

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de Recherche
Scientifique
Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de la technologie
Département de génie civil

Mémoire de fin de cycle

En vue d'obtention du Diplôme de Master en génie civil
Option : Matériaux et Structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+10+Sous-sol+entre
sol) à usage d'habitation, commercial et
service contreventé par un système mixte
(Voile- portique)

Encadré par : A.BOUKELLOUDA

Jurys:

M^{me}. S. AREZKI
M^{me}. S.OURABAH

Réalisé par :

M^r. BOULANOUAR Sofiane
M^r. AIT ELHADJ Larbi
M^r. AIT AISSA Hamza

Promotion 2013

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles :qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^{er} A.BOUKLLOUDA : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

A M^{er} R. BENSLIMANE : Ingénieur en génie civil, pour avoir accepté de nous aider, surtout dans la modélisation.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin a la réalisation de ce mémoire.

REMERCIEMENTS

HAMZA, LARBI, SOUFIANE

Dédicaces

*A cœur vaillant rien d'impossible
Quand il y a la soif d'apprendre
Comme un vol de gerfauts hors du charnier natal*

*A conscience tranquille tout est accessible
Tout vient à point à qui sait attendre*

*Nous partons ivres d'un rêve héroïque et brutal
Aujourd'hui, ici rassemblés auprès des jurys, Nous prions dieu que cette
soutenance fera signe de persévérance et que nous serions enchantés par notre
travail honoré MC*



Je dédie ce travail à ... 

A ma très chère mère Taklit

*Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par
excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de
m'encourager et de prier pour moi.*

*Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout
puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.*

A mon très chère Père Mohamed

*Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, L'estime, le dévouement et le
respect que j'ai toujours pour vous.*

*Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et
mon bien être.*

*Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et
ma formation.*

A ma très chère fiancée Asma et sa famille

*Tes sacrifices, ton soutien moral et matériel, ta gentillesse sans égal, ton profond
attachement m'ont permis de réussir mes études.*

*Que dieu réunisse nos chemins pour un long commun serein et que ce travail soit
témoignage de ma reconnaissance et de mon amour sincère et fidèle.*

A mes très chères sœurs

Nora, Naima, Hadjira, Kahina, Mounira, Kanza, Sarra

*Mes chères sœurs, les mots ne suffisent guère pour exprimer l'amour,
l'attachement et l'affection que je porte pour vous. Je vous dédie ce travail avec
tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.*

A tous mes amis(es), étudiants(es) de génie civil

A mon promoteur A. Boukellouda

B. Sofiane 

Dédicace

Je dédie humblement ce mémoire

À mon père et ma mère.

À ceux qui se sont toujours dévoués et sacrifiés pour moi,

À Ceux qui m'ont aidé du mieux qu'ils pouvaient pour réussir,

À ma femme Zahra, pour tout ce qu'elle m'a apporté au cours de ces mois

À tous mes frères surtout: Bachir et Farid qui m'ont énormément aidé et à qui je

Témoigne mon affection et ma profonde reconnaissance.

À mes sœur : Katia et Hakima

À mon promoteur M^r A .BOUKLLOUDA.

À tous mes amis, en particulier: Ahmed, Kousayla, Yahia ,lounes Ait Ikhlef

À tous mes amis de Génie civil.

À Sofiane et Hamza avec qui j'ai partagé des moments agréables durant

L'accomplissement de ce travail.

*À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation
de ce mémoire.*

Que dieu vous garde.

A- LARBI

Dédicace

Je dédie humblement ce mémoire

À ma mère et mon défunt père.

À ceux qui se sont toujours dévoués et sacrifiés pour moi,

À Ceux qui m'ont aidé du mieux qu'ils pouvaient pour réussir,

À ma sœur : Hind

À mon frère : Hacene

À ma grand-mère : Zineb

À la famille AIT AISSA et AOUCHICHE

À mon promoteur M^r A .BOUKLLOUDA.

À tous mes amis, en particulier: Fatah, Salim et Abdelghani.

À tous mes amis de Génie civil.

À Sofiane et Larbi, avec qui j'ai partagé des moments agréables durant

L'accomplissement de ce travail.

*À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation
de ce mémoire.*

Que dieu vous garde.

A- HAMZA

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure I.1	Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$	(3)
Figure I.3	Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).....	(4)
Figure I.4	Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.....	(4)
Figure I.5	Diagramme contraintes déformations.....	(6)

Chapitre II :

Figure II.1	Composantes du plancher à corps creux.....	(10)
Figure II.2	Escalier balancé.....	(15)
Figure II.3	Escalier droit à 2 volées.....	(15)
Figure II.4	Schémas de l'acrotère.....	(18)
Figure II.5	Plan de repérage des poteaux.....	(19)
Figure II.6	Section des poteaux des différents niveaux.....	(34)

Chapitre III :

Figure III.1	Disposition des poutrelles (étage de service).....	(36)
Figure III.2	Disposition des poutrelles (étages d'habitation)	(36)
Figure III.3	Schéma statique d'une Poutre	(38)
Figure III.4	Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	(43)
Figure III.5	Schéma d'une poutrelle.....	(47)
Figure III.6	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	(62)
Figure III.7	Dalle sur 3 appuis (D1 et D2).....	(62)
Figure III.8	Dalle sur 3 appuis (D3)	(63)
Figure III.9	Dalle sur 4 appuis (D4)	(65)
Figure III.10	Schéma de ferrailage du panneau D3.....	(81)
Figure III.11	Schéma de ferrailage du panneau D4.....	(82)
Figure III.12	Section considérée dans le calcul de torsion.....	(99)
Figure III.13	Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	(101)
Figure III.14	Section considérée dans le calcul de torsion.....	(103)

Figure III.15	Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	(105)
Figure III.16	Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	(108)
Figure III.17	Acrotère.....	(108)
Figure III.18	Les Sollicitations sur l'acrotère.....	(109)
Figure III.19	Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	(113)
Figure III.20	Les dimensions de l'ascenseur.....	(114)
Figure III.21	Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.....	(116)
Figure III.22	Coupe A-A détail de ferrailage.....	(116)
Figure III.23	Schémas représentant la surface d'impact.....	(117)
Figure III.24	Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.....	(117)
Figure III.25	Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.....	(120)
Figure III.26	Coupe A-A détails de ferrailage.....	(120)

Chapitre IV :

Figure IV.1	Disposition des voiles.....	(124)
Figure IV.2	Vue en 3D (SAP 2000).....	(124)
Figure IV.3	Vue de face (SAP 2000).....	(124)
Figure IV.4	Vue en plan (SAP 2000).....	(124)
Figure IV.5	Premier mode de déformation (translation suivant x).....	(124)
Figure IV.6	Deuxième mode de déformation (translation suivant y).....	(125)
Figure IV.7	Troisième mode de déformation (rotation suivant z) $T=0.65408s$	(125)
Figure IV.8	Spectre de réponse de la structure.....	(126)

Chapitre V :

Figure V.1	Zone nodale.....	(133)
Figure V.2	Section d'un poteau.....	(137)
Figure V.3	Dispositions des armatures des poteaux.....	(139)
Figure V.4	Dispositions constructives des portiques.....	(143)
Figure V.5	La zone nodale.....	(148)
Figure V.6	Schémas du ferrailage d'une poutre principale.....	(149)
Figure V.7	Schéma d'un voile pleine.....	(152)
Figure V.8	Disposition des voiles.....	(153)

Figure V.9	Schéma de ferrailage du voile V1 des niveaux 1, 2 et 3.....	(155)
Figure V.10	Schéma de ferrailage du voile V2 des niveaux 1, 2 et 3.....	(155)

Chapitre VI :

Figure VI .1	Vue en plan de la semelle.....	(157)
Figure VI.2	Coupe P-P'.....	(157)
Figure VI .3	Semelle filante.....	(157)
Figure VI.4	Dimensions du radier.....	(158)
Figure VI.5	Présentation de zone d'impact de la charge compactée.....	(159)
Figure VI.6	Panneau de dalle.....	(162)
Figure VI.7	Ferrailage d'un panneau du radier.....	(164)
Figure VI.8	Coupe A-A (radier).....	(165)
Figure VI.9	Section de la nervure à ferrailer.....	(165)
Figure VI.10	Dimensions de voile périphérique.....	(169)
Figure VI.11	Diagrammes des contraintes.....	(170)
Figure VI.12	Schéma du ferrailage du voile périphérique.....	(172)

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Chapitre II :

Tableau II.1	Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.....	(12)
Tableau II.2	Evaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.....	(13)
Tableau II.3	Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers d'escaliers.....	(17)
Tableau II.4	Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation des volées d'escaliers.....	(18)
Tableau II.5	Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère.....	(18)
Tableau II.6	Evaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B5).....	(21)
Tableau II.7	Descente de charge <<G>> (poteau B5).....	(22)
Tableau II.8	Evaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B1).....	(24)
Tableau II.9	Descente de charge « G » (Poteau B1).....	(24)
Tableau II.10	Evaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B4).....	(27)
Tableau II.11	Descente de charge <<G>> (poteau B4).....	(28)
Tableau II.12	Sections des poteaux des différents niveaux.....	(33)

Chapitre III :

Tableau III.1	Différents types de poutrelles.....	(37)
Tableau III.2	Chargement sur les poutrelles.....	(37)
Tableau III.3	Sollicitations des poutrelles du plancher étage de service.....	(44)
Tableau III.4	Sollicitations des poutrelles du plancher d'étage courant.....	(45)
Tableau III.5	Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage (Plancher de service).....	(46)
Tableau III.6	Calcul des sections de Ferrailage des appuis intermédiaires.....	(48)
Tableau III.7	Calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive.....	(49)
Tableau III.8	Vérification des contraintes en travée.....	(49)
Tableau III.9	Vérification des contraintes aux appuis de rives.....	(50)

Tableau III.10	Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires.....	(50)
Tableau III.11	Calcul des moments correspondants.....	(53)
Tableau III.12	Calcul des contraintes correspondantes.....	(53)
Tableau III.13	Coefficient (μ).....	(53)
Tableau III.14	Calcul des moments d'inerties fictives.....	(54)
Tableau III.15	Vérification de la flèche.....	(54)
Tableau III.16	Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage (plancher d'habitation).....	(54)
Tableau III.17	Calcul des sections de Ferrailage en travées.....	(55)
Tableau III.18	Calcul des sections de Ferrailage en appuis intermédiaires.....	(55)
Tableau III.19	Calcul des sections de Ferrailage en appuis de rive.....	(56)
Tableau III.20	Vérification des contraintes en travée.....	(56)
Tableau III.21	Vérification des contraintes aux appuis de rives.....	(56)
Tableau III.22	Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires.....	(57)
Tableau III.23	Calcul des moments correspondants.....	(59)
Tableau III.24	Calcul des contraintes correspondantes.....	(59)
Tableau III.25	Coefficient (μ).....	(60)
Tableau III.26	Calcul des moments d'inerties fictives.....	(60)
Tableau III.27	Vérification de la flèche.....	(60)
Tableau III.28	Schémas de ferrailage des poutrelles.....	(61)
Tableau III.29	Calcul des sections de Ferrailage de la travée (D3).....	(66)
Tableau III.30	Calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive (D3).....	(66)
Tableau III.31	Calcul des sections de Ferrailage des appuis intermédiaires (D3).....	(67)
Tableau III.32	Calcul des sections de Ferrailage de la travée ($\parallel L_x$) (D4).....	(67)
Tableau III.33	Calcul des sections de Ferrailage de la travée ($\parallel L_y$) (D4).....	(67)
Tableau III.34	Calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive (D4).....	(68)
Tableau III.35	Calcul des sections de Ferrailage des appuis intermédiaires (D4).....	(68)
Tableau III.36	Vérification des contraintes en travée (D3)($\parallel l_x$).....	(69)
Tableau III.37	Revérification des contraintes en travée (D3) ($\parallel l_x$).....	(70)
Tableau III.38	Vérification des contraintes en travée (D3)($\parallel l_y$).....	(70)
Tableau III.39	Vérification des contraintes aux appuis (D3).....	(70)
Tableau III.40	Revérification des contraintes aux appuis (D3).....	(70)

Tableau III.41	Vérification des contraintes en travée (D4) ($\parallel L_x$).....	(71)
Tableau III.42	Vérification des contraintes en travée (D4) ($\parallel L_y$).....	(71)
Tableau III.43	Vérification des contraintes aux appuis (D4).....	(71)
Tableau III.44	Récapitulation du ferrailage des différentes dalles.....	(71)
Tableau III.45	Calcul des moments correspondants.....	(73)
Tableau III.46	Calcul des contraintes correspondantes.....	(73)
Tableau III.47	Coefficient (μ).....	(73)
Tableau III.48	Calcul des moments d'inerties fictives.....	(74)
Tableau III.49	Vérification de la flèche.....	(74)
Tableau III.50	Calcul des moments correspondants.....	(75)
Tableau III.51	Calcul des contraintes correspondantes.....	(75)
Tableau III.52	Coefficient(μ).....	(75)
Tableau III.53	Calcul des moments d'inerties fictives.....	(76)
Tableau III.54	Vérification de la flèche.....	(76)
Tableau III.55	Calcul des moments correspondants.....	(77)
Tableau III.56	Calcul des contraintes correspondantes.....	(77)
Tableau III.57	Coefficient(μ).....	(77)
Tableau III.58	Calcul des moments d'inerties fictives.....	(78)
Tableau III.59	Vérification de la flèche.....	(78)
Tableau III.60	Calcul des moments correspondants.....	(79)
Tableau III.61	Calcul des contraintes correspondantes.....	(79)
Tableau III.62	Coefficient(μ).....	(79)
Tableau III.63	Calcul des moments d'inerties fictives.....	(80)
Tableau III.64	Vérification de la flèche.....	(80)
Tableau III.65	Sollicitations dans l'escalier de l'entre sol (Type 1).....	(83)
Tableau III.66	Ferrailage de l'escalier de l'entre sol (Type 1).....	(84)
Tableau III.67	Vérification des contraintes en travée.....	(84)
Tableau III.68	Vérification des contraintes aux appuis.....	(84)
Tableau III.69	Revérification des contraintes aux appuis.....	(85)
Tableau III.70	Calcul des moments correspondants.....	(85)
Tableau III.71	Calcul des contraintes correspondantes.....	(86)
Tableau III.72	Coefficient(μ).....	(86)

Tableau III.73	Calcul des moments d'inerties fictives.....	(86)
Tableau III.74	Vérification de la flèche.....	(87)
Tableau III.75	Sollicitation dans l'escalier balancé (Type 1).....	(87)
Tableau III.76	Ferraillage de l'escalier balancé (Type 1).....	(87)
Tableau III.77	Vérification des contraintes.....	(88)
Tableau III.78	Revérification des contraintes.....	(88)
Tableau III.79	Sollicitations dans l'escalier balancé (Type 2).....	(89)
Tableau III.80	Ferraillage de l'escalier balancé (Type 2).....	(89)
Tableau III.81	Vérification des contraintes en travée.....	(90)
Tableau III.82	Revérification des contraintes en travée.....	(90)
Tableau III.83	Vérification des contraintes aux appuis.....	(90)
Tableau III.84	Revérification des contraintes aux appuis.....	(91)
Tableau III.85	Calcul des moments correspondants.....	(91)
Tableau III.86	Calcul des contraintes correspondantes.....	(91)
Tableau III.87	Coefficient(μ).....	(92)
Tableau III.88	Calcul des moments d'inerties fictives.....	(92)
Tableau III.89	Vérification de la flèche.....	(92)
Tableau III.90	Sollicitations dans l'escalier des étages de service et d'habitation (Type 3).....	(93)
Tableau III.91	Ferraillage de l'escalier des étages de service et d'habitation (Type 3)....	(93)
Tableau III.92	Vérification des contraintes en travée.....	(94)
Tableau III.93	Vérification des contraintes aux appuis.....	(94)
Tableau III.94	Revérification des contraintes aux appuis.....	(94)
Tableau III.95	Calcul des moments correspondants.....	(95)
Tableau III.96	Calcul des contraintes correspondantes.....	(95)
Tableau III.97	Coefficient (μ).....	(95)
Tableau III.98	Calcul des moments d'inerties fictives.....	(96)
Tableau III.99	Vérification de la flèche.....	(96)
Tableau III.100	calcul des sections de Ferraillage en travée.....	(98)
Tableau III.101	calcul des sections de Ferraillage aux appuis.....	(99)
Tableau III.102	Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion.....	(100)
Tableau III.103	Section d'armature en travée et aux appuis.....	(100)

Tableau III.104	Vérification des contraintes en travée.....	(100)
Tableau III.105	Vérification des contraintes aux appuis.....	(101)
Tableau III.106	calcul des sections de Ferrailage en travée.....	(102)
Tableau III.107	calcul des sections de Ferrailage aux appuis.....	(103)
Tableau III.108	Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion.....	(104)
Tableau III.109	Section d'armature en travée et aux appuis.....	(104)
Tableau III.110	Vérification des contraintes en travée.....	(104)
Tableau III.111	Vérification des contraintes aux appuis.....	(104)
Tableau III.112	Ferrailage de la poutre de chainage.....	(106)
Tableau III.113	Vérification des contraintes dans la poutre de chainage.....	(107)
Tableau III.114	Revérification des contraintes dans la poutre de chainage.....	(107)
Tableau III.115	Charges et surcharges.....	(108)
Tableau III.116	Différentes combinaisons à utiliser.....	(109)
Tableau III.117	Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).....	(115)
Tableau III.118	Vérification des contraintes en travée (sens x-x).....	(116)
Tableau III.119	Vérification des contraintes en travée (sens y-y).....	(116)
Tableau III.120	Vérification des contraintes en appuis.....	(116)
Tableau III.121	Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus).....	(118)
Tableau III.122	Vérification des contraintes en travée (sens x-x).....	(119)
Tableau III.123	Revérification des contraintes en travée (sens x-x).....	(119)
Tableau III.124	Vérification des contraintes en travée (sens y-y).....	(119)
Tableau III.125	Revérification des contraintes en travée (sens y-y).....	(120)
Tableau III.126	Vérification des contraintes en appuis.....	(120)

Chapitre IV :

Tableau IV.1	Période de vibration et taux de participation des masses modales.....	(125)
Tableau IV.2	Interaction sous charges verticales.....	(127)
Tableau IV.3	Interaction sous charges horizontales.....	(127)
Tableau IV.4	Vérification de l'effort tranchant à la base.....	(128)
Tableau IV.5	Vérification de l'effort normal réduit.....	(128)
Tableau IV.6	Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).....	(129)
Tableau IV.7	Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).....	(129)
Tableau IV.8	Vérification des effets P- Δ (sens x-x).....	(130)

Tableau. IV.9	Vérification des effets P- Δ (sens y-y).....	(131)
---------------	---	-------

Chapitre V :

Tableau V.1	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	(133)
Tableau V.2	Les sollicitations dans les poteaux.....	(134)
Tableau V.3	Sollicitations dans les poteaux	(135)
Tableau V.4	Armatures transversales dans les poteaux.....	(135)
Tableau V.5	Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	(137)
Tableau V.6	Vérification des contraintes dans le béton.....	(137)
Tableau V.7	Vérification des sollicitations tangentes.....	(138)
Tableau V.8	Schémas de ferrailage des poteaux.....	(140)
Tableau V.9	Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.....	(144)
Tableau V.10	Les armatures longitudinales dans les poutres principales.....	(144)
Tableau V.11	Vérification des contraintes tangentielles.....	(146)
Tableau V.12	Vérification au cisaillement.....	(146)
Tableau V.13	Vérification de la contrainte limite de béton.....	(147)
Tableau V.14	Moments résistant dans les poteaux.....	(148)
Tableau V.15	Vérification des zones nodales.....	(149)
Tableau V.16	Ferraillages des différentes poutres.....	(150)
Tableau V.17	Résultats du ferrailage du voile V_1	(153)
Tableau V.18	Résultats du ferrailage du voile V_2	(154)

Chapitre VI :

Tableau VI.1	Résumé des résultats du ferrailage du radier.....	(162)
Tableau VI.2	Vérification des contraintes de radier.....	(164)
Tableau VI.3	Recalcul des sections d'armatures à l'ELS.....	(164)
Tableau VI.4	Revérification des contraintes de radier.....	(164)
Tableau VI.5	Sollicitations de la nervure principale (sens X-X).....	(166)
Tableau VI.6	Sollicitations maximales (sens X-X).....	(167)
Tableau VI.7	Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y).....	(167)
Tableau VI.8	Sollicitations maximales (sens Y-Y).....	(167)
Tableau VI.9	Tableau De ferrailage des nervures.....	(167)
Tableau VI.10	Vérification des contraintes dans les nervures.....	(168)
Tableau VI.11	Schémas de ferrailages des nervures.....	(168)

Tableau VI.12	Sollicitation et ferrailage du voile périphérique.....	(171)
Tableau VI.13	Vérification des contraintes.....	(172)

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cette préoccupation de construire s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail.

Cette solution n'est pas sans difficultés, en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismique et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leurs apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismique que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA 99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. En plus, il faut choisir convenablement les matériaux, définir une conception, des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays, et tenir compte des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels.

Notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+10+entre sol + sous-sol), il regroupe à la fois locaux, bureaux, et logements d'habitation. Contreventé par un système mixte (portiques + voiles). Il est structuré en six chapitres principaux.

Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est l'un des bâtiments du projet du groupe de coopératives APC Bejaia de construire six blocs. Ce bâtiment est composé d'un sous-sol, un entre sol et rez-de-chaussée commercial, bureaux au premier étage, et 9 niveaux de logements. Il est implanté dans la wilaya de Bejaia, A proximité de l'université. Il est limité en amont par la route menant vers Boukhiamia et Aamriou, de côté par l'un des blocs du projet, de derrière par l'OPOW de Bejaia.

D'après le RPA 99 version 2003, Bejaia est une zone de moyenne sismicité (II_a). La structure de l'ouvrage est mixte en portique et voile avec interaction qui assure un contreventement mixte.

- **Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**
 - ❖ Hauteur totale du bâtiment (y compris acrotère) :38.58 m
 - ❖ Hauteur du RDC : 4.14 m
 - ❖ Hauteur de l'entre sol : 3.24 m
 - ❖ Hauteur du sous-sol : 2.12 m
 - ❖ Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
 - ❖ Largeur totale du bâtiment : 22.60 m
 - ❖ Longueur totale du bâtiment : 11.75 m
- **Les règlements et les normes utilisés :**
 - ❖ BAEL 91
 - ❖ CBA 93
 - ❖ RPA 99 version 2003
 - ❖ Les différents DTR

I.2. Caractéristiques des matériaux :

I.2.1. Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m³, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

I.2.1.1. Composition du Béton :

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau ainsi que le cas échéant les adjuvants et ajouts.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- ✓ Sécurité de la structure.
- ✓ Propriétés particulières (confort).
- ✓ La durabilité et la résistance.
- ✓ L'environnement (respect de l'écologie).

Il est influencé par les grandeurs suivantes :

- ✓ Le malaxage (type et la durée).
- ✓ Le transport (type et le temps écoulé).
- ✓ La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
- ✓ Le Cure du béton.

I.2.1.2. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : **CBA93 (Art, A.2.1.1.1)**.

- ✓ Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40MPa$
- ✓ Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40MPa$
- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.
- Lorsque : $j \geq 60 \rightarrow$ On utilise la relation :
$$\begin{cases} f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25MPa \end{cases}$$

I.2.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{ij} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60MPa \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

$$\text{Pour notre projet } f_{c28} = 25MPa . \quad f_{i28} = 2.1MPa$$

I.2.1.4. Diagramme contraintes déformations : $\sigma = f(\varepsilon)$

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

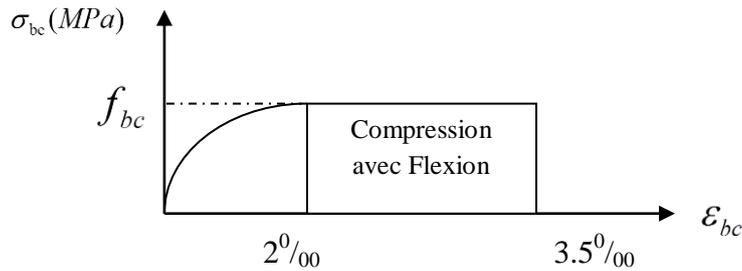


Figure I.1: Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$.

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion: le diagramme de calcul est dit parabole rectangle. ($2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰}$)

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.3.4.1).}$$

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
 - ✓ $\gamma_b = 1.15$ → situation accidentelle.
 - ✓ $\gamma_b = 1.5$ → situation courante (durable).
- $\theta = 1$ → pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$ → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

I.2.1.5. Les contraintes limites ultimes du béton:

a) Etat limite ultime (ELU) :

1) La contrainte limite de compression à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3).}$$

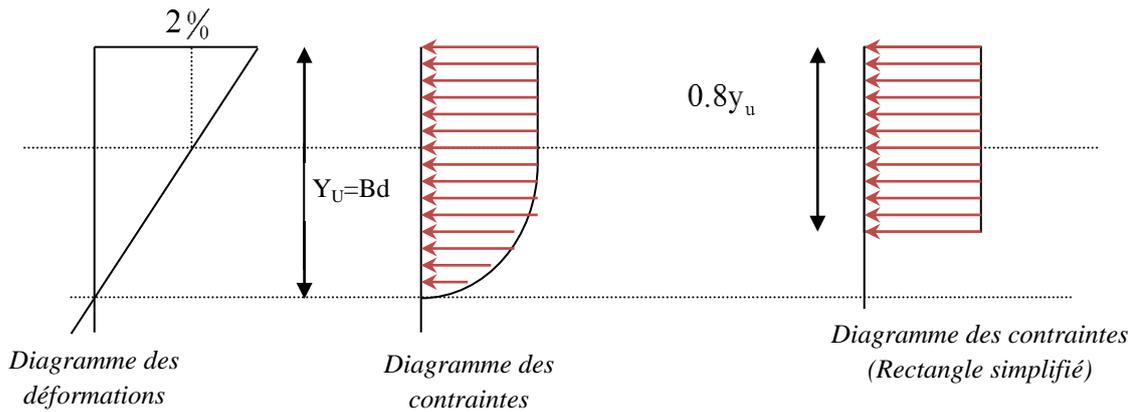


Figure I.2: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

2) La contrainte de cisaillement:

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

➤ Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 5 \text{MPa} \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{MPa}$. $\rightarrow \tau_u = 3.34 \text{MPa}$

➤ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 4 \text{MPa} \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{MPa}$. $\rightarrow \tau_u = 2.5 \text{MPa}$.

a) Etat limite de service :(ELS)

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{e28} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Pour $f_{e28} = 25 \text{MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$.

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

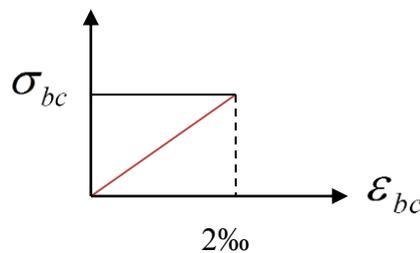


Figure I.3: diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

I.2.1.6. Autres caractéristiques :

- ♣ **Module de déformation longitudinale du béton :**
- **A court terme :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

$$\text{Pour } f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

- **A long terme :**

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différé (E_{vi}) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

$$\text{Pour } f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vi} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

- ♣ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0 \rightarrow$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2 \rightarrow$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

- ♣ **Module de déformation transversale du béton :**

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \text{ Avec } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ \nu = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

I.2.2. Les aciers :

I.2.2.1. Définition :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

- ❖ Les treillis soudés (TR):

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

- ❖ Les ronds lisses (RL):

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

- ❖ Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500\text{Mpa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

I.2.2.2. Nuances des aciers utilisés :

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400Mpa.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235Mpa avec Ø6

I.2.2.3 Contraintes de calcul aux états limites :

a) Etat limite ultime (ELU):

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases} \rightarrow \text{Avec } \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

Tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{MPaModule d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

b) Diagramme contraintes déformations : CBA (A .2.2.2)

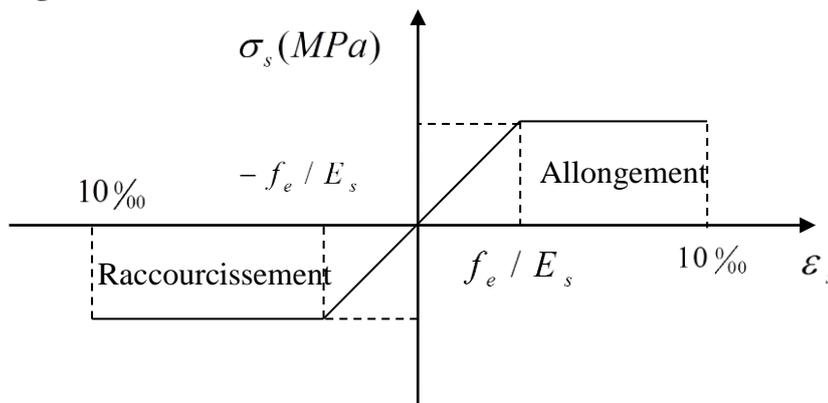


Figure I.4: Diagramme contraintes déformations.

c) Etat limite de service (ELS): Selon le BAEL91 :

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de la fissuration.

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries. $\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right]$ **CBA93 (A.4.5.3.3).**

3-fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min \left[0.5 \times f_e; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA .

I.3. Les actions et sollicitations :**I.3.1. Actions :**

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitation.
- ✓ Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

1. Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

2. Les actions variables (Q_i) :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).

- Actions de températures, du retrait...etc.

3. Les actions accidentelles (FA):

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Avalanche.

I.3.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.3.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E$.
 - $G+Q\pm 1.2 \times E$.

Conclusion :

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristique du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Introduction :

Le prédimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Cette phase est une étape régie par des lois qui découlent généralement de la limitation des déformations (flèches...), et parfois de la condition de résistance au feu. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le prédimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents DTR.

II.1. Poutres :

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

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

Avec : L_{max} : La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

II.1.1. Poutre secondaire :

On a $L_{max} = (4.65 - 0.4) = 4.25$ m.

$$\text{Donc, } \frac{425}{15} \leq h_s \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28.33 \text{ cm} \leq h_s \leq 42.5 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 40 \text{ cm} \\ b_s = 35 \text{ cm} \end{cases}$, (b_s, h_s) : dimensions de la poutre secondaire.

❖ Vérification des conditions du RPA :

✓ $b_s = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $h_s = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $\frac{h_s}{b_s} = 1.1428 < 4$, vérifiée.

Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, les dimensions sont maintenues.

II.1.2. Poutre principale :

On a $L_{max} = (4.65 - 0.4) = 4.25$ m.

$$\text{Donc, } \frac{425}{15} \leq h_p \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28.33 \text{ cm} \leq h_p \leq 42.5 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_p = 40 \text{ cm} \\ b_p = 35 \text{ cm} \end{cases}$, (b_p, h_p) : dimensions de la poutre principale.

❖ Vérification des conditions du RPA :

- ✓ $b_p = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $h_p = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $\frac{h_p}{b_p} = 1.428 < 4$, vérifiée.

II.2. Plancher :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux pour l'étage de service et ceux à usages d'habitations.
- Plancher à dalle plane pour ceux du RDC et entre sol, et aux balcons.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir de conditions citées ultérieurement ci-dessous.

II.2.1. Plancher à corps creux :

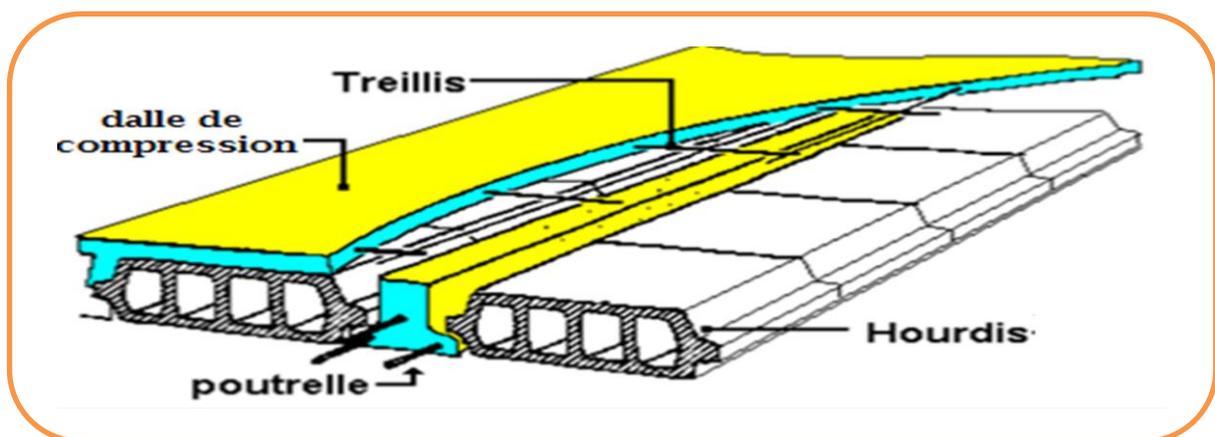


Figure II.1 : composantes du plancher à corps creux

Les planchers des étages 1 jusqu'à 10 (service et habitation) sont en corps creux.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

- ✓ h_t : Hauteur total du plancher.
 - ✓ L_{max} : La plus grande portée - entre nus d'appuis - dans le sens de disposition des poutrelles.
- **Etage de service :**

$$L_{max}=4.65 - 0.4 = 4.25 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{425}{22.5}$$

Donc $h_t \geq 18.89 \text{ cm}$

Alors, on opte pour un plancher [16 + 4], $\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{\text{total}} = 20 \text{ cm} \end{cases}$

- Etage d'habitation :

$$L_{max}= 4.65 - 0.4 = 4.25 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{425}{22.5}$$

Donc : $h_t \geq 18.89 \text{ cm}$

Alors, on opte pour un plancher [16 + 4], $\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{\text{total}} = 20 \text{ cm} \end{cases}$

- ❖ Conclusion :

Alors, tous les planchers seront des planchers [16 + 4]

$$\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{\text{total}} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

II.2.2. Plancher à dalle pleine :

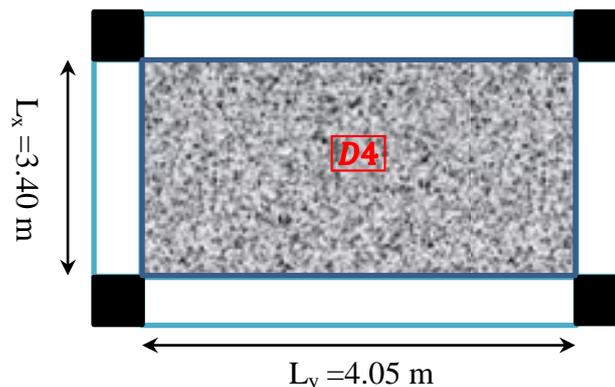
Les planchers du RDC et de l'entre sol sont en dalle pleine suite à leurs fortes surcharges d'exploitation, puisque ces deux étages ce sont des locaux à usage commercial.

- Plancher entre sol + RDC : D₄ (dalle sur 4 appuis, $\rho = 0.84 > 0.4$)

✓ Critère de résistance : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

- e : épaisseur de la dalle.
- l_x : le plus petit côté du panneau de la dalle.

✓ Critère de coup feu : pour 2 heures de coup feu, $e \geq 11 \text{ cm}$



Donc, on aura

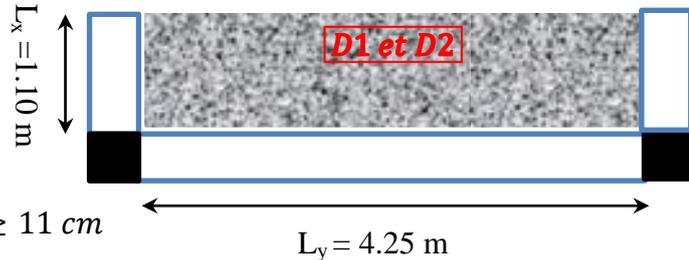
$$\begin{cases} \frac{340}{35} \leq e \leq \frac{340}{30} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 9.71 \text{ cm} \leq e \leq 11.33 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc, e = 12 cm

- Balcon : On a un seul type de balcon, sur 3 appuis $\begin{cases} \textcircled{1} - D1 \text{ et } D2 \\ \textcircled{2} - D3 \end{cases}$

$\textcircled{1}$ - D1 et D2 :

Donc, $\begin{cases} \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$

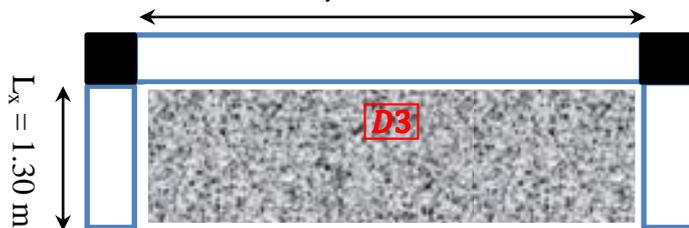


$$\begin{cases} 3.142 \text{ cm} \leq e \leq 3.66 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Alors, e = 12 cm $L_y = 3.90 \text{ m}$

$\textcircled{2}$ - D3 :

Donc, $\begin{cases} \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$



$$\begin{cases} 3.71 \text{ cm} \leq e \leq 4.33 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Alors, e = 12 cm

❖ **Conclusion** : Tous les planchers en dalle pleine auront une épaisseur $e = 12 \text{ cm}$.

✓ **Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers**

Tableau II.1 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.

plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,85	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					5.75	

Plancher Courant à usage d'habitation et de service	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour le plancher d'habitation
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)			2,85	2.5 pour le plancher de service
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	9	0.1	0.9	
Total					5.23	
Dalle pleine, RDC, balcon et plancher central	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	3.5 pour les balcons
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	5 pour le plancher commercial (RDC et Entre sol)
	4	Dalle pleine	25	0.12	3	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					4.48	

✓ Evaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs

Tableau II.2 : évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.

Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	Brique creuse	9	0.15	1.35
	Lame d'aire		0.05	
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total				2.93
Murs intérieurs	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total				1.46

II.3. Voiles :

Les murs en béton armé servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99 version 2003, les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4.e$) sont considérés comme des voiles, avec :

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

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile et de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_l .

- Epaisseur du voile : $\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm}, & \text{article 7.7.1 du RPA 99 / 2003} \\ e = f(h_e) \end{cases}$

Avec : $h_l = h - e_{dalle}$ (hauteur libre d'étage).

✓ On va opter pour un voile simple



- L : longueur minimale du voile.
- e : épaisseur du voile, $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20}$

- RDC : $h_{\text{étage}} = 4,14 \text{ m}$, donc, $h_l = 3,94 \text{ m}$.

$$e \geq \frac{394}{20} \Rightarrow e \geq 19,7 \text{ cm.}$$

Alors, on prend pour le RDC

$$e = 20 \text{ cm}$$

- Etages (service, habitation) : $h_{\text{étage}} = 3,06 \text{ m}$, donc, $h_l = 2,86 \text{ m}$.

$$e \geq \frac{286}{20} \Rightarrow e \geq 14,3 \text{ cm.}$$

Alors, l'épaisseur est

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

- Longueur minimale du voile : $L \geq 4 . e$
 - Des fondations jusqu' au RDC $L = 80 \text{ cm}$.
 - Du 1^{er} étage jusqu'au bout $L = 60 \text{ cm}$.

II.4. Escaliers :

Dans notre projet, on distingue deux types d'escaliers :

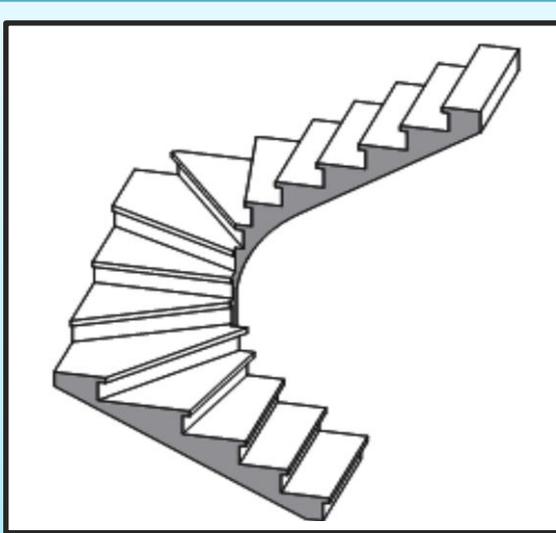


Figure II.2 : escalier balancé.

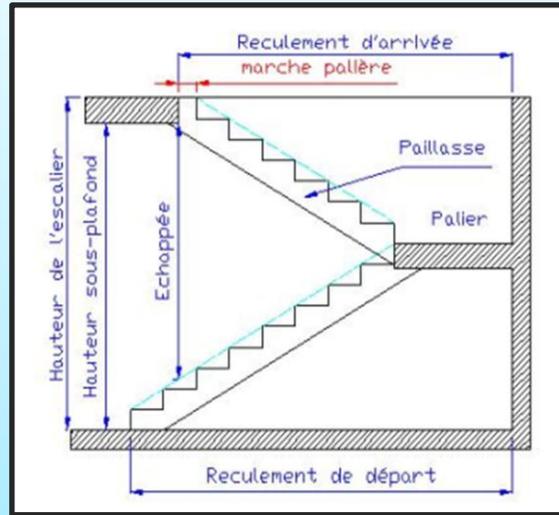


Figure II.3 : escalier droit à 2 volées.

- L_p : longueur du palier
- L : retombé de la volée.
- H : hauteur de la volée.
- L_v : longueur de la volée.
- h : hauteur de la contremarche.
- g : giron

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- la formule empirique de BLONDEL:

$$60 \leq 2h + g \leq 65cm$$

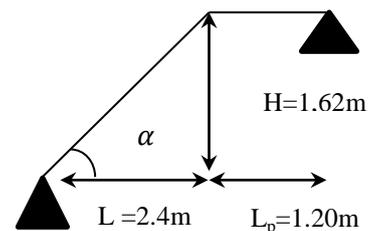
Avec :

$$\begin{cases} h = H/n & n : \text{nombre de contre marches} \\ g = L/(n-1) & n-1 : \text{nombre de marches.} \end{cases}$$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64+2H+L) n + 2H = 0$, on retrouvera le nombre de contre marches.

- Escalier droit à 2 volées
- Type ① (Entre sol)

Epaisseur de la paillasse : $\begin{cases} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$



$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 2.89 \text{ m.}$$

$$L' = L_v + L_p \Rightarrow L' = 4.09 \text{ m. (} L': \text{longueur développée de l'appuis jusqu'à l'appuis)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 13.63 \text{ cm} \leq e \leq 20.45 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Donc, l'épaisseur de la paillasse est : } \boxed{e = 15 \text{ cm}}$$

$$\alpha = \text{tg}^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) \Rightarrow \alpha = 34.02^\circ, \quad \begin{cases} n = 10. \\ h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

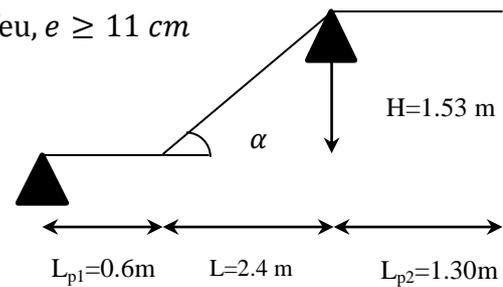
- Type ② Etage service :

$$\text{Epaisseur de la paillasse} \begin{cases} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 2.846 \text{ m.}$$

$$L' = L_v + L_{p1} = 2.846 + 0.6 \Rightarrow L' = 3.466 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 11.48 \text{ cm} \leq e \leq 17.23 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$



$$\text{Donc, l'épaisseur de la paillasse est : } \boxed{e = 15 \text{ cm}}$$

$$\alpha = \text{tg}^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ, \quad \begin{cases} n = 9. \\ h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

- Type ③ Etage d'habitation :

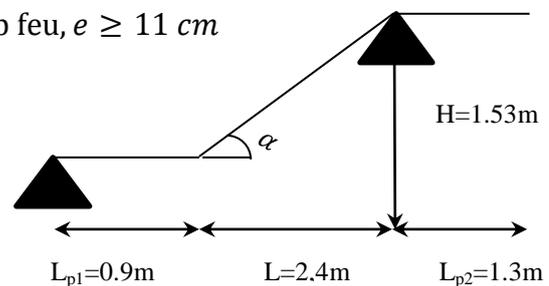
$$\text{Epaisseur de la paillasse} \begin{cases} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 2.846 \text{ m.}$$

$$L' = L_v + L_{p1} = 2.846 + 0.9$$

$$\Rightarrow L' = 3.746 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 12.48 \text{ cm} \leq e \leq 18.73 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$



$$\text{Donc, l'épaisseur de la paillasse est : } \boxed{e = 15 \text{ cm}}$$

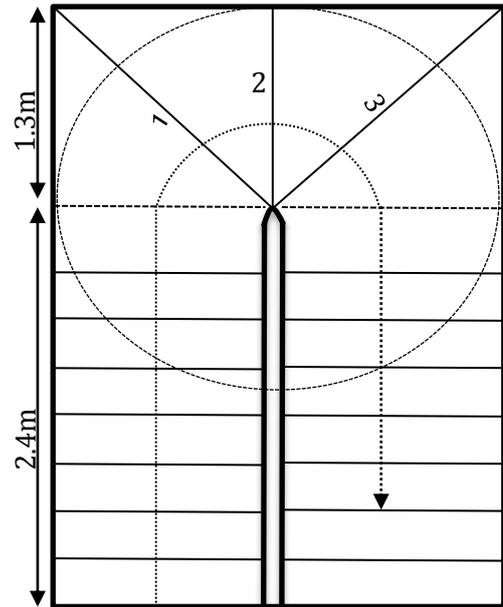
$$\alpha = \text{tg}^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ, \quad \begin{cases} n = 9. \\ h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

- Escalier balancé (RDC)

- Type ① Balancé (intermédiaire)

Méthode du tracé :

- Tracer la ligne de foulée.
 - Porter les giron (constant le long de la ligne).
 - Porter les marches droites.
 - Tracer le cercle avec un rayon $R=L/2$.
 - Joindre d'une ligne le centre <o> avec l'intersection des points (1,2,3) puis compléter le tracé de la droite jusqu'à l'about de la délimitation réservée à la cage d'escalier.
- On obtiendra ainsi le tracé final de l'escalier.



- Type ② 1^{ère} et 2^{ème} volée

Epaisseur de la paillasse : $\begin{cases} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$

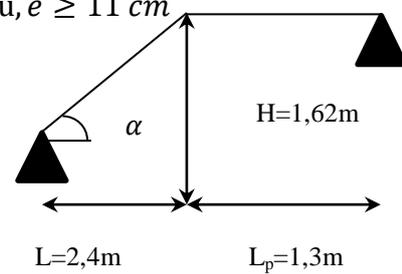
$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 2,895 \text{ m.}$

$L' = L_v + L_p \Rightarrow L' = 4,195 \text{ m.}$

$\Rightarrow \begin{cases} 13,98 \text{ cm} \leq e \leq 20,975 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$

Donc, l'épaisseur de la paillasse est :

$e = 15 \text{ cm}$



$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) \Rightarrow \alpha = 34,02^\circ.$

$\begin{cases} n = 10. \\ h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$

Donc, les charges permanentes et surcharges d'exploitations des escaliers sont décrites dans les deux tableaux ci-dessous.

<i>Tableau II.3 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers d'escaliers.</i>				
Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.15	3.75	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	5.23	

Tableau II.4 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation des volées d'escaliers.

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage H	22	0.02	0.44	2.5
Revêtement en carrelage V	22	0.02 h/g	0,25	
Mortier de pose H	20	0.02	0.4	
Mortier de pose V	20	0.02 h/g	0.23	
Marches	22	h/2	1.87	
Paillasse	25	0.15/cos(34.02°)	4.524	
Enduit en plâtre	14	0.02/cos(34.02°)	0.338	
Total		Epaisseur 15cm	8.186	

II.5. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

Les charges revenantes à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit :

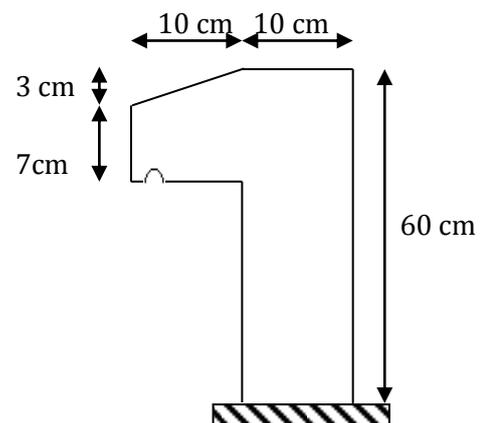


Figure II.4: Schémas de l'acrotère

Tableau II.5 : Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.36	2.085	1

II.6. Poteaux :

❖ Repérage des poteaux

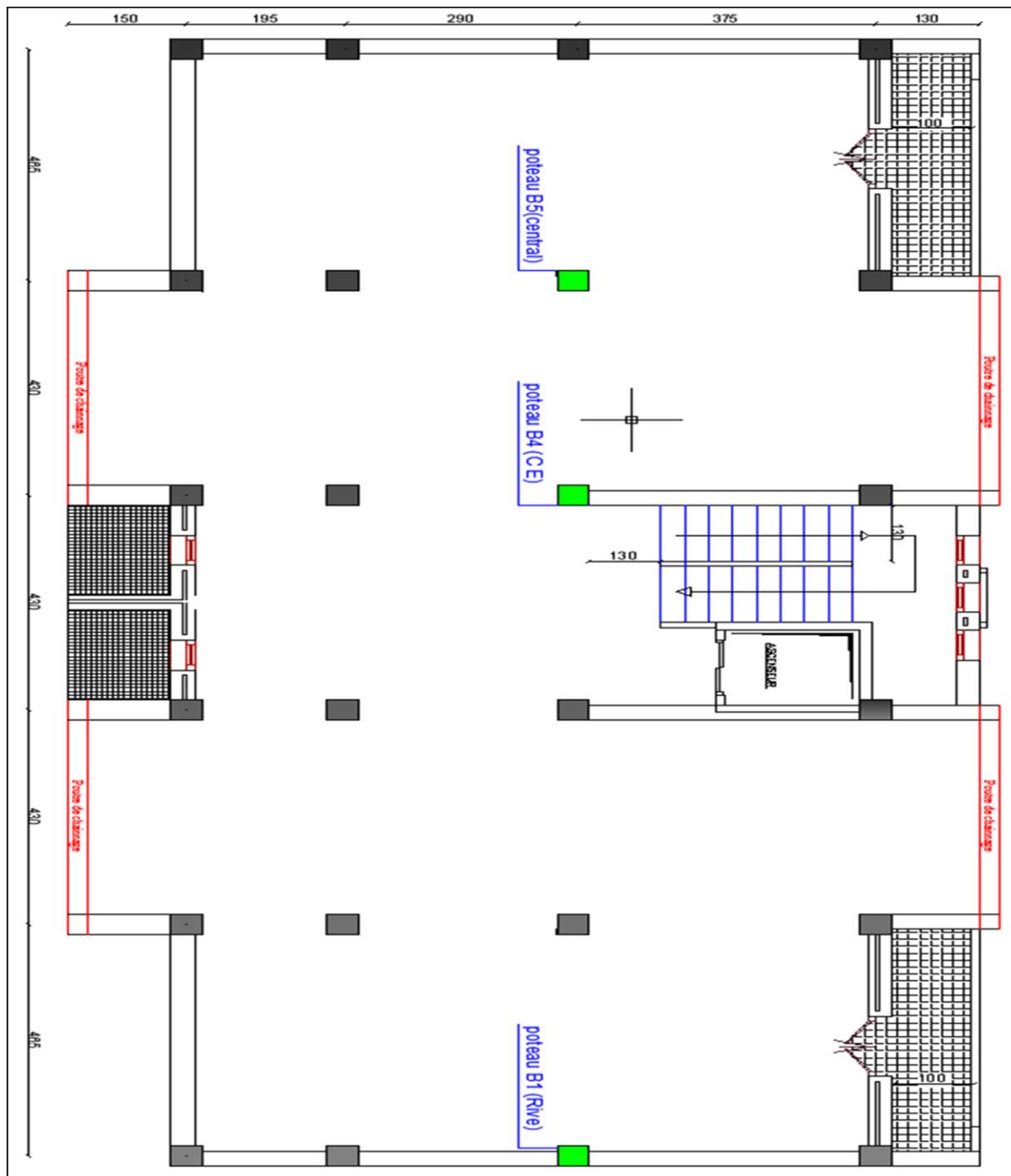


Figure II.5 : Plan de repérage des poteaux

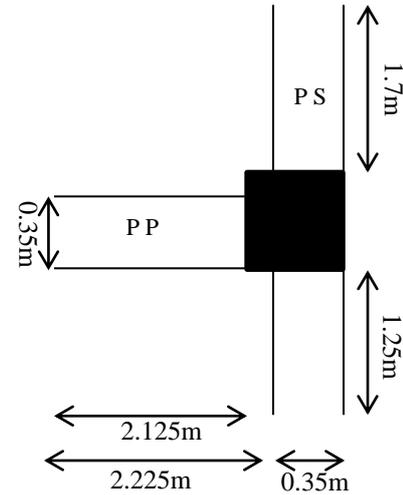
➤ Poteau de rive B1 : (40 x 40)

- ♣ L_{pp} : Longueur des poutres principales.
- ♣ L_{ps} : Longueur des poutres secondaires.
- ♣ S_{aff} : surface afférente.
- ♣ $S_{aff CE}$: surface afférente de la cage D'escalier.
- ♣ $S_{mur int}$: surface des murs intérieurs.
- ♣ $S_{mur ext}$: surface des murs extérieurs.

