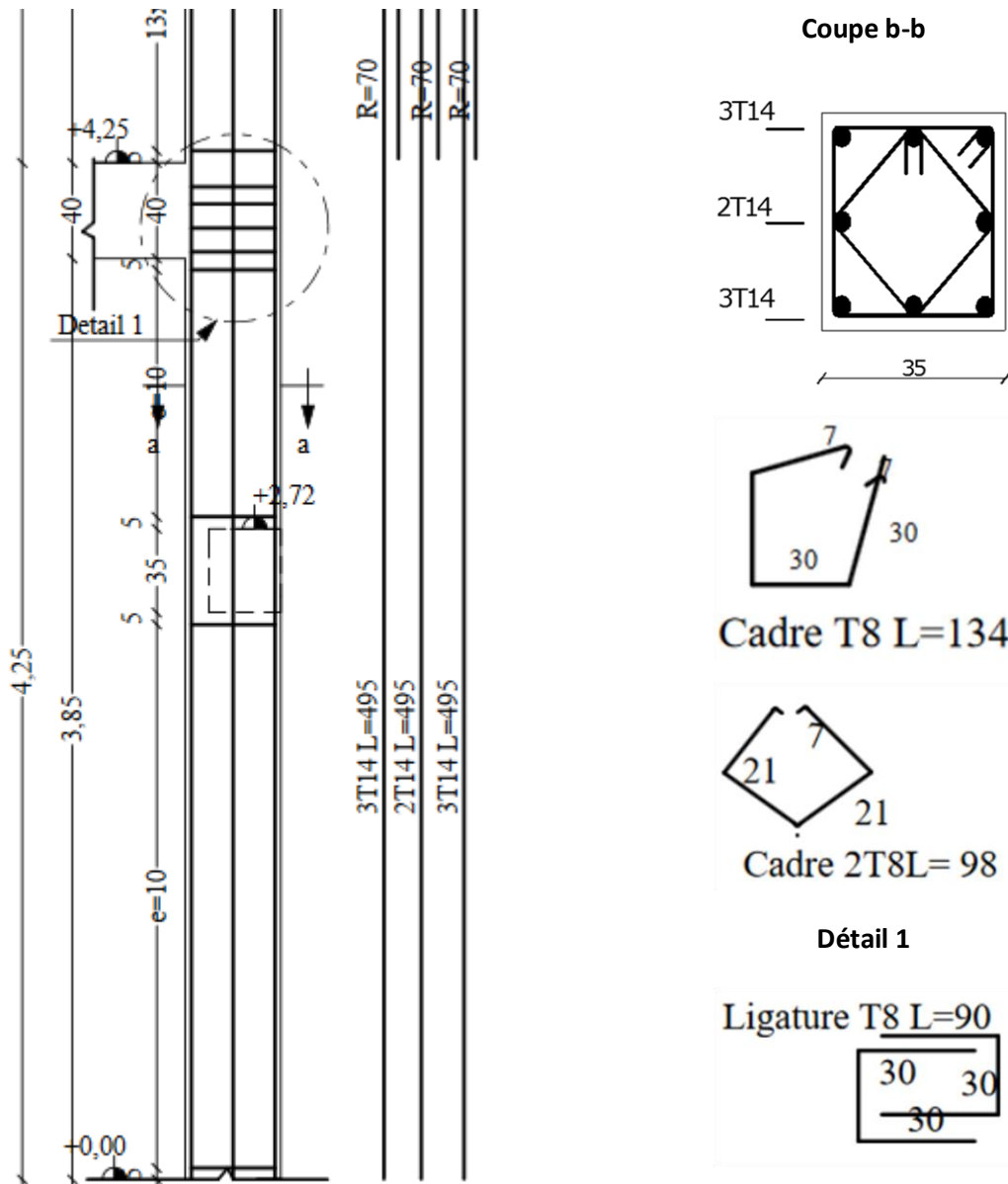


Figure VI.11: schéma de ferrailage du poteau (35×35)

2.3- Poteau $\phi 50$

2.3.1- Les sollicitations défavorables

Tableau VI.16: les sollicitations défavorables du 1^{er} genre

Poteau		$\phi 50$
Combinaison		
A ₁	N _{max} (KN)	974,7
	M _{corr} (KN.m)	2,99
A ₂	N _{min} (KN)	178,9
	M _{corr} (KN.m)	65,98
A ₃	M _{max} (KN.m)	141,83
	N _{corr} (KN)	266,8

Tableau VI.17: les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre

Poteau		$\phi 50$
Combinaison		
A ₁	N _{max} (KN)	732,1
	M _{corr} (KN.m)	129,34
A ₂	N _{min} (KN)	78
	M _{corr} (KN.m)	83,34
A ₃	M _{max} (KN.m)	156,18
	N _{corr} (KN)	654,6

2.3.2- Récapitulatif

Tableau VI.18: récapitulatif de ferraillage de poteaux $\phi 50$

poteaux	Combs	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
(35×45)	A ₁	974,7	2,99	3.65	732,1	129,34	4.92	13,73	10T14 =15,4
	A ₂	178,9	65,98	2.78	78	83,34	4,78		
	A ₃	266,8	141,8	4.78	654,6	156,18	7,69		

2.3.4- Condition de non fragilité BAEL

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 35 \times 2,1/400 = 1,47 \text{ cm}^2$$

2.3.5- Armatures transversales

a- Diamètre des armatures transversales

$$\varphi_t = \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3}$$

$$\varphi_t = 8\text{mm}$$

b- Détermination des espacements des cadres

- En zone nodale $S_t \leq (10\varphi_l; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$ → soit $S_t = 10\text{cm}$
- En zone courante $S_t \leq 15\varphi_l = 24$ → soit $S_t = 15\text{cm}$

c- Calcul de l'élançement géométrique λ_g

$$\lambda_g = 4 \times \frac{l_f}{D} = \frac{4 \times 0,7 \times 4,25}{0,50} = 23,8 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 11,5 \text{ m} > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 94,8}{35 \times 235} = 0,43 \text{ cm}^2$$

d- Quantité d'armatures transversales minimales

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/S_t \cdot b$ en % est donnée comme suit:

$$\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$$

- Zone nodale : $A_t = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2$
- Zone courante : $A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2$

$$\text{On adopte } A_t = 6\varphi_8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

2.3.6- La longueur de recouvrement :

$$L \geq 40\varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ on prévoir un recouvrement de } 70 \text{ cm}$$

2.3.7- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 94,8 \text{ KN}$$

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{94,8 \times 10^3}{350 \times 315} = 0,859 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,859 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

2.3.8- Schéma de ferrailage

Poteaux (35×35)

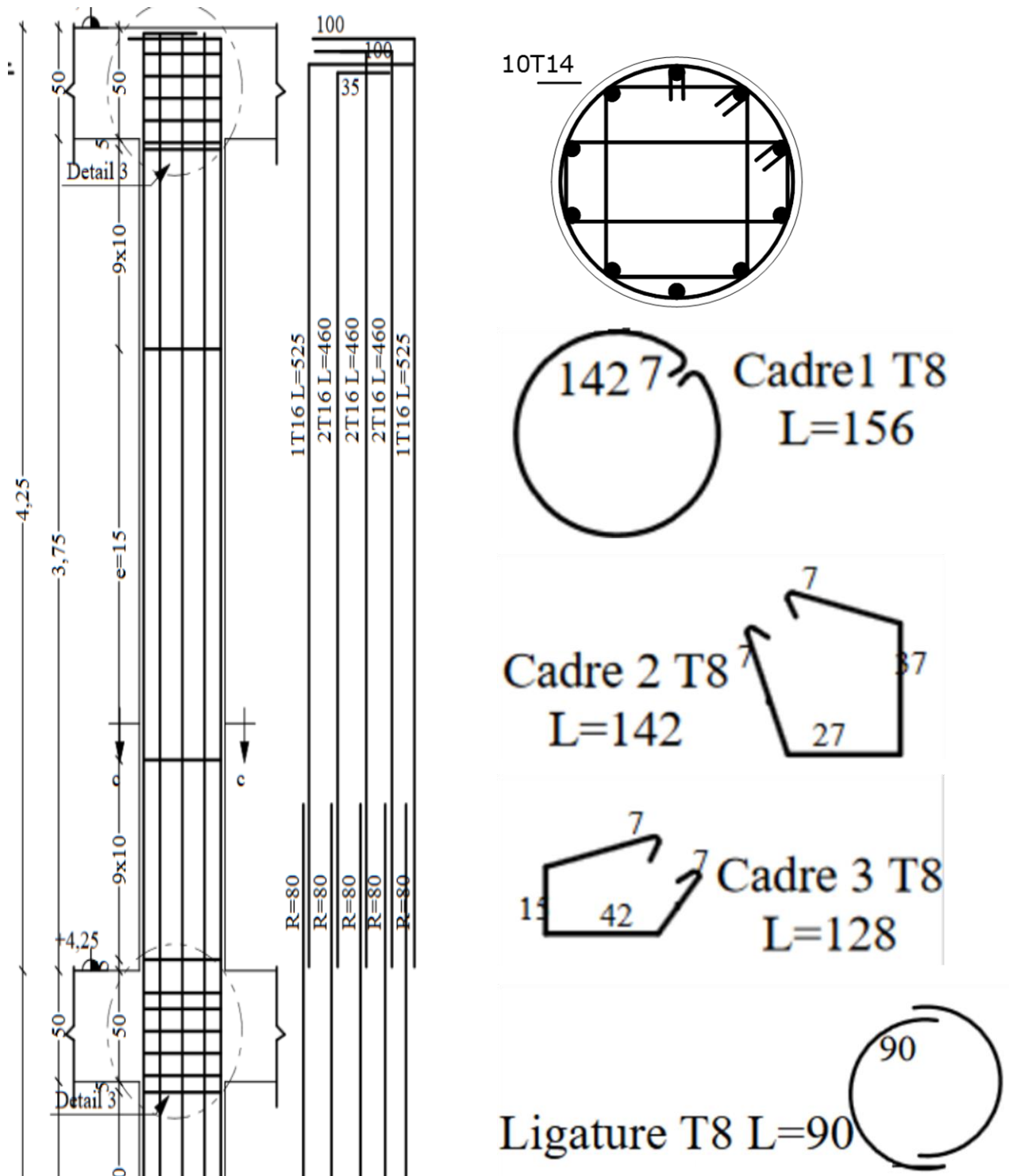


Figure VI.12: schéma de ferrailage du poteau $\phi 50$

Bloc C

1- Les armatures minimales des poteaux

Tableau VI.19: les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Type de poteaux	$A_{\min} = 0,7\%b. ht$	$A_{\max1} = 4\%b. ht$	$A_{\max2} = 6\%b. ht$
(40×40) cm ²	11,12 cm ²	64 cm ²	96 cm ²

2- Calcul des armatures

2.1- Poteau (40×40)

2.1.1- Les sollicitations défavorables

Tableau VI.20: les sollicitations défavorables du 1^{er} genre

Poteau		(40×40)
Combinaison		
A ₁	N _{max} (KN)	1685,3
	M _{corr} (KN.m)	1,33
A ₂	N _{min} (KN)	44,6
	M _{corr} (KN.m)	28,49
A ₃	M _{max} (KN.m)	46,97
	N _{corr} (KN)	123

Tableau VI.21: les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre

Poteau		(40×40)
Combinaison		
A ₁	N _{max} (KN)	809,5
	M _{corr} (KN.m)	81,72
A ₂	N _{min} (KN)	30,3
	M _{corr} (KN.m)	15,96
A ₃	M _{max} (KN.m)	98,67
	N _{corr} (KN)	560,6

2.1.2- Récapitulatif

Tableau VI.22: récapitulatif de ferraillage de poteaux (40×40)

poteaux	Combs	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
(35×45)	A ₁	1685,3	1,33	19,82	809,5	81,72	2,85	11,12	4T20+4T16 =20,64
	A ₂	44,6	28,49	1,62	30,3	15,96	0,8		
	A ₃	123	46,97	2,04	560,6	98,6	1,6		

2.1.3- Condition de non fragilité BAEL

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 40 \times 40 \times 2,1/400 = 1,932 \text{ cm}^2$$

2.1.4- Armatures transversales**a- Diamètre des armatures transversales**

$$\varphi_t = \frac{\varphi_l}{3} = \frac{16}{3}$$

$$\varphi_t = 8\text{mm}$$

b- Détermination des espacements des cadres

- En zone nodale $S_t \leq (10\varphi_l; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \rightarrow$ soit $S_t = 10\text{cm}$
- En zone courante $S_t \leq 15\varphi_l = 24 \rightarrow$ soit $S_t = 10\text{cm}$

c- Calcul de l'élançement géométrique λ_g

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 3,4}{0,4} = 5,95 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 5,95 \text{ m} > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 101,2}{40 \times 235} = 0,4 \text{ cm}^2$$

d- Quantité d'armatures transversales minimales

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/S_t \cdot b$ en % est donnée comme suit:

$$\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$$

- Zone nodale : $A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$
- Zone courante : $A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2$

On adopte $A_t = 6\varphi_8 = 3,02 \text{ cm}^2$

e- La longueur de recouvrement

$L \geq 40\varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \dots \dots \dots$ on prévoir un recouvrement de 80 cm

$L \geq 40\varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \dots \dots \dots$ on prévoir un recouvrement de 70 cm

2.1.5- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 101,2 \text{ KN}$$

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{101,2 \times 10^3}{400 \times 360} = 0,702 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,702 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Pas de risque de cisaillement.

2.1.6- Schéma de ferraillage

Poteaux (40×40)

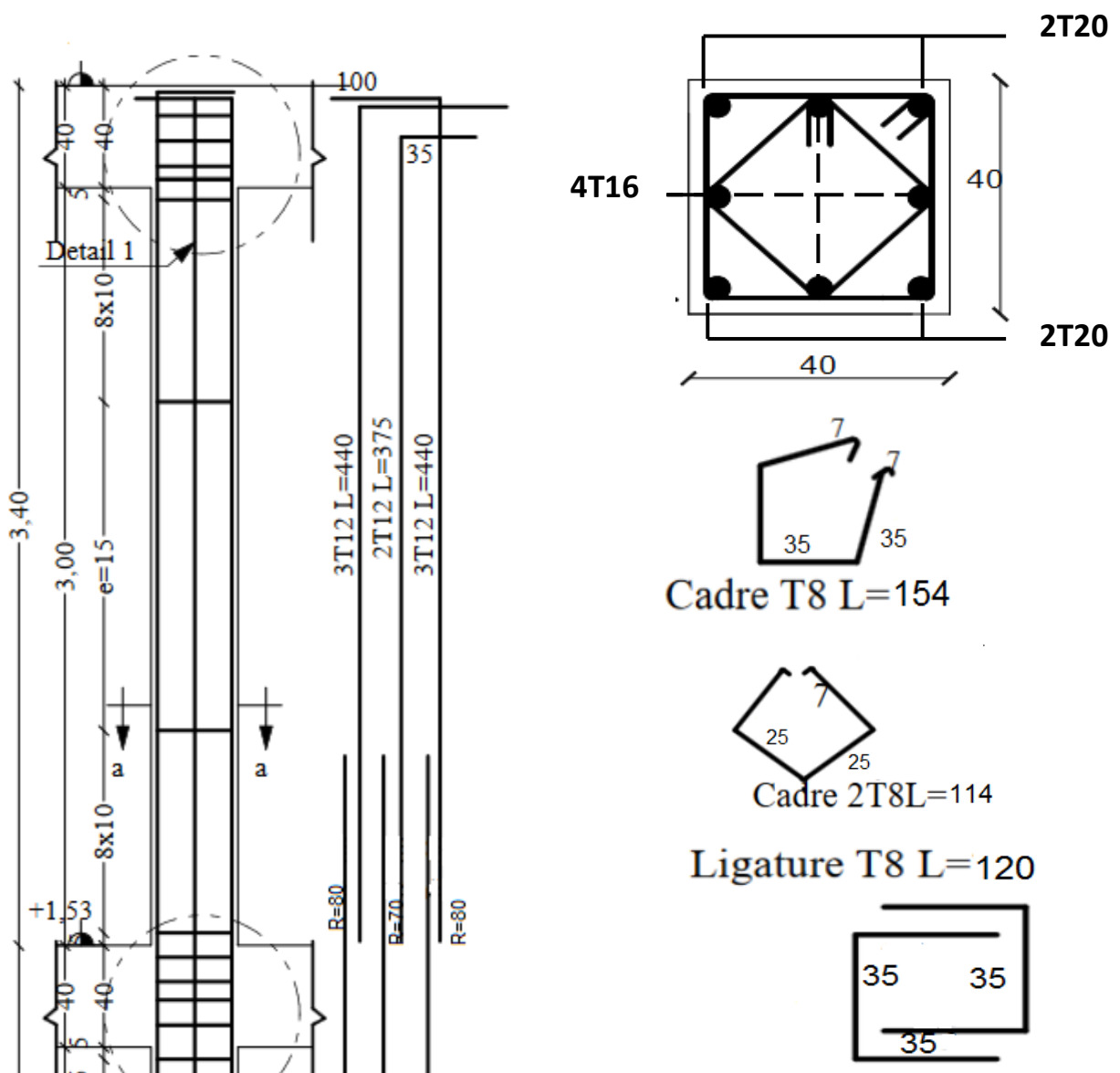


Figure VI.13: schéma de ferraillage du poteau (40×40)

Bloc Minaret

1- Les armatures minimales des poteaux

Tableau VI.23: les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Type de poteaux	$A_{\min} = 0,7\%b. ht$	$A_{\max1} = 4\%b. ht$	$A_{\max2} = 6\%b. ht$
(35×35) cm ²	8,575 cm ²	49 cm ²	73,5 cm ²

2- Calcul des armatures

2.1- Poteau (35×35)

2.1.1- Les sollicitations défavorables

Tableau VI.24: les sollicitations défavorables du 1^{er} genre

Poteau		(35×35)
Combinaison		
A ₁	N _{max} (KN)	301,3
	M _{corr} (KN.m)	0,13
A ₂	N _{min} (KN)	18,2
	M _{corr} (KN.m)	0,72
A ₃	M _{max} (KN.m)	0,72
	N _{corr} (KN)	18,2

Tableau VI.25: les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre

Poteau		(35×35)
Combinaison		
A ₁	N _{max} (KN)	488,7
	M _{corr} (KN.m)	6,93
A ₂	N _{min} (KN)	67,7
	M _{corr} (KN.m)	2,4
A ₃	M _{max} (KN.m)	6,93
	N _{corr} (KN)	488,7

2.1.2- Récapitulatif

Tableau VI.26: récapitulatif de ferraillage de poteaux (35×35)

poteaux	Combs	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
(35×45)	A ₁	301,3	0,13	4,92	488,7	6,93	6,54	8,575	6T14+2T14 =12,32
	A ₂	18,2	0,72	0,23	67,7	2,4	0,85		
	A ₃	18,2	0,72	0,23	488,7	6,93	6,54		

2.1.3- Condition de non fragilité BAEL

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 35 \times 2,1/400 = 1,479 \text{ cm}^2$$

2.1.4- Armatures transversales**a- Diamètre des armatures transversales**

$$\varphi_t = \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3}$$

$$\varphi_t = 8\text{mm}$$

b- Détermination des espacements des cadres

- En zone nodale $S_t \leq (10\varphi_l; 15\text{cm}) = 14\text{cm} \rightarrow$ soit $S_t = 10\text{cm}$
- En zone courante $S_t \leq 15\varphi_l = 21 \rightarrow$ soit $S_t = 15\text{cm}$

c- Calcul de l'élançement géométrique λ_g

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 4,25}{0,35} = 8,5 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 8,5 \text{ m} > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 1,4}{35 \times 235} = 0,00638 \text{ cm}^2$$

d- Quantité d'armatures transversales minimales

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/St \cdot b$ en % est donnée comme suit:

$$\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$$

- Zone nodale : $A_t = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2$
- Zone courante : $A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2$

$$\text{On adopte } A_t = 6\varphi_8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

e- La longueur de recouvrement

$$L \geq 40\varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ on prévoir un recouvrement de } 70 \text{ cm}$$

2.1.5- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 1,4 \text{ KN}$$

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 10^3}{350 \times 315} = 0,012 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,012 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Pas de risque de cisaillement.

Schéma de ferraillage

Poteaux (35×35)

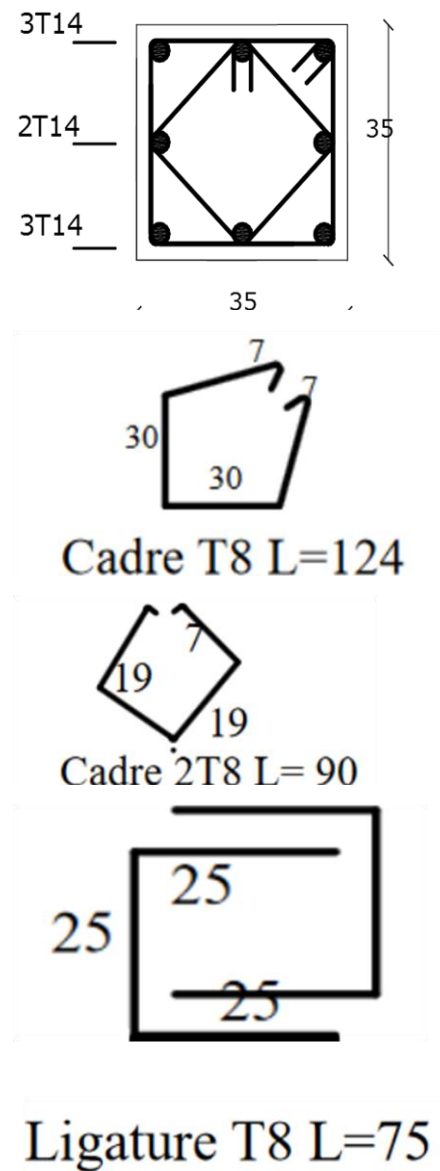
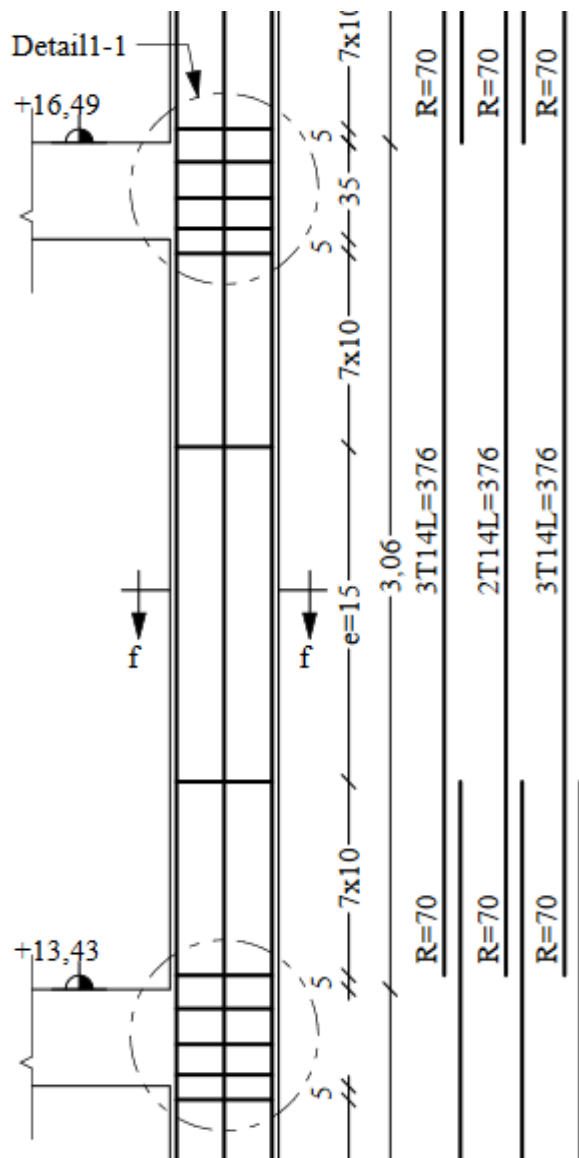


Figure VI.14: schéma de ferraillage du poteau (40×40)

III- Etude des voiles

1- Introduction

Le voile est un élément important de la structure, destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments comme il peut jouer le rôle de mur de soutènement. Il se calcule comme le poteau en flexion composée. Leurs ferraillages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales et d'armatures horizontales et d'armatures verticales. Les avantages importants que présentent les voiles de contreventement par rapport aux portiques sont :

- Leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.
- Lors de nombreux séismes modérés, les structures à voiles ont de faibles déplacements latéraux qui permettraient de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles de ce type de structure.
- La masse élevée du voile permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donne au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme, entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Le voile transmet ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

2- Les combinaisons

Selon le **RPA 99 version 2003** les combinaisons à considérer sont les suivants :

$$1,35G + 1,5Q \text{ (ELU)}$$

$$0,8G + Q$$

$$G + Q \pm 1,2E$$

3- Calcul des voiles

Pour le ferraillage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **RPA 99V2003** :

Pour centrage minimum d'armatures verticales et horizontales :

- Globalement dans la section des voiles 0,15%
- En zone courante 0,10%

L'espacement des barres horizontales et verticales : $S < \min (15a ; 30)$

4- Vérification des contraintes tangentielles

Le calcul se fait en flexion composée d'une bande de section ($e \times 1\text{ml}$)

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d}$$

Bloc Minaret

1- Vérification des contraintes

Tableau VI.27: vérification de la contrainte

Voile	V_{\max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
20 cm	0,1	0,0055	5	Condition vérifiée

2- Détermination des sollicitations

Tableau VI.28: sollicitations des voiles

Voile	combinaisons	F11	M11	F22	M22
20 cm	1,35G + 1,5Q	76,7	1	383,5	0,2
	0,8G + Q	99,7	0,3	498,7	1,4
	G + Q \pm 1,2E	125,7	0,3	628,6	1,6

3- Détermination du ferraillage

Tableau VI.29: ferraillage des voiles

ferraillage		A_{\min} (cm ²)		A_{st} choisit cm ² /ml	St (cm)
Voile 20	Vertical	0,007(b×h)	14	2×7T12=15,84	15
	Horizontal	$A_v/4$	4,52	2×7T10=11	15

4- Schéma de Ferrailage

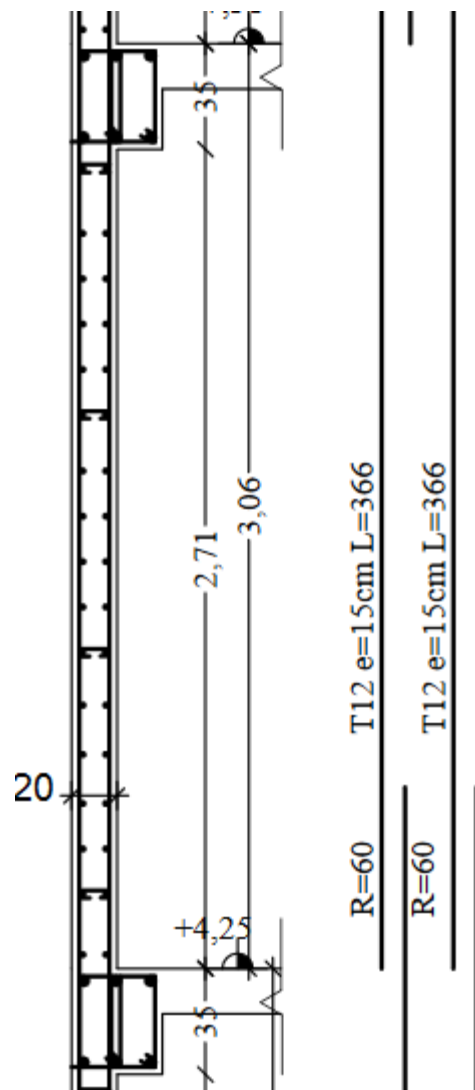


Figure VI.15: schéma de ferraillage du voile.

Chapitre VII

Etude de

l'infrastructure

Etude de l'infrastructure

I- Voile périphérique

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé.

D'après le RPA 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1m de largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$.
- γ : poids volumique de la terre $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$. selon
- φ : angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- K_a : coefficient de la poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K'_a = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)} \text{ avec } (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K'_a = K_a = \text{tg}^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,271$$

Dimensionnement : d'après le R.P.A 99 (version 2003) ; l'épaisseur doit être supérieur ou égale à 15 cm. On adopte : $e_p = 20\text{cm}$

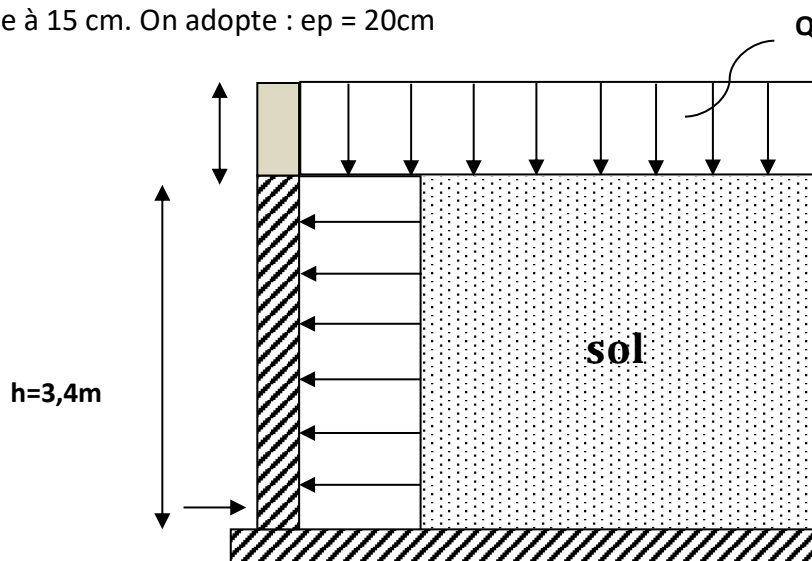


Figure VII.1: les forces appliquées sur le voile périphérique

1- Calcul des charges

- **Poussée des terres**

$$P_1 = K'_a \cdot \gamma \cdot h \quad \text{avec: } \begin{cases} P_1: \text{poussée des terres} \\ \gamma: \text{poids spécifique des terres} \\ h: \text{hauteur du voile} \end{cases}$$

$$P_1 = 0,271 \times 18 \times 3,4 = 16,58 \text{ KN/ml}$$

- **Poussée supplémentaire due à la charge**

$$P_2 = K'_a \cdot q = 0,271 \times 10,5 = 2,84 \text{ KN/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