- $L_{pp} = 2.225$ m.
- $L_{ps} = 1.7 + 1.25 + (0.4 - 0.35) = 3$ m.
- $S_{aff} = 2.225 (1.7 + 1.25) + 0.05(2.125) = 6.67$ m².

✓ **Les cloisons:**

- $h_l = (3.06 - 0.4) = 2.66$ m
- $S_{mur int} = (2.125 * 2.66) = 5.65$ m².
- $S_{mur ext} = (1.25 + 1.7) * 2.66 = 7.85$ m².
- $h_l = (4.14 - 0.4) = 3.74$ m
- $S_{mur ext} = (1.25 + 1.7) * 3.74 = 11.033$ m².
- $h_l = (3.24 - 0.4) = 2.84$ m
- $S_{mur ext} = (1.25 + 1.7) * 2.84 = 8.378$ m²

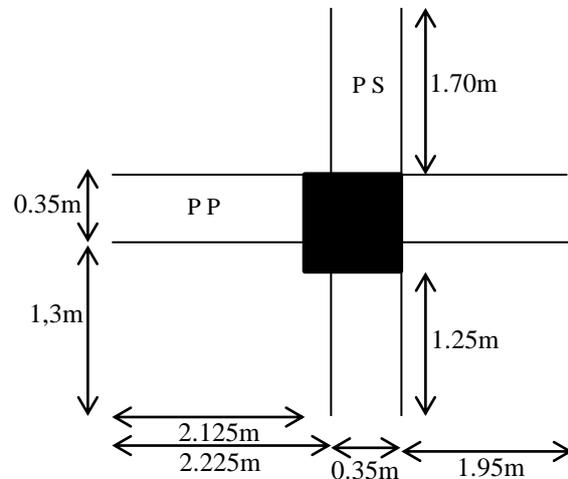


Poteau central B5: (40 x 40)

- $L_{pp} = 2.225 + 1.95 = 4.175$ m.
- $L_{ps} = 1.25 + 1.70 = 2.95$ m.
- $S_{aff} = [1.25 (2.225 + 1.95) + 0.05(2.125 + 1.95)] + [1.70 (2.225 + 1.95)] = 12.52$ m².

✓ **Les cloisons:**

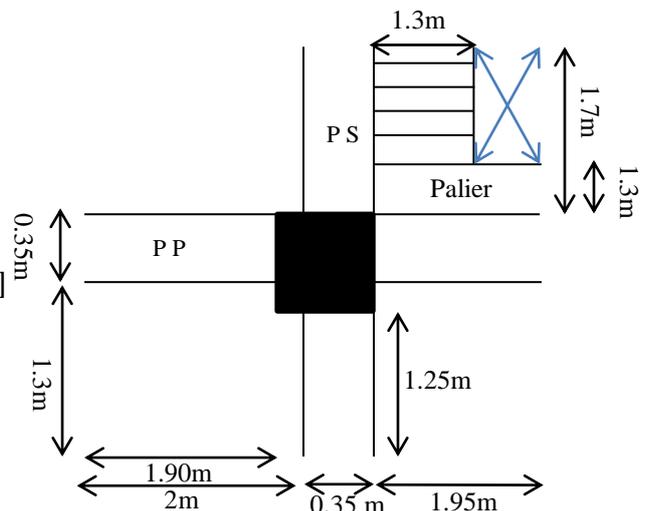
- $h_l = (3.06 - 0.4) = 2.66$ m
- $S_{mur int} = (7.025 * 2.66) = 18.687$ m².
- $h_l = (4.14 - 0.4) = 3.74$ m
- $S_{mur int} = (2.95 * 3.74) = 11.033$ m².
- $h_l = (3.24 - 0.4) = 2.84$ m
- $S_{mur int} = (2.95 * 2.84) = 8.378$ m².



➤ Poteau B4: (40 x 40)

- $L_{pp} = 2 + 1.95 = 3.95$ m.
- $L_{ps} = 1.25 + 1.7 = 2.95$ m.
- $S_{aff} = [1.25(2 + 1.95) + 0.05(1.90 + 1.95)] + [2(1.70)] = 8.53$ m².
- $S_{aff CE} = (1.95 * 1.70) - [(1.7 - 1.3) * (1.95 - 1.3)] = 3.06$ m².

✓
✓



✓ **Les cloisons:**

$h_l = (3.06 - 0.4) = 2.66 \text{ m}$

▪ $S_{\text{mur int}} = (4.85 * 2.66) = 12.906 \text{ m}^2$.

$h_l = (4.14 - 0.4) = 3.74 \text{ m}$

▪ $S_{\text{mur int}} = (2.95 * 3.74) = 11.033 \text{ m}^2$.

$h_l = (3.24 - 0.4) = 2.84 \text{ m}$

▪ $S_{\text{mur int}} = (2.95 * 2.84) = 8.378 \text{ m}^2$.

❖ **LOI DE DEGRESSION DES CHARGES :(D.T.R B.C.2.2 ART 6.3) :**

Soit Q_0 la charge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. Q_1, Q_2, \dots, Q_n Sont les charges d’exploitation respectives des planchers d’étages 1,2,.....,n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul les charges d’exploitation suivantes :

- ✓ Sous la terrasse Q .
- ✓ Sous le dernier étage..... $Q_0 + Q_1$.
- ✓ Sous l’étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$.
- ✓ Sous l’étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- ✓ Pour $n \geq 5$ $Q_0 + (3 + n / (2n)) + (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

❖ **Évaluation de la surcharge << Q >> :**

L’article 6.2 du D.T.R.B.C2.2 indique lorsque des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ils sont pris en compte sans abattement et non comptés dans le nombre d’étage de la loi de dégression, le schéma ci-après (*Figure II.6*) indiquera les différents niveaux d’intervention des charges dans la dégression, On notera N^* et N comme suite :

- N^* : indique la charge sur le plancher.
- N : indique la charge sous le plancher.

Nous exposerons dans le tableau qui suit l’évaluation de la dégression de la surcharge d’exploitation <<Q>> :

**Tableau II.6: évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B5)
(D.T.R B.C2.2.ART.7.1)**

NATURE	Q (KN/m ²)	Cumule (KN /m ²)		Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	1	1	12.52
Étage 10	1	1.5+1	2.5	31.3
Étage 9	1.5	1.5+0.95*(1+1.5)	4.825	60.41
Étage 8	1.5	1.5+0.90*(1+1.5+1.5)	5.1	63.85
Étage 7	1.5	1.5+0.85*(1+1.5+1.5+1.5)	6.175	77.31
Étage 6	1.5	1.5+0.80*(1+1.5+1.5+1.5+1.5)	7.1	88.89
Étage 5	1.5	1.5+0.75*(1+1.5+1.5+1.5+1.5+1.5)	7.875	98.59
Étage 4	1.5	1.5+0.7*(1+ (6*1.5))	8.5	106.42

Étage 3	1.5	$1.5+0.65*(1+(7*1.5))$	8.975	112.36
Étage 2	1.5	$1.5+0.6*(1+(8*1.5))$	9.3	116.43
Étage 1	2.5	$2.5+(9.3-1)$	10.8	135.21
RDC	5	$10.8+5$	15.8	197.81
Entre sol	5	$15.8+5$	20.8	260.41

Tableau II.7: descente de charge <<G>> (poteau B5)

NIVEAU	Désignation	SECTION (m ²)	POIDS (KN /m ²)	G Total (KN)	Q (KN)
Terrasse Inaccessible (N°11)	N0*			0	
	Terrasse	12.52	5.75	71.99	
	p.p	$0.35*0.4 = 0.14$	$25*4.175$	14.612	
	P.s	$0.35*0.4 = 0.14$	$25*2.95$	10.325	
Étage N°10	N0			96.927	12.52
Pot	$0.4*0.4 = 0.16$	$25*3.06$	12.24		
Mur intérieur	18.687	1.46	27.28		
N1*			136.447		
Plancher	12.52	5.23	65.48		
p.p	0.14	$25*4.175$	14.612		
	p.s	0.14	$25*2.95$	10.325	
Étage N°9	N1			226.864	31.3
Pot	0.16	$25*3.06$	12.24		
Mur intérieur	18.687	1.46	27.28		
N2*			266.384		
Plancher	12.52	5.23	65.48		
p.p	0.14	$25*4.175$	14.612		
	p.s	0.14	$25*2.95$	10.325	
Étage N°8	N2			356.801	60.41
Pot	0.16	$25*3.06$	12.24		
Mur intérieur	18.687	1.46	27.28		
N3*			396.481		
Plancher	12.52	5.23	65.48		
p.p	0.14	$25*4.175$	14.612		
	p.s	0.14	$25*2.95$	10.325	
Étage N°7	N3			486.898	63.85
Pot	0.16	$25*3.06$	12.24		
Mur intérieur	18.687	1.46	27.28		
N4*			526.418		
Plancher	12.52	5.23	65.48		
p.p	0.14	$25*4.175$	14.612		
	p.s	0.14	$25*2.95$	10.325	
Étage N°6	N4			616.835	77.31
Pot	0.16	$25*3.06$	12.24		
Mur intérieur	18.687	1.46	27.28		
N5*			656.355		
Plancher	12.52	5.23	65.48		
	p.p	0.14	$25*4.175$	14.612	

	p.s	0.14	25*2.95	10.325	
Étage N°5	N5			746.772	88.89
	Pot	0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	18.687	1.46	27.28	
	N6*			786.292	
	Plancher	12.52	5.23	65.48	
	p.p	0.14	25*4.175	14.612	
	p.s	0.14	25*2.95	10.325	
Étage N°4	N6			876.709	98.59
	Pot	0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	18.687	1.46	27.28	
	N7*			916.229	
	Plancher	12.52	5.23	65.48	
	p.p	0.14	25*4.175	14.612	
	p.s	0.14	25*2.95	10.325	
Étage N°3	N7			1006.646	106.42
	Pot	0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	18.687	1.46	27.28	
	N8*			1046.166	
	Plancher	12.52	5.23	65.48	
	p.p	0.14	25*4.175	14.612	
	p.s	0.14	25*2.95	10.325	
Étage N°2	N8			1136.583	112.36
	Pot	0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	18.687	1.46	27.28	
	N9*			1176.103	
	Plancher	12.52	5.23	65.48	
	p.p	0.14	25*4.175	14.612	
	p.s	0.14	25*2.95	10.325	
Étage N°1	N9			1266.52	116.43
	Pot	0.4*0.5= 0.2	25*3.06	15.3	
	Mur intérieur	18.687	1.46	27.28	
	N10*			1309.1	
	Plancher	12.52	5.23	65.48	
	p.p	0.14	25*4.175	14.612	
	p.s	0.14	25*2.95	10.325	
RDC	N10			1399.517	135.21
	Pot	0.4*0.5= 0.2	25*4.14	20.7	
	Mur intérieur	11.033	1.46	16.11	
	N11*			1436.327	
	Plancher	12.52	4.48	56.09	
	p.p	0.14	25*4.175	14.612	
	P.s	0.14	25*2.95	10.325	
Entre Sol	N11			1517.354	197.81
	Pot	0.4*0.5= 0.2	25*3.24	16.2	
	Mur intérieur	8.378	1.46	12.23	
	N12*			1545.784	
	Plancher	12.52	4.48	56.09	

	p.p	0.14	25*4.175	14.612	260.41
	p.s	0.14	25*2.95	10.325	
Sous. Sol	N12			1626.811	
	Pot	0.4*0.5= 0.2	25*2.12	10.6	
	N13*			1637.411	

$G_{Total} = 1637.411 \text{ KN}$

✓ $Nu = 1.35*G + 1.5*Q$

$Nu \text{ B5} = 1.35*1637.411 + 1.5*260.41 = 2601.119 \text{ KN.}$

$Nu \text{ B5} = 2601.119 \text{ KN}$

✓ $Ns = G + Q$

$Ns \text{ B5} = 1637.411 + 260.41 = 1897.821 \text{ KN.}$

$Ns \text{ B5} = 1897.821 \text{ KN}$

**Tableau II.8 : évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B1)
(D.T.R.B.C2.2.ART.7.1)**

NATURE	Q (KN/m²)	Cumule (KN /m²)		Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	1	1	6.67
Étage 10	1	1.5+1	2.5	16.675
Étage 9	1.5	1.5+0.95*(1+1.5)	4.825	32.182
Étage 8	1.5	1.5+0.90*(1+1.5+1.5)	5.1	34.017
Étage 7	1.5	1.5+0.85*(1+1.5+1.5+1.5)	6.175	41.187
Étage 6	1.5	1.5+0.80*(1+1.5+1.5+1.5+1.5)	7.1	47.357
Étage 5	1.5	1.5+0.75*(1+1.5+1.5+1.5+1.5+1.5)	7.875	52.526
Étage 4	1.5	1.5+0.7*(1+ (6*1.5))	8.5	56.695
Étage 3	1.5	1.5+0.65*(1+ (7*1.5))	8.975	59.863
Étage 2	1.5	1.5+0.6*(1+ (8*1.5))	9.3	62.031
Étage 1	2.5	2.5+ (9.3-1)	10.8	72.036
RDC	5	10.8+5	15.8	105.386
Entre sol	5	15.8+5	20.8	138.736

Tableau II.9 : descente de charge « G » (Poteau B1)

NIVEAU	Désignation	Section (m²)	POIDS (KN /m²)	G _{Total} (KN)	Q _{Total} (KN)
Terrasse Inaccessible	NO*(acrotère)	0.069	2.08 KN/ml	2.08*(1.7+0.4+1.25)= 6.968	6.67
	Terrasse	6.67	5.75	38.353	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*2.225	7.787	
	P.s	0.35*0.4 = 0.14	25*3	10.5	
Étage N°10	NO			63.608	6.67
	Pot	0.4*0.4	25*3.06	12.24	

		=0.16			
	Mur intérieur	5.65	1.46	8.249	
	Mur extérieur	7.85	2.93	23	
	N1*			107.097	
	Plancher	6.67	5.23	34.88	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*2.225	7.787	
	P.s	0.35*0.4 = 0.14	25*3	10.5	
Étage N°9	N1			160.264	16.675
	Pot	0.4*0.4 =0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	5.65	1.46	8.249	
	Mur extérieur	7.85	2.93	23	
	N2*			203.753	
	Plancher	6.67	5.23	34.88	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*2.225	7.787	
	P.s	0.35*0.4 = 0.14	25*3	10.5	
Étage N°8	N2			256.92	32.182
	Pot	0.4*0.4 =0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	5.65	1.46	8.249	
	Mur extérieur	7.85	2.93	23	
	N3*			300.409	
	Plancher	6.67	5.23	34.88	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*2.225	7.787	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*3	10.5	
Étage N°7	N3			353.576	34.017
	Pot	0.4*0.4 =0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	5.65	1.46	8.249	
	Mur extérieur	7.85	2.93	23	
	N4*			397.065	
	Plancher	6.67	5.23	34.88	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*2.225	7.787	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*3	10.5	
Étage N°6	N4			450.232	41.187
	Pot	0.4*0.4 =0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	5.65	1.46	8.249	
	Mur extérieur	7.85	2.93	23	
	N5*			493.721	

	Plancher	6.67	5.23	34.88	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*2.225	7.787	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*3	10.5	
Étage N°5	N5		1.46	546.888	47.357
	Pot	0.4*0.4 =0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	5.65	1.46	8.249	
	Mur extérieur	7.85	2.93	23	
	N6*			590.377	
	Plancher	6.67	5.23	34.88	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*2.225	7.787	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*3	10.5	
Étage N°4	N6			643.544	52.526
	Pot	0.4*0.4 =0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	5.65	1.46	8.249	
	Mur extérieur	7.85	2.93	23	
	N7*			687.033	
	Plancher	6.67	5.23	34.88	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*2.225	7.787	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*3	10.5	
Étage N°3	N7			740.2	56.695
	Pot	0.4*0.4 =0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	5.65	1.46	8.249	
	Mur extérieur	7.85	2.93	23	
	N8*			783.689	
	Plancher	6.67	5.23	34.88	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*2.225	7.787	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*3	10.5	
Étage N°2	N8			836.856	59.863
	Pot	0.4*0.4 =0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	5.65	1.46	8.249	
	Mur extérieur	7.85	2.93	23	
	N9*			880.345	
	Plancher	6.67	5.23	34.88	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*2.225	7.787	
	p.s	0.35*0.4	25*3	10.5	

		= 0.14			
Étage N°1	N9			933.512	62.031
	Pot	0.4*0.4= 0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	5.65	1.46	8.249	
	Mur extérieur	7.85	2.93	23	
	N10*			977.001	
	Plancher	6.67	5.23	34.88	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*2.225	7.787	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*3	10.5	
RDC	N10			1030.168	72.036
	Pot	0.4*0.5= 0.2	25*4.14	20.7	
	Mur extérieur	11.033	2.93	32.326	
	N11*			1083.194	
	Plancher	6.67	4.48	29.88	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*2.225	7.787	
	P.s	0.35*0.4 = 0.14	25*3	10.5	
Entre Sol	N11			1131.361	105.386
	Pot	0.4*0.5= 0.2	25*3.24	16.2	
	Mur extérieur	8.378	2.93	24.547	
	N12*			1172.108	
	Plancher	6.67	4.48	29.88	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*2.225	7.787	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*3	10.5	
Sous. Sol	N12			1220.275	
	Pot	0.4*0.5= 0.2	25*2.12	10.6	138.736
	N13*			1230.875	

⇒ **$N_{uB1} = 1869.785 \text{ KN}$**

⇒ **$N_{s B1} = 1369.611 \text{ KN}$**

Tableau II.10: évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B4)

NATURE	Q _{étage} (KN /m ²)	S _{étage} (m ²)	Q _{escalier} (KN /m ²)	S _{escalier} (m ²)	Q _{étage} (KN)	Q _{escalier} (KN)	Q Total (KN)
Terrasse inaccessible	1	8.53	0	3.06	8.53	0	8.53
Étage 10	1.5	8.53	2.5	3.06	8.53	0	17.06
Étage 9	1.5	8.53	2.5	3.06	12.8	7.65	37.51
Étage 8	1.5	8.53	2.5	3.06	12.8	7.65	57.96
Étage 7	1.5	8.53	2.5	3.06	12.8	7.65	78.41

Étage 6	1.5	8.53	2.5	3.06	12.8	7.65	98.86
Étage 5	1.5	8.53	2.5	3.06	12.8	7.65	119.31
Étage 4	1.5	8.53	2.5	3.06	12.8	7.65	139.76
Étage 3	1.5	8.53	2.5	3.06	12.8	7.65	160.21
Étage 2	1.5	8.53	2.5	3.06	12.8	7.65	180.66
Étage 1	1.5	8.53	2.5	3.06	12.8	7.65	201.11
RDC	5	8.53	2.5	3.06	42.65	7.65	251.41
E-SOL	5	8.53	2.5	3.06	42.65	7.65	301.71

<i>Tableau II.11: descente de charge <<G>> (poteau B4)</i>					
NIVEAU	Désignation	SECTION (m ²)	POIDS (KN/m ²)	G Total (KN)	Q Total (KN)
Terrasse inaccessible	N0*			0	
	Terrasse	8.53	5.75	49.048	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	13.825	
	P.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	10.325	
Étage N°10	N0			73.204	8.53
	Pot	0.4*0.4 = 0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	12.906	1.46	18.428	
	Escalier	3.06	9.323	28.53	
	N1*			132.402	
	Plancher	8.53	5.23	44.612	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	13.825	
	P.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	10.325	
Étage N°9	N1			201.164	17.06
	Pot	0.4*0.4 = 0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	12.906	1.46	18.428	
	Escalier	3.06	9.323	28.53	
	N2*			260.362	
	Plancher	8.53	5.23	44.612	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	13.825	
	P.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	10.325	
Étage N°8	N2			329.124	37.51
	Pot	0.4*0.4 = 0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	12.906	1.46	18.428	
	Escalier	3.06	9.323	28.53	
	N3*			388.322	
	Plancher	8.53	5.23	44.612	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	13.825	

		0.14			
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	10.325	
Étage N°7	N3			457.084	57.96
	Pot	0.4*0.4 =0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	12.906	1.46	18.428	
	Escalier	3.06	9.323	28.53	
	N4*			516.282	
	Plancher	8.53	5.23	44.612	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	13.825	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	10.325	
Étage N°6	N4			585.044	78.41
	Pot	0.4*0.4 =0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	12.906	1.46	18.428	
	Escalier	3.06	9.323	28.53	
	N5*			644.242	
	Plancher	8.53	5.23	44.612	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	13.825	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	10.325	
Étage N°5	N5			713.004	98.86
	Pot	0.4*0.4 =0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	12.906	1.46	18.428	
	Escalier	3.06	9.323	28.53	
	N6*			772.202	
	Plancher	8.53	5.23	44.612	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	13.825	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	10.325	
Étage N°4	N6			840.964	119.31
	Pot	0.4*0.4 =0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	12.906	1.46	18.428	
	Escalier	3.06	9.323	28.53	
	N7*			900.162	
	Plancher	8.53	5.23	44.612	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	13.825	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	10.325	
Étage N°3	N7			968.924	139.76
	Pot	0.4*0.4	25*3.06	12.24	

		=0.16			
	Mur intérieur	12.906	1.46	18.428	
	Escalier	3.06	9.323	28.53	
	N8*			1028.122	
	Plancher	8.53	5.23	44.612	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	13.825	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	10.325	
Étage N°2	N8			1096.884	160.21
	Pot	0.4*0.4 =0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	12.906	1.46	18.428	
	Escalier	3.06	9.323	28.53	
	N9*			1156.082	
	Plancher	8.53	5.23	44.612	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	13.825	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	10.325	
Étage N°1	N9			1224.844	180.66
	Pot	0.4*0.5= 0.2	25*3.06	15.3	
	Mur intérieur	12.906	1.46	18.428	
	Escalier	3.06	9.323	28.53	
	N10*			1287.102	
	Plancher	8.53	5.23	44.612	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	13.825	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	10.325	
RDC	N10			1355.864	201.11
	Pot	0.4*0.5= 0.2	25*4.14	20.7	
	Mur intérieur	11.033	1.46	16.11	
	Escalier	3.06	9.323	28.53	
	N11*			1421.204	
	Plancher	8.53	4.48	38.21	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*2.225	7.787	
	P.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	10.325	
Entre Sol	N11			1477.526	251.41
	Pot	0.4*0.5= 0.2	25*3.24	16.2	
	Mur intérieur	8.378	1.46	12.231	
	Escalier	3.06	9.323	28.53	
	N12*			1534.487	
	Plancher	8.53	4.48	38.21	

	p.p	$0.35*0.4 = 0.14$	$25*2.225$	7.787	
	p.s	$0.35*0.4 = 0.14$	$25*2.95$	10.325	
Sous. Sol	N12			1590.809	301.71
	Pot	$0.4*0.5 = 0.2$	$25*2.12$	10.6	
	N13*			1601.409	

$$\Rightarrow N_u B4 = 2614.467 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_s B4 = 1903.119 \text{ KN}$$

Note : Les poteaux seront dimensionnés avec un effort normal maximal.

$$\text{Donc, } N_u = \max(N_{uB1}, N_{uC5}, N_{uB4}) \Rightarrow N_u = N_{uB4} = 2614.467 \text{ KN.}$$

Vérifications :

♣ Vérification du critère de résistance (compression centrée) :

$$\text{On doit vérifier : } \frac{N_s}{a*b} \leq 0.6 * f_{c28}$$

$$\Rightarrow a * b \geq \frac{N_u}{0.6 * f_{c28}}$$

- (a*b) : la section brute du béton.
- N_s : L'effort normal de la dégression des charges.
- f_{c28} : La résistance à la compression à l'âge de 28 jours, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\text{A.N. : } a * b \geq \frac{1903.119 * 10^{-3}}{0.6 * 25} \Rightarrow a * b \geq 0,126875 \text{ m}^2$$

$$\text{On choisit une section } \Rightarrow (a * b) = 45 * 45 = 2025 \text{ cm}^2$$

♣ Justification des poteaux vis-à-vis du flambement :

(BAEL 91 article B.8.4.1)

L'effort normal ultime N_u agissant d'un poteau doit être au plus égal à la valeur

$$\text{suivante : } N_{admissible} = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A * f_e}{\gamma_s} \right]$$

- B_r : Section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle (1 cm) d'épaisseur sur toute sa périphérique.

$$B_r = (a - 2) * (b - 2)$$

- A : Section d'acier comprimé.
- $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$.
- α : coefficient fonction de l'élanement mécanique " λ " qui prend les valeurs :

$$\checkmark \alpha = \frac{0,85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}, \text{ pour } \lambda \leq 50.$$

$$\checkmark \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2, \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

Note : Selon (BAEL 91 article B.8.4) la vérification à faire sera pour le poteau le plus élancé (poteau RDC), et avec majoration de l'effort normal N_u .

- ✓ λ : Elancement mécanique, prend la valeur $\lambda = \frac{l_f}{i}$.
- ✓ l_f : Longueur du flambement, égale à l_0 pour les poteaux de bâtiment supposés articulés à leurs extrémités (BAEL 91 article B.8.3.2).
- ✓ l_0 : Hauteur du poteau le plus élancé, prise entre deux faces supérieures de deux planchers successives. (Hauteur libre du poteau) $l_0 = 3.74 \text{ m}$.
- ✓ i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$, pour une section rectangulaire.
- ✓ b : Plus petit côté du poteau.

A.N:

- ❖ $\lambda = \frac{3.74}{0.45/\sqrt{12}} \Rightarrow \lambda = 28.8.$
 - ❖ $\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{28.8}{35}\right)^2}, \alpha = 0.88.$
 - ❖ $B_r = (45 - 2) * (45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2.$
 - ❖ L'ouvrage est en zone II_a (RPA 99 version 2003 article 7.4.2.1).
- $$A_{max} = \begin{cases} 4\%B, \text{ zone courante.} \\ 6\%B, \text{ zone de recouvrement.} \end{cases}$$
- $$\Rightarrow A_{max} = 4\%B = 4\% (45 * 45) = 81 \text{ cm}^2$$
- ❖ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}, N_u = 2614.467 \text{ KN}, \text{ Acier FeE400}, f_e = 400 \text{ MPa}.$
 - ❖ L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%, car le poteau appartient à plus de deux travées (CBA 93 article B.8.1.1).

$$N'_u = 1.1(2614.467)$$



$$N'_u = 2875.914 \text{ KN}$$

$$N_{admissible} = 0.88 \left[\frac{0.1849 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{0.0081 * 400}{1.15} \right] = 5492.49 \text{ KN}$$



$$N_{admissible} = 5492.49 \text{ KN} \geq N'_u = 2875.914 \text{ KN}$$

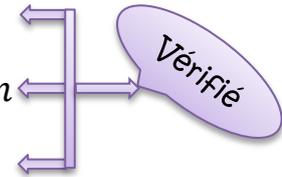
Vérifiée

♣ **Vérification des conditions de coffrage :**

Selon le RPA 99 version 2003 article 7.4.1, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :



- $\text{Min}(a,b) = \text{min}(45, 45) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(a,b) = \text{min}(45,45) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{394}{20} = 19,7 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$



♣ **Vérification de l'effort normal réduit : (RPA 99 version 2003 article 7.4.)**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues aux séismes, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow B_c \geq \frac{N_d}{0,30 * f_{c28}}$$

- B_c : Section du poteau.
- N_d : Effort normal de calcul (majoré).

AN : $B_c \geq \frac{2875.914 * 10^{-3}}{0,30 * 25} = 0.383455 \text{ m}^2 \Rightarrow B_c \geq 3834.55 \text{ cm}^2$

✓ On choisit une section

$(a * b) = (65 * 65) = 4225 \text{ cm}^2$

On présentera les différentes dimensions des poteaux dans le tableau suivant :

<i>Tableau II.12: sections des poteaux des différents niveaux</i>	
<i>Niveaux</i>	<i>Sections des poteaux (a*b)</i>
<i>Sous-sol, Entre sol et RDC</i>	<i>(65*65)</i>
<i>1 et 2</i>	<i>(60*60)</i>
<i>3 et 4</i>	<i>(55*55)</i>
<i>5 et 6</i>	<i>(50*50)</i>
<i>7 et 8</i>	<i>(45*45)</i>
<i>9 et 10</i>	<i>(40*40)</i>

➤ **Conclusion :**

- ✓ Les planchers corps creux sont des planchers [16+4].
- ✓ Epaisseur des planchers dalle pleine (RDC, Entre sol et balcons) est 12cm.
- ✓ Section transversale des poutres secondaires (35 x 40).
- ✓ Section transversale des poutres principales (35 x 40).
- ✓ Epaisseur des voiles $\begin{cases} 20 \text{ cm, Sous sol, entre sol et RDC.} \\ 15 \text{ cm, Service + habitation.} \end{cases}$
- ✓ Epaisseur des escaliers (e = 15 cm).

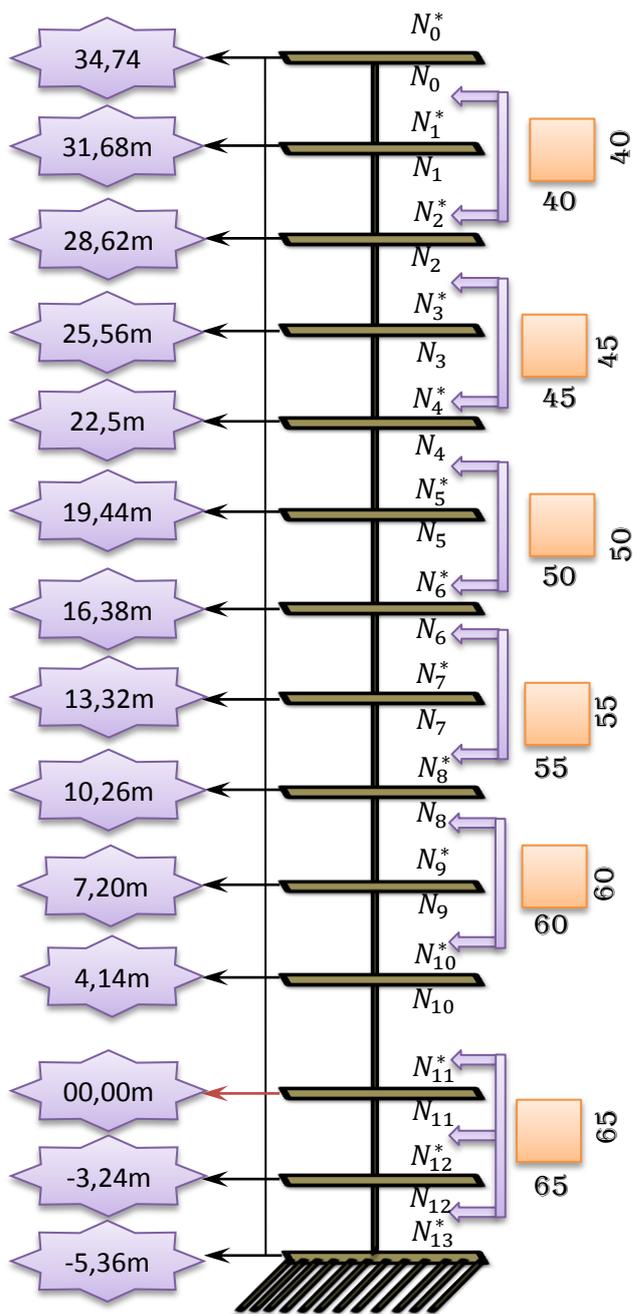


Figure II.6 : Section des poteaux des différents niveaux

Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- L'ascenseur.

Les planchers sont des aires planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, et ils doivent supporter les charges qui lui sont appliquées (le poids propre + la charge d'exploitation), dans notre bâtiment les planchers à rencontrer sont :

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

III .1 planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courant (à faible surcharge d'exploitation $\leq 5 \text{ KN/m}^2$), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

III.1.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

III.1.1.1. Critère de la disposition des poutrelles :

- Petite portée (afin de diminuer la flèche).
- Continuité (maximum d'appuis).

D'après les plans des étages d'habitation et d'étage de service, on opte pour les dispositions suivantes :

❖ Etage de service :

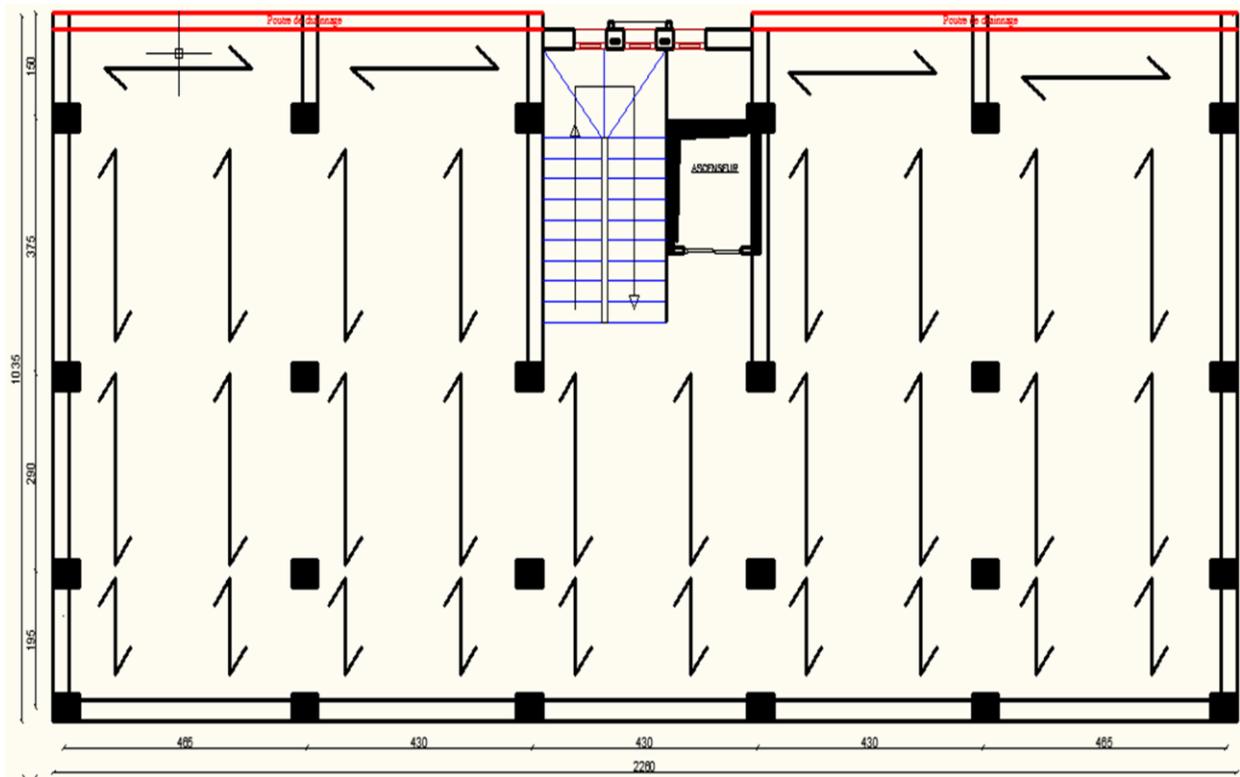


Figure III.1 : Disposition des poutrelles (étage de service)

❖ Etages d'habitation :

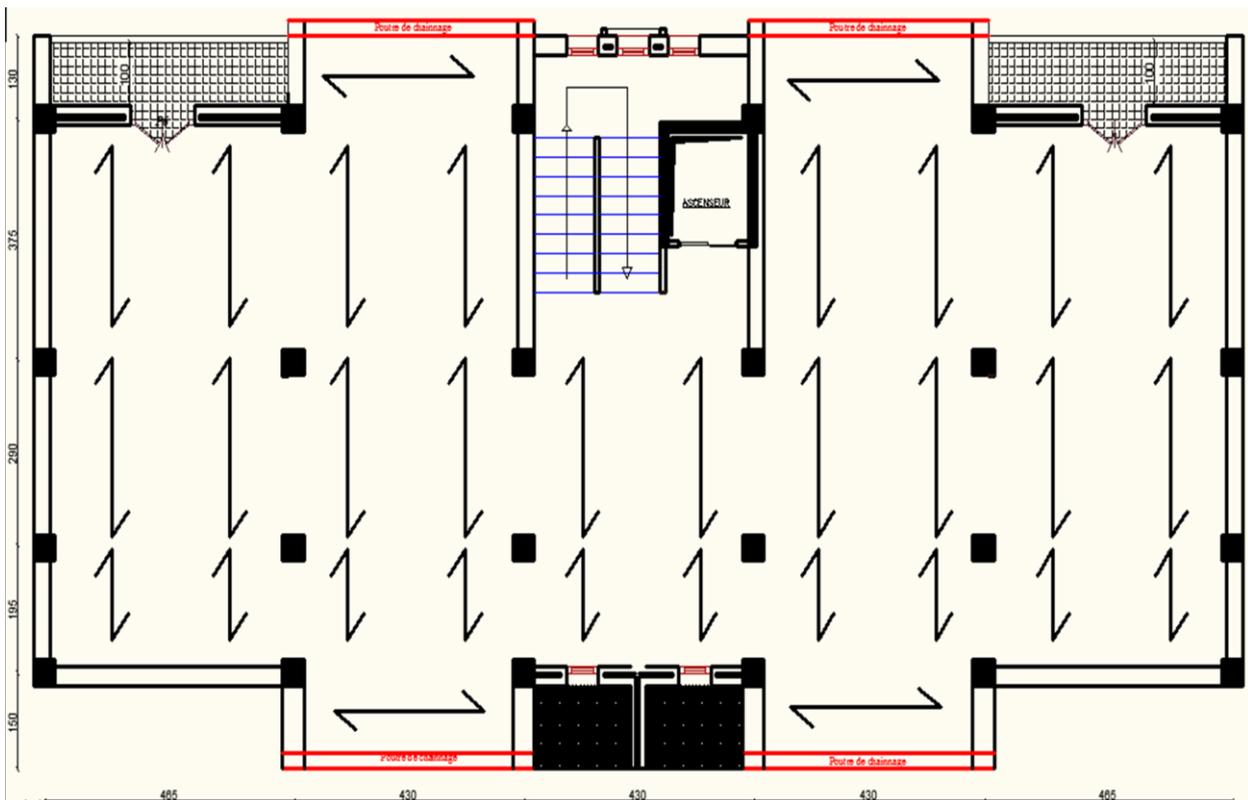


Figure III.2 : Disposition des poutrelles (étages d'habitation)

III.1.1.2. Les différents types de poutrelles :

Tableau III.1 : Différents types de poutrelles

ETAGES	TYPES	Schéma statique
SERVICE	1	
	2	
	3	
Habitation	1	
	2	
	3	

III.1.1.3. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Tableau III.2 : Chargement sur les poutrelles

NATURE	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			1.35 G+1.5Q		G+Q	
			P _u (KN/m ²)	q _u (KN /m)	P _s (KN /m ²)	q _s (KN /m)
				0.65*P _U		0.65 P _S
Terrasse inaccessible	5.75	1	7.521	4.88	5.46	3.549
habitation	5.23	1.5	9.31	6.051	6.73	3.374
service	5.23	2.5	10.81	7.026	7.73	5.024

III.1.1.4. Calcul des sollicitations :

• **Exemple illustratif :**

Pour le calcul on exposera deux exemples pour illustrer les deux méthodes [méthode forfaitaire et celle de Caquot] -(le type (1) du plancher courant et le type(3) d'étage service)-, et les autres types seront résumés dans des tableaux.

❖ **Type (4) : étage à usage d'habitation :**

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaires (BA.E.L91 artB6.2.21).**

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$)
- $Q=1.5\text{KN/m}^2 \leq \min (10.46, 5\text{KN/m}^2)$condition vérifiée.
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
 $1.95/2.9=0.672 < 0.8$condition non vérifiée.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... condition vérifiée.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée.

NOTE : Après la vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire sur les différents types de poutrelles, on remarque que tous les types seront calculés par la méthode de Caquot minorée sauf le type(3) d'étage de service.

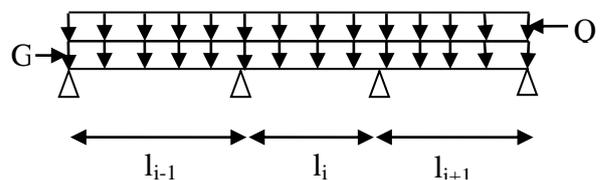
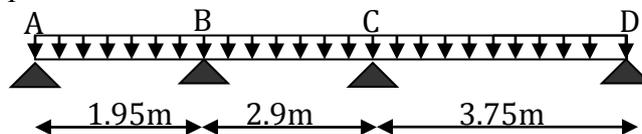


Figure III.3 : Schéma statique d'une Poutre

✓ **Méthode de Caquot minorée :**

Cette méthode s'applique lorsqu'une des trois dernières conditions de la méthode de forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode se base sur la méthode des trois moments.



NOTE : on minore « G » par un coefficient de « 2/3 » uniquement pour le calcul des moments aux appuis, tandis que pour le calcul les moments en travées, on revient à l'intégralité de « G »

$$\Rightarrow \boxed{G' = 2/3 * G} \quad \begin{cases} G' = \frac{2}{3} * (5.23) = 3.48 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- $P'_u = 1.35G' + 1.5Q = 6.948 \text{ KN/m}^2$
 - $P'_s = G' + Q = 4.98 \text{ KN/m}^2$
 - $q'_u = P'_u * 0.65 = 4.51 \text{ KN/m}$
 - $q'_s = P'_s * 0.65 = 3.23 \text{ KN/m}$
- P' (charge sur le plancher)
 avec (0.65 entre axe entre les poutrelles)
 q' (charge sur les poutrelles)

• **Moments aux appuis :**

✓ **Appuis de rives :**

$M_A=M_D=0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif $M = - 0.15 M_0$, tel que

$$M_0^U = \frac{4.51 \cdot 3.75^2}{8} = 7.92 \text{ KN.m} \qquad M_0 = \frac{q' L^2}{8}, \quad L = \max(l_{AB}, l_{CD}) = 3.75 \text{ m}$$

$$M_0^S = \frac{3.23 \cdot 3.75^2}{8} = 5.67 \text{ KN.m}$$

ELU: $M_A^U = M_D^U = -1.188 \text{ KN.m}$

ELS: $M_A^S = M_D^S = -0.85 \text{ KN.m}$

✓ **Appuis intermédiaires:**

Chargement réparti



$$M_i = -q' \left(\frac{l_g^3 + l_d^3}{8.5(l_g + l_d)} \right) \quad \text{tq : } (q'_g = q'_d = q')$$

$$l' = \begin{cases} l, & \text{si la travée est de rive} \\ 0.8l, & \text{si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

- ✓ l : longueur de la travée.
- ✓ l'_g : Longueur fictive de la travée à gauche de l'appui.
- ✓ l'_d : Longueur fictive de la travée à droite de l'appui.

Appui (B): $l'_g = l_{AB} = 1.95 \text{ m}, l'_d = 0.8l_{BC} = 2.32 \text{ m}$

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_B^U = -4.51 * \left(\frac{1.95^3 + 2.32^3}{8.5(1.95 + 2.32)} \right) = -2.47 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_B^S = -3.23 * \left(\frac{1.95^3 + 2.32^3}{8.5(1.95 + 2.32)} \right) = -1.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appui (C): $l'_g = 0.8l_{BC} = 2.32 \text{ m}, l'_d = l_{CD} = 3.75 \text{ m}$

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_C^U = -4.51 * \left(\frac{2.32^3 + 3.75^3}{8.5(2.32 + 3.75)} \right) = -5.7 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_C^S = -3.23 * \left(\frac{2.32^3 + 3.75^3}{8.5(2.32 + 3.75)} \right) = -4.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moments en travées:**

$$M_t = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L} \right) + M_d \left(\frac{x}{L} \right)$$

Chargement réparti M_0 : moment max dans la poutre supposée isostatique

$$M_0(x) = \frac{qx}{2} (l - x), \quad X = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_g - M_d}{q \cdot l} \right)$$

- ✓ l : longueur de la travée considéré.

- ✓ M_g : Moment de l'appui qui est à gauche de la travée considéré.
- ✓ M_d : Moment de l'appui qui est à droite de la travée considéré.

Travée (AB) : L= 1.95m $X = \frac{1.95}{2} - \left(\frac{0 - (-2.47)}{6.051 * 1.95} \right) = 0.765m$

ELU $M_0(x) = \frac{6.051 * 0.765}{2} (1.95 - 0.765) = 2.74KN.m$

$M_{AB}^U = 2.74 + 0 + (-2.47) * \left(\frac{0.765}{1.95} \right) = 1.77KN.m$

ELS $M_0(x) = \frac{3.374 * 0.765}{2} (1.95 - 0.765) = 1.53KN.m$

$M_{AB}^S = 1.53 + 0 + (-1.77) * \left(\frac{0.765}{1.95} \right) = 0.84KN.m$

Travée (BC) : L= 2.90m $X = \frac{2.9}{2} - \left(\frac{(-2.47) - (-5.7)}{6.051 * 2.9} \right) = 1.266m$

ELU $M_0(x) = \frac{6.051 * 1.266}{2} (2.9 - 1.266) = 6.258KN.m$

$M_{BC}^U = 6.258 + (-2.47) * \left(1 - \frac{1.266}{2.9} \right) + (-5.7) * \left(\frac{1.266}{2.9} \right) = 2.377KN.m$

ELS $M_0(x) = \frac{3.374 * 1.266}{2} (2.9 - 1.266) = 3.49KN.m$

$M_{BC}^U = 3.49 + (-1.77) * \left(1 - \frac{1.266}{2.9} \right) + (-4.08) * \left(\frac{1.266}{2.9} \right) = 0.71KN.m$

Travée (CD) : L=3.75m $X = \frac{3.75}{2} - \left(\frac{(-5.7) - (0)}{6.051 * 3.75} \right) = 2.126m$

ELU $M_0(x) = \frac{6.051 * 2.126}{2} (3.75 - 2.126) = 10.44KN.m$

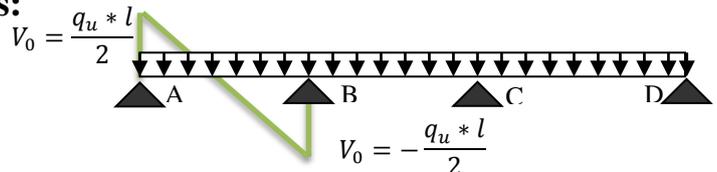
$M_{CD}^U = 10.44 + (-5.7) * \left(1 - \frac{2.126}{3.75} \right) = 7.97KN.m$

ELS $M_0(x) = \frac{3.374 * 2.126}{2} (3.75 - 2.126) = 5.82KN.m$

$M_{CD}^S = 5.82 + (-4.08) * \left(1 - \frac{2.126}{3.75} \right) = 4.053KN.m$

✓ **Calcul des efforts tranchants:**

$V = V_0 - \left(\frac{M_g - M_d}{L} \right)$



Travée(AB) : **L=1.95m**

$V_A = \frac{6.051 * 1.95}{2} - \left(\frac{0 - (-2.47)}{1.95} \right) = 4.633 KN$

$V_B = - \frac{6.051 * 1.95}{2} - \left(\frac{0 - (-2.47)}{1.95} \right) = -7.166 KN$

Travée(BC) : **L=2.9m**

$$V_B = \frac{6.051 \cdot 2.9}{2} - \left(\frac{(-2.47) - (-5.7)}{2.9} \right) = 7.66 \text{ KN}$$

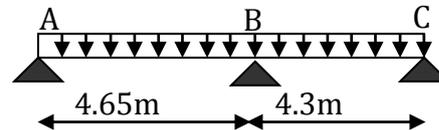
$$V_C = -\frac{6.051 \cdot 2.9}{2} - \left(\frac{(-2.47) - (-5.7)}{2.9} \right) = -9.88 \text{ KN}$$

Travée(CD) : **L=3.75m**

$$V_C = \frac{6.051 \cdot 3.75}{2} - \left(\frac{(-5.7) - (0)}{3.75} \right) = 12.86 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.051 \cdot 3.75}{2} - \left(\frac{(-5.7) - (0)}{3.75} \right) = -9.82 \text{ KN}$$

❖ **Type(3) : étage de service :**



➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaires (BA.E.L91 artB6.2.21).**

1. plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
2. $Q=2.5\text{KN/m}^2 \leq \min(10.46, 5\text{KN/m}^2)$condition vérifiée.
3. le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
 $0.8 < 4.65/4.3 = 1.08 < 1.25$condition vérifiée.
4. le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... condition vérifiée.
5. fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée.

✓ $P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.81 \text{ KN/m}^2$.

✓ $P_s = G + Q = 7.73 \text{ KN/m}^2$.

✓ $q_u = p_u \cdot 0.65 = 7.026 \text{ KN/m}$.

✓ $q_s = p_s \cdot 0.65 = 5.024 \text{ KN/m}$.