2- Calcul du ferrailage

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargée encadrée en chaque côté. Il est soumis à la poussée des terres et une surcharge d'exploitation estimée à $10,5 \text{ KN/m}^2$

2.1- A L'ELU

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

$$L_x = 3,4 \text{ m}; \quad L_y = 4,9 \text{ m}; \quad B = 1 \text{ m}; \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,69 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

2.1.1- La charge pondérée

$$\sigma_{\min} = 1,5 \times P_2 = 1,5 \times 2,84 = 4,26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1,35P_1 + 1,5P_2 = 1,35 \times 16,58 + 1,5 \times 2,84 = 26,64 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 21,04 \text{ KN/m}^2$$

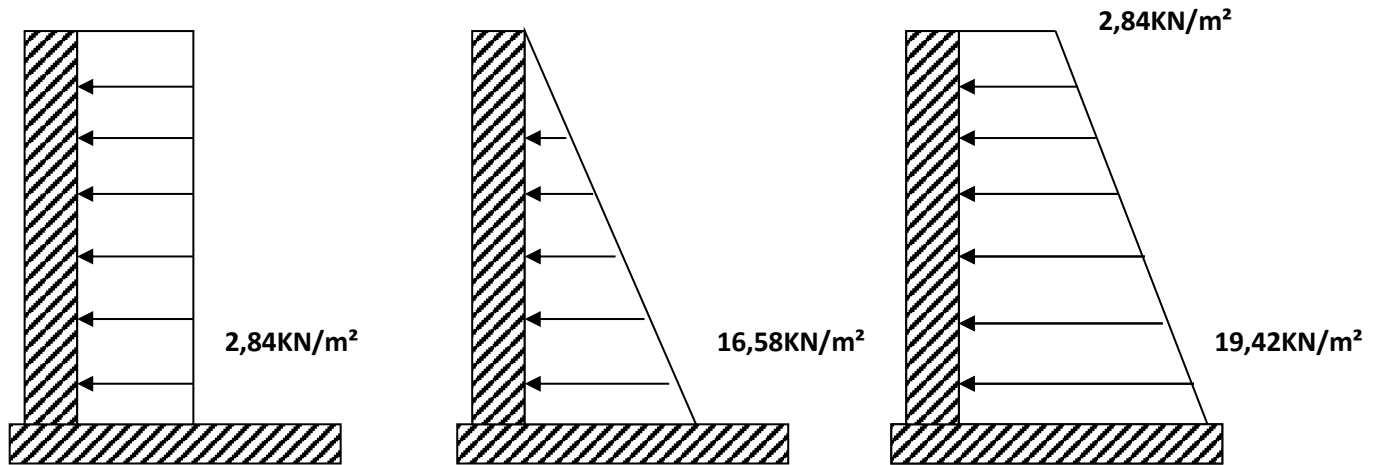


Figure VII.2: schéma de chargement du voile périphérique.

$$\alpha = 0,69 \rightarrow \text{ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0,0697 \\ \mu_y = 0,4181 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 0,0697 \times 21,04 \times 3,4^2 = 16,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,4181 \times 16,77 = 7,08 \text{ KN.m}$$

2.1.2- Les moments sollicitant

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 6,018 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 14,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0,5M_{0x} = 8,475 \text{ KN.m}$$

Tableau VII.1: résumé des résultats de ferrailage.

Sens		M _u [KN.m]	A _{cal}	A _{min}	A _{adopté}	S _t	choix
X-X	Travée	14,4	2,33	2	5,65cm ²	20	5T12
	Appui	8,475	1,36	2	5,65cm ²	20	5T12
Y-Y	Travée	6,475	1,04	2	5,65cm ²	20	5T12
	Appui	8,475	1,36	2	5,65cm ²	20	5T12

2.1.3- Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max} = q \cdot \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 21,04 \times \frac{3,4}{2} \times 0,74 = 33,41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{33,41 \times 10}{100 \times 18} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,06f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$ condition vérifiée

2.2- A l'E.L.S

$$\sigma_{\min} = 2,84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = P_1 + P_2 = 16,58 + 2,84 = 19,42 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 15,28 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 0,0697 \times 15,28 \times 3,4^2 = 12,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,4181 \times 12,31 = 5,14 \text{ KN.m}$$

2.2.1- Les moments sollicitant

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 4,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 10,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0,5M_{0x} = 6,155 \text{ KN.m}$$

2.2.2- Vérification des contraintes

a- Dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

a- Dans l'acier : la fissuration est considérée nuisible

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63$$

Tableau VII.2: vérification des contraintes.

Sens		M _u [KN.m]	σ _{bc}	σ _s	vérification
X-X	Travée	10,46	0,26	11,27	Vérifiée
	Appui	6,155	0,15	6,63	Vérifiée
Y-Y	Travée	4,35	1,04	4,68	Vérifiée
	Appui	6,155	0,11	6,63	Vérifiée

3- Schéma de ferrailage

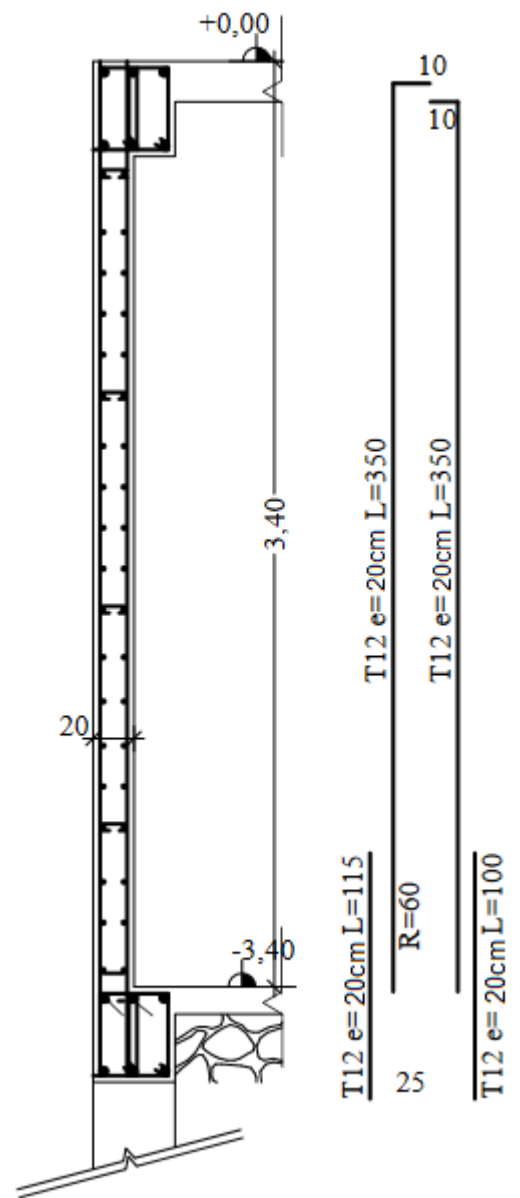


Figure VII.3: schéma de ferrailage du voile périphérique.

II- Les fondations

1- Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

D'après le rapport du notre sol le terrain destiné à recevoir l'ouvrage à une contrainte admissible de 1,5 bar à un encrage de 5,6 m.

2- Choix du type des fondations

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

3- Type des fondations

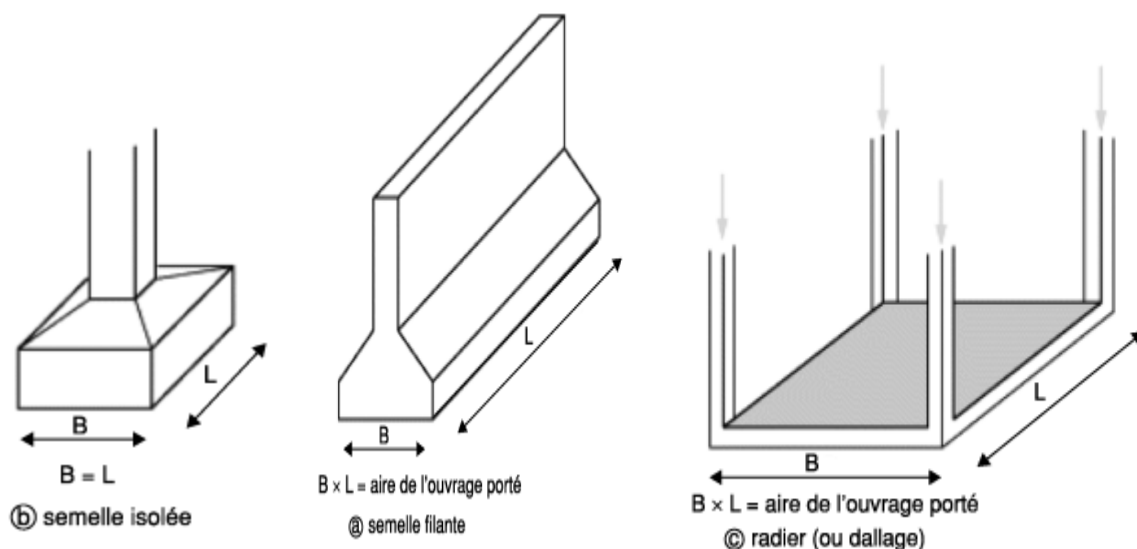


Figure VII.4: les types des fondations.

4- Combinaisons d'action à considérer

Les fondations sont dimensionnées selon le RPA 99 (Article 10.1.4.1) avec les combinaisons suivantes :

1- Dimensionnement à l'E.L.S

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

2- Ferrailage à l'E.L.U

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

Bloc A et B

1- Semelle isolée sous poteaux carrés (S1)

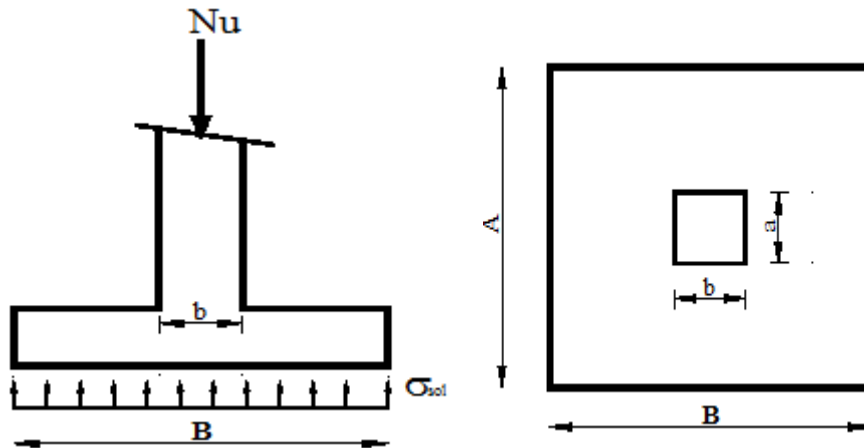


Figure VII.5: semelles isolés

1.1- Pré-dimensionnement à l'ELS

$$\begin{cases} N_{ser \max} = 299 \text{ KN} \\ M_{ser \max} = 10,82 \text{ KN} \end{cases}$$

On doit avoir une homogénéité entre les dimensions de la semelle et ceux du poteau

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{299}{150}} = 1,41 \text{ m}$$

On prend $A = B = 145 \text{ cm}$

- La hauteur de la semelle

Pour avoir une bonne répartition des efforts dans les armatures par l'intermédiaire des bielles on a :

$$d_a \geq \frac{A - a}{4} = \frac{145 - 35}{4} = 27,5 \text{ cm}$$

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

On a $h_t = d + c = 30 + 5 = 35\text{cm}$

1.2- Les vérifications

1.2.1- Vérification sans tenir compte du poids propre du remblai et de la semelle

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{10,82}{299} = 0,036\text{cm}$$

$$\frac{A}{6} = \frac{145}{6} = 24,16\text{ cm}$$

$e_0 = 0,036\text{cm} < 24,16\text{cm}$ condition vérifiée

⇒ Répartition trapézoïdale

- **Vérification des contraintes dans le sol**

On doit admettre que les contraintes situées à $\frac{3}{4}$ de B de la semelle du côté (σ_{max}) doit être inférieure à la contrainte admissible de sol ($\bar{\sigma}_{\text{sol}}$)

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{N_{\text{ser}}}{A \cdot B} \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) = \frac{299}{145 \times 145} \left(1 + 3 \times \frac{0,036}{145}\right) = 14,23\text{N/cm}^2$$

$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = 14,23\text{N/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 15\text{N/cm}^2$ condition vérifiée

1.2.2- Vérification en tenant compte du poids propre de la semelle et du remblai

a- Poids propre de la semelle

$P_s = \gamma_b \cdot V_s$ avec V_s : volume de la semelle

$$P_s = 25 \times A \times B \times h = 25 \times 1,45 \times 1,45 \times 0,35 = 18,39\text{ KN}$$

b- Poids propre du remblai

$$P_r = \gamma_r V_r = (A \cdot B - a \cdot b) \times 1,5 \times \gamma_r = (1,45 \times 1,45 - 0,35 \times 0,35) \times 1,5 \times 18$$

$$P_r = 53,46\text{ KN}$$

$$N_{\text{serT}} = 299 + 18,39 + 53,46 = 370,85\text{ KN}$$

c- Vérification de la stabilité

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{10,82}{370,85} = 0,029\text{cm}$$

$$\frac{A}{6} = \frac{145}{6} = 24,16\text{ cm}$$

$e_0 = 0,029\text{cm} < 24,16\text{cm}$ condition vérifiée

d- Vérification des contraintes dans le sol

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{N_{ser}}{A \cdot B} \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) = \frac{370,85}{145 \times 145} \left(1 + 3 \times \frac{0,029}{145}\right) = 17,64 \text{ N/cm}^2$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = 17,64 \text{ N/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ N/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Donc on augmente les dimensions de la semelle $(A \times B) = (165 \times 165) \text{ cm}^2$

1.2.3- Vérification de la nouvelle contrainte**a- Poids propre de la semelle**

$$P_s = \gamma_b \cdot V_s \quad \text{avec} \quad V_s: \text{volume de la semelle}$$

$$P_s = 25 \times A \times B \times h = 25 \times 1,65 \times 1,65 \times 0,35 = 23,82 \text{ KN}$$

b- Poids propre du remblai

$$P_r = \gamma_r V_r = (A \cdot B - a \cdot b) \times 1,5 \times \gamma_r = (1,65 \times 1,65 - 0,35 \times 0,35) \times 1,5 \times 18$$

$$P_r = 70,2 \text{ KN}$$

$$N_{serT} = 299 + 23,8 + 70,2 = 393,02 \text{ KN}$$

c- Vérification de la stabilité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{10,82}{393,02} = 0,027 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{6} = \frac{165}{6} = 27,5 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0,027 \text{ cm} < 27,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

d- Vérification des contraintes dans le sol

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{N_{ser}}{A \cdot B} \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) = \frac{393,02}{165 \times 165} \left(1 + 3 \times \frac{0,027}{165}\right) = 14,44 \text{ N/cm}^2$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = 14,44 \text{ N/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ N/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$(A \times B) = (165 \times 165) \text{ cm}^2 \quad ; h = 40 \text{ cm}$$

1.2.4- Calcul du ferrailage à l'ELU

$$\begin{cases} N_u = N_{u \max} + 1,35(P_s + P_r) = 829,24 \text{ KN} \\ M_u = 15,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On applique la méthode des bielles si les deux conditions suivantes seront vérifiées :

$$\begin{cases} e_0 \leq \frac{A}{24} \\ e_0 \leq \frac{a}{6} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0,018\text{cm} \\ \frac{A}{24} = 6,875\text{cm} \\ \frac{a}{6} = 5,83\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e_0 = 0,018\text{cm} \leq \frac{A}{24} = 6,875\text{cm} \\ e_0 = 0,018\text{cm} \leq \frac{a}{6} = 5,83\text{cm} \end{cases}$$

Donc on applique la méthode des bielles pour calculer les sections des armatures.

$$A_b = \frac{N_u \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) (A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{829240 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,018}{165}\right) (165 - 35)}{8 \times 31,5 \times 348 \times 100}$$

$$A_b = 12,29\text{cm}^2$$

On adopte : **11T12 = 12,4cm² avec esp = 15cm**

N.B : Si les deux conditions suivantes seront vérifiées, on applique la méthode des consoles pour le calcul de ferrailage.

Les autres semelles ont été calculées et vérifiées et résumé dans les tableaux suivants :

Tableau VII.3: dimensionnement des semelles isolées.

semelle	N (KN)	a (cm)	b (cm)	a/b	A (cm)	B (cm)	A (choisi)	B (choisi)	h (choisi)
S ₂	406,1	35	35	1	164,5	164,5	200	200	50
S ₃	394,3	35	45	0,77	143	183,8	180	230	50
S' ₄	523,5	35	45	0,77	164,8	211,8	200	260	60
S'' ₅	817,4	35	45	0,77	205,9	264,7	260	300	70

1.2.5- Vérifications

Tableau VII.4: vérification de la méthode de calcul.

Semelle	N _u (KN)	M _u (KN.m)	e ₀ (cm)	A/24	a/6	B/24	b/6	condition	méthode
S ₂	715,59	13,23	1,8	8,33	5,8	8,33	5,8	vérifiée	bielle
S ₃	718,75	3,95	0,54	7,5	5,83	9,58	7,5	vérifiée	bielle
S' ₄	938,74	26,32	2,8	8,33	5,83	10,83	7,5	Vérifiée	bielle
S'' ₅	1202,5	44,94	3,73	10,83	5,83	12,5	7,5	vérifiée	bielle

1.2.6- Calcul des armatures

Tableau VII.5: ferrailage des semelles isolées.

semelle	N_u (KN)	d (cm)	A_x (cm ²)	choix	A_y (cm ²)	choix
S_2	715,59	45	9,68	13T12=14,69cm ²	9,68	13T12=14,69cm ²
S_3	718,75	45	8,39	12T12=13,6cm ²	10,68	13T12=16,95cm ²
S'_4	938,74	54	10,73	13T12=14,69cm ²	13,85	17T12=19,21cm ²
S''_5	1202,5	63	16,09	17T12=19,21cm ²	18,13	20T12=22,6cm ²

1.2.7- Schéma de ferrailage

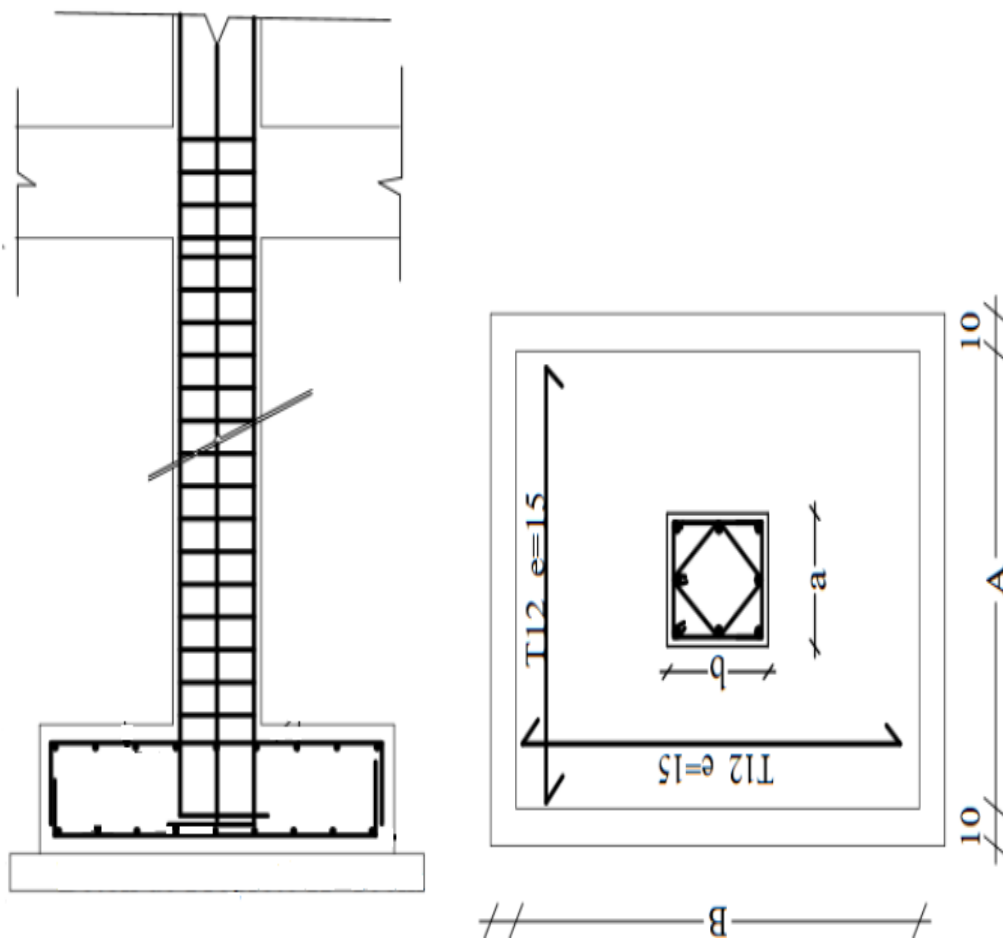


Figure VII.6: schéma de ferrailage des semelles isolées.

2- Semelle isolée sous poteau circulaire (S4)**2.1- Dimensionnement à l'ELS**

$$\begin{cases} N_{\text{ser max}} = 701 \text{ KN} \\ M_{\text{ser max}} = 2,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On doit avoir une homogénéité entre les dimensions de la semelle et ceux des poteaux

$$\frac{N_{\text{ser}}}{\frac{\pi}{4} \times D_s^2} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow D_s \geq \sqrt{\frac{4N_{\text{ser}}}{\pi\sigma_{\text{sol}}}}$$

$$D_s \geq \sqrt{\frac{4 \times 701}{3,14 \times 150}} = 2,43 \text{ m}$$

On prend

$$D_s = 2,6 \text{ m}$$

Pour avoir une bonne répartition des efforts dans les armatures par l'intermédiaire des bielles on a :

$$d_a \geq \frac{D_s - D_p}{4} = \frac{260 - 50}{4} = 52,5 \text{ cm}$$

On prend $d_a = 55 \text{ cm}$

$$h_t = d + c = 55 + 5 = 60 \text{ cm}$$

2.2- Les vérifications**2.2.1- Vérification en tenir compte du poids propre de la semelle et du remblai****a- Poids propre de la semelle**

$$P_s = \gamma_b \cdot V_s \quad \text{avec} \quad V_s: \text{volume de la semelle}$$

$$P_s = 25 \times S \times h = 25 \times 5,3 \times 0,6 = 79,59 \text{ KN}$$

b- Poids propre du remblai

$$P_r = \gamma_r V_r = (S_s - S_p) \times 1,5 \times \gamma_r = (5,3 - 0,196) \times 1,5 \times 18$$

$$P_r = 137,8 \text{ KN}$$

$$N_{\text{serT}} = 701 + 79,59 + 137,8 = 918,39 \text{ KN}$$

c- Vérification de la stabilité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2,12}{701} = 0,003 \text{ cm}$$

$$\frac{D}{8} = \frac{260}{8} = 32,5 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0,027 \text{ cm} < 32,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

d- Vérification des contraintes dans le sol

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{N_{ser}}{S} \left(1 + \frac{4e_0}{D_s}\right) = \frac{701}{53066} \left(1 + 3 \times \frac{0,003}{260}\right) = 13,21 \text{ N/cm}^2$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = 13,21 \text{ N/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ N/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$(A \times B) = (260 \times 260) \text{ cm}^2 \quad ; h = 60 \text{ cm}$$

2.3- Calcul du ferrailage à l'ELU

$$\begin{cases} N_u = N_{u \max} + 1,35(P_s + P_r) = 1267,87 \text{ KN} \\ M_u = 2,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On applique la méthode des bielles si les deux conditions suivantes seront vérifiées :

$$\begin{cases} e_0 \leq \frac{D_p}{8} \\ e_0 \leq \frac{D_s}{32} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0,23 \text{ cm} \\ \frac{D_p}{8} = 6,25 \text{ cm} \\ \frac{D_s}{32} = 8,125 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e_0 = 0,23 \text{ cm} \leq \frac{D_p}{8} = 6,25 \text{ cm} \\ e_0 = 0,23 \text{ cm} \leq \frac{D_s}{32} = 8,125 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc on applique la méthode des bielles pour calculer les sections des armatures (on prend une section proche d'une section carrée).

$$A = B = D_s$$

$$a = b = D_p$$

$$A_b = \frac{N_u \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) (A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1267870 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,23}{260}\right) (260 - 50)}{8 \times 54 \times 348 \times 100}$$

$$A_b = 17,75 \text{ cm}^2$$

On adopte : **17T12 = 19,21 cm² avec esp = 15 cm**

Les autres semelles ont été calculées et vérifiées et résumé dans les tableaux suivants :

Tableau VII.6: dimensionnement des semelles isolées sous poteau circulaire.

semelle	N _{ser} (KN)	D _p (cm)	D _s (cm)	A (cm)	B (cm)	A (choisi)	B (choisi)	h (choisi)
S ₅	669,5	φ50	2,38	2,5	2,5	250	250	60
S ₆	1080,7	φ50	3,02	3,2	3,2	325	325	75

2.4- Calcul des armatures

Tableau VII.7: vérification de la méthode de calcul.

Semelle	N _u (KN)	M _u (KN.m)	e ₀ (cm)	A/24	a/6	B/24	b/6	condition	méthode
S ₅	1186,7	12,81	1,07	10,41	8,33	10,41	8,33	Vérifiée	Bielle
S ₆	1986,22	3,68	0,18	13,54	8,33	13,54	8,33	vérifiée	Bielle

Tableau VII.8: ferrailage des semelles isolées sous poteau circulaire.

semelle	N _u (KN)	d (cm)	A _x (cm ²)	choix	A _y (cm ²)	choix
S ₅	1186,7	54	15,99	17T12=19,21cm ²	15,99	17T12=19,21cm ²
S ₆	1986,22	67,5	29,11	22T14=33,88cm ²	29,11	22T14=33,88cm ²

3- Semelles jumelées

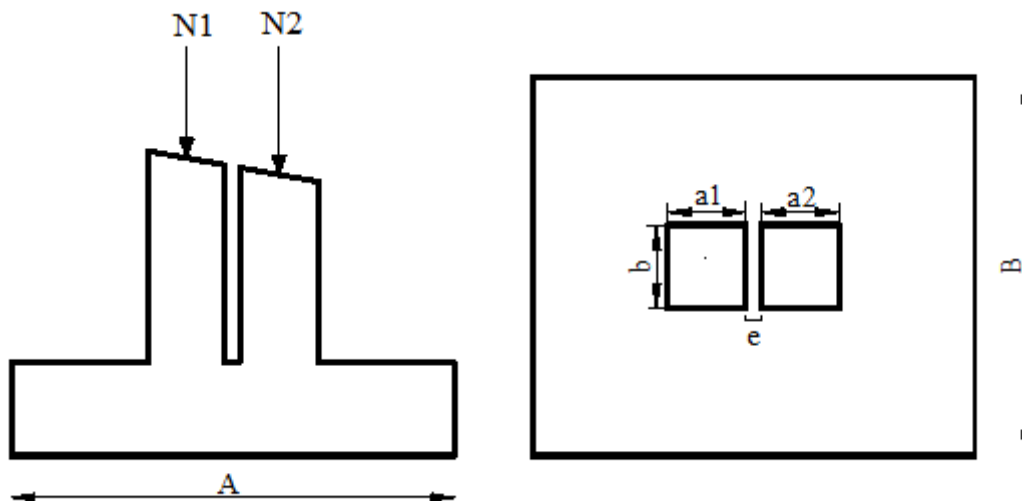


Figure VII.7 : semelle jumelée

$$\sigma = \frac{N_1 + N_2}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$A \times B \geq \frac{N_1 + N_2}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B = \frac{b}{a} A$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N_1 + N_2}{a \bar{\sigma}_{sol}}}$$

N_1 : Effort normal agissant à l' ELS revenant du poteau 1

N_2 : Effort normal agissant à l' ELS revenant du poteau 2

3.1- Pré dimensionnement à l'ELS

Tableau VII.9: dimensionnement des semelles jumelées

semelle	N_{ser} (KN)		a1 cm	a2	b cm	a/b	A (cm)	B (cm)	A choisi	B choisi	h choisi
S_5''	307,4	394,3	45	45	35	0,77	354,5	132	360	135	65
S_6'	341,9	701	50	50	50	1	380,3	182,8	390	200	70

3.2- les vérifications

Tableau VII.10: vérification de la méthode de calcul

Semelle	N_{u1} (KN)	N_{u2} (KN)	M_u KN.m	M_{u2} (KN.m)	e_0 (cm)	A/24	a/6	B/24	b/6	méth
S_5''	206,2	708	3,99	65,16	5,8	10,41	8,33	10,41	8,33	Bielle
	1189,92		69,15							
S_6'	258,1	859,7	11,74	44,94	3,8	13,54	8,33	13,54	8,33	Bielle
	1461,87		56,68							

3.3- Calcul du ferrailage à l'ELU

Tableau VII.11: ferrailage des semelles jumelées.

semelle	N_u (KN)	d (cm)	A_x (cm ²)	choix	A_y (cm ²)	choix
S_5''	1189,92	58,5	27,50	25T12=28,25cm ²	8,24	9T12=10,17cm ²
S_6'	1461,87	63	24,87	26T12=29,38cm ²	13,21	13T12=14,69cm ²