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.32 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.096 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.296 \end{cases}$$

▪ **Moments aux appuis :**

✓ **Appuis de rives :**

$M_A = M_C = 0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif. $M = -0.15M_0$ $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

$$\begin{cases} M_0^U = \frac{7.026 \cdot 4.65^2}{8} = 18.989 \text{ KN} \\ M_0^S = \frac{5.024 \cdot 4.65^2}{8} = 13.578 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELU: $M_A^U = M_C^U = -2.848 \text{ KN.m}$

ELS: $M_A^S = M_C^S = -2.036 \text{ KN.m}$

✓ **Appuis intermédiaires:**

ELU: $M_B^U = -0.6M_0^U = -11.393 \text{ KN.m}$

ELS: $M_B^S = -0.6 M_0^S = -8.146 \text{ KN.m}$

▪ **Moments en travées:**

Chaque travées est calculer indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

1) $M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \geq [\max(1 + 0.3\alpha, 1.05)] M_0$

M_g : Moment de l'appui gauche de la travée

M_d : Moment de l'appui droit de la travée

M_0 : Moment isostatique de la travée

$$2) \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq + \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \dots \dots \dots \text{(travée de rive)} \\ M_t \geq + \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \dots \dots \dots \text{(travée intermédiaire)} \end{array} \right.$$

Travée(AB) : **L=4.65m**

ELU $M_0^U = \frac{7.026 * 4.65^2}{8} = 18.989 \text{ KN.m}$

ELS $M_0^S = \frac{5.024 * 4.65^2}{8} = 13.578 \text{ KN.m}$

① $M_{AB} \geq 1.096 M_0 - \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right)$

ELU $M_{AB}^U \geq 1.096 (18.989) - \left(\frac{0 + 11.393}{2}\right) \Rightarrow M_{AB}^U \geq 15.11 \text{ KN.m}$

ELS $M_{AB}^S \geq 1.096 (13.578) - \left(\frac{0 + 8.146}{2}\right) \Rightarrow M_{AB}^S \geq 10.80 \text{ KN.m}$

② [AB] travée de rive

ELU $M_{AB}^U \geq \left(\frac{1.296}{2}\right) * 18.989 \Rightarrow M_{AB}^U \geq 12.30 \text{ KN.m}$

ELS $M_{AB}^S \geq \left(\frac{1.296}{2}\right) * 13.578 \Rightarrow M_{AB}^S \geq 8.79 \text{ KN.m}$

de ① et ②

$M_{AB}^U \geq 15.11 \text{ KN.m}$
 $M_{AB}^S \geq 10.80 \text{ KN.m}$

Travée(BC) : $L=4.3m$

$$\text{ELU} \quad M_0^U = \frac{7.026 \cdot 4.3^2}{8} = 16.23 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \quad M_0^S = \frac{5.024 \cdot 4.3^2}{8} = 11.60 \text{ KN.m}$$

$$\textcircled{1} \quad M_{BC} \geq 1.096 M_0 - \left(\frac{M_g + M_d}{2} \right)$$

$$\text{ELU} \quad M_{BC}^U \geq 1.096 (16.23) - \left(\frac{0 + 11.393}{2} \right) \Rightarrow M_{BC}^U \geq 12.09 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \quad M_{BC}^S \geq 1.096 (11.60) - \left(\frac{8.146 + 0}{2} \right) \Rightarrow M_{BC}^S \geq 8.64 \text{ KN.m}$$

2 [BC] travée de rive

$$\text{ELU} \quad M_{BC}^U \geq \left(\frac{1.296}{2} \right) * 16.23 \Rightarrow M_{BC}^U \geq 10.517 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \quad M_{BC}^S \geq \left(\frac{1.296}{2} \right) * 11.60 \Rightarrow M_{BC}^S \geq 7.516 \text{ KN.m}$$

de **1** et **2**

$$\begin{aligned} M_{BC}^U &\geq 12.09 \text{ KN.m} \\ M_{BC}^S &\geq 8.64 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

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

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées ce qui veut dire que l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort isostatique, pour tenir compte des moments de continuité, on le majore de :

- ✓ 15% si la poutre à deux travées.
- ✓ 10% si la poutre à plus de deux travées.

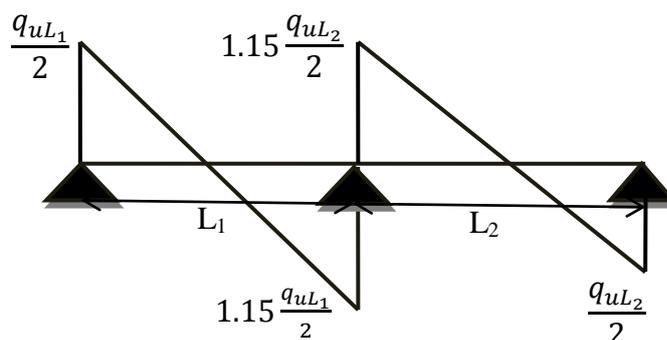


Figure III.4: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

$$\text{Travée (AB)} \begin{cases} V_A = 16.33 \text{ KN} \\ V_B = -18.78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (BC)} \begin{cases} V_B = 17.37 \text{ KN} \\ V_C = -15.11 \text{ KN} \end{cases}$$

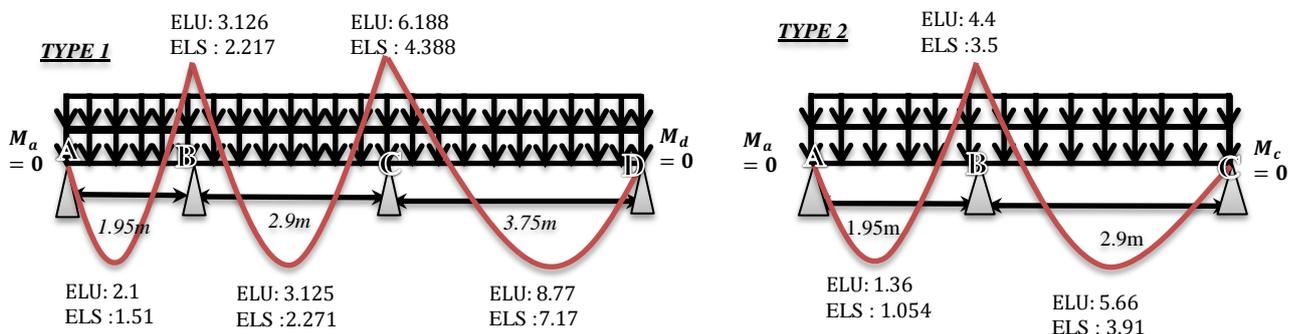
III.1.1.5. Tableau récapitulatifs des sollicitations dans les différents types des poutrelles :

➤ **Plancher étage de service**

Tableau III.3 : Sollicitations des poutrelles du plancher étage de service

Types de poutrelles	Etats limites				
	ELU			ELS	
	M_{appui} KN. M	$M_{travée}$ KN. M	V KN	M_{appui} KN. M	$M_{travée}$ KN. M
Type 1	$M_a = M_d = -1.503$	$M_{ab} = 2.1$	Travée (ab) $V_a = 5.544$ $V_b = -8.75$	$M_a = M_d = -1.066$	$M_{ab} = 1.51$
	$M_b = -3.126$	$M_{bc} = 3.125$	Travée (bc) $V_b = 9.572$ $V_c = -11.684$	$M_b = -2.217$	$M_{bc} = 2.271$
	$M_c = -6.188$	$M_{cd} = 8.77$	Travée (cd) $V_c = 15.394$ $V_d = -12.1$	$M_c = -4.388$	$M_{cd} = 7.17$
	$M_{appui}^{max} = 6.188$	$M_{travée}^{max} = 8.77$	$V^{max} = 15.394$	$M_{appui}^{max} = 4.388$	$M_{travée}^{max} = 7.17$
Type 2	$M_a = M_c = -0.406$	$M_{ab} = 1.36$	Travée (ab) $V_a = 4.9$ $V_b = -9.403$	$M_a = M_c = -0.288$	$M_{ab} = 1.054$
	$M_b = -4.4$	$M_{bc} = 5.66$	Travée (bc) $V_b = 12.145$ $V_c = -9.111$	$M_b = -3.5$	$M_{bc} = 3.91$
	$M_{appui}^{max} = 4.4$	$M_{travée}^{max} = 5.66$	$V^{max} = 12.145$	$M_{appui}^{max} = 3.5$	$M_{travée}^{max} = 3.91$
Type 3	$M_a = M_c = -2.848$	$M_{ab} = 15.11$	Travée (ab) $V_a = 16.33$ $V_b = -18.78$	$M_a = M_c = -2.036$	$M_{ab} = 10.80$
	$M_b = -11.393$	$M_{bc} = 12.09$	Travée (bc) $V_b = 17.37$ $V_c = -15.11$	$M_b = -8.146$	$M_{bc} = 8.64$
	$M_{appui}^{max} = 11.393$	$M_{travée}^{max} = 15.11$	$V^{max} = 18.78$	$M_{appui}^{max} = 8.146$	$M_{travée}^{max} = 10.80$

Diagramme des moments à l'ELU et à l'ELS(KN.m) :



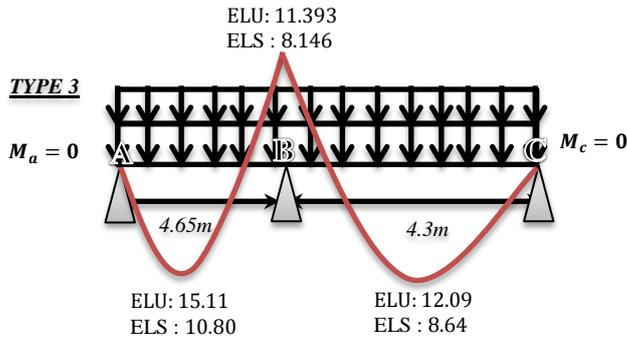
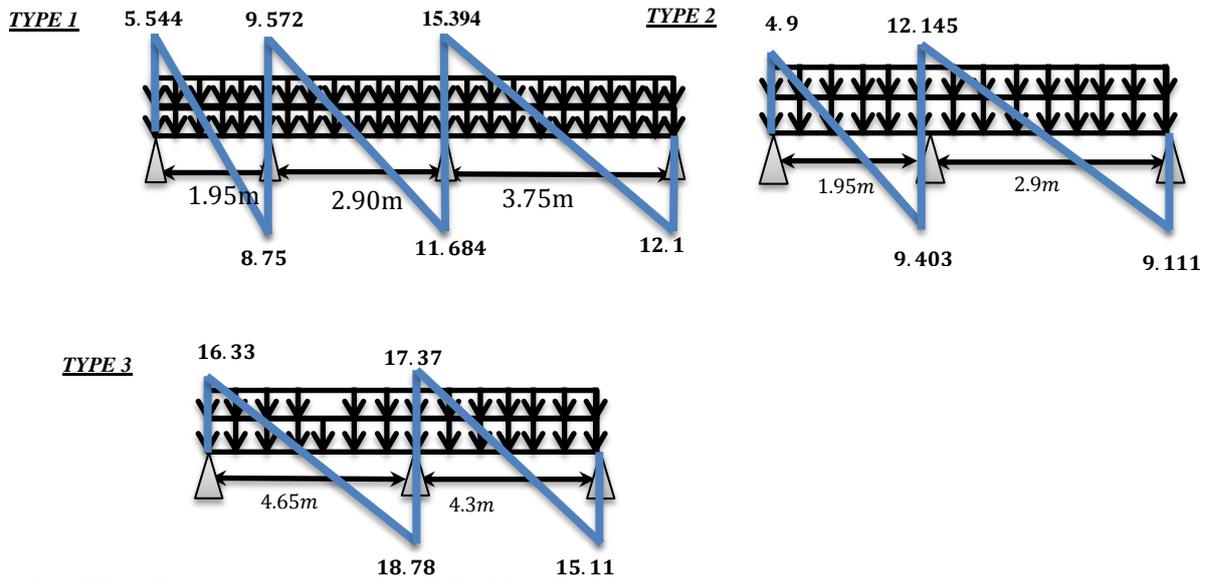


Diagramme des efforts tranchant (KN) :



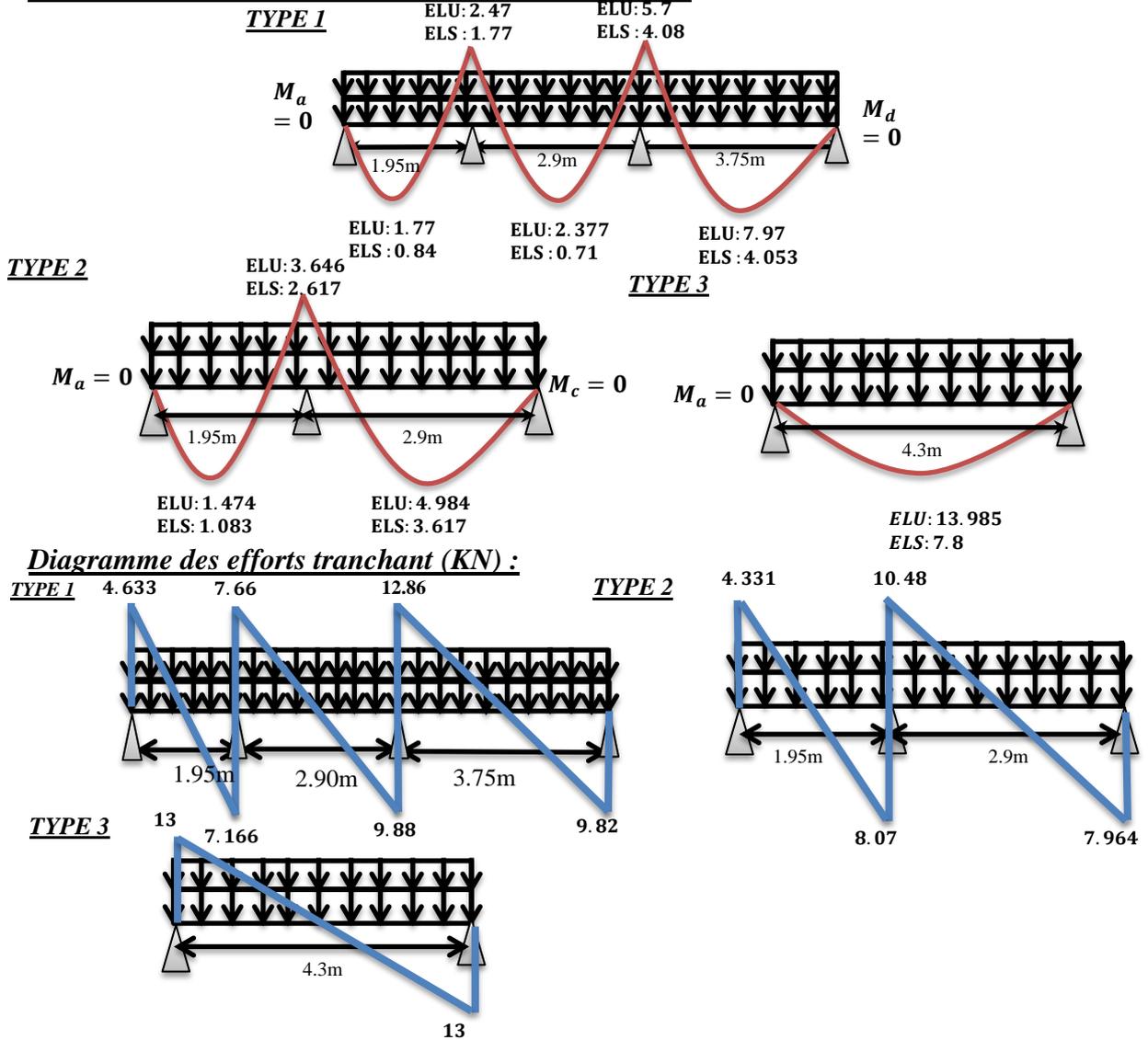
➤ **Plancher étage courant (d'habitation)**

Tableau III.4 : Sollicitations des poutrelles du plancher d'étage courant

Types de poutrelles	Etats limites				
	ELU			ELS	
	M_{appui} KN. M	$M_{travée}$ KN. M	V KN	M_{appui} KN. M	$M_{travée}$ KN. M
Type 1	$M_a = M_d = -1.188$	$M_{ab} = 1.77$	Travée (ab) $V_a = 4.633$ $V_b = -7.166$	$M_a = M_d = -0.85$	$M_{ab} = 0.84$
	$M_b = -2.47$	$M_{bc} = 2.377$	Travée (bc) $V_b = 7.66$ $V_c = -9.88$	$M_b = -1.77$	$M_{bc} = 0.71$
	$M_c = -5.7$	$M_{cd} = 7.97$	Travée (cd) $V_c = 12.86$ $V_d = -9.82$	$M_c = -4.08$	$M_{cd} = 4.053$
	$M_{appui}^{max} = 5.7$	$M_{travée}^{max} = 7.97$	$V^{max} = 12.86$	$M_{appui}^{max} = 4.08$	$M_{travée}^{max} = 4.053$
Type 2	$M_a = M_c = -0.745$	$M_{ab} = 1.474$	Travée (ab) $V_a = 4.331$ $V_b = -8.07$	$M_a = M_c = -0.535$	$M_{ab} = 1.083$
	$M_b = -3.646$	$M_{bc} = 4.984$	Travée (bc) $V_b = 10.48$ $V_c = -7.96$	$M_b = -2.617$	$M_{bc} = 3.617$
	$M_{appui}^{max} = 3.464$	$M_{travée}^{max} = 4.984$	$V^{max} = 10.48$	$M_{appui}^{max} = 2.617$	$M_{travée}^{max} = 3.617$

Type 3	$M_a = M_b = -2.01$	$M_{ab} = 13.985$	Travée (ab)	$V_a = 13$ $V_b = -13$	$M_a = M_b = -1.17$	$M_{ab} = 7.8$
--------	---------------------	-------------------	-------------	---------------------------	---------------------	----------------

Diagramme des moments à l'ELU et à l'ELS (KN.m) :



III.1.1.6.Ferraillage des poutrelles :

Tableau III.5 : Sollicitations maximales pour le calcul du ferraillage (plancher de service)

Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	15.11	10.8
Moments aux appuis de rives (KN.m)	-2.848	-2.036
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-11.393	-8.146
Effort tranchant (KN)	18.78	

Les poutrelles se calculent comme une section en « T » en flexion simple.. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{min}}{10} \right).$$

- ✓ $b_0 = 10 \text{ cm}$.
- ✓ h_t : hauteur total de la dalle = 20 cm.
- ✓ h_0 : hauteur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- ✓ h_{cc} : hauteur du corps creux = 16 cm.
- ✓ l : entre axe des poutrelles = 65 cm.
- ✓ $L_x = l - b_0 = 0.65 - 0.1 = 0.55 \text{ m}$.
- ✓ L_y^{min} = la longueur de la travée min entre les différents types de poutrelles
 $(0.175 + 0.175) \Rightarrow L_y^{min} = 1.95 - (0.175 + 0.175) = 1.6 \text{ m}$. (car PP (35*40)).

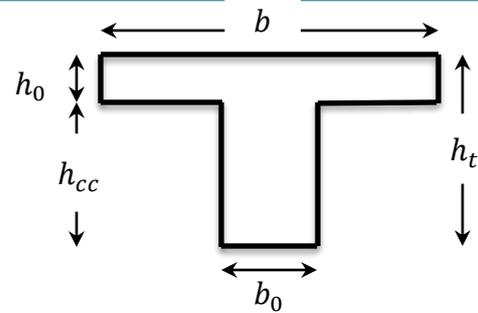
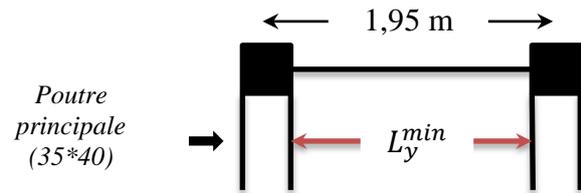
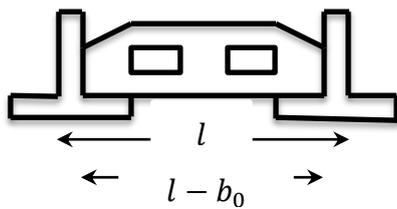
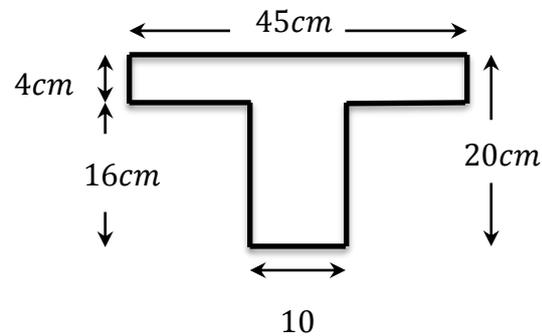


Figure III.5 : Schéma d'une poutrelle



A.N: $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{160}{10}\right) \Rightarrow b \geq 42 \text{ cm}$

Alors, $b = 45 \text{ cm}$.



♣ **Ferraillage des travées:**

$$M_{Tu} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

- ✓ $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$, θ : influence négative de la durée d'application de la charge (durée > 24h $\Rightarrow \theta = 1$).
- ✓ M_u : Moment sollicitant de calcul = 15.71 KN.m
- ✓ $d = 0.9 \cdot h_t = 18 \text{ cm}$.

$$M_{Tu} = 14.2 \cdot 0.45 \cdot 0.04 \cdot \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 40.896 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_u = 15.11 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 40.896 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow { la table de compression n'est pas entièrement comprimée.
 { l'axe neutre passe par la table de compression.

Donc, calcul d'une section rectangulaire ($b \cdot h_t$)

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{15.11 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot 0.45 \cdot 0.18^2} = 0.073 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$.
 - $\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l \cdot (1 - 0.4\alpha_l)$, $\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}$, $\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$.
- Acier FeE400 $\Rightarrow \varepsilon_l = 1.74 \cdot 10^{-3}$, $\alpha_l = 0.668$, $\mu_l = 0.3916$.

$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.073 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$, pas d'armature comprimée

Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.

La section d'armature en travée est définie par $A_T = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}}$

✓ $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$.

✓ $z = d(1 - 0.4\alpha)$.

✓ $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.073)}}{0.8} = 0.0948 \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \cdot 0.0948)$

$\Leftrightarrow z = 0.173 \text{ m}$

A.N.: $A_T = \frac{15.11 \cdot 10^{-3}}{0.173 \cdot 348} = 2.51 \cdot 10^{-4} \text{ m} \Rightarrow A_T = 2.51 \text{ cm}^2$

Choix: on choisit $2HA 12 + 1HA 10 \Rightarrow A_T = 3.05 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité** $A_T \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$.

✓ $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$.

$A_T = 3.05 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.23 \cdot 0.45 \cdot 0.18 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.978 \text{ cm}^2$



♣ **Ferraillage des appuis intermédiaires :**

Tableau III.6: calcul des sections de Ferraillage des appuis intermédiaires	
Calculs	Conclusions
$M_u = -11.393 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> • $M_u < 0$ \Rightarrow Calcul d'une section ($b_0 \cdot h_t$)
$\mu_{bu} = 0.055 > 0.186$ (pivot B), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> • $A' = 0$, pas d'armature comprimé. • Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.055 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.07$	<ul style="list-style-type: none"> • $A_{inter} = 1.87 \text{ cm}^2$. • Choix : on choisit 2 HA 12
$Z = 0.175 \text{ m}$	$A_{inter} = 2.26 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$	$A_{inter} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2$

♣ Ferrailage des appuis de rive :

Tableau III.7: calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive	
Calculs	Conclusions
$M_u = -2.848 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> $M_u < 0$ \Rightarrow Calcul d'une section ($b_0 * h_t$)
$\mu_{bu} = 0.014 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.014 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.0176$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{rive} = 0.48 \text{ cm}^2$. Choix : on choisit 1 HA 10 <div style="border: 2px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> $A_{rive} = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min}$ </div>
$z = 0.179 \text{ m}$	

III.1.1.6. Vérifications :

❖ Vérification des contraintes :

FPN $\Rightarrow \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$

✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

✓ $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$ (contrainte admissible de l'acier).

✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.

✓ y : position de l'axe neutre.

✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15 A + (b - b_0)h_0] y - 15 A d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0, \text{ on aura "y".}$$

• En travée :

✓ Position de l'axe neutre : $H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.45 \cdot 0.04^2}{2} - 15 * 3.05 * 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -2.805 * 10^{-4} \text{ m}$

✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

Tableau III.8 : Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0,052 \text{ m}$	$\sigma_b = 5,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ <div style="border: 1px solid orange; border-radius: 10px; padding: 2px; display: inline-block; color: orange; font-weight: bold;">Vérifiée</div>
$I = 9,59 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5,86 \text{ MPa}$	

• Aux appuis de rive :

✓ Position de l'axe neutre : $H = \frac{b_0 h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.1 \cdot 0.04^2}{2} - 15 * 0.79 * 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -8.59 * 10^{-5} \text{ m}$

✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

Tableau III.9 : Vérification des contraintes aux appuis de rives	
Calculs	Vérifications
$y = 0.03 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 3.083 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.98 \text{ MPa}$	

• Aux appuis intermédiaires :

- ✓ Position de l'axe neutre : $H = \frac{b_0 h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.1 * 0.04^2}{2} - 15 * 2.26 * 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -3.946 * 10^{-4} \text{ m}$
- ✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

Tableau III.10 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0673 \text{ m}$	$\sigma_b = 6.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 8.64 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 6.48 \text{ MPa}$	

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u$$

F.P.N $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \boxed{\bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}}$

A.N:

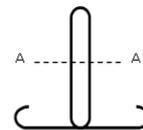
$$\tau_u = \frac{18.78 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 1.043 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$$



Commentaire: pas risque de rupture par cisaillement.

❖ **Vérification de l'espacement « S_t » :**

On fixe A_t = étrier φ₆ $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 \Rightarrow \boxed{A_t = 0,57 \text{ cm}^2}$



$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} S_t \leq \min[0.9 * d, 40 \text{ cm}]. \\ \textcircled{2} S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \\ \textcircled{3} S_t \leq \frac{0.8 * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha) * A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 * f_{tj} * k)} \end{array} \right.$$

$\textcircled{1} \Leftrightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} . \quad \textcircled{2} \Leftrightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} .$

$\textcircled{3} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}. \\ k = 1, \text{ car } \begin{cases} \text{F.P.N} \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{array} \right. \Rightarrow S_t \leq 44.16 \text{ cm}$

$\Rightarrow S_t \leq (S_{t\textcircled{1}}, S_{t\textcircled{2}}, S_{t\textcircled{3}}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} .$ Alors, on prend $\boxed{S_t = 15 \text{ cm}}$.

Commentaire: On utilise $A_t = \text{étrier } \phi_6$ chaque espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ **Vérification des armatures longitudinale « A_l » vis-à-vis des l'effort tranchant :**

- Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u^{max}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 3.05 + 0.79 = 3.84 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 3.84 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} * 18.78 * 10^{-3} = 0.54 \text{ cm}^2$$

- Appuis intermédiaires :

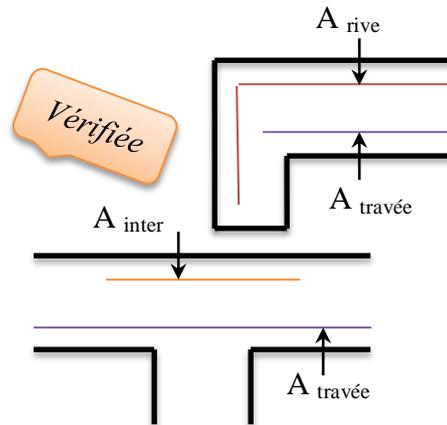
$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left(V_u^{max} + \frac{M_u}{0,9 * d} \right)$$

$$A_l = A_{travée} + A_{inter} = 3.05 + 2.26 = 5.71 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 5.71 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(18.78 * 10^{-3} + \frac{(-11.393 * 10^{-3})}{0.9 * 0,18} \right) = -1.48 * 10^{-4} \text{ cm}^2 < 0$$

⇒ Aucune vérification à fire au niveau de l'appuis intermédiaire, car, l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

Commentaire : Pas risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.



❖ **Vérification de la bielle :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 * V_u}{a * b_0} \end{cases} \Rightarrow V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}$$

$$a = \min[0,9 d, \text{largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}]$$

A.N : $a = \min[16.2 \text{ cm}, 31 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm}.$

$$V_u = 18.78 \text{ KN} \leq 108.135 \text{ KN}$$

Commentaire: La bielle est vérifiée.



♣ **Vérification de la jonction Table – Nervure**

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 * V_u^{max}}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 17.5 \text{ cm}.$$

$$\tau_u^1 = 1.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure.



♣ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h_t \geq \frac{M_{travée}^{max} * l}{15 * M_0} \\ \textcircled{2} A_{travée} \leq \frac{3.6 b_0 d}{f_e} \\ \textcircled{3} l \leq 8 m. \end{array} \right.$$

- ✓ h_t : Hauteur totale du plancher corps creux.
- ✓ $M_{travée}^{max}$: Moment maximale en travée à l'ELS.
- ✓ $A_{travée}$: Section d'armature dans la travée.
- ✓ l : Longueur de la travée maximale, $l = 4.65 m$.
- ✓ M_0 : Moment isostatique, $M_0 = \frac{q_s * l^2}{8} = \frac{5.252 * 4.65^2}{8} = 14.2 KN.m$.
- $\textcircled{1} h_t = 20 cm < \frac{15.11 * 10^{-3} * 4.65}{15 * 13.578 * 10^{-3}} = 34.5 cm$.
- $\textcircled{2} A_{travée} = 3.05 cm^2 > \frac{3.6 * 0.1 * 0.18}{400} = 1.62 cm^2$.
- $\textcircled{3} l = 4.65 m < 8 m$

Condition $\textcircled{1}$ non vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

$$\text{On a : } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 cm + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

- ✓ f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- ✓ f_{ji} la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- ✓ f_{pi} la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$$j = (G_{plancher} + G_{cloisons}) = 2.85 + 0.9 = 3.75 KN/m^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{cloisons} + G_{revêtement}) = 5.23 KN/m^2.$$

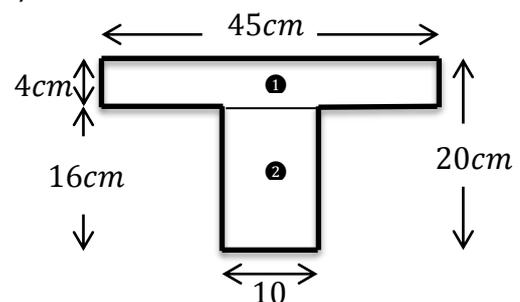
$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 5.23 + 2.5 = 7.73 KN/m^2.$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 0.45 * 3.75 = 1.68 KN/ml.$$

$$q_g = 0.45 * 5.23 = 2.35 KN/ml.$$

$$q_p = 0.45 * 7.73 = 3.47 KN/ml.$$



➤ **Evaluation des moments :**

Tableau III.11 : Calcul des moments correspondants

Moment correspondant à q_j	$0.796 \left(\frac{q_j * l^2}{8} \right)$	$M_j = 3.630 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.796 \left(\frac{q_g * l^2}{8} \right)$	$M_g = 5.055 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.796 \left(\frac{q_p * l^2}{8} \right)$	$M_p = 7.465 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i} \Rightarrow y_G = \frac{(0.16 * 0.1)(0.08) + (0.45 * 0.04)(0.16 + 0.02) + 15 * 3.05 * 10^{-4} * 0.18}{(0.16 * 0.1) + (0.45 * 0.04) + 15 * 3.05 * 10^{-4}}$$

$y_G = 0.138 \text{ m}$.

$I_0 = I_2 + I_1 = 4.235 * 10^{-4} \text{ m}^4$.

$$\left\{ I_2 = \frac{0.1 * 0.16^3}{12} + (0.1 * 0.16)(0.138 - 0.08)^2 = 8.795 * 10^{-5} \text{ m}^4 \right.$$

$$\left\{ I_1 = \frac{0.04 * 0.45^3}{12} + (0.04 * 0.45)((0.2 - 0.138) - 0.02)^2 = 3.355 * 10^{-4} \text{ m}^4 \right.$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Tableau III.12 : calcul des contraintes correspondantes

Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j(d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 16.457 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g(d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 22.917 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p(d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 33.843 \text{ MPa}$
	$y = 0.052 \text{ m}$ Position de l'axe neutre	

➤ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\mu = \max \left\{ 0, 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right] \right\}$$

Tableau III.13 : coefficient μ

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b_0 * d}$	$\rho = 0.017$
coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0.165$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 * b * f_{t28}}{(2b_0 + 3b)\rho}, \text{instantanée} \\ \lambda_v = 2/5 * \lambda_i, \text{différée} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 2.3156 \\ \lambda_v = 0.926 \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des moments d’inerties fictives :**

Tableau III.14 : Calcul des moments d’inerties fictives

I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 4.658 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 4.658 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 4.658 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 3.1 * 10^{-4} m^4$

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} \quad E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_v = \frac{E_i}{3} \quad E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

Tableau III.15 : Vérification de la flèche

f_{gv}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$2.188 * 10^{-3} m$
f_{ji}	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$0.523 * 10^{-3} m$
f_{pi}	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$1.618 * 10^{-3} m$
f_{gi}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$0.729 * 10^{-3} m$
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$2.554 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$9.3 * 10^{-3} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

♣ **Sollicitations maximales dans le plancher à usage d’habitation:**

Tableau III.16 : Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage (plancher d’habitation)

Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	7.97	4.038
Moments aux appuis de rives (KN.m)	-1.188	-0.85
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-5.7	-4.08
Effort tranchant (KN)	12.86	

♣ Ferrailage en travées :

Tableau III.17 : calcul des sections de Ferrailage en travées	
Calculs	Conclusions
$M_u = 7.97 \text{ KN.m}$ $M_{Tu} = 40.896 \text{ KN.m}$	<ul style="list-style-type: none"> $M_u < M_{tu}$ ⇒ Calcul d'une section rectangulaire ($b * h_t$)
$\mu_{bu} = 0.04 > 0.186$ (pivot A), $\epsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\epsilon_l < \epsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.04 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.051$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{travé} = 1.33 \text{ cm}^2$. <u>Choix</u> : on choisit 3HA10 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> $A_t = 2.36 \text{ cm}^2$ </div>
$z = 0.172 \text{ m}$	
<p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.978 \text{ cm}^2$	$A_t = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.978 \text{ cm}^2$ <div style="border: 1px solid orange; border-radius: 15px; padding: 5px; display: inline-block; margin-top: 5px;">Vérifiée</div>

♣ Ferrailage en appuis intermédiaires :

Tableau III.18 : calcul des sections de Ferrailage en appuis intermédiaires	
Calculs	Conclusions
$M_u = - 5.7 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> $M_u < 0$ ⇒ Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 * h_t$)
$\mu_{bu} = 0.027 > 0.186$ (pivot A), $\epsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\epsilon_l < \epsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.027 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.034$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{inter} = 0.925 \text{ cm}^2$. <u>Choix</u> : on choisit 2 HA 10 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> $A_{inter} = 1.57 \text{ cm}^2$ </div>
$z = 0.177 \text{ m}$	
<p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.21735 \text{ cm}^2$	$A_{inter} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.21735 \text{ cm}^2$ <div style="border: 1px solid orange; border-radius: 15px; padding: 5px; display: inline-block; margin-top: 5px;">Vérifiée</div>

♣ Ferrailage en appuis de rive :

Tableau III.19 : calcul des sections de Ferrailage en appuis de rive	
Calculs	Conclusions
$M_u = - 1.188 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> $M_u < 0$ \Rightarrow Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 * h_t$)
$\mu_{bu} = 0,00574 < 0,186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\varepsilon_t < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0,00574 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0.0072$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{rive} = 0,19 \text{ cm}^2$. Choix : on choisit 1 HA 10 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> $A_{rive} = 0.79 \text{ cm}^2$ </div>
$z = 0.179 \text{ m}$	
<p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.21735 \text{ cm}^2$	$A_{rive} = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.21735 \text{ cm}^2$ <div style="border: 1px solid orange; border-radius: 15px; padding: 5px; display: inline-block; color: white;">Vérfiée</div>

➤ Vérifications :

❖ Vérification des contraintes :

• En travée :

- ✓ Position de l'axe neutre : $H = -1.356 \cdot 10^{-4} \text{ m}$.
- ✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

Tableau III.20 : Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0.046 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ <div style="border: 1px solid orange; border-radius: 15px; padding: 5px; display: inline-block; color: white;">Vérfiée</div>
$I = 7.814 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.38 \text{ MPa}$	

• Aux appuis de rive :

- ✓ Position de l'axe neutre : $H = - 8.59 \cdot 10^{-5} \text{ m}$.
- ✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

Tableau III.21 : Vérification des contraintes aux appuis de rives	
Calculs	Vérifications
$y = 0.03 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.827 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ <div style="border: 1px solid orange; border-radius: 15px; padding: 5px; display: inline-block; color: white;">Vérfiée</div>
$I = 3.083 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.827 \text{ MPa}$	

• Aux appuis intermédiaires :

- ✓ Position de l'axe neutre : $H = - 2.497 \cdot 10^{-4} \text{ m}$.

✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

Calculs	Vérifications
$y = 0.039 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 5.382 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.96 \text{ MPa}$	

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u$$

✓ $F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow$
 $\bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$

A.N.:

$$\tau_u = \frac{12.86 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.714 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$$



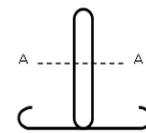
Commentaire: pas risque de rupture par cisaillement.

❖ **Vérification de l'espace « S_t » :**

- On fixe A_t = étrier φ₆ $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} S_t \leq \min[0.9 * d, 40 \text{ cm}]. \\ \textcircled{2} S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \\ \textcircled{3} S_t \leq \frac{0.8 * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha) * A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 * f_{tj} * k)} \end{array} \right.$$

$\textcircled{1} \Leftrightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} . \quad \textcircled{2} \Leftrightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} .$



$$\textcircled{3} \Leftrightarrow \begin{cases} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}. \\ k = 1, \text{ car } \begin{cases} F.P.N \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 217.14 \text{ cm}$$

$\Rightarrow S_t \leq (S_{t\textcircled{1}}, S_{t\textcircled{2}}, S_{t\textcircled{3}}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} .$ Alors, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

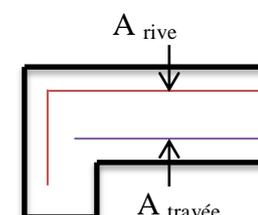
Commentaire: On utilise A_t = étrier φ₆ chaque espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ **Vérification des armatures longitudinale « A_l » vis-à-vis des l'effort tranchant :**

- Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u^{max}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2.$$



$$A_l = 3.15 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} * 12.86 * 10^{-3} = 0.3697 \text{ cm}^2$$

- Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left(V_u^{max} + \frac{M_u}{0.9 * d} \right)$$

$$A_l = A_{travée} + A_{inter} = 2,36 + 1,57 = 3,93 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 3.93 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(12.86 * 10^{-3} + \frac{(-5.96 * 10^{-3})}{0.9 * 0.18} \right) = -0.69 \text{ cm}^2 < 0$$

⇒ Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car, l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

Commentaire : Pas risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

❖ Vérification de la bielle :

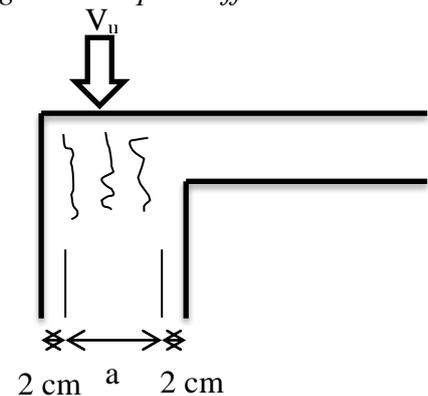
$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 * V_u}{a * b_0} \Rightarrow V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28} \end{cases}$$

$$\checkmark a = \min[0.9 d, \text{largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}]$$

A.N : $a = \min[16.2 \text{ cm}, 31 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm}.$

$$V_u = 12.86 \text{ KN} \leq 108.135 \text{ KN}$$

Commentaire : La bielle est vérifiée.



♣ Vérification de la jonction Table -

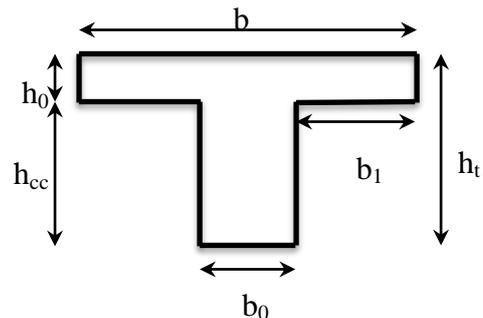
Nervure

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 * V_u^{max}}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.175 \text{ m}.$$

$$\tau_u^1 = 0.771 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement à la jonction Table - Nervure.



♣ Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

$$\begin{cases} \textcircled{1} h_t \geq \frac{M_{travée}^{max} * l}{15 * M_0} \\ \textcircled{2} A_{travée} \leq \frac{3.6 b_0 d}{f_e} \\ \textcircled{3} l \leq 8 \text{ m.} \end{cases}$$

- $\textcircled{1} h_t = 20 \text{ cm} > \frac{4.038 * 10^{-3} * 3.75}{15 * 5.589 * 10^{-3}} = 18.06 \text{ cm}.$

- $\textcircled{2} A_{travée} = 2.36 \text{ cm}^2 < \frac{3.6 * 0.1 * 0.18}{400} = 1.62 \text{ cm}^2.$

- ③ $l = 3.75 \text{ m} < 8 \text{ m}$

La condition ② n'est pas vérifiée. Donc, il faut vérifier la flèche.

$$j = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}}) = 2.85 + 0.9 = 3.75 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}} + G_{\text{revêtement}}) = 5.23 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{\text{Total}} + Q_{\text{Total}} = 5.23 + 1.5 = 6.73 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 0.45 * 3.75 = 1.68 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 0.45 * 5.23 = 2.35 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 0.45 * 6.73 = 3.03 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Evaluation des moments :**

Moment correspondant à q_j	$M_0 = 2.86 \text{ KN.m}$	$M_j = 1.987 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$M_0 = 3.99 \text{ KN.m}$	$M_g = 2.769 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$M_0 = 5.15 \text{ KN.m}$	$M_p = 3.570 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments d'inerties :**

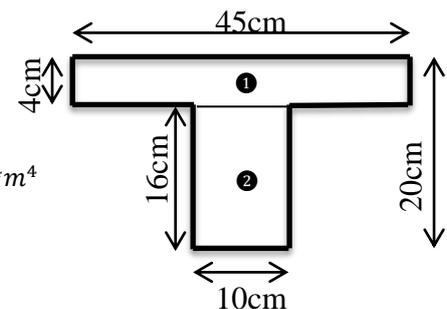
$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i} \Rightarrow y_G = \frac{(0.16 * 0.1)(0.08) + (0.45 * 0.04)(0.16 + 0.02) + 15 * 2.36 * 10^{-4} * 0.18}{(0.16 * 0.1) + (0.45 * 0.04) + 15 * 2.36 * 10^{-4}}$$

$$y_G = 0.137 \text{ m.}$$

$$I_2 = \frac{0.1 * 0.16^3}{12} + (0.1 * 0.16)(0.137 - 0.08)^2 = 8.795 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_1 = \frac{0.04 * 0.45^3}{12} + (0.04 * 0.45)((0.2 - 0.137) - 0.02)^2 = 3.355 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_0 = I_2 + I_1 = 4.235 * 10^{-4} \text{ m}^4.$$



➤ **Calcul des contraintes :**

Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j (d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 9.43 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g (d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 13.142 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p (d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 16.943 \text{ MPa}$
	$y = 0.046 \text{ m}$ Position de l'axe neutre	

➤ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{0}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right] \right.$$

Tableau III.25 : coefficient μ

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b_0 * d}$	$\rho = 0.0131$
coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0$

$$\begin{cases} \lambda_i = 3 \\ \lambda_v = 1.2 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

Tableau III.26 : Calcul des moments d'inerties fictives

I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 4.6585 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 4.6585 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 4.6585 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 4.6585 * 10^{-4} m^4$

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} \quad E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_v = \frac{E_i}{3} \quad E_v = 10721.40 \text{ MPA}$$

Tableau III.27 : Vérification de la flèche

f_{gv}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$7.799 * 10^{-4} m$
f_{ji}	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$1.864 * 10^{-4} m$
f_{pi}	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$3.519 * 10^{-4} m$
f_{gi}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$2.599 * 10^{-4} m$
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$0.6855 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$7.5 * 10^{-3} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

III.1.1.6. Ferrailage de la dalle de compression : CBA93

article(B.6.8.4.2.3)

➤ Barres perpendiculaire(⊥) aux poutrelles :

50 cm ≤ ente axe entre les poutrelles $l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$, donc :

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$$

✓ $l_0 = 65 \text{ cm}$.

✓ $f_e = 235 \text{ MPa}$. Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »).

A.N :

$$A_{\perp} = \frac{4 * 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 20 \text{ cm}$$

➤ Barres parallèle(⊥) aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

A.N :

$$A_{\parallel} = \frac{1,106}{2} = 0,553 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour un treillis soudés $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$.

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm.} \end{cases} \quad \begin{cases} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

III.1.2. Schémas de ferrailage des poutrelles :

plancher	Tableau III.28 : Schémas de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
Etage de service			<p>armature de construction</p>

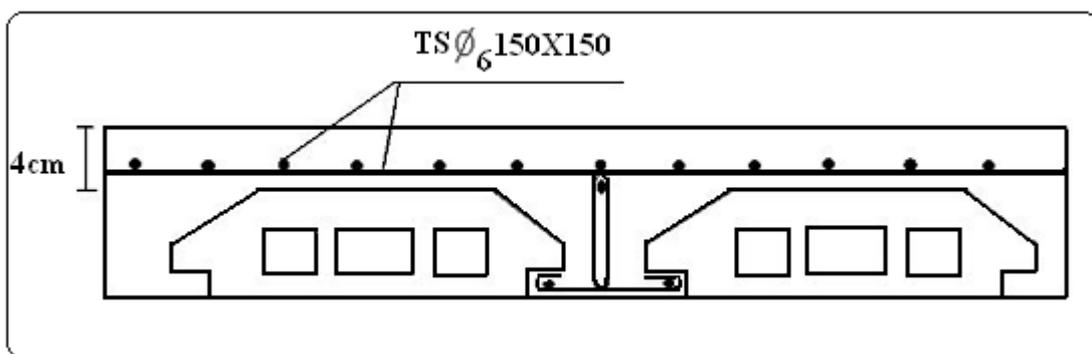
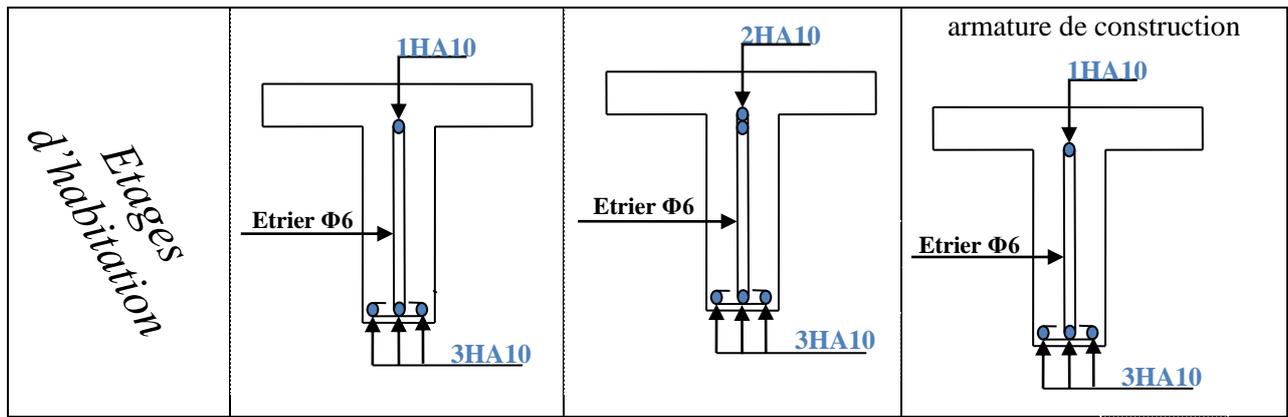


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2. Planchers à dalles pleines :

Pour cette structure, on a deux types de dalles pleines :

- ✓ Type 1 : dalles sur 3 appuis (panneaux D1, D2 et D3).
- ✓ Type 2 : dalles sur 4 appuis (panneau D4 - plancher RDC et Entre sol).

III.2.1. Etude des dalles :

III.2.1.1. Calcul des sollicitations :

III.2.1.1.1. Dalle D1 et D2 :

Dalle su 3 appuis, d'épaisseur 12 cm.

Elle est située au niveau des planchers d'étages (1,2,3,4,5,6,7,8,9 et 10) et celui de la terrasse.

$$G = 4.48 \text{ KN/m}^2, Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

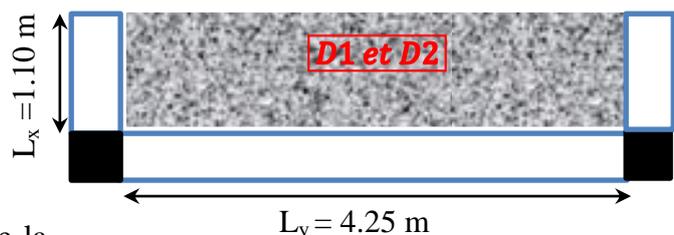


Figure III.7 : Dalle sur 3 appuis (D1 et D2)

Charges sur la dalle :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$.
- ELS : $q_s = G + Q$.
- $L_x = 1.10 \text{ m}$.
- $L_y = 4.25 \text{ m}$.

$q_u = 11.3 \text{ KN/ml}$
$q_s = 7.98 \text{ KN/ml}$

❖ Les moments :

On a: $l_x = 1.10 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 2.125 \text{ m}$. Donc,
$$\begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = \frac{11.3 * 1.1^2 * 4.25}{2} - \frac{2 * 11.3 * 1.1^3}{3} = 19.03 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{11.3 * 1.1^3}{6} = 2.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_0^x = \frac{7.98 * 1.1^2 * 4.25}{2} - \frac{2 * 7.98 * 1.1^3}{3} = 13.44 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{7.98 * 1.1^3}{6} = 1.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ En travée :

$$\text{panneau de rive} \begin{cases} M_t^x = 0.85 * M_0^x \\ M_t^y = 0.85 * M_0^y \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 16.175 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.125 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_t^x = 11.424 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 1.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^x, & \text{appuis de rive.} \\ -0.5 M_0^x, & \text{appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

➤ Appuis de rive :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -5.709 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -4.032 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Appuis intermédiaires :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -9.52 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -6.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} \Rightarrow V_u = 6.125 \text{ KN.m}$$

III.2.1.1.2. Dalle D3 :

Dalle sur 3 appuis, d'épaisseur 12 cm. Elle est située au niveau des planchers d'étages (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 et 10) et celui de la terrasse.