3.4- Schéma de ferrailage

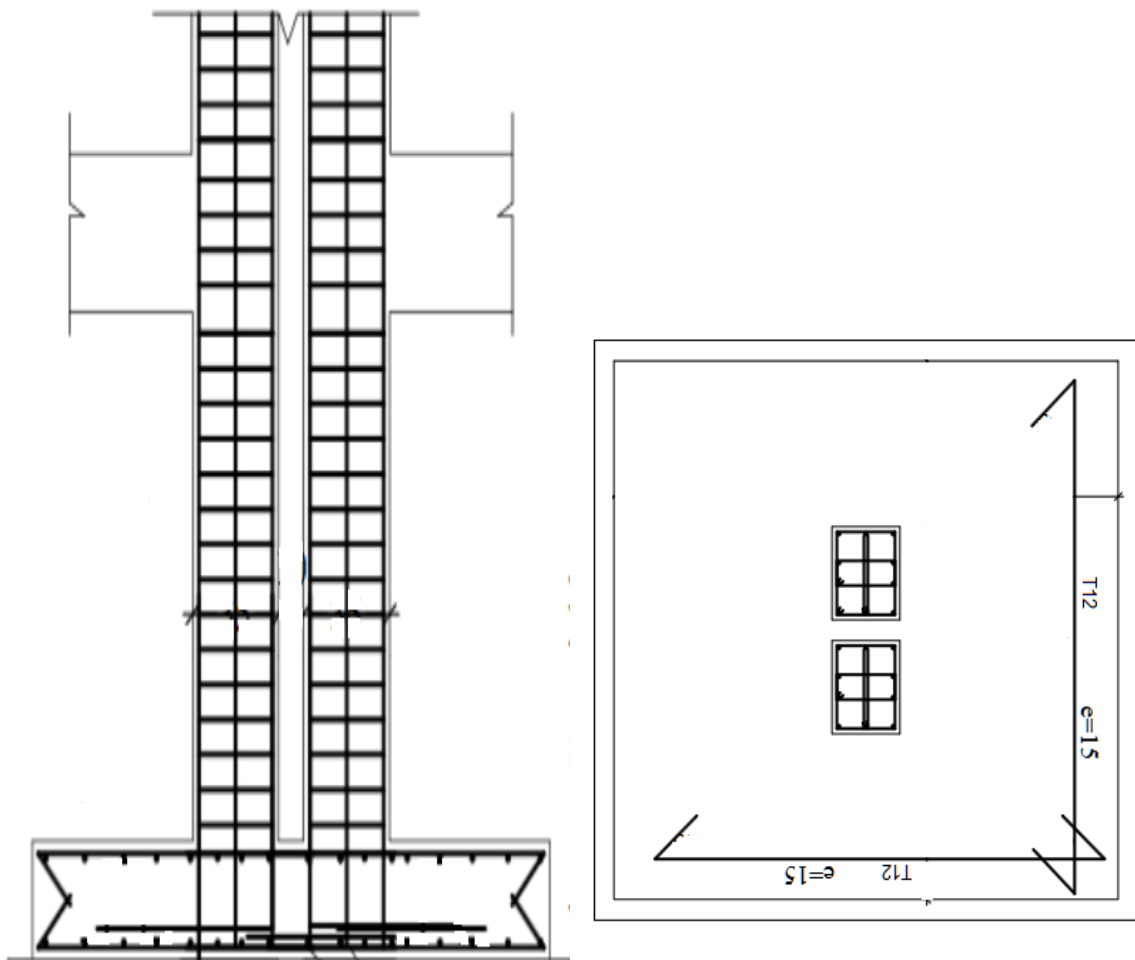


Figure VII.8: schéma de ferrailage des semelles jumelées.

4- Semelle filante

4.1- Dimensionnement à l'ELS

$$\text{Poteau 1} \begin{cases} N_{p1} = 466,5 \text{KN} \\ M_{p1} = -38,04 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Poteau 1} \begin{cases} N_{p2} = 176,1 \text{KN} \\ M_{p2} = -6,07 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{\sum N_i}{BL} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow \begin{cases} N_i = N_{p1} + N_{p2} \\ L = 1,95 \text{m la distance entre poteaux} \\ \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 150 \text{KN/m} \end{cases}$$

$$B \geq \frac{642,6}{195 \times 1,5} = 2,196 \text{m}$$

$$B = 220 \text{cm} \rightarrow h = 50 \text{cm}$$

4.2- Vérifications

On vérifie la rigidité de la semelle par la formule suivante :

$$l_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}}$$

I : inertie de la section transversal de la semelle $I = \frac{Bh^3}{12} = 2291666,66\text{cm}^4$

E : module d'élasticité du béton $E=32164,2 \text{ MPa}$

B : largeur de la semelle.

K : coefficient de raideur de sol $K=0,5\text{Kg/cm}^2$

h: hauteur de la semelle.

$$l_e = 517,72 \text{ cm}$$

on vérifie :

$$L \leq \frac{\pi}{2} l_e \rightarrow 195\text{cm} < 812,82\text{cm}$$

Donc la semelle est rigide.

On prend les dimensions de la semelle $(B \times L \times h) = (220 \times 295 \times 50)\text{cm}^2$

4.2.1- Poids propre de la semelle

$P_s = \gamma_b \cdot V_s$ avec V_s : volume de la semelle

$$P_s = 25 \times L \times B \times h = 25 \times 1,95 \times 2,2 \times 0,5 = 53,63\text{KN}$$

4.2.2- Poids propre du remblai

$P_r = \gamma_r V_r = (A \cdot B - a_1 \cdot b_1 - a_2 \cdot b_2) \times 1,5 \times \gamma_r$

$$P_r = 108,27 \text{ KN}$$

4.2.3- Vérification de la stabilité

$$N_{serT} = 466,5 + 176,1 + 53,63 + 108,27 = 804,5 \text{ KN}$$

$$M_{serT} = M_{p1} + M_{p2} + 0,83N_{p2} - 0,83N_{p1}$$

$$M_{serT} = -38,04 - 6,07 + 0,83 \times 466,5 - 0,83 \times 176,1 = 196,922\text{KN}$$

4.2.4- Vérification de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{196,922}{804,5} = 24,44\text{cm}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{220}{6} = 36,66\text{cm}$$

$e_0 = 24,44\text{cm} < 36,66\text{cm}$ condition vérifiée

4.2.5- Vérification des contraintes dans le sol

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{N_{ser}}{B.L} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = \frac{804,5}{220 \times 335} \left(1 + 3 \times \frac{24,44}{335}\right) = 13,3\text{N/cm}^2$$

$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = 13,3 \text{ N/cm}^2 = \bar{\sigma}_s = 15\text{N/cm}^2$ condition vérifiée

(A × B) = (220 × 335)cm² ; h = 50cm

4.2.7- Les deux ferrailages $\left\{ \begin{array}{l} \text{transversal} \\ \text{longitudinal} \end{array} \right. \rightarrow$

$$\left\{ \begin{array}{l} 24,44 > \frac{L}{24} = 13,9 \text{ condition non vérifiée} \\ 24,44 < \frac{B}{6} = 36,66 \text{ condition vérifié} \end{array} \right.$$

4.3- Calcul du ferrailage à l'ELU :

$$N_u = N_{u1} + N_{u2} + 1,35(P_s + P_r) = 1110,86\text{KN}$$

4.3.1- Ferrailage transversal : Lit suivant B

$$A_b = \frac{N_u \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) (A - a)}{8. d. \sigma_s} = \frac{1110860 \times \left(1 + \frac{3 \times 24,44}{220}\right) (220 - 45)}{8 \times 45 \times 348 \times 100}$$

$$A_b = 20,68\text{cm}^2$$

On adopte : **22T12 = 24,86cm² avec esp = 15cm**

4.3.2- Ferrailage longitudinal : lit suivant L

$$M_1 = \left(\frac{B}{2} - 0,35b\right)^2 \left(1 + \frac{1,4e_0b}{B} + \frac{4e_0}{B}\right) \frac{N}{2B}$$

$$M_1 = 166,07\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{Bd^2\sigma_{bc}} = 0,025 \rightarrow \beta = 0,986 \rightarrow A_s = 10,75\text{cm}^2$$

On adopte : $14T12 = 15,82\text{cm}^2$ avec $\text{esp} = 15\text{cm}$

4.4- Schéma de ferrailage

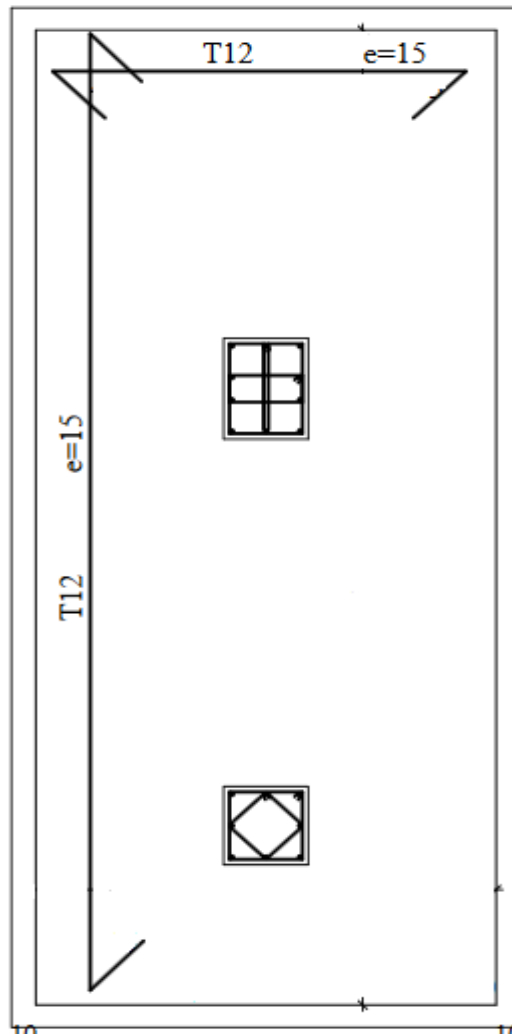


Figure VII.9: schéma de ferrailage des semelles filantes.

4.5- Poutre de libage :

4.5.1- Dimensionnement:

$$\frac{L}{9} < h < \frac{L}{6} \rightarrow \frac{335}{9} < h < \frac{335}{6} \rightarrow 37,22 < h < 55,8$$

on prend $h = 60\text{ cm}$

$$(b \times h) = (35 \times 60)\text{cm}^2$$

4.5.2- Ferrailage de la poutre de libage (35x60)