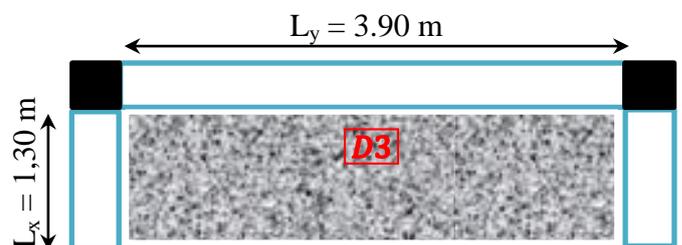


Figure III.8 : Dalle sur 3 appuis (D3)

$$G = 4.48 \text{ KN/m}^2, Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

Charges sur la dalle :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$.
- ELS : $q_s = G + Q$.
- $L_x = 1.30 \text{ m}$.
- $L_y = 3.9 \text{ m}$.

$$q_u = 11.3 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 7.98 \text{ KN/ml}$$

$$\text{On a: } l_x = 1.3 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1.95 \text{ m. Donc, } \begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = \frac{11.3 * 1.3^2 * 3.9}{2} - \frac{2 * 11.3 * 1.3^3}{3} = 20.7 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{11.3 * 1.3^3}{6} = 4.137 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_0^x = \frac{7.98 * 1.3^2 * 3.9}{2} - \frac{2 * 7.98 * 1.3^3}{3} = 14.61 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{7.98 * 1.3^3}{6} = 2.922 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ En travée:

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 17.6 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 3.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_t^x = 12.42 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ En appuis:

$$\text{➤ Appuis de rive : } \begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -6.21 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -4.383 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{➤ Appuis intermédiaires : } \begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -10.35 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -7.305 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} \Rightarrow V_u = 7.345 \text{ KN.m}$$

III.2.1.1.3. Dalle D4:

$$G = 4.48 \text{ KN/m}^2, Q = 5 \text{ KN/m}^2.$$

Dalle sur 4 appuis, d'épaisseur 12 cm. Elle représente le panneau le plus sollicité au niveau des planchers RDC et entre sol.

Charges sur la dalle :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$.
- ELS : $q_s = G + Q$.
- $L_x = 1.10 \text{ m}$.
- $L_y = 4.25 \text{ m}$.

$$q_u = 13.548 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 9.48 \text{ KN/ml}$$

✓ Les moments :

On a : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 > 0.4$.

Alors, la dalle travaille dans les deux sens (|| L_x) et (|| L_y).

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

μ_x, μ_y ?

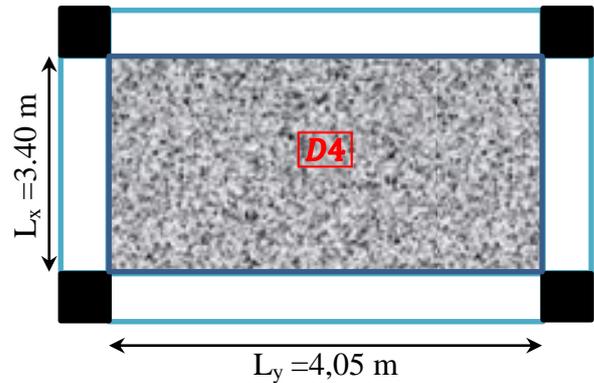


Figure III.9 : Dalle sur 4 appuis (D4)

ELU $\begin{cases} \rho = 0.84 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow$ d'après l'annexe 1 $\begin{cases} \mu_x = 0.0517. \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases}$

ELS $\begin{cases} \rho = 0.84 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow$ d'après l'annexe 1 $\begin{cases} \mu_x = 0.0586. \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases}$

ELU $\begin{cases} M_0^x = 8.01 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 5.35 \text{ KN.m} \end{cases}$; ELS $\begin{cases} M_0^x = 6.42 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 4.91 \text{ KN.m} \end{cases}$

▪ En travée :

panneau de rive $\begin{cases} M_t^x = 0.85 * M_0^x \\ M_t^y = 0.85 * M_0^y \end{cases}$

ELU $\begin{cases} M_t^x = 6.81 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.55 \text{ KN.m} \end{cases}$; ELS $\begin{cases} M_t^x = 5.46 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.17 \text{ KN.m} \end{cases}$

▪ Au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^x, & \text{appuis de rive.} \\ -0.5 M_0^x, & \text{appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

➤ Appuis de rive :

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_a^x = M_a^y = -2.4 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_a^x = M_a^y = -1.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Appuis intermédiaires :

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_a^x = M_a^y = -4 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_a^x = M_a^y = -3.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Effort tranchant :

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 > 0.4$. Donc, $V_u = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 * l_y^4} \Rightarrow V_u = 15.4 \text{ KN.m}$

III.2.1.2. Ferrailage des différentes dalles :

NB : D1, D2 et D3 sont des dalles sur 3 appuis dont « $l_x < \frac{l_y}{2}$ », on ferraille le panneau le plus défavorable.

III.2.1.2.1. Ferrailage : panneau D3 :

❖ **Ferrailage de la travée :**

Tableau III.29 : calcul des sections de Ferrailage de la travée (D3)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.124 < 0,186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.124 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0,166$	<ul style="list-style-type: none"> $A_t^x = 5.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Choix : on choisit 5 HA 12 /ml <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;">$A_t^x = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$</div> <ul style="list-style-type: none"> $A_t^y = 1.067 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Choix : on choisit 3 HA 8 /ml <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;">$A_t^y = 1.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$</div>
$z=0.094 \text{ m}$	
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$ $= 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_t = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ <div style="border: 1px solid orange; border-radius: 10px; padding: 2px 5px; display: inline-block; margin-left: 20px;">Vérifiée</div>
	$\parallel L_x : S_t \leq \min[3e, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$ $\parallel L_y : S_t \leq \min[4e, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$

❖ Ferrailage des appuis de rive :

Tableau III.30 : calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive (D3)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.0437 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.0437 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.056$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{rive} = 1.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Choix : on choisit 4HA 8 /ml <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;">$A_{rive} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$</div>
$z=0.097 \text{ m}$	
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{rive} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ <div style="border: 1px solid orange; border-radius: 10px; padding: 2px 5px; display: inline-block; margin-left: 20px;">Vérifiée</div>
	$S_t = 25 \text{ cm}$

❖ Ferrailage des appuis intermédiaires :

Tableau III.31 : calcul des sections de Ferrailage des appuis intermédiaires (D3)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0,0728 < 0,186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0,0728 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0,09437$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{inter} = 3.1 \text{ cm}^2/ml$. Choix : on choisit 4HA 10 /ml <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> $A_{inter} = 3.14 \text{ cm}^2/ml$ </div>
$z=0,096 \text{ m}$	
<p>Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2/ml$</p>	$A_{inter} = 3.14 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2/ml$ <div style="border: 1px solid orange; border-radius: 10px; padding: 5px; display: inline-block; margin: 5px;">Vérifiée</div>
	$S_t = 25 \text{ cm}$

III.2.1.2.2. Ferrailage : panneau D4 :

❖ Ferrailage de la travée :

$\rho = 0.84 > 0.4$, la dalle travaille suivant deux sens, ($\parallel L_x$) et ($\parallel L_y$).

➤ ($\parallel L_x$):

Tableau III.32 : calcul des sections de Ferrailage de la travée ($\parallel L_x$) (D4)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.0479 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.0479 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.166$	<ul style="list-style-type: none"> $A_t = 1.95 \text{ cm}^2/ml$. Choix : on choisit 4 HA 8 /ml <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> $A_t = 2.01 \text{ cm}^2/ml$ </div>
$z=0.1 \text{ m}$	
<p>Condition de non fragilité : $\begin{cases} e = 12 \text{ cm} \\ \rho = 0.84 \end{cases} \Rightarrow A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e$ $\begin{cases} \text{Acier H. A FeE400} \\ \rho_0 = 0.0008 \end{cases} \Rightarrow A_{min} = 1.03 \text{ cm}^2/ml$</p>	$A_t = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 1.03 \text{ cm}^2/ml$ <div style="border: 1px solid orange; border-radius: 10px; padding: 5px; display: inline-block; margin: 5px;">Vérifiée</div>
	$\parallel L_x : S_t \leq \min[3e, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

➤ ($\parallel L_y$):

Tableau III.33 : calcul des sections de Ferrailage de la travée ($\parallel L_y$) (D4)	
Calculs	Conclusions

$\mu_{bu} = 0.032 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, <i>pas d'armature comprimé.</i> Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$. $A_t = 1.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$. <u>Choix</u> : on choisit 3 HA 8 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> $A_t = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ </div>
$\mu_{bu} = 0.032 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.04$	
$z=0.1 \text{ m}$	
Condition de non fragilité : $\begin{cases} e = 12 \text{ cm} \\ \rho = 0.84 \end{cases} \Rightarrow A_{min} = \rho_0 * b * e$ {Acier H.A FeE400 $\rho_0 = 0.0008 \Rightarrow A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_t = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$ <div style="border: 1px solid orange; border-radius: 10px; padding: 2px 5px; display: inline-block; margin: 5px;">Vérifiée</div>
	$\ L_y : S_t \leq \min[4e, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$

❖ Ferrailage des appuis de rive :

<i>Tableau III.34 : calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive (D4)</i>	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.017 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, <i>pas d'armature comprimé.</i> Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$. $A_{rive} = 0.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$. <u>Choix</u> : on choisit 3HA 8 /ml <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> $A_{rive} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ </div>
$\mu_{bu} = 0.017 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.02$	
$z=0.1 \text{ m}$	
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{rive} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $S_t = 33 \text{ cm}$ <div style="border: 1px solid orange; border-radius: 10px; padding: 2px 5px; display: inline-block; margin: 5px;">Vérifiée</div>

❖ Ferrailage des appuis intermédiaires :

<i>Tableau III.35 : calcul des sections de Ferrailage des appuis intermédiaires (D4)</i>	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.028 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, <i>pas d'armature comprimé.</i> Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$. $A_{inter} = 1.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$. <u>Choix</u> : on choisit 3HA 8 /ml <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> $A_{inter} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ </div>
$\mu_{bu} = 0.028 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.035$	
$z=0.1 \text{ m}$	

<p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2/ml$	$A_{inter} = 1.51 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2/ml$ <p>Vérfiée</p> $S_t = 33 \text{ cm}$
---	---

III.2.1.3. Armature dues à l'effort tranchant :

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle.

$$\begin{cases} \textcircled{1} \text{ La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.} \\ \textcircled{2} \tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \end{cases}$$

① Toutes les dalles sont coulées sans reprise de bétonnage.

- ✓ Panneau D3 : ② $\tau_u = 0.0734 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$.
- ✓ Panneau D4 : ② $\tau_u = 0.154 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$.

Commentaire : Aucune armature transversale n'est nécessaire dans les dalles.

III.2.1.4. Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

- ✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).
- ✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)
- ✓ F.N: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA
- ✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.
- ✓ y : position de l'axe neutre.
- ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

• **Panneau D3 :**

En travée :

✓ (|| l_x)

Tableau III.36 : Vérification des contraintes en travée (D3)(l_x)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.00176m$	$\sigma_b = 0.267 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ <p>Vérfiée</p>
$I = 8.18 * 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 0.267 \text{ MPa}$	

$\sigma_s = 223.74 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 223.74 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Non vérifiée
---------------------------------	---

Donc : il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 6.165 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.36 \\ A_t = 7 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_t = 7 \text{ HA } 12/\text{ml} = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$St < \min(3e, 33 \text{ cm})$, Alors **St =15 cm.**

Tableau III.37 : Revérification des contraintes en travée (D3) (l_x)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.00251 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.275 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 1.13 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.275 \text{ MPa}$	

✓ (|| l_y)

Tableau III.38 : Vérification des contraintes en travée (D3)(l_y)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.002 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 1.716 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.9 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 174.126 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 174.126 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ vérifiée

Aux appuis :

Tableau III.39 : Vérification des contraintes aux appuis (D3)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.000258 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 4.7 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.04 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 233.1 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 233.1 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Non vérifiée

Donc : il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 3.62 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.29 \\ A_a = 4.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_a = 4 \text{ HA } 12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} . \quad \text{St =25cm.}$$

Tableau III.40 : Revérification des contraintes aux appuis (D3)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0014 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.155 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 6.6 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.155 \text{ MPa}$	

• **Panneau D4 :**

En travée :

➤ ($\parallel L_x$):

Calculs	Vérifications
$y = 0.02 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 2.2 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.96 \text{ MPa}$	

➤ ($\parallel L_y$):

Calculs	Vérifications
$y = 0.02 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 1.716 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.86 \text{ MPa}$	

Aux appuis :

Calculs	Vérifications
$y = 1.18 * 10^{-3} \text{ m}$	$\sigma_b = 1.676 * 10^{-4} \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 2.26 * 10^{-3} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.676 * 10^{-4} \text{ MPa}$	

❖ **Récapitulation :**

Panneaux		Sections d'armatures	Espacements
D3	Travée	$A_t^x = 7\text{HA}12/\text{ml} = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$	15 cm
		$A_t^y = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$	33 cm
	Appuis	$A_a = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$	25 cm
D4	Travée	$A_t^x = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	25 cm
		$A_t^y = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$	33 cm
	Appuis	$A_a = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$	33cm

III.2.1.5. Vérification de l'état limite de déformation :

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

❶ $e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 * M_0^x} \right) L_x \right]$

❷ $A_t^x \leq \frac{2 * b * d_x}{f_e}$

❖ **Panneau D3:**

• ($\parallel L_x$):

$e = 12 \text{ cm} > \max[(0.0375 L_x, 0.0424 L_x)] = 5.5 \text{ cm}$

$A_t^x = 7.92 \text{ cm}^2 > 5 \text{ cm}^2$

Non vérifiée

Vérifiée

Conclusion : Il faut vérifier la flèche.

- $(\|L_y)$:
 $e = 12 \text{ cm} < \max[(0.0375 L_y, 0.0426 L_y)] = 16.61 \text{ cm}$ Non vérifiée

$$A_t^x = 1.51 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2$$

Vérifiée

Conclusion : Il faut vérifier la flèche.

❖ **Panneau D4 :**

- $(\|L_x)$:
 $e = 12 \text{ cm} < \max[(0.0375 L_x, 0.0423 L_x)] = 14.4 \text{ cm}$ Non vérifiée

$$A_t^x = 2.01 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2$$

Vérifiée

Conclusion : Il faut vérifier la flèche.

- $(\|L_y)$:
 $e = 12 \text{ cm} < \max[(0.0375 L_y, 0.0424 L_y)] = 17.2 \text{ cm}$ Non vérifiée

$$A_t^y = 2.01 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2$$

Vérifiée

Conclusion : Il faut vérifier la flèche.

➤ **Panneau D3: ($\|L_y$)**

$$\text{On a : } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

- ✓ f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- ✓ f_{ji} la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- ✓ f_{pi} la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$$j = (G_{plancher}) = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{revettement}) = 4.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 4.48 + 2.5 = 7.48 \text{ KN/m}^2.$$

❖ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 3.9 * 3 = 11.7 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 3.9 * 4.48 = 17.472 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 3.9 * 7.48 = 29.172 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Evaluation des moments :**

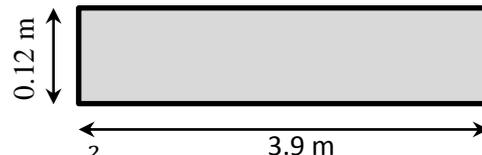
Moment correspondant à q_j	$0.85 * \left(\frac{q_j * l_x^3}{6} \right)$	$M_j = 3.641 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.85 * \left(\frac{q_g * l_x^3}{6} \right)$	$M_g = 5.438 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.85 * \left(\frac{q_p * l_x^3}{6} \right)$	$M_p = 9.079 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(3.9 * 0.12)(0.06) + 15 * 1.51 * 10^{-4} * 0.1}{(3.9 * 0.12) + 15 * 1.51 * 10^{-4}}$$

$$y_G = 0.0602 \text{ m.}$$



$$I_0 = \frac{3.9 * 0.12^3}{12} + (3.9 * 0.12) \left(\frac{0.12}{2} - 0.0602 \right)^2 = 5.616 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Calcul des contraintes :**

Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j (d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 9.53 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g (d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 14.234 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p (d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 23.764 \text{ MPa}$
	$y = 0.002 \text{ m}$ Position de l'axe neutre	

❖ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right] \right.$$

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b * d}$	$\rho = 0.00151$
coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{5\rho}, \text{instantanée} \\ \lambda_v = 2/5 * \lambda_i, \text{différée} \end{array} \right. , \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 13.907 \\ \lambda_v = 5.563 \end{array} \right.$$

❖ Calcul des moments d'inerties fictives :

Tableau III.48 : Calcul des moments d'inerties fictives

I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 6.1776 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 6.1776 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 6.1776 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 6.1776 * 10^{-4} m^4$

❖ Module de déformation longitudinale instantanée du béton :

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} \quad E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

❖ Module de déformation longitudinale différée du béton :

$$E_v = \frac{E_i}{3} \quad E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

Tableau III.49 : Vérification de la flèche

f_{gv}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$12.488 * 10^{-4} m$
f_{ji}	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$2.787 * 10^{-4} m$
f_{pi}	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$6.949 * 10^{-4} m$
f_{gi}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$4.162 * 10^{-4} m$
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$1.248 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$7.8 * 10^{-3} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

➤ **Panneau D3 : (|| L_x)**

$$j = (G_{plancher}) = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{revettement}) = 4.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 4.48 + 2.5 = 7.48 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 1.3 * 3 = 3.9 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 1.3 * 4.48 = 5.824 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 1.3 * 7.48 = 9.724 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Evaluation des moments :**

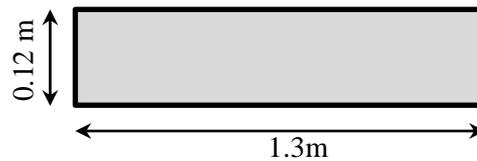
<i>Tableau III.50 : Calcul des moments correspondants</i>		
Moment correspondant à q_j	$0.85 * \left[q_j \left(\frac{l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * l_x^3}{3} \right) \right]$	$M_j = 6.069 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.85 * \left[q_g \left(\frac{l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * l_x^3}{3} \right) \right]$	$M_g = 9.062 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.85 * \left[q_p \left(\frac{l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * l_x^3}{3} \right) \right]$	$M_p = 15.13 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(1.3 * 0.12)(0.06) + 15 * 7.92 * 10^{-4} * 0.1}{(1.3 * 0.12) + 15 * 7.92 * 10^{-4}}$$

$$y_G = 0.063 \text{ m.}$$



$$I_0 = \frac{1.3 * 0.12^3}{12} + (1.3 * 0.12) \left(\frac{0.12}{2} - 0.063 \right)^2 = 1.886 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

<i>Tableau III.51 : calcul des contraintes correspondantes</i>		
Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j (d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 47.057 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g (d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 70.264 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p (d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 117.313 \text{ MPa}$
	$y = 0.00251 \text{ m}$ Position de l'axe neutre	

✓ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right], 0 \right\}, \quad \begin{cases} \lambda_i = 2.65 \\ \lambda_v = 1.06 \end{cases}$$

<i>Tableau III.52 : coefficient μ</i>		
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b * d}$	$\rho = 0.00792$
coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$

coefficient correspondant à q_g	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0.15$
coefficient correspondant à q_p	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0.368$

✓ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 2.074 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 1.484 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 1.789 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 1.05 * 10^{-4} m^4$

✓ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} \quad E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

✓ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_v = \frac{E_i}{3} \quad E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

f_{gv}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$7.984 * 10^{-4} m$
f_{ji}	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$1.537 * 10^{-4} m$
f_{pi}	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$7.571 * 10^{-4} m$
f_{gi}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$3.208 * 10^{-4} m$
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$10.81 * 10^{-4} m$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$26 * 10^{-4} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

➤ **Panneau D4 : (// L_x)**

$$j = (G_{plancher}) = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{revettement}) = 4.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 4.48 + 2.5 = 7.48 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 3.4 * 3 = 10.2 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 3.4 * 4.48 = 15.232 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 3.4 * 7.48 = 25.432 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Evaluation des moments :**

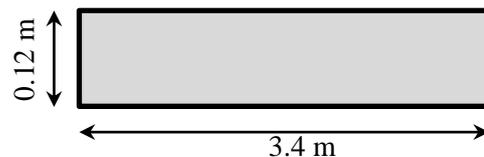
<i>Tableau III.55 : Calcul des moments correspondants</i>		
Moment correspondant à q_j	$0.85 * (\mu_x * q_j * l_x^2)$	$M_j = 5.873 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.85 * (\mu_x * q_g * l_x^2)$	$M_g = 8.77 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.85 * (\mu_x * q_p * l_x^2)$	$M_p = 14.643 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(3.4 * 0.12)(0.06) + 15 * 2.01 * 10^{-4} * 0.1}{(3.4 * 0.12) + 15 * 2.01 * 10^{-4}}$$

$$y_G = 0.0603 \text{ m.}$$



$$I_0 = \frac{3.4 * 0.12^3}{12} + (3.4 * 0.12) \left(\frac{0.12}{2} - 0.0603 \right)^2 = 4.896 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

<i>Tableau III.56 : calcul des contraintes correspondantes</i>		
Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j (d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 14.4 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g (d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 21.5 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p (d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 35.89 \text{ MPa}$
$y = 0.02 \text{ m}$ Position de l'axe neutre		

✓ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right], \begin{matrix} \lambda_i = 10.44 \\ \lambda_v = 4.18 \end{matrix} \right.$$

<i>Tableau III.57 : coefficient μ</i>		
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b * d}$	$\rho = 0.00201$
coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0$

coefficient correspondant à q_p	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0$
-----------------------------------	---	-------------

✓ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 5.3856 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 5.3856 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 5.3856 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 5.3856 * 10^{-4} m^4$

✓ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} \quad E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

✓ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_v = \frac{E_i}{3} \quad E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

f_{gv}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$1.755 * 10^{-3} m$
f_{ji}	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$0.392 * 10^{-3} m$
f_{pi}	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$0.977 * 10^{-3} m$
f_{gi}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$0.585 * 10^{-3} m$
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$1.755 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$6.8 * 10^{-3} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

➤ **Panneau D4 : (// L_y)**

$$j = (G_{plancher}) = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{revettement}) = 4.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 4.48 + 2.5 = 7.48 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 4.05 * 3 = 12.15 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 4.05 * 4.48 = 18.144 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 4.05 * 7.48 = 30.294 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Evaluation des moments :**

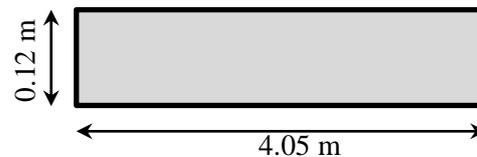
<i>Tableau III.60 : Calcul des moments correspondants</i>		
Moment correspondant à q_j	$0.85 * (\mu_y * \mu_x * q_j * l_x^2)$	$M_j = 5.355 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.85 * (\mu_y * \mu_x * q_g * l_x^2)$	$M_g = 7.997 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.85 * (\mu_y * \mu_x * q_p * l_x^2)$	$M_p = 13.352 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(4.05 * 0.12)(0.06) + 15 * 1.51 * 10^{-4} * 0.1}{(4.05 * 0.12) + 15 * 1.51 * 10^{-4}}$$

$$y_G = 0.0602 \text{ m.}$$



$$I_0 = \frac{4.05 * 0.12^3}{12} + (4.05 * 0.12) \left(\frac{0.12}{2} - 0.0602 \right)^2 = 5.832 * 10^{-4} m^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

<i>Tableau III.61 : calcul des contraintes correspondantes</i>		
Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j (d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 11.018 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g (d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 16.454 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p (d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 27.473 \text{ MPa}$
$y = 0.02 \text{ m}$ Position de l'axe neutre		

✓ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right], \begin{cases} \lambda_i = 13.9 \\ \lambda_v = 5.56 \end{cases} \right.$$

<i>Tableau III.62 : coefficient μ</i>		
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b * d}$	$\rho = 0.00151$
coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0$

coefficient correspondant à q_p	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0$
-----------------------------------	---	-------------

✓ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

Tableau III.63 : Calcul des moments d'inerties fictives

I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 6.4152 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 6.4152 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 6.4152 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 6.4152 * 10^{-4} m^4$

✓ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} \quad E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

✓ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_v = \frac{E_i}{3} \quad E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

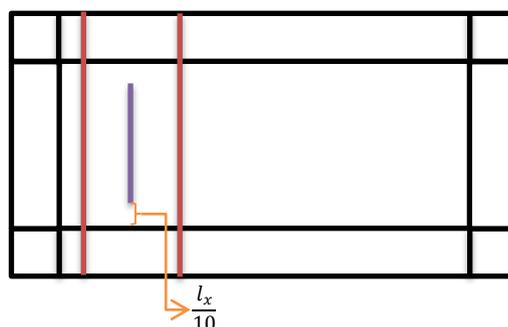
Tableau III.64 : Vérification de la flèche

f_{gv}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$1.907 * 10^{-3} m$
f_{ji}	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$0.425 * 10^{-3} m$
f_{pi}	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$1.061 * 10^{-3} m$
f_{gi}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$0.635 * 10^{-3} m$
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$1.908 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$8.1 * 10^{-3} m$

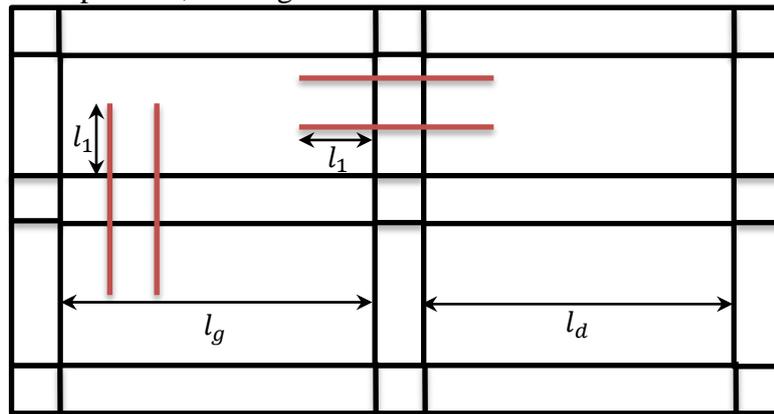
Commentaire : La flèche est vérifiée.

III.2.1.6. Recommandations de ferrailage des dalles :

- ✓ Les armatures de la partie inférieure de la dalle sont prolongées jusqu'aux appuis à raison d'une barre sur deux (une fois la même adhérence).



- ✓ Les aciers armant la partie supérieure de la dalle sont constitués de « chapeaux », de longueur « l ».



$$l_1 = \max \begin{cases} \left(l_a, \frac{l}{4} \right), \text{Travée de rive.} \\ \left(l_a, \frac{l}{5} \right), \text{Travée intermédiaire.} \end{cases} \quad , l = \max(l_g, l_d) \text{ de l'appui considéré.}$$

$$l_a: \text{longueur d'ancrage} \begin{cases} 0.4 * l_s, \text{acier HA} \\ 0.6 * l_s, \text{acier RL} \end{cases}$$

$$l_s: \text{longueur de scellement droit} \begin{cases} 40 \phi, \text{acier HA} \\ 50 \phi, \text{acier RL} \end{cases}$$

III.2.2. Schémas de ferrailage des dalles :

- ✓ Panneau D3 :

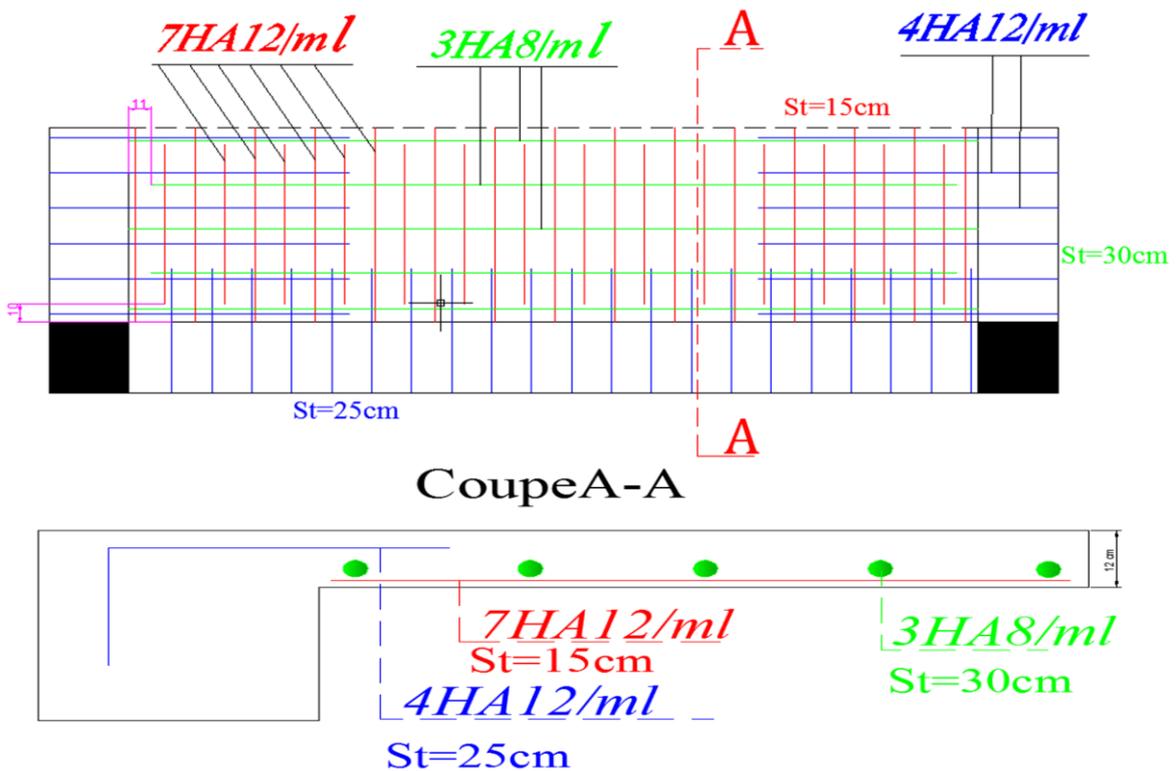
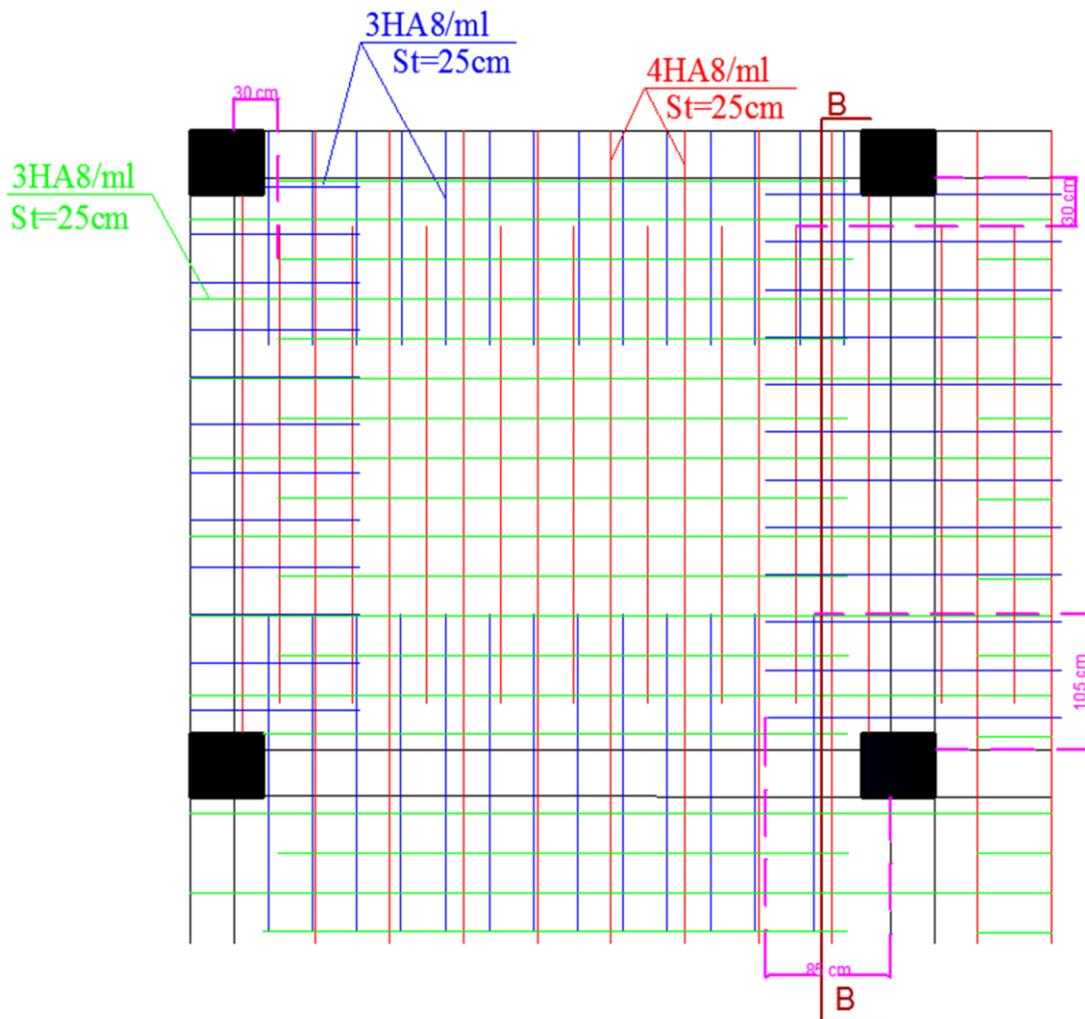


Figure III.10 : Schéma de ferrailage du panneau D3

✓ Panneau D4 :



Coupe B-B

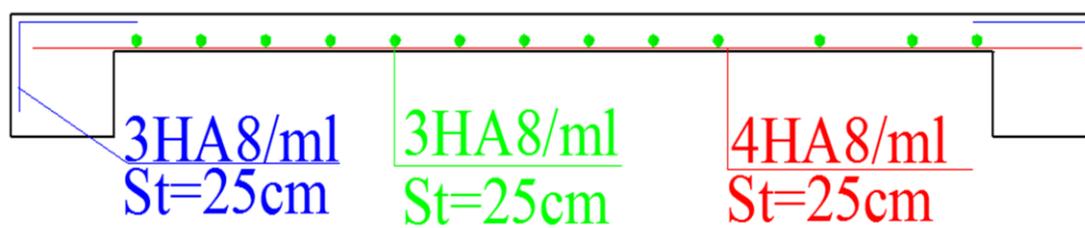
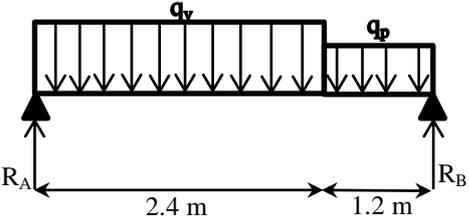
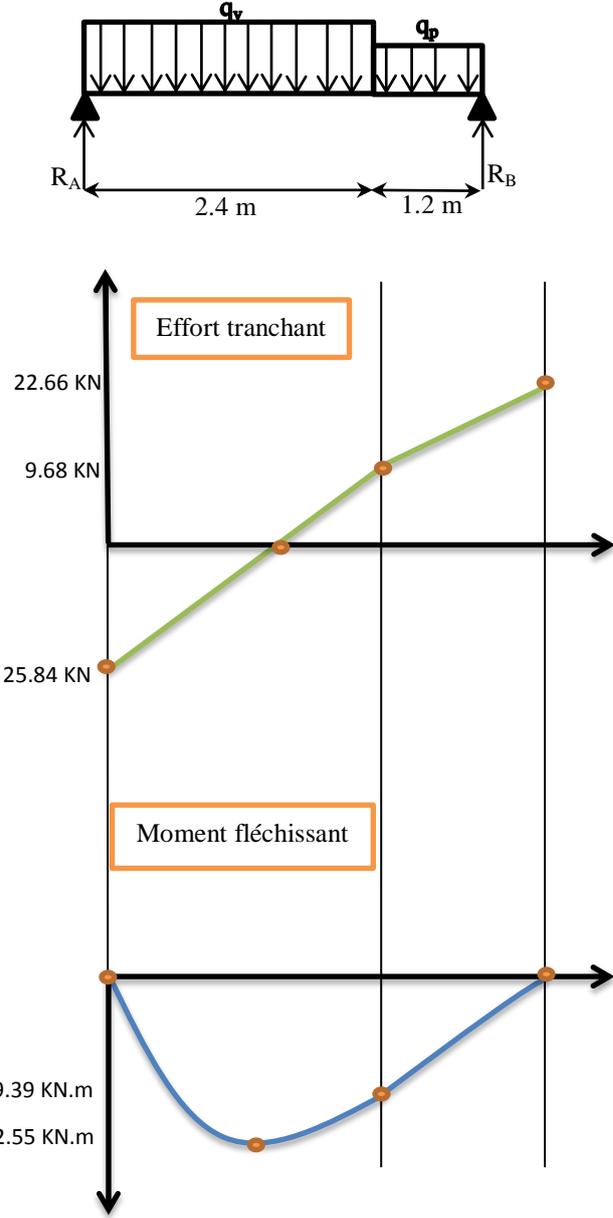


Figure III.11 : Schéma de ferrailage du panneau D4

III.3. Escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul est mené par la méthode de résistance des matériaux.

III.3.1. Etude des différents types d'escaliers :

<i>Tableau III.65 : Sollicitations dans l'escalier de l'entre sol (Type 1)</i>	
Schéma statique	Diagrammes
	
<p>ELU</p> $q_p = 10.81 \text{ KN/ml.}$ $q_v = 14.8 \text{ KN/ml.}$	
Réactions aux appuis	
$R_A = 25.84 \text{ KN.}$ $R_B = 22.66 \text{ KN.}$	
Sollicitations	
<p><u>Tronçon [0 – 2.4] :</u></p> $x = 0, \begin{cases} V = -25.84 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 2.4, \begin{cases} V = 9.68 \text{ KN.} \\ M = 19.394 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $X = 1.74 \text{ m} \Rightarrow M^{max} = 22.55 \text{ KN.m}$ <p><u>Tronçon [0 – 1.2] :</u></p> $x = 0, \begin{cases} V = 22.66 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 1.2, \begin{cases} V = 9.68 \text{ KN.} \\ M = 19.4 \text{ KN.m.} \end{cases}$	
Sollicitation maximales	
$M^{max} = 22.55 \text{ KN.m}$ <u>En travée :</u> $M_t^u = 0.75 * M^{max} = 16.91 \text{ KN.m.}$ <u>En appuis :</u> $M_a^u = -0.5 * M^{max} = -11.275 \text{ KN.m}$ <u>Effort tranchant :</u> $V = 25.84 \text{ KN.m}$	

➤ **Ferrailage :**

Nature	μ_{bu}	α	z	$A_{calculée}$ cm^2/ml	$A_{choisie}$ cm^2/ml	A_r cm^2/ml	A_r cm^2/ml
Entre sol (Type II)	Travée (St=25cm)						
	0.07	0.09	0.125	3.887	4HA12=4.52	1.13	3HA8=1.51
	Appuis (St=25cm)						
	0.047	0.06	0.127	2.55	4HA10=3.14	0.49	3HA8=1.51
$A_{min} = 1.57 cm^2/ml$							

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4MPa], FN$$

$$\tau_u = 0.198 MPa < \bar{\tau}_u = 3.25 MPa$$

Commentaire : pas risque de rupture par cisaillement.

♣ **Vérification des contraintes :**

$$M_t^s = 12.135 KN.m, M_a^s = -8.1 KN.m, M_0^x = 16.18 KN.m$$

En travée :

Calculs	Vérifications
$y = 0,053 m$	$\sigma_b = 7.186 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ Vérifiée
$I = 8.98 * 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 7.186 MPa$	
$\sigma_s = 156.08 MPa$	$\sigma_s = 156.08 MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa$ Vérifiée

Aux appuis :

Calculs	Vérifications
$y = 0,0306 m$	$\sigma_b = 4.42 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ Vérifiée
$I = 5.61 * 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 4.42 MPa$	
$\sigma_s = 215.28 MPa$	$\sigma_s = 215.28 MPa > \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa$ Non vérifiée

Commentaire : il faut recalculer à l'ELS.

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 2.37 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.242 \\ A_a = 3.36 cm^2/ml \end{array} \right. \Rightarrow \text{choix: } A_a = 5HA 10/ml = 3.93 cm^2/ml. \text{ St = 20 cm.}$$

Tableau III.69 : Revérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0,0337 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 6.742 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.05 \text{ MPa}$	

♣ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

$\textcircled{1} h = 0.15 \text{ m} < 0.075(2.4 + 1.2) = 0.27m.$

La condition $\textcircled{1}$ n'est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}. \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{array} \right.$$


- ✓ f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- ✓ f_{ji} la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- ✓ f_{pi} la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$$\left\{ \begin{array}{l} j_p = 3.75 \text{ KN/m}^2 \\ g_p = 5.23 \text{ KN/m}^2 \\ p_p = 7.73 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. , \quad \left\{ \begin{array}{l} j_v = 4.524 \text{ KN/m}^2 \\ g_v = 8.186 \text{ KN/m}^2 \\ p_v = 10.686 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{jp} = 3.75 * 2.35 = 8.812 \text{ KN/m}^2 \\ q_{gp} = 5.23 * 2.35 = 12.3 \text{ KN/m}^2 \\ q_{pp} = 7.73 * 2.35 = 17.225 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. , \quad \left\{ \begin{array}{l} q_{jv} = 4.524 * 1.13 = 5.112 \text{ KN/m}^2 \\ q_{gv} = 8.186 * 1.13 = 9.25 \text{ KN/m}^2 \\ q_{pv} = 10.686 * 1.13 = 12.075 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Evaluation des moments :**

Tableau III.70 : Calcul des moments correspondants		
Moment correspondant à q_j	$0.75(1.27q_{jv} + 0.348q_{jp})$	$M_j = 7.169 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.75(1.27q_{gv} + 0.348q_{gp})$	$M_g = 12.02 \text{ KN.m}$

Moment correspondant à q_p	$0.75(1.27q_{pv} + 0.348q_{pp})$	$M_p = 15.99 \text{ KN.m}$
------------------------------	----------------------------------	----------------------------

➤ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(2.4 \cdot 0.15) \left(\frac{0.15}{2}\right) + 15 \cdot 4.52 \cdot 10^{-4} \cdot 0.13}{(2.4 \cdot 0.15) + 15 \cdot 4.52 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow y_G = 0.076 \text{ m.}$$

$$I_0 = \frac{2.4 \cdot 0.15^3}{12} + (2.4 \cdot 0.15) \left(\frac{0.15}{2} - 0.076\right)^2 = 6.7536 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 \cdot M_j(d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 12.26 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 \cdot M_g(d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 20.55 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 \cdot M_p(d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 27.34 \text{ MPa}$
	$y = 0.053 \text{ m}$ Position de l'axe neutre	

➤ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma + f_{t28}} \right], \begin{cases} \lambda_i = 6.05 \\ \lambda_v = 2.42 \end{cases} \right.$$

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b \cdot d}$	$\rho = 0.00347$
coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0$

➤ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j}$	$I_{ji} = 7.42896 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g}$	$I_{gi} = 7.42896 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$	$I_{gv} = 7.42896 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 7.42896 * 10^{-4} m^4$
----------------------------	---	----------------------------------

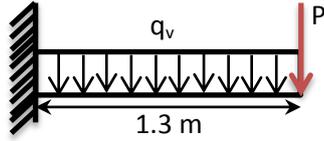
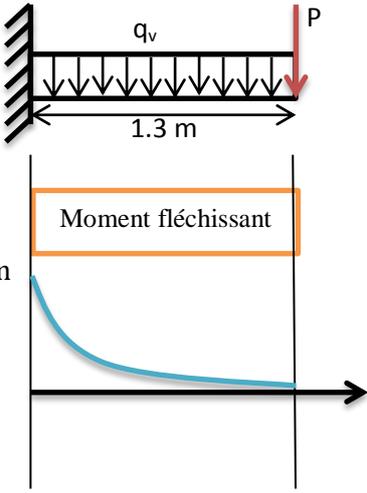
$$E_i = 32164.20 MPa, \quad E_v = 10721.4 MPa$$

Tableau III.74 : Vérification de la flèche

f_{gv}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$8.692 * 10^{-4} m$
f_{ji}	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$1.728 * 10^{-4} m$
f_{pi}	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$3.854 * 10^{-4} m$
f_{gi}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$2.897 * 10^{-4} m$
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$0.7921 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$4.8 * 10^{-3} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

Tableau III.75 : sollicitation dans l'escalier balancé (Type 1)

Schéma statique	Diagrammes
 <p style="text-align: center;">ELU</p> $q_u = 1.35(8.186) + 1.5(2.5) = 14.8 KN/m$ $P_u = 1.35(20 * 0.1 * 1) * 1 = 2.7 KN$	 <p style="text-align: center;">Moment fléchissant</p> <p style="text-align: center;">16.016 KN.m</p>
Sollicitations	
$M_u^{max} = -P_u * l - q_u * \frac{l^2}{2} = -16.016 KN.m$ $V_u^{max} = P_u + q_u * l = 21.94 KN$	

➤ **Ferraillage :**

Tableau III.76 : Ferraillage de l'escalier balancé (Type 1)

Nature	μ_{bu}	α	z	$A_{calculée}$ cm^2/ml	$A_{choisie}$ cm^2/ml	A_r cm^2/ml	A_r cm^2/ml
RDC	Travée (St=25cm)						
	0.0668	0.0865	0.125	3.68	5HA10/ml =3.93	$\frac{A_{choisie}}{3}=1.31$	3HA8/ml=1.51
$A_{min} = 0.223 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.57 cm^2/ml$							

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.168 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa, FN}$$

Commentaire : pas de risque de rupture par cisaillement.

♣ **Vérification des contraintes :**

$$q_s = 8.186 + 2.5 = 10.686 \text{ KN/m}, P_s = 2 \text{ KN}, M_s^{max} = -P_s l - q_s * \frac{l^2}{2} = -11.63 \text{ KN.m}$$

Calculs	Vérifications
$y = 0,0337 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.813 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 6.742 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5.813 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 249.177 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Non vérifiée
$\sigma_s = 249.177 \text{ MPa}$	

Commentaire : il faut recalculer à l'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 3.41 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.284 \\ A = 4.9 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A = 5\text{HA } 12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml. St} = \mathbf{20 \text{ cm.}}$$

- Armature de répartition: $A_r = \frac{A}{3} = 1.88 \text{ cm}^2$
On choisit : 3 HA 10 = 2.36 cm^2

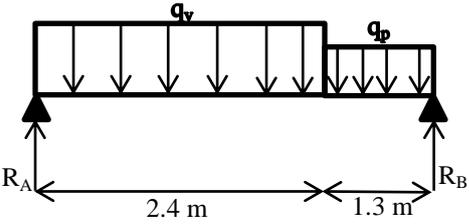
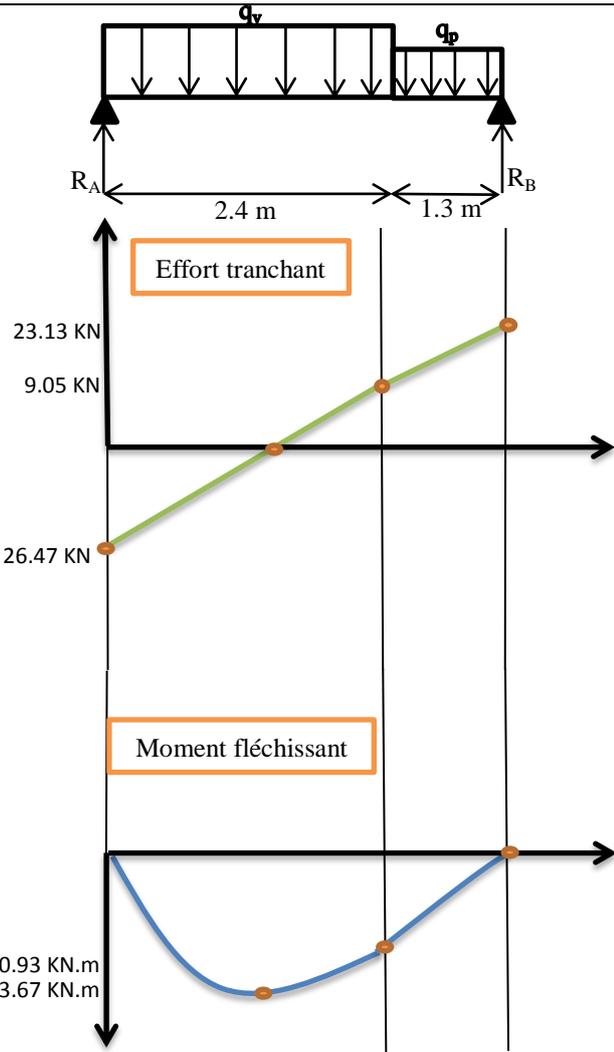
Calculs	Vérifications
$y = 0.039 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 8.975 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5.05 \text{ MPa}$	

♣ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8\text{m.} \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h = 0.15 \text{ m} > 0.075(2.4 + 1.2) = 0.13\text{m} \\ \textcircled{2} A_t = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} < 13.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

Commentaire : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Tableau III.79 : Sollicitations dans l'escalier balancé (Type 2)	
Schéma statique	Diagrammes
 <p style="text-align: center;">ELU</p> <p>$q_p = 10.81 \text{ KN/ml.}$ $q_v = 14.8 \text{ KN/ml.}$</p>	
Réactions aux appuis	
$R_A = 26.74 \text{ KN.}$ $R_B = 23.13 \text{ KN.}$	
Sollicitations	
<p><u>Tronçon [0 – 2.4] :</u></p> <p>$x = 0, \begin{cases} V = -26.74 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$</p> <p>$x = 2.4, \begin{cases} V = 9.05 \text{ KN.} \\ M = 20.9 \text{ KN.m.} \end{cases}$</p> <p>$X = 1.78 \text{ m} \Rightarrow M^{max} = 23.67 \text{ KN.m}$</p> <p><u>Tronçon [0 – 1.3] :</u></p> <p>$x = 0, \begin{cases} V = 23.13 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$</p> <p>$x = 1.2, \begin{cases} V = 9.05 \text{ KN.} \\ M = 20.93 \text{ KN.m.} \end{cases}$</p>	
Sollicitation maximales	
<p>$M^{max} = 23.67 \text{ KN.m}$</p> <p><u>En travée :</u></p> <p>$M_t^u = 0.75 * M^{max} = 17.55 \text{ KN.m.}$</p> <p><u>En appuis :</u></p> <p>$M_a^u = -0.5 * M^{max} = -11.83 \text{ KN.m}$</p> <p><u>Effort tranchant :</u></p> <p>$V = 26.47 \text{ KN.m}$</p>	

➤ **Ferraillage :**

Tableau III.80 : ferraillage de l'escalier balancé (Type 2)							
Nature	μ_{bu}	α	z	$A_{calculée}$ cm^2/ml	$A_{choisie}$ cm^2/ml	A_r cm^2/ml	A_r cm^2/ml
RDC (Type III)	Travée (St=25cm)						
	0.074	0.096	0.125	4.1	4HA12=4.52	1.13	3HA8=1.51
	Appuis (St=25cm)						
	0.05	0.064	0.127	2.676	4HA10=3.14	0.785	3HA8=1.51
	$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2/ml$						

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.204 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa, FN}$$

Commentaire : pas risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification des contraintes :**

$$M_t^s = 12.222 \text{ KN.m}, M_a^s = -8.148 \text{ KN.m}, M_0^s = 16.296 \text{ KN.m}$$

En travée :

<i>Tableau III.81 : Vérification des contraintes en travée</i>	
Calculs	Vérifications
$y = 0,035 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.673 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 7.54 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5.673 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 231 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 231 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ 

Commentaire : il faut recalculer à l'ELS.