$$q_u = 13,33 \times 2,2 \times 3,35 = 98,24\text{ KN/m}$$

$$Q_{\max} = \frac{2}{3} \times 3.35 \times 98,24 = 219,40 \text{ t/ml}$$

$$M_o = Q \times L^2/8 = 24,89 \times 3.65^2/8 = 201,32 \text{ t.m}$$

En appui : $M_a = 0.50 M_o = 109,87 \text{ KN.m}$ $A_s = 6,09 \text{ cm}^2$

on adopte **4T14 + 4T12 *** ; **A = 10,68 cm²**

En travée : $M_t = 0.85 M_o = 186,49 \text{ KN.m}$ $A_s = 10,66 \text{ cm}^2$

on adopte **4T14 + 4T12 *** ; **A = 10,68cm²**

4.5.3- schéma de ferrailage

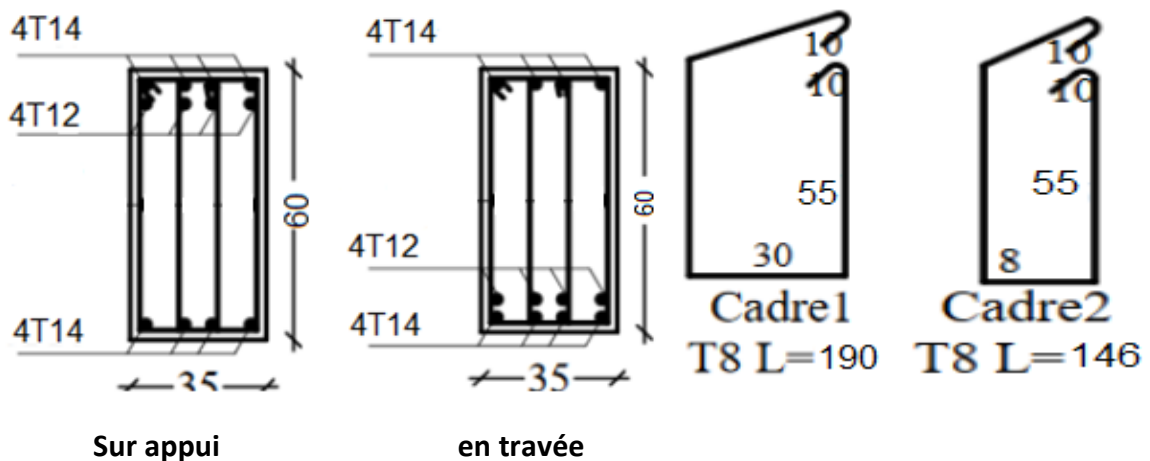


Figure VII.10: schéma de ferrailage poutre de libage bloc B

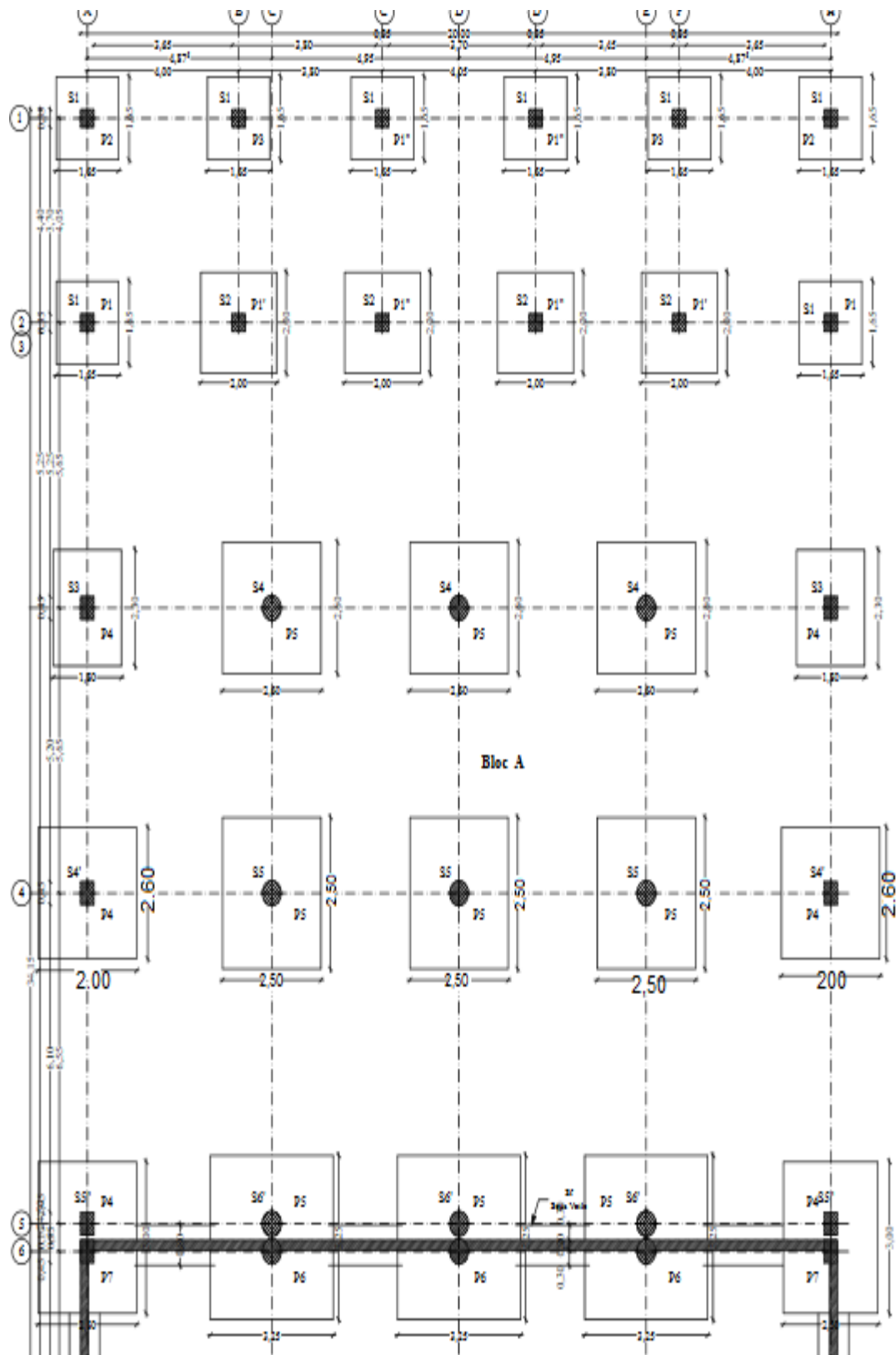


Figure VII.11: plan des demelles Bloc A

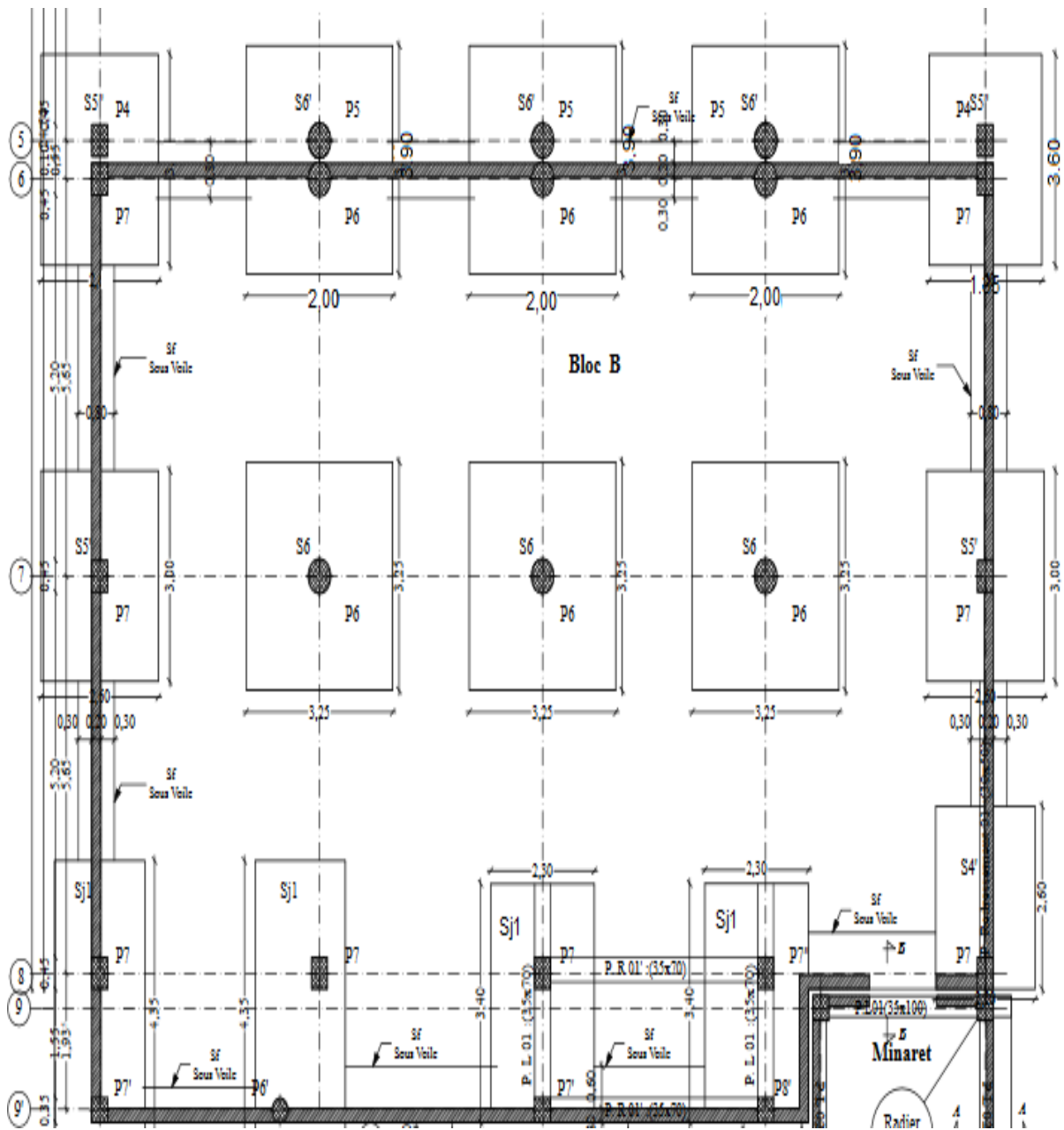


Figure VII.12: plan des semelles Bloc B.

Bloc C

1- Les semelles isolées

1.1- Dimensionnement à l'ELS

Tableau VII.12: dimensionnement des semelles isolées.

semelle	N (KN)	a (cm)	b (cm)	a/b	A (cm)	B (cm)	A (choisi)	B (choisi)	h (choisi)
S ₁	537	40	40	1	189,2	189,2	200	200	50
S ₃	790,5	40	40	1	229,5	229,5	250	250	60
S ₇	420,2	40	40	1	167,4	167,4	180	180	40
S' ₇	396,5	40	40	1	162,6	162,6	175	175	40

1.2- vérifications

Tableau VII.13: vérification de la méthode de calcul.

Semelle	N _u (KN)	M _u (KN.m)	e ₀ (cm)	A/24	a/6	B/24	b/6	condition	méthode
S ₁	929,38	0,89	0,001	8,33	6,66	8,33	6,66	vérifiée	bielle
S ₃	1343,48	1,33	0,001	10,41	6,66	10,41	6,66	vérifiée	bielle
S ₇	690,06	6,08	0,0088	8,33	6,66	8,33	6,66	Vérifiée	bielle
S' ₇	564,79	8,74	0,0154	7,79	6,66	7,79	6,66	vérifiée	bielle

1.3- Calcul des armatures

Tableau VII.14: ferrailage des semelles isolées Bloc C

semelle	N _u (KN)	d (cm)	A _x (cm ²)	choix	A _y (cm ²)	choix
S ₁	929,38	45	11,86	13T12=14,69cm ²	11,86	13T12=14,69cm ²
S ₃	1343,48	54	18,76	17T12=19,21cm ²	18,76	17T12=19,21cm ²
S ₇	690,06	36	9,64	12T12=13,56cm ²	9,64	12T12=13,56cm ²
S' ₇	564,79	36	7,6	11T12=12,43cm ²	7,6	11T12=12,43cm ²

2- Semelle filante

2.1- Dimensionnement à l'ELS

Tableau VII.15: dimensionnement des semelles filantes.

semelle	N _{ser} (KN)		a1 cm	a2	b cm	a/b	L(cm)	B (cm)	h choisi
S _{j2}	420,2	252,8	40	40	40	1	230	200	40

2.2- Vérifications

Tableau VII.16: vérification de la méthode de calcul.

Semelle	N_{u1} (KN)	N_{u2} (KN)	M_u KN.m	M_{u2} (KN.m)	e_0 (cm)	L/24	B/6
S_{j2}	574,5	344,3	6,08	0,293	18,3	15,41	33,33
	1080,36		197,76				

2.3- Calcul des armatures

Tableau VII.17: ferrailage des semelles filante Bloc C

semelle	N_u (KN)	d (cm)	A_B (cm ²)	choix	A_L (cm ²)	choix
S_{j2}	1080,36	36	21,98	24T12=27,12cm ²	8,04	13T12=14,69 cm ²

2.4- Schéma de ferrailage

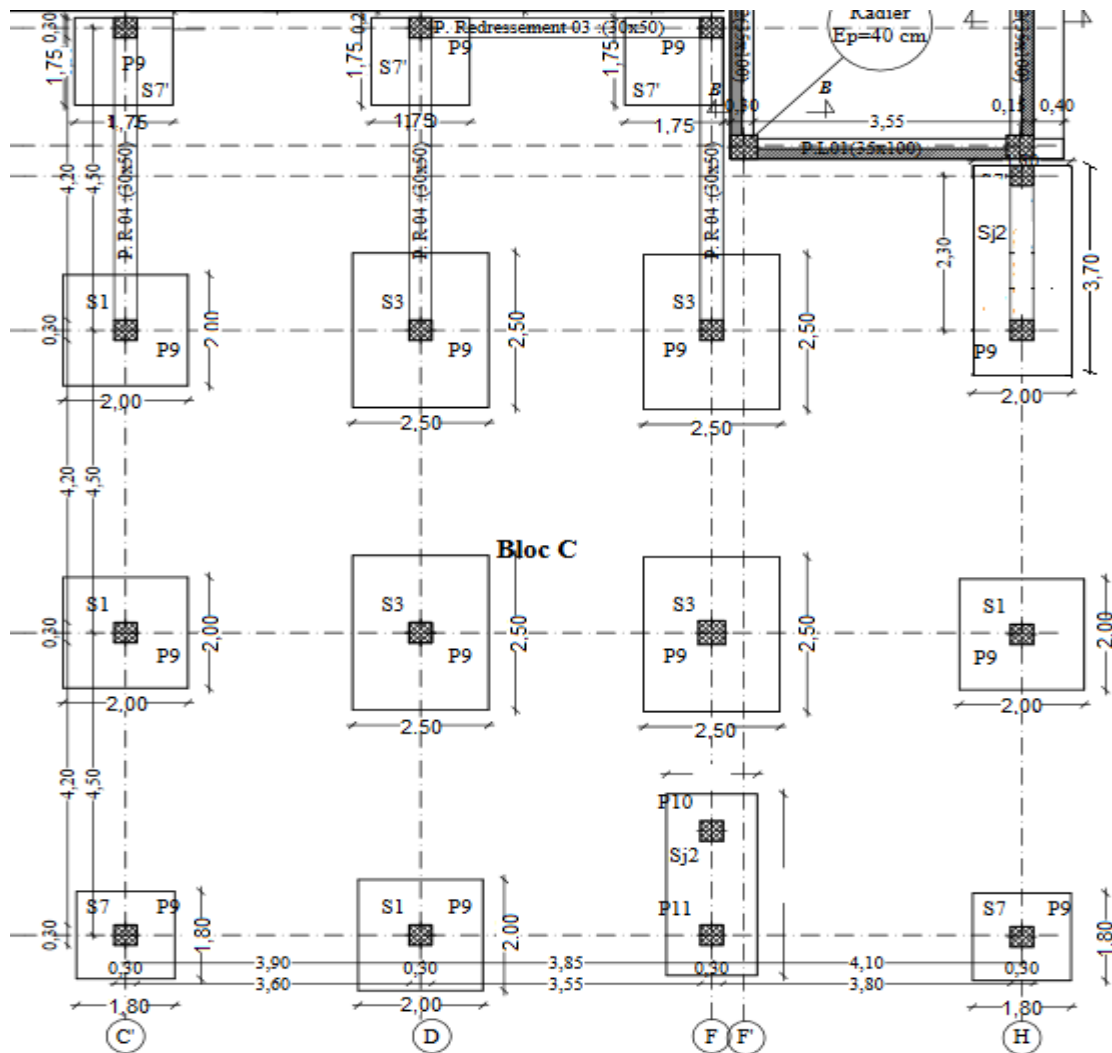


Figure VII.13: plan des semelles Bloc C.

Bloc Minaret

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s/S_b < 50\%$)

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$

- $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars} = 150 \text{KN/m}^2 = 15 \text{t/m}^2$
- Surface totale du bâtiment : $13,32 \text{ cm}^2$
- Surface totale de la semelle : $N_{ser} = 314,58 \rightarrow S_{semelle} = 20,97 \text{ cm}^2$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{20,97}{13,32} = 1,57 > 0,5$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

En effet, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le « **radier général** ».

1- Définition

Le radier est une surface d'appui continue (dalles, nervurées et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

2- Calcul du radier

5. Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.
6. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol \cong poids total de la structure).

3- Pré-dimensionnement du radier

Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 f_{c28}$$

V_u : Effort tranchant ultime $V_u = Q \cdot L/2$

L : longueur maximal d'une bande 1m ; L = 4 m

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{314,58}{16} = 19,66 \text{ t/m}^2$$

$$V_u = \frac{19,66 \times 3,65}{2} = 35,88 \text{ t}$$

$$V_u / b_0 \times d \leq 0.06 f_{c28} \Rightarrow d \geq V_u / 0.06 f_{c28} \times b_0 \Rightarrow d \geq 0.24 \text{ m}$$

$$h = d/0.9 \Rightarrow h = 26,57 \text{ Cm.}$$

2^{ème} condition :

$$L/25 \leq d \leq L/20 \Rightarrow 365/25 \leq d \leq 365/20$$

$$14,6 \text{ cm} \leq d \leq 18,25 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 20 + 5 = 30$$

On adopte une épaisseur du radier : h = 40 cm.

4- Vérifications :

4.1- Vérification de la contrainte :

$$\Sigma N_{ser} = 314.58 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{N_{ser} + P_{rad} + P_{Remb}}{S} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{[314.58 + (0.40 \times 5.60 \times 5.60 \times 2.5) + (1.50 \times 5.60 \times 5.60 \times 1.8)]}{(5.60 \times 5.60)}$$

$$\sigma_s = \frac{[314.58 + 31,36 + 84,67]}{31,36} = 13,48 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_s = 1,33 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ bars} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4.2- Vérification du renversement

$$0.8G + Ex \text{ Max}$$

$$\Sigma N = 533.84 \text{ t}$$

$$\Sigma M = 11.446 \text{ t t}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{\Sigma M}{\Sigma N + P_{rad} + P_{Remb}} = \frac{11.446}{533.84 + 31,36 + 84,67} = 0,02 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0,02 < \frac{B}{4} = \frac{5,6}{4} = 1,40 \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

4.3- La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, E=32160 MPa

I : inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,0053 \text{ m}^4$

K : Coefficient de raideur du sol.

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \times 32160 \times 10^3 \times 0,0053}{5000 \times 1}} = 11,67 \text{ m} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} = 3,56$$

$$L_e > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

5- Evaluation des charges pour le calcul du radier

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{427,81}{5,6 \times 5,6} = 13,64 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,4 = 1 \text{ t/m}^2$$

$$Q = \sigma_{\max} + \sigma_{\text{rad}} = 13,6 + 0,75 = 14,64 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 14,64 \text{ t/m}^2$$

6- Ferrailage du radier**6.1- Ferrailage des dalles**

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$ pour le ferrailage des dalles on a :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,6}{5,6} = 1 \geq 0,4$$

La dalle portante suivant les deux directions.

$$\alpha = 1 \rightarrow \mu_x = 0,0368 \quad ; \quad \mu_y = 1$$

Les moments sont données par :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 0,0368 \times 14,6 \times 5,6^2 = 16,84 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 1 \times 16,77 = 16,84 \text{ t.m}$$

Sens X :

- **Moment en travée**

$$M_t = 0,8M_0 \dots \dots \dots \text{panneau isolé}$$

$$M_t = 0,8 \times 16,84 = 13,47 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13,47 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,073 \rightarrow \beta = 0,962$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,47 \times 10^4}{0,930 \times 36 \times 348} = 11,56 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7T16/ml** ; **A = 14,1 cm²** ; **S_t = 15 cm**

- **Moment sur appui**

$$M_{ap} = 0,5M_0 \dots \dots \dots \text{panneau isolé}$$

$$M_{ap} = 0,5 \times 16,84 = 8,42 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,42 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,045 \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,42 \times 10^4}{0,930 \times 36 \times 348} = 6,88 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7T14/ml** ; **A = 10,8 cm²** ; **S_t = 15 cm**

Sens Y :

Le radier est symétrique, le ferrailage du sens Y est le même que du sens X.

7- Poutre de libage

La poutre de rigidité a pour rôle de rigidifier les fondations, aussi éviter le problème de poinçonnement provoqué par les charges verticales.

7.1- Dimensionnement de la poutre de libage

$$\frac{L}{9} < h < \frac{L}{6} \rightarrow \frac{560}{9} < h < \frac{560}{6} \rightarrow 62,22 < h < 93,33$$

on prend $h = 80 \text{ cm}$

$$(b \times h) = (35 \times 80) \text{ cm}^2$$

7.2- Ferrailage de la poutre de libage (35x80)

$$q_u = 13.64 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{\max} = \frac{1}{2} \times 3.65 \times 13.64 = 24,89 \text{ t/ml}$$

$$M_o = Q \times L^2/8 = 24,89 \times 3.65^2/8 = 41,45 \text{ t.m}$$

$$\text{En appui : } M_a = 0.50 M_o = 20,72 \text{ t.m} \quad A_s = 8,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte } \quad \mathbf{4T14 + 4T12} \quad ; \mathbf{A = 10,68 \text{ cm}^2}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_o = 35,23 \text{ t.m} \quad A_s = 15,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte } \quad \mathbf{4T16 + 4T16} \quad ; \mathbf{A = 16,08 \text{ cm}^2}$$

7.3- Armature de peau

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1f_e) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas $h_a = 80 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armature de peau).

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) = 3 \times 2(0,35 + 0,8) = 6,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \quad \mathbf{4T16 \text{ Fil}} \quad ; \quad \mathbf{A = 8,04 \text{ cm}^2}$$

7.4- Contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = Q \cdot \frac{L}{2} = \frac{13,64 \times 3,65}{2} = 24,89 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{24,89}{0,35 \times 0,72 \times 100} = 0,98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

7.5- Armatures transversales

$$\varphi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right) = \min(22,85; 12; 35) = 12 \text{ mm}$$

On prend $\varphi_1 = 10\text{mm}$

- Espacement

$$S_t = \min\left(\frac{4}{4}; 12\varphi_1\right) = \min(20; 14,4) = 14,4 \text{ cm}$$

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

Donc on utilise des armatures : **HA, Fe400, soit 7T10, A = 5,5 cm²**

7.6- Schéma de ferrailage

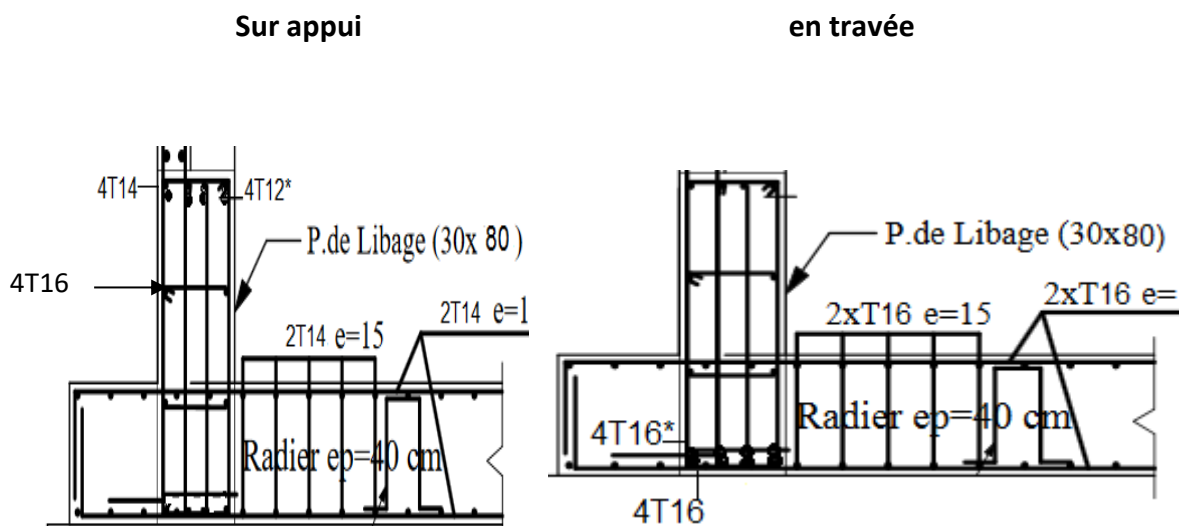


Figure VII.14: schéma de ferrailage du radier.

Conclusion générale :

Ce projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul pour la conception d'une mosquée en R+1 avec un logement de fonction en R+4 implantée à Ain Kermes.

On a utilisé le logiciel **ETABS 2009** afin d'évaluer le comportement réel de la structure et d'interpréter les résultats pour aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

Notre étude était unique et plein de défis, il se distingue par un plan complexe et une diversité d'éléments (voile périphérique, poteau circulaire, coupole...etc).

Le calcul de la coupole a été fait manuellement et sa charge a été introduite dans le logiciel ETABS sous la forme d'une charge répartie sur une poutre polygonale.

Nous somme conscient qu'il nous reste beaucoup à apprendre dans le futur pour être capable de faire une étude d'un ouvrage tel que la grande mosquée d'Alger.

Finalement, l'ingénieur n'est pas le seul acteur d'un projet de construction, il fait parti d'une équipe constituée de l'architecte, le topographe, le laboratoire et des techniciens chargés du suivi, son but est de réaliser un projet parfait.

BIBLIOGRAPHIE

- Aide-mémoire -Résistance des matériaux, Jean Goulet, Paris, Edition Dunod, 2009, 320 pages.
- Conception et calcul des structures de bâtiment, Henry Thonier, Paris, Presse de l'ENPC, 1995, 1290 pages.
- Béton armé –Guide de calcul, H. Renaud et J. Lamirault, Nantes, Edition Foucher scolaire, 2006, 144 pages.
- Calcul des ouvrages en béton armé, Mohamed Belazougui, Alger, O.P.U., 2004, 318 pages.
- D.T.R B.C 2.2 –Charges permanentes et charges d'exploitation, Mellak Hachemi, Alger, C.G.C –Ministère de l'habitat, 1989, 41 pages.
- D.T.R B C 2 48 –Règles Parasismiques Algériennes 99/2003, Alger, C.G.S, 1999 modifié en 2003, 121 pages.
- D.T.R C 2-4.7 –Règlement neige et vent R.N.V 1999, Alger, C.G.S, 1999,134 pages.
- D.T.U P 18-702 –Règles B.A.E.L 91 révisées 1999, France, Eyrolles, 2000, 352 pages

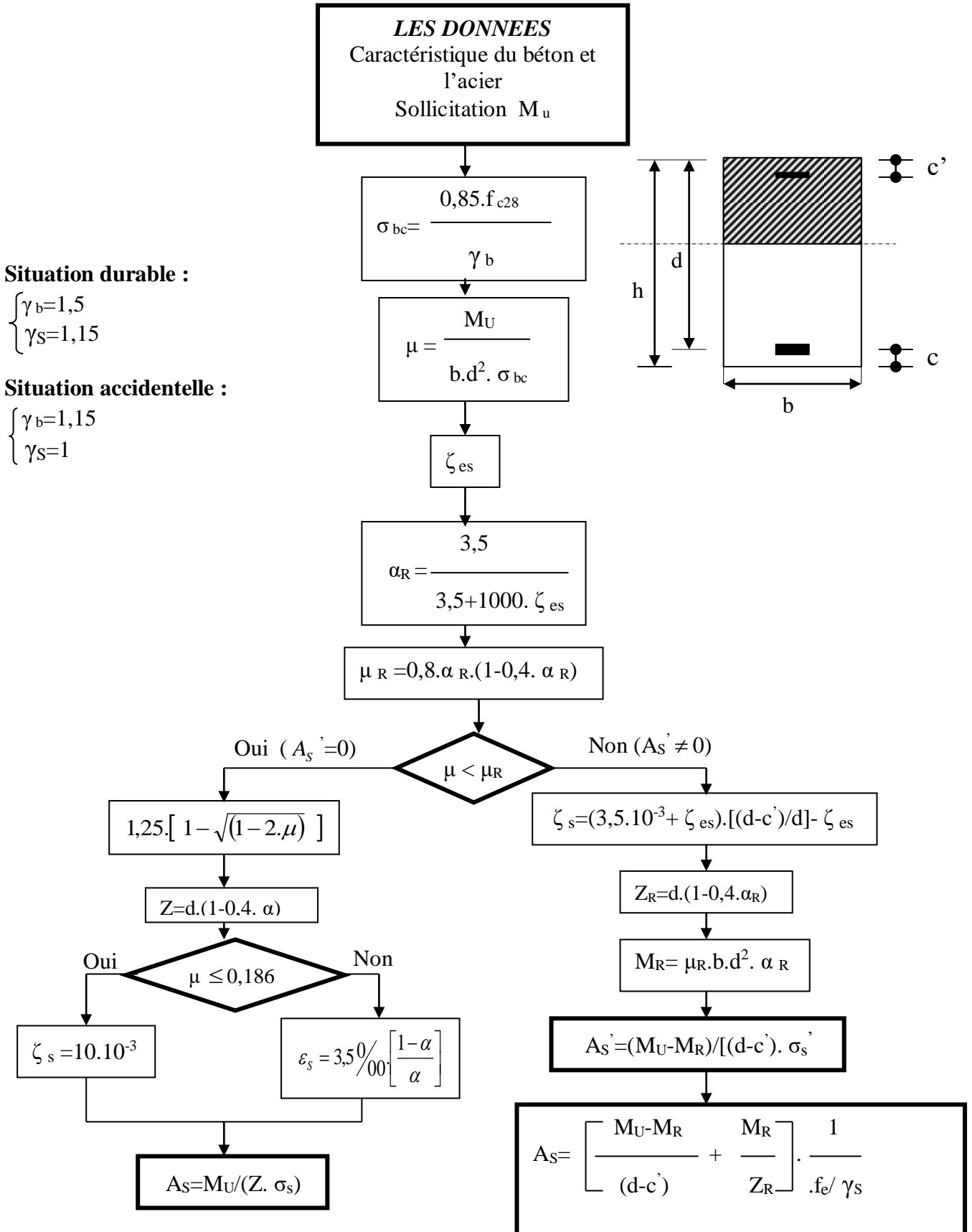
LOGICIELS

- Logiciel ETABS 2009.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- AUTO CAD 2013

Annexe

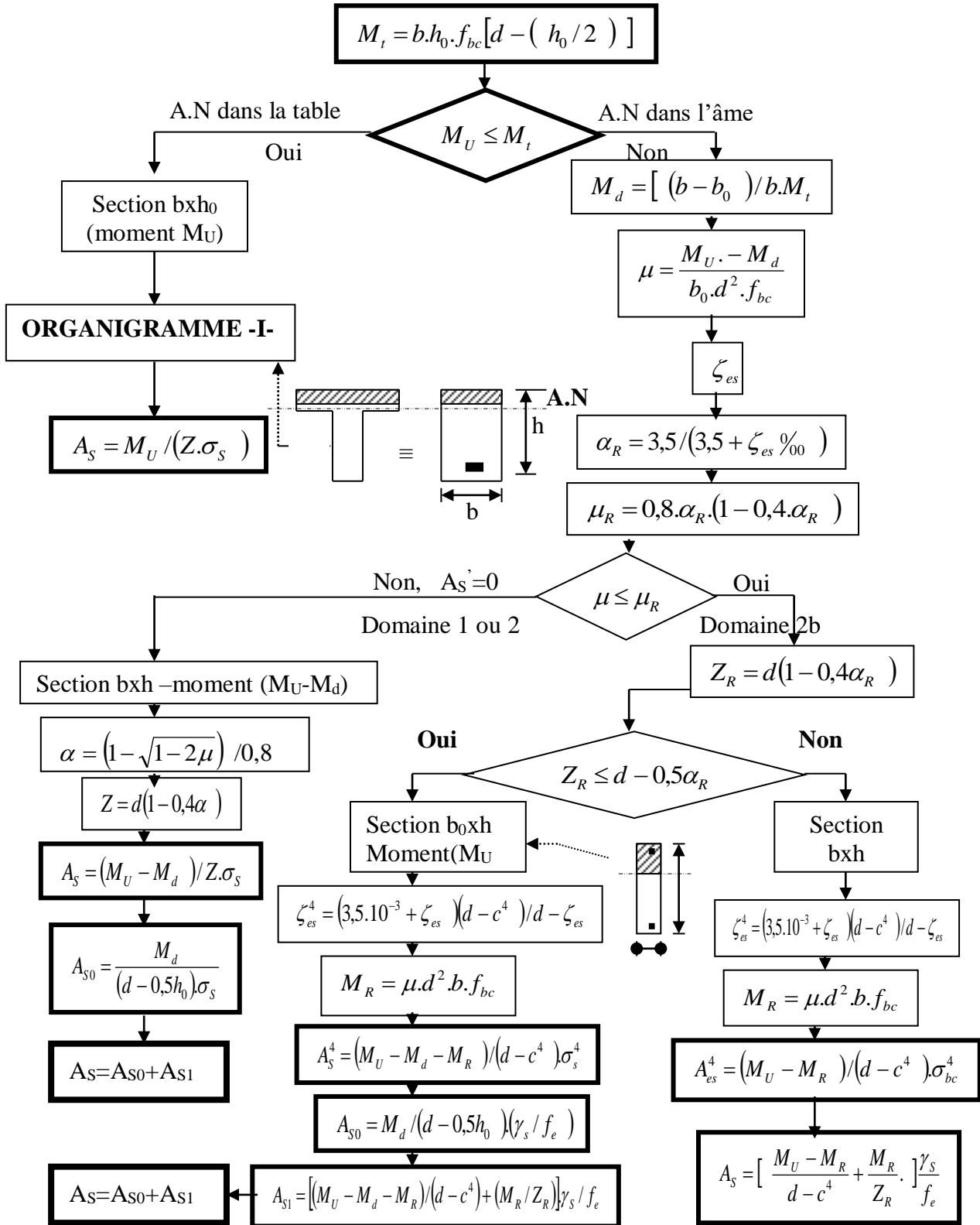
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