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 3.586 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.29 \\ A_t = 5.16 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right. \Rightarrow \text{choix: } A_t = 5\text{HA } 12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml. St =20 cm.}$$

<i>Tableau III.82 : Revérification des contraintes en travée</i>	
Calculs	Vérifications
$y = 0,0392 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.326 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 8.995 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5.326 \text{ MPa}$	

Aux appuis :

<i>Tableau III.83 : Vérification des contraintes aux appuis</i>	
Calculs	Vérifications
$y = 0,0306 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 5.61 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.62 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 225.37 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 225.37 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ 

Commentaire : il faut recalculer à l'ELS.

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 2.39 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.242 \\ A_a = 3.38 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right. \Rightarrow \text{choix: } A_a = 5\text{HA } 10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml. St =20 cm.}$$

Tableau III.84 : Revérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0,0337 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 6.742 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.07 \text{ MPa}$	

➤ **Vérification de la flèche :**

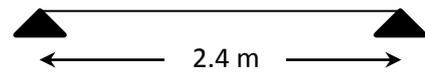
Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8 \text{ m.} \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

$\textcircled{1} h = 0.15 \text{ m} < 0.075(2.4 + 1.3) = 0.2775 \text{ m.}$

La condition $\textcircled{1}$ n'est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} j_p = 3.75 \text{ KN/m}^2 \\ g_p = 5.23 \text{ KN/m}^2 \\ p_p = 7.73 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right., \left\{ \begin{array}{l} j_v = 4.524 \text{ KN/m}^2 \\ g_v = 8.186 \text{ KN/m}^2 \\ p_v = 10.686 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$



➤ **Evaluation des charges :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{jp} = 3.75 * 2.35 = 8.812 \text{ KN/m}^2 \\ q_{gp} = 5.23 * 2.35 = 12.3 \text{ KN/m}^2 \\ q_{pp} = 7.73 * 2.35 = 17.225 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right., \left\{ \begin{array}{l} q_{jv} = 4.524 * 1.13 = 5.112 \text{ KN/m}^2 \\ q_{gv} = 8.186 * 1.13 = 9.25 \text{ KN/m}^2 \\ q_{pv} = 10.686 * 1.13 = 12.075 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Evaluation des moments :**

Tableau III.85 : Calcul des moments correspondants		
Moment correspondant à q_j	$0.75(1.301q_{jv} + 0.405q_{jp})$	$M_j = 7.66 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.75(1.301q_{gv} + 0.405q_{gp})$	$M_g = 12.76 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.75(1.301q_{pv} + 0.405q_{pp})$	$M_p = 17.014 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(2.4 * 0.15) \left(\frac{0.15}{2} \right) + 15 * 5.65 * 10^{-4} * 0.13}{(2.4 * 0.15) + 15 * 5.65 * 10^{-4}} \Rightarrow y_G = 0.076 \text{ m.}$$

$$I_0 = \frac{2.4 * 0.15^3}{12} + (2.4 * 0.15) \left(\frac{0.15}{2} - 0.076 \right)^2 = 6.7536 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Tableau III.86 : calcul des contraintes correspondantes		
Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j (d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 16.38 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g (d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 27.29 \text{ MPa}$

Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p (d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 36.39 \text{ MPa}$
	$y = 0.0337 \text{ m}$ Position de l'axe neutre	

➤ Calcul des coefficients μ et λ :

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right], \begin{cases} \lambda_i = 4.38 \\ \lambda_v = 1.93 \end{cases} \right.$$

Tableau III.87 : coefficient μ

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b * d}$	$\rho = 0.00434$
coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0$

➤ Calcul des moments d'inerties fictives :

Tableau III.88 : Calcul des moments d'inerties fictives

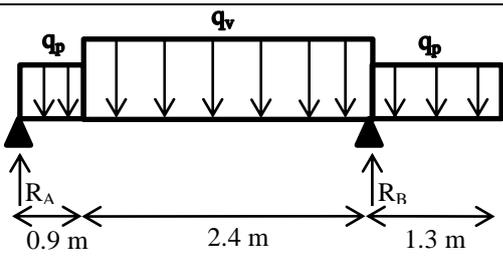
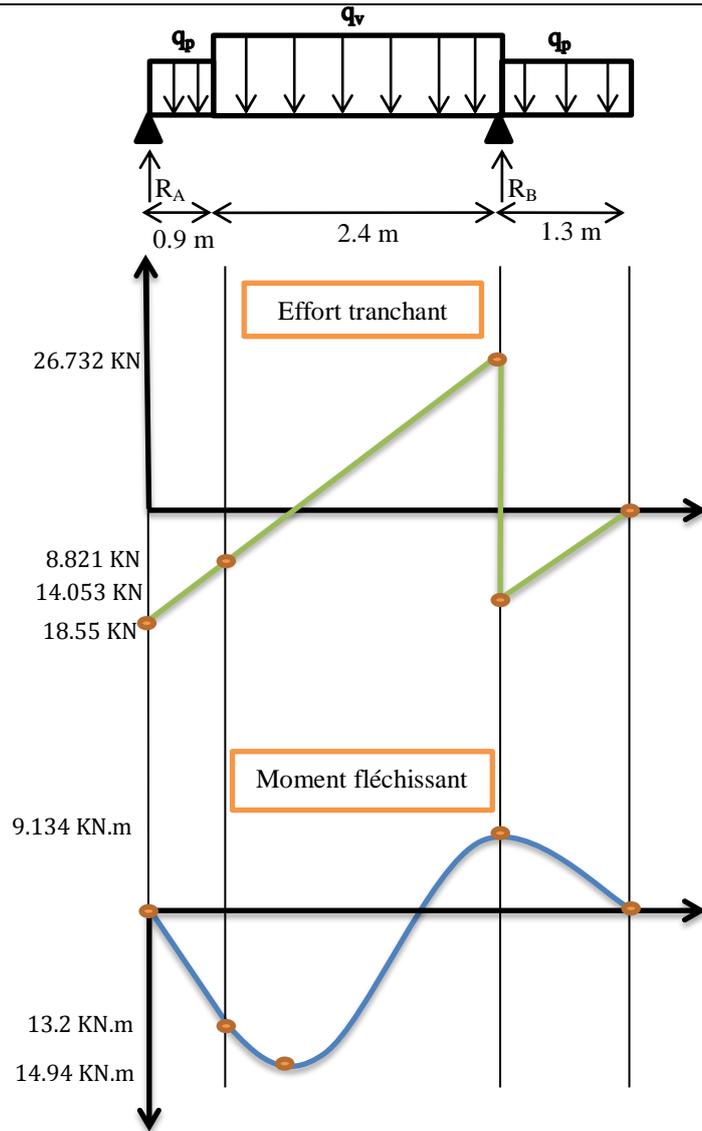
I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 7.42896 * 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 7.42896 * 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 7.42896 * 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 7.42896 * 10^{-4} \text{ m}^4$

$$E_i = 32164.20 \text{ MPA}, E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

Tableau III.89 : Vérification de la flèche

f_{gv}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$9.227 * 10^{-4} \text{ m}$
f_{ji}	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$1.846 * 10^{-4} \text{ m}$
f_{pi}	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$4.101 * 10^{-4} \text{ m}$
f_{gi}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$3.076 * 10^{-4} \text{ m}$
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$0.8406 * 10^{-3} \text{ m}$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$4.8 * 10^{-3} \text{ m}$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

Schéma statique		Diagrammes	
			
ELU			
$q_p = 10.81 \text{ KN/ml.}$ $q_v = 14.8 \text{ KN/ml.}$			
Réactions aux appuis			
$R_A = 40.75 \text{ KN.}$ $R_B = 18.55 \text{ KN.}$			
Sollicitations			
Tronçon [0 - 0.9] : $x = 0, \begin{cases} V = -18.55 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 0.9, \begin{cases} V = -8.821 \text{ KN.} \\ M = 12.32 \text{ KN.m.} \end{cases}$			
Tronçon [0.9 - 3.3] : $x = 0.9, \begin{cases} V = -8.812 \text{ KN.} \\ M = 13.2 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 3.3, \begin{cases} V = 26.732 \text{ KN.} \\ M = -9.144 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $X = 1.5 \text{ m} \Rightarrow M^{max} = 14.94 \text{ KN.m}$			
Tronçon [0 - 1.3] : $x = 0, \begin{cases} V = 0 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 1.3, \begin{cases} V = -14.053 \text{ KN.} \\ M = -9.134 \text{ KN.m.} \end{cases}$			
Sollicitations maximales			
$M^{max} = 14.94 \text{ KN.m}$			
En travée :		$M_t^u = 0.75 * M^{max} = 11.2 \text{ KN.m.}$	
En appuis :		$M_a^u = -0.5 * M^{max} = -7.46 \text{ KN.m}$	
Effort tranchant :		$V = 26.732 \text{ KN.m}$	

➤ **Ferrailage :**

Tableau III.91 : Ferrailage de l'escalier des étages de service et d'habitation (Type 3)							
Nature	μ_{bu}	α	z	$A_{calculée}$ cm ² /ml	$A_{choisie}$ cm ² /ml	A_r cm ² /ml	A_r cm ² /ml
Service+ Habitation (Type I)	Travée (St=25cm)						
	0.046	0.059	0.127	2.53	4HA10=3.14	0.785	3HA8=1.51
	Appuis (St=25cm)						
$A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$							

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.2056 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa, FN}$$

Commentaire : pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification des contraintes :**

$$M_t^s = 8.475 \text{ KN.m}, M_a^s = -5.65 \text{ KN.m}, M_0^s = 11.3 \text{ KN.m}$$

En travée :

Tableau III.92 : Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0,03 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 4.8 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.53 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 26.48 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 26.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Vérifiée

Aux appuis :

Tableau III.93 : Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0,0251 \text{ m}$	$\sigma_b = 3.688 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 3.845 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 3.688 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 231.216 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 231.216 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Non vérifiée

Commentaire : il faut recalculer à l'ELS.

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 1.658 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.205 \\ A_a = 2.31 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right. \Rightarrow \text{choix: } A_a = 3\text{HA } 10/\text{ml} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml. St = 33 cm.}$$

Tableau III.94 : Revérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0,027 \text{ m}$	$\sigma_b = 3.47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 4.412 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 3.47 \text{ MPa}$	

♣ **Vérification de la flèche :**

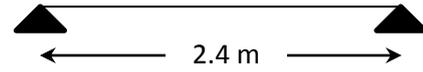
Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8\text{m.} \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\textcircled{1} h = 0.15 \text{ m} < 0.075(0.9 + 2.4 + 1.2) = 0.345\text{m.}$$

La condition $\textcircled{1}$ n'est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

$$\begin{cases} j_p = 3.75 \text{ KN/m}^2 \\ g_p = 5.23 \text{ KN/m}^2 \\ p_p = 7.73 \text{ KN/m}^2 \end{cases}, \begin{cases} j_v = 4.524 \text{ KN/m}^2 \\ g_v = 8.186 \text{ KN/m}^2 \\ p_v = 10.686 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



➤ **Evaluation des charges :**

$$\begin{cases} q_{jp} = 3.75 * 2.35 = 8.812 \text{ KN/m}^2 \\ q_{gp} = 5.23 * 2.35 = 12.3 \text{ KN/m}^2 \\ q_{pp} = 7.73 * 2.35 = 17.225 \text{ KN/m}^2 \end{cases}, \begin{cases} q_{jv} = 4.524 * 1.13 = 5.112 \text{ KN/m}^2 \\ q_{gv} = 8.186 * 1.13 = 9.25 \text{ KN/m}^2 \\ q_{pv} = 10.686 * 1.13 = 12.075 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments :**

Moment correspondant à q_j	$0.75(1.128q_{jv} + 0.1635q_{jp})$	$M_j = 3.24 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.75(1.128q_{gv} + 0.1635q_{gp})$	$M_g = 6.317 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.75(1.128q_{pv} + 0.1635q_{pp})$	$M_p = 8.103 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(2.4 * 0.15) \left(\frac{0.15}{2}\right) + 15 * 3.14 * 10^{-4} * 0.13}{(2.4 * 0.15) + 15 * 3.14 * 10^{-4}} \Rightarrow y_G = 0.0757 \text{ m.}$$

$$I_0 = \frac{2.4 * 0.15^3}{12} + (2.4 * 0.15) \left(\frac{0.15}{2} - 0.0757\right)^2 = 6.7517 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j(d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 7.2 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g(d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 14.03 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p(d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 18 \text{ MPa}$
	$y = 0.03 \text{ m}$ Position de l'axe neutre	

➤ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right], \begin{cases} \lambda_i = 8.71 \\ \lambda_v = 3.48 \end{cases} \right.$$

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b * d}$	$\rho = 0.00241$
coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$

coefficient correspondant à q_g	$1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}}$	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}}$	$\mu_p = 0$

➤ Calcul des moments d'inerties fictives :

Tableau III.98 : Calcul des moments d'inerties fictives

I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 7.42687 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 7.42687 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 7.42687 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 7.42687 * 10^{-4} m^4$

$E_i = 32164.20 \text{ MPA}, E_v = 10721.4 \text{ MPA}$

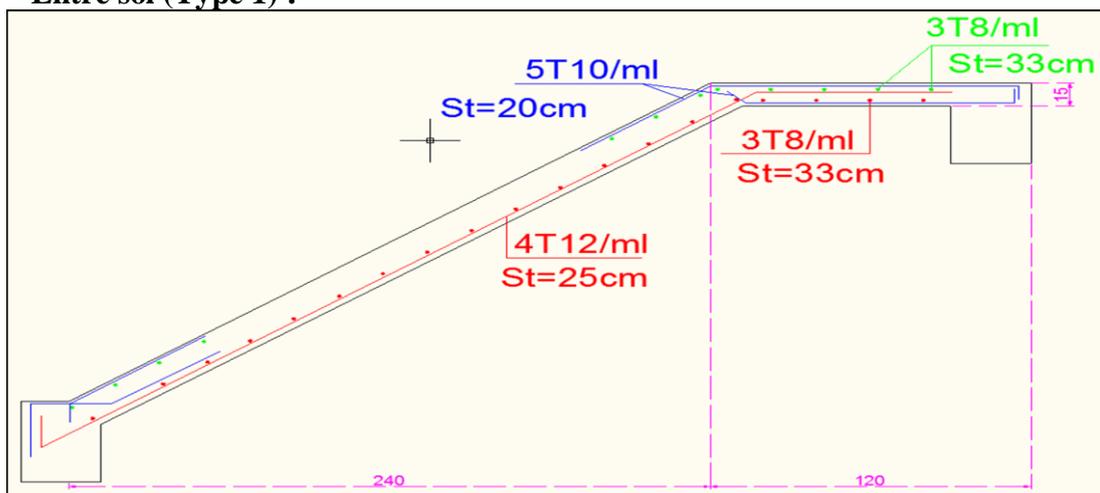
Tableau III.99 : Vérification de la flèche

f_{gv}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$4.569 * 10^{-4} m$
f_{ji}	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$0.781 * 10^{-4} m$
f_{pi}	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$1.953 * 10^{-4} m$
f_{gi}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$1.523 * 10^{-4} m$
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$0.422 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$4.8 * 10^{-3} m$

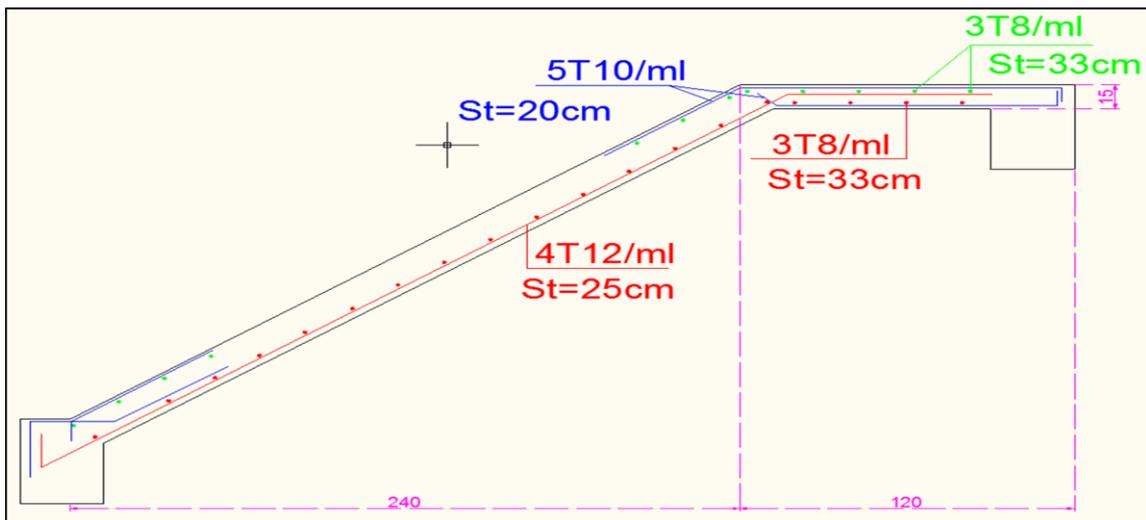
Commentaire : La flèche est vérifiée.

III.3.2. Schémas de ferrailage des différents types d'escaliers :

✓ **Entre sol (Type 1) :**

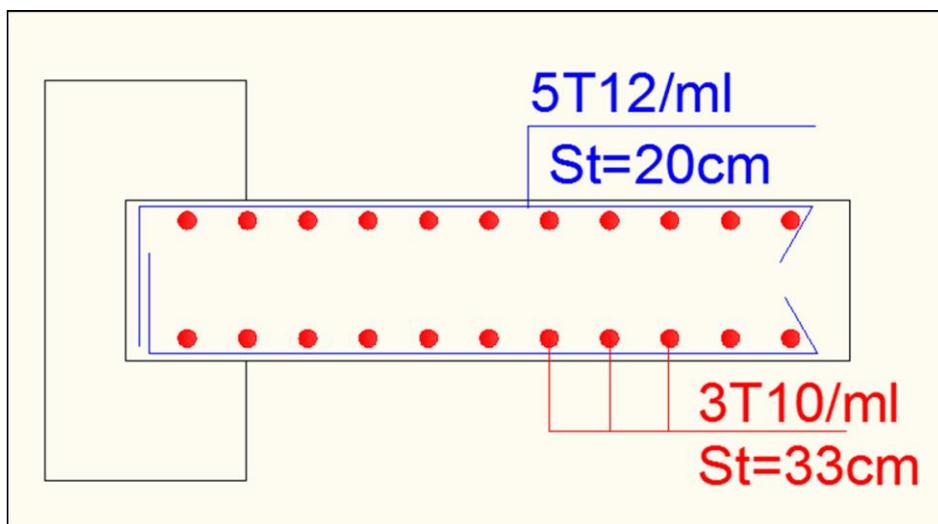


✓ Etages d'habitation et de service (Type 2 et 3) :

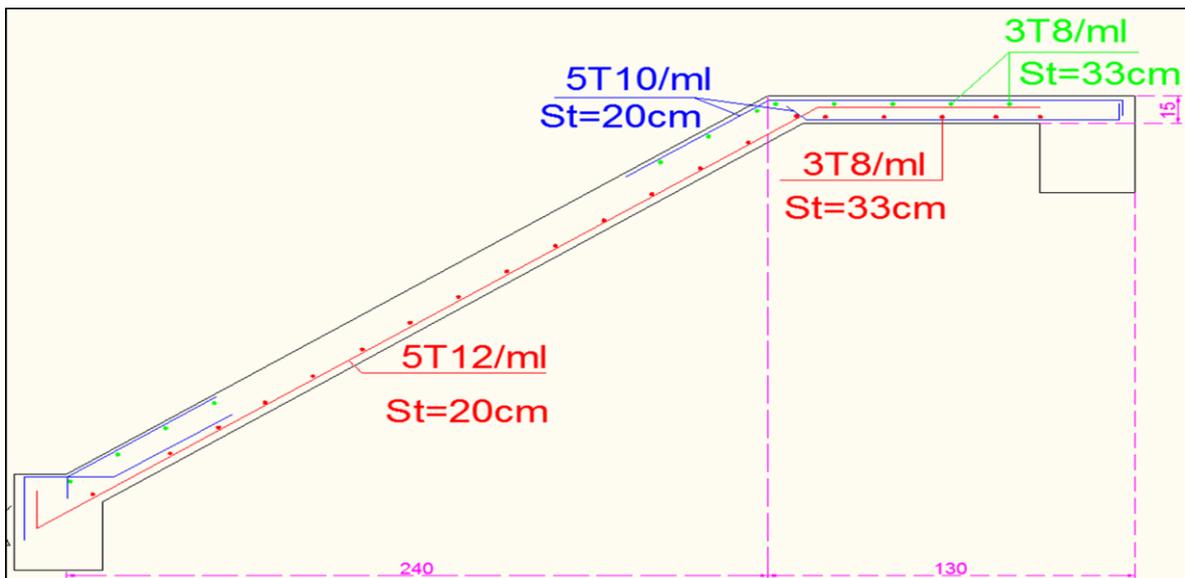


✓ Etage du RDC (escalier balancé) :

♣ Type 1 :



♣ Type 2 :

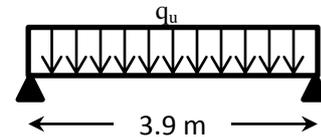


III.4. Poutre palière :

Notre poutre palière est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux, servant d'appui aux paliers.

Elle reprend les charges suivantes :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Réactions du palier.
- ✓ Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).

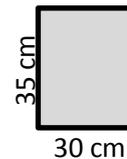


III.4.1. Dimensionnement :

1- Selon la condition de rigidité :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm}$$

Alors, $\begin{cases} h = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$



2- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003:

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \end{cases}$$



III.4.2. Calcul de la poutre palière :

• Charge revenant à la poutre palière :

- ✓ Poids propre de la poutre : $G_p = 0.35 * 0.30 * 25 = 2.625 \text{ KN/ml.}$
- ✓ Charge revenant à l'escalier : $\begin{cases} ELU: 22.56 \text{ KN/ml.} \\ ELS: 16.35 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

Alors, $\begin{cases} q_u = (1.35 * 2.625) + 22.56 = 26.1 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 2.625 + 16.35 = 18.975 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

• Sollicitations :

$$M^{max} = \frac{q_u * l^2}{8} = 49.62 \text{ KN.m} \quad , \quad V^{max} = \frac{q_u * l}{2} = 50.9 \text{ KN}$$

Localisation	Moment
En travée	$0.85 * M^{max} = 42.177 \text{ KN.m}$
Aux appuis	$-0.4 * M^{max} = -19.85 \text{ KN.m}$

➤ Ferrailage à la flexion simple :

• Armature longitudinale :

Tableau III.100 : calcul des sections de Ferrailage en travée	
Calculs	Conclusions
$M_u = 42.177 \text{ KN.m}$	$A_{travée} = 3.86 \text{ cm}^2$
$\mu_{bu} = 0.091 < 0,186 \text{ (pivot A)}, \epsilon_s = 10^\circ \%$	

$\mu_{bu} = 0.091 < \mu_l = 0,3916$	Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.195 \text{ cm}^2$
$\alpha = 0.12$	
$z = 0,314 \text{ m}$	

<i>Tableau III.101 : calcul des sections de Ferrailage aux appuis</i>	
Calculs	Conclusions
$M_u = 19.85 \text{ KN.m}$	<div style="border: 2px solid black; padding: 10px; display: inline-block;"> $A_{appui} = 1.77 \text{ cm}^2$ </div> Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.195 \text{ cm}^2$
$\mu_{bu} = 0.043 < 0,186 \text{ (pivot A)}, \varepsilon_s = 10\%$	
$\mu_{bu} = 0.043 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0,055$	
$z = 0,322 \text{ m}$	

• **Armature Transversale :**

$$A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

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

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b * d} = 0.514 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.34 \text{ MPa}, \text{FPN}$$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$V^{max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}, \quad a = 0.9 * d$$

$$\Rightarrow V^{max} = 50.9 \text{ KN} \leq 594 \text{ KN.}$$

Commentaire : la bielle est vérifiée.

➤ **Ferrailage à la torsion :**

On définit « Ω », l'aire de torsion, par une section creuse à mi- épaisseur « e » tel que :

$$\Omega = (b - e) * (h - e), e = b/6.$$

Donc, $e = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = 750 \text{ cm}^2$.

On définit « μ » comme étant le périmètre de « Ω » :

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 110 \text{ cm.}$$

- ✓ Le moment de torsion à prendre est le moment à l'encastrement de l'escalier balancé (Type 2). Donc $M_{tor} = 11.83 \text{ KN.m}$

➤ **Armature longitudinale et transversale :**

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s} = \frac{A_l * f_e}{\mu * \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega}$$

➤ **Armature longitudinale :**

$$A_l = \frac{M_{tor} * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{11.83 * 10^{-3} * 110 * 10^{-2} * 1.15}{2 * 750 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_l = 2.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversale :**

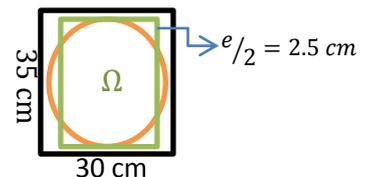


Figure III.12 : Section considérée dans le calcul de torsion

$$A_t = \frac{M_{tor} * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{11.83 * 10^{-3} * 0.2 * 1.15}{2 * 750 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_t = 0.453 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e} = 1.57 \text{ MPa.}$$

Note : La section d'armature totale sera calculée en (flexion simple + torsion), elle est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.102 : Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion

	Flexion simple		Torsion
	Travée	appuis	
Moment (KN.m)	42.177	19.85	11.83
Armature longitudinale (cm ²)	3.86	1.77	2.49
Armature transversale (cm ²)	0.6		0.453
Contrainte de cisaillement (MPa)	0.514		1.57

Tableau III.103 : Section d'armature en travée et aux appuis

	Flexion simple		Torsion	A _{Total}		A _{opté}	
	Travée	appuis		Travée	appuis	Travée	appuis
	Armature longitudinale (cm ²)	3.86					
Armature transversale (cm ²)	0.6		0.6+0.453 = 1.053	4φ ₈ = 2.01cm ² (2 cadre φ ₈) S _t = 20cm			

$$A_{min} = 0.5\%(b * h) = 5.25 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 9.92 \text{ cm}^2$$

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion} + \tau_{tortion}} = 1.652 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa.}$$

Vérifiée

- **Vérification des contraintes :**

$$M_t^{ser} = 30.665 \text{ KN.m}$$

Tableau III.104 : Vérification des contraintes en travée

Calculs	Vérifications
y = 0.032 m	σ _b = 1.45 MPa < σ̄ _b = 15 MPa
I = 6.773 * 10 ⁻⁴ m ⁴	
σ _b = 1.45 MPa	

Vérifiée

$$M_a^{ser} = 14.43 \text{ KN.m}$$

Tableau III.105 : Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.027 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.248 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ <i>Vérifiée</i>
$I = 1.59 * 10^{-3} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.248 \text{ MPa}$	

• **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8 \text{ m.} \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

① $h = 0.35 \text{ m} > 0.085(3.9) = 0.3315 \text{ m.}$

② $A_t = 6.09 \text{ cm}^2 < 10.45 \text{ cm}^2$

Vérifiée

Note : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

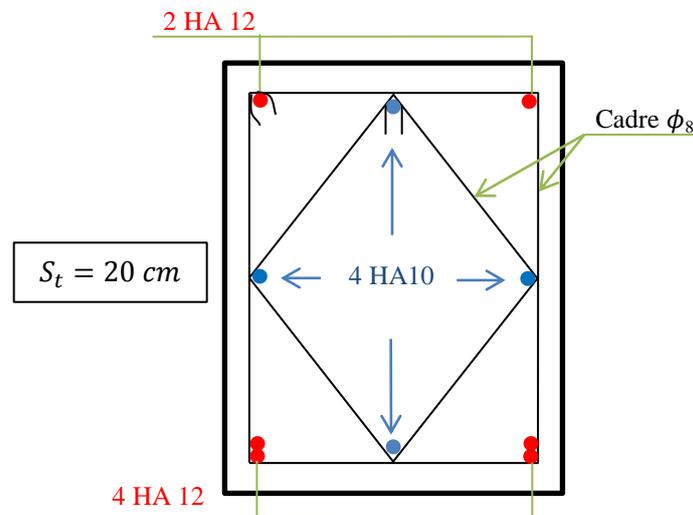


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5. Poutre brisée

Notre poutre brisée est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux. Elle est calculée à la flexion simple et à la torsion.

Elle reprend les charges suivantes :

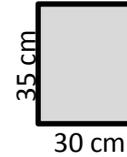
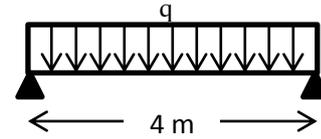
- ✓ Son poids propre.
- ✓ Charges transmises sous efforts tranchants.
- ✓ Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).

III.5.1. Dimensionnement :

1- Selon la condition de rigidité :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

Alors, $\begin{cases} h = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$



2- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003:

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

III.5.2. Calcul de la poutre brisée :

• Charge revenant à la poutre brisée :

✓ Poids propre de la poutre : $G_{p,b} = \frac{0.35 \cdot 0.30 \cdot 25}{\cos 15.48} = 2.724 \text{ KN/ml.}$

✓ Réactions : $\begin{cases} ELU: 8.362 \text{ KN/ml.} \\ ELS: 6.037 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

Alors, $\begin{cases} q_u = (1.35 \cdot 2.724) + 8.362 = 12.04 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 2.724 + 6.037 = 8.761 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

• Sollicitations :

$$M^{max} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 24.08 \text{ KN.m} \quad , \quad V^{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 24.08 \text{ KN}$$

Localisation	Moment
En travée	$0.85 \cdot M^{max} = 20.47 \text{ m}$
Aux appuis	$-0.4 \cdot M^{max} = -9.632 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage à la flexion simple :**

• Armature longitudinale :

Calculs	Conclusions
$M_u = 20.47 \text{ KN.m}$	<div style="border: 2px solid black; padding: 10px; display: inline-block;"> $A_{travée} = 1.83 \text{ cm}^2$ </div> Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.195 \text{ cm}^2$
$\mu_{bu} = 0.044 < 0,186 \text{ (pivot A)}, \varepsilon_s = 10^\circ \%$	
$\mu_{bu} = 0.044 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0.056$	
$z = 0,322 \text{ m}$	

Tableau III.107 : calcul des sections de Ferrailage aux appuis	
Calculs	Conclusions
$M_u = 9.362 \text{ KN.m}$	<div style="border: 2px solid black; padding: 5px; display: inline-block;"> $A_{appui} = 0.82 \text{ cm}^2$ </div> <p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.195 \text{ cm}^2$
$\mu_{bu} = 0.02 < 0,186 \text{ (pivot A)}, \varepsilon_s = 10^\circ \%$	
$\mu_{bu} = 0.02 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0,025$	
$z = 0,327 \text{ m}$	

- **Armature Transversale :**

$$A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

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

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b * d} = 0.243 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.34 \text{ MPa}, \text{FPN}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$V^{max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}, \quad a = 0.9 * d$$

$$\Rightarrow V^{max} = 24.08 \text{ KN} \leq 594 \text{ KN}.$$

Commentaire : la bielle est vérifiée.

- **Ferrailage à la torsion :**

On définit « Ω », l'aire de torsion, par une section creuse à mi- épaisseur « e » tel que :

$$\Omega = (b - e) * (h - e), \quad e = b/6.$$

Donc, $e = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = 750 \text{ cm}^2$.

On définit « μ » comme étant le périmètre de « Ω » :

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 110 \text{ cm}.$$

- ✓ Le moment de torsion à prendre est le moment à l'encastrement de l'escalier balancé (Type 2). Donc $M_{tor} = 11.83 \text{ KN.m}$

- **Armature longitudinale et transversale :**

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s} = \frac{A_l * f_e}{\mu * \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega}$$

- **Armature longitudinale :**

$$A_l = \frac{M_{tor} * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{11.83 * 10^{-3} * 110 * 10^{-2} * 1.15}{2 * 750 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_l = 2.49 \text{ cm}^2$$

- **Armature transversale :**

$$A_t = \frac{M_{tor} * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{11.83 * 10^{-3} * 0.2 * 1.15}{2 * 750 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_t = 0.453 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement :**

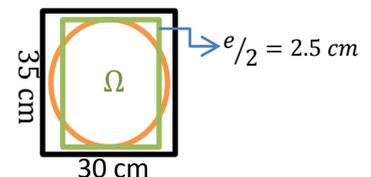


Figure III.14 : Section considérée dans le calcul de torsion

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e} = 1.57 \text{ MPa.}$$

Note : La section d'armature totale sera calculée en (flexion simple + torsion), elle est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.108 : Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion

	Flexion simple		Torsion
	Travée	appuis	
Moment (KN.m)	20.47	9.632	11.83
Armature longitudinale (cm ²)	1.83	1.195	2.49
Armature transversale (cm ²)	0.6		0.453
Contrainte de cisaillement (MPa)	0.243		1.57

Tableau III.109 : Section d'armature en travée et aux appuis

	Flexion simple		Torsion	A _{Total}		A _{opté}	
	Travée	appuis		Travée	appuis	Travée	appuis
Armature longitudinale (cm ²)	1.83	1.195	2.49	1.83 + $\frac{2.49}{2}$ = 3.075	1.195 + $\frac{2.49}{2}$ = 2.44	4HA10 = 3.14	4HA10 = 3.14
Armature transversale (cm ²)	0.6		0.453	0.6+0.453 = 1.053		4φ ₈ = 2.01cm ² (2cadre φ ₈) S _t = 20cm	

$$A_{min} = 0.5\%(b * h) = 5.25 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 6.28 \text{ cm}^2$$

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion} + \tau_{torsion}} = 1.346 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa.}$$

Vérifiée

- **Vérification des contraintes :**

$$M_t^{ser} = 14.89 \text{ KN.m}$$

Tableau III.110 : Vérification des contraintes en travée

Calculs	Vérifications
y = 0.087 m	$\sigma_b = 3.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
I = 3.44 * 10 ⁻⁴ m ⁴	
$\sigma_b = 3.78 \text{ MPa}$	

Vérifiée

$$M_a^{ser} = 7 \text{ KN.m}$$

Tableau III.111 : Vérification des contraintes aux appuis

Calculs	Vérifications
y = 0.087 m	$\sigma_b = 1.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
I = 3.44 * 10 ⁻³ m ⁴	
$\sigma_b = 1.77 \text{ MPa}$	

Vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

① $h = 0.35 \text{ m} > 0.085(4) = 0.34\text{m}.$

② $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 < 10.45 \text{ cm}^2$



Note : Il n'y a pas lieu de vérifier

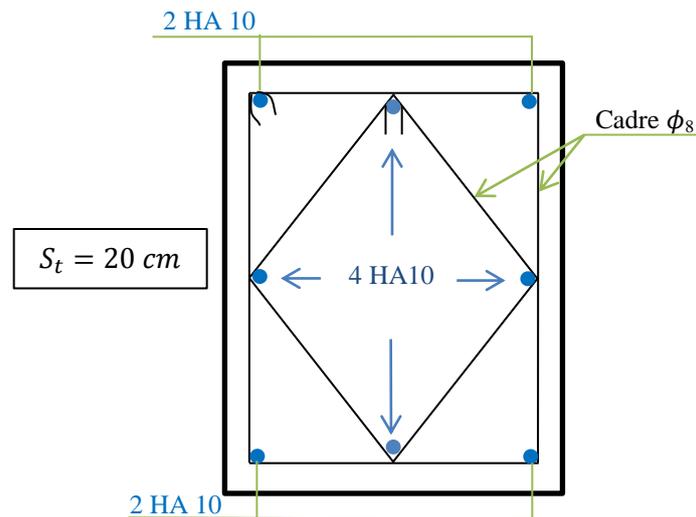


Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.6. Poutre de chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur tout l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- ✓ Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- ✓ Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

III.6.1. Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3) :

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

- Hauteur minimale $h \geq 15 \text{ cm}$.
- Largeur minimale $b \geq 2/3$ de l'épaisseur du mur.

On opte : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

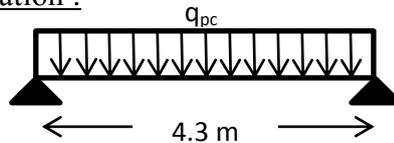
III.6.2. Sollicitations :

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

❖ Etage de service :



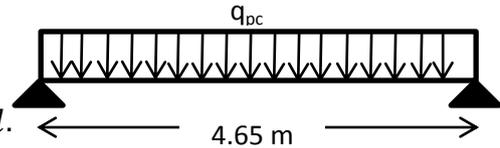
❖ Etage à usage d'habitation :



La poutre qui nous donne des sollicitations plus défavorable est celle de l'étage de service.

✓ $G_{p.c} = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$.

✓ $G_{mur} = 2.93 (3.06 - 0.35) = 7.9403 \text{ KN/ml}$.



$$ELU \begin{cases} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) + 1.5 Q = 18.013 \text{ KN/ml} \\ M_u = q_u \times l^2 / 8 = 48.685 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l / 2 = 41.88 \text{ KN} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} + Q = 13.065 \text{ KN/ml} \\ M_s = q_s \times l^2 / 8 = 35.312 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Correction des moments :

$$Travée \begin{cases} M_T^u = 0.75 M_u = 36.514 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.75 M_s = 26.484 \text{ KN.m} \end{cases}, \text{ Appuis } \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -24.342 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -17.656 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.6.3. Ferrailage :

Tableau III.112 : Ferrailage de la poutre de chaînage

	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)
Travée	36.514	0.0787	0.1025	0.3164	3.31	3HA12 = 3.39	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.2$
Appuis	- 24.342	0.0524	0.0673	0.3211	2.17	3HA10 = 2.36	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.2$

III.6.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.423 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}, \text{ FN}$$

III.6.5. Calcul de l'espacement :

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

① $S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 b} = 0.67 \text{ m}.$

② $S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 0.297 \text{ m}.$

③ $S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 * k * f_{t28})}$; $k = 1$, car $\begin{cases} \text{FN} \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$
 $\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

III.6.6. Vérification des contraintes :

Tableau III.113 : Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage

	M^s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	26.484	0.0894	3.658*10 ⁻⁴	6.47	15	261.3	201.64
Appuis	- 17.656	0.0772	2.722*10 ⁻⁴	5	15	245.96	201.64

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ Il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

Tableau III.114 : Revérification des contraintes dans la poutre de chaînage

	M^s (KN.m)	β	α	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	σ_b (MPa)	Commentaire
Travée	26.484	4.04*10 ⁻³	0.305	4.43	4HA12 = 4.52	5.84	Vérifiée
Appuis	- 17.656	2.68*10 ⁻³	0.255	2.9	4HA10 = 3.14	1.2	Vérifiée

➤ RPA 99/2003: $A_{min} = 0.5\%(b * h) = 5.25 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a$

Vérifiée

III.6.7. Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\begin{cases} \text{① } h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ \text{② } A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{cases}$$

① $h = 0.35 \text{ m} > 0.075(4.65) = 0.34875m.$

② $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 < 10.395 \text{ cm}^2$

Vérifiée

Note : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

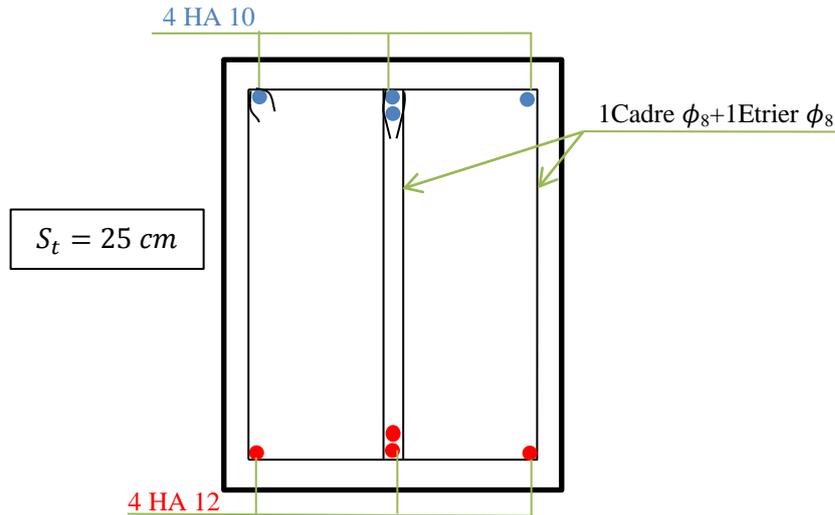


Figure III.16 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.7. Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.7.1. Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

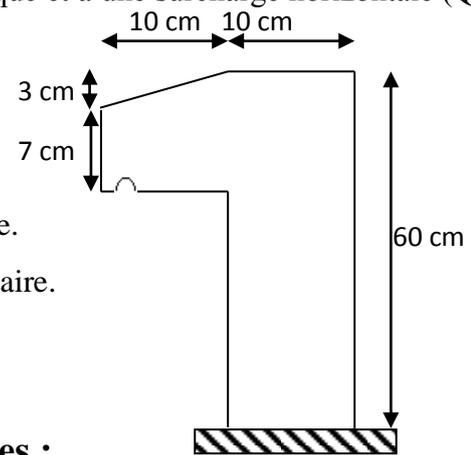


Figure III.17 : Acrotère

III.7.2. Évaluation des charges et surcharges :

➤ Verticales :

Tableau III.115 : Charges et surcharges.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	1.725	0.03*0.6* 20 = 0.36	2.085	1

➤ Horizontales : (dues au séisme).

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \quad \text{D'après le RPA99, l'acrotère est soumis}$$

F_p : une force horizontale due au séisme

- ✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.
- ✓ **C_p** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1** du **RPA99**).
- ✓ **W_p** : poids de l'élément considéré.

{	$A = 0,15.$
	$C_p = 0,8.$
	$W_p = 2,085 \text{ KN} / \text{ml}.$

Pour notre cas : - Groupe d'usage 2.
- Zone II_a (Bejaia).

Donc : $F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,085 \Rightarrow F_p = 1 \text{ KN}$

NB : La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.7.3. Calcul des sollicitations :

A. Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S$$

A.N:

$$x_c = \frac{0,6 * 0,1 * (0,1/2) + 0,07 * 0,1 * (0,1 + 0,1/2) + 0,5 * 0,1 * 0,03 * (0,1 + 0,1/3)}{0,069}$$

$$x_c = 0,0616 \text{ m}$$

$$y_c = 0,327 \text{ m}$$

B. Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 2,085 \text{ KN} / \text{ml} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN} / \text{ml} \Rightarrow M_Q = 1 * 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}.$$

$$F_p = 1 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p * y_c = 1 * 0,327 \Rightarrow M_{F_p} = 0,327 \text{ KN.m}.$$

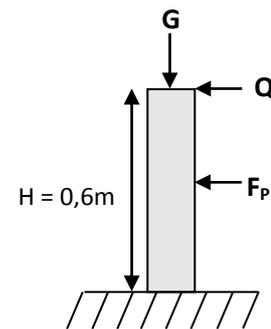


Figure III.18 : Les Sollicitations sur l'acrotère

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III.116: Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
		G + Q + F _p	1,35*G + 1,5*Q
N (KN)	2.085	2,81	2,085
M (KN)	0.927	0,9	0,6

III.7.4. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.927}{2.085} = 0.44m \\ \frac{H}{6} &= 0.016m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$e_2 = e_1 + e_a$; Tel que e_a : Excentricité additionnelle.

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{60}{250}\right) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0.44 + 0.02 = 0.46m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0.6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.1} = 0.864cm.$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 46 + 0.864 = 46.864cm.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2.085 \text{ KN et } M_U = N_U * e_t = 2.085 * 0.46864 = 0,98 \text{ KN.}$$

III.7.5. Ferrailage :

A. ELU :

$$h = 10 \text{ cm; } d = 8 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u * \left(d - \frac{h}{2}\right)$

- ✓ M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.
- ✓ M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$\Rightarrow M_{uA} = 0.98 + 2.085 * (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.042 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.042 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.2} = 0.0114 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où : $A's = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu^{bu}}}{0.8} = 0.0143$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.0795$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z * f_{st}} = \frac{1.042 * 10^{-3}}{0.0795 * 348} = 0.3766 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.3766 * 10^{-4} - \frac{2.085 * 10^{-3}}{348} = 0.3166 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 (1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}).$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm.}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 15 \text{ cm.}$

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0.13 * f_{c28}, 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3.25, 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 * (F_p + Q) = 1,5 * 2 = 3 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{3 * 10^{-3}}{1 * 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0375 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi * \phi = 4 * \pi * 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3000}{0.9 * 0.08 * 7.54 * 10^{-2}} = 0.552 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{c28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

B. ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0.08 \text{ m ;}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

✓ Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_A ;$$

Tel que e_1 : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.085} = 0.2877 \text{ m} < h/2 = 0.3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow c = 0.08 - 0.2877 = -0.2077 \text{ m} (C < 0 \text{ et } y_c > 0) \rightarrow \text{C à l'extérieur de la section.}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$\text{Tel que : } p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b}.$$

$$q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b}.$$

$$\begin{cases} P = -3 * 0.2077^2 + (0.08 - 0.2077) * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = -0.1297 \text{ m}^2 \\ q = -3 * 0.2077^3 + (0.08 - 0.2077)^2 * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = 0.0164 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Par itération $y_c = 0.25 \text{ m}$. Donc, $y = 0.0423 \text{ m}$

✓ Calcul des contraintes :

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 7.81 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y = 0.113 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 * N_{ser}}{\mu_t} * (d - y) = 1.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

III. 7.6. Schéma de Ferrailage :

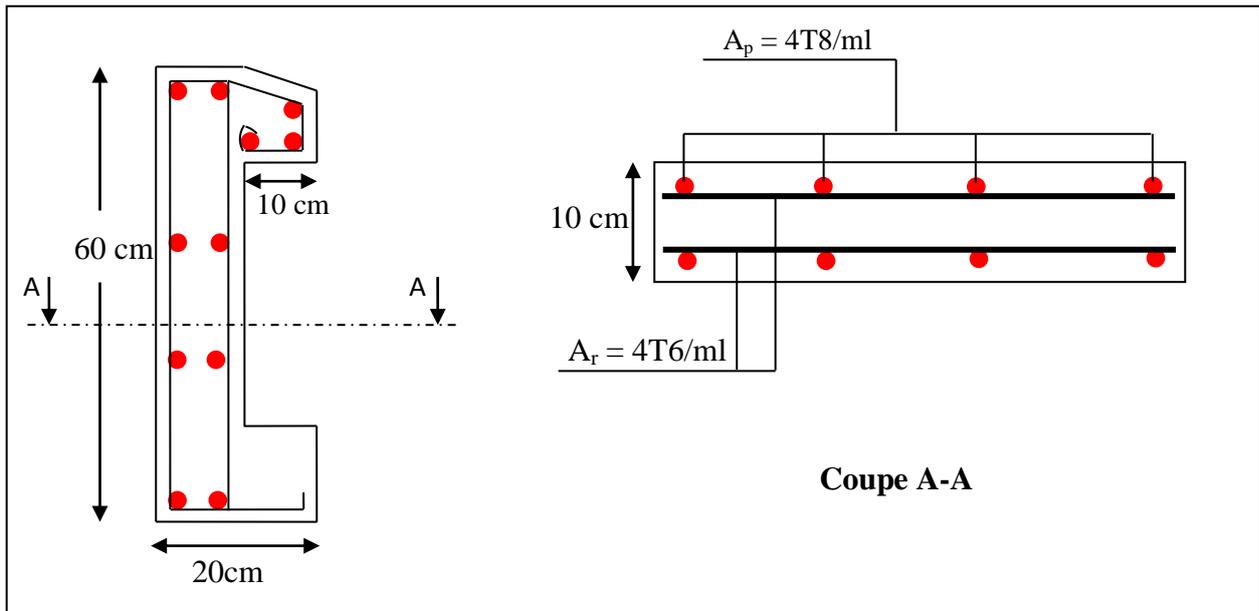


Figure III.19: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.8. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

III.8.1. Description de l'ascenseur :

- ❖ **Cabine** : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- ❖ **Gaine** : Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.
- ❖ **Palier** : Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- ❖ **Cuvette** : Partie de la gaine située en contre-bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.
- ❖ **Hauteur libre** : Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.
- ❖ **local des machines** : Local où se trouvent la machine et son appareillage.

III.8.2. Caractéristiques de l'ascenseur: Annexe (4)

➤ Nombre de passagers :

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

- $L = 140\text{cm}$: Longueur de l'ascenseur.
 $L_r = 110\text{cm}$: Largeur de l'ascenseur.
 $H = 220\text{cm}$: Hauteur de l'ascenseur.
 $F_c = 102\text{KN}$: Charge due à la cuvette.
 $D_m = 82\text{KN}$: Charge due à la salle des machines.
 $P_m = 15\text{KN}$: Charge due à l'ascenseur.
 $P_{perssonnes} = 6.3\text{KN}$: La charge nominale.
 $V = 1.00\text{m/s}$: La vitesse.

III.8.3. Etude de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a : $L_x = 150\text{cm}$, $L_y = 170\text{cm} \Rightarrow S = 1.50 * 1.70 = 2.55 \text{ m}^2$

Soit alors son épaisseur est **e=20cm**.

➤ Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 * 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$: Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 * 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$: Poids de revêtement en béton.

$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2$

$G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{2.55} = 40 \text{ KN/m}^2$

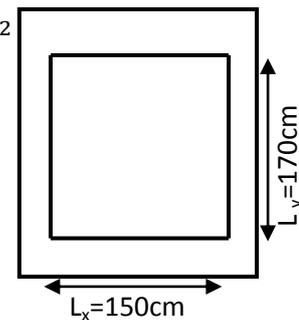


Figure III.20 : Les dimensions de l'ascenseur.

$G_{total} = G + G' = 6.1 + 40 = 46.1 \text{ KN/m}^2$ Et $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

A. Cas de charge repartie :

• A l'ELU :

✓ Calcul les sollicitations :

$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 * 46.1 + 1.5 * 1 = 63.73 \text{ KN}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens.

$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$

➤ Calcul les sollicitations à ELU :

$M_x^0 = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.0476 * 63.73 * 1.5^2 = 6.825 \text{ KN.m}$

$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 0.7438 * 6.825 = 5.076 \text{ KN.m}$

▪ Calcul les moments réelles :

En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 0.85 * 6.825 = 5.8 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 0.85 * 5.076 = 4.31 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -0.4 * M_x^0 = -0.4 * 6.825 = -2.73 \text{ KN.m}$

▪ Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.117: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).

Sens	$M_u (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(cm)$	$A_{calculée} (cm^2/ml)$	$A_{opté} (cm^2/ml)$	$S_t (cm)$
Travée x-x	5.8	0.0126	0.016	17.9	0.93	4T8=2.01	St ≤ min (3e,33cm) St=25
Travée y-y	4.31	0.0105	0.013	16.9	0.732	4T8=2.01	St ≤ min (3e,33cm) St=25
Appuis	2.73	0.0066	0.0083	16.94	0.46	3T8=1.51	33 cm

▪ **Vérification a l'ELU:**

✓ **Condition de non fragilité :**

• **En travée :**

On a des HAf_cE400 ⇒ $\rho_0 = 0.0008$

Avec $h_0 = e = 20 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$ et $\rho = 0,88$

$$\begin{cases} \rho = 0,88 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_x^{min} = \rho_0 * \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) * b * e = 0.0008 * \left(\frac{3 - 0.88}{2}\right) * 100 * 20$$

$$\Rightarrow A_x^{min} = 1.7 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e = 0.0008 * 100 * 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t^x = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_x^{min} = 1.7 \text{ cm}^2/ml \\ A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **En appuis :** $A_a = 3T8/ml = 1.51 \text{ cm}^2/ml < A_a^{min} = 2.05 \text{ cm}^2/ml$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{min}

$$\Rightarrow A_a = 3T10/ml = 2.37 \text{ cm}^2/ml$$

✓ **Vérification l'effort tranchant :**

$\rho = 0.88 > 0.4$ flexion simple dans les deux sens.

$$\begin{cases} V_x = q_u * \frac{l_x}{3} = 31.865 \text{ KN} \\ V_y = q_u * \frac{l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{1}{\rho}} = 33.2 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{33.2 \times 10^{-3}}{1000 \times 170} = 0.193 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa}.$$

Donc, la condition est vérifiée.

▪ **Vérification a l'ELS:**

$q_s = G_{total} + Q = 46.1 + 1 = 47.1 \text{ KN/m}^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$$\rho = 0,88 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (1)}$$

➤ **Calcul les moments :**

$$M_x^0 = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0546 * 47.1 * 1.5^2 = 5.786 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 0.8216 * 5.786 = 4.753 \text{ KN.m}$$

• **Calcul les moments réels :**

$$\checkmark \text{ En travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 4.92 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 4.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ En appuis : } M_a = -0.4 * M_x^0 = -2.31 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification de la contrainte:

Tableau III.118 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.03 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.437 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 7 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.437 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 75.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Vérifiée
$\sigma_s = 75.48 \text{ MPa}$	

Tableau III.119 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.039 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 1.20937 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.3 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 65.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Vérifiée
$\sigma_s = 65.64 \text{ MPa}$	

Tableau III.120 : Vérification des contraintes en appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.031 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 0.78611 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.92 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 61.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Vérifiée
$\sigma_s = 61.09 \text{ MPa}$	

❖ Schémas de ferrailage :

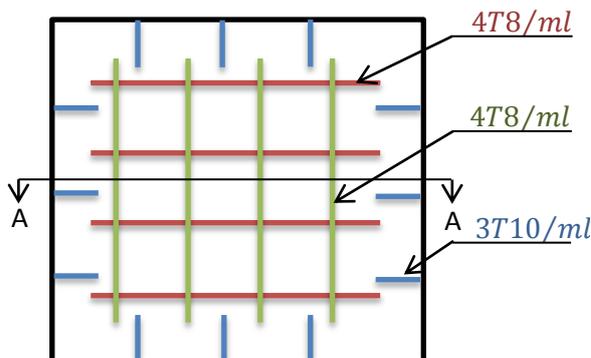


Figure III.21 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

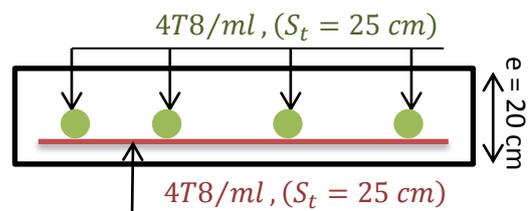


Figure III.22: Coupe A-A détail de ferrailage.

2) Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u = dimension suivant x-x.

b_0 et v : Dimension suivant y-y.

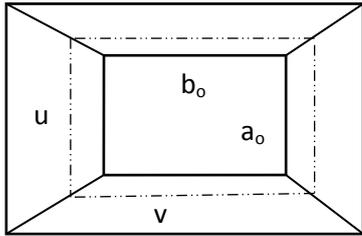


Figure III.23 : Schémas représentant la surface d'impact.

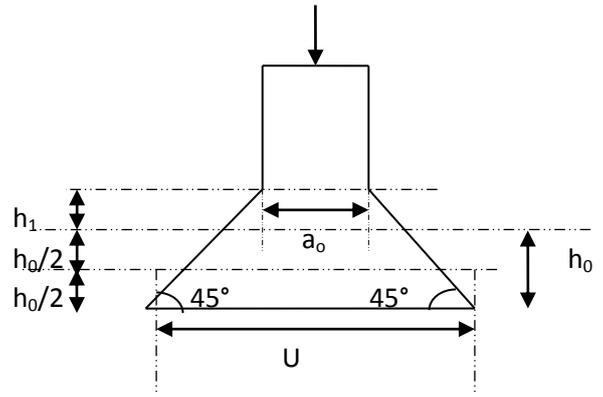


Figure III.24: Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \zeta \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \zeta \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm. \\ b_0 = 80cm. \end{cases}$$

Avec $h_1 = 5cm$: Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 20cm$: Épaisseur de dalle.

$\zeta = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \end{cases}$$

▪ **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = q_u * (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u * (M_2 + \nu M_1) \end{cases}, \text{ Avec } \gamma : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \gamma = 0 & \text{à l'ELU} \\ \gamma = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

- M_1 est en fonction de $\frac{u}{L_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{110}{150} = 0.733$ et $\rho = 0,88$
- M_2 est en fonction de $\frac{v}{L_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{110}{170} = 0.674$ et $\rho = 0,88$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve : $M_1=0.072$ KN.m et $M_2=0.057$ KN.m

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU :

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u * M_1 \\ M_y = q_u * M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a: } g = D_m + P_m + P_{perssonne} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3KN.$$

$$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455KN$$

$$M_{x1} = q_u * M_1 = 139.455 * 0.072 = 10.04 KN.m$$

$$M_{y1} = q_u * M_2 = 139.455 * 0.057 = 7.94 KN.m$$

Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73KN.$$

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x * q_u * l_x^2 = 0.0476 * 9.73 * 1.5^2 = 10.04 KN.m \\ M_{y2} = u_x * M_{x2} = 0.7438 * 10.04 = 7.47 KN.m \end{cases}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.04 + 1.04 = 11.08 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.94 + 0.77 = 8.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments réels :**

- ✓ En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 9.418 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 7.4 \text{ KN.m} \end{cases}$
- ✓ En appuis : $M_a = -0.4 * M_x^0 = -3.76 \text{ KN.m}$

III.8.4. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prend $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A calculée (cm ² /ml)	A opté (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée x-x	9.418	0.02	0.025	17.8	1.52	4T8=2.01	St ≤ min (3e, 33cm) St=25
Travée y-y	7.4	0.018	0.022	16.84	1.26	4T8=2.01	St ≤ min (3e, 33cm) St=20
Appuis	3.76	0.0092	0.011	16.92	0.63	3T8=1.51	St=33 cm

❖ **Vérification a l'ELU :**

1) **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_t^x = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_x^{min} = 1.7 \text{ cm}^2/ml \\ A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

En appuis : $A_a = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2/ml > A_a^{min} = 2.05 \text{ cm}^2/ml$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{min}

$$\Rightarrow A_a = 3T10/ml = 2.37 \text{ cm}^2/ml$$

2) **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur total de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 139.455 \text{ KN} < 0.045 * u_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 * 2 * 2.2 * 0.2 * \frac{25 * 10^3}{1.5}$$

$q_u = 139.455 \text{ KN} < 660 \text{ KN}$. Donc, pas de risque de poinçonnement.

3) **Vérification de l'effort tranchant :**

On a $u=v=110 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{3 * u_c} = \frac{139.455}{3 * 4.4} = 10.56 \text{ KN}$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{10.56 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.059 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Calcul à l'ELS :

1) **Le moment engendré par le moment de levage :**

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} * (M_1 + \nu M_2) = 103.3 * (0.072 + 0.2 * 0.057) = 8.61 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} * (M_2 + \nu M_1) = 103.3 * (0.057 + 0.2 * 0.072) = 7.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) Le moment dû au poids propre de la dalle:

$$Q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}$$

$$ELS: \rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases}$$

➤ **Calcul les moments :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0546 * 7.1 * 1.5^2 = 0.87 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 0.8216 * 0.87 = 0.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3) Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.61 + 0.87 = 9.48 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.37 + 0.71 = 8.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul les moments réels :**

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x = 0.85 * 9.48 = 8.058 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y = 0.85 * 8.08 = 6.868 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } M_a = -0.4 * M_x = -0.4 * 9.48 = -3.223 \text{ KN.}$$

❖ **Vérification de la contrainte:**

Tableau III.122 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.03 \text{ m}$	$\sigma_b = 3.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée Vérifiée $\sigma_s = 235 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$
$I = 7.683 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 3.13 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$	

Donc : il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 1.233 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.18 \\ A_t^x = 2.362 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_t^x = 5T8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$St < \min(3e, 33 \text{ cm})$, Alors **St = 20 cm**.

Tableau III.123 : Revérification des contraintes en travée (sens x-x)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.033 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 9.333 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.85 \text{ MPa}$	

Tableau III.124 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.029 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée Vérifiée $\sigma_s = 213.4 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$
$I = 6.807 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.93 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 213.4 \text{ MPa}$	

Donc : il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 1.178 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.176 \\ A_t^y = 2.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_t^y = 5T8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

St < min (3 e, 33 cm), Alors **St = 20 cm**.

Tableau III.125 : Revérification des contraintes en travée (sens y-y)	
Calculs	Vérifications
y = 0.032 m	$\sigma_b = 2.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
I = 8.262 * 10 ⁻⁵ m ⁴	
$\sigma_b = 2.66 \text{ MPa}$	

Tableau III.126 : Vérification des contraintes en appuis	
Calculs	Vérifications
y = 0.031 m	$\sigma_b = 1.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
I = 7.861 * 10 ⁻⁵ m ⁴	
$\sigma_b = 1.28 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 85.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Vérifiée
$\sigma_s = 85.16 \text{ MPa}$	

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.5} = 0.133 > \frac{3}{80} = 0.0375 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.7} = 0.11 > \frac{3}{80} = 0.0375 \end{cases} \quad \begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.5} = 0.133 > \frac{M_{tx}}{20 * M_x} = 0.0425 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.7} = 0.11 > \frac{M_{ty}}{20 * M_y} = 0.04 \end{cases}$$

Dalle au dessous $\begin{cases} \frac{A_s}{b * d_x} = \frac{2.01}{100 * 18} = 0.0011 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b * d_y} = \frac{2.01}{100 * 17} = 0.0011 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{cases}$

Dalle au dessous $\begin{cases} \frac{A_s}{b * d_x} = \frac{2.51}{100 * 18} = 0.0014 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b * d_y} = \frac{2.51}{100 * 17} = 0.0014 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{cases}$

❖ **Schéma de ferrailage :**

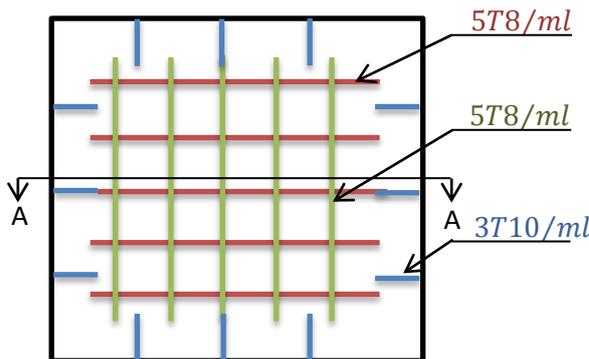


Figure III.25: Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.

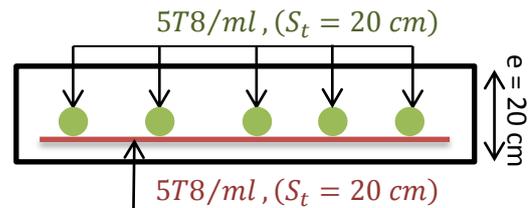


Figure III.26: Coupe A-A détails de ferrailage.

Introduction :

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique pour avoir une distribution régulière des efforts. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou de dissipation d'énergie.

De plus, il est important de tenir compte de l'activité et des propriétés du sol. Toutes ces considérations nous amènent à des calculs plus complexes que dans le cas général, car il faut tenir compte de l'interaction fondation-structure pour :

- ✓ Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).
- ✓ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS).
- ✓

IV.1.Méthodes de calcul:

Le **RPA99/2003** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode dynamique : - La méthode d'analyse modale spectrale.
-La méthode d'analyse par accélérogrammes.

IV.1.1. Méthode statique équivalente:

A. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, de même propriétés d'inertie.

B. Conditions d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65 m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- ✓ Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/version 2003** (article 4.1.2).

C. Calcul de la force sismique totale :

L'effort sismique total V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales, selon la formule :

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

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.
 Dans notre cas : - Groupe d'usage 2
 - Zone sismique : IIa } **→ A = 0.15**
- **R** : coefficient de comportement global de la structure.
 Valeur donnée par le tableau (4.3) du RPA 99 /2003 en fonction du système de contreventement. (Contreventement mixte) ⇒ **R = 5**
- **Q** : facteur de qualité : il est fonction de :

Conditions	Observations	pénalités
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non observés	0,05
2. Redondance en plan	Non observé	0,05
3. Régularité en plan	Non observé	0,05
4. Régularité en élévation	observé	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	observé	0
6. Contrôle de qualité de l'exécution	observé	0

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$.

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau (4.4) du RPA99/2003. **Q = 1.15**

- **W** : poids total de la structure : $W = \sum_1^{13} W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau 4.5 du RPA 99/2003.

W = 2871,8017 KN.

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen.
 Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

D. Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le RPA 99/2003 (article 4.2.4), la période empirique peut être calculée de deux manières :

✓ $T = C_T * (h_N)^{3/4}$ avec :

h_N : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. ⇒ $h_N = 37.98$ m.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

⇒ $C_T = 0,05$ (tableau 4.6 du RPA 99/2003). D'où : $T = 0,765$ s.

✓ $T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}}$.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

$$\begin{cases} L_x = 22.6 \text{ m} \\ L_y = 11.75 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.719 \text{ sec} \\ T_y = 0.997 \text{ sec} \end{cases}, \text{Après Majoration} \begin{cases} T_x = 0.9347 \text{ sec} \\ T_y = 1.2961 \text{ sec} \end{cases}$$

Valeur de T_1 et T_2 :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA99/2003 tableau 4.7)

$$\text{Sol ferme} \Rightarrow \text{site } S_2 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.4 \text{ sec} \end{cases}$$

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 < T < 3 \text{ sec}$$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$ → facteur de correction d'amortissement.

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA 99/2003 tableau 4.2).

Portique auto stable → $\xi = 7\%$.

Voiles → $\xi = 10\%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne → $\xi = 8,5\%$.

$$\begin{cases} D_x = 1.379 \\ D_y = 1.324 \end{cases}$$

Donc,

$$V_x = 1366.274 \text{ KN}$$

$$V_y = 1311.781 \text{ KN}$$

IV.1.2. Méthodes d'analyse dynamique :

➤ modale spectrale :

cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

A. principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

B. les hypothèses :

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

IV.1.2.1. Modélisation de la structure :

La forme architecturale de la structure à étudier, nous à pousser à une recherche d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc selon RPA99/2003 (article 3.4) on doit introduire des voiles

On a opté à cette disposition :

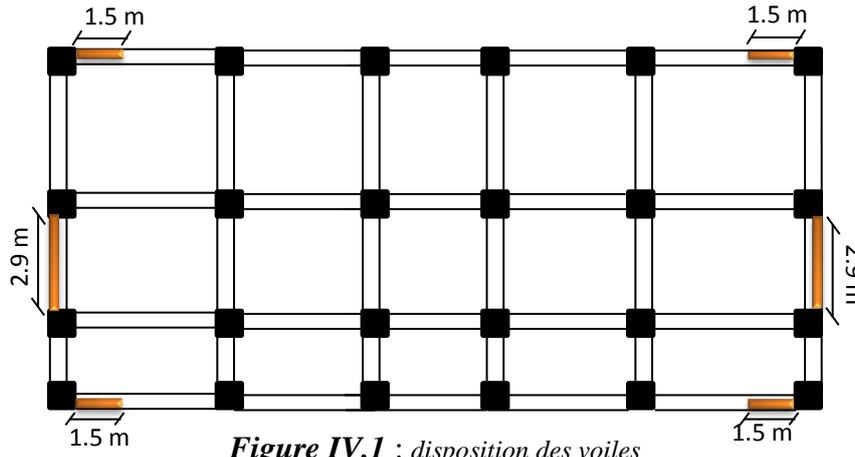


Figure IV.1 : disposition des voiles

Nous présenterons dans les figures suivantes la modélisation de la structure :

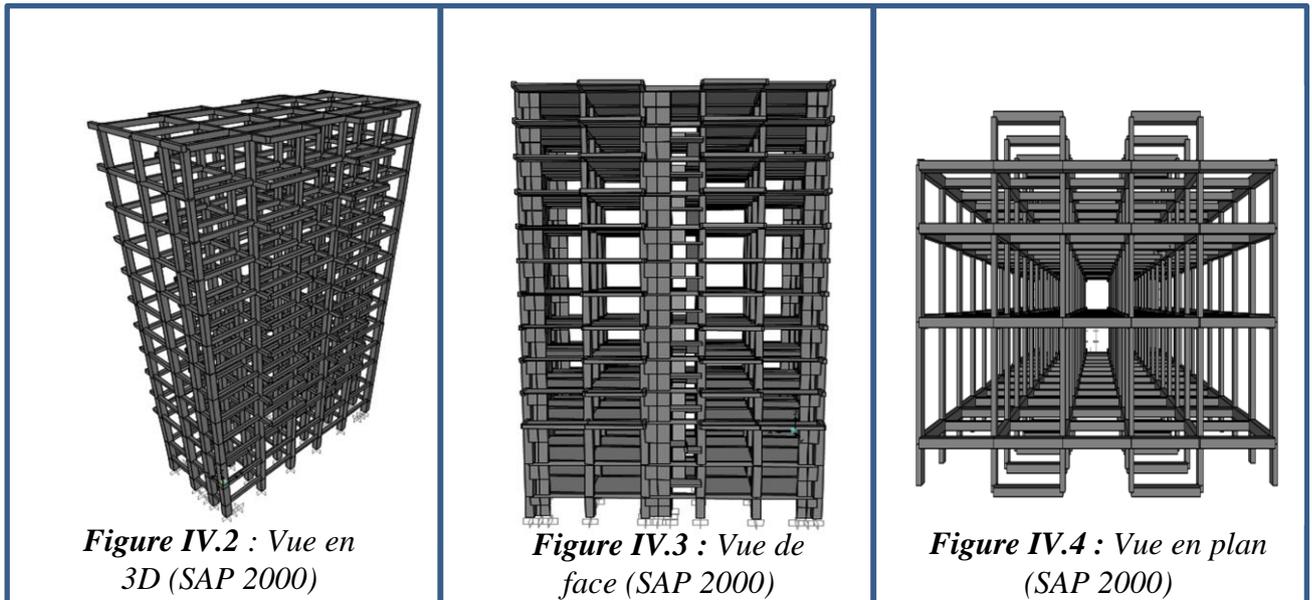


Figure IV.2 : Vue en 3D (SAP 2000)

Figure IV.3 : Vue de face (SAP 2000)

Figure IV.4 : Vue en plan (SAP 2000)

IV.1.2.2. Analyse du comportement de la structure :

✓ Mode (1) :

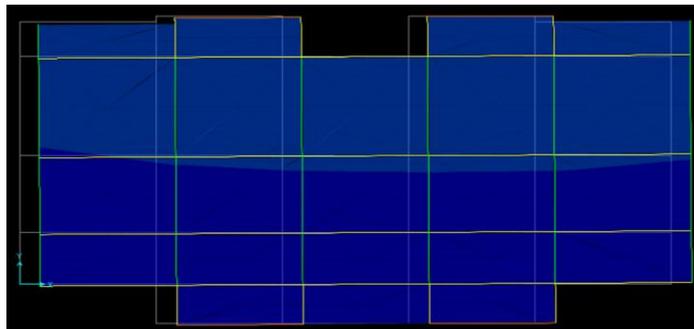


Figure IV.5 : premier mode de déformation (translation suivant x)($T=0.92514$ sec)

Analyse des résultats : la participation modale du premier mode suivant (x) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration ($T=0.92514s$) est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorées de 30%. ($T=0.9347s$).

✓ **Mode (2) :**

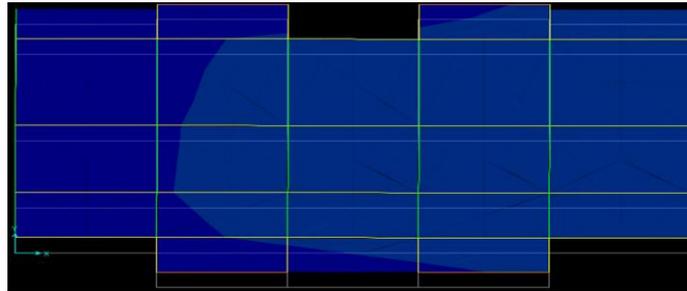


Figure IV.6: deuxième mode de déformation (translation suivant y) ($T=0.8116$ sec)

Analyse des résultats : la participation modale du deuxième mode suivant (y) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration ($T=0.8116s$) est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorées de 30%. ($T=1.2961s$).

✓ **Mode (3) :**

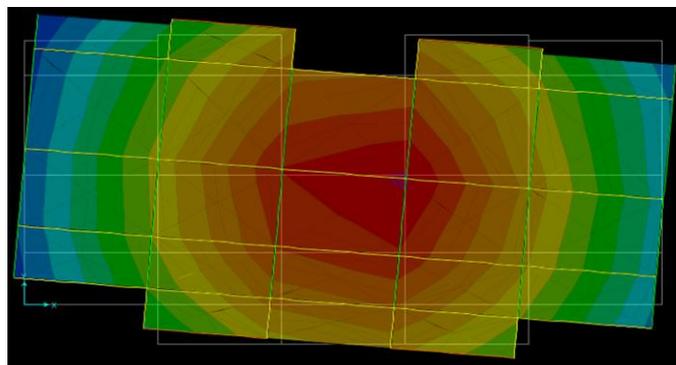


Figure IV.7 : troisième mode de déformation (rotation suivant z) ($T=0.65408$ sec)

➤ **Période de vibration et taux de participation des masses modales:**

Tableau IV.1 : Période de vibration et taux de participation des masses modales

Modes	Périodes (s)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.925143	0.59075	0.00062	0.000001269	0.59075	0.00062	0.000001269
2	0.811599	0.00062	0.57687	0.000005288	0.59137	0.57749	0.000006558
3	0.654083	0.00154	0.0001	1.054E-07	0.5929	0.57759	0.000006663
4	0.284515	0.13408	0.00008015	7.477E-07	0.72699	0.57767	0.000007411
5	0.229052	0.00013	0.16901	0.000007291	0.72711	0.74669	0.0000147
6	0.168102	0.00387	0.00017	0.00002034	0.73098	0.74685	0.00003505
7	0.145619	0.09878	0.00002845	0.000009792	0.82976	0.74688	0.00004484
8	0.113282	0.00000373	0.11151	0.00002393	0.82977	0.85839	0.00006877
9	0.096616	0.09452	2.34E-08	0.000003146	0.92428	0.85839	0.00007192
10	0.071718	0.00117	0.08589	0.00007726	0.92546	0.94428	0.00015
11	0.063246	0.05096	0.00465	0.00003091	0.97642	0.94893	0.00018
12	0.037581	0.00248	0.03678	0.00001803	0.9789	0.98571	0.0002

NB : Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du dixième mode (sens x-y) ce qui vérifie la condition du RPA99/2003.

IV.1.2.3. Analyse spectrale :

➤ **Spectre de réponse :** La réponse d’une structure à une accélération dynamique est fonction de l’amortissement (ξ), et de la pulsation (ω). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d’une structure. L’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :**

L’excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d’évaluer sa réponse sismique.

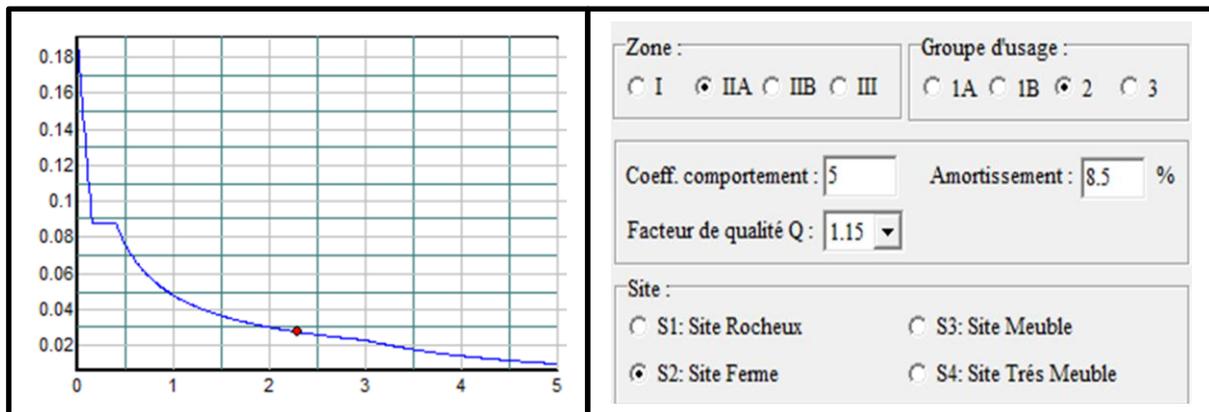


Figure IV.8 : Spectre de réponse de la structure

IV.2 Justification de l’interaction voile-portique :

Les tableaux(IV.2) et (IV.3) illustrent respectivement la justification de l’interaction sous charges horizontales et verticales. L’article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins 25% de l’effort tranchant d’étage.

IV.2.1. Sous charges verticales :

-Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$

-Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Interaction sous charges verticales

niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
2	28632.072	3625.686	88.7602666	11.2397334
3	25933.549	3332.273	88.61377275	11.3862273
4	22703.252	3162.014	87.7750571	12.2249429
5	20164.459	2902.479	87.41714657	12.5828534
6	17456.724	2759.675	86.34932463	13.6506754
7	15049.966	2464.033	85.93106577	14.0689342
8	12537.9	2260.807	84.72294235	15.2770577
9	10297.032	1916.222	84.31030747	15.6896925
10	7989.605	1639.219	82.97591689	17.0240831
11	5773.839	1240.256	82.31766179	17.6823382
12	3817.806	867.938	81.47705039	18.5229496
13	1878.672	441.344	80.97668292	19.0233171

D'après le tableau IV.2, on voit bien que l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

IV.2.2. Sous charges horizontales :

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Interaction sous charges horizontales

niveaux	SENS(X.X)				SENS(Y.Y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
2	579.054	578.467	50.02535591	49.9746441	518.746	683.698	43.14096956	56.8590304
3	365.006	1111.641	24.71856849	75.2814315	403.038	1495.727	21.22632343	78.7736766
4	558.805	403.074	58.09514502	41.904855	517.643	469.424	52.44253936	47.5574606
5	493.413	236.161	67.63028836	32.3697116	352.909	510.219	40.88721487	59.1127851
6	469.708	225.757	67.53869713	32.4613029	339.593	454.939	42.74126152	57.2587385
7	509.226	169.695	75.00519206	24.9948079	384.754	350.278	52.34520402	47.654796
8	429.754	184.024	70.01782403	29.982176	323.569	330.74	49.45201732	50.5479827
9	447.711	128.246	77.73340718	22.2665928	351.89	248.372	58.62273474	41.3772653
10	340.494	150.272	69.38011191	30.6198881	264.404	234.257	53.02279505	46.977205
11	333.1	87.11	79.26988887	20.7301111	269.75	157.679	63.10989661	36.8901034
12	224.797	101.446	68.90477344	31.0952266	180.582	144.793	55.49965425	44.5003458
13	252.137	34.892	87.84373704	12.156263	234.902	84.068	73.64391636	26.3560836

Les portiques reprennent au moins 25% de l'effort tranchant d'étage dans tous les niveaux dans la direction xx. L'interaction horizontale est donc vérifiée dans ce sens mais dans le sens y-y, au niveau (3) le voile reprend plus de 75%.

IV.3. Vérification de la résultante de la force sismique :

Selon **RPA99V2003 (Article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Tableau IV.4: Vérification de l'effort tranchant à la base.

Résultats des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{sta} (KN)	V_{dyn} / V_{sta}
Sens x-x	1227.234	1366.274	0.985
Sens y-y	1315.819	1311.781	0.981

On voit bien que $V_{dyn} > 0.8V_{st}$

IV.4. Vérification de l'effort normale réduit :

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

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{(Article 7.1.3.3) RPA99V2003.}$$

Avec :

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

B_c : Aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Résistance caractéristique du béton = 25 MPa

Tableau IV.5: Vérification de l'effort normal réduit.

niveaux	B (cm2)	N (KN)	V	Observation
2	4225	2224.172	0.2105725	Vérifiée
3	4225	1951.107	0.18472019	Vérifiée
4	3600	1712.181	0.19024233	Vérifiée
5	3600	1518.628	0.16873644	Vérifiée
6	3025	1328.02	0.17560595	Vérifiée
7	3025	1145.871	0.15152013	Vérifiée
8	2500	965.897	0.15454352	Vérifiée
9	2500	793.444	0.12695104	Vérifiée
10	2025	622.524	0.1229677	Vérifiée
11	2025	457.77	0.0904237	Vérifiée
12	1600	293.628	0.073407	Vérifiée
13	1600	133.649	0.03341225	Vérifiée

L'effort normal réduit est donc vérifié à tous les niveaux.

IV.5. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.

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

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{Formule (4-19).}$$

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

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Formule (4-20).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (Article 5.10) RPA99/2003.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau. IV. 6: Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).

Niveaux	Sens X - X						Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	h_k (m)	$\Delta k/h_k$ (%)	
2	0.0001	0.0005	0	0.0005	3.24	0.00015432	vérifiée
3	0.0003	0.0015	0.0005	0.001	4.14	0.00024155	vérifiée
4	0.0012	0.006	0.0015	0.0045	3.06	0.00147059	vérifiée
5	0.0026	0.013	0.006	0.007	3.06	0.00228758	vérifiée
6	0.0042	0.021	0.013	0.008	3.06	0.00261438	vérifiée
7	0.006	0.03	0.021	0.009	3.06	0.00294118	vérifiée
8	0.0078	0.039	0.03	0.009	3.06	0.00294118	vérifiée
9	0.0094	0.047	0.039	0.008	3.06	0.00261438	vérifiée
10	0.011	0.055	0.047	0.008	3.06	0.00261438	vérifiée
11	0.0124	0.062	0.055	0.007	3.06	0.00228758	vérifiée
12	0.0136	0.068	0.062	0.006	3.06	0.00196078	vérifiée
13	0.0147	0.0735	0.068	0.0055	3.06	0.00179739	vérifiée

Tableau. IV. 7: Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).

Niveaux	Sens Y - Y						Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	h_k (m)	$\Delta k/h_k$ (%)	
2	0.00009857	0.00049285	0	0.00049285	3.24	0.00015211	vérifiée
3	0.0003	0.0015	0.00049285	0.00100715	4.14	0.00024327	vérifiée
4	0.001	0.005	0.0015	0.0035	3.06	0.00114379	vérifiée
5	0.0021	0.0105	0.005	0.0055	3.06	0.00179739	vérifiée
6	0.0033	0.0165	0.0105	0.006	3.06	0.00196078	vérifiée
7	0.0047	0.0235	0.0165	0.007	3.06	0.00228758	vérifiée
8	0.0062	0.031	0.0235	0.0075	3.06	0.00245098	vérifiée
9	0.0077	0.0385	0.031	0.0075	3.06	0.00245098	vérifiée
10	0.0091	0.0455	0.0385	0.007	3.06	0.00228758	vérifiée
11	0.0105	0.0525	0.0455	0.007	3.06	0.00228758	vérifiée
12	0.0118	0.059	0.0525	0.0065	3.06	0.00212418	vérifiée

13	0.0131	0.0655	0.059	0.0065	3.06	0.00212418	vérifiée
----	--------	--------	-------	--------	------	------------	----------

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

IV.6. Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9).

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{Formule (5.6).}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d’étage au niveau k.

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

h_k : Hauteur d’étage (k).

Si 0.10 < θ_k < 0.20 : les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculés au moyen d’une analyse élastique du 1^{er}

ordre par le facteur : $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

Si θ_k > 0.20 : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition θ ≤ 0.1 est satisfaite, d’où les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau. IV.8: Vérification des effets P-Δ (sens x-x).

Niveau	Sens X - X					
	Δk (m)	Pk (t)	Vk (t)	hk (m)	θ	Observation
2	0.0005	2329.418	1157.521	3.24	0.00031056	vérifiée
3	0.001	2979.232	1476.647	4.14	0.00048733	vérifiée
4	0.0045	2501.326	961.879	3.06	0.0038242	vérifiée
5	0.007	2547.222	729.574	3.06	0.00798682	vérifiée
6	0.008	2403.68	695.465	3.06	0.00903587	vérifiée
7	0.009	2415.663	678.921	3.06	0.01046497	vérifiée
8	0.009	2289.925	613.778	3.06	0.01097314	vérifiée
9	0.008	2288.927	575.957	3.06	0.01038988	vérifiée
10	0.008	2309.998	490.766	3.06	0.01230568	vérifiée
11	0.007	2047.526	420.21	3.06	0.01114653	vérifiée
12	0.006	2078.872	326.243	3.06	0.01249443	vérifiée
13	0.0055	2115.861	287.029	3.06	0.0132496	vérifiée

Tableau. IV.9: Vérification des effets P- Δ (sens y-y)

Niveau	Sens Y - Y					Observation
	Δk (m)	P_k (t)	V_k (t)	h_k (m)	θ	
2	0.00049285	2329.418	1202.444	3.24	0.00029468	vérifiée
3	0.00100715	2979.232	1898.765	4.14	0.0003817	vérifiée
4	0.0035	2501.326	987.067	3.06	0.00289848	vérifiée
5	0.0055	2547.222	863.128	3.06	0.00530436	vérifiée
6	0.006	2403.68	794.532	3.06	0.00593192	vérifiée
7	0.007	2415.663	735.032	3.06	0.00751808	vérifiée
8	0.0075	2289.925	654.309	3.06	0.00857785	vérifiée
9	0.0075	2288.927	600.262	3.06	0.00934611	vérifiée
10	0.007	2309.998	498.661	3.06	0.010597	vérifiée
11	0.007	2047.526	427.429	3.06	0.01095827	vérifiée
12	0.0065	2078.872	325.375	3.06	0.01357174	vérifiée
13	0.0065	2115.861	318.97	3.06	0.01409059	vérifiée

On remarque que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés.

Conclusion :

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à la non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel Sap2000.V15.

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.1. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V15 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q + E.....(3)
- ✓ G + Q – E.....(4)
- ✓ 0.8 G +E.....(5)
- ✓ 0.8 G – E.....(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : ($N_{\max} \rightarrow M_{corr}$)
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : ($N_{\min} \rightarrow M_{corr}$)
3. Moment maximum et effort normal correspondant : ($M_{\max} \rightarrow N_{corr}$)

V.1.1. Recommandations du RPA99/2003:

A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (II_a).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

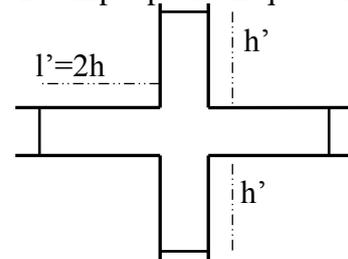


Figure. V.1 : Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
1	65*65	33.8	169	253.5
2	65*65	33.8	169	253.5
3	65*65	33.8	169	253.5
4	60*60	28.8	144	216
5	60*60	28.8	144	216
6	55*55	24.2	121	181.5
7	55*55	24.2	121	181.5
8	50*50	20	100	150
9	50*50	20	100	150
10	45*45	16.2	81	121.5
11	45*45	16.2	81	121.5
12	40*40	12.8	64	96
13	40*40	12.8	64	96

B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- ✓ V_u : L'effort tranchant de calcul.
- ✓ h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- ✓ f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✓ ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

✓ t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

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

➤ La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t.b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elencement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction

de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux.

Niveaux	comb	Mmax, N _{corr}		comb	Nmax, M _{corr}		comb	N _{min} , M _{corr}	
		M(KN.m)	N (KN)		N (KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)
1,2 et 3	3	101.7797	559.324	1	2484.887	1.8729	5	141,091	64,3518
4 et 5	3	100,0836	844,093	1	1733,871	37,2276	5	25,813	78,8484
6 et 7	3	86,3691	831,814	1	1348,959	21,0376	5	9,569	23,4117
8 et 9	4	82,9911	539,521	1	985,219	19,5233	5	20,906	20,2981
10 et 11	4	70,2929	275,07	1	639,943	18,2082	5	10,781	13,5564
12 et 13	3	61,3504	74,234	1	308,999	16,3201	3	2,151	16,5892

V.1.3.Ferrailage :

A. Armatures longitudinales

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{cal} (cm ²) (Socotec)	A _{cal} (cm ²) (Sap 2000)	Nombre de barres	A _{adopté} (cm ²)
1,2 et 3	65*65	33.8	10.4	42.25	12T20	37.7
4 et 5	60*60	28.8	9.6	36	8T20 + 4T14	31.29
6 et 7	55*55	24.2	8.8	30.25	8T20 + 4T14	31.29
8 et 9	50*50	20	8	25	8T16 + 4T14	22.24
10 et 11	45*45	16.2	7.2	20.25	12T14	18.47
12 et 13	40*40	12.8	6.4	16	8T14 + 4T12	16.84

B. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux

Niveaux	B (cm ²)	ϕ_t^{min} (cm)	l_f (cm)	λ_g	V _u (KN)	l_r (cm)	S _t (zone nodale)(cm)	S _t (zone Courante)(cm)	A _t ^{calcul} (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{adopté} (cm ²)
1	65*65	2	120.4	2.28	81.72	80	8	20	2.36	4.16	6HA10=4.71
2	65*65	2	198.8	3.49	81.72	80	8	20	2.36	2.86	6HA8=3.01
3	65*65	2	261.8	4.46	81.72	80	8	20	2.36	2.86	6HA8=3.01
4 et 5	60*60	1.4	186.2	3.57	55.085	80	8	20	1.72	2.64	6HA8=3.01
6 et 7	55*55	1.4	186.2	3.9	57.797	80	8	20	1.97	2.48	6HA8=3.01
8 et 9	50*50	1.4	186.2	4.28	56.349	65	8	20	2.11	2.2	6HA8=3.01
10 et 11	45*45	1.4	186.2	4.76	49.703	60	8	20	2.07	1.98	6HA8=3.01
12 et 13	40*40	1.2	186.2	5.35	41.41	64	8	20	1.94	1.76	6HA8=3.01

Conformément au RPA99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales

doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66mm$.

V.1.4. Vérifications

A. Vérification au flambement (effort normal ultime) :

Selon le BAEL91 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre) .

• **Exemple de calcul**

$h = 2.12m$ et $N_{max} = 2484.887KN$.

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

α : Coefficient fonction de l'élancement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{Si } \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement ($0.7 * l_0 = 1.204$ m), l_0 : hauteur libre d'étage = (h - h_{poutre})

i : Rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A}\right)^{1/2} = \left(\frac{b \times h^2}{12bh}\right)^{1/2} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{1/2} = \left(\frac{0.65^2}{12}\right)^{1/2}, \quad \lambda = \frac{1.204}{0.187} = 6.44$$

$\Rightarrow i = 0.187m$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{6.44}{35}\right)^2} = 0.844. \quad B_r = (a - 2)(b - 2) = (65 - 2)(65 - 2) = 3969 \text{ cm}^2$$

$$N_U = 0.844 \times \left[\frac{0.3969 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 37.7 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$\Rightarrow N_U = 7310.14KN$

$N_{max} = 2484.887KN < N_U \rightarrow$ Pas de risque de flambement.

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	i (m)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)
1,2 et 3	65×65	1.72	1.204	0.1876	6.44	0.704	37.7	3969	2484.887	7310.14
4 et 5	60×60	2.66	1.862	0.1732	10.75	0.695	31.29	3364	1733.871	5085.99

6 et 7	55×55	2.66	1.862	0.1588	11.73	0.693	31.29	2809	1348.959	4359.11
8 et 9	50×50	2.66	1.862	0.1443	12.9	0.69	22.24	2304	985.219	3477.76
10 et 11	45×45	2.66	1.862	0.1299	14.33	0.685	18.47	1849	639.943	2785.55
12 et 13	40×40	2.66	1.862	0.1155	16.13	0.679	16.48	1444	308.999	2204.91

Commentaire : On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

B. Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à

$$\text{chaque niveau.} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \\ \sigma_s = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{array} \right.$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

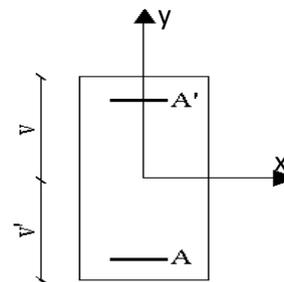


Figure V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	σ _{sc} (MPa)	σ _s (MPa)
1,2 et 3	65*65	62	37.7	64.62	0.38	0.0585	1799.886	27.846	4.03	3.73	60.35	58.72
4 et 5	60*60	57	31.29	59.57	0.43	0.0423	1260.625	27.307	3.38	2.99	50.49	48.42
6 et 7	55*55	52	31.29	54.5	0.5	0.029	980.593	28.3391	3.22	2.7	47.95	45.27
8 et 9	50*50	47	22.24	49.64	0.36	0.02	716.079	29.4781	3.24	2.52	47.97	44.40
10 et 11	45*45	42	18.47	44.63	0.37	0.013	465.108	26.629	2.91	2.01	42.75	37.85
12 et 13	40*40	37	16.48	39.6	0.4	0.008	224.674	34.0937	2.84	1.19	40.8	33.9

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

C. Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon le RPA 99/2003 (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle

de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)
1	65×65	1.204	2.28	0.04	62	81.72	0.2	1
2	65×65	1.988	3.49	0.04	62	81.72	0.2	1
3	65×65	2.618	4.6	0.04	62	81.72	0.2	1
4 et 5	60×60	1.862	3.57	0.04	57	55.085	0.16	1
6 et 7	55×55	1.862	3.9	0.04	52	57.797	0.2	1
8 et 9	50×50	1.862	4.28	0.04	47	56.349	0.24	1
10 et 11	45×45	1.862	4.76	0.04	42	49.703	0.27	1
12 et 13	40×40	1.862	5.35	0.075	37	41.41	0.28	1.875

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.1.5. Dispositions constructives

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 100 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

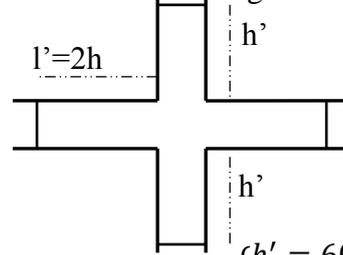
Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right), l' = 2 \times h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

h : Hauteur de la poutre principale (40 cm).

Niveau 1, 2 : $\begin{cases} h' = 65 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$, Niveau 3 : $\begin{cases} h' = 70 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$, Niveau 4 jusqu'à 13 : $\begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$



Nous montrons sur les figures suivantes les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux

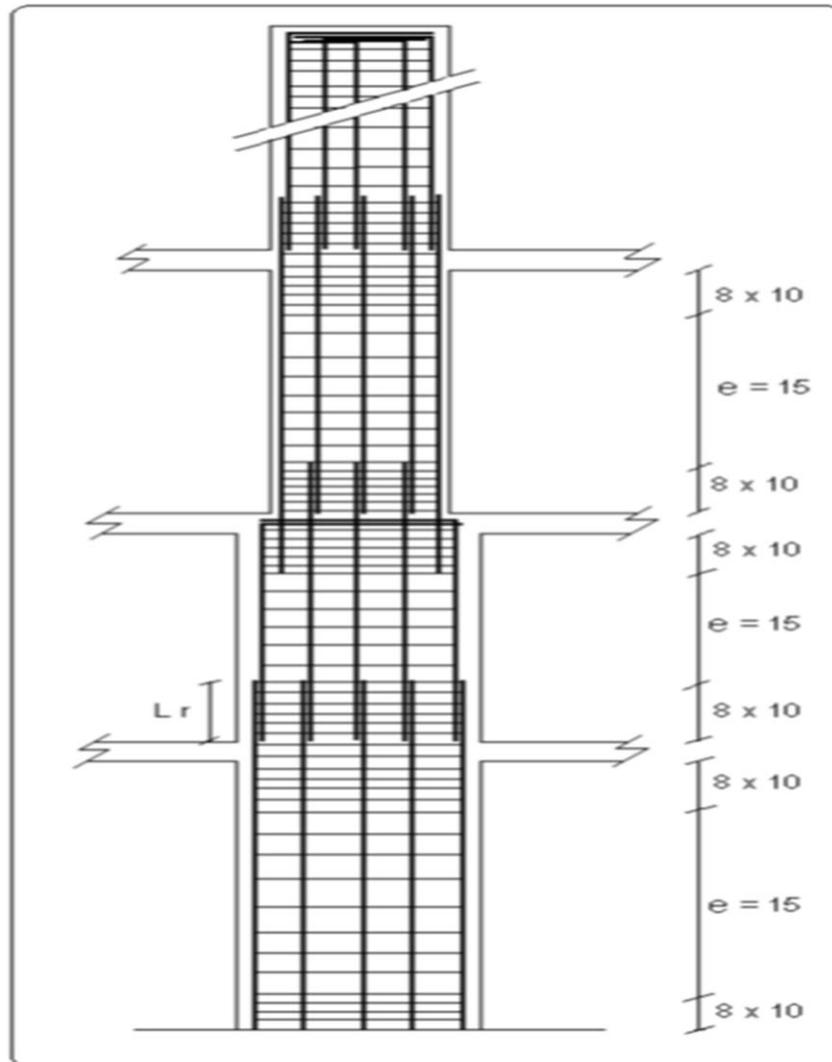


Figure V.3 : Dispositions des armatures des poteaux

V.1.6. Schémas de ferrailage :

<i>Tableau V.8 : Schémas de ferrailage des poteaux</i>	
Sous-sol	Entre sol et RDC
<p>e=3 cm</p> <p>3 Cadre ϕ_{10}</p> <p style="text-align: center;">65 cm</p>	<p>e=3 cm</p> <p>3 Cadre ϕ_8</p> <p style="text-align: center;">65 cm</p>
Etages 1 et 2	Etages 3 et 4
<p>e=3 cm</p> <p>3 Cadre ϕ_8</p> <p style="text-align: center;">60 cm</p>	<p>e=3 cm</p> <p>3 Cadre ϕ_8</p> <p style="text-align: center;">55 cm</p>
Etages 5 et 6	Etages 7 et 8
<p>e=3 cm</p> <p>3 Cadre ϕ_8</p> <p style="text-align: center;">50 cm</p>	<p>e=3 cm</p> <p>3 Cadre ϕ_8</p> <p style="text-align: center;">45 cm</p>
Etages 9 et 10	
<p>e=3 cm</p> <p>3 Cadre ϕ_8</p> <p style="text-align: center;">40 cm</p>	

V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99/2003* et celles données par le *BAEL91*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/2003* suivantes :

- ✓ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
 - ✓ $G + Q$
 - ✓ $G + Q + E$
 - ✓ $G + Q - E$
 - ✓ $0.8 \times G + E$
 - ✓ $0.8 \times G - E$
 - ✓
- RPA99/2003 (article 5.2)*

V.2.1. Recommandation du RPA99/2003 :

A. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/2003 (article 7.5.1)}$$

B. Ferrailage :

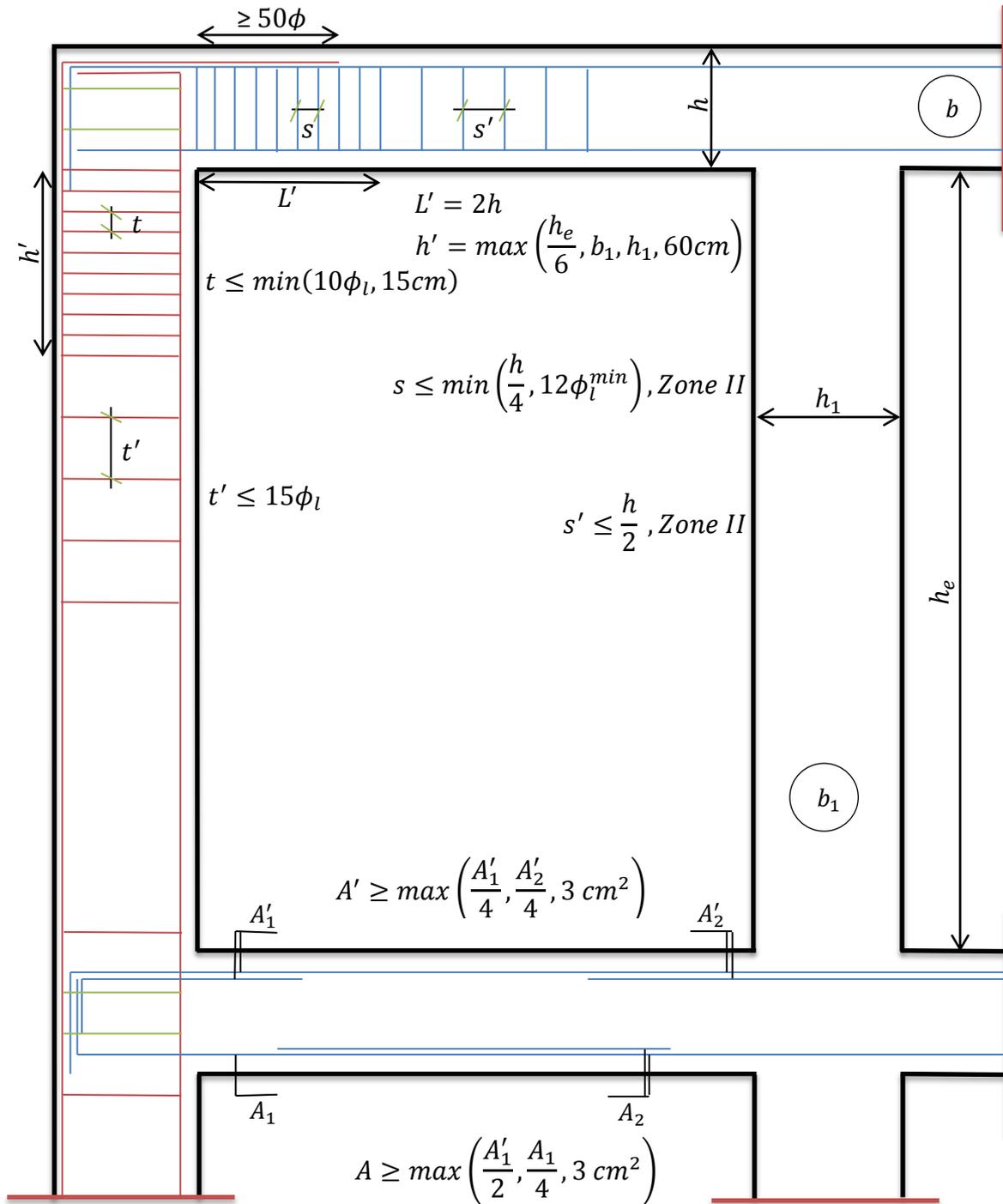
❖ Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1):

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_l^{\min} = 0.5\% b * h$.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone II_a.
 - avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

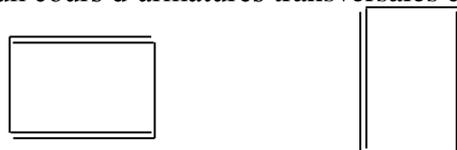
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **Figure V.10**, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

❖ **Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$, Zone nodale (Zone II).
 - $S \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).
- ✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale



2 U superposés (avec alternation dans l'orientation)

Figure V.4 : Dispositions constructives des portiques

V.2.2.Ferraillage des poutres :

V. 2.2 .1. Sollicitation de calculs :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9: Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.

Planchers	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)	$M_{travé}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V(KN)
Entre sol et RDC	29.7243	56.3221	58.296	18.855	35.3813	52.761
Services	32.65	77.1985	88.134	17.15	21.7182	32.204
Habitations	81.3978	85.3648	81.196	75.0427	71.4525	84.086
Terrasse	29.8479	57.3473	64.544	38.1583	51.0333	52.207

V.2.2.2.Les armatures longitudinales :

Le ferraillage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000. Nous avons retenu le ferraillage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Les armatures longitudinales dans les poutres principales.

Planchers	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Entre sol et RDC	Principale	40×30	Appui	4.62	6	3 HA 14 = 4.62
			Travée	2.37		3 HA 12 = 3.39
	Secondaire	40×30	Appui	2.84	6	2HA12 + 1HA10 = 3.05
			Travée	1.49		2HA12 + 1HA10 = 3.05
Service	Principale	40×30	Appui	6.48	6	2HA14 + 1HA16 = 6.63
			Travée	2.61		2HA12 + 1HA10 = 3.05
	Secondaire	40×30	Appui	1.49	6	2HA12 + 1HA10 = 3.05
			Travée	1.17		2HA12 + 1HA10 = 3.05
Habitations	Principale	40×30	Appui	6.15	6	2HA14 + 1HA16 = 6.63
			Travée	5.84		2HA14 + 1HA16 = 6.63
	Secondaire	40×30	Appui	5.09	6	2HA14 + 1HA16 = 6.63
			Travée	5.36		2HA14 + 1HA16 = 6.63

Terrasse	Principale	40×30	Appui	4.71	6	3 HA 14 = 4.62
			Travée	2.06		3 HA 10 = 2.36
	Secondaire	40×30	Appui	3.58	6	3 HA 14 = 4.62
			Travée	2.65		3 HA 12 = 3.39

❖ **Longueur de recouvrement :**

- $L_r \geq 40 \Phi_l$ **RPA/2003 Art (7.5.2.1).**
- $\Phi_l = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$, on adopte: $L_r = 65\text{cm}$.
- $\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$, on adopte: $L_r = 60\text{cm}$.
- $\Phi_l = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$, on adopte: $L_r = 50\text{cm}$.
- $\Phi_l = 10\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1 = 40\text{cm}$, on adopte: $L_r = 40\text{cm}$.

❖ **Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux:**

✓ **En zone courante :**

$$2\text{HA}14 + 1\text{HA}16 = 6.63 \text{ cm}^2 < 4\% (b \times h) = 48\text{cm}^2 \dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

✓ **En zone de recouvrement :**

$$(2\text{HA}14 + 1\text{HA}16) + (2\text{HA}14 + 1\text{HA}16) = 6.63 + 6.63 = 13.26 \text{ cm}^2 < 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

❖ **Pourcentage total minimal des aciers longitudinaux:**

$$0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2 < 6.05 \text{ cm}^2 \text{ V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

V.2.2.3. Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3).}$$

✓ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.14 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un \u00e9trier).

✓ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.14 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}.$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un \u00e9trier).

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40\text{cm}) = 33.3 \text{ cm} \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 28.58\text{cm} .$$

Selon le RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):

- $S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}$, On adopte un espacement de 15cm en zone courante.
- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t^{\text{min}}\right) = 10\text{ cm}$. On adopte $S_t=10\text{cm}$ en zone nodale.

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de $l' = 2 \times h = 80\text{cm}$.

$$A_t^{\text{min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\text{min}} = 1.35\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.3. Vérifications à l'ELU :

V.2.3.1. Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45\text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45\text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

V.2.3.2. Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible: $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$, BAEL91 (Article H.III).

Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	88.134	0.794	Vérifiée
Secondaires	84.086	0.757	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

V.2.3.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$\checkmark \text{ en appui de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\checkmark \text{ en appui intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification au cisaillement.

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	6.63	88.134	85.3648	2.53	- 4.84	Vérifiée
Secondaires	6.63	84.086	71.4525	2.42	- 3.75	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

V.2.4. Vérifications à l'ELS :

V.2.4.1. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

- ⊕ $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).
- ⊕ M_{ser} : moment max à l'ELS.
- ⊕ y : position de l'axe neutre.
- ⊕ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 Ay - 15 A d = 0, \text{ on aura } y.$$

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Poutres principales	Appuis	55.9224	60156.4	10.96	4.75	15
	Travées	26.0582	34875.4	8.24	13.21	15
Poutres secondaires	Appuis	33.8763	43144.3	9.206	7.23	15
	Travées	31.7087	43144.3	9.206	6.76	15

V.2.4.2. Vérification de la flèche :

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ (1)

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$ (2)

✓ $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ (3)

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$\frac{h}{l} = \frac{40}{465} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifiée.

✓ **Poutres principales :**

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$\frac{h}{l} = \frac{40}{465} = 0.086 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.075$ Condition vérifiée.

$\frac{A}{bd} = 0.00597 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$Condition vérifiée.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Poutres secondaires :**

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus grande.

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{465} = 0.086 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.075 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.00597 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Commentaire : Les trois conditions de flèches étant satisfaites, le calcul des flèches s'avère inutile.

V.2.5. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le *RPA99addenda2003* (Art.7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

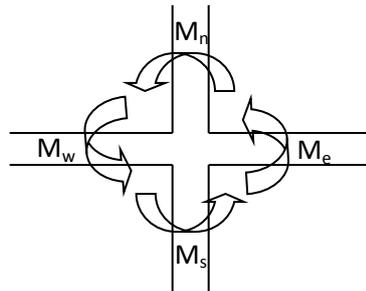


Figure V.5 : La zone nodale

A. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

- $Z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14 : Moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
1,2 et 3	65 × 65	0.5525	37.7	724.86
4 et 5	60 × 60	0.51	31.29	555.33
6 et 7	55 × 55	0.4675	31.29	509.06
8 et 9	50 × 50	0.425	22.24	328.93

10 et 11	45×45	0.3825	18.47	245.85
12 et 13	40×40	0.34	16.84	199.25

B. Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.15 : Vérification des zones nodales

Niveau	Sens	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)
1,2 et 3	Sens y-y	29.92	11.05	51.2125
	Sens x-x	46.4	42.53	111.1625
4 et 5	Sens y-y	10.79	10.26	26.3125
	Sens x-x	54.66	53.2	134.825
6 et 7	Sens y-y	11.07	14.11	31.475
	Sens x-x	36.56	45.85	93.8725
8 et 9	Sens y-y	12.83	16.04	36.0875
	Sens x-x	32.28	45.06	96.675
10 et 11	Sens y-y	3.35	12.8	20.1875
	Sens x-x	29.39	44.15	91.925
12 et 13	Sens y-y	5.18	12.65	22.2875
	Sens x-x	29.35	43.95	91.625

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V2.6. Dispositions constrictives des armatures dans les poutres :

Exemple de ferrailage d'une poutre principale de plancher service :

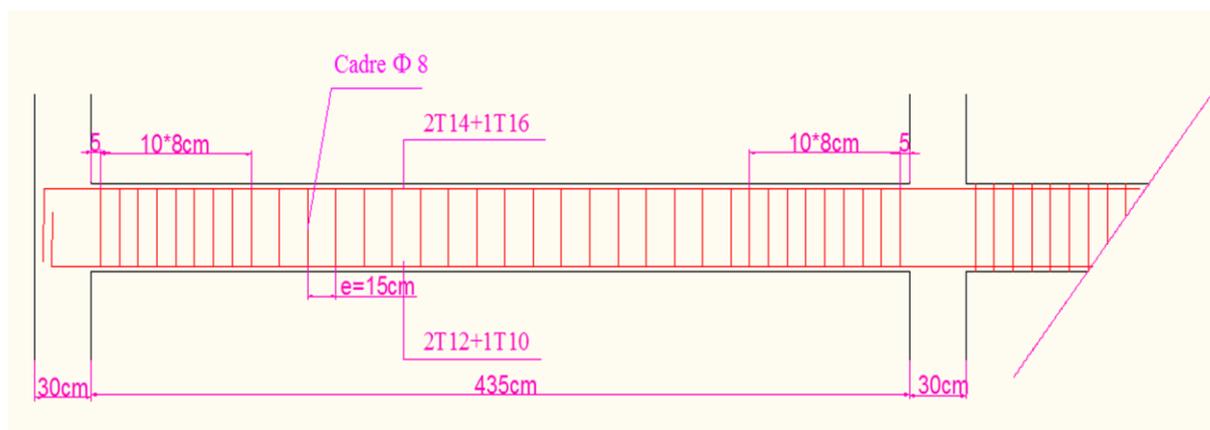


Figure V.6 : schémas du ferrailage d'une poutre principale

V.2.7. Schémas de ferrailage des poutres :

Tableau V.16 : Ferrillages des différentes poutres

Planchers	Poutres principales	Poutres secondaires
Entre sol et RDC		
Service		
Habitation		
Terrasse		

V.3. Etude des voiles :

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II_a (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encasté à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

✓ Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.3.1. Recommandation du RPA :

A. Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $st < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

C. Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

D. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

E. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 - $A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.
 - $A_{\min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante
- $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- ✓ L'espacement : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.2. ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- ✓ $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

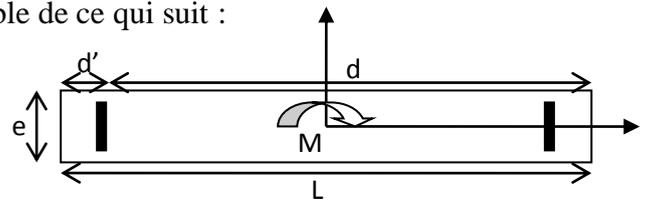


Figure V.7 : Schéma d'un voile pleine

❖ **Armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{e \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion composée} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{array} \right. \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{\text{compression}}}{b \times h}; \text{ contrainte moyenne de compression.}$$

$$S_t \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

❖ **La longueur de recouvrement :**

$$L_r \left\{ \begin{array}{l} 40\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts} \\ \text{est possible.} \\ 20\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{array} \right.$$

❖ **Règles communes :**

$$A_{min} \begin{cases} 0.15\% (Lx e), \text{ globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c x e), \text{ en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t x e), \text{ en zone tendue.} \end{cases}$$

✓ **Diamètres des barres :**

$$\phi < \frac{1}{10} e$$

✓ **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- ✓ A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- ✓ A_{vmin}^{RPA} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.
- ✓ Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.
- ✓ S_t : Espacement.
- ✓ A_H^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.
- ✓ A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.
- ✓ $A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$
- ✓ A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

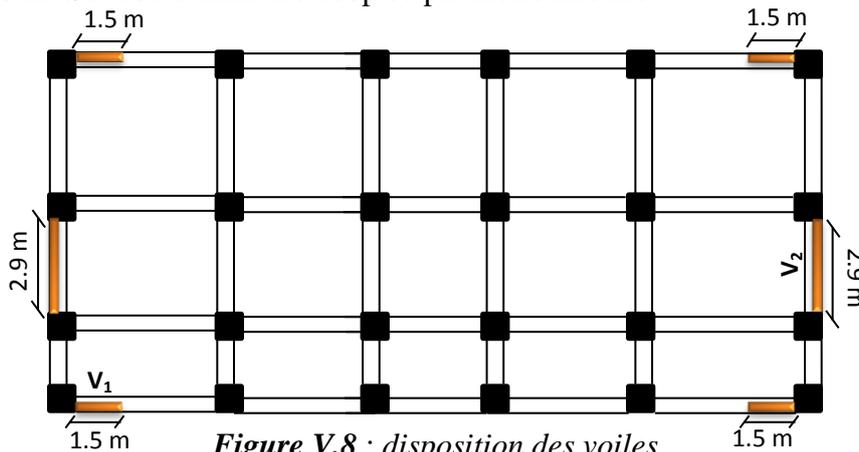


Figure V.8 : disposition des voiles

❖ **Voile V₁ :**

Tableau V.17 : Résultats du ferrailage du voile V₁

Niveaux	1, 2 et 3	4 et 5	6 et 7	8 et 9	10 et 11	12 et 13
L (cm)	150	150	150	150	150	150
e (cm)	20	15	15	15	15	15
M (KN.m)	0.2312	2.1103	1.6416	2.1479	2.5369	3.3916
N (KN)	563.05	537.96	444.09	477.33	459.72	366.88

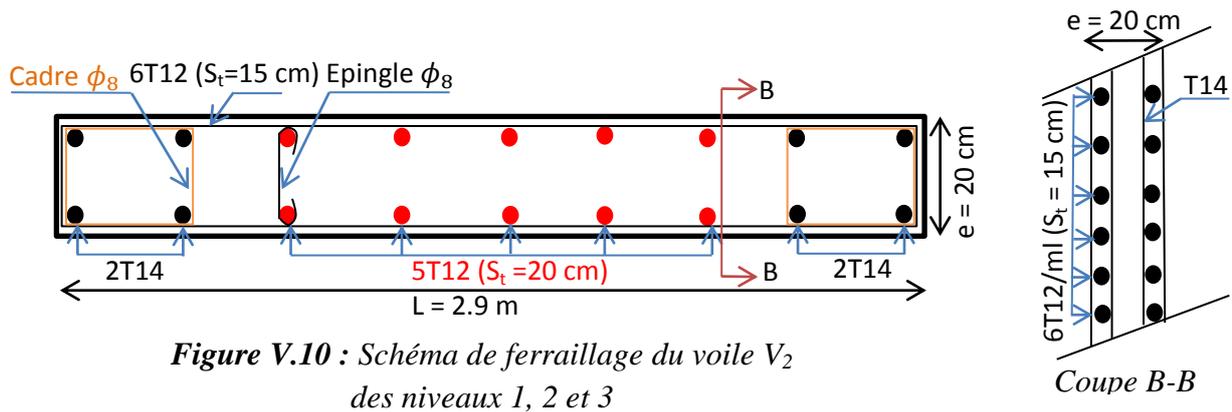
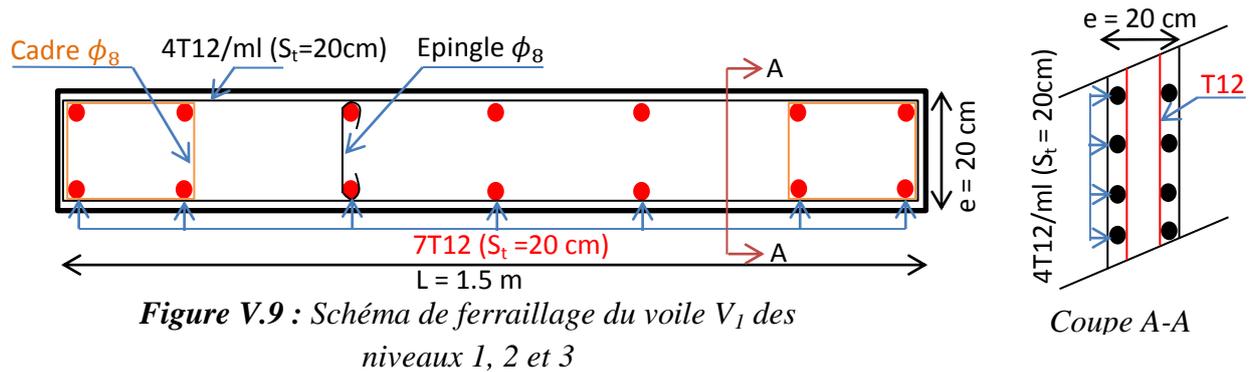
$V(KN)$	277.41	17.823	189.77	182.82	160.96	136.53
τ_U (MPa)	1.44	1.23	1.31	1.26	1.11	0.94
A_v cal /face (cm ²)	7.05	6.77	5.6	6	5.8	4.67
A_v min/face (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
A_v adopté/face (cm ²)	7.92	7.92	6.88	6.88	6.88	6.88
N^{barres} /face	7HA12	7HA12	4HA12 + 3HA10	4HA12 + 3HA10	4HA12 + 3HA10	4HA12 + 3HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ² /ml)	1.8	1.155	1.23	1.18	1.04	0.88
A_h min/face (cm ² /ml)	4.5	3.375	3.375	3.375	3.375	3.375
A_h adopté/face (cm ² /ml)	4.52	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
N^{barres} face (cm ² /ml)	4HA12	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

❖ Voile V₂ :

Tableau V.18 : Résultats du ferrailage du voile V₂

Niveaux	1, 2 et 3	4 et 5	6 et 7	8 et 9	10 et 11	12 et 13
L (cm)	290	290	290	290	290	290
e (cm)	20	15	15	15	15	15
M (KN.m)	2.3761	2.9835	2.013	2.8834	3.951	6.9456
N (KN)	495.96	604.55	452.21	316.46	227.29	147.65
V (KN)	299.37	134.35	106.9	99.61	93.79	83.8
τ_U (MPa)	0.8	0.48	0.38	0.35	0.33	0.3
A_v cal /face (cm ²)	6.23	7.6	5.68	4	2.9	1.94
A_v min/face (cm ²)	11.6	8.7	8.7	8.7	8.7	8.7
A_v adopté/face (cm ²)	11.81	8.79	8.79	8.79	8.79	8.79
N^{barres} /face	5HA12 + 4HA14	5HA12 + 4HA10				
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ² /ml)	1	0.45	0.36	0.33	0.31	0.28
A_h min/face (cm ² /ml)	8.7	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52
A_h adopté/face (cm ² /ml)	9.24	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79
N^{barres} face (cm ² /ml)	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15

V.3.3. Exemples de schémas de ferrailage :



Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (SAP 2000 V.15) et l'application (SOCOTEC) ainsi que le ferrailage minimum édicté par le RPA 99/ 2003.

Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI.1. Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1.30 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$

RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}, \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

VI.1.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu par le SAP2000 V15.

N_{inf} : Le poids estimé de la semelle.

$$N_{inf} = 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 1.5 = 25.31 \text{ KN}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 2484.887 + 25.31 = 2510.197 \text{ KN.}$$

S : La surface d'appui de la semelle.

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

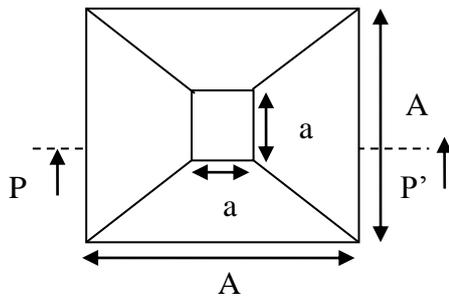


Figure VI.1 : Vue en plan de la semelle.

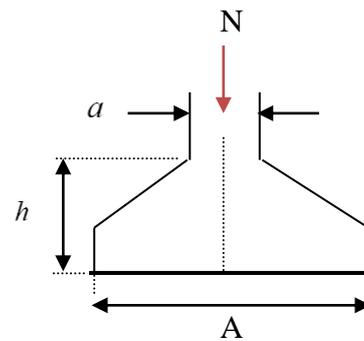


Figure VI.2 : Coupe P-P'.

Choisissant deux poteaux de section (65*65) dans la structure où la distance entre eux est de 1.95 m dans le sens (y-y)

$$A \geq \sqrt{\frac{a \cdot N}{a \cdot \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.65 \cdot 2510.197}{0.65 \cdot 150}} = 4.09 \text{ m}$$

On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées dans le sens (x-x) la distance entre eux est de 4.65 m, et le chevauchement entre elles dans le sens (y-y). donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.1.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 6 poteaux.

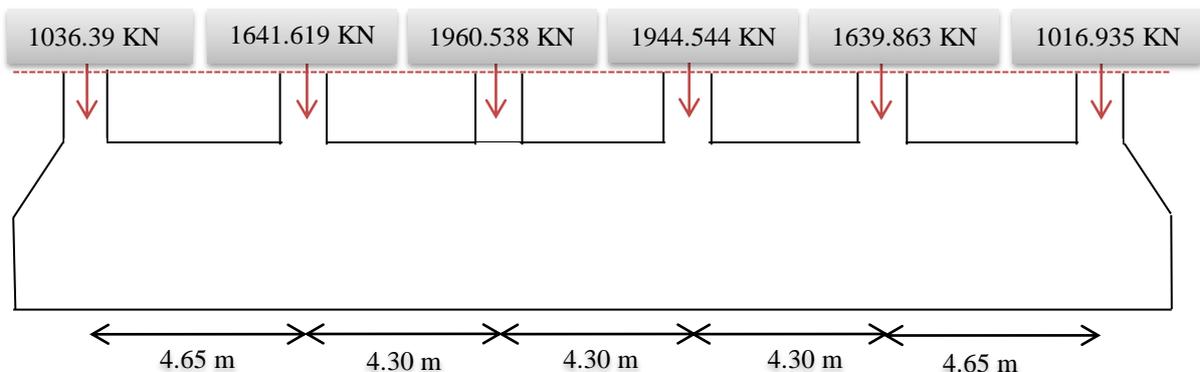


Figure VI.3 : Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1036.39 \text{ KN}, N_2 = 1641.619 \text{ KN}, N_3 = 1960.538 \text{ KN}, N_4 = 1944.544 \text{ KN}$$

$$N_5=1639.863 \text{ KN. } N_6=1016.935 \text{ KN}$$

$$N = \sum N_i = 9239.89 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{9239.89}{150 * 22.2} = 2.78 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

VI.2. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

VI.2.1. Prédimensionnement :

A. La condition de coffrage :

$$\checkmark \text{ Nervure: } h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{465}{10} = 46.5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 50 \text{ cm} \dots\dots(a)$$

$$\checkmark \text{ Dalle: } h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{465}{20} = 23.25 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 35 \text{ cm.}$$

- $L_{\max} = 4.65 \text{ m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
- h_t : hauteur de la nervure.
- h_r : hauteur du radier.

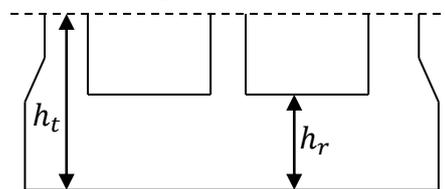


Figure VI.4: Dimensions du radier.

B. La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

- L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.
- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a : $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.66 \text{ m} \dots\dots\dots(b)$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure $h_t = 70 \text{ cm}$.
- ✓ La hauteur du radier $h_r = 35 \text{ cm}$.

C. Calcul du Poids :

- N_{ser} : l'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 30766.698 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 205.11 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment $S_{bat} = 22.85 \times 9.25 = 211.36 \text{ m}^2$

Donc on prend $S_{radier} = 211.36 \text{ m}^2$

$S_{radier} = S_{bat} \rightarrow$ On n'a pas besoin de débord

VI.2.2. Les Vérifications nécessaires :

✚ Vérification au poinçonnement :

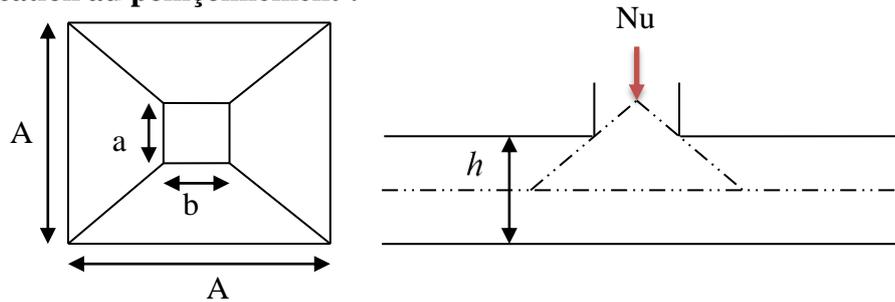


Figure VI.5: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

- N_U : L'effort normal sur le poteau.
- U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a=b \Rightarrow A=B=0.65+0.7= 1.35 \text{ m}$$

On trouve $U_c = 5.4 \text{ m}$

$$N_u = 2484.887 < 0.045 \times 5.4 \times 0.7 \times \frac{25}{1.15} = 3697.82 \text{ KN} \quad (\text{La condition est vérifiée}).$$

⇒ Pas risque au poinçonnement.

✚ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1)}.$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 * h_t = 0.63 \text{ m}$.

$$V_U = \frac{N_U * L_{\max}}{2 * S} = \frac{42460.788 * 4.65}{2 * 211.36} = 467.07 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{467.07 * 10^{-3}}{1 * 0.63} = 0.741 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque de rupture par cisaillement.

✚ Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$ Avec $\sigma_{(\text{max},\text{min})} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 11.425 \text{ m} ; I_{xx} = 1507.0587 \text{ m}^4 \\ Y_G = 4.625 \text{ m} ; I_{yy} = 9196.4264 \text{ m}^4 \\ S = 211.36 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$N = 36722.439 + 25 * 0.35 * 211.36 = 38571.84 \text{ KN}$$

√ **Dans le sens x-x :** $N = 38571.84 \text{ KN} ; M_y = 13160.3368 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} * Y_G = \frac{38571.84 * 10^{-3}}{211.36} + \frac{13160.3368 * 10^{-3} * 4.625}{9196.4264} = 0.189 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} * Y_G = 0.175 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.185 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ MPa}$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

√ **Dans le sens y-y :** $N = 38571.84 \text{ KN} ; M_x = 3169.2343 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} * X_G = \frac{38571.84 * 10^{-3}}{211.36} + \frac{3169.2343 * 10^{-3} * 11.425}{1507.0587} = 0.206 MPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} * X_G = 0.158 MPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \langle \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.194 MPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 MPa$$

⇒ la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

✚ Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

√ Dans le sens x-x :

$$e = \frac{3169.2343}{38571.84} = 0.0821m \langle \frac{22.85}{4} = 5.7125m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

√ Dans le sens y-y :

$$e = \frac{13160.3368}{38571.84} = 0.341m \langle \frac{9.05}{4} = 2.3125m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque au renversement dans les deux sens.

✚ Vérification de la poussé hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec :

$$N = 38571.84 KN$$

$$H = 5.23m, \text{ (la hauteur de la partie encreée du bâtiment).}$$

$$F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 211.36m^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10KN / m^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$\text{On trouve : } N = 38571.84 KN \geq 1.5 * 5.23 * 211.36 * 10 = 16581.192 KN.$$

La condition est vérifiée.

⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

VI.2.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN/m}^2.$$

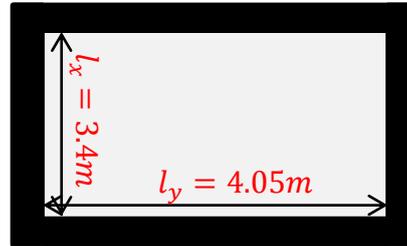


Figure VI.6 : Panneau de dalle

VI.2.4. Calcul des sollicitations :

- $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{50457.133}{211.36} + 1.35 * 8.75 = 250.53 \text{ KN/m}^2$
 - $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{36722.439}{211.36} + 8.75 = 182.49 \text{ KN/m}^2$
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,84 > 0,4 \Rightarrow$ Alors, la dalle travaille dans les deux sens

L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$\mu_x, \mu_y ? \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.84 \\ v = 0 \end{array} \right. \Rightarrow$ d'après l'annexe 1 $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0517. \\ \mu_y = 0.6678 \end{array} \right.$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0517 * 250.53 * 3.4^2 = 149.73 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 100 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 127.27 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 89 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.4 M_0^x = -59.89 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.35) m^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.

		M (KN.m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	S _t (cm)
En travée	Sens x-x	127.27	12	8HA14=12.32	15
	Sens y-y	85	7.88	7HA12=7.92	15
En appuis		-59.89	5.50	5HA12=5.65	20

Nota : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

Vérification de condition de non fragilité

✓ En travée : $\left\{ \begin{array}{l} e \geq 12cm \\ \rho = 0,84 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{array} \right.$

▪ Sens xx: $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * h_r = 3.02 \text{ cm}^2 / ml$

$A_t^x = 12 \text{ cm}^2 / ml > A_{min} = 3.02 \text{ cm}^2 / ml$

Vérifiée

▪ Sens yy: $A_{min} = \rho_0 * b * h_r = 2.8 \text{ cm}^2/ml$
 $A_t^y = 7.88 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 2.8 \text{ cm}^2/ml$

Vérifiée

✓ En appuis :

$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.86 \text{ cm}^2/ml$
 $\Rightarrow A_a = 5.5 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 3.86 \text{ cm}^2/ml$

Vérifiée

✚ Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 284.55 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 168.36 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 284.55 \text{ KN}$$

$\tau_u = \frac{284.55 * 10^{-3}}{1 * 0.32} \Rightarrow \tau_u = 0.889 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ L'ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$\mu_x, \mu_y ? \quad \begin{cases} \rho = 0.84 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0586 * 182.49 * 3.4^2 = 123.62 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 94.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 105.07 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 80.43 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -49.44 \text{ KN.m}$

✚ Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)

✓ F.N: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA

✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.

✓ y : position de l'axe neutre.

✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A (d - y)^2.$

$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0$, on aura "y".

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 105.07$	12.32	9.18	122022.4	7.904	Vérifiée	294.74	Non vérifiée
y-y	$M_t^y = 80.43$	7.92	7.61	86351.2	7.088		340.76	
Appuis	$M_a = -49.44$	5.65	6.56	64259.6	5.047		293.595	

↳ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

Tableau VI.3 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	β	α	A_{calc} (cm ² /ml)	$A_{choisie}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
x-x	$M_t^x = 105.07$	$5.0886 \cdot 10^{-3}$	0.337	18.34	6HA20=18.85	15
y-y	$M_t^y = 80.43$	$3.8953 \cdot 10^{-3}$	0.301	13.85	7HA16=14.07	15
appui	$M_a = -49.44$	$2.3944 \cdot 10^{-3}$	0.243	8.33	6HA14=9.24	15

Tableau VI.4 : Revérifications des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 105.07$	18.85	10.91	169050.3	6.786	Vérifiée	196.54	Vérifiée
y-y	$M_t^y = 80.43$	14.07	9.70	135375.5	5.763		198.72	
Appuis	$M_a = -49.44$	9.24	8.13	96683.3	4.150		182.686	

↳ Toutes les contraintes sont vérifiées.

✚ Espacement des armatures :

- ✓ Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$
- ✓ Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

VI.2.5. Schéma de ferrailage de radier :

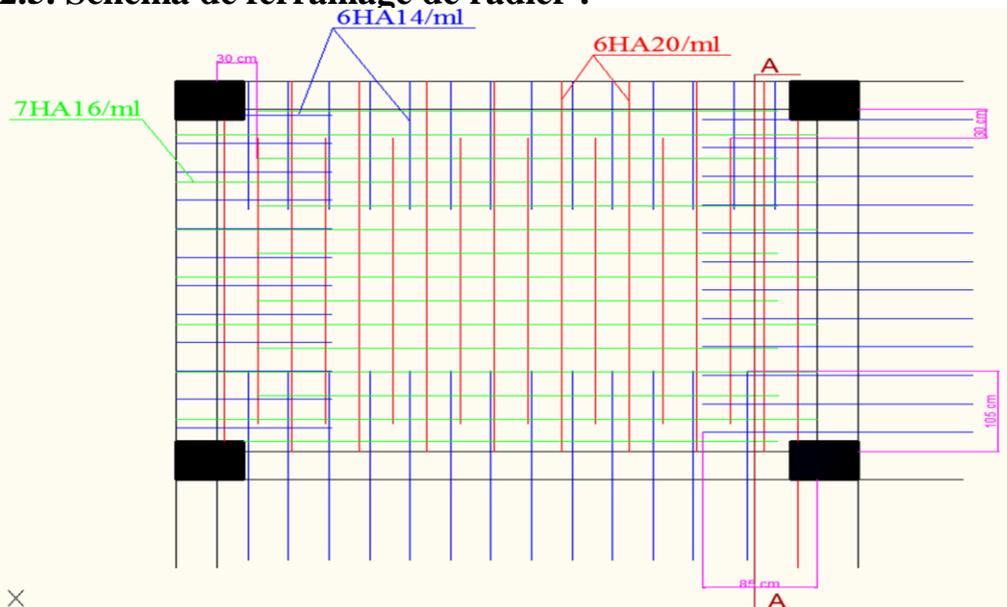


Figure VI.7 : Ferrailage d'un panneau du radier.

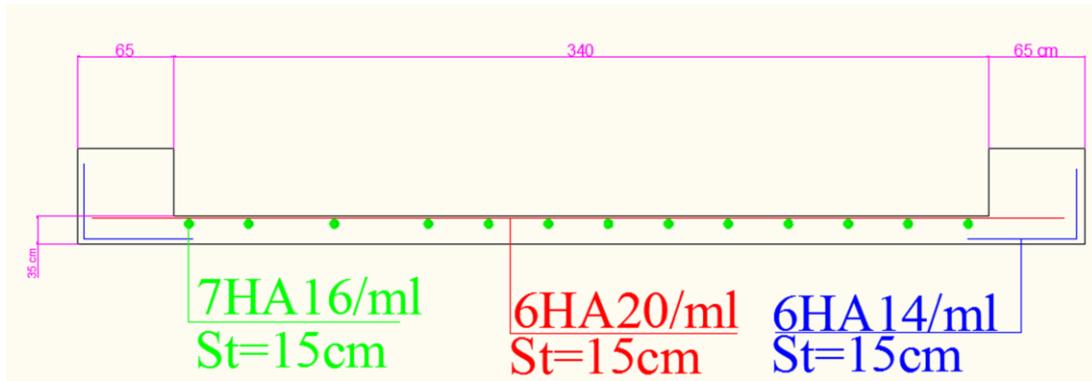


Figure VI.8 : Coupe A-A (radier)

VI.3. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en Té, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

VI.3.1. Dimensionnement de la nervure :

$h_t = 0.7m, h_r = 0.35m, b_0 = 0.65m, d = 0.67m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{4.05}{10}; \frac{3.4}{2})$

$b_1 \leq \min(40.5; 170)$

Soit : $b_1 = 40cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 145cm$

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- ✓ P_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- ✓ P_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

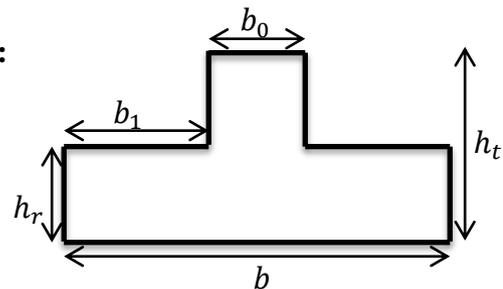


Figure VI.9 : Section de la nervure à ferrailer

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p>Remarque : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté</p>

Avec :

✓ $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$

VI.3.2. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

❖ **Moments en travée :**

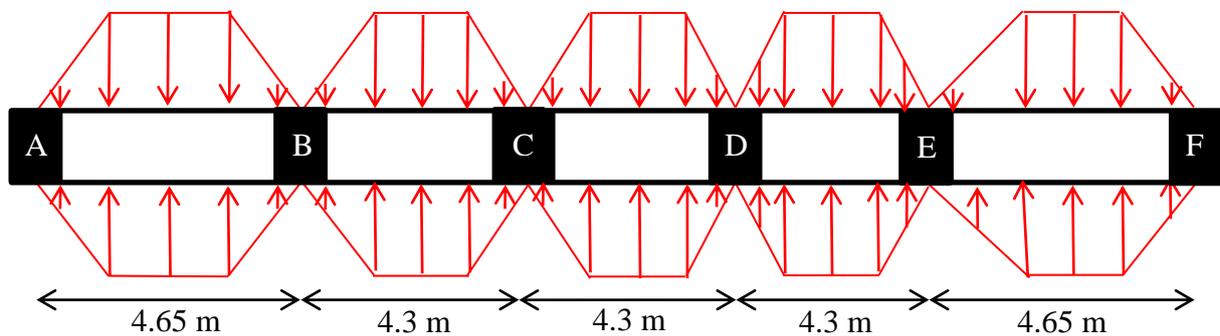
M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

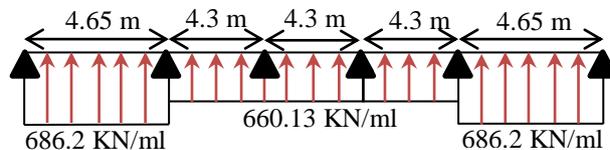
$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens X-X :



❖ **Schéma équivalent :**



On a : $q_u = 250.53 \text{ KN/m}^2$

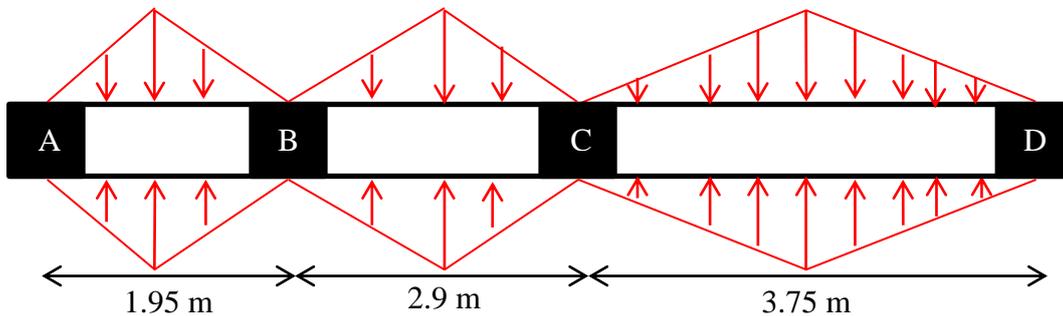
Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4.65	4.65	686.2	-101.57	-1409.54	1.88	1216.85
B-C	4.3	3.44	660.13	-1409.54	-919.02	2.32	641.84
C-D	4.3	3.44	660.13	-919.02	-919.02	2.15	867.71
D-E	4.3	3.44	660.13	-919.02	-1409.54	1.98	641.84
E-F	4.65	4.65	686.2	-1409.54	-101.57	2.77	1216.85

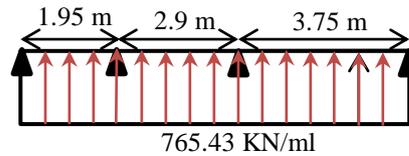
Tableau VI.6 : Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1216.85	-1409.54
Effort tranchant (KN)	1541.2	

Sens Y-Y :



❖ Schéma équivalent



On a : $q_u = 250.53 \text{ KN/m}^2$

Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	1.95	1.95	765.43	-17.86	-419.72	0.69	184.21
B-C	2.9	2.32	765.43	-419.72	-967.6	1.2	134.31
C-D	3.75	3.75	765.43	-967.6	-66.06	2.21	905.17

Tableau VI.8 : Sollicitations maximales (sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	905.17	-967.6
Effort tranchant (KN)	1659.9	

VI.3.3. Ferrailage :

Tableau VI.9 : Tableau De ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	1216.85	56.21	11.73	12T25 = 58.9
	Appui	-1409.54	58.03	5.26	12T25 = 58.9
Sens Y-Y	Travée	905.17	40.96	11.73	6T25 + 6T20 = 48.3
	Appui	-967.6	48.02	5.26	6T25 + 6T20 = 48.3

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ Vérification des contraintes :

On a : $q_s = 182.49 \text{ KN/m}^2$.
 $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{array} \right.$

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	589.85	5.93	168.9	Vérifiée
	Appui	-669.14	11.66	200.71	Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	459.34	4.95	158.82	Vérifiée
	Appui	-534.8	9.88	193.28	Vérifiée

❖ Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t^{max} \right] = 20 \text{ mm, Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

❖ Espacements des aciers transversaux :

Pour les armatures transversales, on a :

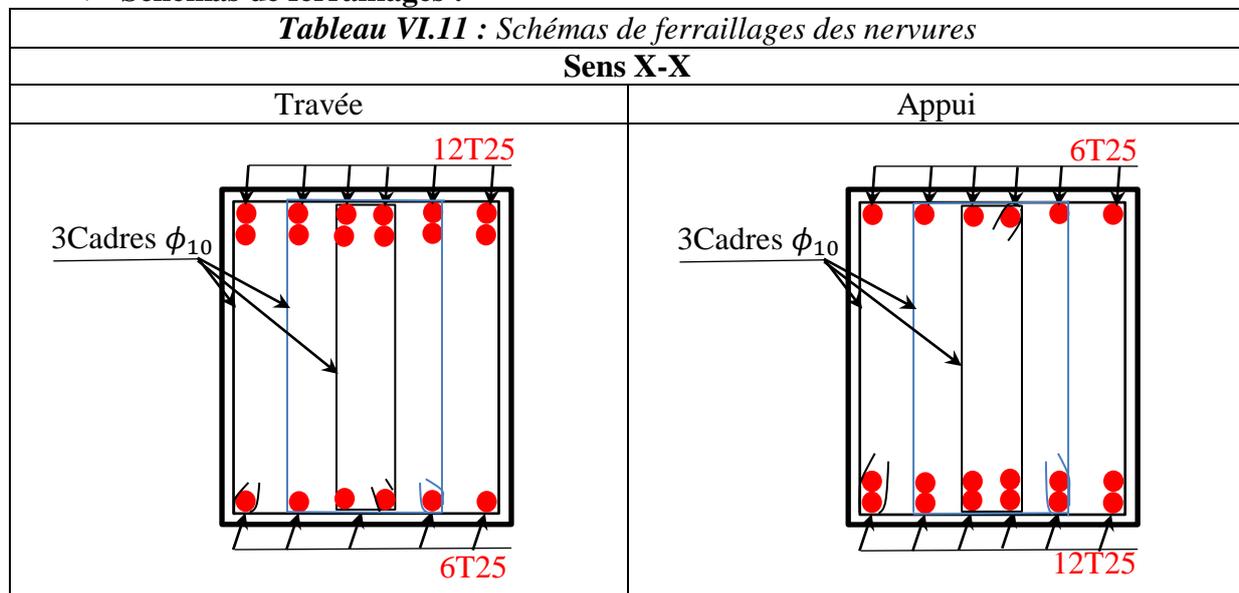
$$A_t = 3\text{Cadres } \phi_{10} = 6 \phi_{10} = 4.74 \text{ cm}^2.$$

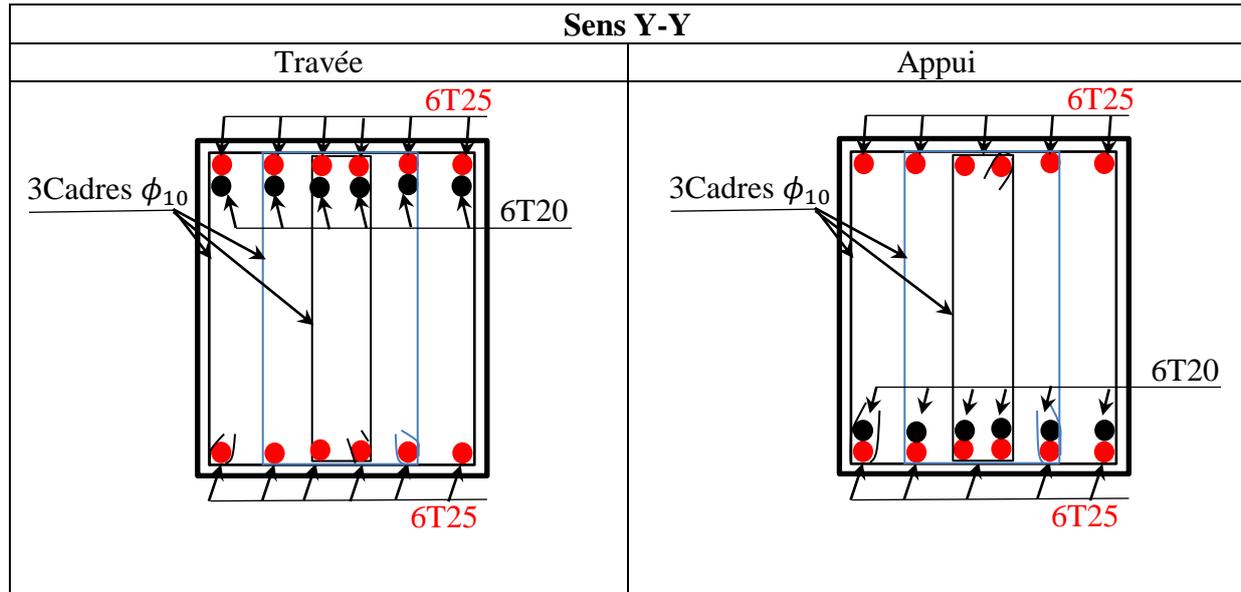
$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 73\text{cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \quad S_{t3} \leq 21.13 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40\text{cm}) = 60.3 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ Schémas de ferrillages :





VI.4 Voiles périphériques :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (Entre sol et sous-sol). Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

Il doit remplir les exigences suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ Épaisseur minimale $E_p \geq 15 \text{ cm}$.

VI.4.1 Dimensions de voile périphérique :

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

On prend, $E_p = 20 \text{ cm}$

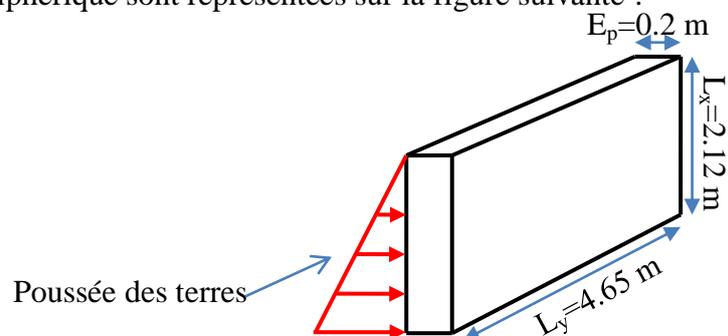


Figure VI.10 : Dimensions de voile périphérique.

VI.4.2 Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique : $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$.
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 25^\circ$
- ✓ Cohésion : $C=0$.

VI.4.3 Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux dalles, encastrés en chaque côté. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

VI.4.4 Sollicitations :

A. Poussée des terres :

$$P_1 = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$P_1 = 20 \times 2.12 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 17.21 \text{ KN/m}^2.$$

B. Charge due à la surcharge :

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre voile périphérique en tenant compte d'une surcharges $Q=10\text{KN/m}^2$.

$$P_2 = Q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 4.06 \text{ KN/m}^2.$$

VI.4.5. Ferrailage de voile périphérique :

❖ Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 29.33 \text{ KN/m}^2.$$

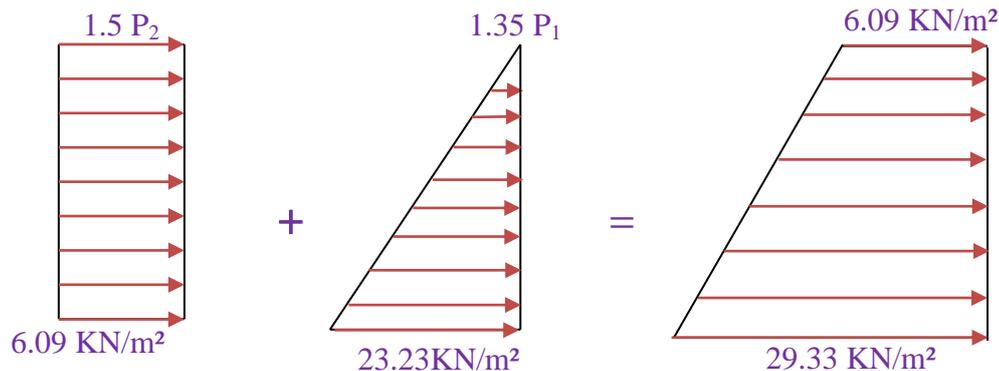


Figure VI.11: Diagrammes des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} L_x = 2.12 \text{ m} \\ L_y = 4.65 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min}(h = 0\text{m}) = 1.5 * P_2 = 6.09 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max}(h = 2.12 \text{ m}) = 1.35 * P_1 + 1.5 * P_2 = 29.33 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 23.52 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.46 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

- ELU : ($\nu = 0$)

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1022 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Sens	Désignation	$q_u = 23.52 \text{ KN/m}^2$	
		Travées	Appuis
X-X	M_0 (KN.m)	10.08	10.08
	M (KN.m)	9.18	- 4.32
	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	1.57	0.735
	A_{min} (cm^2/ml)	2	2
	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	4HA8 = 2.01	4HA8 = 2.01
Y-Y	M_0 (KN.m)	2.7	2.7
	M (KN.m)	2.295	- 1.08
	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	0.39	0.18
	A_{min} (cm^2/ml)	2	2
	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	4HA8 = 2.01	4HA8 = 2.01

✓ **Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier :

$$V_u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho}{2}\right)} = 20.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.119 < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement par effort tranchant.

❖ **Vérifications à l'ELS**

$$\begin{cases} L_x = 2.12 \text{ m} \\ L_y = 4.65 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min}(h = 0\text{m}) = P_2 = 4.06 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max}(h = 2.12 \text{ m}) = P_1 + P_2 = 17.21 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 13.92 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

▪ **ELS** : ($\nu = 0.2$)

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1051 \\ \mu_y = 0.3319 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}, FN \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	5.59	2.01	0.029	$6.8 \cdot 10^{-5}$	2.38	173.87	Vérifiée
	En appuis	2.63	2.01	0.029	$6.8 \cdot 10^{-5}$	1.12	81.8	Vérifiée
Sens y-y	En travée	1.853	2.01	0.029	$6.8 \cdot 10^{-5}$	0.79	57.63	Vérifiée
	En appuis	0.872	2.01	0.029	$6.8 \cdot 10^{-5}$	0.37	27.12	Vérifiée

❖ **Espacement des armatures**

Conformément au RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier la condition suivante:

- ✓ Sens X-X: $S_t \leq \min(3E_p, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 25 \text{ cm}$.
- ✓ Sens Y-Y: $S_t \leq \min(4E_p, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **Schémas de ferrailages:**

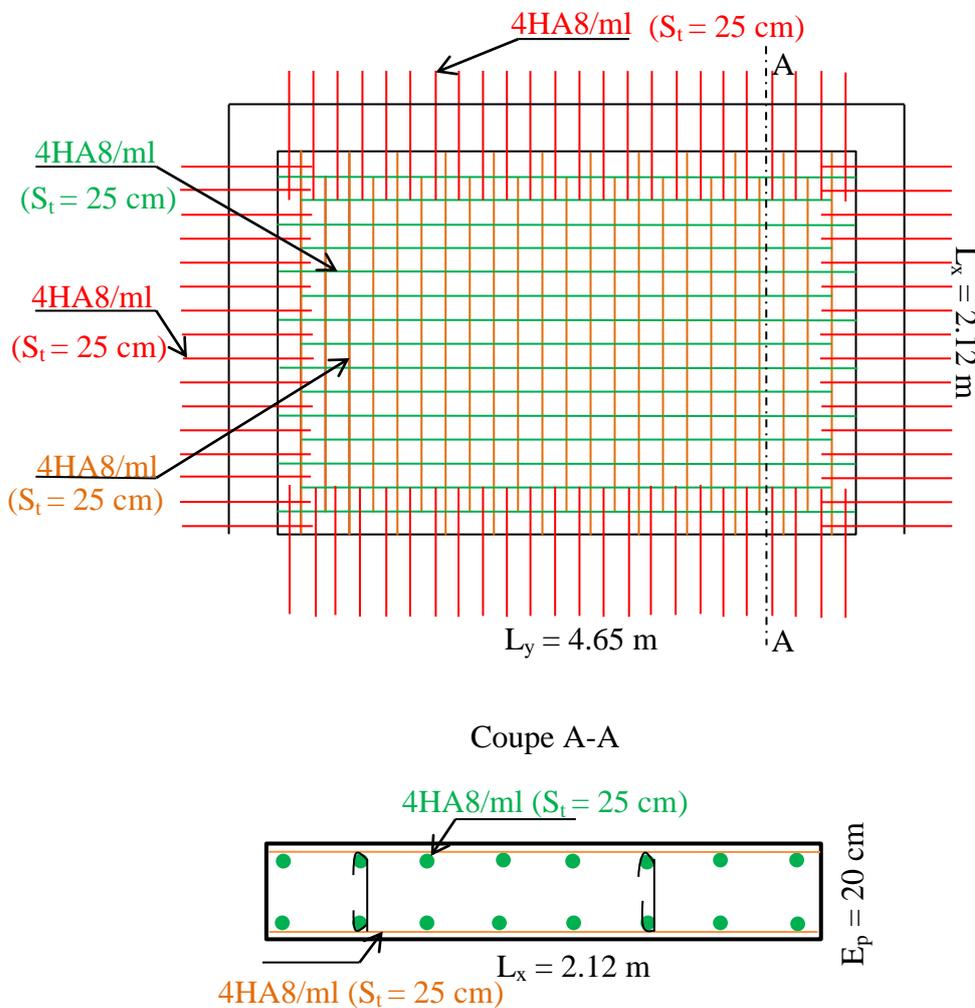


Figure VI.12: Schéma du ferrailage du voile périphérique

Conclusion:

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.

Conclusion générale

Notre travail consiste en l'étude d'un bâtiment (R+10 +sous-sol et entre sol), contreventé par un système mixte (voile - portique) conformément aux règles parasismiques algériennes en vigueur.

Ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances, non seulement dans les calculs théoriques, mais aussi qu'en outils informatiques notamment avec l'utilisation des logiciels (SAP 2000, SOCOTEC...) qui nous donnaient de bons résultats sans passer par trop de calculs. Ainsi, ce travail nous a permis de faire un certain nombre de conclusions :

- ❖ La modélisation doit, autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux. Ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ❖ Notre structure est implantée dans une zone de moyenne sismicité. Ceci nous amené à l'étudier au séisme. Etant une structure mixte, sa modélisation par le logiciel SAP 2000 nous a permis de trouver une bonne disposition des voiles de contreventement. Cette disposition vérifie les conditions édictées par le RPA 99/2003 (période de vibration, interaction voile-portique, effet $(P-\Delta)$ et le taux de participation massique). Or, les contraintes architecturales font que le choix de disposition de ces voiles soit réduit.
- ❖ L'utilisation de voiles avec les deux extrémités aboutant dans des poteaux permet d'avoir une plus grande rigidité et réduire les efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc, le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- ❖ Afin d'éviter la formation des rotules plastiques dans les poteaux, le RPA préconise de vérifier les moments résistants au niveau des zones nodales. Cette recommandation s'est avérée satisfaite pour notre cas.
- ❖ Vu les charges importantes transmises par chaque poteau aux fondations, avec une surface du bâtiment relativement faible, l'utilisation du radier s'est avéré préjudiciable.

L'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique, mais surtout, sur sa concordance avec le côté pratique, d'où, la nécessité d'une bonne critique des résultats pour avoir une conception justifiée en tenant compte de la sécurité, l'économie et le confort.

Enfin, nous espérons que ce projet soit utile pour les futures promotions.

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

		u/L_x										
		v/L_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 4

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS														
vitesse (m/s)	ETABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (SUITE)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings														
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14				
0,63	Desserte	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P
	Tous les niveaux desservis	188	64	164	73	143	81	136	88	126	95	117	103	109	110	
		236	71	195	82	176	100	148	108	139	116	129	124			
		260	77	225	88	200	103	163	119	168	127	127	147	136		
1,00	Desserte	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P
	Tous les niveaux desservis	322	87	277	101	246	114	224	123	209	136	192	146	160	156	
		211	57	190	63	176	89	162	74	154	78	145	83	136	88	130
		250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101	151
1,60	Desserte	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P
	Tous les niveaux desservis	286	70	253	79	230	87	213	84	200	100	169	106	179	112	169
		320	75	282	85	255	84	235	102	209	107	116	197	122	188	128
		354	79	308	91	277	101	257	109	239	117	124	125	212	132	203
2,50	Desserte	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P
	Tous les niveaux desservis	414	87	363	100	324	112	295	122	273	132	257	140	243	148	211
		440	91	381	105	342	117	313	128	290	138	272	147	258	155	245
		463	95	404	109	361	122	331	133	306	144	288	153	272	162	257

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS														
vitesse (m/s)	ETABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (SUITE)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings														
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14				
0,63	Desserte	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P
	Tous les niveaux desservis	188	64	164	73	143	81	136	88	126	95	117	103	109	110	
		236	71	195	82	176	100	148	108	139	116	129	124			
		260	77	225	88	200	103	163	119	168	127	127	147	136		
1,00	Desserte	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P
	Tous les niveaux desservis	322	87	277	101	246	114	224	123	209	136	192	146	160	156	
		211	57	190	63	176	89	162	74	154	78	145	83	136	88	130
		250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101	151
1,60	Desserte	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P
	Tous les niveaux desservis	286	70	253	79	230	87	213	84	200	100	169	106	179	112	169
		320	75	282	85	255	84	235	102	209	107	116	197	122	188	128
		354	79	308	91	277	101	257	109	239	117	124	125	212	132	203

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS														
vitesse (m/s)	ETABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (SUITE)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings														
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14				
0,63	Desserte	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P
	Tous les niveaux desservis	188	64	164	73	143	81	136	88	126	95	117	103	109	110	
		236	71	195	82	176	100	148	108	139	116	129	124			
		260	77	225	88	200	103	163	119	168	127	127	147	136		
1,00	Desserte	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P
	Tous les niveaux desservis	322	87	277	101	246	114	224	123	209	136	192	146	160	156	
		211	57	190	63	176	89	162	74	154	78	145	83	136	88	130
		250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101	151
1,60	Desserte	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P
	Tous les niveaux desservis	286	70	253	79	230	87	213	84	200	100	169	106	179	112	169
		320	75	282	85	255	84	235	102	209	107	116	197	122	188	128
		354	79	308	91	277	101	257	109	239	117	124	125	212	132	203

Annexe 5

Rapport du sol

1 - INTRODUCTION :

A la demande du groupe de coopératives APC Béjaia , le LTPEst Antenne de Bejaia a procédé à l'étude géotechnique du site destiné pour la construction de six blocs en R+6 projetés à Béjaia.

2 - RECONNAISSANCE DES SOLS

2-1 Situation géographique et topographie.

Le site destiné pour la construction des six blocs en R+6 ,est situé a proximité de l'université. Il est limité en amont par la route menant vers Boukhiamia et Aamriou en aval par des grands hangars et de coté par l'oued Serir.

2-2 Géologie

La Géologie de la région de Bejaia est représentée par des terrains alluvionnaires de la vallée Soummam, secondaires et tertiaires des anticlinaux Djebel Gouraya et Adrar Oufarnou.

La coupe géologique établie a partir de la carte géologique de Bougie (échelle1/50.000) , entre le synclinal de la vallée Soummam au SSW jusqu'à l'anticlinal du Djebel Gouraya au NNE, nous a permis de distinguer les différents ensembles géologiques suivants :

- Des dépôts alluvionnaires anciens et récents: basses terrasses, sables argiles et argiles vaseuses de la vallée Soummam.
- Des brèches de pentes recimentées d'âge mio-pliocène rencontrées dans l'ancienne ville passant sous les argiles gris- blanchâtres de l'Oued Seghir, on retrouve ce niveau argileux jusqu'a dans la région de Mellala
- Un faciès marno-schisteux avec de nombreuses lentilles de conglomérats de la bordure sud du djebel Gouraya d'âge Sénonien, cette formation se termine par un faciès flysch.
- Des schistes rouges et verts, des calcaires lenticulaires inter- stratifiés et des alternances régulières de marno-calcaires de 200 à 300 m d'épaisseur d'âge lias jurassique des anticlinaux djebel Gouraya et Adrar Oufarnou.

Le terrain étudié est constitué essentiellement par des brèches de pente recimentées avec passages des alluvions reposant sur des marnes argileuses beiges à grises.

RECONNAISSANCE IN SITU :

3 - 1 Organisation :

Sur site, nous avons réalisé

- trois sondages carottés de 15m de profondeur.
- six essais au pénétromètre dynamique lourd de type borro ,poussées jusqu'aux refus.

3 - 2 Interprétation des essais in situ :

3 - 2 - 1 sondage carotté :

Les coupes de sondages carottés, jointes en annexes montrent que le sous sol du site est constitué de :

Sondage n°1

- 0.00 - 4.00m : remblais
- 4.00 - 5.15m : argiles limono-graveleuses .
- 5.15 - 6.00m : alluvions d'oued grossières
- 6.00 - 7.70m : argiles graveleuses recimentées beiges
- 7.20 - 7.70m : alluvions d'oued grossières.
- 7.70 - 15.0m : marnes grises fracturées.

Sondage n°2

- 0.00 - 2.50m : remblais
- 2.50 - 4.00m : argiles graveleuses recimentés marrons
- 4.00 - 8.80m : argiles graveleuses recimentées beiges
- 8.80 - 15.0m : marnes grises fracturées

Sondage n°3

- 0.00 - 2.00m : remblais
- 2.00 - 4.00m : argiles graveleuses recimentées marrons
- 4.00 - 5.15m : argiles graveleuses recimentées beiges
- 5.15 - 6.80m : argiles graveleuses beiges crayeuses consolidées
- 6.80 - 8.80m : argiles graveleuses recimentées beiges
- 8.80 - 15.0m : marnes grises fracturées.

3-2-2 Essais pénétrométriques

Les essais pénétrométriques P1, P2, P3, P4, P5 et P6 ont été poussés jusqu'aux refus. Ces derniers ont été obtenus successivement à des profondeurs de 1.6 ; 6 ; 1.8 ; 6.40 ; 3.6 et 2.40m.

Les pénétrographes P2 ; P4 et P5 dénotent une assez bonne ressemblance d'allure $R_p = f(z)$. L'analyse des pénétrographes a donné des résistances de pointe faibles à moyennes le long de la profondeur d'investigation.

Les pénétrographes P1 ; P3 et P5 ont donné des résistances de pointe faibles à moyennes avec des pics de résistances dûs à la présence des blocs.

4 - Essais de laboratoire :

les échantillons prélevés ont été soumis aux analyses chimiques sommaires seulement : ces sols ne s'adaptent pas aux essais classiques de mécanique des sols

4-1 Analyses chimiques :

Désignation	Teneur exprimé en % par rapport au mat . sec			Teneurs en anions de sulfate
	% insoluble	% carbonate	% gypse	So ₄ ⁻ mg / kg
Des échantillons				
SCn°1 (4.30m)	48.66	43.28	/	/

❖ Ces sols ne sont pas agressifs pour les bétons de fondations .

5 - RECOMMANDATIONS :

1 - Stabilité du site :

Le site est situé sur un terrain plat présentant des remblais importants.

Selon les recommandations du CGS (2003), la région est classée en zone de sismicité moyenne II a et le site peut être classé en catégorie S2.

Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

2 - Force portante des sols :

En se basant sur la nature des sols qui constituent le site, nous vous recommandons des fondations superficielles, qu'il y' a lieu d'ancrer à 1.30 m de profondeur après terrassement des remblais et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 1,5$ bars.

6 - CONCLUSIONS :

Le site destiné pour la construction de six blocs en R+6 projetés à Bejaia, est situé a proximité de l'université Abderrahmane Mira (Targua Ouzzemour) Bejaia

Le site est constitué par des remblais importants, une couche de brèches de pente recimentées avec des passages alluvionnaire reposant sur des marnes fracturées.

En se basant sur la nature des sols qui constituent le site, ainsi que les résultats des essais pénétrométriques , nous vous recommandons des fondations superficielles, qu'il y' a lieu d'ancrer à 1,30 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $Q_{adm} = 1.5$ bars.

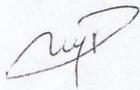
Ces sols ne sont pas agressifs pour les bétons de fondations.

Selon les recommandations du C.G.S (2003), la région de Bejaia est classée en zone de moyenne sismicité II a et le site peut être classé en catégorie S2.

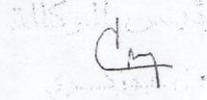
il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

LE CHARGE D'ETUDE

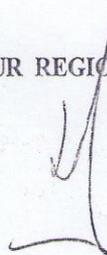
A. DJOUDER



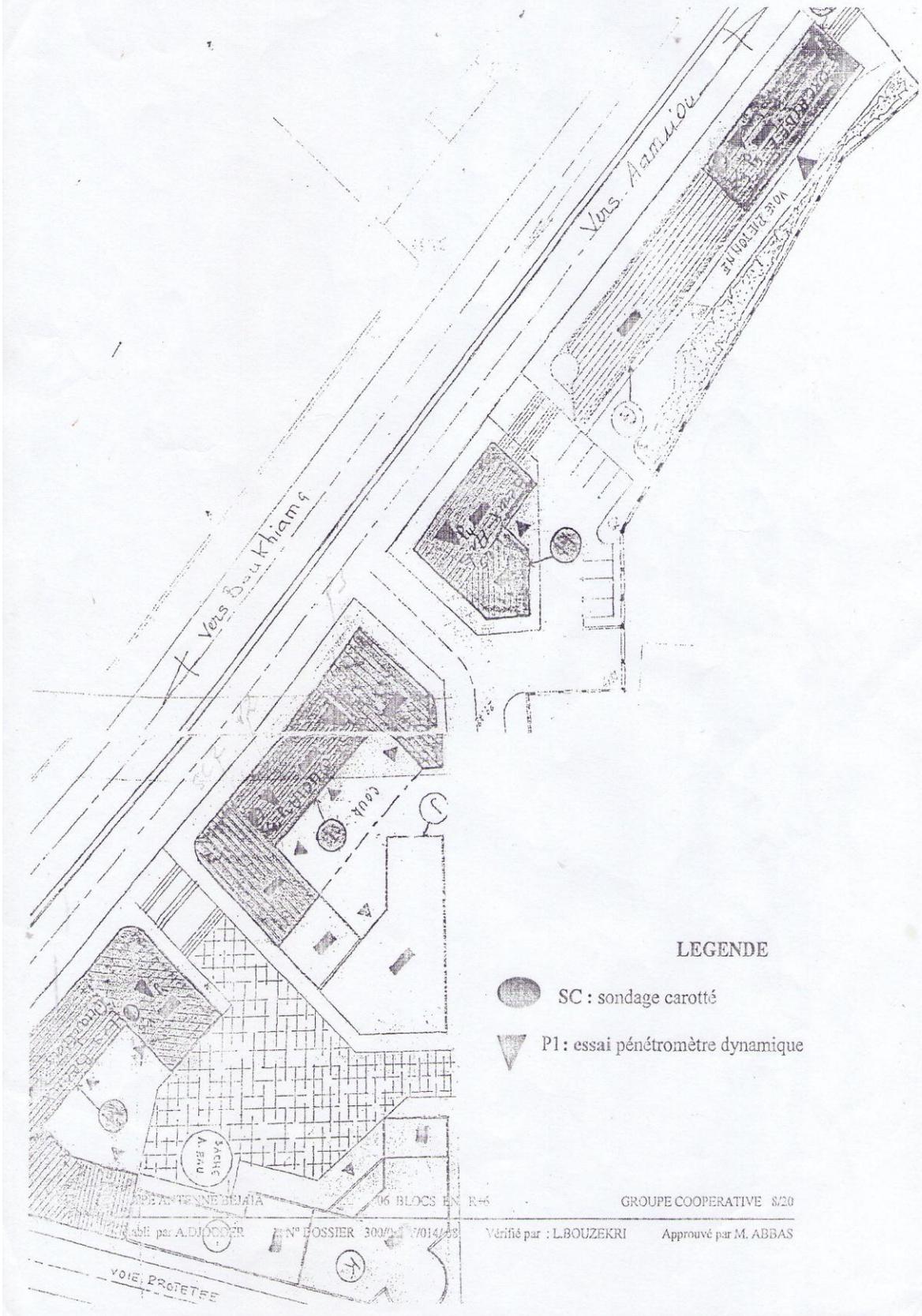
LE CHEF D'ANTENNE



LE DIRECTEUR REGIONAL



PLAN D'IMPLANTATION



LEGENDE

- SC : sondage carotté
- ▼ P1 : essai pénétromètre dynamique

Établi par A. DJOUDER N° DOSSIER 300/017/014/03 Vérifié par : L. BOUZEKRI Approuvé par M. ABBAS

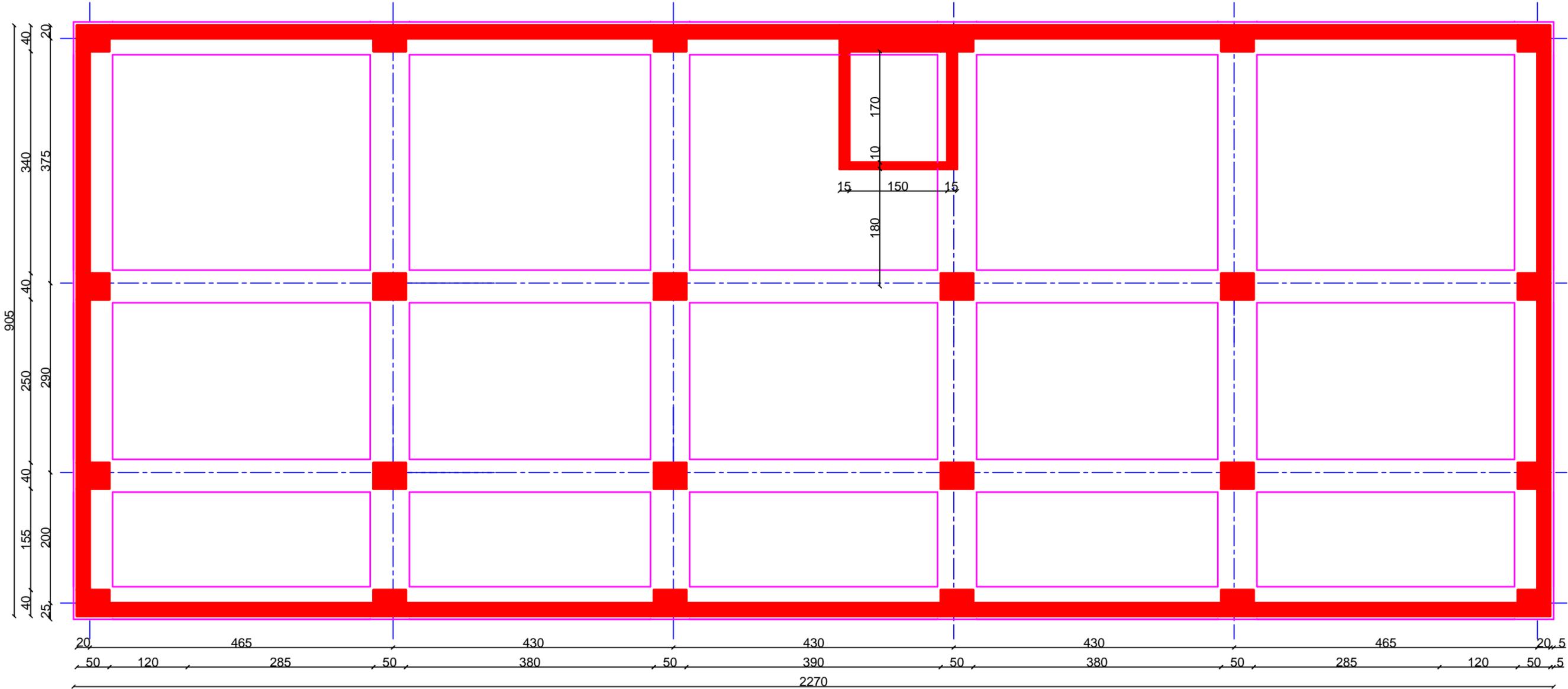
GRUPE COOPERATIVE 8/20

VOIE PROTÉGÉE

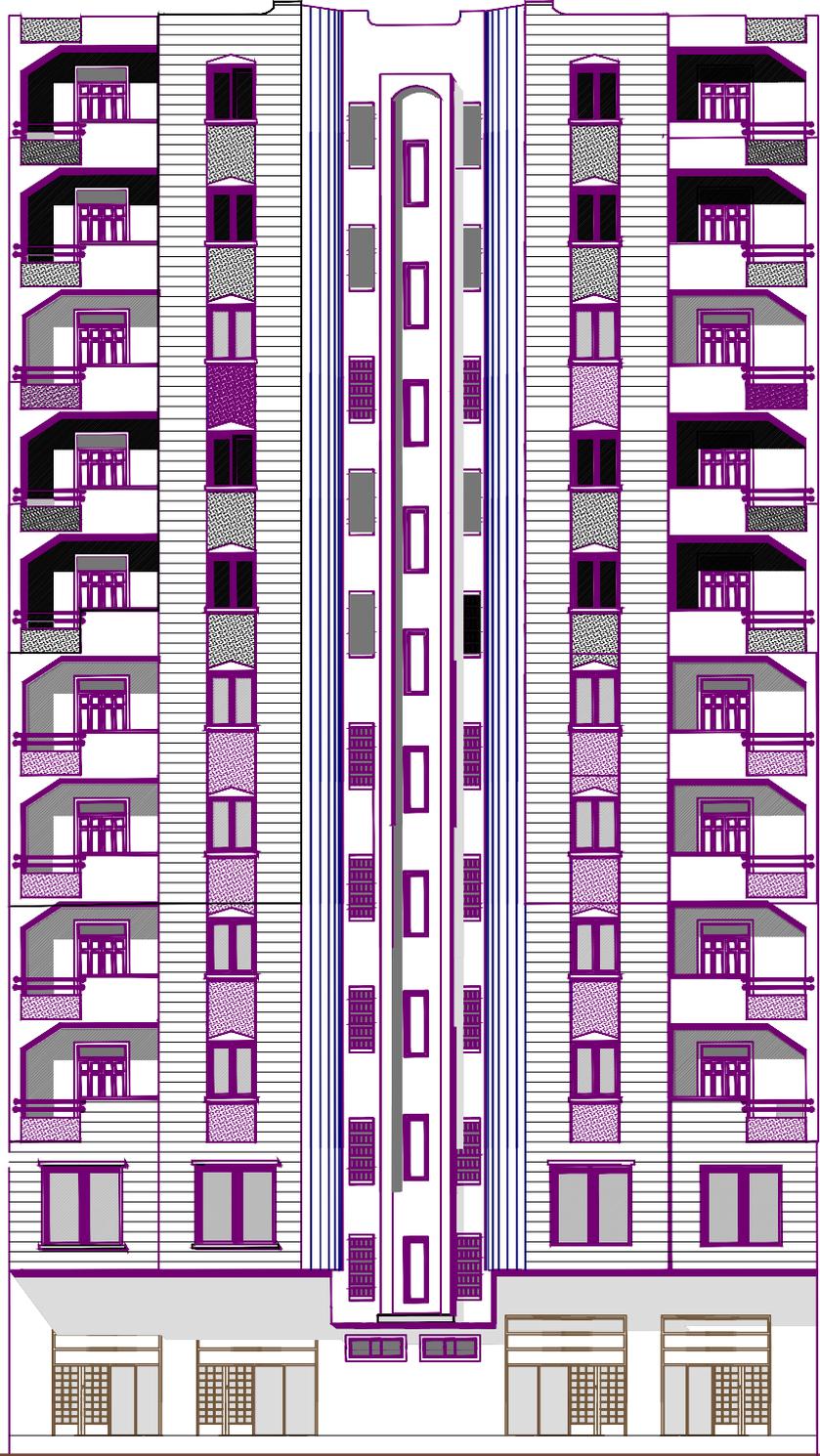
Bibliographie

- ❖ *Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48 « Règles Parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003 ».*
- ❖ *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).*
- ❖ *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (Code de Béton Armé (CBA 93)).*
- ❖ *DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».*
- ❖ *Cours de Béton Armé : 3^{ème} année et Master 1.*
- ❖ *Anciens mémoires de fin d'étude.*
- ❖ *Logiciels utilisés :*
 - *SAP 2000 version 15.*
 - *Socotec .*

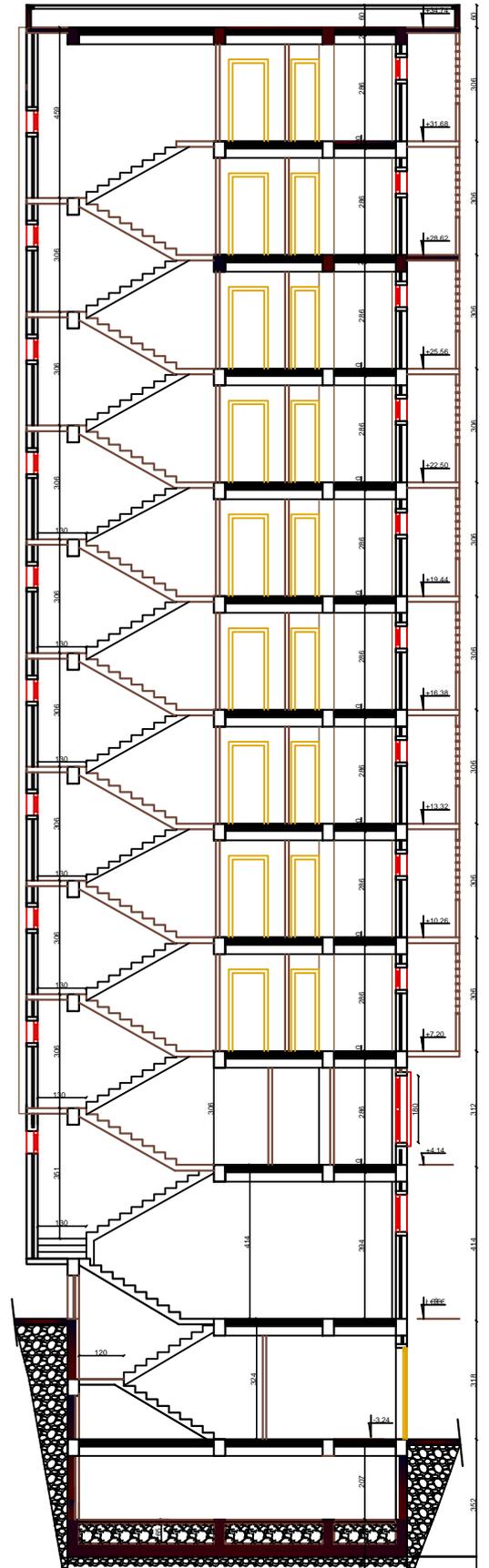
PLAN FONDATIONS



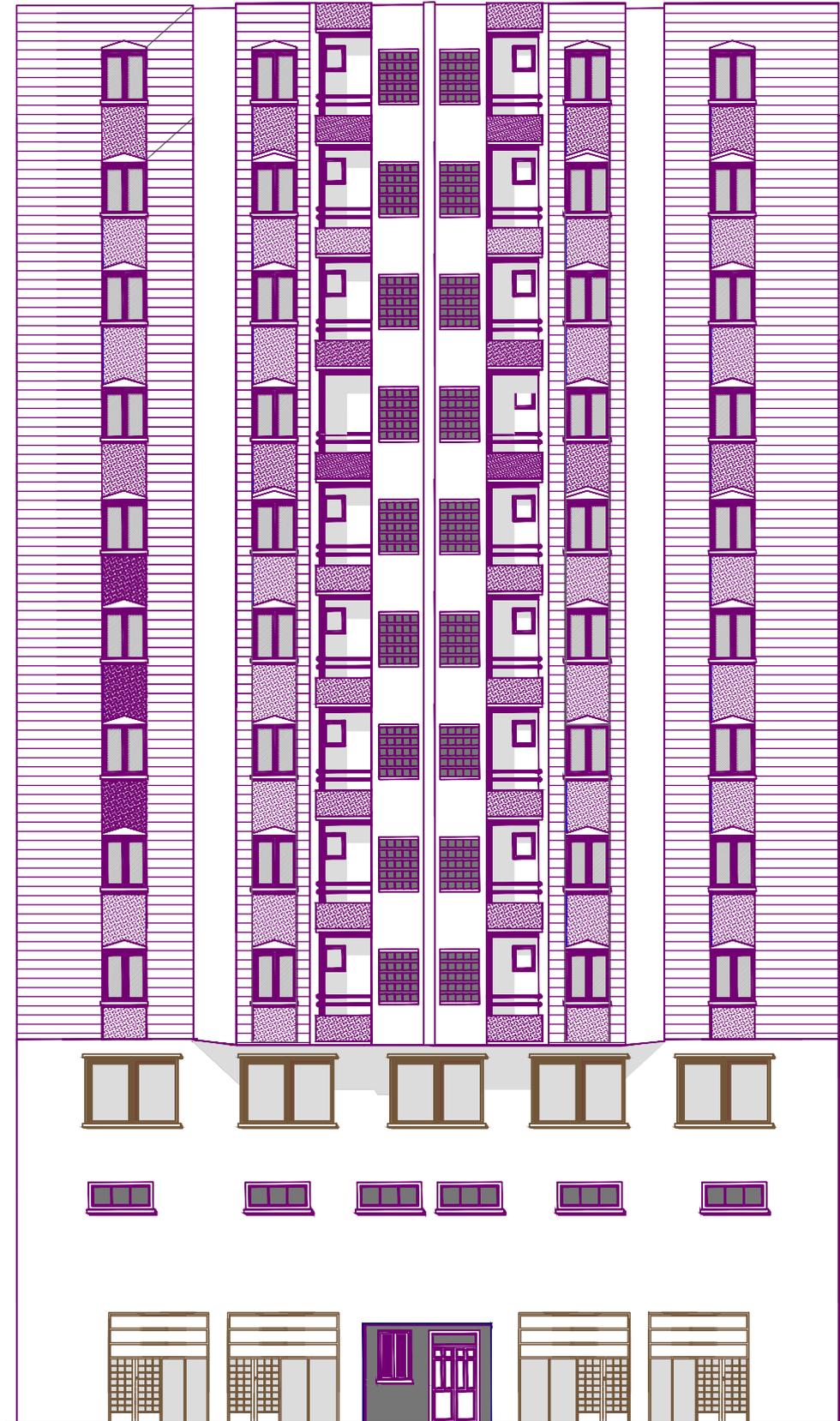
FACADE PRINCIPALE BLOC BB ech 1/50



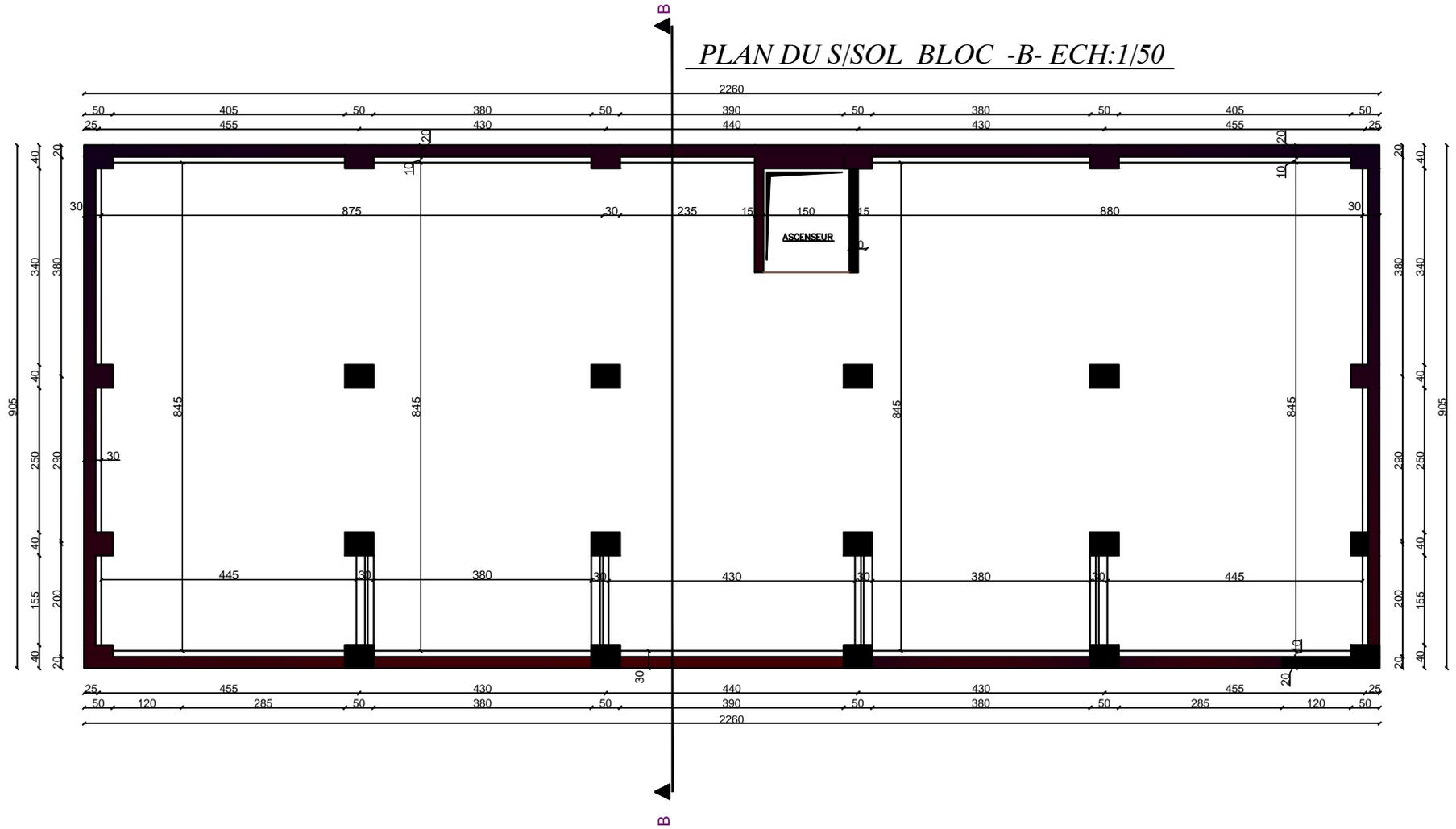
COUPE BB BLOC - B - ECH 1/50



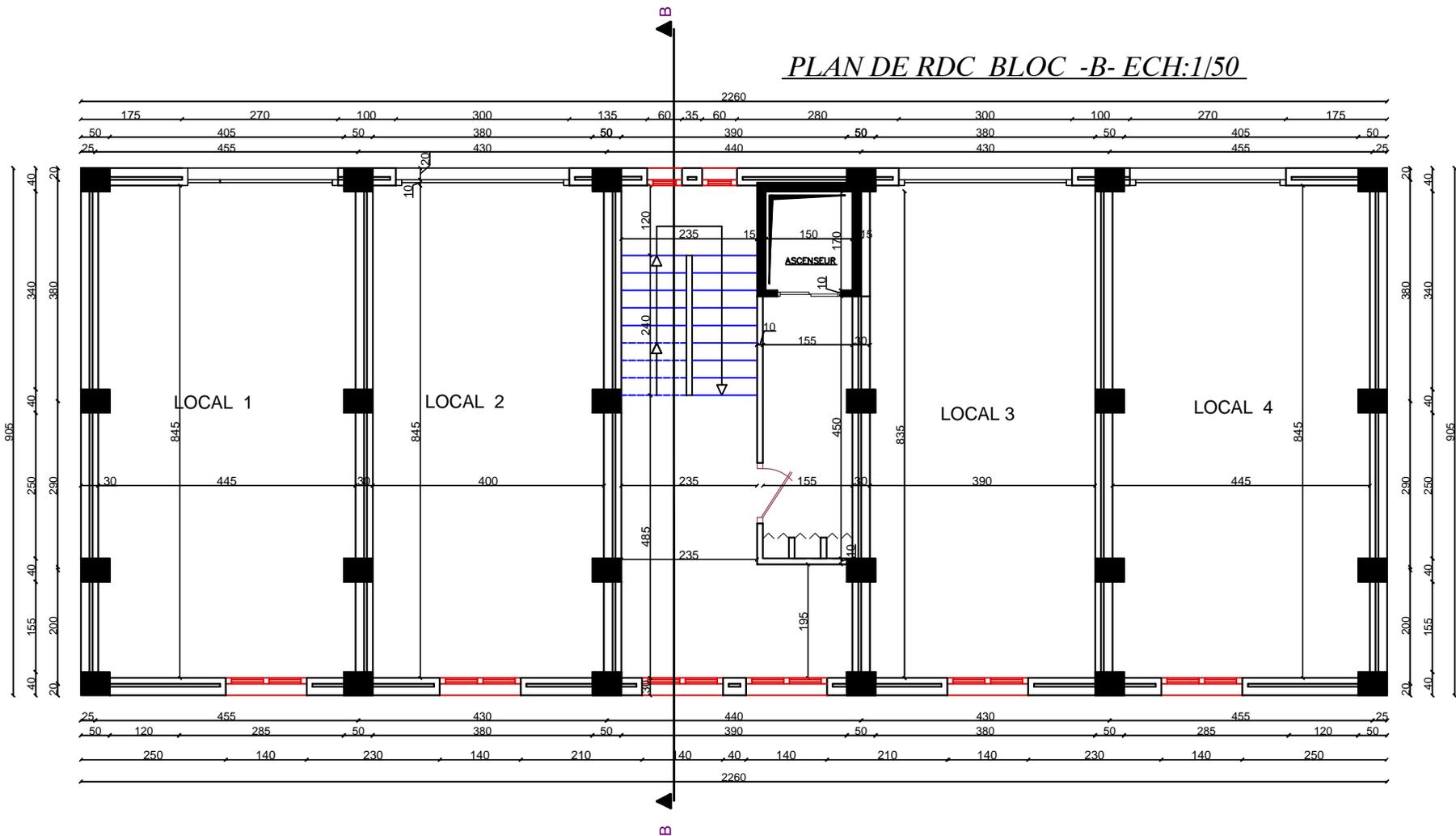
FACADE POSTERIEURE BLOC B ech 1/50



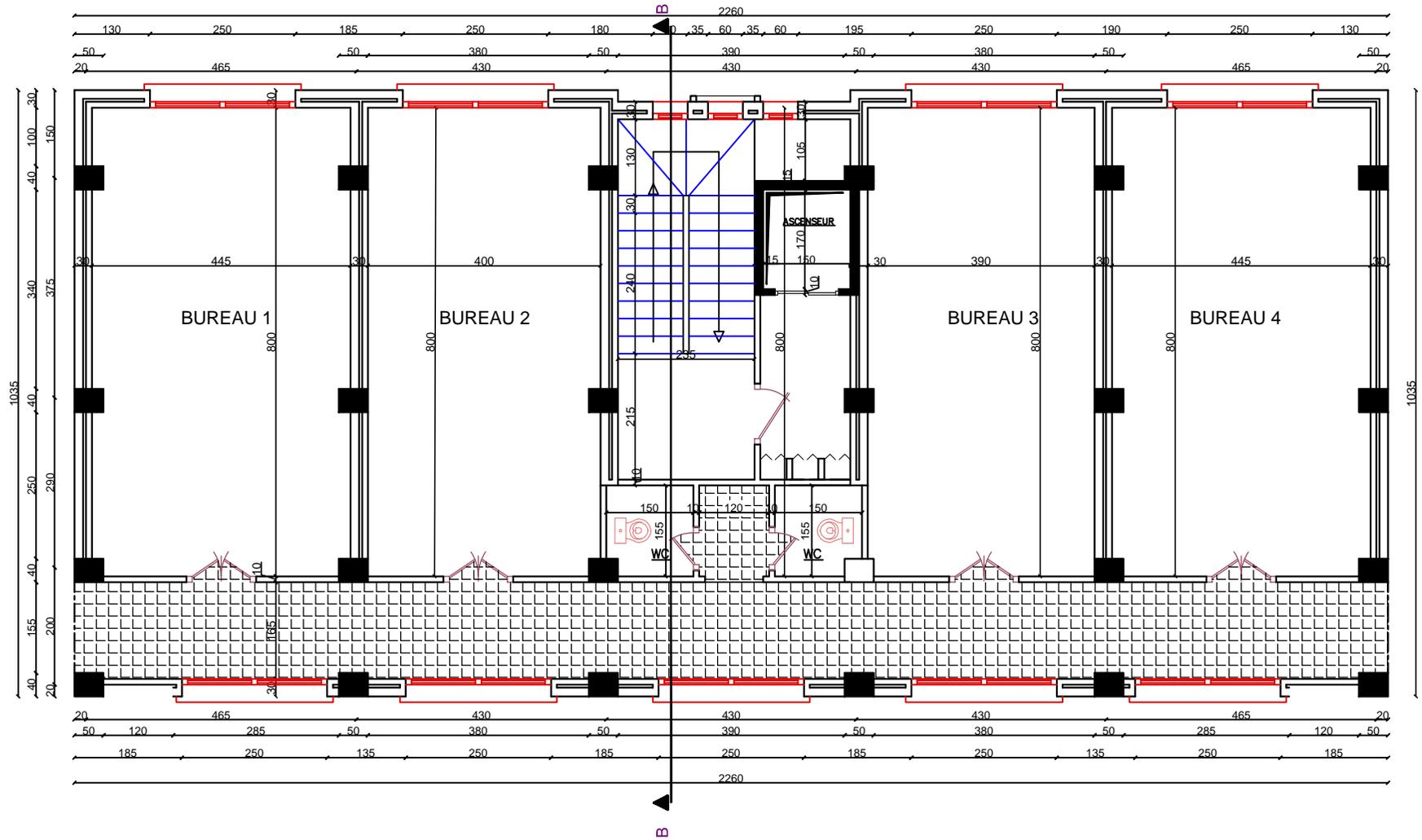
PLAN DU S/SOL BLOC -B- ECH:1/50



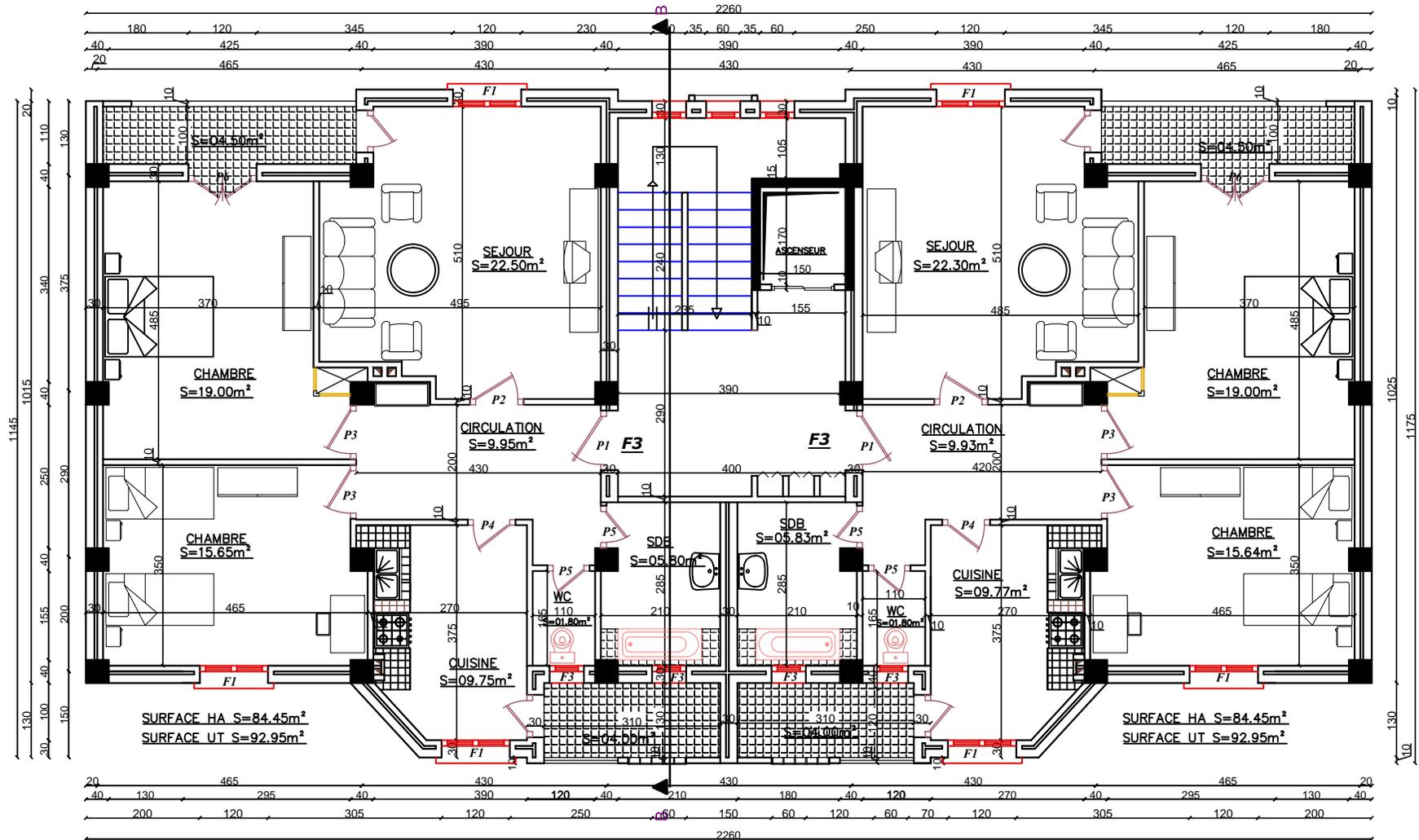
PLAN DE RDC BLOC -B- ECH:1/50



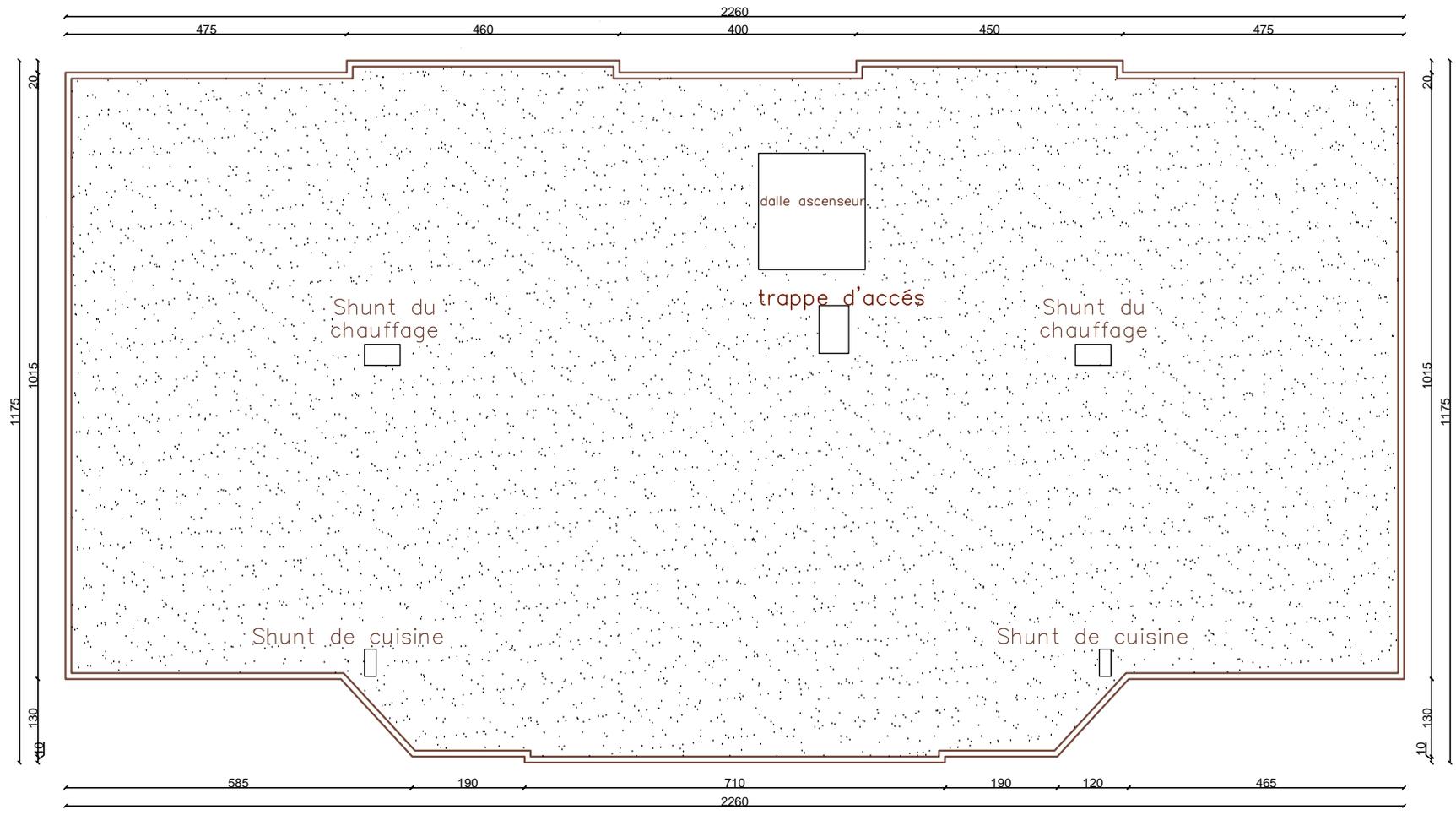
PLAN DETACHE SERVICE BLOC -B- ECH:1/50



PLAN ETAGES 2,3,4,5,6,7,8,9,10 BLOC -B- ECH 1/50



PLAN DE TERRASSE BLOC B ECH 1/50



CHAPITRE

1

Généralités

CHAPITRE

2

prédimensionnement

CHAPITRE

3

Étude des éléments secondaires

CHAPITRE

4

Étude dynamique

CHAPITRE

5

Étude des éléments principaux

CHAPITRE

6

Étude de l'infrastructure

Conclusion

Introduction générale

Annexe