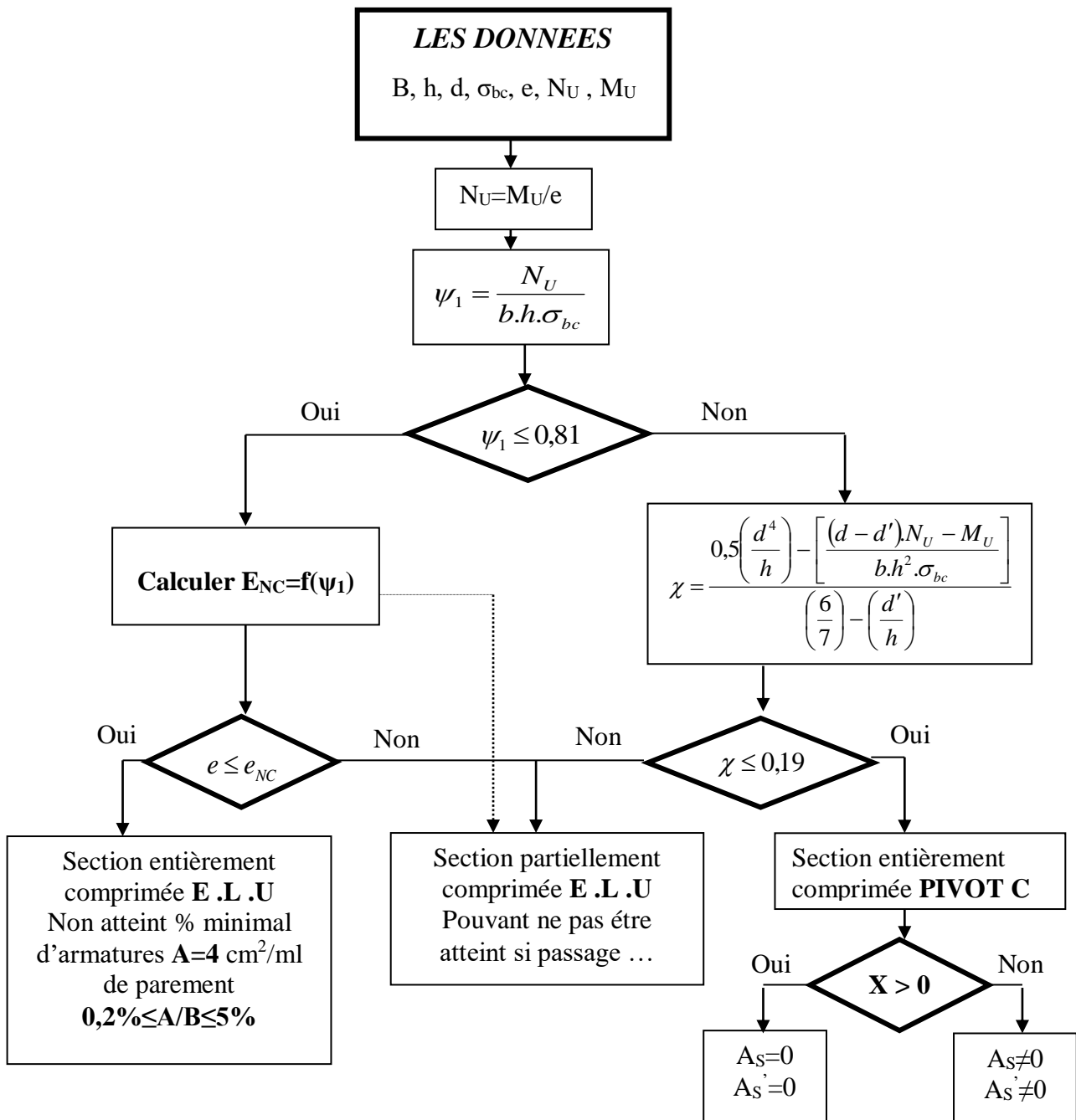
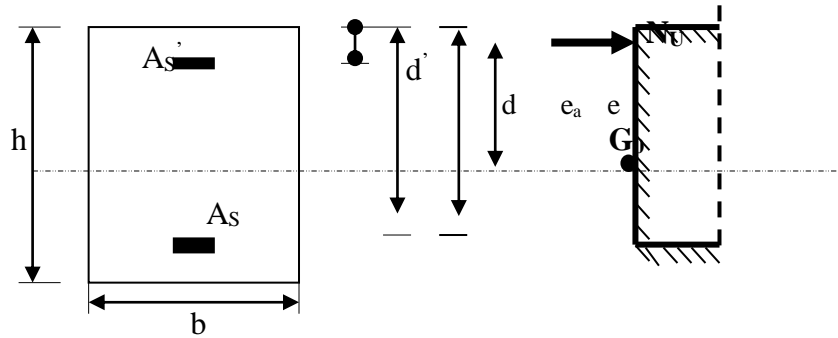
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -III-

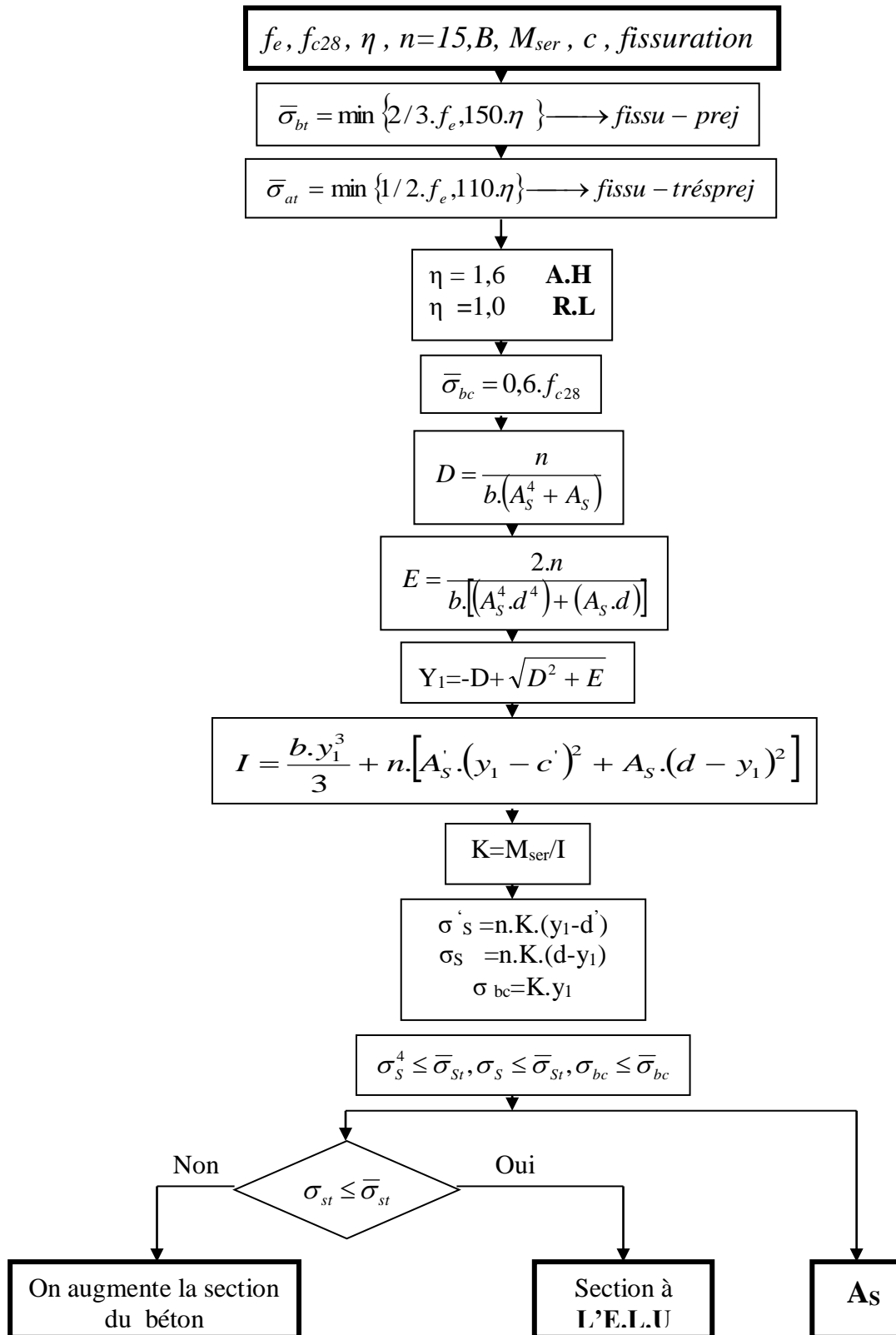
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



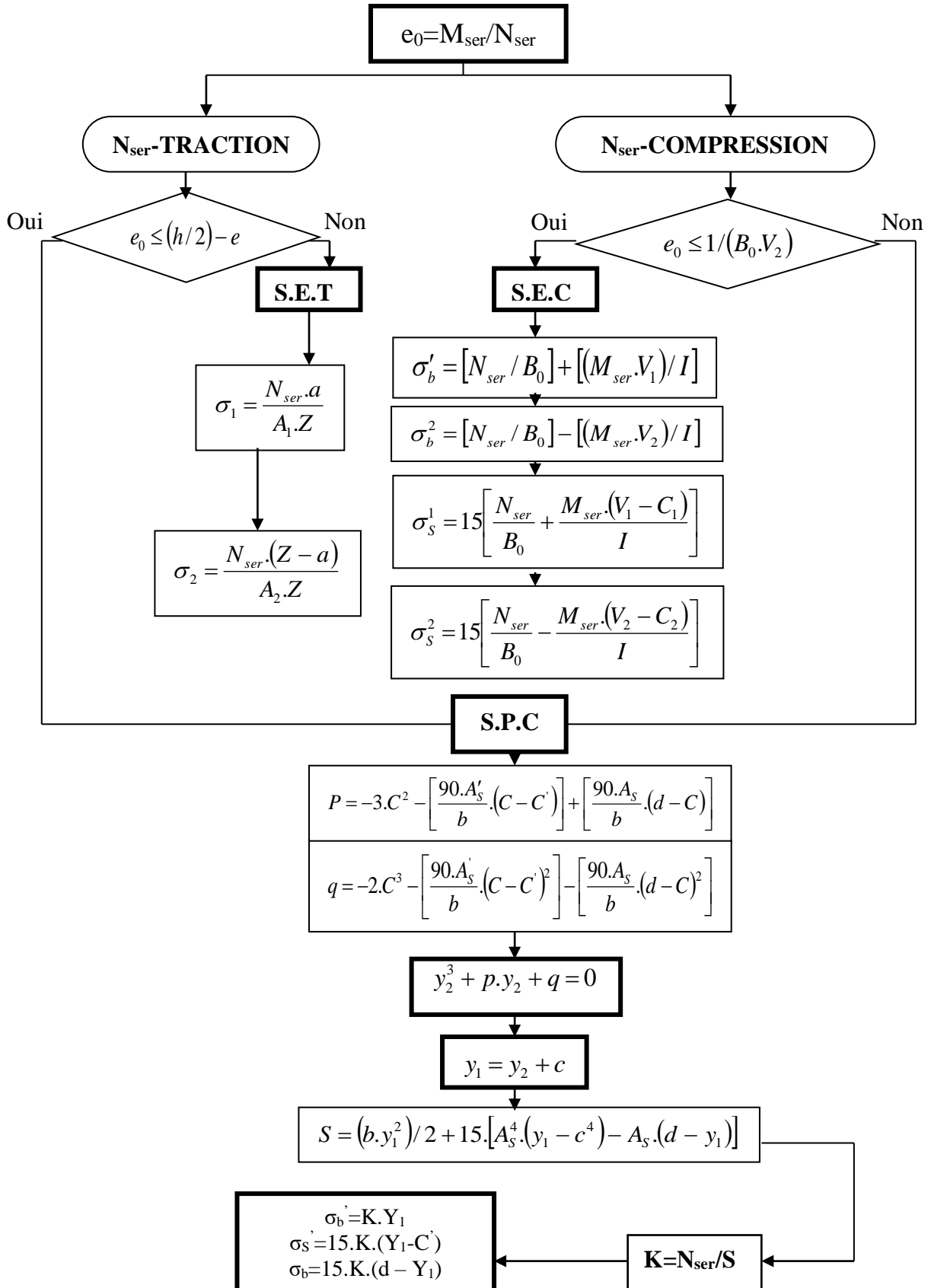
Annexe

ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

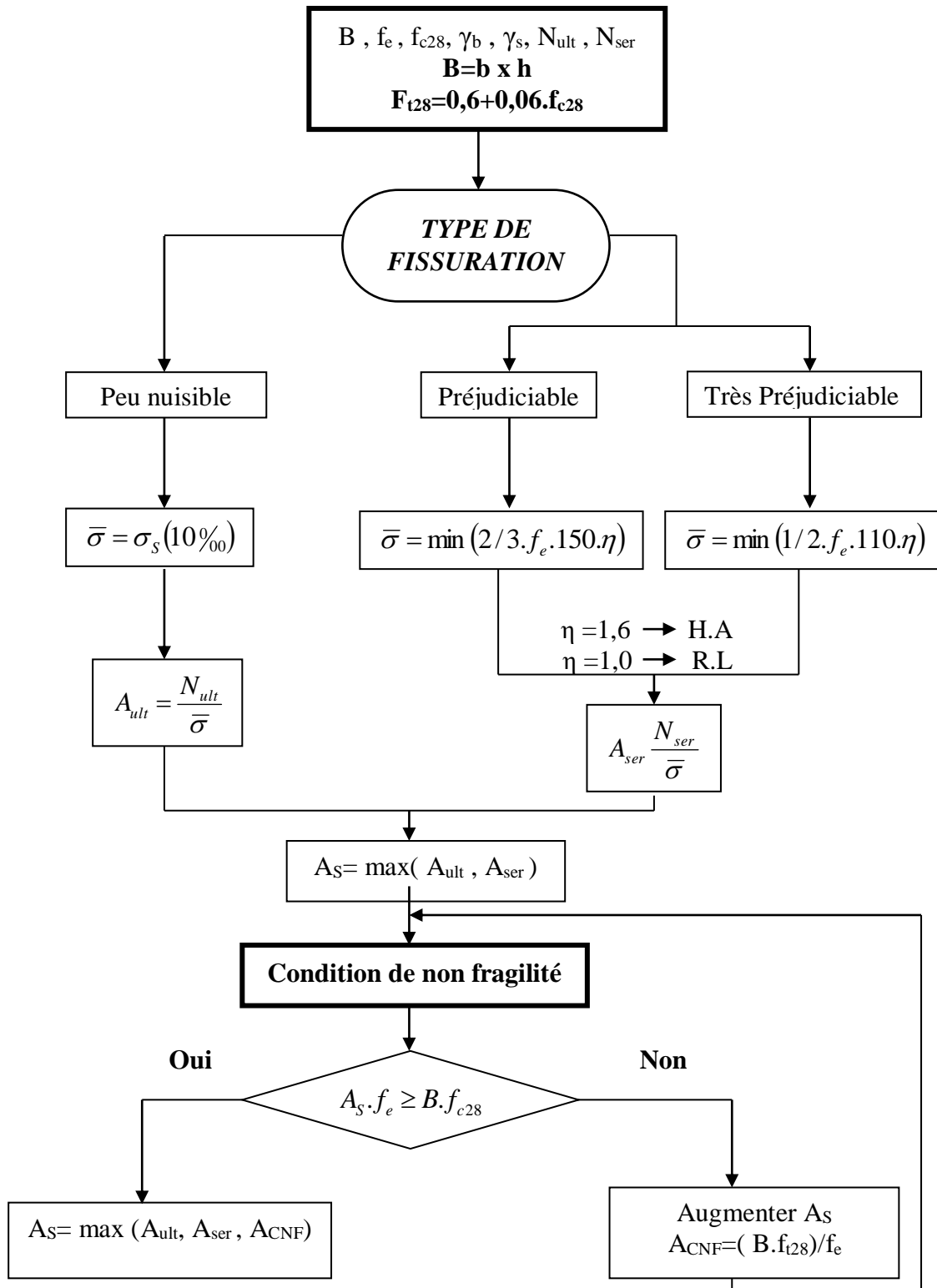


ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT

