

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المركز الجامعي بلحاج بوشعيب لعين تموشنت
Centre Universitaire de Ain Témouchent - BELHADJ Bouchaib -
Institut de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du diplôme de Master Académique

Domaine : TECHNOLOGIES

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURES

Thème :

**Influence de l'effet thermique par rapport au séisme
et les justifications nécessaires exigées par le RPA 99/2003
pour une structure élancée (RDC+9 étages).**

Présenté par : Mr BENNACEUR Sidi Mohamed

Soutenu en 26 Juin 2020 devant le Jury :

P ^r AISSA MAMOUNE Sidi Mohamed	PROF	C.U.A.T.B.B	Président
D ^r ATTIA Amina	M.C.A	C.U.A.T.B.B	Examinatrice
D ^r ABDELBARI Salima	M.C.B	C.U.A.T.B.B	Encadrant

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu tout puissant qui m'a donné la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Ma plus grande reconnaissance s'adresse à mes parents qui m'ont encouragé et soutenu sans relâche tout au long de mes études.

Je tiens à exprimer mes profondes gratitude à notre encadrant Mme ABDELBARI Salima pour ses conseils et son aide précieuse.

Mes remerciements iront également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.

Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil pour le savoir qui nous ont transmis.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, par un geste, une parole ou un conseil, je leur dis merci.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents pour leur aide et leur encouragement durant toute ma vie.

Mes chers frères : Bachir et Khaled.

Mon épouse et mes enfants Abdel Rahmane et Israa.

Ainsi que mes amis sans exception.

BSM. Hamid

الملخص:

تتناول أطروحة نهاية الدراسات التأثير الحراري بالنسبة الى الزلازل والمبررات اللازمة لضمان استقرار مبنى ذو شكل منتظم، يقع في المنطقة المعروفة باسم الغابة الصغيرة حي مولاي مصطفى بولاية عين تموشنت، يتكون من 9 طوابق وطابق أرضي، تم تصميمه وفقاً لقواعد التصميم وحساب هياكل خرسانة المسلحة 93 والقواعد الزلزالية الجزائرية 99 الإصدار 2003.

تم إجراء التحليل الزلزالي للهيكل بواسطة إصدار برنامج الحساب ETABS الإصدار 9.7.4 (التحليل الثلاثي الأبعاد الموسع لأنظمة البناء)

ستعطي النمذجة قوى الزلازل والقوى الداخلية التي يمكن استخدامها لتحديد الأبعاد، التحقق والتسليح لمختلف عناصر البنية الفوقية والبنية التحتية.

الكلمات المفتاحية: المبنى، الخرسانة، الحديد، التحليل الطيفي المشروط، الانحناء المركب، القواعد الزلزالية الجزائرية 99 الإصدار 2003، قواعد التصميم وحساب هياكل خرسانة المسلحة 93، Auto-cad 2014.

Abstract:

The present end-of-studies dissertation concerns the influence of the thermal effect in relation to the earthquake and the justifications necessary to ensure the stability of a building which is of regular shape, located in the region known as the little wood district Moulay Mostapha at the wilaya of Ain Temouchent, consisting of 9 floors and a ground floor, its design is made in accordance with CBA93 and RPA99 version 2003.

The seismic analysis of the structure was carried out by the ETABS calculation software version 9.7.4 (Extended 3D Analysis of building systems).

The modeling will give seismic forces and internal forces which can be used for the sizing, verification and reinforcement of the various elements of the superstructure and the infrastructure.

Keywords: building, concrete, steel, spectral modal analysis, compound bending, RPA 99 version 2003, CBA 93 ETABS, Auto-cad 2014.

Résumé :

Le présent mémoire de fin d'études, porte sur l'influence de l'effet thermique par rapport au séisme et les justifications nécessaires pour assurer la stabilité de bâtiment qui est de forme régulière, situé dans la région dit petit bois Haï Moulay Mostapha wilaya de Ain Témouchent, constitué de 9 étages et d'un rez-de-chaussée, sa conception est faite conformément aux CBA93 et RPA99 version 2003.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul ETABS version 9.7.4 (Extended 3D Analyse of building systems).

La modélisation donnera des efforts sismiques et des efforts internes qui pourront être utilisés en vue du dimensionnements, vérifications et ferrillages des différentes éléments de la superstructure et de l'infrastructure.

Mots clés : bâtiment, béton, acier, analyse modale spectrale, flexion composée, RPA 99 version 2003, CBA 93 ETABS, Auto-cad 2014.

Table des matières

Remerciements	i
Dédicaces	ii
Table des matières	iv
Liste des figures	vii
Liste des tableaux	x
Tableau des symboles et notations	xiii
Introduction générale.....	2
CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	4
I.1. Introduction et Présentation de l'ouvrage :	5
I.1.1. Les caractéristiques géométriques :	5
I.1.2. Ossature :	6
I.1.3. Planchers :	6
I.1.4. Escaliers :	6
I.1.5. Maçonnerie :	6
I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	6
I.2.1. Béton :	6
I.2.2. Les aciers :	9
I.3. Hypothèses de calcul :	10
I.3.1. État limite ultime "ELU" :	10
I.3.2. État limite de service "ELS" :	11
I.4. Les actions et sollicitations :	11
I.4.1. Les actions permanentes (G) :	11
I.4.2. Les actions variables :	11
I.4.3. Les Sollicitations :	11
I-5. Conclusion :	11
CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments de la structure et décente des charges	12
II.1. Introduction :	13
II.2. Pré dimensionnement :	13
II.2.1. Les portiques :	13
II.2.2. Les planchers à corps creux :	18
II.2.3. Les planchers en dalle plein :	19

II.2.4. Dalle Ascenseur :.....	19
II.2.5. Les voiles :.....	20
II.2.6. Les escaliers :	20
II.2.7. Les poutres palières :	21
II.2.8. Acrotère :	22
II.3. Evaluation des charges et surcharges :.....	22
II.3.1. Plancher terrasse inaccessible :	22
II.3.2. Plancher terrasse accessible :.....	23
II.3.3 Plancher étage courant :.....	26
II.3.4. Maçonnerie (mur extérieur) :.....	28
II.3.5. Ascenseur :	29
II.3.6. Escaliers :.....	30
II.3.7. Évaluation des charges et calcul des sollicitation :	31
II.3.8. Température climatique :.....	33
II-4. Conclusion :.....	33
CHAPITRE III : Etude sismique et justifications	34
III.1. Introduction :	35
III.1.1. Méthode statique équivalente :.....	35
III.1.2. Méthode dynamique modale spectrale :.....	35
III.1.3. Méthode dynamique par accélérogramme :	35
III.2. Choix de la méthode :.....	35
III.3. Application de la méthode d’analyse modale spectrale :.....	36
III.3.1. Hypothèse de calcul :	36
III.3.2. Définition du spectre de réponse de calcul :	36
III.3.3. Paramètres du spectre de réponse :	36
III.4. Justification vérification de la sécurité nécessaire exiger par RPA :.....	40
III.4.1. Justification du choix de coefficient de comportement (R) :.....	40
III.4.2. Justification vis à vis de la résistance des planchers (Diaphragmes) :.....	42
III.4.3. Justification vis à vis de la période de vibration et participation massique :	43
III.4.4. Justification vis à vis de la période numériques para port à la période empiriques :. 44	44
III.4.5. Vérification Sollicitations normales :.....	46
III.4.6. Justification vis à vis de la résultante des forces sismiques de calcul :.....	47
III.4.7. Justification vis à vis de l’équilibre d’ensemble	47
III.4.8. Calcul des déplacement set et Justification vis à vis des déformations.....	49

III.4.9. Justification vis à vis de l'effet P- Δ	50
III.4.10. Justification vis à vis de dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant :	51
III.4.11. Justification de la largeur des joints sismiques :	54
III-5. Conclusion :	54
CHAPITRE IV : Etudes des éléments principaux et secondaires de la superstructure.....	55
IV.1. Introduction :	56
IV.2. Etudes des éléments secondaires :	56
IV.2.1. Etudes des planchers en corps creux :	56
IV.2.2. Etudes des de l'acrotère :	73
IV.2.3. Etudes des de la dalles pleines :	80
IV.2.4. Etudes des escaliers :	86
IV.3. Eudes des éléments principaux :	97
IV.3.1. Poteaux :	97
IV.3.2. Poutres et Chainages :	102
IV.3.3. Voiles :	108
IV.3.4. Linteaux :	114
IV-4. Conclusion :	117
CHAPITRE V : Etudes des éléments de l'infrastructure	118
V.1. Fondations :	119
V.1.1. Différentes Type de fondation superficielle :	119
V.1.2. Calcul des fondations :	120
V.1.3. Tableaux Récapitulatifs :	134
V.2. Longrines :	135
V.2.1. Calcul du ferrailage longitudinal :	136
V.2.2. Calcul du ferrailage transversal :	136
V.3. Etude des voiles périphériques :	137
V.3.1. Charges exercées sur le voile	137
V.3.2. Détermination des efforts internes :	137
V.3.3. Calcul du ferrailage à ELU :	138
V.3.4. Vérification à ELS :	140
V-5. Conclusion :	141
Conclusion Générale	143
Références bibliographiques	145

Outils informatiques.....	147
Annexes.....	148
Annexe 1 : Vue en 3D.....	149
Annexe 2 : Plans d'architecture.....	152
Annexe 3 : Plans de génie civil.....	164

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Figure I- 1: Vue en plan niveau RDC	5
Figure I- 2: Diagramme contrainte déformation du béton	7
Figure I- 3: Diagramme contraintes- déformations du Béton à l'ELS	8
Figure I- 4: Diagramme contrainte – déformation	10

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Figure II- 1 : Coupe sur plancher	18
Figure II- 2 : Section de la poutrelle	18
Figure II- 3 : Schéma de la dalle ascenseur.....	19
Figure II- 4 : Coupe des voiles	20
Figure II- 5 : Volée d'escalier	20
Figure II- 6 : Acrotère type 1	21
Figure II- 7 : Acrotère type 2	22
Figure II- 8 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible (corps creux)	22
Figure II- 9 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible (Dalle pleine).....	23
Figure II- 10 : Coupe verticale du plancher terrasse accessible (corps creux).....	23
Figure II- 11 : Coupe verticale du plancher terrasse accessible (Dalle pleine).....	24
Figure II- 12 : Coupe verticale du plancher terrasse accessible (Dalle pleine).....	25
Figure II- 13 : Coupe verticale du plancher terrasse accessible (Dalle pleine).....	25
Figure II- 14 : Coupe verticale du plancher étages courants (corps creux)	26
Figure II- 15 : Coupe verticale du plancher étages courants (Dalle pleine).....	27
Figure II- 16 : Coupe verticale du plancher étages courants (Dalle pleine).....	27
Figure II- 17 : Détail mur double avec lame d'air	28
Figure II- 18 : Coupe et Détail d'ascenseur	29
Figure II- 19 : Coupe verticale de Palier de repos (Dalle pleine)	30
Figure II- 20 : Coupe verticale de Palliasse (Dalle pleine)	30
Figure II- 21 : Coupe verticale de Palliasse (Dalle pleine)	31
Figure II- 22 : Acrotère type 1 (Terrasse accessible).....	31
Figure II- 23 : Acrotère type 2 (Terrasse inaccessible).....	32

Chapitre III : Etude sismique et justifications nécessaires

Figure III- 1 : Diagramme du spectre de réponse. (Programme du RPA)	39
Figure III- 2 : 1er mode Translation suivant X-X	45
Figure III- 3 : 2ème mode Translation suivant Y-Y	45
Figure III- 4 : 3ème mode Rotation suivant Z-Z.....	46
Figure III- 5 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau	51
Figure III- 6 : Sens xx// poutres et sens yy//chainages.....	52
Figure III- 7 : Sens xx// poutres et sens yy//chainages.....	53

Chapitre IV : Etudes des éléments principaux et secondaires de la superstructure

Figure IV- 1 : Détail des poutrelles.....	56
Figure IV- 2 : Schémas statiques Type 1.....	56
Figure IV- 3 : Schémas statiques Type 2.....	57
Figure IV- 4 : Schémas statiques Type 3.....	57
Figure IV- 5 : Schémas statiques Type 4.....	57
Figure IV- 6 : Schémas statiques Type 5.....	57
Figure IV- 7 : Schémas statiques Type 6.....	57
Figure IV- 8 : Schémas statiques Type 7.....	57
Figure IV- 9 : Schémas statiques Type 8.....	57
Figure IV- 10 : Schémas statiques Type 9.....	58
Figure IV- 11 : Schémas statiques Type 10.....	58
Figure IV- 12 : Schémas statiques Type 11.....	58
Figure IV- 13 : Schémas statiques Type 12.....	58
Figure IV- 14 : Schémas statiques Type 13.....	58
Figure IV- 15 : Schémas statiques Type 14.....	58
Figure IV- 16 : Schémas statiques Type 15.....	58
Figure IV- 17 : Schémas statiques Type 15.....	59
Figure IV- 18 : Schémas statiques Type 15.....	59
Figure IV- 19 : Capture écran (programme de calcul des poutres continue).....	63
Figure IV- 20 : Capture écran (programme de calcul des poutres continue).....	64
Figure IV- 21 : Capture écran (programme de calcul des poutres continue).....	65
Figure IV- 22 : Disposition d'armatures de la dalle de compression.....	71
Figure IV- 23 : Charge appliquée à l'acrotère.....	73
Figure IV- 24 : Dimension de l'acrotère type 1 (Terrasse accessible).....	73
Figure IV- 25 : Dimension de l'acrotère type 2 (Terrasse inaccessible).....	74
Figure IV- 26 : Ferrailage de l'acrotère type1 (Terrasse accessible).....	78
Figure IV- 27 : Ferrailage de l'acrotère type1 (Terrasse inaccessible).....	78
Figure IV- 28 : Ferrailage de dalle pleine eps=15cm.....	82
Figure IV- 29 : Ferrailage de dalle pleine eps=21cm.....	83
Figure IV- 30 : Ferrailage de dalle pleine eps=25cm.....	85
Figure IV- 31 : Vue en plan escalier type 1.....	86
Figure IV- 32 : Coffrage et ferrailage de l'escalier type 1.....	89
Figure IV- 33 : Vue en plan escalier type 2.....	90
Figure IV- 34 : Vue en plan escalier type 3.....	90
Figure IV- 35 : Coffrage et ferrailage de l'escalier type 2.....	92
Figure IV- 36 : Coffrage et ferrailage de l'escalier type 3.....	93
Figure IV- 37 : Coffrage et ferrailage de poutre palière.....	96
Figure IV- 38 : Ferrailage des poteaux 40x45.....	102
Figure IV- 39 : Ferrailage des poutres 30x50.....	106
Figure IV- 40 : Ferrailage des voiles.....	109
Figure IV- 41 : Section du voile étudié n°6.....	110
Figure IV- 42 : Cas de ferrailage du voile n°7.....	112

Figure IV- 43 : Voiles avec ouverture (Trumeaux et linteaux)..... 114
Figure IV- 44 : Ferrailage des linteaux 115

Chapitre V : Etudes des éléments principaux et secondaires de la superstructure

Figure V- 1 : Semelle isolé..... 119
Figure V- 2 : Semelle Filante 120
Figure V- 3 : Radier Générale 120
Figure V- 4 : Dimension de la semelle isolée 121
Figure V- 5 : Schéma de poinçonnement 124
Figure V- 6 : Plan de coffrage semelles isolées 126
Figure V- 7 : Plan de coffrage isolées et filantes 127
Figure V- 8. Semelle filante files 2 128
Figure V- 9 : Dimension de la semelle filante files 2. 129
Figure V- 10 : Schéma statique de la semelle filante 2..... 130
Figure V- 11 : Diagramme du contrainte sol. ELU (semelles filante files 2). 130
Figure V- 12 : Diagramme du contrainte sol. ELS (semelles filante files 2). 131
Figure V- 13: Diagramme des efforts tranchants (semelles filante files 2). 131
Figure V- 14 : Diagramme des Armatures longitudinal (semelles filante files 2)... 132
Figure V- 15 : Longrines..... 136
Figure V- 16: Coffrage et ferrailage des longrines. 136
Figure V- 17: Coffrage et ferrailage des voiles périphériques..... 141

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Tableau I- 1 : Evolution de f_{cj} en fonction du temps [4].....	7
Tableau I- 2 : Caractéristiques mécaniques des aciers [6].....	9

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Tableau II- 1 : Charge G et Q appliqué sur un poteau central.....	16
Tableau II- 2 : Récapitulation des sections et vérification des poteaux.....	17

Chapitre III : Etude sismique et justifications nécessaires

Tableau III- 1 : Valeurs des pénalités P_q	38
Tableau III- 2 : Le % des sollicitations dues aux charges verticales suivant xx.....	40
Tableau III- 3 : Le % des sollicitations dues aux charges verticales suivant yy.....	40
Tableau III- 4 : Le % des sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les portiques suivant xx.....	41
Tableau III- 5 : Le % des sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les portiques suivant yy.....	41
Tableau III- 6 : Le % des sollicitations dues aux charges verticales suivant xx.....	42
Tableau III- 7 : Le % des sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les portiques.....	42
Tableau III- 8 : La résistance des planchers suivant yy.....	43
Tableau III- 9 : La résistance des planchers suivant yy.....	43
Tableau III- 10 : La période de vibration et participation massique.....	44
Tableau III- 11 : Sollicitations normales au niveau des poteaux.....	46
Tableau III- 12 : Sollicitations normales au niveau des voiles.....	47
Tableau III- 13 : Résultante Des Forces Sismiques.....	47
Tableau III- 14 : Résultante Des Forces Sismiques.....	47
Tableau III- 15 : Renversement suivant xx.....	48
Tableau III- 16 : Renversement suivant yy.....	48
Tableau III- 17 : Stabilité au glissement suivant xx et yy.....	49
Tableau III- 18 : Calcul Déplacements et vérification des déformations suivant xx.....	49
Tableau III- 19 : Calcul Déplacements et vérification des déformations suivant yy.....	50
Tableau III- 20 : L'effet P- Δ suivant xx.....	50
Tableau III- 21 : L'effet P- Δ suivant yy.....	51
Tableau III- 22 : Vérification De moment résistant suivant xx.....	52
Tableau III- 23 : Vérification De moment résistant suivant yy.....	53
Tableau III- 24 : Vérification De moment résistant suivant xx.....	53
Tableau III- 25 : Vérification De moment résistant suivant yy.....	54
Tableau III- 26 : Largeur des Joints sismiques.....	54

Chapitre IV : Etude des éléments principaux et secondaires de la superstructure

Tableau IV- 1 : Tableau récapitulatif des efforts internes.....	66
---	----

Tableau IV- 2 : Efforts internes maximum du poutrelles P6	67
Tableau IV- 3 : Tableau récapitulatif de l'ancrage des armatures	70
Tableau IV- 4 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles.....	72
Tableau IV- 5 : Efforts internes maximums et calcul ferrailage des dalles pleines eps 15 cm	80
Tableau IV- 6 : Vérification des contraintes à ELS	81
Tableau IV- 7 : Tableau récapitulatif de l'ancrage des armatures	81
Tableau IV- 8 : Calcul de la flèche	81
Tableau IV- 9 : Efforts internes maximums et calcul ferrailage des dalles pleines eps= 21 cm	82
Tableau IV- 10 : Vérification des contraintes à ELS	82
Tableau IV- 11 : Tableau récapitulatif de l'ancrage des armatures	83
Tableau IV- 12 : Calcul de la flèche	83
Tableau IV- 13 : Efforts internes maximums et calcul ferrailage des dalles pleines eps= 25cm	84
Tableau IV- 14 : Vérification des contraintes à ELS	84
Tableau IV- 15 : Tableau récapitulatif de l'ancrage des armatures	85
Tableau IV- 16 : Calcul de la flèche	85
Tableau IV- 17 : Efforts internes maximums et calcul ferrailage de la pailleasse eps= 15 cm	86
Tableau IV- 18 : Vérification des contraintes à ELS	87
Tableau IV- 19 : Efforts internes maximums et calcul ferrailage de Pallier de repos eps= 15 cm.....	88
Tableau IV- 20 : Vérification des contraintes à ELS	88
Tableau IV- 21 : Efforts internes maximums et calcul ferrailage de la pailleasse eps= 15cm	91
Tableau IV- 22 : Vérification des contraintes à ELS	91
Tableau IV- 23 : Efforts internes maximums de la poutre palière.....	93
Tableau IV- 24 : Tableau récapitulatif de l'ancrage des armatures	96
Tableau IV- 25 : Efforts internes maximum du poteaux 40 x45.....	97
Tableau IV- 26 : Ferrailage des poteaux.....	101
Tableau IV- 27 : Diamètre et espacement des armatures transversale des poteaux.	101
Tableau IV- 28 : Récapitulatif des moments fléchissant maximal	102
Tableau IV- 29 : Tableau récapitulatif de l'ancrage des armatures	105
Tableau IV- 30 : Ferrailage des poutres principales et secondaires (chainages)	107
Tableau IV- 31 : Vérification de la Condition de non fragilité.....	107
Tableau IV- 32 : Vérification de la Condition de cisaillement	107
Tableau IV- 33 : Espacements et diamètre des armatures transversale	108
Tableau IV- 34 : Longueur d'encrage des armatures.....	108
Tableau IV- 35 : Vérification de la flèche	108
Tableau IV- 36 : Les efforts internes dans les voiles	110
Tableau IV- 37 : Ferrailage et Vérifications des voiles	113
Tableau IV- 38 : Ferrailage et vérifications des linteaux.....	117
Tableau IV- 39 : Choix des armatures des linteaux	117

Chapitre V : Eudes des éléments principaux et secondaires de la superstructure

Tableau V- 1 : Tableau récapitulatif de dimension et ferrailage des semelles	125
Tableau V- 2 : Efforts internes des poteaux exercés sur la semelles filante files 2 .	128
Tableau V- 3 : Contraintes dans la semelles filante files 2	130
Tableau V- 4 : Efforts internes maximum (semelles filante files 2)	131
Tableau V- 5 : Dimension et vérifications des contraintes des semelles filantes	134
Tableau V- 6 : Ferrailage des semelles filantes.	135
Tableau V- 7 : Effort de traction maximal	135

Tableau des symboles et notations

Symboles	Notations
A_{st}	Section du ferrailage tendu
A_{sc}	Section du ferrailage comprimé
A_{min}	Section minimale des armatures
A_{max}	Section maximale des armatures
A_t	Section d'un cours d'armature transversales
ACC	Combinaison accidentelle
A.N	Axe neutre
B, S	Section d'un élément en béton
B_r	Section réduite du poteau
b	Largeur d'une section rectangulaire ou de la table de compression
b₀	Largeur de la nervure d'une section en T
b₁	Largeur d'une aile de section en T
C	Cohésion du sol
C_t	Coefficient de période
D	Facteur dynamique
d	Distance entre le centre de gravité des armatures tendu et le fibre supérieur (plus comprimé)
d'	Distance des acier comprimés à la fibre de béton la plus comprimée
E	Charge sismique
E_{tj}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé
E_i	Module de Young
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite service
ELA	Etat limite accidentelle
e	Distance minimale d'une armature au parement de béton le plus proche, excentricité
e_a	Excentricité additionnelle
e_h	Distance horizontale entre deux barres (ou groupes de barres)
e₀	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton seul ou excentricité structurale
e₁	Excentricité du premier ordre
e₂	Excentricité de second ordre
e_H	Distance horizontale entre axes de deux barres (ou groupes des barres)
f	Flèche
f_{adm}	Flèche admissible
FA	Force accidentelle
f_{cj}	Effort de compression a « j » jour
f_{c28}	Effort de compression a 28 jours
f_{tj}	Effort de traction a « j » jour
F_p	Forces horizontales
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
G	Charges permanentes
g	Giron (escalier)

h	Hauteur d'un élément
he	Hauteur libre de litage
I	Moment d'inertie
i	Rayon de giration
K	Coefficient de raideur du sol
L	Longueur d'un élément
l	Largeur d'un élément
L_f	Longueur de flambement
M	Moment exercé sur un élément
M_o	Moment statique.
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
M_r	Moment de référence
M_u	Moment ultime
M_{ser}	Moment service
n	Coefficient d'équivalence acier-béton
N	Effort normal exercée sur un élément
N_u	Effort ultime
N_{ser}	Effort service
P_p	Poids propre du béton
Q	Charges d'exploitations
q	Charges réparties sur un élément
Q_x ; Q_y	Facteurs de qualité suivant x et y
R	Coefficient de comportement
s	Espacements entres armatures
T°	Charges climatique (Température)
T	Période fondamentale de la structure
T, V	Effort tranchant exercée sur un élément
T₁ ; T₂	Températures minimale et maximale respectivement
W	Poids d'un élément
Y	Position de l'axe neutre
Z	Bras de levier de la résultante des forces de compression
α	Angle.
θ	Coefficient d'application
β	Coefficient de pondération.
γ	Poids volumique
γ_b	Coefficient de sécurité du béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
δ	Espacements de cadres
ε	Déformation relative
ζ	Coefficient de poisson
η	Coefficient de fissuration
λ	Elancement géométrique
μ	Moment réduit
ν	Coefficient de poisson
σ_{bc}	Contrainte de béton
σ_{bc}	Contrainte admissible de béton
σ_s	Contrainte de l'acier

$\overline{\sigma_s}$	Contrainte admissible de l'acier
τ	Contrainte tangentielle
$\overline{\tau_u}$	Contrainte ultime de cisaillement
Ψ	Coefficient de la température.
φ	Angle de frottement
ρ	Masse volumique

Introduction Générale

Introduction générale

La philosophie de base dans la conception parasismique actuelle souligne de nouveaux aspects tirés des derniers tremblements de terre. Ces aspects sont jugés comme très importants et doivent donc être introduits dans le dimensionnement pratique des structures, ceci afin de limiter les dommages sous sollicitations sismiques et éviter une perte brutale de résistance et une perte de stabilité d'ensemble en garantissant à la structure un mécanisme dissipatif et ductile.

Une étude de projet du bâtiment a pour but :

- La sécurité : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- L'économie : sert à diminuer les coûts du projet.
- Le confort
- L'esthétique.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité.
- Résistance au feu

Le travail envisagé portera l'accent sur l'effet de la température sur les structures et de vérifier toutes les conditions préconisées par le règlement parasismique Algérien (RPA99/Version 2003).

Il y a lieu aussi d'élaborer des programmes sous Excel dans l'intérêt de faciliter, de déterminer des efforts internes et de calculer le dimensionnement, sections armatures et la vérification sous différentes sollicitations.

Ainsi, le travail développé dans ce mémoire est devisé en cinq chapitres :

- D'abord dans le premier chapitre, il s'agit d'un aperçu sur la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux utilisés.
- Puis le deuxième chapitre aborde les l'aspects du dimensionnement des différents éléments de la structure préconisée par les règlements parasismiques « RPA/Version 2003 » et règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 » ; Il porte aussi sur le calcul des descentes des charges.

- Ensuite, le troisième chapitre est consacré à l'étude sismique avec l'introduction de la température où il y a lieu d'utiliser un logiciel de calcul des structures en 3D « ETABS », puis par la suite il s'agit des vérifications et justifications nécessaires préconisées par le règlement parasismique Algérien (RPA99/Version 2003) qui seront implémentées sur « EXCEL », permettant un calcul rapide et exact de ces derniers.
- Après l'exploitation des effort internes des différents éléments de la structure par le logiciel « ETABS », on passera aux calculs des ferrailages des éléments principaux et secondaires de la supère structure qui est présenté dans le quatrième chapitre.
- Enfin le cinquième chapitre a pour but de calculer les éléments de l'infrastructure afin de supportés les efforts transmis par la superstructure.
- On termine ce travail par une conclusion et joint des plans de coffrages et ferrailages liés au projet étudié.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction et Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié est un bâtiment en **RDC + 9 étages** à usage multiple (habitations, bureaux et commerces), l'ouvrage en question sera implanté à Haï Moulay Mostapha région dit "petit bois" à la **Wilaya de Ain Témouchent** qui est classée comme zone de moyenne sismicité **Zone IIa** selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/2003**).

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'une structure en béton armé composée de RDC+9 étages sous l'effet thermique selon le CBA 93 et au séisme.

I.1.1. Les caractéristiques géométriques :

L'ouvrage dans sa totalité comprend :

Hauteur de RDC et des étages courantes.....	he=3,20 m
Hauteur totale du bâtiment sans acrotère.....	H _t =35,87 m
Hauteur totale du bâtiment avec acrotère.....	H _t =35,87 m
Largeur totale en plan.....	L _x =17.60 m
Longueur totale en plan.....	L _y =27.725 m

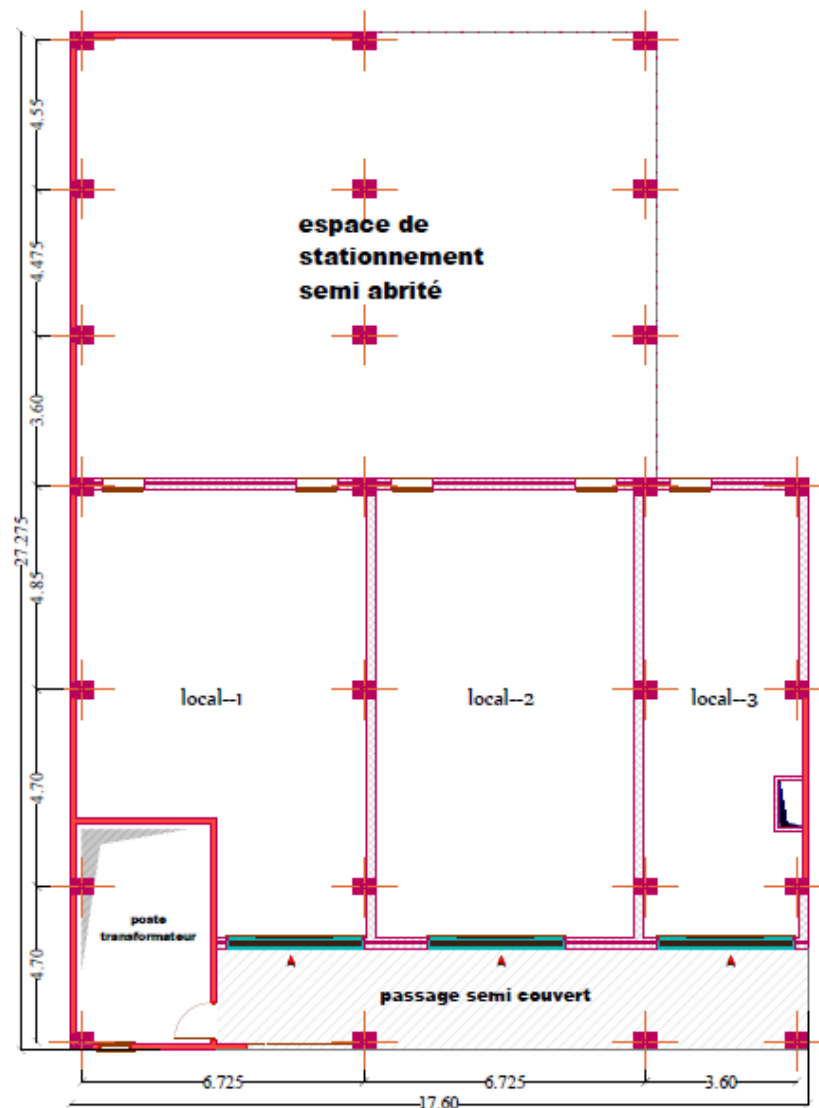


Figure I-1: Vue en plan niveau RDC

I.1.2. Ossature :

Le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux, poutres) et de voiles.

I.1.3. Planchers :

Vu la forme géométrique de l'ouvrage et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de plancher :

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

I.1.4. Escaliers :

La structure comporte trois types d'escaliers :

Escalier type1 : c'est un escalier droit (linéaire) à deux volées et un palier de repos intermédiaire, localisé à l'extérieur entre RDC verre 1er étage et 2^{ème} étage.

Escalier type2 : c'est un escalier demi tournant avec rayon du jour, localisé à l'intérieur entre 2^{ème} étage jusqu'à la terrasse accessible.

Escalier type3 : c'est un escalier demi tournant avec rayon du jour, localisé à l'intérieur entre 2^{ème} étage jusqu'à la terrasse accessible.

I.1.5. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi de briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Mur intérieur constitué par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé applicables en Algérie (RPA99 et CBA93).

I.2.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulat (sables et graviers) et de l'eau et le volume d'un m³ est comme suit :

- 800 L de gravier.
- 400 L de sable.
- 350 kg de ciment (CPJ325).
- 175 L d'eau.

I.2.1.a. Résistance du béton à la compression :

Le béton est un matériau économique résistant bien à la compression, mais peut et surtout de façon aléatoire à la traction.

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « J » jours, généralement à 28 jours.

Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 201.0619 cm² de section et de 32 cm de hauteur, ou sur des éprouvettes de 176,625 cm² de section et de 30 cm de hauteur.

$j \leq 28$ jours	→	$f_{cj} = j \times f_{c28} / (4.74 + 0.83 \times j)$	pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa
	→	$f_{cj} = j \times f_{c28} / (1.40 + 0.95 \times j)$	pour $f_{c28} > 40$ Mpa
$28 < j \leq 60$ jours	→	$f_{cj} \leq 1.10 \times f_{c28}$	pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa
$j > 60$ jours	→	$f_{cj} = 1.10 \times f_{c28}$	pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa

Pour notre étude, on a : $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$.

Tableau I- 1 : Evolution de f_{cj} en fonction du temps [4]

Age du béton (jours)	3	7	14	21	28
f_{cj} / f_{c28}	0.41	0.62	0.81	0.92	1

I.2.1.b. Résistance du béton à la traction :

Le béton est un matériau qui résiste mal à la traction notée f_{tj} :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad f_{t28} = 2.22 \text{ Mpa}$$

I.2.1.c. Les contraintes limites :

1.1. Contraintes limites à l'état ultime (E.L.U) :

La contrainte limite du béton en compression est donnée par : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

$$\gamma_b = 1.50 \text{ cas des situations durables ou transitoires} \dots \dots \dots f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ cas des situations accidentelles} \dots \dots \dots f_{bu} = 18.48 \text{ Mpa.}$$

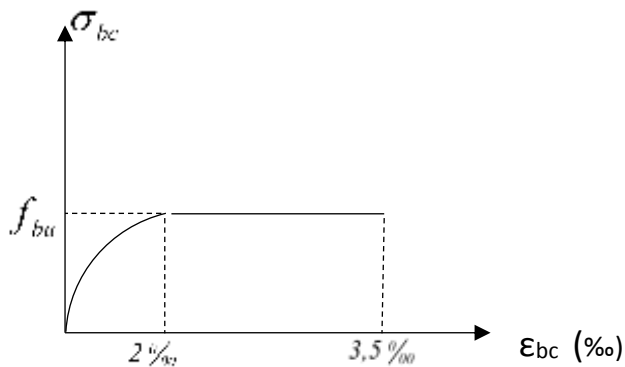


Figure I- 2: Diagramme contrainte déformation du béton [7]

1.2. Contraintes limites de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement du est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

Avec :

b : Largeur de la section.

d : Hauteur utile.

Tu : Effort tranchant ultime.

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

• **Fissuration peu préjudiciable (peu nuisible) :**

✓ Cas durable : $\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}; 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$

✓ Cas accidentel : $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,2 f_{c28}; 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4,34 \text{MPa}$

• **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

✓ Cas durable : $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa}$

✓ Cas accidentel : $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,26 \text{MPa}$

1.3. Contraintes limites à l'état limitent de service (E.L.S) :

La contrainte limite à l'ELS est donnée par : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj}$
 $f_{28} = 25Mpa \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj}$

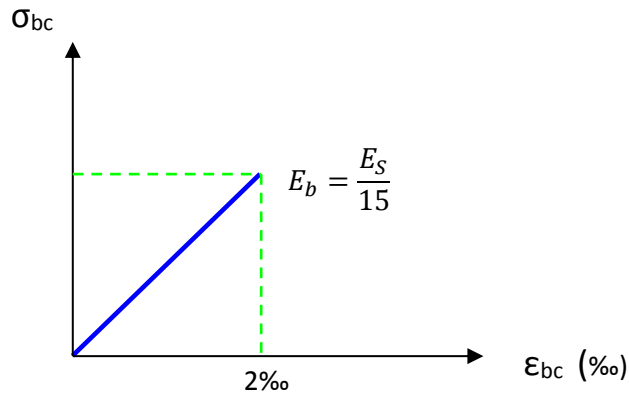


Figure I- 3: Diagramme contraintes- déformations du Béton à l'ELS [7]

I.2.1.d. Modules de déformation longitudinale :

A cause du phénomène du fluage et de retrait, nous distinguons deux modules d'élasticité linéaire pour le béton :

1.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe (($\sigma - \xi$)) d'un test de courte durée, qui représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad E_{ij} \text{ et } f_{cj} : \text{ en } Mpa$$

1.2. Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un texte de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} \quad \text{Pour notre cas } f_{cj} = f_{28} = 27 Mpa \quad \begin{cases} E_{ij} = 32\,000\,000.00 Mpa \\ E_{vj} = 11\,100\,000.00 Mpa \end{cases}$$

I.2.1.e. Modules de déformation transversale « G » :

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2x(v+1)} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} v = 0 \dots \dots \dots G = 0.5x E_{ij} \\ v = 0.2 \dots \dots \dots G = \frac{1}{2.04} x E_{ij} \end{cases}$$

I.2.1.f. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. $\nu = \frac{\Delta l}{\Delta L}$

On admet les valeurs suivantes :

- à l'E.L.U : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations.
- à l'E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations.

I.2.1.g. Poids volumique :

On adopte généralement la valeur $\gamma = 25 \text{ kn/m}^3$ pour béton armé et $\gamma = 22 \text{ kn/m}^3$ pour béton non armé. [2]

I.2.2. Les aciers :

Afin de remédier au problème de non- résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de tractions.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces de béton armé sont :

- Ronds lisses : L'acier se présente sous forme de barres droites laminées de section circulaire de diamètre variant comme suit : 5, 6, 8 et 10
- Barres à haute adhérence : Elles sont obtenues de façon naturelle ou alors par écrouissage, en élevant leurs propriétés mécaniques par torsion et traction simultanée d'un profilé de section non circulaire.
- Treillis soudés : Les treillis sont des grillages en fils écrouis se croisent perpendiculairement et soudé électriquement à leurs points de croisement.

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite élastique « fe », cette valeur est donnée selon le type d'acier.

Le tableau suivant nous donne quelques valeurs :

Tableau I- 2 : Caractéristiques mécaniques des aciers [6]

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement	Contrainte de Rupture (Mpa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø ≤ 6mm	520	14	580
	Ø > 6mm	441	14	580

I.2.2.a. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

I.2.2.b. Contraintes limites des aciers :

1.1. Contraintes à l'état limite ultime (E.L.U) :

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$ $\xi_{es} = \left[\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right]$

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{cas des situation durables ou transitoires.} \\ 1,00 & \text{cas des situation accidentelles.} \end{cases}$$

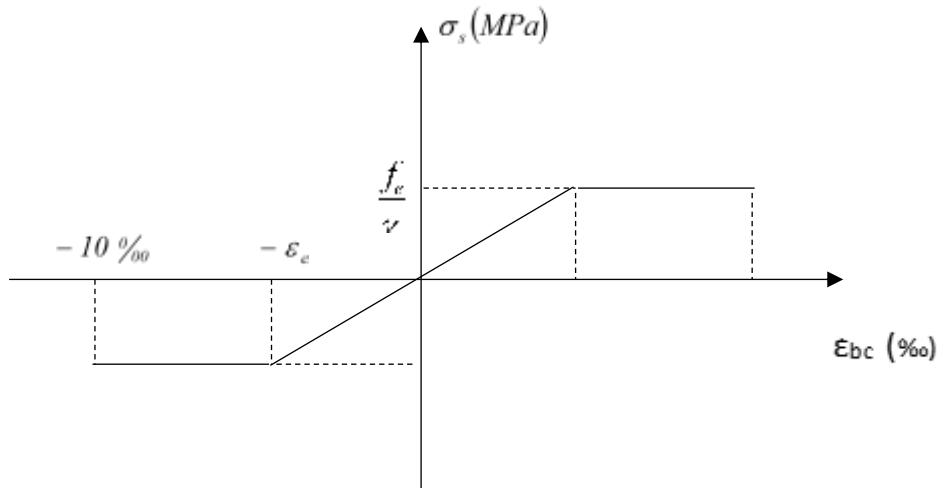


Figure I- 4: Diagramme contrainte – déformation [7]

Pour les aciers FeE400 on a :

$$\varepsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2.10^5} = 1,74 \text{ ‰}$$

Si $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{es}$, on est dans le domaine élastique.

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

1.2. Contraintes à l'état limite de service (E.L.S) :

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$ en Mpa
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$ en Mpa

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta=1,00$ pour les aciers ronds lisses (RL).

$\eta=1,60$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

1.2.2.c. Poids volumique :

On adopte généralement la valeur : $\gamma=78.5 \text{ kn/m}^3$

I.3.Hypothèses de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

I.3.1. État limite ultime "ELU" :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOULLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

I.3.2. État limite de service "ELS" :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

I.4. Les actions et sollicitations :

Les actions sont des forces appliquées aune construction soit :

- Directement : action permanentes ; actions variables d'exploitation ; actions climatiques et actions accidentelles.
- Indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassement.

I.4.1. Les actions permanentes (G) :

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Poids propre de la structure.
- Poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).
- Efforts (poids, poussée des eaux et des terres).
- Efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

I.4.2. Les actions variables :

Elles varient de façon importante dans le temps :

- Les charges d'exploitation (Q)
- Les charges climatiques (T)
- Séismes (E)
- Explosion (gaz, bombes)

I.4.3. Les Sollicitations :

Les sollicitations sont définies comme étant les efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elles ; les sollicitations sont exprimées sous formes des forces ; d'efforts (normaux ou tranchants) de moment (de flexion, de torsionetc.)

I.4.3.a. Situation durable :

$$\begin{aligned} \text{ELU} : & 1.35G+1.5Q \\ & 1.35G+1.5Q+\psi 1.35T1 \\ & 1.35G+1.5Q+\psi 1.35T2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Avec : } \psi &= 0.77 \\ & 1.35G+1.5Q+1.04T1 \\ & 1.35G+1.5Q+1.04T2 \end{aligned}$$

$$\text{ELS} : G+Q ; G+Q+T1 ; G+Q+T2$$

I.4.3.b. Situation accidentelle : $G+Q+E ; 0.8G+E$

N.B : Pour les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison $G+Q+E$ est remplacée par la combinaison suivante : $G + Q + 1.2 E$. [1]

I-5. Conclusion :

Suite à la définition de l'ouvrage et l'explication des caractéristiques de base des matériaux utilisés ; on peut entamer le prédimensionnement des éléments et décente des charges dans le chapitre qui suit.

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments de la structure et découpe des charges

1.1. Dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule [4] :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35N_G + 1,5N_Q$.

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $\alpha = f(\lambda)$.

λ : Elancement ($\lambda = \frac{l_f}{i}$).

l_f : Longueur de flambement.

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

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $I = \frac{bh^3}{12}$.

B : Surface de la section de béton ($B = axb$).

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1.5$)
 γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1.15$) } Situation durable.

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ Mpa}$).

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$).

A_s : Section d'acier comprimée.

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie $Br = (a-0.02)(b-0.02) \text{ m}^2$.

le CBA 93 :

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $0.2\% \leq \frac{A_s}{Br} \leq 5\%$

$$\frac{A_s}{Br} = 1\%$$

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

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda \leq 100$$

On tire de l'équation (2) la valeur de Br

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{Br \gamma_s} \right)} \dots\dots\dots Br \geq 0,066N_u$$

Les poteaux les plus sollicités sont :

Les poteaux centraux : $S = 32.11 \text{ m}^2$.

Les poteaux de rives : $S = 17.71 \text{ m}^2$

Les poteaux d'angles : $S = 9.22 \text{ m}^2$.

1.2. Exemple de calcul : poteau central de 10^{ème} étage :

i. Charges permanentes :

Poutre principale : $G_{pp} = 0.30 \times 0.50 \times 6.725 \times 25 = 25.22 \text{ kn}$
 Poutre secondaire : $G_{ch} = 0.30 \times 0.30 \times 4.775 \times 25 = 10.74 \text{ kn}$
 Plancher Terrasse : $G_{PT} = 6.82 \times 32.11 = 218.99 \text{ kn}$
 Plancher étage courante : $G_{PE} = 5.40 \times 32.11 = 173.39 \text{ kn}$

$G_{\text{terrasse}} = 25.22 + 10.74 + 218.99 = 254.95 \text{ kn}$
 $G_{\text{étage courante}} = 25.22 + 10.74 + 173.39 = 209.35 \text{ kn}$

ii. Charges d'exploitation et Application de loi de dégression :

Terrasse accessible : $1.50 \times 32.11 = 48.165 \text{ kn}$
 Étage courante (habitation) : $1.50 \times 32.11 = 48.17 \text{ kn}$
 Étage courante (service) : $2.50 \times 32.11 = 80.275 \text{ kn}$

Tableau II- 1 : Charge G et Q appliquer sur un poteau central

Charges	Terrasse	Etage (habitation)	Etage (Service)
G (kn)	254.95	209.35	209.35
Q (kn)	48.165	48.165	80.275

On détermine Q à chaque niveau comme suite [2] :

Sous la terrasse : Q_0 .
 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 : $Q_0 + 0.950 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
 Pour $n \geq 5$: $Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Pour notre structure les valeurs de Q est comme suite :

$Q_0 : 48.165 \text{ KN}$
 $Q_1 : 48.165 + 48.165 = 96.33 \text{ kn}$
 $Q_2 : 48.165 + 0.95 (2 \times 48.165) = 139.68 \text{ kn}$
 $Q_3 : 48.165 + 0.90 (3 \times 48.165) = 178.21 \text{ kn}$
 $Q_4 : 48.165 + 0.85 (4 \times 48.165) = 211.93 \text{ kn}$
 $Q_5 : 48.165 + 0.80 (5 \times 48.165) = 240.83 \text{ kn}$
 $Q_6 : 48.165 + 0.75 (6 \times 48.165) = 267.51 \text{ kn}$
 $Q_7 : 48.165 + 0.71 (6 \times 48.165 + 80.275) = 311.93 \text{ kn}$
 $Q_8 : 48.165 + 0.68 (6 \times 48.165 + 2 \times 80.275) = 357.22 \text{ kn}$
 $Q_9 : 48.165 + 0.66 (6 \times 48.165 + 3 \times 80.275) = 401.38 \text{ kn}$

$N_u = 1.15 (1.35 N_G + 1.5 N_Q)$
 $N_Q = 401.38 \text{ kn}$
 $N_G = 254.95 + (9 \times 209.35) = 2139.1 \text{ kn}$
 $N_u = 4013.33 \text{ kn}$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_{st} f_e}{B_r \gamma_s} \right)} \quad B_r \geq 0.062 N_u \quad B_r \geq 0.249 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02) \geq 0.249 \quad a \geq \sqrt{B_r} + 0.02 \quad a \geq 0.52 \text{ m}$$

On prend : a = b = 55 cm

iii. Vérification à ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15 B} \leq 0.6 f_{28} = 16.2 \text{ Mpa}$$

$$N_{ser} = (N_G + N_Q) \quad N_Q = 401.38 \text{ kn} \quad N_G = 2139.1 \text{ kn} \dots\dots\dots N_{ser} = 2540.48 \text{ kn}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{2540.48 \times 10^{-3}}{1.15 \times 0.55^2} = 7.30 \text{ Mpa} \leq 0.6 f_{28} = 16.2 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

iv. Vérification selon le RPA99 version 2003 (Article 7.4.1) :

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ $55\text{cm} > 25 \text{ cm}$ Condition Vérifiée
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$ $55\text{cm} > \frac{320}{20} = 16 \text{ cm}$ Condition Vérifiée
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$ $\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$ Condition Vérifiée

v. Vérification au flambement :

- **Calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = \frac{bxh^3}{12} \quad I_x = I_y = 762552.083 \text{ cm}^4$$

Calcul de rayon de giration :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{avec} \quad A = 55 \times 55 = 3025 \text{ cm}^2 \quad i_x = i_y = 15.87 \text{ cm}$$

- **Calcul de l'élancement**

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x} \quad \text{avec} \quad L_f = 0.7 \times 10$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{0.7 \times 320}{15.87} = 14.11 < 50 \quad \text{Condition au flambement est vérifiée}$$

1.3. Récapitulation des dimensions des poteaux :

Tableau II- 2 : Récapitulation des section et vérification des poteaux

Poteaux	Nu (kn)	Br (m ²)	a=b (cm)	L ₀ (cm)	L _f (cm)	λ	Vérification		
							ELS	RPA	Flambement
9 ^{ème} étage	478.89	0.030	30	320	224	25.87	C.V	C.V	C.V
8 ^{ème} étage	887.00	0.055	30	320	224	25.87	C.V	C.V	C.V
7 ^{ème} étage	1286.79	0.080	35	320	224	22.17	C.V	C.V	C.V
6 ^{ème} étage	1678.27	0.104	40	320	224	19.40	C.V	C.V	C.V
5 ^{ème} étage	2061.45	0.128	45	320	224	17.24	C.V	C.V	C.V
4 ^{ème} étage	2436.31	0.151	45	320	224	17.24	C.V	C.V	C.V
3 ^{ème} étage	2807.36	0.174	50	320	224	15.52	C.V	C.V	C.V
2 ^{ème} étage	3208.99	0.199	50	320	224	15.52	C.V	C.V	C.V
1 ^{er} étage	3612.15	0.224	55	320	224	14.11	C.V	C.V	C.V
RDC	4013.32	0.249	55	320	224	14.11	C.V	C.V	C.V

II.2.2. Les planchers à corps creux :

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition soit vérifiée : $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$

Avec :

L : longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis ($L_{max}=5.10$ m).

Donc : $\frac{510}{25} \leq h \leq \frac{510}{20}$ $20.40\text{cm} \leq h \leq 25.50$ cm On prend : $h=21$ cm

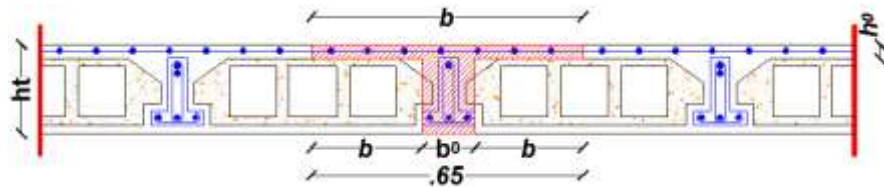


Figure II- 1: Coupe sur plancher

II.2.2.a. Condition d'isolation thermique :

$h_t \min \geq 16$ cm D'où On a : $h=21$ cm > 16 cm **La Condition vérifiée.**

Soit : $h_t = 21$ cm Donc : 16 cm épaisseur de corps creux et 5 cm épaisseur de dalle de compression.

II.2.2.b. Dimension des poutrelles :

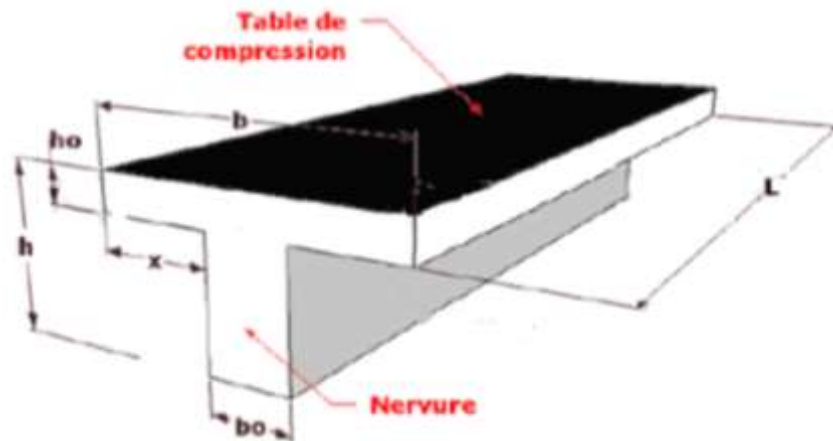


Figure II- 2: Section de la poutrelle [9]

$b_0 \geq \frac{h}{2}$ donc : $b_0 \geq \frac{21}{2}$ $b_0 \geq 10.5$ cm on prend : $b_0=13$ cm

$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} = \frac{65 - 13}{2} = 26 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L^2}{10} = \frac{510}{10} = 51 \text{ cm} \\ 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0 \dots\dots 30 \text{ cm} \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{array} \right.$ on prend : $b_1=26$ cm

l : la distance entre nus des nervures ($l=65$ cm). **$50 \text{ cm} \geq L1 \geq 80 \text{ cm}$**

L : longueur de la plus grande travée ($L=510$ cm)

b_0 : largeur de la nervure

h_0 : épaisseur de la dalle de compression (5 cm)

II.2.3. Les planchers en dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20cm ou plus qui repose sur des appuis (murs ou poutres). Son épaisseur est déterminée suivant le nombre des appuis et doit être au moins égale à 15 cm d'après RPA 99 / v2003.

II.2.3. a. Dalle pleine sur un appui :

$$eps \geq \frac{L}{20} \quad L_{max} = 2.00m \quad h \geq 10 \text{ cm} \quad \text{on prend : } eps = 15 \text{ cm}$$

II.2.3. b. Dalle pleine sur quatre appuis :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.175}{6.60} \quad \rho = 0.63 \quad \frac{L}{30} \geq eps \geq \frac{L}{35} \quad 22 \text{ cm} \geq h \geq 18.85 \text{ cm}$$

on prend : eps = 21 cm

II.2.4. Dalle Ascenseur :

La dalle ascenseur est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

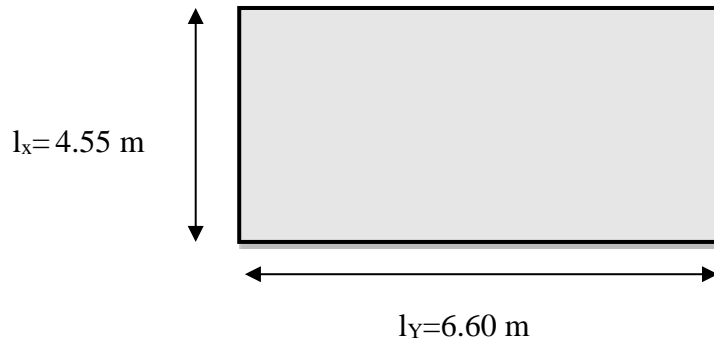


Figure II- 3: Schéma de la dalle ascenseur

$l_y = 6.60 \text{ m}$ longueur de la dalle }
 $l_x = 4.55 \text{ m}$ largeur de la dalle } On doit vérifier 2 conditions :

II.2.4. a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L}{40} \geq eps \geq \frac{L}{50} \quad \text{Avec } L_{max} \text{ entre } l_x \text{ et } l_y \quad \frac{660}{40} \geq eps \geq \frac{660}{50} \quad 16.5 \text{ cm} \geq eps \geq 13.2 \text{ cm}$$

II.2.4. b. Condition de l'E.N. A :

$$\frac{L}{40} \geq eps \geq \frac{L}{50} \quad \frac{660}{40} \geq eps \geq \frac{660}{50}$$

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise épaisseur min = 25 cm

On prend : eps = 25 cm.

II.2.5. Les voiles :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4xa$, dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : L : Longueur du voile
a : L'épaisseur du voile

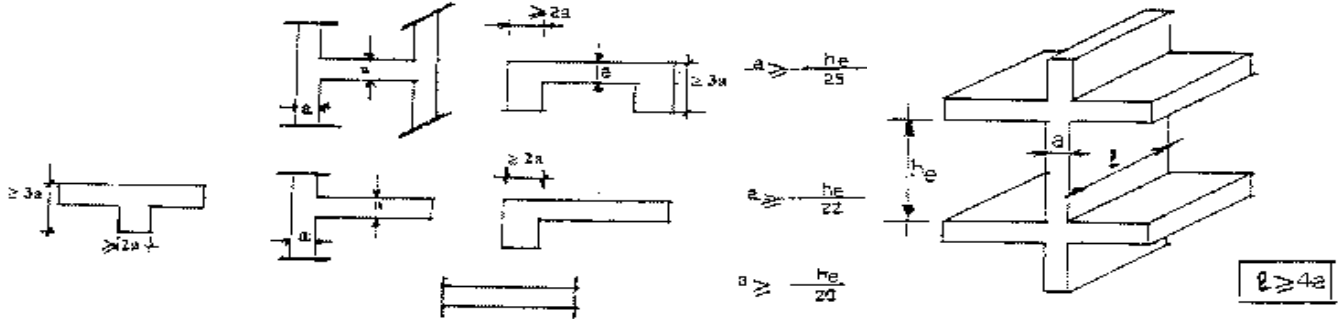


Figure II- 4 : Coupe des voiles [1]

L'épaisseur des voiles doit être déterminé en fonction de la hauteur libre de l'étage $h_e=3.20$ m et des conditions de rigidité aux extrémités.

- Encastré-encastré : $a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{320}{25}$ $a \geq 12.80$ cm on prend : a=15 cm
- Encastré-libre : $a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{320}{22}$ $a \geq 14.55$ cm on prend : a=15 cm
- Libre-libre : $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{320}{20}$ $a \geq 16$ cm on prend : a=18 cm

II.2.6. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

On appelle « marche » la partie horizontale (g) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (h) de ces gradins.

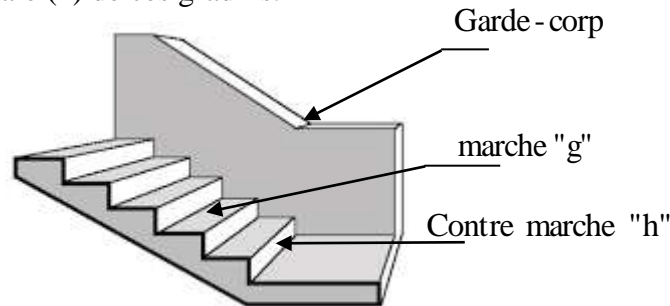


Figure II- 5 : Volée d'escalier [9]

Pour déterminer « g et h » on n'a pas une méthode mathématique mais on les dimensionner à notre choix :

$$H_{\text{étage}}=3.20 \text{ m} \quad \text{et} \quad 15 \leq h \leq 20 \quad \text{on prend } h=16 \text{ cm}$$

$$\text{Nombre de contre marche : } n = \frac{h_{\text{étage}}}{h} = \frac{320}{16} = 20 \quad \text{le nombre de marche}=19$$

Notre bâtiment comporte trois types d'escaliers :

- Escalier balancé.
- Escalier escargot.
- Escalier droit.

II.2.6.a. Epaisseur des escaliers :

1.1. Escalier balancé et escargot :

On calcul l'épaisseur des escaliers par tâtonnement selon la formule suivante :

$$e = 0,018 \cdot L \cdot \sqrt[3]{(25e + Q)}$$

Avec :

L : longueur moyenne de l'escalier L=3.325 m

e : épaisseur de l'escalier.

Q : charge d'exploitation de l'escalier (Q=2,5 kn/m²)

Escalier balancé	L=6.54 m	e=20 cm
Escalier escargot	L=5.50 m	e=20 cm

1.2. Escalier droit :

Epaisseur de la paillasse :	L=3.62 m	$\frac{L}{30} \leq eps \leq \frac{L}{20}$	12.06 cm ≤eps≤18.1 cm	eps=15 cm
Epaisseur de palier de repos :	L=1.20 m	$\frac{L}{30} \leq eps \leq \frac{L}{20}$	4 cm ≤eps≤6 cm	eps=15 cm

II.2.7. Les poutres palières :

D'après le CBA 93

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

- $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec : L : La portée max de la poutre entre Nu

h :La hauteur de la section

b :La largeur de la section

II.2.7.a. Détermination de la hauteur h :

L max= 1.50 m 10 cm ≤ h ≤ 150 cm On prend **h=30 cm**

II.2.7.b. Détermination de la largeur b :

- $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Pour : **h=30 cm** 9 cm ≤ b ≤ 21 cm On prend **b=30 cm**

II.2.7.c. Vérification selon le RPA99 version 2003 : (Zone sismique IIa)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

• $b \geq 20$ cm	b=30 cm	Condition Vérifiée
• $h \geq 30$ cm	h=30 cm	Condition Vérifiée
• $h \leq 4$ b	h=30 cm < 120 cm	Condition Vérifiée

II.2.7.d. Condition de rigidité :

On doit vérifier que :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad h=30 \text{ cm} \quad L=1.50 \text{ m} \quad 0.20 > 0.063 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

II.2.8. Acrotère :

L'acrotère est un élément en console encastré dans le plancher terrasse, il est soumis à son poids propre, et à une charge horizontale dite « la main courante », cette dernière est estimée à 1 kn /ml .

Dans notre structure il existe deux types d'acrotère :

- 1- Acrotère de terrasse accessible avec un hauteur de 1m.
- 2- Acrotère de terrasse inaccessible avec un hauteur de 0.6m

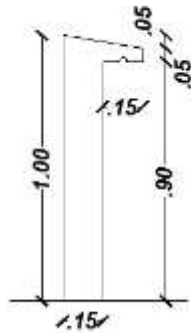


Figure II- 6 : Acrotère type 1
Terrasse accessible

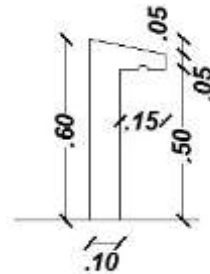


Figure II- 7 : Acrotère type 2
Terrasse inaccessible

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

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

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible :

II.3.1.a. Plancher en corps creux :

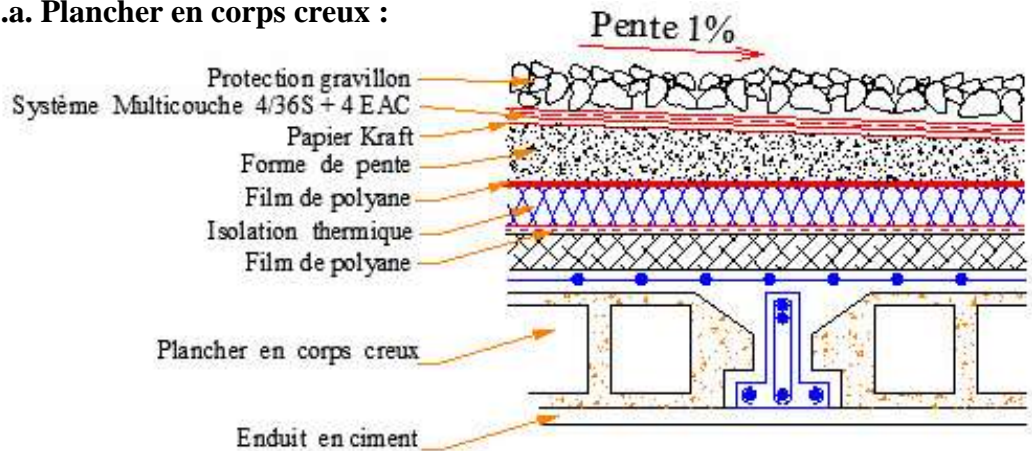


Figure II- 8 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

i- Charges permanentes :

1 – Protection gravillon (5 cm)	0.75 kn/m ²
2 – Etanchéité multicouche (2 cm)	0.12 kn/m ²
3 – Forme de pente (1%)	2.20 kn/m ²
4 – Isolation thermique (4 cm)	0.09 kn/m ²
5 – Polyane	0.01 kn/m ²
6 – Plancher (16+5)	3.00 kn/m ²
7 – Enduit en ciment (2 cm).....	0.36 kn/m ²

G=6.53 kn/m²

ii- Surcharge d'exploitation :

Q=1.00 kn/m²

II.3.1.b. Dalle pleine eps=15 cm :

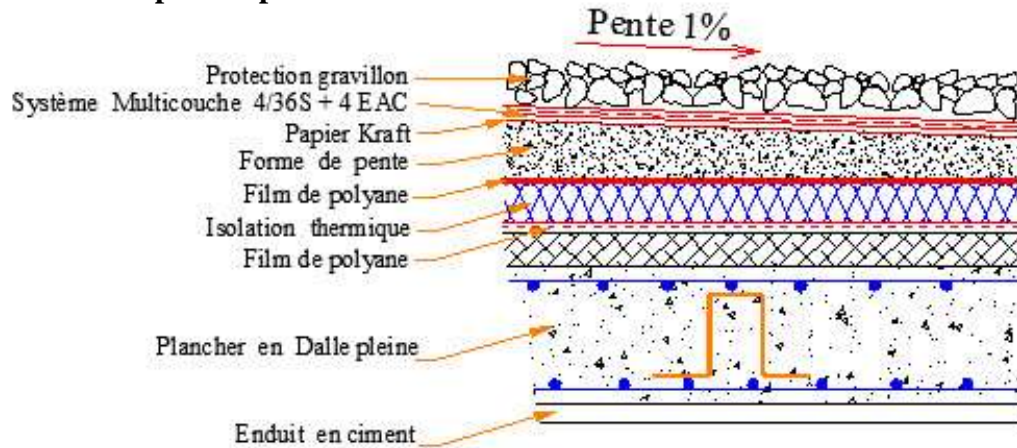


Figure II- 9 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible (Dalle pleine)

i- Charges permanentes :

1 – Protection gravillon (5 cm).....	0,75 kn/m ²
2 – Etanchéité multicouche (2 cm).....	0,12 kn/m ²
3 – Forme de pente (1%)	2,20 kn/m ²
4 – Isolation thermique (4 cm)	0,09 kn/m ²
5 – Polyane	0,01 kn/m ²
6 – Dalle pleine (15 cm).....	3,75 kn/m ²
7 – Enduit en ciment (2 cm).....	0,36 kn/m ²

$G=7.28 \text{ kn/m}^2$ (avec poids propre)

$G=3.53 \text{ kn/m}^2$ (sans poids propre)

ii- Surcharge d'exploitation :

$Q=1.00 \text{ kn/m}^2$

II.3.2. Plancher terrasse accessible :

II.3.2.a. Plancher en corps creux :

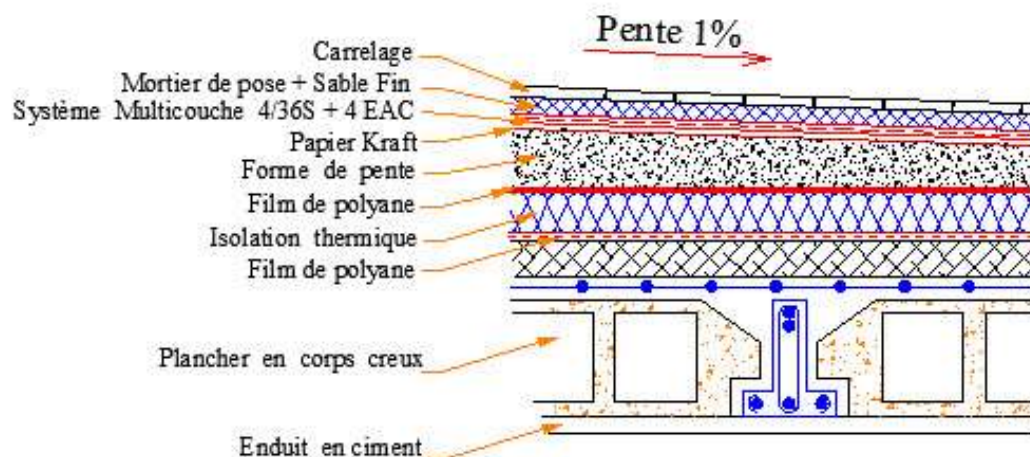


Figure II- 10 : Coupe verticale du plancher terrasse accessible (corps creux)

i- Charges permanentes :

1 – Carrelage (2.0 cm).....	0,44 kn/m ²
2 – Mortier de pose + Sable Fin (5 cm).....	0,60 kn/m ²
3 – Etanchéité multicouche (2 cm).....	0,12 kn/m ²
4 – Forme de pente (1%).....	2,20 kn/m ²
5– Isolation thermique (4 cm)	0,09 kn/m ²
6– Polyane.....	0,01 kn/m ²
7 – Dalle de compression + corps creux (16+5).....	3,00 kn/m ²
8 – Enduit en ciment (2 cm).....	0,36 kn/m ²
	G=6.82 kn/m²

ii- Surcharge d'exploitation :

Q=1.50 kn/m²

II.3.2.b. Dalle pleine eps=15 cm :

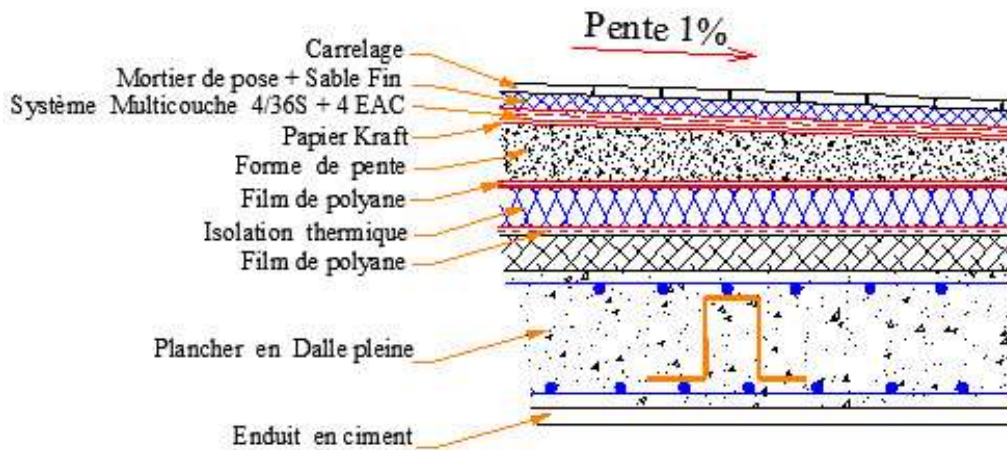


Figure II- 11 : Coupe verticale du plancher terrasse accessible (Dalle pleine)

i- Charges permanentes :

1 – Carrelage (2.0 cm).....	0,44 kn/m ²
2 – Mortier de pose + Sable Fin (5 cm).....	0,60 kn/m ²
3 – Etanchéité multicouche (2c m).....	0,12 kn/m ²
4 – Forme de pente (1%)	2,20 kn/m ²
5– Isolation thermique (4 cm)	0,09 kn/m ²
6– Polyane	0,01 kn/m ²
7 – Dalle pleine (15 cm).....	3,75 kn/m ²
8 – Enduit en ciment (2 cm).....	0,36 kn/m ²

G=7.57 kn/m² (avec poids propre)

G=3.82 kn/m² (sans poids propre)

ii- Surcharge d'exploitation :

Q=1.50 kn/m²

II.3.2.c. Dalle pleine eps=21 cm :

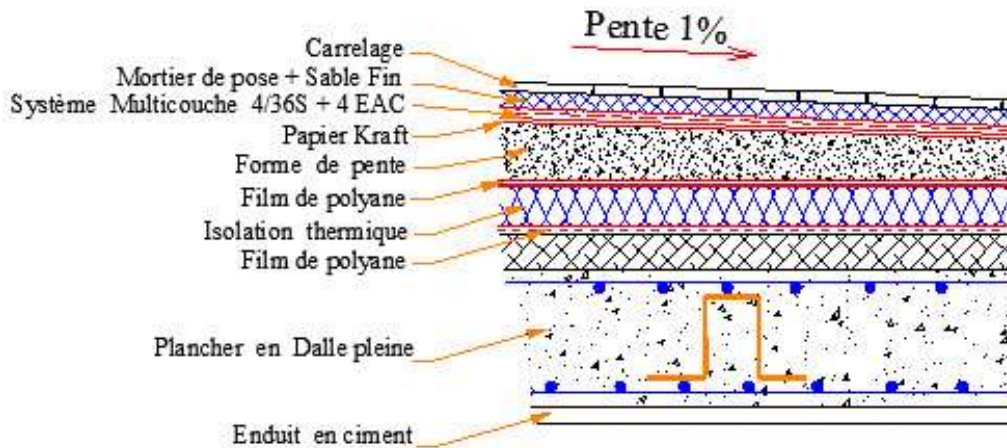


Figure II- 12 : Coupe verticale du plancher terrasse accessible (Dalle pleine)

i- Charges permanentes :

1 – Carrelage (2 cm)	0,44 kn/m ²
2 – Mortier de pose + Sable Fin (5 cm).....	0,60 kn/m ²
3 – Dalle pleine (21 cm).....	5,25 kn/m ²
4 – Enduit en ciment (2 cm).....	0,36 kn/m ²

G=6.65 kn/m² (avec poids propre)

G=1.40 kn/m² (sans poids propre)

ii- Surcharge d'exploitation :

Q=1.50 kn/m²

II.3.2.d. Dalle pleine eps=25 cm :

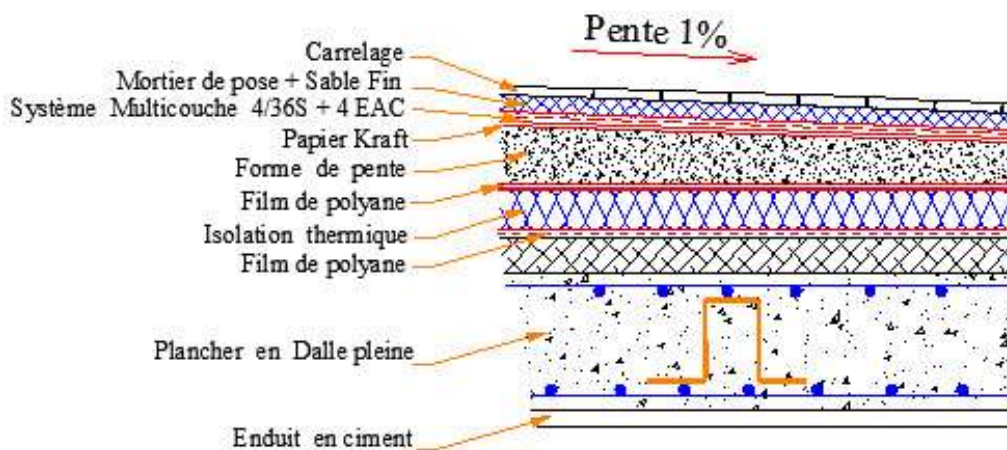


Figure II- 13 : Coupe verticale du plancher terrasse accessible (Dalle pleine)

i- Charges permanentes :

1 – Carrelage (2 cm)	0,44 kn/m ²
2 – Mortier de pose + Sable Fin (5 cm).....	0,60 kn/m ²
3 – Dalle pleine (25 cm).....	6.25 kn/m ²
4 – Enduit en ciment (2 cm).....	0,36 kn/m ²
	G=7.65 kn/m² (avec poids propre)
	G=1.40 kn/m² (sans poids propre)

ii- Surcharge d’exploitation :

Q=1.50 kn/m²

II.3.3 Plancher étage courant :

II.3.3.a. Plancher en corps creux :

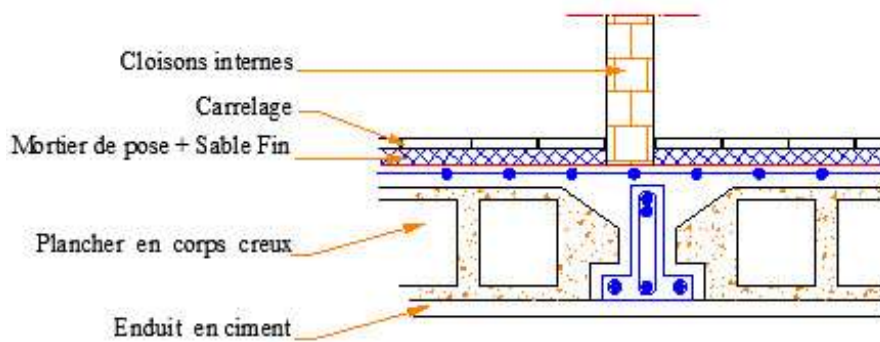


Figure II- 14: Coupe verticale du plancher étages courants (corps creux)

i- Charges permanentes :

1 – Carrelage (2 cm).....	0,44 kn/m ²
2 – Mortier de pose + Sable Fin (5 cm).....	0,60 kn/m ²
3 – Dalle de compression + corps creux (16+5)	3.00 kn/m ²
4 – Enduit en ciment (2 cm).....	0,36 kn/m ²
5 – Cloisons internes (10 cm)	1,00 kn/m ²
	G=5.40 kn/m² (avec Cloison)
	G=4.40 kn/m² (sans Cloison)

ii- Surcharge d’exploitation :

Q=2,50 kn/m²...RDC

Q=1,50 kn/m²...à partir du 1^{ème} étage (habitation)

II.3.3.b. Dalle pleine eps =21 cm :

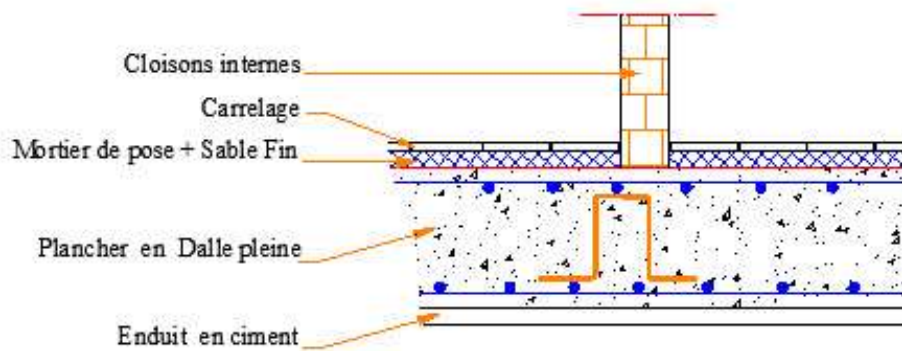


Figure II- 15 : Coupe verticale du plancher étages courants (Dalle pleine)

i- Charges permanentes :

1 – Carrelage (2 cm)	0,44 kn/m ²
2 – Mortier de pose + Sable Fin (5 cm)	0,60 kn/m ²
4 – Dalle pleine (21 cm).....	5,25 kn/m ²
5 – Enduit en ciment (2 cm).....	0,36 kn/m ²
6 – Cloisons internes (10 cm).....	1,00 kn/m ²

Gt=7.65 kn/m² (avec poids propre et cloison)

Gt=6.65 kn/m² (avec poids propre et sans cloison)

Gt=2.40 kn/m² (sans poids propre et avec cloison)

Gt=1.40 kn/m² (sans poids propre et sans cloison)

ii- Surcharge d'exploitation :

Q=2,50 kn/m²...RDC

Q=1,50 kn/m²...à partir du 1^{ème} étage (habitation)

II.3.3.c. Dalle pleine eps =15 cm :

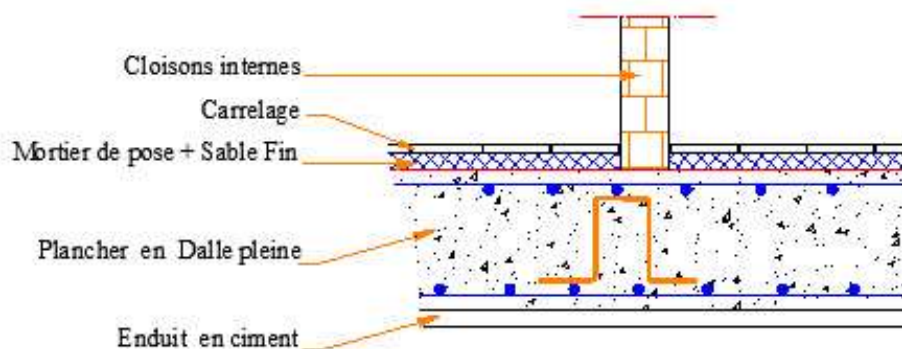


Figure II- 16 : Coupe verticale du plancher étages courants (Dalle pleine)

i- Charges permanentes :

1 – Carrelage (2 cm)	0,44 kn/m ²
2 – Mortier de pose + Sable Fin (5 cm)	0,60 kn/m ²
4 – Dalle pleine (15 cm).....	3,75 kn/m ²
5 – Enduit en ciment (2 cm).....	0,36 kn/m ²
6 – Cloisons internes (10 cm).....	1,00 kn/m ²

Gt=6.15 kn/m² (avec poids propre et cloison)

Gt=5.15 kn/m² (avec poids propre et sans cloison)

Gt=2.40 kn/m² (sans poids propre et avec cloison)

Gt=1.40 kn/m² (sans poids propre et sans cloison)

ii- Surcharge d'exploitation :

Q=2,50 kn/m²...RDC

Q=1,50 kn/m²...à partir du 1^{ème} étage (habitation)

II.3.4. Maçonnerie (mur extérieur) :

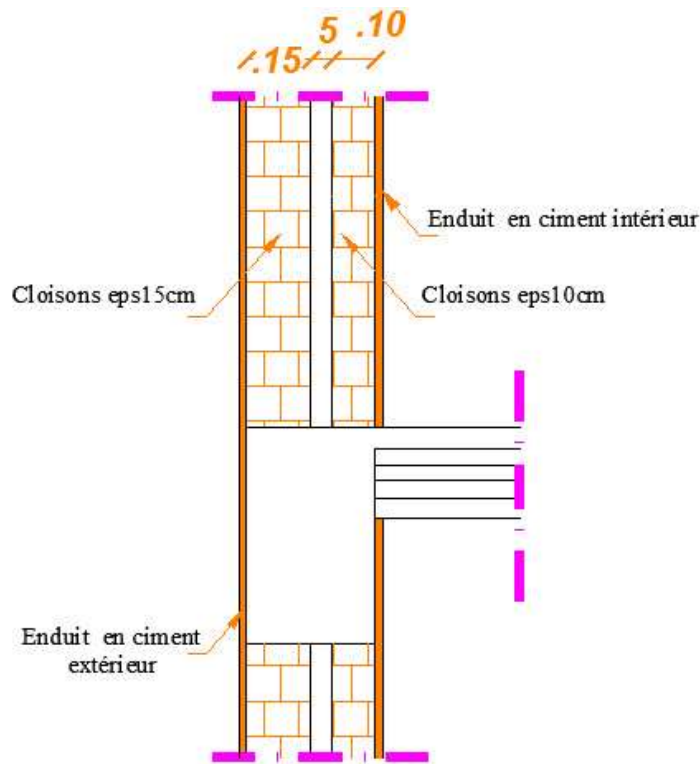


Figure II- 17 : Détail mur double avec lame d'air

i- Charges permanentes :

1 – Enduit en ciment (2 cm).....	0,36 kn/m ²
2 – Brique creuse (15 cm).....	1,30 kn/m ²
3 – Lame d'air (5 m).....	0,00 kn/m ²
4 – Brique creuse (10 cm).....	1,00 kn/m ²
5 – Enduit en ciment (2 cm).....	0,36 kn/m ²

G=3.02 kn/m²

II.3.5. Ascenseur :

Un ascenseur est un appareil élévateur destiné à transporter verticalement des personnes d'un niveau à un autre. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles)

Dans notre projet, il y a un ascenseur et chaque ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes. D'après REGLEMENT ASCENSEURS ET MONTE-CHARGE (NFP82-201), la charge nominale est de 480 kg pour 6 personnes avec une surface utile de la cabine de 1.50x1.65 m².

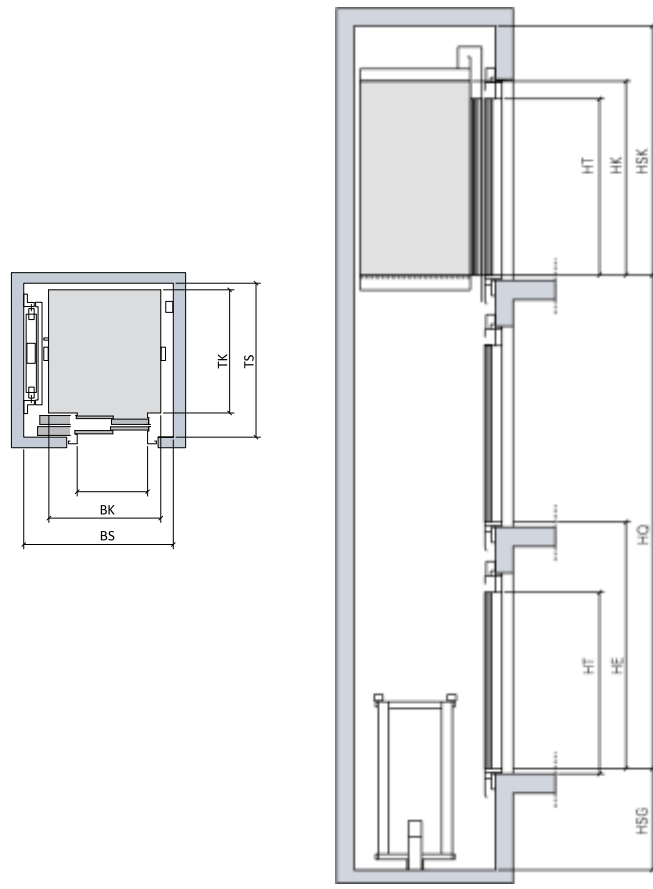


Figure II- 18 : Coupe et Détail d'ascenseur [10]

i- Charges permanentes :

1 – Poids de la cabine y/c moteur.....	20.23 kn
2 – Contre poids y/c câbles.....	10.81 kn
	G=31.04 kn

$$G = \frac{31.04}{1.50 \times 1.65} \quad \mathbf{G=12.54 \text{ kn/m}^2}$$

ii- Surcharge d'exploitation :

Surcharge de 06 personnes :Qt=4.80/(1.50x1.65)=**1.93 kn/m²**

II.3.6. Escaliers :

II.3.6.a. Palier de repos eps =15 cm :

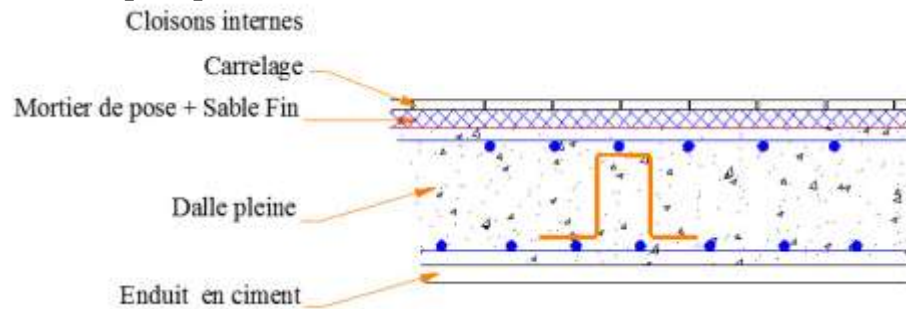


Figure II- 19 : Coupe verticale de Palier de repos (Dalle pleine)

i- Charges permanentes :

1 – Carrelage (2 cm)	0,44 kn/m ²
2 – Mortier de pose + Sable Fin (5 cm)	0,60 kn/m ²
4 – Dalle pleine (15 cm).....	3,75 kn/m ²
5 – Enduit en ciment (2 cm).....	0,36 kn/m ²

Gt=4.15 kn/m² (avec poids propre)

Gt=1.40 kn/m² (sans poids propre)

ii- Surcharge d’exploitation :

Q=2,50 kn/m²...RDC

II.3.6.b. Paillasse eps =15 cm :

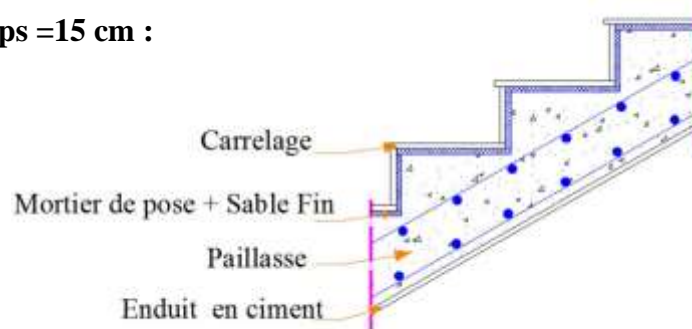


Figure II- 20 : Coupe verticale de Paillasse (Dalle pleine)

i- Charges permanentes :

1 – Carrelage horizontale (2 cm)	0.44 kn/m ²
2 – Mortier de pose + Sable Fin horizontale (5 cm)	0.60 kn/m ²
3 – Carrelage verticale (2 cm) : (22x.02x0.16)/1	0.07 kn/m ²
4 – Mortier de pose verticale (2 cm) : (20x.02x0.16)/1	0.06 kn/m ²
4 – Marche et contre marche (3.33x0.16x0.3/2).....	2.00 kn/m ²
4 – Paillasse (15 cm)	3.75 kn/m ²
5 – Enduit en ciment (2 cm)	0.36 kn/m ²

Gt=7.28 kn/m² (avec poids propre) charge gravitaire

Gt=3.53 kn/m² (sans poids propre) charge gravitaire

ii- Surcharge d’exploitation :

Q=2,50 kn/m²...RDC

II.3.6.c. Paillasse eps =20 cm :

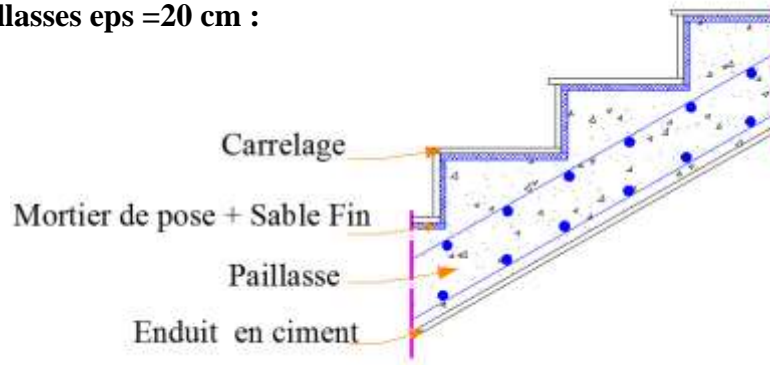


Figure II- 21 : Coupe verticale de Paillasse (Dalle pleine)

i- Charges permanentes :

1 – Carrelage horizontale (2 cm)	0.44 kn/m ²
2 – Mortier de pose + Sable Fin horizontale (5 cm)	0.60 kn/m ²
3 – Carrelage verticale (2 cm) : $(22 \times 0.02 \times 0.16) / 1$	0.07 kn/m ²
4 – Mortier de pose verticale (2 cm) : $(20 \times 0.02 \times 0.16) / 1$	0.06 kn/m ²
4 – Marche et contre marche $(3.33 \times 0.16 \times 0.3 / 2)$	2.00 kn/m ²
4 – Paillasse (20 cm).....	5.00 kn/m ²
5 – Enduit en ciment (2 cm).....	0.36 kn/m ²

Gt=8.53 kn/m² (avec poids propre) charge gravitaire

Gt=3.53 kn/m² (sans poids propre) charge gravitaire

ii- Surcharge d'exploitation :

Q=2,50 kn/m²...RDC

II.3.7. Évaluation des charges et calcul des sollicitation :

II.3.7.a. Acrotère type 1 :

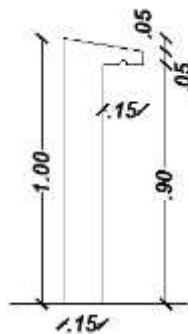


Figure II- 22 : Acrotère type 1 (Terrasse accessible)

• $S = (0.15 \times 0.9) + \left(\frac{0.1 \times 0.05}{2}\right) \times 0.30$	$S = 0,1575 \text{ m}^2$
Poids propre = $(S \times 25)$	PPd= 3.94 kn/ml
• $Pr = 1 + 0.9 + 0.15 + 0.05 + 0.3$	Pr= 2.40 ml
Poids enduit = $(Pr \times 18 \times 0.01)$	Pend = 0.43 kn/ml

i- Charges permanentes :

1 – Protection propre	3.94 kn/m ²
2 – Enduit en ciment	0.43 kn/m ²
	G=4.37 kn/m²

ii- Surcharge d'exploitation :

Q=1.50 kn/ml

II.3.7.b. Acrotère type 2 :

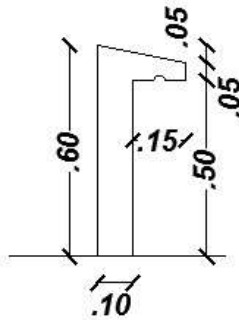


Figure II- 23 : Acrotère type 2 (Terrasse inaccessible)

• $S = (0.10 \times 0.5) + \left(\frac{0.1 \times 0.05}{2}\right) \times 0.25$	$S = 0,06875 \text{ m}^2$
Poids propre = $(S \times 25)$	PPd= 1.72 kn/ml
• $Pr = 0.6 + 0.5 + 0.15 + 0.05 + 0.25$	Pr= 1.55 ml
Poids enduit = $(Pr \times 18 \times 0.01)$	Pend = 0.28 kn/ml

i- Charges permanentes :

1 – Protection propre	1.55 kn/m ²
2 – Enduit en ciment	0.28 kn/m ²
	G=1.83 kn/ml

ii- Surcharge d'exploitation :

Q=1.00 kn/ml

II.3.8. Température climatique :

Selon le C.B.A. 93, on adopte, pour les constructions situées à l'air libre une variation uniforme de température suivante :

- Algérie du Nord (climat tempéré) : + 35° C et -15° C
- Pour le proche et moyen Sud : +45° C et -20° C
- Pour l'extrême Sud : +50° C et -30° C

Les effets dus à la température comportent :

- Une partie rapidement variable correspondant à des variations de ± 10 °C qui est donc introduite avec le module de déformation longitudinale instantané, E_{ij} ;
- Une partie lentement variable (égale au reste) qui est donc introduite avec le module de déformation longitudinale différée, E_{vj} .
- Ainsi, les valeurs considérées dans les modèles de calcul pour l'action de la température climatique sont obtenues à partir des expressions suivantes :

$$\Delta T^+ = +10 + \frac{T_m - 10}{E_{ij}/E_{vj}} \quad \text{et} \quad \Delta T^- = -10 - \frac{T_n - 10}{E_{ij}/E_{vj}}$$

- ✓ Notre projet implanté à Ain Temouchent $T_m = +35^\circ \text{C}$ et $T_n = -15^\circ \text{C}$
- ✓ $\Delta T^+ = +10 + \frac{35 - 10}{2.973} = +18.409^\circ \text{C}$
- ✓ $\Delta T^- = -10 - \frac{-15 - 10}{2.973} = -11.682^\circ \text{C}$

II-4. Conclusion :

Après avoir terminé le prédimensionnement des différents éléments de la structure et estimation des charges et surcharges supportées et réparties à travers ces éléments ; on peut commencer l'étude sismique et justification de la stabilité de la structure dans le chapitre suivant.

CHAPITRE III
Etude sismique et
justifications

III.1. Introduction :

Les constructions sont généralement considérées « parasismiques » lorsqu'elles sont conformes aux règles parasismiques en vigueur. Effectivement, l'expérience montre que l'application des règles parasismiques est indispensable car elle assure la sécurité des biens et des personnes et limite d'une manière importante l'ampleur des dommages sismiques.

Le calcul sismique a pour but l'évaluation de forces horizontales extérieures engendrées par un effort sismique pour chaque niveau de la structure et l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul des forces sismiques ont été proposées parmi lesquelles on distingue trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique modale spectrale.
- La méthode dynamique par accélérogramme.

III.1.1. Méthode statique équivalente :

Cette méthode est basée sur le remplacement des forces réelles dynamique qui se développent dans la construction par un système de force statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Pour l'application de cette méthode on doit vérifier un certain nombre de condition suivant le règlement parasismique algérien (RPA99 V2003).

III.1.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe est de rechercher 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 ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

III.1.3. Méthode dynamique par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

III.2. Choix de la méthode :

Dans notre cas l'application de la méthode statique équivalente n'est pas admise car, les conditions de son application (article 4.1.2.RPA) ne sont pas totalement réunies.

Il faut donc utiliser la **méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse définis dans le RPA99 V 2003.

Remarque :

Pour des raisons de contrôle et de vérification de l'ordre de grandeur de la force sismique, un calcul par la méthode statique équivalente sera effectué.

Dans le cadre de notre étude et vue la spécification de l'ouvrage, la détermination des efforts se fera par les logiciels « ETABS V9.7.4 » (Extended three dimensionnel analysais of building Systems).

III.3. Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

III.3.1. Hypothèse de calcul :

Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers (approche par concentration de masse).

Les planchers sont infiniment rigides comparativement aux éléments porteurs (les voiles).

III.3.2. Définition du spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA99 V2003 (article 4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : [1]

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

T : Périodes fondamentale de la structure.

Q : Facteur de qualité.

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale

III.3.3. Paramètres du spectre de réponse :

III.3.3.a. Classification du site :

Selon le RPA99V2003 (tableau 3.2) les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport d'étude géotechnique N° 41.003.18 LNHC SBA le site est classé en catégorie S2 (site ferme)

III.3.3.b. Périodes caractéristique T₁, T₂ :

Selon le RPA99V2003 (tableau 4.7) le site est classé en catégorie S2 (site ferme) :

$$T_1 = 0.15 \text{ (sec)}$$

$$T_2 = 0.40 \text{ (sec)}$$

Coefficient Ct, en fonction du système de contreventement et de type de remplissage :

$$Ct = 0.05 \text{ (Tableau 4.6 du RPA99/Version2003)}$$

III.3.3.c. Coefficient d'accélération de zone A :

Selon le RPA99V2003 (tableau 4.1) Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas le bâtiment situé à Ain Témouchent :

- Zone sismique : IIa
- Groupe d'usage : 2 ouvrages courants ou d'importance moyenne A=0.15

III.3.3.d. Coefficient de correction d'amortissement η :

Selon le RPA99V2003 (formule 4.3) Le facteur d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad (0.7 : \text{C'est la valeur minimum de } \eta)$$

Avec :

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (Tableau 4.2.RPA).

$\xi = 10\%$ présence des voiles en béton armé et des murs en maçonnerie.

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.764$

III.3.3.e. Coefficient de comportement global de la structure R :

R=3.5 : Béton armé-Voiles porteurs (Tableau 4.3 du RPA99/Version 2003).

III.3.3.f. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule (4.4 RPA) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA)

1.1 Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

Sens longitudinal : (2/3 travée) :

$6.725/3.60=1.86 > 1,5$ Non Vérifiée Critère non observé (xx) $pq = 0.05$

Sens transversal : (6 travées) :

$4.70/3.70=1.27 < 1,5$	Vérifiée	
$4.85/3.475=1.40 < 1,5$	Vérifiée	
$4.85/4.70=1.03 < 1,5$	Vérifiée	Critère observé (yy) $pq = 0$
$4.85/3.60=1.34 < 1,5$	Vérifiée	
$3.60/3.475=1.04 < 1,5$	Vérifiée	
$3.55/3.475=1.02 < 1,5$	Vérifiée	

1.2 Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Sens longitudinal : (3 files) : Critère non observé (xx) $pq = 0.05$

Sens transversal : (7 files) :

$L_{max} / L_{min} = 4.85/ 3.475= 1.40 < 1,5 \Rightarrow$ Critère observé(yy) $pq = 0$

1.3 Régularité en plan :

✓ Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

- ✓ L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
 - ✓ La structure a une force compacte, et le rapport :
Longueur / largeur = 20.325/17.70= 1,37 < 4 Vérifier
 - ✓ La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %. => Non Vérifier
 - ✓ La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. Vérifier
- Donc : critère non observé alors le bâtiment classé non régulier en plan $p_q = 0.05$

1.4 Régularité en élévation :

- ✓ Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
 - ✓ Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment
 - ✓ Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.
 - ✓ Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les deux dernières règles et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires
- Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0$

1.5 Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont contrôlés donc : $p_q = 0$

1.6 Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est observé : $p_q = 0$

Tableau III- 1 : Valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_q	
	xx	yy
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0
2. Redondance en plan	0.05	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$$Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 \quad Q_x = 1.2$$

$$Q_y = 1 + 0.05 + 0.05 \quad Q_y = 1.1$$

En fonction du calcul du mode spectrale et en remplaçant les paramètres du spectre, on dessine le graphe par rapport à la période fondamentale T :

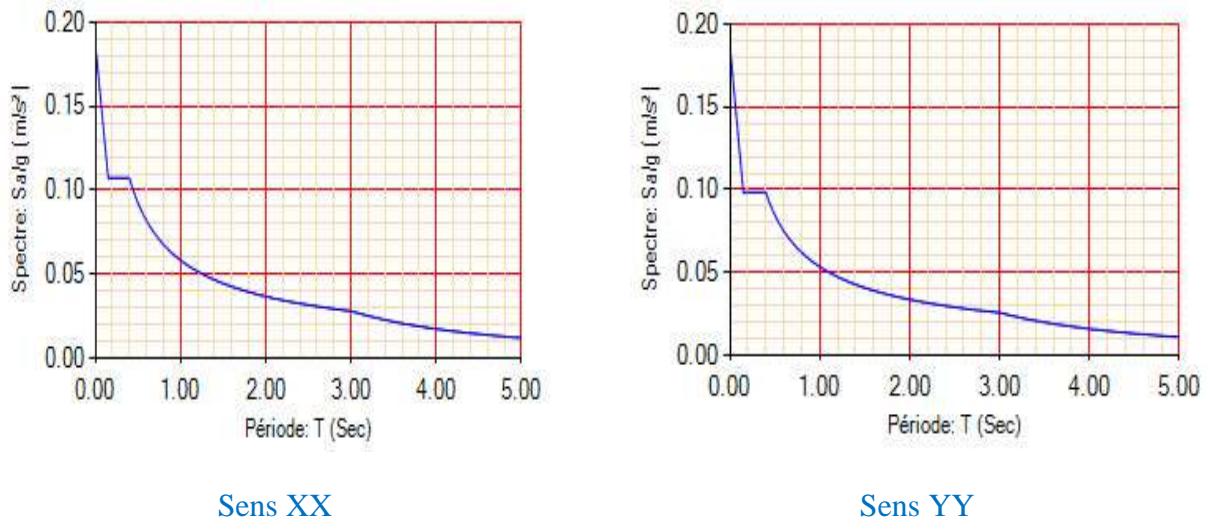


Figure III- 1 : Diagramme du spectre de réponse. (Programme du RPA)

III.3.3.g. Nombre de modes à considérer :

Selon l'RPA 99 /V 2003 (Art 4.3.4) :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ s}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

III.4. Justification vérification de la sécurité nécessaire exiger par RPA :

III.4.1. Justification du choix de coefficient de comportement (R) :

III.4.1.a. Le % des sollicitations dues aux charges verticales :

1.1 Sens xx :

Tableau III- 2 : Le % des sollicitations dues aux charges verticales suivant xx

Niveau	comb	Poteaux		Voiles		Le % repris par les poteaux et voiles	
		Pier	P	Pier	P	Pot % > 80%	VL% < 20%
RDC	C2	P0	-25041.71	V0x	-5137.96	82.98	17.02
1 ^{er}	C2	P1	-21594.68	V1x	-5958.85	78.37	21.63
2 ^{ème}	C2	P2	-18497.94	V2x	-5707.41	76.42	23.58
3 ^{ème}	C2	P3	-15617.97	V3x	-5089.68	75.42	24.58
4 ^{ème}	C2	P4	-13344.28	V4x	-4498.28	74.79	25.21
5 ^{ème}	C2	P5	-11275.49	V5x	-3811.51	74.74	25.26
6 ^{ème}	C2	P6	-9235.4	V6x	-3103.76	74.85	25.15
7 ^{ème}	C2	P7	-7209.72	V7x	-2422.05	74.85	25.15
8 ^{ème}	C2	P8	-5315.35	V8x	-1675.91	76.03	23.97
9 ^{ème}	C2	P9	-3475.5	V9x	-907.48	79.30	20.70
						CNV	CNV

1.2 Sens yy :

Tableau III- 3 : Le % des sollicitations dues aux charges verticales suivant yy

Niveau	comb	Poteaux		Voiles		Le % repris par les poteaux et voiles	
		Pier	P	Pier	P	Pot % > 80%	VL% < 20%
RDC	C2	P0	-25041.71	V0y	-8660.88	74.30	25.70
1 ^{er}	C2	P1	-21594.68	V1y	-7060.76	75.36	24.64
2 ^{ème}	C2	P2	-18497.94	V2y	-6015.78	75.46	24.54
3 ^{ème}	C2	P3	-15617.97	V3y	-5379.25	74.38	25.62
4 ^{ème}	C2	P4	-13344.28	V4y	-4666.43	74.09	25.91
5 ^{ème}	C2	P5	-11275.49	V5y	-3980.46	73.91	26.09
6 ^{ème}	C2	P6	-9235.4	V6y	-3251.41	73.96	26.04
7 ^{ème}	C2	P7	-7209.72	V7y	-2536.17	73.98	26.02
8 ^{ème}	C2	P8	-5315.35	V8y	-1780.21	74.91	25.09
9 ^{ème}	C2	P9	-3475.5	V9y	-954.67	78.45	21.55
						CNV	CNV

III.4.1.b. Le % des sollicitations dues aux charges horizontales repris par les portiques :

1.1 Sens xx :

Tableau III- 4 : Le % des sollicitations dues aux charges horizontales repris par les portiques suivant xx

Niveau	comb	Poteaux		Voiles		Le % repris par les poteaux et voiles	
		Pier	V2	Pier	V2	%POT xx >25%	% Voiles<75%
RDC	EXD	P0	22.81	V0X	1313.06	1.71	98.29
1 ^{er}	EXD	P1	10.14	V1X	1390.23	0.72	99.28
2 ^{ème}	EXD	P2	13.62	V2X	1219.59	1.10	98.90
3 ^{ème}	EXD	P3	330	V3X	1193.61	21.66	78.34
4 ^{ème}	EXD	P4	334.06	V4X	1074.54	23.72	76.28
5 ^{ème}	EXD	P5	343.62	V5X	935.81	26.86	73.14
6 ^{ème}	EXD	P6	341.39	V6X	794.19	30.06	69.94
7 ^{ème}	EXD	P7	311.08	V7X	669.06	31.74	68.26
8 ^{ème}	EXD	P8	296.82	V8X	510.16	36.78	63.22
9 ^{ème}	EXD	P9	343.17	V9X	301.55	53.23	46.77
						CNV	CNV

1.2 Sens yy :

Tableau III- 5 : Le % des sollicitations dues aux charges horizontales repris par les portiques suivant yy

Niveau	comb	Poteaux		Voiles		Le % repris par les poteaux et voiles	
		Pier	V2	Pier	V2	%POT xx >25%	% Voiles<75%
RDC	EYD	P0	49.61	V0Y	26.29	65.36	34.64
1 ^{er}	EYD	P1	31.59	V1Y	43.87	41.86	58.14
2 ^{ème}	EYD	P2	35.86	V2Y	61.63	36.78	63.22
3 ^{ème}	EYD	P3	201.64	V3Y	1.61	99.21	0.79
4 ^{ème}	EYD	P4	221.06	V4Y	1.34	99.40	0.60
5 ^{ème}	EYD	P5	232.28	V5Y	1.53	99.35	0.65
6 ^{ème}	EYD	P6	240.66	V6Y	1.61	99.34	0.66
7 ^{ème}	EYD	P7	228.00	V7Y	1.69	99.26	0.74
8 ^{ème}	EYD	P8	220.40	V8Y	1.83	99.18	0.82
9 ^{ème}	EYD	P9	262.20	V9Y	1.43	99.46	0.54
						CV	CV

1- Vu que les conditions de système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles n'est pas vérifiée est qui sont :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ;
- ✓ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

2- Donc en doit passer aux vérifications par un système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé :

✓ Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

✓ On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global

✓ les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum : la hauteur de notre structure = 35m **condition non vérifiée**

III.4.1.c. Le %des sollicitations dues aux charges verticales :

Tableau III- 6 : Le % des sollicitations dues aux charges verticales suivant xx

Niveau	Pier	comb	P (kn) (charge verticale repris)	Le % repris par les voile	Observation
RDC	Portique	ELS	29469.74	/	
RDC	Voile XX	ELS	6654.38	13.87	CNV
RDC	Voile YY	ELS	11841.95	24.69	CV
Sollicitation Total dues aux charges verticales			47966.07		

III.4.1.d. Le % des sollicitations dues aux charges horizontales repris par les portiques :

Tableau III- 7 : Le % des sollicitations dues aux charges horizontales repris par les portiques

Niveau	comb	V à la base	V (kn) (charge verticale repris)	Le % repris par les portiques	Observation
RDC	EXD	2 408.29	1 989.91	82.63	CV
RDC	EYD	2 522.07	2 083.96	82.63	CV

N.B : Donc on en doit passer au calcul de notre structure avec la catégorie 1-b : Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide (Coefficient De Comportement : R=3.5).

III.4.2. Justification vis à vis de la résistance des planchers (Diaphragmes) :

La force sismique exercée sur le diaphragme sera bornée comme suit : [1]

$$0,80 A W_{pk} \leq F_{pk} \leq 1,60 A W_{pk}$$

Les diaphragmes ou contreventements horizontaux des planchers et des toitures doivent être calculés pour résister aux forces sismiques déterminées par la formule

$$F_{pk} = \frac{F_t + \sum_{i=k}^n F_i}{\sum_{i=k}^n W_i} W_{pk}$$

Avec : W_{pk} = poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau k comprenant un minimum des charges d'exploitation.

III.4.2.a. Sens xx :

Tableau III- 8 : La résistance des planchers suivant yy

Niveau	Ft (t)	Wt (t)	Wk (t)	Fk (t)	A	0.8 A WPk	FP(t)	1.6 A WPk	Observation
RDC	15.50	4434.16	444.61	4.15	0.15	53.35	24.26	106.71	C N V
1 ^{er}		3989.55	458.46	8.55		55.02	27.32	110.03	C N V
2 ^{ème}		3531.09	460.38	12.88		55.25	29.89	110.49	C N V
3 ^{ème}		3070.71	462.68	17.26		55.52	32.60	111.04	C N V
4 ^{ème}		2608.03	433.61	20.22		52.03	33.10	104.07	C N V
5 ^{ème}		2174.42	432.38	24.20		51.89	35.57	103.77	C N V
6 ^{ème}		1742.04	429.40	28.04		51.53	38.12	103.06	C N V
7 ^{ème}		1312.64	429.98	32.09		51.60	41.48	103.20	C N V
8 ^{ème}		882.66	431.10	36.19		51.73	46.18	103.46	C N V
9 ^{ème}		451.56	381.34	35.57		45.76	49.28	91.52	C.V
10 ^{ème}	70.22	70.22	7.20	8.43	22.78	16.85	C N V		

III.4.2.b. Sens yy :

Tableau III- 9 : La résistance des planchers suivant yy

Niveau	Ft (t)	Wt (t)	Wk (t)	Fk (t)	A	0.8 A WPk	FP(t)	1.6 A WPk	Observation
RDC	14.51	4434.16	444.61	4.36	0.15	53.35	25.34	106.71	C N V
1 ^{er}		3989.55	458.46	9.00		55.02	28.54	110.03	C N V
2 ^{ème}		3531.09	460.38	13.56		55.25	31.21	110.49	C N V
3 ^{ème}		3070.71	462.68	18.17		55.52	34.02	111.04	C N V
4 ^{ème}		2608.03	433.61	21.28		52.03	34.52	104.07	C N V
5 ^{ème}		2174.42	432.38	25.47		51.89	37.05	103.77	C N V
6 ^{ème}		1742.04	429.40	29.50		51.53	39.65	103.06	C N V
7 ^{ème}		1312.64	429.98	33.77		51.60	43.03	103.20	C N V
8 ^{ème}		882.66	431.10	38.09		51.73	47.67	103.46	C N V
9 ^{ème}		451.56	381.34	37.43		45.76	50.26	91.52	C.V
10 ^{ème}	70.22	70.22	7.58	8.43	22.09	16.85	C N V		

La Justification Vis A Vis De Diaphragmes n'est pas vérifiée donc on doit relancer l'analyse de notre modèle sans déclaration de Diaphragmes au niveau des éléments horizontaux.

III.4.3. Justification vis à vis de la période de vibration et participation massique :

D'après le RPA 99 V 2003 (l'article 4.3.4 - a) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

En résumé les résultats de Participation Massique dans le tableau suivant :

Tableau III- 10 : La période de vibration et participation massique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.909	0.002	63.480	0.002	63.480	94.462	0.004	0.400
2	0.750	60.822	0.069	60.824	63.549	94.578	86.921	0.509
3	0.526	0.147	0.028	60.972	63.577	94.688	86.971	56.474
4	0.469	0.209	1.177	61.181	64.754	95.808	87.210	56.627
5	0.367	1.702	6.305	62.883	71.059	96.923	89.308	57.570
6	0.339	2.696	0.246	65.579	71.305	97.265	96.121	57.712
7	0.303	3.830	0.979	69.409	72.284	98.053	97.361	61.792
8	0.301	10.582	1.509	79.991	73.793	98.670	98.367	62.121
9	0.277	0.070	0.224	80.061	74.016	98.680	98.441	71.265
10	0.259	0.832	4.991	80.894	79.007	98.966	98.441	71.326
25	0.132	0.130	3.246	86.332	89.864	99.626	99.574	79.544
35	0.097	0.646	0.710	89.296	92.721	99.823	99.645	83.049
36	0.093	0.730	0.070	90.026	92.791	99.827	99.664	83.259
40	0.088	0.002	0.036	91.841	93.569	99.847	99.757	86.927

On constate que :

A travers le tableau 4.1, on voit que la condition du RPA (Art 4.3.4) sur le nombre minimum de modes à retenir est satisfaite à partir du 26ème mode pour la direction principale Y et 36ème mode pour la direction principale X. Toutefois, pour la suite de l'analyse sismique et dans le souci d'une meilleure approximation, on ne va pas s'abstenir à l'utilisation des 7 modes. Nous allons considérer les 40 modes qui correspondent à des taux de participation des masses de 91% selon X et 93% selon Y. En outre, les résultats montrent que la participation modale du premier mode suivant la direction y-y est prépondérante (63%), ce qui donne un mode de translation selon cette direction. La même chose peut être constatée pour le deuxième mode suivant la direction x-x (60%), et le troisième mode est une rotation autour de z-z.

III.4.4. Justification vis à vis de la période numérique par apport à la période empirique :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

• T_{nuq} (méthodes numériques) :

- Méthodes numériques : $T_{1xx}=0.909$ s $T_{1yy}=0.750$ s
- Formules de Rayleigh : δ_{xx} (m)=0.0242 δ_{yy} (m)=0.0255
- $T_{2xx}=0.31$ s $T_{2yy}=0.32$ s

• T_{emp} (méthodes empiriques) :

$$T_{xx}=0.94$$
 s $T_{yy}=0.84$ s

$$T_{nuq} \leq 1.30 T_{emp}$$

$$\text{Max} (T_1 ; T_2) \leq 1.30 T$$

Suivant xx: max (0.909 s ; 0.31 s) < 0.94 s

Condition Vérifiée

Suivant yy: max (0.750 s ; 0.32 s) < 0.84 s

Condition Vérifiée

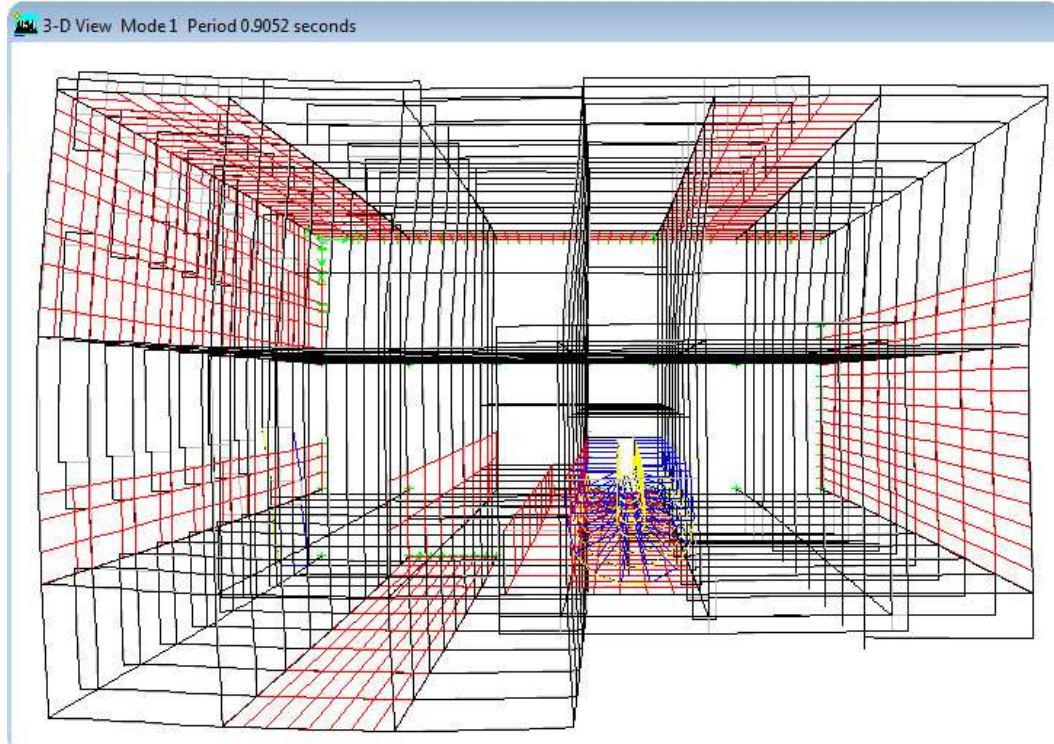


Figure III- 2 : 1^{er} mode Translation suivant X-X

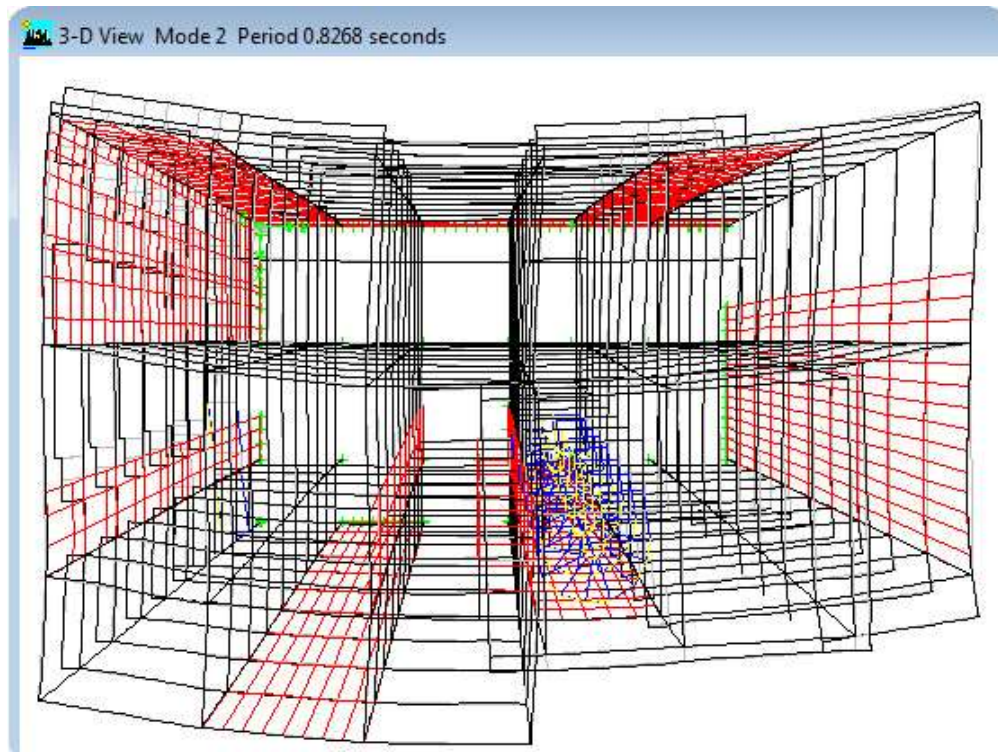


Figure III- 3 : 2^{ème} mode Translation suivant Y-Y

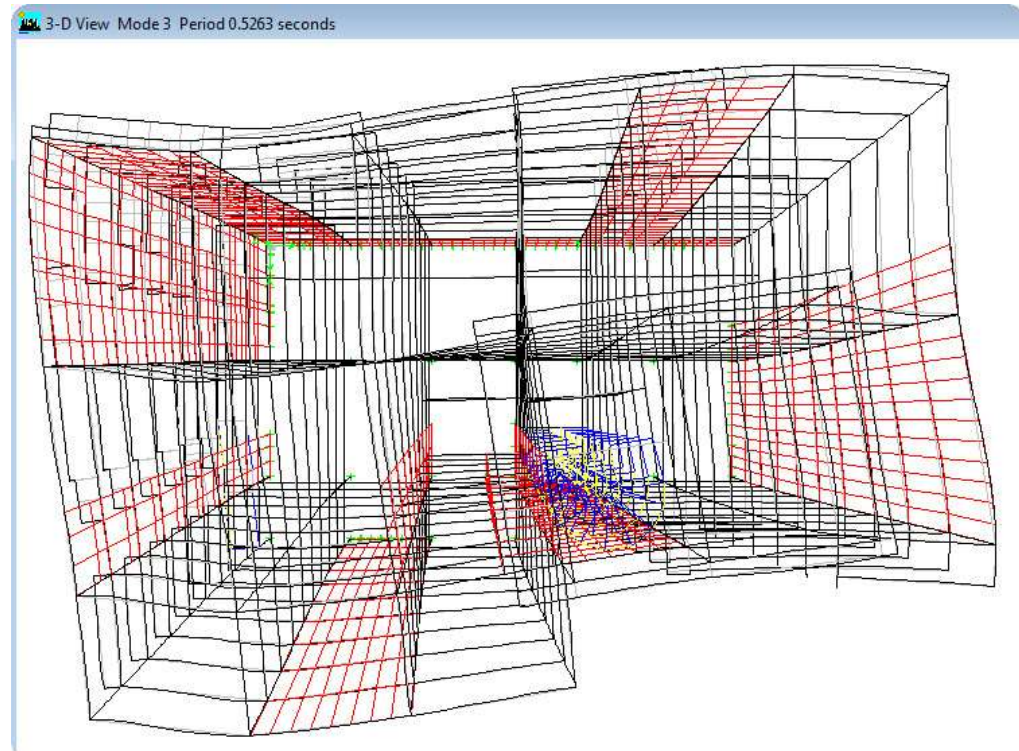


Figure III- 4 : 3^{ème} mode Rotation suivant Z-Z

III.4.5. Vérification Sollicitations normales :

Pour 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 : [1] [4]

$$V = \frac{Nd}{Bcxf_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

V : effort normal réduit

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

Bc : c'est l'aire (section brute)

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

III.4.5.a. Poteaux :

Tableau III- 11 : Sollicitations normales au niveau des poteaux

Nd (kn)	B (cm)	H (cm)	f _{c28} (Mpa)	V	Observation
2916.33	55	75	27	0.26	Condition Vérifiée
2582.14	50	70	27	0.27	Condition Vérifiée
2248.49	45	65	27	0.28	Condition Vérifiée
1954.47	45	60	27	0.27	Condition Vérifiée
1713.39	40	55	27	0.29	Condition Vérifiée
1358.54	40	50	27	0.25	Condition Vérifiée
961.68	40	45	27	0.20	Condition Vérifiée

III.4.5.b. Voiles :

Tableau III- 12 : Sollicitations normales au niveau des voiles

Voile	Nd (kn)	B (cm)	H (cm)	fc28 (Mpa)	V	Observation
V1	3719.64	812.5	20	27	0.08	Condition Vérifiée
V2	1663.84	175	20	27	0.18	Condition Vérifiée
V3	4151.28	607.5	20	27	0.13	Condition Vérifiée
V4	2106.94	425	20	27	0.09	Condition Vérifiée
V5	2349.25	325	20	27	0.13	Condition Vérifiée
V6	1886.83	302.5	20	27	0.12	Condition Vérifiée
V7	3841.24	490	20	27	0.15	Condition Vérifiée
V8	2693.69	295	20	27	0.17	Condition Vérifiée
V1 asc	655.72	185	15	27	0.09	Condition Vérifiée
V2 asc	4049.55	330	20	27	0.23	Condition Vérifiée

III.4.6. Justification vis à vis de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau III- 13 : Résultante Des Forces Sismiques

Méthodes	V_t Dynamique		V Statique		80% V Statique		Observation	
	Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey	xx	yy
V à la base	2 419.30	2 262.40	2927.84	3157.82	2342.272	2526.256	Condition vérifiée	Condition non Vérifiée

Suivant $yy V_t < 0.80 V$, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $0.8 V/V_t=1.118$.

Tableau III- 14 : Résultante Des Forces Sismiques

Méthodes	V_t Dynamique		V Statique		80% V Statique		Observation	
	Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey	xx	yy
V à la base	2 419.30	2 527.10	2927.84	3157.82	2342.272	2526.256	Condition vérifiée	Condition vérifiée

III.4.7. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions sismiques.

III.4.7.a. Justification vis à vis Au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol – fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

$$\sum W_k \times b_k \geq \sum F_k \times h_k \quad [8]$$

- avec:
- W_k : Le poids calculé à chaque niveau (k) ($W_k=W_kG + 0.2 W_kQ$)
 - W_kG : Poids dû aux charges permanentes.
 - W_kQ : Poids dû aux charges d'exploitation.
 - b_i : Centre de gravité de la structure

$$b_k = (X_k G; X_k G) + 1m$$

hk: La hauteur de l'étage k.

Fk: la somme des forces sismiques à chaque étage k

$$F_k = (V - F_t) \cdot W_k \cdot h_k / (\sum W_k \times h_k)$$

$$F_t = 0.07 \times T \times V$$

$$V = A \cdot D \cdot Q \cdot W / R$$

T: période de la structure

V: force sismique totale statique.

1.1 Sens xx :

Tableau III- 15 : Renversement suivant xx

Niveau	Wt(t)	Wk(t)	hk(t)	Wi*hi	Fkx(t)	Fkx.hk	bi(m)	Wk.bi
RDC	4434.16	444.61	3.2	1422.75	4.13	13.21	9.11	4050.17
1 ^{er}	3989.55	458.46	6.4	2934.15	8.51	54.49	9.13	4184.60
2 ^{ème}	3531.09	460.38	9.6	4419.66	12.82	123.11	8.87	4082.89
3 ^{ème}	3070.71	462.68	12.8	5922.34	17.18	219.96	8.60	3979.31
4 ^{ème}	2608.03	433.61	16	6937.71	20.13	322.08	8.65	3751.78
5 ^{ème}	2174.42	432.38	19.2	8301.62	24.09	462.48	8.656	3742.43
6 ^{ème}	1742.04	429.40	22.4	9618.61	27.91	625.16	8.635	3707.67
7 ^{ème}	1312.64	429.98	25.6	11007.59	31.94	817.64	8.651	3719.58
8 ^{ème}	882.66	431.10	28.8	12415.78	36.03	1037.52	8.664	3734.87
9 ^{ème}	451.56	381.34	32	12202.83	35.41	1133.03	8.533	3253.77
10 ^{ème}	70.22	70.22	35.2	2471.62	7.17	252.44	10.956	769.26
		4434.16		77654.66		5061.13		38976.32
		$\sum W_k \times b_k =$		5061.13	Renversement Suivant XX Est Vérifié			
$\sum W_k \times b_k \geq \sum F_k \times h_k$								
		$\sum F_k \times h_k =$	38976.32					

1.2 Sens yy :

Tableau III- 16 : Renversement suivant yy

Niveau	Wt(t)	Wk(t)	hk(t)	Wi*hi	Fkx(t)	Fkx.hk	bi(m)	Wk.bi
RDC	4434.16	444.61	3.200	1422.75	4.4	13.94	12.76	5674.99
1 ^{er}	3989.55	458.46	6.400	2934.15	9.0	57.49	12.54	5750.02
2 ^{ème}	3531.09	460.38	9.600	4419.66	13.5	129.89	12.44	5728.06
3 ^{ème}	3070.71	462.68	12.800	5922.34	18.1	232.07	12.14	5616.05
4 ^{ème}	2608.03	433.61	16.000	6937.71	21.2	339.82	12.48	5410.11
5 ^{ème}	2174.42	432.38	19.200	8301.62	25.4	487.96	12.49	5399.95
6 ^{ème}	1742.04	429.40	22.400	9618.61	29.4	659.59	12.49	5363.23
7 ^{ème}	1312.64	429.98	25.600	11007.59	33.7	862.68	12.49	5368.35
8 ^{ème}	882.66	431.10	28.800	12415.78	38.0	1094.67	12.44	5360.77
9 ^{ème}	451.56	381.34	32.000	12202.83	37.4	1195.44	12.56	4789.61
10 ^{ème}	70.22	70.22	35.200	2471.62	7.6	266.34	17.51	1229.70
		3551.50		77654.66		5339.89		55690.84
		$\sum W_k \times b_k =$		5339.89	Renversement Suivant YY Est Vérifié			
$\sum W_k \times b_k \geq \sum F_k \times h_k$								
		$\sum F_k \times h_k =$	55690.84					

III.4.7.b. Stabilité au glissement :

La stabilité de la structure est assurée si la condition suivante est vérifiée : [8]

$$\text{La force stabilisante } F_{\text{stab}} = \sum F_v \times \delta \geq F_{\text{instab}} = \sqrt{F_{h,x}^2 + F_{h,y}^2}$$

Où δ est le coefficient de frottement.

Tableau III- 17 : Stabilité au glissement suivant xx et yy

Comb	Fhx (kn)	Fhy (kn)	Fv (kn)	δ	Fstab (kn)	Fins (kn)	Observation
G+Q+Ex	372.76	116.78	55063.21	0.50	27531.61	390.62	Condition vérifiée
G+Q+Ey	1321.84	377.00	183912.10	0.50	91956.05	1374.55	Condition vérifiée
0.8G+Q+Ex	288.39	79.39	37077.91	0.50	18538.96	299.12	Condition vérifiée
0.8G+Q+Ey	288.39	79.39	37077.91	0.50	18538.96	299.12	Condition vérifiée

III.4.8. Calcul des déplacements et Justification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit : [1]

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré

II.4.8.a. Sens xx :

Tableau III- 18 : Calcul Déplacements et vérification des déformations suivant xx

Niveau	Ux(m)	R δ_k (m)	hk(m)	1%.hk(m)	Observation
RDC	0.000256	0.0009	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
1 ^{er}	0.000533	0.0010	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
2 ^{ème}	0.000633	0.0004	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
3 ^{ème}	0.000739	0.0004	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
4 ^{ème}	0.000770	0.0001	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
5 ^{ème}	0.000804	0.000	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
6 ^{ème}	0.000828	0.000	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
7 ^{ème}	0.000868	0.000	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
8 ^{ème}	0.000913	0.000	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
9 ^{ème}	0.000808	0.000	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
10 ^{ème}	0.000801	0.000	3.200	0.0320	Condition Vérifiée

III.4.8.b. Sens yy :

Tableau III- 19 : Calcul Déplacements et vérification des déformations suivant yy

Niveau	Ux(m)	Rδk(m)	hk(m)	1%.hk(m)	Observation
RDC	0.000264	0.00092	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
1 ^{er}	0.000556	0.00102	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
2 ^{ème}	0.000722	0.00058	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
3 ^{ème}	0.000913	0.00067	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
4 ^{ème}	0.001143	0.00081	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
5 ^{ème}	0.001163	0.000	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
6 ^{ème}	0.001145	0.000	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
7 ^{ème}	0.001117	0.000	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
8 ^{ème}	0.001103	0.000	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
9 ^{ème}	0.001057	0.000	3.200	0.0320	Condition Vérifiée
10 ^{ème}	0.000941	0.000	3.200	0.0320	Condition Vérifiée

III.4.9. Justification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : [1]

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k », $P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$

V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

III.4.9.a. Sens xx :

Tableau III- 20 : L'effet P-Δ suivant xx

Niveau	Pk (t)	Pt (t)	Δk(m)	Vk(kn)	hk(m)	θk
RDC	4434.16	444.61	0.0009	2336.16	3.20	0.00053
1 ^{er}	3989.55	458.46	0.0010	2262.52	6.40	0.00027
2 ^{ème}	3531.09	460.38	0.0004	2221.86	9.60	0.00006
3 ^{ème}	3070.71	462.68	0.0004	2075.96	12.80	0.00004
4 ^{ème}	2608.03	433.61	0.0001	1877.77	16.00	0.00001
5 ^{ème}	2174.42	432.38	0.0001	1660.46	19.20	0.000008
6 ^{ème}	1742.04	429.40	0.0001	1421.78	22.40	0.000005
7 ^{ème}	1312.64	429.98	0.0001	1150.07	25.60	0.000006
8 ^{ème}	882.66	431.10	0.0002	831.54	28.80	0.000006
9 ^{ème}	451.56	381.34	0.0004	483.55	32.00	0.000011
10 ^{ème}	70.22	70.22	0.0000	111.25	35.20	0.000000

$\theta_k \leq 0.1$ donc effets P-Δ Peuvent être négligés suivant XX

III.4.9.b. Sens yy :

Tableau III- 21 : L'effet P-Δ suivant yy

Niveau	Pk (t)	Pt (t)	Δk(m)	Vk(kn)	hk(m)	θk
RDC	4434.16	444.61	0.0009	573.41	3.20	0.022329
1 ^{er}	3989.55	458.46	0.0010	706.26	6.40	0.009020
2 ^{ème}	3531.09	460.38	0.0006	622.41	9.60	0.003434
3 ^{ème}	3070.71	462.68	0.0007	561.1	12.80	0.002858
4 ^{ème}	2608.03	433.61	0.0008	525.39	16.00	0.002498
5 ^{ème}	2174.42	432.38	0.0001	477.63	19.20	0.000166
6 ^{ème}	1742.04	429.40	0.0001	440.8	22.40	0.000111
7 ^{ème}	1312.64	429.98	0.0001	400.57	25.60	0.000125
8 ^{ème}	882.66	431.10	0.0000	363.69	28.80	0.000041
9 ^{ème}	451.56	381.34	0.0002	377.33	32.00	0.000060
10 ^{ème}	70.22	70.22	0.0004	111.85	35.20	0.000072

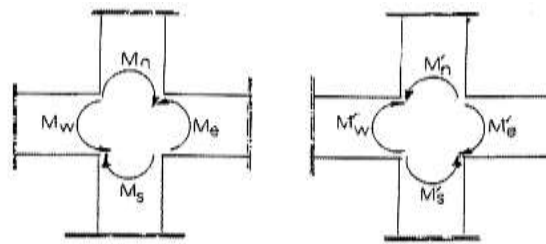
$\theta_k \leq 0.1$ donc effets P-Δ Peuvent être négligés suivant YY

III.4.10. Justification vis à vis de dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration 1.25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.



$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

Figure III- 5 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau [1]

III.4.10.a. Exemple de calcul poteau :

fc28=27 Mpa ; ft28=2,22 Mpa ; fbc=15.30 Mpa ; fe=400 Mpa ; E=200 000 Mpa ;

Poteau Sud : 55x75 ; Nu=3172.94 kn ; Ast=10.30 cm²; Ast'=10.30 cm² ;

Poteau Nord : 50x70 ; Nu=2867.09 kn ; Ast=8.04 cm²; Ast'=8.04 cm² ;

Poutre Est : 30x50 ; Nu=0 kn ; Ast=10.77 cm²; Ast'=4.62 cm² ;

Poutre Ouest (W) : 30x50 ; Nu=0 kn ; Ast=10.77 cm²; Ast'=4.62 cm² ;

A l'aide de logiciel SOCOTEC on détermine les moments réduit ;

Moment réduit : Poteau Sud : $M_s=782.98 \text{ kn m}$

Poteau Nord : $M_n=561.69 \text{ kn m}$

Poutre Est : $M_e=143.41 \text{ kn m}$

Poutre Ouest : $M_w=143.41 \text{ kn m}$

$|M_n| + |M_s| = 561.69+782.98=1344.67 \text{ kn m}$

$1.25 (|M_w| + |M_e|)=1.25 (143.41+143.41)=358.4 \text{ kn m}$

$|M_n| + |M_s| = 1344.67 > 1.25 (|M_w| + |M_e|)=358.4 \text{ kn m} \dots\dots \text{Condition Vérifiée}$

III.4.10.b. Tableau récapitulatif de Justification vis à vis de dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant :

1.1 Cas N°1 :

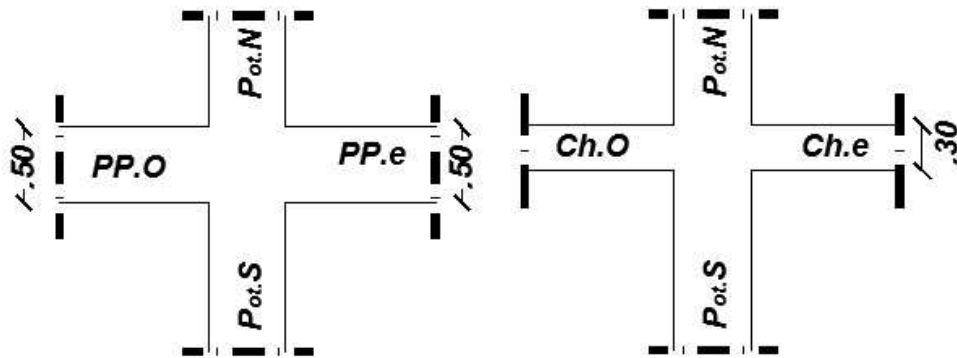


Figure III- 6 : Sens xx// poutres et sens yy//chainages

➤ **Sens XX :**

Tableau III- 22 : Vérification De moment résistant suivant xx

Poteaux				Chainage		30x30	30x30	Mn + Ms	1.25 (Mw + Me)	Observation			
Dimension	Effort normal (KN)	Ast (cm²)	Asc (cm²)	MR (xx)	Ast (cm²)	Asc (cm²)	MR e				MR w		
40	45	Nn	1194.63	6.08	6.08	216.65	7.70	5.75	107.70	107.70	420.49	269.25	Condition vérifiée
40	45	Ns	1547.67	6.08	6.08	203.84							
40	45	Nn	1564.07	6.08	6.08	202.86	7.70	5.75	107.70	107.70	430.67	269.25	Condition vérifiée
40	50	Ns	1918.32	5.56	5.56	227.81							
40	50	Nn	1936.55	5.56	5.56	226.34	7.70	5.75	107.70	107.70	486.31	269.25	Condition vérifiée
40	55	Ns	2294.02	6.80	6.80	259.97							
40	55	Nn	2314.06	6.80	6.80	257.78	7.70	5.75	107.70	107.70	470.11	269.25	Condition vérifiée
40	55	Ns	2670.58	6.80	6.80	212.33							
40	55	Nn	2690.63	6.80	6.80	209.33	7.70	5.75	107.70	107.70	503.36	269.25	Condition vérifiée
45	60	Ns	3105.04	6.80	6.80	294.03							
45	60	Nn	3129.64	6.80	6.80	290.42	7.70	5.75	107.70	107.70	596.72	269.25	Condition vérifiée
45	65	Ns	3552.17	6.80	6.80	306.30							
45	65	Nn	3578.82	6.80	6.80	301.42	7.70	5.75	107.70	107.70	751.21	269.25	Condition vérifiée
50	70	Ns	4000.24	8.04	8.04	449.79							
50	70	Nn	3644.60	8.04	8.04	547.90	7.70	5.75	107.70	107.70	1242.61	269.25	Condition vérifiée
55	75	Ns	4072.59	10.30	10.30	694.71							

➤ Sens YY :

Tableau III- 23 : Vérification De moment résistant suivant yy

Poteaux					Chainage		30x30	30x30	Mn + Ms	1.25 (Mw + Me)	Observation		
Dimension	Effort normal (KN)		Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	MR (xx)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	MR e				MR w	
40	45	Nn	1194.63	5.56	5.56	184.64	5.65	5.65	42.37	42.37	358.18	105.925	Condition vérifiée
40	45	Ns	1547.67	5.56	5.56	173.54							
40	45	Nn	1564.07	5.56	5.56	172.73	5.65	5.65	42.37	42.37	389.93	105.925	Condition vérifiée
40	50	Ns	1918.32	10.64	10.64	217.20							
40	50	Nn	1936.55	10.64	10.64	215.97	5.65	5.65	42.37	42.37	421.91	105.925	Condition vérifiée
40	55	Ns	2294.02	9.11	9.11	205.94							
40	55	Nn	2314.06	9.11	9.11	204.51	5.65	5.65	42.37	42.37	379	105.925	Condition vérifiée
40	55	Ns	2670.58	9.11	9.11	174.49							
40	55	Nn	2690.63	9.11	9.11	172.54	5.65	5.65	42.37	42.37	415.48	105.925	Condition vérifiée
45	60	Ns	3105.04	9.11	9.11	242.94							
45	60	Nn	3129.64	9.11	9.11	240.46	5.65	5.65	42.37	42.37	485.98	105.925	Condition vérifiée
45	65	Ns	3552.17	10.05	10.05	245.52							
45	65	Nn	3578.82	10.05	10.05	242.43	5.65	5.65	42.37	42.37	574.99	105.925	Condition vérifiée
50	70	Ns	4000.24	10.05	10.05	332.56							
50	70	Nn	3644.60	10.05	10.05	376.94	5.65	5.65	42.37	42.37	912.12	105.925	Condition vérifiée
55	75	Ns	4072.59	13.44	13.44	535.18							

1.2 Cas N°2 :

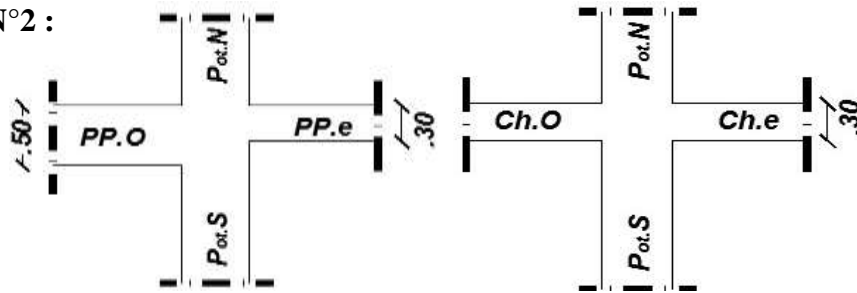


Figure III- 7 : Sens xx// poutres et sens yy//chainages

➤ Sens XX

Tableau III- 24 : Vérification De moment résistant suivant xx

Poteaux					Chainage		30x30	30x30	Mn + Ms	1.25 (Mw + Me)	Observation		
Dimension	Effort normal (KN)		Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	MR (xx)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	MR e				MR w	
40	45	Nn	944.01	6.08	6.08	205.25	10.77	4.62	147.71	73.09	422.43	276.00	Condition vérifiée
40	45	Ns	1218.96	6.08	6.08	217.18							
40	45	Nn	1235.37	6.08	6.08	217.49	10.77	4.62	147.71	73.09	471.45	276.00	Condition vérifiée
40	50	Ns	1511.1	5.56	5.56	253.96							
40	50	Nn	1529.33	5.56	5.56	253.02	10.77	4.62	147.71	73.09	564.26	276.00	Condition vérifiée
40	55	Ns	1806.7	6.8	6.8	311.24							
40	55	Nn	1826.74	6.8	6.8	309.81	10.77	4.62	147.71	73.09	597.28	276.00	Condition vérifiée
40	55	Ns	2102.83	6.8	6.8	287.47							
40	55	Nn	2122.88	6.8	6.8	285.62	10.77	4.62	147.71	73.09	606.57	276.00	Condition vérifiée
40	60	Ns	2442.44	6.8	6.8	320.95							
40	60	Nn	2467.04	6.8	6.8	318.13	10.77	4.62	147.71	73.09	744.15	276.00	Condition vérifiée
45	65	Ns	2787.57	6.8	6.8	426.02							
45	65	Nn	2814.23	6.8	6.8	415.05	10.77	4.62	147.71	73.09	798.87	276.00	Condition vérifiée
45	65	Ns	3136.6	6.8	6.8	383.82							
45	65	Nn	2186.81	6.8	6.8	476.25	10.77	4.62	147.71	73.09	1090.96	276.00	Condition vérifiée
50	70	Ns	2508.88	8.04	8.04	614.71							
50	70	Nn	2540.77	8.04	8.04	615.07	10.77	4.62	147.71	73.09	1410.48	276.00	Condition vérifiée
55	75	Ns	2869.79	10.3	10.3	795.41							

➤ Sens YY :

Tableau III- 25 : Vérification De moment résistant suivant yy

Poteaux						Chainage		30x30	30x30	Mn + Ms	1.25 (Mw + Me)	Observation	
Dimension	Effort normal (KN)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	MR (xx)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	MR e	MR w					
40	45	Nn	944.01	5.56	5.56	174.5	5.65	5.65	42.37	42.37	359.61	105.925	Condition vérifiée
40	45	Ns	1218.96	5.56	5.56	185.11							
40	45	Nn	1235.37	5.56	5.56	185.39	5.65	5.65	42.37	42.37	426.78	105.925	Condition vérifiée
40	50	Ns	1511.1	10.64	10.64	241.39							
40	50	Nn	1529.33	10.64	10.64	240.43	5.65	5.65	42.37	42.37	475.8	105.925	Condition vérifiée
40	55	Ns	1806.7	9.11	9.11	235.37							
40	55	Nn	1826.74	9.11	9.11	234.36	5.65	5.65	42.37	42.37	453.14	105.925	Condition vérifiée
40	55	Ns	2102.83	9.11	9.11	218.78							
40	55	Nn	2122.88	9.11	9.11	217.5	5.65	5.65	42.37	42.37	440.06	105.925	Condition vérifiée
40	60	Ns	2442.44	9.11	9.11	222.56							
40	60	Nn	2467.04	9.11	9.11	220.83	5.65	5.65	42.37	42.37	536.03	105.925	Condition vérifiée
45	65	Ns	2787.57	10.05	10.05	315.2							
45	65	Nn	2814.23	10.05	10.05	313.32	5.65	5.65	42.37	42.37	600.79	105.925	Condition vérifiée
45	65	Ns	3136.6	10.05	10.05	287.47							
45	65	Nn	2186.81	10.05	10.05	350.66	5.65	5.65	42.37	42.37	805.22	105.925	Condition vérifiée
50	70	Ns	2508.88	10.05	10.05	454.56							
50	70	Nn	2540.77	10.05	10.05	453.63	5.65	5.65	42.37	42.37	1070.39	105.925	Condition vérifiée
55	75	Ns	2869.79	13.44	13.44	616.76							

III.4.11. Justification de la largeur des joints sismiques :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante : $d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2) mm \geq 40 mm$ [1]

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

Tableau III- 26 : Largeur des Joints sismiques

Blocs	R	$\delta_1(m)$	$\delta_2(m)$	D	D (cm)
E-F	3.5	0.0203	0.0212	18.1	20
E-C	3.5	0.0253	0.0253	21.74	23

III-5. Conclusion :

A travers de ce chapitre on peut dire l'analyse sismique et les justifications qui doit être vérifiée selon le règlement RPA 99/2003 constitue une étape déterminante dans la stabilité des structures.

CHAPITRE IV
Etudes des éléments
principaux et secondaires de
la superstructure

IV.1. Introduction :

Les éléments principaux sont des éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage, par contre les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

IV.2. Etudes des éléments secondaires :

IV.2.1. Etudes des planchers en corps creux :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les Charges verticales.

✓ La résistance : supporter son poids propre, les surcharges d'exploitation et transmettre les charges latérales aux éléments porteurs.

✓ Le confort : isolation thermique, phonique et coupe de feu.

Il est constitué de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression (16+5) reposant sur des poutrelles préfabriquées ou coulées sur place, On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la Résistance de l'ouvrage.

- ✓ Largeur de la poutrelle $b=65$ cm
- ✓ Largeur de l'âme $b_0 =13$ cm
- ✓ Hauteur de la section $ht=21$ cm
- ✓ Hauteur de la section $h_0=5$ cm
- ✓ Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9 ht =18.9$ cm

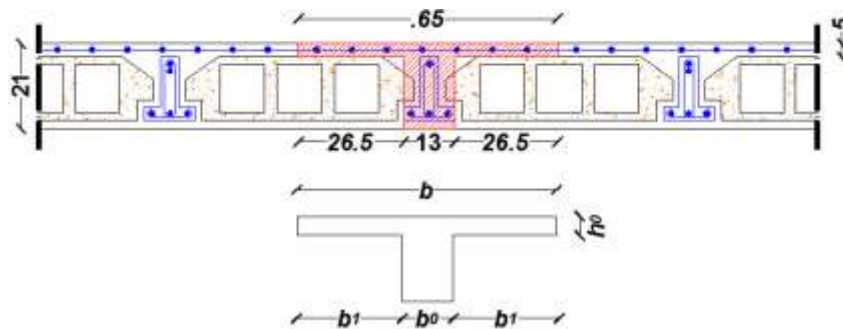


Figure IV- 1 : Détail des poutrelles.

IV.2.1.a. Schémas statiques des poutrelles

Dans notre projet nous avons plusieurs types de poutrelles est qui sont :

1.1 Planchers à usage de commerces et services :

La descente des charges donne : $G= 5.40$ kn/m² ; $Q= 2.50$ kn/m²

- ✓ ELU : $qu=0.65(1.35G+1.5Q) =7.176$ kn/ml.
- ✓ ELS : $qs=G+Q =5.135$ kn/ml.

i- Poutrelle type 1 :

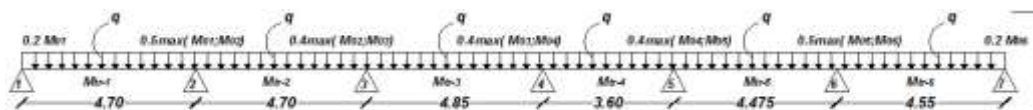


Figure IV- 2 : Schémas statiques Type 1.

ii- Poutrelle type 2 :

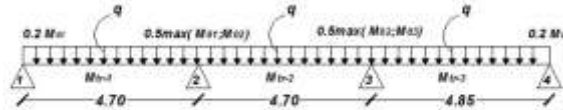


Figure IV- 3 : Schémas statiques Type 2

iii-Poutrelle type 3 :

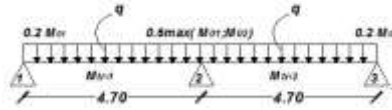


Figure IV- 4 : Schémas statiques Type 3.

iv-Poutrelle type 4 :

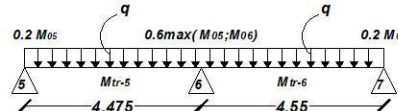


Figure IV- 5 : Schémas statiques Type 4.

1.2 Planchers à usage d'habitation :

La descente des charges donne : $G= 5.40 \text{ kn/m}^2$; $Q= 1.50 \text{ kn/m}^2$

✓ ELU : $q_u=0.65(1.35G+1.5Q)=6.201 \text{ kn/ml}$.

✓ ELS : $q_s=G+Q=4.485 \text{ kn/ml}$.

i- Poutrelle type 5 :

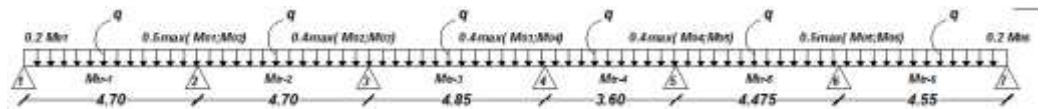


Figure IV- 6 : Schémas statiques Type 5.

ii- Poutrelle type 6 :

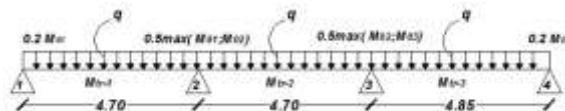


Figure IV- 7 : Schémas statiques Type 6.

iii-Poutrelle type 7 :

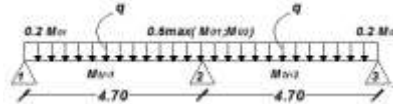


Figure IV- 8 : Schémas statiques Type 7.

iv-Poutrelle type 8 :

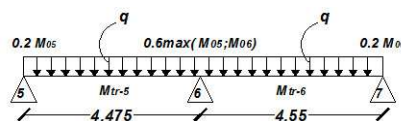


Figure IV- 9 : Schémas statiques Type 8.

v- Poutrelle type 9 :

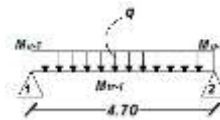


Figure IV- 10 : Schémas statiques Type 9.

vi- Poutrelle type 10 :

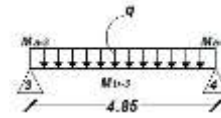


Figure IV- 11 : Schémas statiques Type 10.

vii- Poutrelle type 11 :

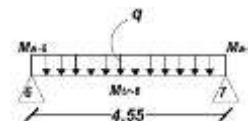


Figure IV- 12 : Schémas statiques Type 11.

1.3 Planchers Terrasse accessible :

La descente des charges donne : $G = 6.82 \text{ kn/m}^2$; $Q = 1.50 \text{ kn/m}^2$

- ✓ ELU : $q_u = 0.65(1.35G + 1.5Q) = 7.447 \text{ kn/ml}$.
- ✓ ELS : $q_s = G + Q = 5.408 \text{ kn/ml}$.

i- Poutrelle type 12 :

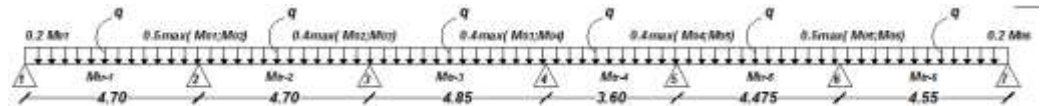


Figure IV- 13 : Schémas statiques Type 12.

ii- Poutrelle type 13 :

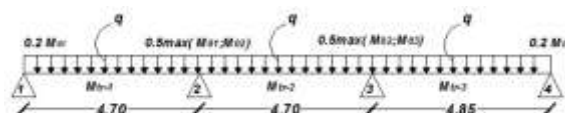


Figure IV- 14 : Schémas statiques Type 13.

iii- Poutrelle type 14 :

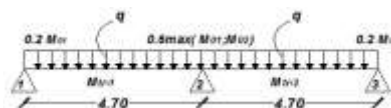


Figure IV- 15 : Schémas statiques Type 14.

iv- Poutrelle type 15 :

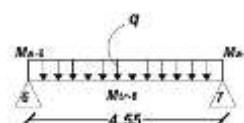


Figure IV- 16 : Schémas statiques Type 15.

1.4 Planchers Terrasse inaccessible :

La descente des charges donne : $G= 6.23 \text{ kn/m}^2$; $Q= 1.00 \text{ kn/m}^2$

✓ ELU : $q_u=0.65(1.35G+1.5Q) =6.929 \text{ kn/ml}$.

✓ ELS : $q_s=G+Q =5.025 \text{ kn/ml}$.

i- Poutrelle type 16 :

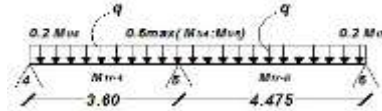


Figure IV- 17 : Schémas statiques Type 15.

Pour déterminer les effort internes dans les poutrelles, il y a trois méthodes de calcul qui sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode RDM-trois moments.
- Méthode de caquot.

IV.2.1.b. Condition d’application de la méthode forfaitaire. [9]

- 1- Charges d'exploitation < 2 × Charges permanentes
- 2- Charges d'exploitation < 5 kn/m²
- 3- Inertie constante le long de chaque travée
- 4- Fissuration peu préjudiciable
- 5- Rapport des portées successives compris entre 0.80 et 1.25

IV.2.1.c. Calcul des efforts internes dans les poutrelles :

1.1 Exemple de calcul du Poutrelle Type 8 :

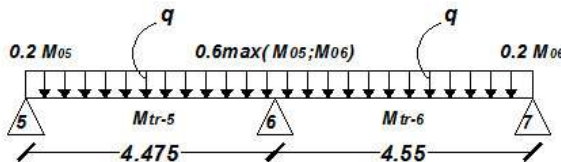


Figure IV- 18 : Schémas statiques Type 15.

i- Vérification des Conditions d’application de la méthode forfaitaire.

- 1- Charges d'exploitation < 2 × Charges permanentes
 - ✓ Planchers à usage d’habitation
 $G= 5.40 \text{ kn/m}^2$; $Q= 1.50 \text{ kn/m}^2$ Condition vérifiée
- 2- Charges d'exploitation < 5 kn/m²
 - ✓ Planchers à usage d’habitation : $Q= 1.50 \text{ kn/m}^2$ Condition vérifiée
- 3- Inertie constante le long de chaque travée : Condition vérifiée
- 4- Fissuration peu préjudiciable : Condition vérifiée
- 5- Rapport des portées successives compris entre 0.80 et 1.25 : Condition vérifiée
 - $\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.55}{4.475} = 1.02 \Rightarrow 0,8 < 1.02 < 1,25$ Condition vérifiée
 - $\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.475}{4.55} = 0.98 \Rightarrow 0,8 < 0.98 < 1,25$ Condition vérifiée

NB : Les cinq conditions est vérifiée, alors cette méthode est applicable.

ii- Principe de la méthode de forfaitaire :

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximums sur appuis et en travées ; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

- **Moments en appuis :** $M_{ap} \geq \frac{q.l^2}{8}$
- **Moments en travées :** $M_t \geq \max (1,5M_0; (1+ 0,3\alpha) M_0) - \left(\frac{M_w-M_e}{2}\right)$
 $M_t \geq (1 + 0,3 \alpha)\frac{M_0}{2}$ Travée intermédiaire.
 $M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha)\frac{M_0}{2}$ Travée de rive.

Avec : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- $(M_w; M_e)$: valeur absolue des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.
- M_t : moment maximal dans la travée considérée.

- **Efforts tranchants :** $T_w \geq \frac{0.2M_0-0.6M_0}{L} + \frac{q.l^2}{2}$
 $T_e \geq \frac{0.2M_0-0.6M_0}{L} - \frac{q.l^2}{2}$

1.2 Calcul a ELU :

i- Moments en travées de référence :

➤ **Travée 1 :**

$L=4.475 \text{ m} \quad M_{01} = \frac{q.l^2}{8} = \frac{6.201 \times 4.475^2}{8} \dots\dots M_{01}=15.52 \text{ kn m}$

➤ **Travée 2 :**

$L=4.55 \text{ m} \quad M_{02} = \frac{q.lM_{01}^2}{8} = \frac{6.201 \times 4.55^2}{8} \dots\dots M_{02}=16.05 \text{ kn m}$

ii- Moments en appuis :

- $M_{a-5} = 0,2 M_0$ appuis de rive.
 $= 0.2 \times 15.52 \quad M_{a-5} = 3.10 \text{ kn m}$
- $M_{a-6} = 0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
 $= 0.6 \times 16.05 \quad M_{a-6} = 9.62 \text{ kn m}$
- $M_{a-7} = 0,2 M_0$ appuis de rive.
 $= 0.2 \times 16.05 \quad M_{a-7} = 3.21 \text{ kn m}$
- $M = 0,5 M_0$ appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $M = 0,4 M_0$ les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

iii- Moments en travées :

➤ **Travée 1 :**

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.4+1.5} = 0.217$

$M_{t1} \geq 1.05 M_0 - \frac{M_w+M_e}{2}$	$M_{t1} \geq 1.05 \times 15.52 - \frac{3.10+9.62}{2}$	$M_{t1} \geq 10.86 \text{ kn m}$
$M_{t2} \geq (1 + 0,3 \alpha) M_0 - \frac{M_w+M_e}{2}$	$M_{t2} \geq (1+0.3 \times 0.217) \times 15.52 - \frac{3.10+9.62}{2}$	$M_{t2} \geq 11.10 \text{ kn m}$
$M_{t3} \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$	$M_{t3} \geq (1.2+0.3 \times 0.217) \frac{15.52}{2}$	$M_{t3} \geq 9.81 \text{ kn m}$

$\Rightarrow \quad M_{tr1} = \max (M_{t1}; M_{t2}; M_{t3}) \quad \mathbf{M_{tr1} = 11.10 \text{ kn m}}$

➤ **Travée 2 :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.4+1.5} = 0.217$$

$$\begin{aligned} Mt_1 &\geq 1.05 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} & Mt_1 &\geq 1.05 \times 16.05 - \frac{3.21 + 9.62}{2} & Mt_1 &\geq 11.23 \text{ kn m} \\ Mt_2 &\geq (1 + 0,3 \alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} & Mt_2 &\geq (1 + 0.3 \times 0.217) \times 16.05 - \frac{3.21 + 9.62}{2} & Mt_2 &\geq 11.47 \text{ kn m} \\ Mt_3 &\geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} & Mt_3 &\geq (1.2 + 0.3 \times 0.217) \frac{16.05}{2} & Mt_2 &\geq 10.15 \text{ kn m} \\ &\Rightarrow Mtr_1 = \max (Mt_1; Mt_2; Mt_3) & & & Mtr_1 &= \mathbf{11.47 \text{ kn m}} \end{aligned}$$

iv- Efforts tranchants :

➤ **Travée 1 :**

$$\begin{aligned} L &= 4.475 \text{ m} \\ T_w &= \frac{0.2 \times 15.52 - 0.6 \times 15.52}{4.475} + \frac{6.20 \times 4.475^2}{2} & T_w &= 12.48 \text{ kn} \\ T_e &= \frac{0.2 \times 15.52 - 0.6 \times 15.52}{4.475} - \frac{6.20 \times 4.475^2}{2} & T_e &= -15.26 \text{ kn} \end{aligned}$$

➤ **Travée 2 :**

$$\begin{aligned} L &= 4.55 \text{ m} \\ T_w &= \frac{0.2 \times 16.05 - 0.6 \times 16.05}{4.55} + \frac{6.20 \times 4.55^2}{2} & T_w &= 15.52 \text{ kn} \\ T_e &= \frac{0.2 \times 15.52 - 0.6 \times 15.52}{4.475} - \frac{6.20 \times 4.55^2}{2} & T_e &= -12.70 \text{ kn} \end{aligned}$$

1.3 Calcul à ELS :

i- Moment en travée de référence :

➤ **Travée 1 :**

$$L = 4.475 \text{ m} \quad M_{01} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4.485 \times 4.475^2}{8} \dots\dots M_{01} = 11.23 \text{ kn m}$$

➤ **Travée 2 :**

$$L = 4.55 \text{ m} \quad M_{02} = \frac{q \cdot l M_{01} =^2}{8} = \frac{4.485 \times 4.55^2}{8} \dots\dots M_{02} = 11.61 \text{ kn m}$$

ii- Moment en appui :

- Ma-5 = 0,2 M0 appuis de rive.
= 0.2 15.52 Ma-5 = 2.24 kn m
- Ma-6 = 0,6 M0 pour une poutre à deux travées.
= 0.6 16.05 Ma-6 = 6.96 kn m
- Ma-7 = 0,2 M0 appuis de rive.
= 0.2 16.05 Ma-5 = 2.32 kn m

iii- Moment en travée :

➤ **Travée 1 :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.4+1.5} = 0.217$$

$$\begin{aligned} Mt_1 &\geq 1.05 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} & Mt_1 &\geq 1.05 \times 11.23 - \frac{2.24 + 6.96}{2} & Mt_1 &\geq 7.86 \text{ kn m} \\ Mt_2 &\geq (1 + 0,3 \alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} & Mt_2 &\geq (1 + 0.3 \times 0.217) \times 11.23 - \frac{2.24 + 6.96}{2} & Mt_2 &\geq 8.03 \text{ kn m} \\ Mt_3 &\geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} & Mt_3 &\geq (1.2 + 0.3 \times 0.217) \frac{11.23}{2} & Mt_2 &\geq 7.10 \text{ kn m} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow Mtr_1 = \max (Mt_1; Mt_2; Mt_3) \quad Mtr_1 = \mathbf{11.03 \text{ kn m}}$$

➤ **Travée 2 :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.4+1.5} = 0.217$$

$$\begin{aligned} Mt_1 &\geq 1.05 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} & Mt_1 &\geq 1.05 \times 11.61 - \frac{2.24 + 6.96}{2} & Mt_1 &\geq 8.12 \text{ kn m} \\ Mt_2 &\geq (1 + 0,3 \alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} & Mt_2 &\geq (1 + 0.3 \times 0.217) \times 11.61 - \frac{2.32 + 6.96}{2} & Mt_2 &\geq 8.30 \text{ kn m} \\ Mt_3 &\geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} & Mt_3 &\geq (1.2 + 0.3 \times 0.217) \frac{11.61}{2} & Mt_2 &\geq 7.34 \text{ kn m} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \quad Mtr_1 = \max (Mt_1; Mt_2; Mt_3) \quad \mathbf{Mtr_1 = 8.30 \text{ kn m}}$$

iv- Efforts tranchent :

➤ **Travée 1 :**

$$L = 4.475 \text{ m}$$

$$T_w = \frac{0.2 \times 11.23 - 0.6 \times 11.23}{4.475} + \frac{4.85 \times 4.475^2}{2} \quad T_w = 12.48 \text{ kn}$$

$$T_e = \frac{0.2 \times 11.23 - 0.6 \times 11.23}{4.475} - \frac{4.85 \times 4.475^2}{2} \quad T_e = -15.26 \text{ kn}$$

➤ **Travée 2 :**

$$L = 4.55 \text{ m}$$

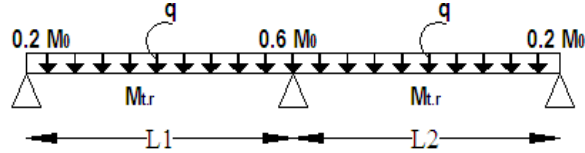
$$T_w = \frac{0.2 \times 11.61 \times 11.61}{4.55} + \frac{4.85 \times 4.55^2}{2} \quad T_w = 15.52 \text{ kn}$$

$$T_e = \frac{0.2 \times 11.61 \times 11.61}{4.55} - \frac{4.85 \times 4.55^2}{2} \quad T_e = -12.70 \text{ kn}$$

NB : Pour les autres poutrelles j'ai réalisé un programme en excel qui permet de calculer les efforts internes d'une poutre continue avec la méthode forfaitaire.

Poutrelle Type 8

* Niv ETAGES:



a- CAS ELU:1.35G+1.5Q

$G(Kn/m^2)=$	5.4
$Q(Kn/m^2)=$	1.50

$G(Kn/ml)=$	3.510
$Q(Kn/ml)=$	0.975

$qu Kn/ml=$	6.201
-------------	-------

$L1(m)$	$L2(m)$			$0.8 \leq (Li/(Li \pm 1)) \leq 1.25$	α
4.475	4.55			C.V	0.217

Moment travée indépendante

$M_{0L1}(Kn.m)=$	15.522363
$M_{0L2}(Kn.m)=$	16.047025

Moment en Travées

$M_{tr1}(Kn.m)=$	11.102
$M_{tr2}(Kn.m)=$	11.477

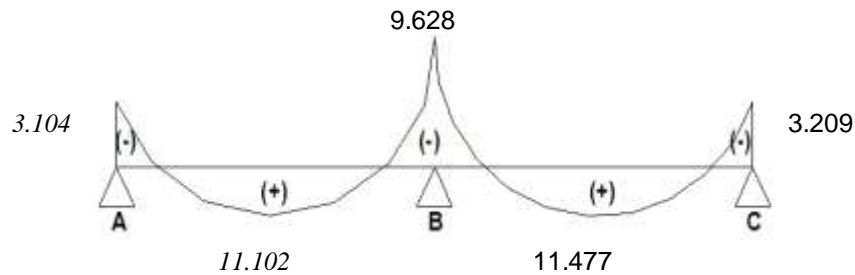
Moment en Appuis

$M(A)(Kn.m)=$	3.104
$M(B)(Kn.m)=$	9.628
$M(C)(Kn.m)=$	3.209

Efforts tranchants

$T(A)d(Kn)=$	12.487
$T(B)g(Kn)=$	-15.262
$T(B)d(Kn)=$	15.518
$T(C)g(Kn)=$	-12.697

Diagrame Mf:



Diagrame T:

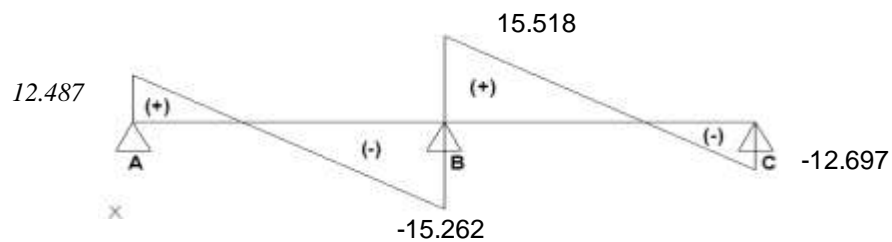
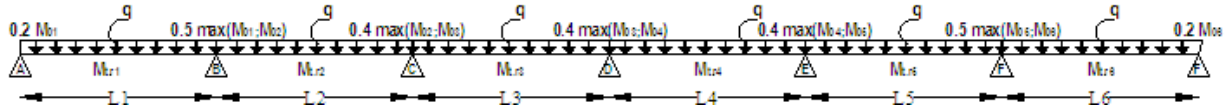


Figure IV- 19 : Capture écran (programme de calcul des poutres continues)

Poutrelle Type 1



* Niv ETAGES à usage de commerces et services

a- CAS ELU: 1.35G+1.5Q

$G(Kn/m^2)=$	5.4	$G(Kn/ml)=$	3.510	$qu(Kn/ml)=$	7.176
$Q(Kn/m^2)=$	2.50	$Q(Kn/ml)=$	1.625		

$L1(m)$	$L2(m)$	$L3(m)$	$L4(m)$	$L5(m)$	$L6(m)$	$L7(m)$	$L8(m)$
4.7	4.7	4.85	3.6	4.475	4.55		

$0.8 \leq (Li/Li \pm 1) \leq 1.25$	α
C.V	0.316

Moment travée indépendante

$M_{OL1}(Kn.m)$	19.81473
$M_{OL2}(Kn.m)$	19.81473
$M_{OL3}(Kn.m)$	21.0996825
$M_{OL4}(Kn.m)$	11.62512
$M_{OL5}(Kn.m)$	17.96298563
$M_{OL6}(Kn.m)$	18.5701425

Moment en Travées

$M_{tr1}(Kn.m)$	14.761
$M_{tr2}(Kn.m)$	12.779
$M_{tr3}(Kn.m)$	13.608
$M_{tr4}(Kn.m)$	7.497
$M_{tr5}(Kn.m)$	11.585
$M_{tr6}(Kn.m)$	13.834

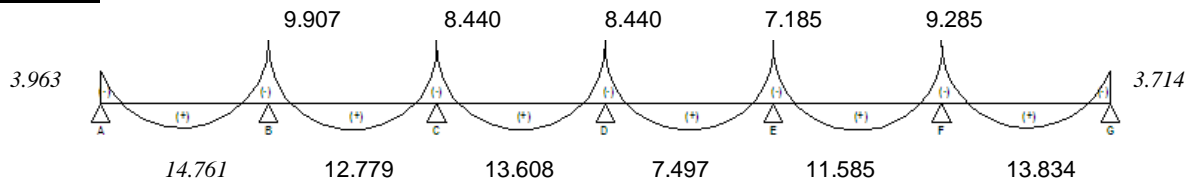
Moment en Apuits

$M(A)(Kn.m)$	3.963
$M(B)(Kn.m)$	9.907
$M(C)(Kn.m)$	8.440
$M(D)(Kn.m)$	8.440
$M(E)(Kn.m)$	7.185
$M(F)(Kn.m)$	9.285
$M(G)(Kn.m)$	3.714

Efforts tranchants

$T(A)d(Kn)$	15.599
$T(B)g(Kn)$	-18.128
$T(B)d(Kn)$	17.285
$T(C)g(Kn)$	-16.442
$T(C)d(Kn)$	17.402
$T(D)g(Kn)$	-17.402
$T(D)d(Kn)$	12.917
$T(E)g(Kn)$	-12.917
$T(E)d(Kn)$	15.655
$T(F)g(Kn)$	-16.458
$T(F)d(Kn)$	17.550
$T(G)g(Kn)$	-15.101

Diagrame Mf:



Diagrame T:

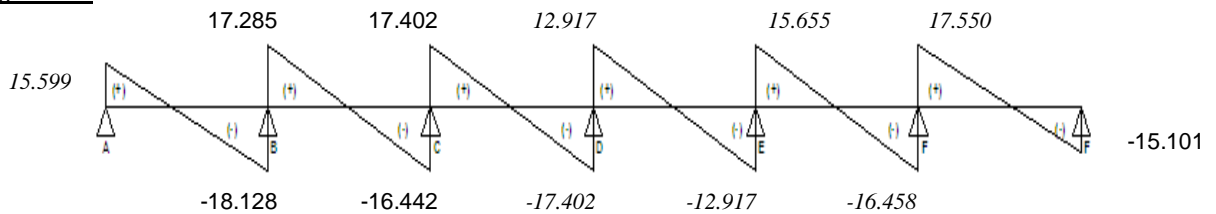
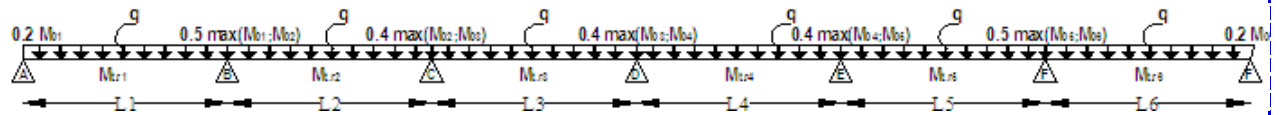


Figure IV- 20 : Capture écran (programme de calcul des poutres continue)

Poutrelle Type 1



* Niv ETAGES à usage de commerces et services

b -CAS ELS:G+Q

$G(Kn/m^2)=$	5.4	$G(Kn/ml)=$	3.510	$qs Kn/ml)=$	5.135
$Q(Kn/m^2)=$	2.50	$Q(Kn/ml)=$	1.625		

$L1(m)$	$L2(m)$	$L3(m)$	$L4(m)$	$L5(m)$	$L6(m)$	$L7(m)$	$L8(m)$
4.7	4.7	4.85	3.6	4.475	4.55	0	0

$0.8 \leq (Li/(Li \pm l)) \leq 1.25$	α
C.V	0.316

Moment travée indépendante

$M_{0L1}(Kn.m)$	14.179019
$M_{0L2}(Kn.m)$	14.179019
$M_{0L3}(Kn.m)$	15.098505
$M_{0L4}(Kn.m)$	8.3187
$M_{0L4}(Kn.m)$	12.853948
$M_{0L4}(Kn.m)$	13.288417

Moment en Travées

$M_{tr1}(Kn.m)$	10.562
$M_{tr2}(Kn.m)$	9.145
$M_{tr3}(Kn.m)$	9.738
$M_{tr4}(Kn.m)$	5.365
$M_{tr4}(Kn.m)$	8.290
$M_{tr4}(Kn.m)$	9.899

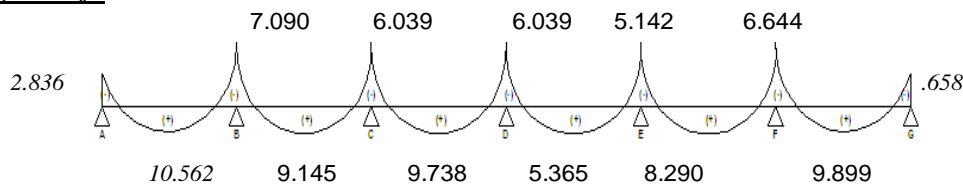
Moment en Appuis

$M(A)(Kn.m)$	2.836
$M(B)(Kn.m)$	7.090
$M(C)(Kn.m)$	6.039
$M(D)(Kn.m)$	6.039
$M(E)(Kn.m)$	5.142
$M(E)(Kn.m)$	6.644
$M(E)(Kn.m)$	2.658

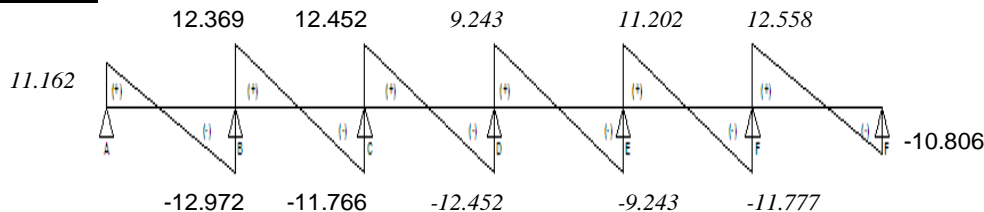
Efforts tranchants

$T(A)d(Kn)$	11.162
$T(B)g(Kn)$	-12.972
$T(B)d(Kn)$	12.369
$T(C)g(Kn)$	-11.766
$T(C)d(Kn)$	12.452
$T(D)g(Kn)$	-12.452
$T(D)d(Kn)$	9.243
$T(E)g(Kn)$	-9.243
$T(E)d(Kn)$	11.202
$T(F)g(Kn)$	-11.777
$T(F)d(Kn)$	12.558
$T(G)g(Kn)$	-10.806

Diagrame Mf:



Diagrame T:



	ELU	ELS
Efforts tranchants Tmax (KN)	18.128	12.97229
Moment en Travée Mf max (KN.m)	14.761	10.562
Moment en Appui Ma max (KN.m)	9.907	7.090

Figure IV- 21 : Capture écran (programme de calcul des poutres continue)

1.4 Tableau récapitulatif des efforts internes :

Tableau IV- 1 : Tableau récapitulatif des efforts internes

Planchers Niveau	Poutrelle type	Efforts	ELU	ELS
Commerces et services	1	T (kn m)	18.13	12.97
		Mt (kn m)	14.76	10.56
		Ma (kn m)	9.91	7.09
	2	T (kn m)	18.71	13.39
		Mt (kn m)	15.72	11.25
		Ma (kn m)	10.55	7.55
	3	T (kn m)	18.55	13.27
		Mt (kn m)	14.76	10.56
		Ma (kn m)	11.89	8.51
	4	T (kn m)	17.96	12.85
		Mt (kn m)	13.83	9.90
		Ma (kn m)	11.14	7.97
D' habitation	5	T (kn m)	15.67	11.33
		Mt (kn m)	12.25	8.86
		Ma (kn m)	8.56	6.19
	6	T (kn m)	16.17	11.69
		Mt (kn m)	13.04	9.43
		Ma (kn m)	9.12	6.59
	7	T (kn m)	16.03	11.59
		Mt (kn m)	12.25	8.86
		Ma (kn m)	10.27	7.43
	8	T (kn m)	15.52	11.22
		Mt (kn m)	11.48	8.30
		Ma (kn m)	9.63	6.96
	9	T (kn m)	14.57	10.54
		Mt (kn m)	13.698	9.907
		Ma (kn m)	3.425	2.477
10	T (kn m)	15.04	10.88	
	Mt (kn m)	14.586	10.550	
	Ma (kn m)	3.647	2.637	
11	T (kn m)	14.11	10.20	
	Mt (kn m)	12.838	9.285	
	Ma (kn m)	3.209	2.321	

Planchers niveau	Poutrelle type	Efforts	ELU	ELS
Terrasse accessible	12	T (kn m)	18.81	13.66
		Mt (kn m)	14.48	10.51
		Ma (kn m)	10.28	7.47
	13	T (kn m)	19.41	14.10
		Mt (kn m)	15.42	11.20
		Ma (kn m)	10.95	7.95
	14	T (kn m)	19.25	13.98
		Mt (kn m)	14.48	10.51
		Ma (kn m)	12.34	8.96
	15	T (kn m)	16.94	10.20
		Mt (kn m)	15.42	9.29
		Ma (kn m)	3.85	2.32
Terrasse inaccessible	16	T (kn m)	13.72	9.95
		Mt (kn m)	7.95	5.77
		Ma (kn m)	6.74	4.88

IV.2.1.d. Ferrailages des poutrelles :

Pour faciliter la tâche d'exécution, le ferrailage des poutrelles doit être calculé pour le type de poutrelles le plus défavorable ce qui implique les moments et efforts tranchants maximum :

Exemple de calcul pour la poutrelle P16 plancher niveau terrasse inaccessible :

Tableau IV- 2 : Efforts internes maximum du poutrelles P6

	ELU	ELS
Efforts tranchants Tmax (kn)	13.72	9.95
Moment en Travées Mf max (kn m)	7.95	5.77
Moment en Appuis Ma max (kn m)	6.74	4.88

1.1 Ferrailage longitudinal :

i- En travée :

$$M_u = 7.95 \text{ kn m}$$

$$M_r = b_0 \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot f_{bc} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.30 \text{ Mpa}$$

$$M_r = 0.65 \times 0.05 \times \left(0.189 - \frac{0.05}{2}\right) \cdot 15.30 \quad M_r = 81.55 \text{ kn m}$$

On constate que $M_u < M_r$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, le calcul se fait en flexion simple avec une section $b \times h$: [5]

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.95 \cdot 10^{-3}}{0.65 \times (0.189)^2 \times 15.30} = 0,022 < 0,186 \dots \dots \dots \text{Pivot A}$$

$A_u' = 0$ (Acier comprimé pas nécessaire).

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,022)}) = 0,028$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 (0,028) = 0,989$$

La section de l'armature tractée est :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.95 \cdot 10^{-3}}{0,989 \times 0,189 \times 348} = 1.22 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{On opte un } \mathbf{3T10} \quad \mathbf{A_u = 2.36 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \quad [5] \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,2 \text{ Mpa}$$

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{2.2}{400} 0,65 \times 0,189$$

$$A_{u \min} \geq 1.57 \text{ cm}^2 \quad A_u = 2.36 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

ii- En appui :

$$M_u = 6.74 \text{ kn m}$$

Nous avons calculé précédemment : $f_{bc} = 15.30 \text{ Mpa}$, $d = 0.189 \text{ m}$, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$M_r = 81.55 \text{ kn m} > M_u$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, le calcul se fait en flexion simple avec une section $b \times h$: [5]

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.74 \cdot 10^{-3}}{0,13 \times (0,189)^2 \times 15.30} = 0,019 < 0,186 \dots \dots \dots \text{Pivot A}$$

$A_u' = 0$ (Acier comprimé pas nécessaire).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,019)}) = 0,024$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 (0,024) = 0,990$$

La section de l'armature tractée est :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.74 \cdot 10^{-3}}{0,990 \times 0,189 \times 348} = 1.04 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte un } \mathbf{2T10} \quad \mathbf{A_u = 1.57 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,2 \text{ Mpa}$$

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{2.2}{400} 0,13 \times 0,189$$

$$A_{u \min} \geq 0.31 \text{ cm}^2 \quad A_u = 1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.31 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

iii-Vérification à ELS :

$$f_{c28} = 27 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa} ; h_0 = 0,05 \text{ m} ;$$

Les éléments de notre projet sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton : [6]

- **En travée :**

$$b = 0,65 \text{ m} ; M_t = 5.76 \text{ kn m} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 16.20 \text{ Mpa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \text{Avec : } D = \frac{15}{b} (A_u + A_u') = \frac{15}{65} (2.36 + 0) = 0.54 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A_u' \cdot d') = \frac{30}{65} (2.36 \times 18.9 + 0) = 13.70 \text{ cm}^2$$

Donc : $y = -0.54 + \sqrt{0.54^2 + 13.70} = 3.36 \text{ cm}$

Puis : $I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 Au (d - y_1)^2 + 15 Au' (y_1 - d')^2$

Alors : $I = \frac{65}{3} 3.36^3 + 15 \cdot 2.36 (18.9 - 3.36)^2 + 0 = 9372.12 \text{ cm}^4$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5.76 \cdot 10^2}{9372.12} 3.36 = 0.298 \text{ kn/cm}^2$

$\sigma_{bc} = 2.98 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$

➤ **En appui :**

$b = 0.13 \text{ m} ; M_a = 4.88 \text{ kn m}$

$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ Avec : $D = \frac{15}{b} (Au + Au') = \frac{15}{13} (1.57 + 0) = 2.84 \text{ cm}$

$E = \frac{30}{b} (Au \cdot d + Au' \cdot d') = \frac{30}{13} (1.57 \times 18.9 + 0) = 107.38 \text{ cm}^2$

Donc : $y = -2.84 + \sqrt{2.84^2 + 107.38} = 7.90 \text{ cm}$

Puis : $I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 Au (d - y_1)^2 + 15 Au' (y_1 - d')^2$

Alors : $I = \frac{12}{3} 7.9^3 + 15 \cdot 1.57 (18.9 - 7.9)^2 + 0 = 33025.15 \text{ cm}^4$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4.88 \cdot 10^2}{33025.15} 7.9 = 0.117 \text{ kn/cm}^2$

$\sigma_{bc} = 1.17 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$

1.2 Ferrailage transversal :

i- Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le CBA93 (Article 5.1.1), La contrainte tangentielle τ_u doit vérifier la condition suivante :

$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \cdot f_{ct} ; 5 \text{ Mpa})$ Avec : $V_{\max} = 13.72 \text{ kn}$

$\tau_u = \frac{13.72 \cdot 10^{-3}}{0.13 \cdot 0.189} = 0.605 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \cdot 27, 5 \text{ Mpa})$

$\tau_u = 0.605 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.51 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

ii- Vérification de la contrainte de cisaillement a la jonction de la table et la nervure :

$\tau_u = \frac{V_{u\max}(b - b_0)}{1.8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} \leq \bar{\tau}$ Avec : $V_{\max} = 13.72 \text{ kn}$

$\tau_u = \frac{13.72 \cdot 10^{-3}(65 - 12)}{1.8 \cdot 65 \cdot 189 \cdot 0.05} = 0.66 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.51 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

iii- Calcul du diamètre des armatures transversale :

$t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset\right) \quad \emptyset t \leq \min\left(\frac{21}{35} ; \frac{12}{10} ; 10\right) \quad \emptyset t \leq 0.6 \text{ cm}$

On choisit une section de 2 $\emptyset 6$ avec $A_s = 0.57 \text{ cm}^2$

iv- Calcul de l'espacement :

$\text{esp} \leq \min\left(0.9d ; \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} ; 40 \text{ cm}\right)$

➤ **Zone nodale :**

$\text{esp} \leq \min(0.9 \times 0.189 ; ; 40 \text{ cm})$

$\text{esp} \leq \min\left(17 \text{ cm} \frac{2.36 \times 235}{0.4 \times 65} ; 21.33 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\right) \quad \text{esp} \leq 17 \text{ cm} \quad \text{esp} = 10 \text{ cm}$

➤ **Zone courante :**

$\text{esp} \leq \min\left(0.9 \times 0.189 ; \frac{1.57 \times 235}{0.4 \times 0.12} ; 40 \text{ cm}\right)$

$\text{esp} \leq \min(17 \text{ cm} ; 76.86 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \quad \text{esp} \leq 17 \text{ cm} \quad \text{esp} = 15 \text{ cm}$

1.3 Vérification de la condition de non fragilité :

$$\frac{At fe}{b0 Ast} \geq \max \left(\frac{\tau u}{2} ; 0.40 \text{ Mpa} \right)$$

i- En travée :

$$\frac{0.57 \times 235}{0.65 \times 2.36} \geq \max \left(\frac{0.66}{2} ; 0.40 \text{ Mpa} \right)$$

87.3 Mpa \geq 0.40 MpaCondition vérifiée

ii- En appui :

$$\frac{0.57 \times 235}{0.12 \times 1.57} \geq \max \left(\frac{0.66}{2} ; 0.40 \text{ Mpa} \right)$$

711 Mpa \geq 0.40 MpaCondition vérifiée

1.4 Vérification au glissement :

$Vu - \frac{Mu}{0.9 d} \leq 0$: Si la condition n'est pas vérifiée on doit procéder aux vérifications des armatures aux niveaux des appuis. [6]

i- En appui de rive :

$$Vu=11.23 \text{ kn} ; Mu=7.95 \text{ kn m}$$

$$11.23 - \frac{7.95}{0.9 \times 1.89} = -35.51 < 0 \quad \text{.....Condition vérifiée}$$

ii- En appui intermédiaire :

$$Vu=13.72 \text{ kn} ; Mu=7.95 \text{ kn m}$$

$$13.72 - \frac{7.95}{0.9 \times 1.89} = -33.02 < 0 \quad \text{.....Condition vérifiée}$$

Donc n'est pas nécessaire des armatures aux niveaux des appuis.

1.5 L'ancrage des armatures :

$$Lz = Ls - \alpha L1 - \beta r \quad [6]$$

$$Ls = \frac{\emptyset fe}{4 \bar{\tau}s} ; \bar{\tau}s = 0.6 \Psi_s^2 ft_{28} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ acier H.A et } ft_{28} = 2.22 \text{ Mpa} ; L1 = 6 \emptyset ; r = 5.5 \emptyset$$

Avec un crochet de 120° : $\alpha = 2.31$ et $\beta = 3.28$

Tableau IV- 3 : Tableau récapitulatif de l'ancrage des armatures

\emptyset (mm)	$\bar{\tau}s$ (Mpa)	Ls (cm)	$L1$ (cm)	r (cm)	Lz (cm)
10	2.997	33.37	6	5.5	1.47

On prend une longueur d'encrage = 15cm

1.6 Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{adm} \quad [4] \quad \text{avec} \quad f = \frac{L^2}{10} \frac{I}{\gamma} ; f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm} ; L = 3.60 \text{ m} ; M_{ser} = 5.77 \text{ kn m}$$

$$f_{adm} = \frac{360}{1000} + 0.5 \text{ cm} \quad f_{adm} = 0.86 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 Ast \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0.65 \times 0.21^3}{12} + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.21}{2} - 0.021 \right)^2 \quad I_0 = 5.27 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 ftj}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \Psi} \quad \text{avec} \quad \Psi = \frac{Ast}{b_0 d} = \frac{2.36}{65 \times 18.9} \quad \Psi = 19.21 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.22}{\left(2 + 3 \frac{65}{65} \right) \times 19.21 \times 10^{-4}} \quad \lambda_i = 11.56$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \Psi_{6st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.22}{4 \times 19.21 \times 10^{-4} \times 348 + 2.22} \quad \mu = 0.206$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 5.27 \times 10^{-4}}{1 + 11.56 \times 0.21} \quad I_{fi} = 1.71 \times 10^{-4}$$

$$\frac{I}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \cdot I_{fi}} = \frac{5.77 \times 10^{-3}}{33000 \times 1.71 \times 10^{-4}} \quad \frac{I}{\gamma} = 10.21 \times 10^{-4}$$

$$f = \frac{3.60^2}{10} \times 10.21 \times 10^{-4} \quad f = 1.32 \text{ mm}$$

$f = 0.13 \text{ cm} < f_{adm} = 0.86 \text{ cm} \dots \dots$ Condition vérifiée.

IV.2.1.e. Ferrailage de la dalle de compression :

Suivant le règlement CBA la dalle de compression a une épaisseur de 5 cm armée par treillis soudés de diamètre \emptyset 6mm dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 & : A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50 & : A_2 = \frac{200}{f_e} \\ A_2 = \frac{A_1}{2} \end{cases} \quad [4]$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65 \text{ cm}$) ;

$f_e = 500 \text{ Mpa}$: quadrillage de T.S.TIE 500

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles. ;

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$$\text{On a : } L_1 = 65 \text{ cm } \begin{cases} A_1 = 4 \cdot \frac{65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{donc on prend } 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_2 = \frac{1.11}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{donc on prend } 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Donc, pour la dalle de compression, on adopte un treillis soudé de diamètre \emptyset 5, dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens (TS :200x200x \emptyset 5)



Figure IV- 22 : Disposition d'armatures de la dalle de compression

IV.2.1.f. Tableau récapitulatif :

Tableau IV- 4 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles

Planchers Niveau	Mtr (kn m)	Map (kn m)	T (kn m)	Al (cm ²)		Chois		At		Esp (cm)		Schémas	
				Travée	Appui	Travée	Appui	Calculé	Choisi	Z.N	Z.C	Travée	Appui
Commerces et services	15.72	11.89	18.71	2.45	2.01	3T12	1T12+ 1T12	0.6	2 ø 6	10	15		
Étages à usage d'habitation	14.59	10.27	16.17	2.27	1.67	3T12	1T12+ 1T12	0.6	2 ø 6	10	15		
Terrasse accessible	15.42	12.34	19.41	2.40	2.04	3T12	1T12+ 1T12	0.6	2 ø 6	10	15		
Terrasse inaccessible	7.95	6.74	13.72	2.36	1.57	3T10	1T10+ 1T12	0.6	2 ø 6	10	15		

IV.2.2. Etudes de l'acrotère :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de 1,00 m de largeur soumise à :

- Son poids propre ;
- Charge horizontale dite « la main courante », cette dernière est estimée à 1 kn/ml.
- Surcharge due au séisme.

Dans notre structure il existe deux types d'acrotère :

- 1- Acrotère de terrasse accessible avec un hauteur de 1 m.
- 2- Acrotère de terrasse inaccessible avec un hauteur de 0.6 m

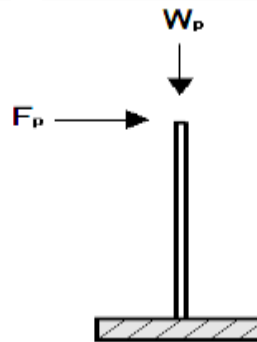


Figure IV- 23 : Charge appliquée à l'acrotère [9]

II.2.8.a. Évaluation de la force horizontale et calcul des sollicitations :

1.1. Acrotère type 1 :

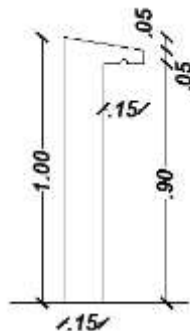


Figure IV- 24 : Dimension de l'acrotère type 1 (Terrasse accessible)

- Charges permanentes : $G=4.37$ kn/ml
- Surcharge d'exploitation : $Q=1.50$ kn/ml

i- Calcul de la force horizontale :

On détermine la force F_p d'après RPA 99 révisée en 2003 agissant sur les éléments non structuraux (article 6.2.3): $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

Avec :

- F_p : Force horizontale.
- A : Coefficient d'accélération de zone ($A=0.15$).
- C_p : Facteur de forces horizontal. ($C_p=0.8$)
- W_p : Poids de l'élément. ($W_p=G+Q=5.87$ kn m)

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 5.87 \quad F_p=2.82 \text{ kn}$$

ii- Calcul des sollicitations :

➤ **A E.L.U :**

Effort normal : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 4.37 + 1.5 \times 1.5$ Nu=8.15 kn
 Moment fléchissant : $M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot h = 1.5 \times 2.82 \times 1.00$ Mu=4.23 kn m

➤ **A E.L.S :**

Effort normal : $N_s = W_p$ Ns=5.87 kn
 Moment fléchissant : $M_s = F_p \cdot h = 2.82 \times 1.00$ Ms=2.82 kn m

1.2. Acrotère type 2 :

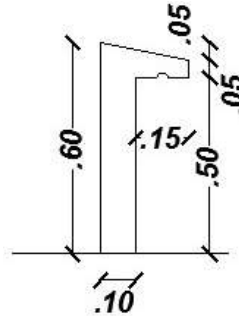


Figure IV- 25 : Dimension de l'acrotère type 2 (Terrasse inaccessible)

- Charges permanentes : $G=1.83$ kn/ml
- Surcharge d'exploitation : $Q=1.00$ kn/ml

i- Calcul de la force horizontale :

On détermine la force FP d'après RPA 99 révisée en 2003 agissant sur les éléments non structuraux (article 6.2.3): $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$
 Avec :

- F_p : Force horizontale.
- A : Coefficient d'accélération de zone ($A=0.15$).
- C_p : Facteur de forces horizontal. ($C_p=0.8$)
- W_p : Poids de l'élément. ($W_p=G+Q=2.83$ kn m)

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.83$ Fp=1.358 kn

ii- Calcul des sollicitations :

➤ **A E.L.U :**

Effort normal : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 1.83 + 1.5 \times 1.0$ Nu=3.971 kn
 Moment fléchissant : $M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot h = 1.5 \times 1.358 \times 0.60$ Mu=1.223 kn m

➤ **A E.L.S :**

Effort normal : $N_s = W_p$ Ns=2.83 kn
 Moment fléchissant : $M_s = F_p \cdot h = 1.358 \times 0.60$ Ms=0.815 kn m

IV.2.1.b. Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section. D'après CBA article A.4.3.5 : $e=e_1+e_2$ avec : e_1 : excentricité du 1er ordre
 e_2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

1.1. Acrotère type 1 (Terrasse accessible) :

i- A E.L.U :

➤ **L'excentricité du 1er ordre :**

$e_1 = \frac{Mu}{Nu} + e_a$ Avec : e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après exécution. [6]

Donc : $e_a = \max\left(\frac{L}{250}; 2 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{250}; 2 \text{ cm}\right)$ ce qui donne : $e_a = 2 \text{ cm}$

Par suite : $e_1 = \frac{4.226}{8.15} + 0.02$ $e_1 = 0.539 \text{ m}$

➤ **Elancement géométrique :**

l_f : la longueur de flambement : $l_f = 2 \times l_0$ $l_f = 2 \times 1.00 = 2.00 \text{ m}$

$\frac{l_f}{h} = \frac{2.00}{0.15} = 13.33 < \max\left(15, \frac{20 \times e_1}{h}\right)$ $\left[\frac{l_f}{h} = 13.33\right] < \left[\max\left(15, \frac{20 \times 0.539}{0.15}\right) = 71.81\right]$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

➤ **Excentricité du 2ème ordre e_2 :**

$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} [2 + (\alpha \times \theta)]$ Avec : $\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{Wp}{Wp + Fp}$ $\alpha = \frac{5.87}{5.87 + 2.82} = 0.676$

$\theta = 2$ (Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée)

Alors : $e_2 = \frac{3 \times 2^2}{10^4 \times 0.15} [2 + (0.676 \times 2)]$ $e_2 = 0.027 \text{ m}$

En dernier : $e = e_1 + e_2 = 0.539 + 0.027$ $e = 0.565 \text{ m}$

➤ **Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée :**

$N_u = 8.15 \text{ kn}$

$M_u = N_u \cdot e = 8.15 \times 0.565$ $M_u = 4.608 \text{ kn m}$

➤ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :**

On a : $d = 0.9 h$ et $h = 15 \text{ cm}$ donc : $d = 13.5 \text{ cm}$

(d : la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures)

$e_a = e - \left(d - \frac{h}{2}\right)$ $e_a = 0.565 - \left(0.135 - \frac{0.15}{2}\right)$ $e_a = 0.505 \text{ m}$

(e_a : distance entre les armatures inférieures et le centre de pression.)

$M_{ua} = N_u \times e_a = 8.15 \times 0.505$ $M_{ua} = 0.867 \text{ kn m}$

$T_u \text{ max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 2.818$ $T_u \text{ max} = 4.226 \text{ kn}$

ii- A E.L.S :

➤ **L'excentricité du 1er ordre :**

$e_1 = \frac{M_s}{N_s} + e_a$ Avec : $e_a = 2 \text{ cm}$ $e_1 = \frac{2.818}{5.87} + 0.02$ $e_1 = 0.500 \text{ m}$

➤ **Elancement géométrique :**

l_f : la longueur de flambement : $l_f = 2 \times l_0$ $l_f = 2.00 \text{ m}$

$\frac{l_f}{h} = \frac{2.00}{0.15} = 13.33 < \max\left(15, \frac{20 \times e_1}{h}\right)$ $\left[\frac{l_f}{h} = 13.33\right] < \left[\max\left(15, \frac{20 \times 0.500}{0.15}\right) = 66.67\right]$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

➤ **Excentricité du 2ème ordre e_2 :**

$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} [2 + (\alpha \times \theta)]$ Avec : $\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{Wp}{Wp + Fp}$ $\alpha = 0.676$

$\theta = 2$ (Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée)

Alors : $e_2 = 0.027$ m

En dernier : $e = e_1 + e_2 = 0.500 + 0.027$ $e = 0.527$ m

➤ **Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée :**

$N_s = 5.87$ kn

$M_s = N_u \cdot e = 5.87 \times 0.527$ $M_u = 3.092$ kn m

➤ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :**

On a : $d = 13$ cm $e_a = e - (d - \frac{h}{2})$ $e_a = 0.527 - (0.135 - \frac{0.15}{2})$ $e_a = 0.467$ m

(e_a : distance entre les armatures inférieures et le centre de pression.)

$M_{sa} = N_s \times e_a = 5.87 \times 0.467$ $M_{sa} = 2.740$ kn m

$Tu_{max} = F_p = 2.818$ $Tu_{max} = 2.818$ kn

1.2. Acrotère type 2 (Terrasse inaccessible):

i- A E.L.U :

➤ **L'excentricité du 1er ordre :**

$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$ Avec : e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après exécution.

Donc : $e_a = \max(\frac{L}{250} ; 2 \text{ cm}) = \max(\frac{60}{250} ; 2 \text{ cm})$ ce qui donne : $e_a = 2$ cm

Par suite : $e_1 = \frac{1.223}{3.971} + 0.02$ $e_1 = 0.328$ m

➤ **Elancement géométrique :**

l_f : la longueur de flambement : $l_f = 2 \times l_0$ $l_f = 2 \times 0.60 = 1.20$ m

$\frac{l_f}{h} = \frac{1.20}{0.1} = 12 < \max(15, \frac{20 \times e_1}{h})$ $[\frac{l_f}{h} = 12] < [\max(15, \frac{20 \times 0.328}{0.1}) = 65.58]$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

➤ **Excentricité du 2ème ordre e_2 :**

$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} [2 + (\alpha \times \theta)]$ Avec : $\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{W_p}{W_p + F_p}$ $\alpha = \frac{2.83}{2.83 + 1.358} = 0.676$

$\theta = 2$ (Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée)

Alors : $e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} [2 + (0.676 \times 2)]$ $e_2 = 0.014$ m

En dernier : $e = e_1 + e_2 = 0.328 + 0.014$ $e = 0.342$ m

➤ **Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée :**

$N_u = 3.971$ kn

$M_u = N_u \cdot e = 3.971 \times 0.342$ $M_u = 1.359$ kn m

➤ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :**

On a : $d = 0.9 h$ et $h = 10$ cm donc : $d = 9$ cm

(d : la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures)

$e_a = e - (d - \frac{h}{2})$ $e_a = 0.342 - (0.09 - \frac{0.10}{2})$ $e_a = 0.302$ m

(e_a : distance entre les armatures inférieures et le centre de pression.)

$M_{ua} = N_u \times e_a = 3.971 \times 0.302$ $M_{ua} = 1.201$ kn m

$Tu_{max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 1.358$ $Tu_{max} = 2.038$ kn

ii- A E.L.S :

➤ L'excentricité du 1er ordre :

$$e_1 = \frac{M_s}{N_s} + e_a \quad \text{Avec : } e_a = 2\text{cm} \quad e_1 = \frac{0.815}{2.83} + 0.02 \quad e_1 = 0.308 \text{ m}$$

➤ Elancement géométrique :

$$l_f : \text{la longueur de flambement : } l_f = 2 \times 0.6 \quad l_f = 1.20 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{1.20}{0.10} = 12 < \max(15, \frac{20 \times e_1}{h}) \quad [\frac{l_f}{h} = 12] < [\max(15, \frac{20 \times 0.308}{0.10}) = 61.60]$$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

➤ Excentricité du 2ème ordre e2 :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \cdot h} [2 + (\alpha \times \theta)] \quad \text{Avec : } \alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{W_p}{W_p + F_p} \quad \alpha = 0.676$$

$\theta = 2$ (Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée)

Alors : $e_2 = 0.014 \text{ m}$

$$\text{En dernier : } e = e_1 + e_2 = 0.308 + 0.014 \quad e = 0.322 \text{ m}$$

➤ Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$N_s = 2.83 \text{ kn}$$

$$M_s = N_u \cdot e = 2.83 \times 0.322$$

$$M_u = 0.913 \text{ kn m}$$

➤ Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\text{On a : } d = 9 \quad e_a = e - (d - \frac{h}{2}) \quad e_a = 0.322 - (0.09 - \frac{0.10}{2}) \quad e_a = 0.282 \text{ m}$$

(e_a : distance entre les armatures inférieures et le centre de pression.)

$$M_{sa} = N_s \times e_a = 2.83 \times 0.282$$

$$M_{sa} = 0.799 \text{ kn m}$$

$$T_u \text{ max} = F_p = 1.358$$

$$T_u \text{ max} = 1.358 \text{ kn}$$

IV.2.1.c. Calcul de ferrailage à ELU :

1.1. Acrotère type 1 (Terrasse accessible):

$$\text{Moment réduit agissant : } \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4.119 \cdot 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 15.3} = 0.015 < 0.186 \quad \text{Pivot A}$$

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire ($A_u' = 0$)

$$\text{Section à simple armature : } A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_u}{Z} - N_u \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.015)} \right) = 0.019 ;$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{et } Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135 \times (1 - 0.4(0.019))$$

$$Z = 0.134 \text{ m}$$

$$\text{Par suite : } A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_u}{Z} - N_u \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{4.119}{0.134} \times 10^{-3} - 8.15 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_{st} = 0.64 \text{ cm}^2 \quad \text{en choisi : } 5T8 / \text{ml} \quad A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec espacement} = 20 \text{ cm}$$

i- Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \frac{2.22}{400} \times 1 \times 0.135 \quad A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2 \geq 1.72 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

ii- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 5T8 \quad A_r = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec espacement } esp = 20 \text{ cm}$$

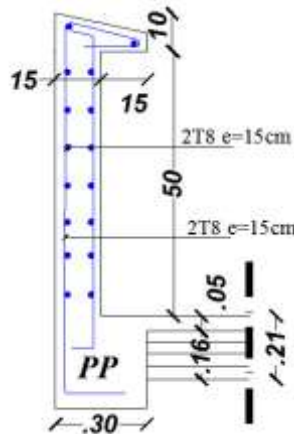


Figure IV- 26 : Ferrailage de l'acrotère type1 (Terrasse accessible)

1.2. Acrotère type 2 (Terrasse inaccessible):

$$\text{Moment réduit agissant : } \mu = \frac{Mu}{b.d^2 .\sigma_{bc}} = \frac{1.201 \cdot 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 15,3} = 0,010 < 0,186 \text{ Pivot A}$$

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire ($A_u' = 0$)

$$\text{Section à simple armature : } A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{Ma}{Z} - Nu \right)$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,010)} \right) = 0,012 ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{et } Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,09 \times (1 - 0,4(0,012)) \quad Z = 0,090 \text{ m}$$

$$\text{Par suite : } A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{Ma}{Z} - Nu \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{1,201}{0,09} \times 10^{-3} - 3,97 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_{st} = 0,27 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisi : } 5T8 / \text{ml} \quad A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec espacement} = 20 \text{ cm}$$

i- Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \frac{2,22}{400} \times 1 \times 0,09 \quad A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2 \geq 1,15 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

ii- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 5T8 \quad A_r = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec espacement} = 20 \text{ cm}$$

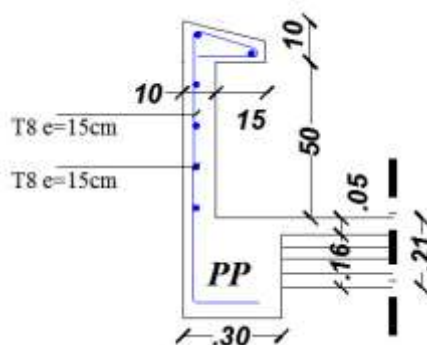


Figure IV- 27 : Ferrailage de l'acrotère type1 (Terrasse inaccessible)

IV.2.1.d. Vérification des contraintes à ELS :

Les éléments de notre projet sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

1.1. Acrotère type 1 (Terrasse accessible) :

$$b=1.00 \text{ m} ; M_s=2.74 \text{ kn m}$$

$$y=-D + \sqrt{D^2 + E} \quad \text{Avec : } D = \frac{15}{b} (A_u + A_u') = \frac{15}{100} (2.51+0)=0.377 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A_u' \cdot d') = \frac{30}{100} (2.51 \times 13.5 + 0) = 10.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } y = -0.377 + \sqrt{0.377^2 + 10.17} = 2.83 \text{ cm}$$

$$\text{Puis : } I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A_u (d - y_1)^2 + 15 A_u' (y_1 - d')^2$$

$$\text{Alors : } I = \frac{100}{3} 2.83^3 + 15 \cdot 2.51 (13.5 - 2.83)^2 + 0 = 5041.91 \text{ cm}^4$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{2.74 \times 10^2}{5041.91} 2.83 = 0.154 \text{ kn/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 1.54 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée .}$$

1.2. Acrotère type 2 (Terrasse accessible) :

$$b=1.00 \text{ m} ; M_s=0.799 \text{ kn m}$$

$$y=-D + \sqrt{D^2 + E} \quad \text{Avec : } D = \frac{15}{b} (A_u + A_u') = \frac{15}{100} (2.51+0)=0.377 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A_u' \cdot d') = \frac{30}{100} (2.51 \times 9 + 0) = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } y = -0.377 + \sqrt{0.377^2 + 6.78} = 2.25 \text{ cm}$$

$$\text{Puis : } I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A_u (d - y_1)^2 + 15 A_u' (y_1 - d')^2$$

$$\text{Alors : } I = \frac{100}{3} 2.25^3 + 15 \cdot 2.51 (9 - 2.25)^2 + 0 = 2095.12 \text{ cm}^4$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{0.799 \times 10^2}{2095.12} 2.25 = 0.086 \text{ kn/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0.86 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée .}$$

IV.2.1.e. Contrainte de cisaillement :

1.1. Acrotère type 1 (Terrasse accessible) :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min (0.13 \times f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) \quad \text{Avec : } V_{\max} = 4.226 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{1.476 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.03 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = \min (0.13 \times 27, 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.03 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.51 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

1.2. Acrotère type 1 (Terrasse accessible) :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min (0.13 \times f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) \quad \text{Avec : } V_{\max} = 2.038 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{2.038 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.02 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = \min (0.13 \times 27, 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.51 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

1.3 Vérification des contraintes à ELS :

Un calcul à l'ELS est fait si la condition suivante n'est pas vérifiée : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} - \frac{fc28}{100}$

Tableau IV- 6 : Vérification des contraintes à ELS

	comb	Mx	My	b (m)	h (m)	fc28 (Mpa)	α	Yx	Yy	$\frac{\gamma-1}{2} - \frac{fc28}{100}$		Obs
										xx	yy	
Appuis	C2	-28.84	-46.03	1.00	0.15	27	0.11	1.38	1.38	0.46	0.46	Condition vérifiée
Travée	C2	7.50	-0.55	1.00	0.15	27	0.02	1.39	1.26	0.46	0.40	Condition vérifiée
Appuis	C2	-26.71	-48.97	1.00	0.20	27	0.1	1.38	1.38	0.46	0.46	Condition vérifiée
Travée	C2	1.45	14.77	1.00	0.20	27	0.01	1.37	1.38	0.46	0.46	Condition vérifiée

La condition $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} - \frac{fc28}{100}$ est vérifiée donc la verification dans le béton pas nécessaire. [5]

1.4 Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le CBA93 (Article 5.1.1), La contrainte tangentielle τ_u doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \cdot f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) \quad \text{Avec : } V_{max} = 68.9 \text{ kn ; } M_a = 41.62 \text{ kn m}$$

$$\tau_u = \frac{68.9 \cdot 10^{-3}}{1.00 \cdot 0.135} = 0.51 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \cdot 27, 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.51 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.51 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On doit aussi vérifier dans la zone d'appui :

Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la condition suivante :

$$T_u - \frac{M_a}{0.9 \cdot d} \leq 0 \quad \text{Si non on doit vérifier : } A_s T \geq \frac{(T_u + \frac{M_a}{0.9}) \gamma_s}{f_e}$$

$$68.9 - \frac{41.62}{0.9 \cdot 0.135} = -239.40 < 0 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

1.5 L'ancrage des armatures :

$$L_z = L_s - \alpha \quad L_1 - \beta \quad r$$

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} ; \quad \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ acier H.A et } f_{t28} = 2.22 \text{ Mpa ; } L_1 = 6 \emptyset ; r = 5.5 \emptyset$$

Avec un crochet de 120° : $\alpha = 2.31$ et $\beta = 3.28$

Tableau IV- 7 : Tableau récapitulatif de l'ancrage des armatures

\emptyset (mm)	$\bar{\tau}_s$ (Mpa)	L_s (cm)	L_1 (cm)	r (cm)	L_z (cm)
12	3.00	40.04	7.2	6.6	18.39

On prend une longueur d'encrage = 20cm

1.6 Vérification de la flèche :

Tableau IV- 8 : Calcul de la flèche

	b (cm)	h (cm)	L (cm)	Mf (kn m)	Asc (cm ²) appui	Ast (cm ²) Travée	Flèche calculée (mm)	Flèche admi (mm)	Observations
DP 15	100	15	323	16.84	7.91	7.91	3.16	6.46	Condition vérifiée

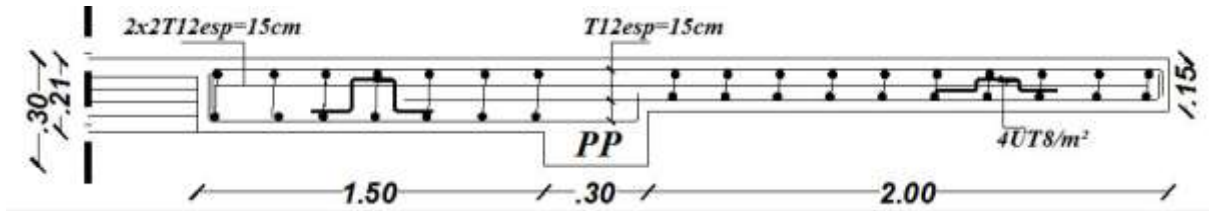


Figure IV- 28 : Ferrailage de dalle pleine eps=15 cm

V.2.3.c. Dalles pleines (eps =21 cm) :

1.1 Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1ml. Avec :
 $f_{c28}=27$ Mpa ; $f_{t28}=2,22$ Mpa ; $f_{bc}=15.30$ Mpa ; $b=100$ cm ; $h=21$ cm ; $d=18.9$ cm ; $f_e=400$ Mpa et les efforts sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV- 9 : Efforts internes maximums et calcul ferrailage des dalles pleines eps= 21 cm

	Comb	Mxx (kn m)	Myy (kn m)	Vxx (kn)	Vyy (kn)	b (m)	h (m)	μ	α	A cm ²	Al choisi	
Appui	ELU T°	-45.58	-7.62	33.31	-4.31	1.00	0.21	0.083	0.109	7.56	2 nappes 7T12/ml	2x 7.91
Travée		13.14	20.56	31.87	9.59	1.00	0.21	0.024	0.030	3.30		
Appui		-8.44	-43.20	2.46	21.91	1.00	0.21	0.015	0.019	6.91		
Travée		-27.99	31.40	23.50	21.91	1.00	0.21	0.051	0.066	5.12		
Travée	ELA	9.45	14.81	22.91	6.91	1.00	0.21	0.017	0.022	1.82		
Appui		-32.77	-5.52	23.96	-3.13	1.00	0.21	0.060	0.077	4.12		
Appui		-6.13	-31.37	1.79	15.91	1.00	0.21	0.011	0.014	3.84		
Travée		-20.29	22.80	17.05	15.91	1.00	0.21	0.037	0.047	2.83		

i- Calcul de l'espacement :

Pour une charge répartie : $esp \leq \min(3 h ; 33 \text{ cm})$ $esp \leq \min(3 \times 21 ; 33 \text{ cm})$

Pour une charge concentrée : $esp \leq \min(2 h ; 22 \text{ cm})$ $esp \leq \min(2 \times 21 ; 22 \text{ cm})$

Soit un $esp=15$ cm

1.2 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d \quad \text{avec : } A_{st}=7.91\text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq 0,23 \frac{2,22}{400} \times 1 \times 0.189 \quad 7.91 \text{ cm}^2 \geq 2.41 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

1.3 Vérification des contraintes à ELS :

Un calcul à l'ELS est fait si la condition suivante n'est pas vérifiée : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} - \frac{f_{c28}}{100}$

Tableau IV- 10 : Vérification des contraintes à ELS

	comb	Mx	My	b (m)	h (m)	fc28 (Mpa)	α	γ_x	γ_y	$\frac{\gamma-1}{2} - \frac{f_{c28}}{100}$		Obs
										xx	yy	
Appui	C2	-32.77	-5.52	1.00	0.21	27	0.11	1.39	1.38	0.47	0.46	Condition vérifiée
Travée	C2	9.45	14.81	1.00	0.21	27	0.03	1.39	1.39	0.47	0.46	Condition vérifiée
Appui	C2	-6.13	-31.37	1.00	0.21	27	0.02	1.38	1.38	0.46	0.46	Condition vérifiée
Travée	C2	-20.29	22.80	1.00	0.21	27	0.07	1.38	1.38	0.46	0.46	Condition vérifiée

La condition $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} - \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée donc la vérification dans le béton pas nécessaire.

1.4 Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le CBA93 (Article 5.1.1), La contrainte tangentielle τ_u doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) \quad \text{Avec : } V_{\max} = 33.10 \text{ kn} ; Ma = 45.58 \text{ kn m}$$

$$\tau_u = \frac{33.10 \cdot 10^{-3}}{1.00 \times 0.189} = 0.31 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times 27, 5 \text{ Mpa})$$

$\tau_u = 0.18 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.51 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

On doit aussi vérifier dans la zone d'appui :

Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la condition suivante :

$$Tu - \frac{Ma}{0.9d} \leq 0 \quad \text{Si non on doit vérifier : } AsT \geq \frac{(Tu + \frac{Mu}{0.9}) \gamma_s}{f_e}$$

$$33.10 - \frac{45.58}{0.9 \times 0.135} = -207.85 < 0 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

1.5 L'ancrage des armatures :

$$L_z = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_s} ; \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ acier H.A et } f_{t28} = 2.22 \text{ Mpa} ; L_1 = 6 \phi ; r = 5.5 \phi$$

Avec un crochet de 120° : $\alpha = 2.31$ et $\beta = 3.28$

Tableau IV- 11 : Tableau récapitulatif de l'ancrage des armatures

ϕ (mm)	$\bar{\tau}_s$ (Mpa)	L_s (cm)	L_1 (cm)	r (cm)	L_z (cm)
12	3.00	40.04	7.2	6.6	18.39

On prend une longueur d'encrage = 20 cm

1.6 Vérification de la flèche :

Tableau IV- 12 : Calcul de la flèche

	b (cm)	h (cm)	L (cm)	Mf (kn m)	Asc (cm ²) appui	Ast (cm ²) Travée	Flèche calculée (mm)	Flèche admi (mm)	Observations
DP 21	100	21	660	22.80	7.91	7.91	5.72	11.60	Condition vérifiée

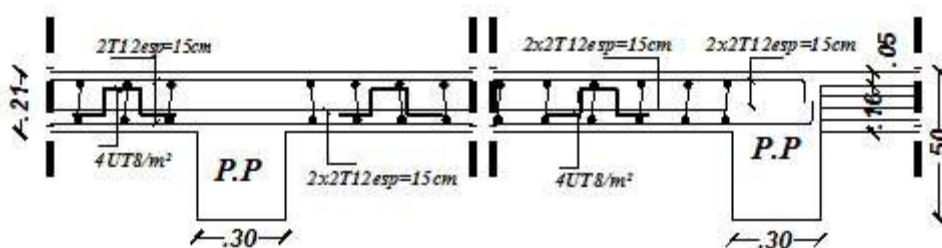


Figure IV- 29 : Ferrailage de dalle pleine eps=21 cm

1.4 Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le CBA93 (Article 5.1.1), La contrainte tangentielle τ_u doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \cdot f_{ct28} ; 5 \text{ Mpa}) \quad \text{Avec : } V_{\max} = 23.90 \text{ kn} ; M_a = 28.73 \text{ kn m}$$

$$\tau_u = \frac{23.90 \cdot 10^{-3}}{1.00 \cdot 0.225} = 0.11 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \cdot 27, 5 \text{ Mpa})$$

$\tau_u = 0.11 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.51 \text{ Mpa} \dots\dots$ Condition vérifiée

On doit aussi vérifier dans la zone d'appui :

Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la condition suivante :

$$T_u - \frac{M_a}{0.9 d} \leq 0 \quad \text{Si non on doit vérifier : } A_s T \geq \frac{(T_u + \frac{M_u}{0.9}) \gamma_s}{f_e}$$

$$23.90 - \frac{28.73}{0.9 \cdot 0.135} = -104.37 < 0 \dots\dots$$
Condition vérifiée

1.5 L'ancrage des armatures :

$$L_z = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_s} ; \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ acier H.A et } f_{t28} = 2.22 \text{ Mpa} ; L_1 = 6 \phi ; r = 5.5 \phi$$

Avec un crochet de 120° : $\alpha = 2.31$ et $\beta = 3.28$

Tableau IV- 15 : Tableau récapitulatif de l'ancrage des armatures

Ø (mm)	$\bar{\tau}_s$ (Mpa)	L_s (cm)	L_1 (cm)	r (cm)	L_z (cm)
12	3.00	40.04	7.2	6.6	18.39

On prend une longueur d'encrage =20 cm.

1.6 Vérification de la flèche :

Tableau IV- 16 : Calcul de la flèche

	b (cm)	h (cm)	L (cm)	Mf (kn m)	Asc (cm ²) appui	Ast (cm ²) Travée	Flèche calculée (mm)	Flèche admi (mm)	Observations
DP 25	100	25	660	7.81	7.91	7.91	0.03	11.60	Condition vérifiée

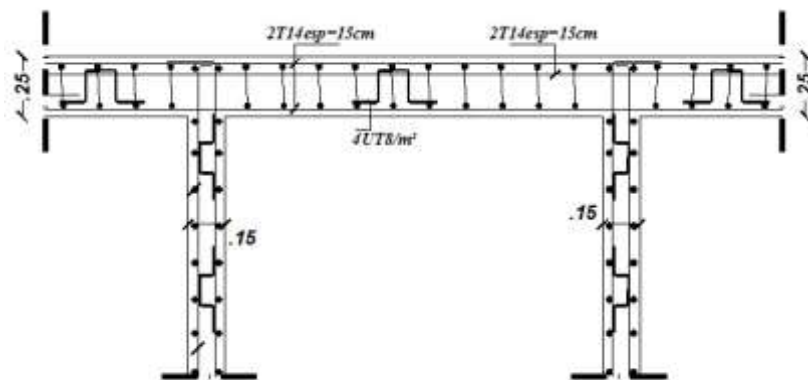


Figure IV- 30 : Ferrailage de dalle pleine eps=25 cm

iii-Calcul de l'espacement :

Pour une charge répartie : $esp \leq \min(3h ; 33\text{ cm})$ $esp \leq \min(3 \times 15 ; 33\text{ cm})$

Pour une charge concentrée : $esp \leq \min(2h ; 22\text{ cm})$ $esp \leq \min(2 \times 15 ; 22\text{ cm})$

Soit un $esp=15\text{cm}$.

iv-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d \quad \text{avec : } A_{st}=7.91\text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times \frac{2.22}{400} \times 1 \times 0.135 \quad 7.91\text{ cm}^2 \geq 1.72\text{ cm}^2 \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

v- Vérification des contraintes à ELS :

Un calcul à l'ELS est fait si la condition suivante n'est pas vérifiée : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} - \frac{f_{c28}}{100}$

Tableau IV- 18 : Vérification des contraintes à ELS

	comb	Mx	My	b (m)	h (m)	fc28 (Mpa)	α	γ_x	γ_y	$\frac{\gamma-1}{2} - \frac{f_{c28}}{100}$		Obs
										xx	yy	
										Appuis	C2	
Travée	C2	8.11	2.55	1.00	0.15	27	0.05	1.39	1.38	0.46	0.46	Condition vérifiée
Appuis	C2	-0.49	-4.03	1.00	0.15	27	0.00	1.37	1.38	0.45	0.46	Condition vérifiée
Travée	C2	8.11	2.55	1.00	0.15	27	0.05	1.39	1.38	0.46	0.46	Condition vérifiée

La condition $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} - \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée donc la verification dans le béton pas nécessaire.

vi-Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le CBA93 (Article 5.1.1), La contrainte tangentielle τ_u doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28} ; 5\text{ Mpa}) \quad \text{Avec : } V_{max} = 9.16\text{ kn} ; Ma=10.85\text{ kn m}$$

$$\tau_u = \frac{9.16 \cdot 10^{-3}}{1.00 \cdot 0.135} = 0.068\text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times 27 ; 5\text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.068\text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.51\text{ Mpa} \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

On doit aussi vérifier dans la zone d'appui :

Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la condition suivante :

$$T_u - \frac{M_a}{0.9d} \leq 0 \quad \text{Si non on doit vérifier : } A_{st} \geq \frac{(T_u + \frac{M_u}{0.9}) \gamma_s}{f_e}$$

$$9.16 - \frac{10.85}{0.9 \times 0.135} = -80.14 < 0 \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

1.2 Pallier de repos :

i- Calcul de ferrailage à ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1ml. Avec :
 $f_{c28}=27$ Mpa ; $f_{t28}=2,22$ Mpa ; $f_{bc}=15.30$ Mpa ; $b=100$ cm ; $h=15$ cm ; $d=13.5$ cm ; $f_e=400$ Mpa et les efforts sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV- 19 : Efforts internes maximums et calcul ferrailage de Pallier de repos eps= 15 cm

	Comb	Mxx (kn m)	Myy (kn m)	Vxx (kn)	Vyy (kn)	b (m)	h (m)	μ	α	A cm ²	Al choisi	
Appui	ELU T°	-3.56	0.34	11.61	-6.42	1.00	0.15	0.013	0.016	1.11	2 nappes 7T12/ml	2x 7.91
Travée		6.74	-0.06	11.61	-7.03	1.00	0.15	0.024	0.031	2.55		
Appui		-3.52	-4.93	-35.68	4.64	1.00	0.15	0.013	0.016	1.24		
Travée		6.30	11.90	-35.68	-8.11	1.00	0.15	0.023	0.029	2.55		
Travée	ELA	-21.54	-1.06	-95.22	-12.33	1.00	0.15	0.077	0.101	0.68		
Appui		31.14	14.75	46.66	2.62	1.00	0.15	0.112	0.148	1.80		
Appui		-4.49	-4.29	-58.74	2.07	1.00	0.15	0.016	0.020	1.29		
Travée		31.14	14.75	46.66	2.62	1.00	0.15	0.053	0.068	1.19		

ii- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.91}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 7T10 \quad A_r = 5.50 \text{ cm}^2 \text{ avec espacement } esp = 15 \text{ cm}$$

iii- Calcul de l'espacement :

Pour une charge répartie : $esp \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$ $esp \leq \min(3 \times 15 ; 33 \text{ cm})$

Pour une charge concentrée : $esp \leq \min(2h ; 22\text{cm})$ $esp \leq \min(2 \times 15 ; 22 \text{ cm})$

Soit un $esp=15\text{cm}$

iv- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d \quad \text{avec : } A_{st}=7.91\text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq 0,23 \frac{2,22}{400} \times 1 \times 0.135 \quad 7.91 \text{ cm}^2 \geq 1.72 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

v- Vérification des contraintes à ELS :

Un calcul à l'ELS est fait si la condition suivante n'est pas vérifiée : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} - \frac{f_{c28}}{100}$

Tableau IV- 20 : Vérification des contraintes à ELS

	comb	Mx	My	b (m)	h (m)	fc28 (Mpa)	α	y _x	y _y	$\frac{\gamma-1}{2} - \frac{f_{c28}}{100}$		Obs
										xx	yy	
Appui	C2	-2.55	0.25	1.00	0.15	27	0.02	1.38	1.39	0.46	0.47	C.V
Travée	C2	4.87	-0.05	1.00	0.15	27	0.05	1.39	1.38	0.46	0.46	C.V
Appui	C2	-2.55	-3.57	1.00	0.15	27	0.00	1.37	1.38	0.45	0.46	C.V
Travée	C2	4.47	8.57	1.00	0.15	27	0.05	1.39	1.38	0.46	0.46	C.V

La condition $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} - \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée donc la vérification dans le béton pas nécessaire.

vi-Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le CBA93 (Article 5.1.1), La contrainte tangentielle τ_u doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) \quad \text{Avec : } V_{\max} = 154.39 \text{ kn ; } Ma = 13.74 \text{ kn m}$$

$$\tau_u = \frac{154.39 \cdot 10^{-3}}{1.00 \cdot 0.135} = 1.14 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times 27; 5 \text{ Mpa})$$

$\tau_u = 1.14 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.51 \text{ Mpa} \dots\dots$ Condition vérifiée

On doit aussi vérifier dans la zone d'appui :

Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la condition suivante :

$$Tu - \frac{Ma}{0.9d} \leq 0 \quad \text{Si non on doit vérifier : } Ast \geq \frac{(Tu + \frac{Mu}{0.9}) \gamma_s}{f_e}$$

$$154.39 - \frac{13.74}{0.9 \times 0.135} = 41.30 > 0 \dots\dots$$
Condition non vérifiée

On doit vérifier :

$$Ast \geq \frac{(Tu + \frac{Mu}{0.9}) \gamma_s}{f_e} \quad Ast = 9.71 \text{ cm}^2 > \frac{(154.39 + \frac{13.74}{0.9}) \cdot 1.15}{400} = 4.87 \text{ cm}^2 \dots\dots$$
Condition vérifiée

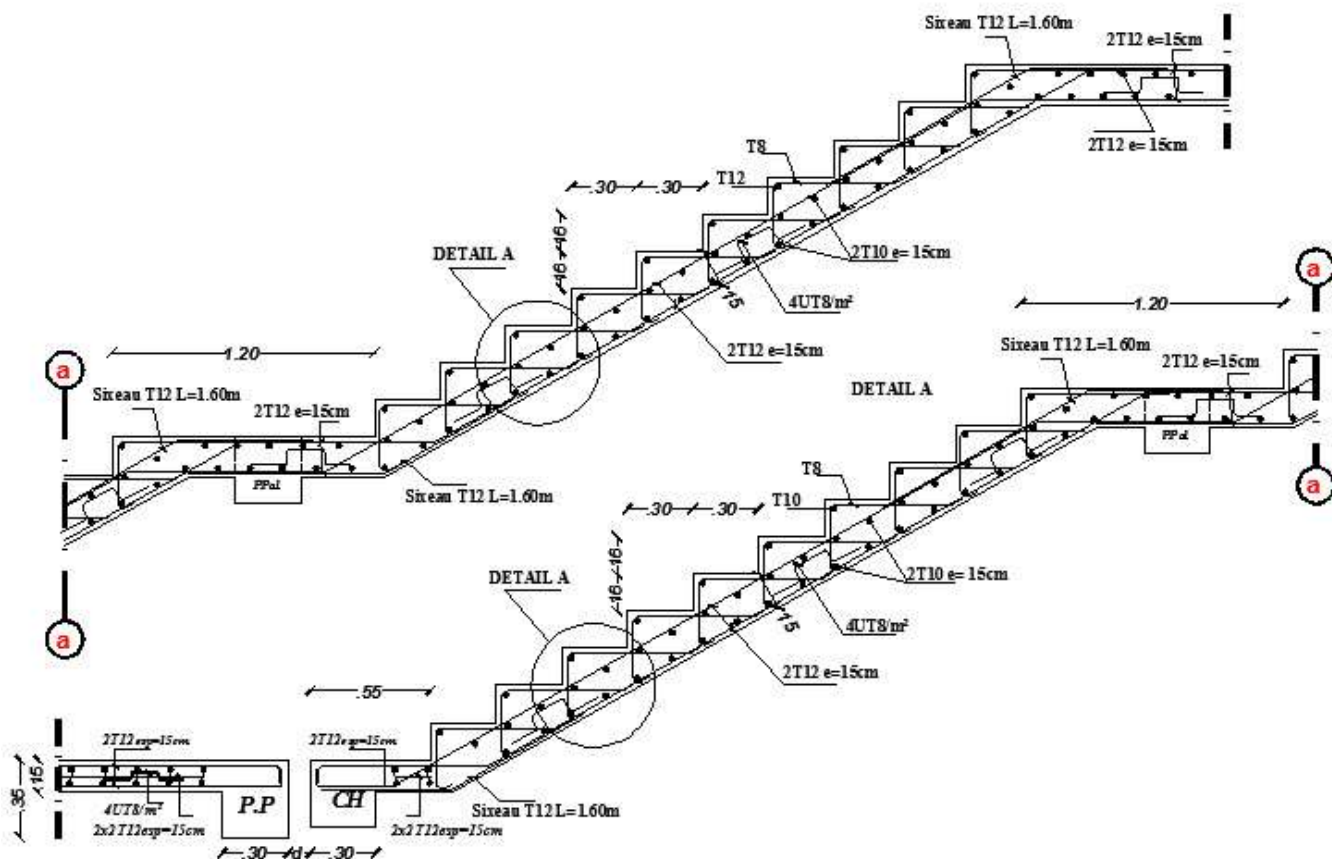


Figure IV- 32 : Coffrage et ferrailage de l'escalier type 1

IV.2.4.b. Escaliers type 2 et 3:

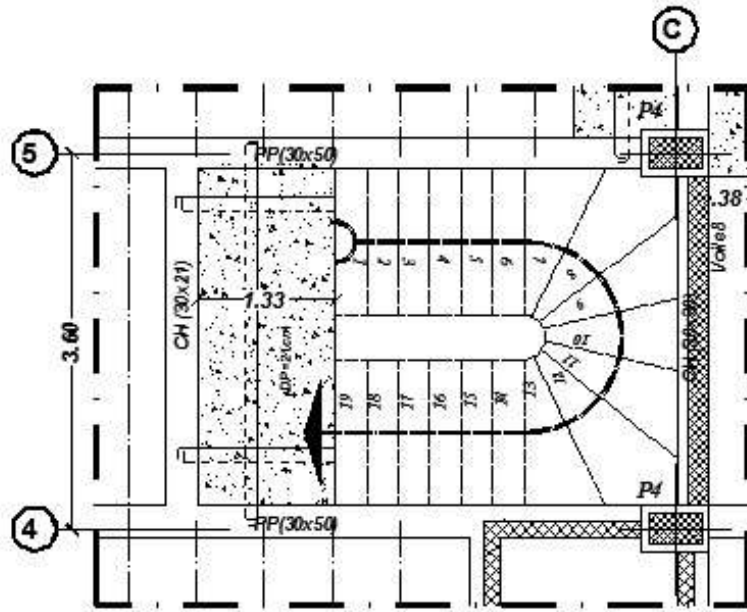


Figure IV- 33 : Vue en plan escalier type 2

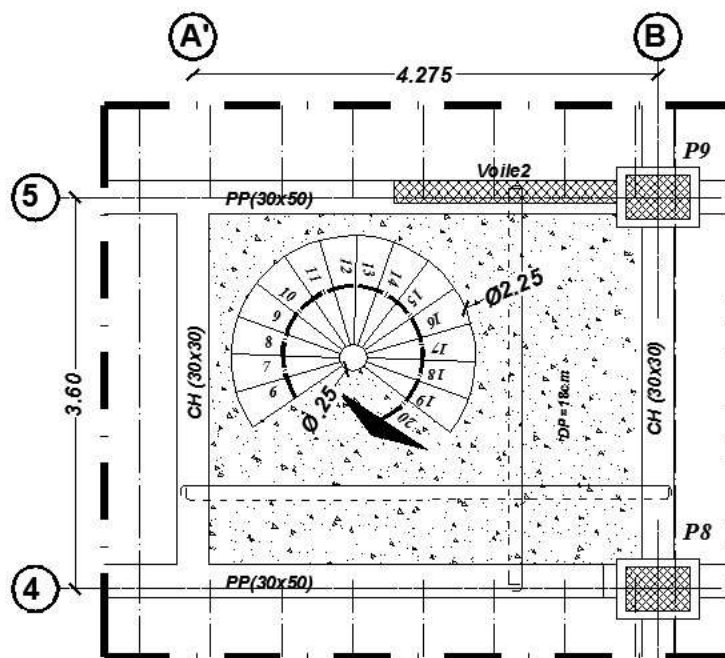


Figure IV- 34 : Vue en plan escalier type 3

NB :

- 1- Les efforts internes sont obtenus par ETABS
- 2- Vu que l'épaisseur de l'escalier type 1 et 2 sont identiques et Pour faciliter la tâche d'exécution, le ferrailage des escaliers doit être calculé pour le type le plus défavorable ce qui implique les moments et efforts tranchants maximums.

1.1 Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml. Avec :
 $f_{c28}=27$ Mpa ; $f_{t28}=2,22$ Mpa ; $f_{bc}=15.30$ Mpa ; $b=100$ cm ; $h=20$ cm ; $d=18$ cm ; $f_e=400$ Mpa et les efforts sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV- 21 : Efforts internes maximums et calcul ferrailage de la paillasse eps= 15cm

	Comb	Mxx (kn m)	Myy (kn m)	Vxx (kn)	Vyy (kn)	b (m)	h (m)	μ	α	A cm ²	Al choisi	
Appui	ELU	-39.75	-63.44	-15.72	103.77	1.00	0.2	0.080	0.105	11.04	2 nappes 8T14 /ml	2x 12.31
Travée		10.40	-0.69	-38.05	24.56	1.00	0.2	0.021	0.027	1.75		
Appui	T°	-36.80	-67.47	-17.35	106.54	1.00	0.2	0.074	0.097	11.70		
Travée		1.99	20.35	-4.34	70.15	1.00	0.2	0.004	0.005	3.40		
Travée	ELA	12.65	2.87	-13.77	20.84	1.00	0.2	0.026	0.032	1.64		
Appui		-48.81	-12.90	-31.11	-11.52	1.00	0.2	0.098	0.130	6.58		
Appui		-36.61	-68.28	-14.62	41.60	1.00	0.2	0.074	0.096	9.07		
Travée		4.04	27.38	6.59	23.21	1.00	0.2	0.008	0.010	3.51		

1.2 Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{12.31}{4} = 3.08 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 7T10 \quad A_r = 5.50 \text{ cm}^2 \text{ avec espacement } esp = 15 \text{ cm}$$

1.3 Calcul de l'espacement :

Pour une charge répartie : $esp \leq \min(3 h ; 33 \text{ cm})$ $esp \leq \min(3 \times 15 ; 33 \text{ cm})$

Pour une charge concentrée : $esp \leq \min(2 h ; 22 \text{ cm})$ $esp \leq \min(2 \times 15 ; 22 \text{ cm})$

Soit un $esp=15$ cm.

1.4 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d \quad \text{avec : } A_{st}=12.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times \frac{2,22}{400} \times 1 \times 0.18 \quad 12.31 \text{ cm}^2 \geq 2.30 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

1.5 Vérification des contraintes à ELS :

Un calcul à l'ELS est fait si la condition suivante n'est pas vérifiée : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} - \frac{f_{c28}}{100}$

Tableau IV- 22 : Vérification des contraintes à ELS

	comb	Mx	My	b (m)	h (m)	fc28 (Mpa)	α	γ_x	γ_y	$\frac{\gamma-1}{2} - \frac{f_{c28}}{100}$		Obs
										xx	yy	
										Appui	C2	
Travée	C2	7.50	-0.55	1.00	0.20	27	0.027	1.387	1.255	0.463	0.397	Condition vérifiée
Appui	C2	-26.71	-48.97	1.00	0.20	27	0.097	1.378	1.378	0.459	0.459	Condition vérifiée
Travée	C2	1.45	14.77	1.00	0.20	27	0.005	1.372	1.378	0.456	0.459	Condition vérifiée

La condition $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} - \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée donc la vérification dans le béton pas nécessaire.

1.6 Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le CBA93 (Article 5.1.1), La contrainte tangentielle τ_u doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) \quad \text{Avec : } V_{\max} = 117.4 \text{ kn} ; Ma = 10.57 \text{ kn m}$$

$$\tau_u = \frac{117.4 \cdot 10^{-3}}{1.00 \cdot 0.18} = 0.65 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times 27; 5 \text{ Mpa})$$

$\tau_u = 0.65 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.51 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

On doit aussi vérifier dans la zone d'appui :

Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la condition suivante :

$$Tu - \frac{Ma}{0.9d} \leq 0 \quad \text{Si non on doit vérifier : } Ast \geq \frac{(Tu + \frac{Mu}{0.9}) \gamma_s}{fe}$$

$$117.4 - \frac{10.57}{0.9 \times 0.18} = 52.15 > 0 \text{Condition non vérifiée}$$

On doit vérifier :

$$Ast \geq \frac{(Tu + \frac{Mu}{0.9}) \gamma_s}{fe} \quad Ast = 12.31 \text{ cm}^2 > \frac{(117.4 + \frac{10.57}{0.9}) \cdot 1.15}{400} = 3.71 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée}$$

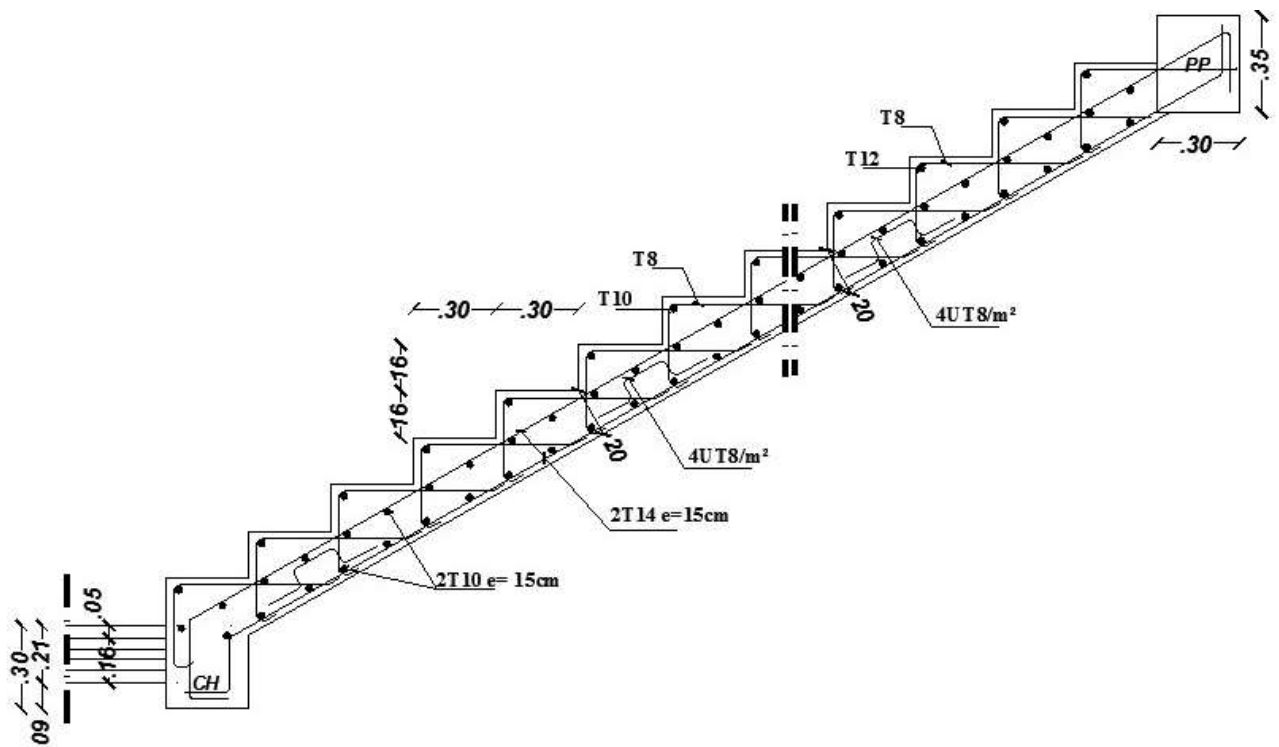


Figure IV- 35 : Coffrage et ferrailage de l'escalier type 2

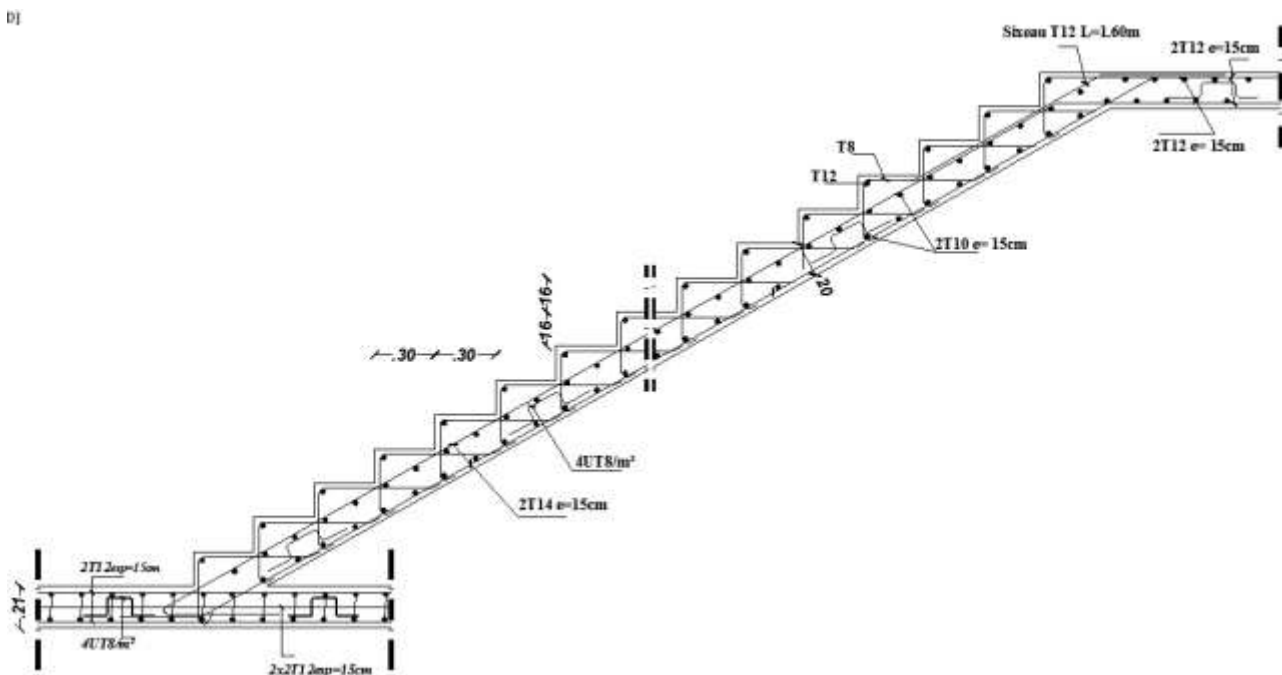


Figure IV- 36 : Coffrage et ferrailage de l’escalier type 3

1.3 Poutres palière (type console) :

Faisant partie de l'ossature elle reçoit des efforts et moments, et les transmet sur ses appuis.

Le ferrailage des poutres palière dépend du moment fléchissant exercée qui nécessite la mise en place des armatures longitudinales pour reprendre ces moments, comme il dépend aussi de l’effort tranchant occasionné afin de contrecarrer leur effet via des armatures transversales.

Les résultats sont résumés suivant les efforts maximums aux combinaisons d’action correspondant :

Tableau IV- 23 : Efforts internes maximums de la poutre palière

	ELU+T	ELS+T	ELA
Mf Travée (kn m)	1.33	0.96	1.01
Mf Appui (kn m)	20.60	14.87	17.79
V (kn)	18.84	/	/

i- Calcul de ferrailage principale:

b=30 cm ; h=30 cm ; d=27 cm ; fe=400 Mpa ; fc28=27 Mpa ; ft28=2,22 Mpa ; fbc=15.30 Mpa

➤ **En Travée :**

Mu = 1.33 kn m

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 \cdot fbc} = \frac{1.33 \cdot 10^{-3}}{0,3 \times (0,27)^2 \times 15,30} = 0,004 < 0,186 \dots \dots \dots \text{Pivot A}$$

Au' = 0 (Acier comprimé pas nécessaire).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,004)}) = 0,005$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 (0,005) = 0,998$$

La section de l'armature tractée est :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.33 \cdot 10^{-3}}{0,998 \times 0,27 \times 348} = 0.14 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte un } \mathbf{3T12} \quad A_u = \mathbf{3.39 \text{ cm}^2}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_u \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,22 \text{ Mpa}$$

$$A_u \geq 0,23 \frac{2.2}{400} 0,3 \times 0,27$$

$$A_u \geq 1.57 \text{ cm}^2 \quad A_u = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 1.03 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes à ELS**

$$M_t = 0.96 \text{ kn m} ; \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 16.2 \text{ Mpa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \text{Avec : } D = \frac{15}{b} (A_u + A_u') = \frac{15}{30} (3.39 + 0) = 1.70 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A_u' \cdot d') = \frac{30}{30} (3.39 \times 27 + 0) = 91.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } y = -1.70 + \sqrt{1.70^2 + 91.53} = 8.02 \text{ cm}$$

$$\text{Puis : } I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A_u (d - y_1)^2 + 15 A_u' (y_1 - d')^2$$

$$\text{Alors : } I = \frac{30}{3} 8.02^3 + 15 \times 3.39 \times (27 - 5.28)^2 + 0 = 23476.72 \text{ cm}^4$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{0.96 \cdot 10^2}{23476.72} 8.02 = 0.033 \text{ kn/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0.33 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 16.2 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Condition vérifiée .}$$

➤ **En appui :**

$$M_u = 20.60 \text{ kn m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20.60 \cdot 10^{-3}}{0,3 \times (0,27)^2 \times 15.30} = 0,062 < 0,186 \dots\dots \text{Pivot A}$$

$A_u' = 0$ (Acier comprimé pas nécessaire).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0.062)}) = 0,079$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 (0.079) = 0,968$$

La section de l'armature tractée est :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20.60 \cdot 10^{-3}}{0,968 \times 0,27 \times 348} = 2.26 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte un } \mathbf{3T12} \quad A_u = \mathbf{3.39 \text{ cm}^2}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_u \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,22 \text{ Mpa}$$

$$A_u \geq 0,23 \frac{2.2}{400} 0,3 \times 0,27$$

$$A_u \geq 1.57 \text{ cm}^2 \quad A_u = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 1.03 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes à ELS**

$$M_a = 14.87 \text{ kn m}$$

$$D = 1.70 \text{ cm} ; E = 91.53 \text{ cm}^2 ; y = 8.02 \text{ cm} ; I = 23476.72 \text{ cm}^4$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{14.87 \cdot 10^2}{23476.72} 8.02 = 0.508 \text{ kn/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 5.08 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Condition vérifiée .}$$

ii- Ferrailage transversal :

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le CBA93 (Article 5.1.1), La contrainte tangentielle τ_u doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) \quad \text{Avec : } V_{\max} = 18.84 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{18.84 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.27} = 1.83 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times 27, 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 1.83 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.51 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul du diamètre des armatures transversale :**

• Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\emptyset_l = 12 \text{ mm} ;$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_l\right) \quad \emptyset_t \leq \min\left(\frac{30}{35} ; \frac{30}{10} ; 10\right) \quad \emptyset_t \leq 0.6 \text{ cm}$$

On prend : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Calcul de l'espacement des armatures transversale :**

• Selon le RPA 99 version 2003 :

$$- S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_l\right) \quad \text{Zone nodale.}$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{30}{4} ; 12 \times 1.2\right) \quad S_t \leq \min(7.5 ; 14.4) \quad S_t = 7.5 \text{ cm en Z.N}$$

$$- S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Zone courante.}$$

$$S_t \leq \frac{30}{2} \quad S_t \leq 15 \text{ cm} \quad S_t = 15 \text{ cm en Z.C}$$

$$- A_{t1} = 0.003 S_t b A_{t1} = \max(0.003 \times 7.5 \times 30 ; 0.003 \times 15 \times 30) \quad A_{t1} = 1.35 \text{ cm}^2$$

• Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$- S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \quad S_t \leq \min(0.9 \times 27 ; 40 \text{ cm}) \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

$$- \frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} K}{0.8 f_e} \quad \text{Avec : } K=1 \text{ Pas de reprise de bétonnage.}$$

$$- A_t \geq \frac{b S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28} K)}{0.8 f_e} \quad A_t \geq \frac{0.30 \times 0.15 (1.83 - 0.3 \times 2.22 \times 1)}{0.8 \times 400} \quad A_{t2} \geq 1.64 \text{ cm}^2$$

$$- \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ Mpa}\right) \quad A_t \geq \frac{b S_t \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ Mpa}\right)}{f_e} \quad A_t \geq \frac{0.30 \times 0.15 \text{Max}\left(\frac{1.83}{2} ; 0.4 \text{ Mpa}\right)}{400}$$

$$A_{t3} \geq 0.09 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max(A_{t1} ; A_{t2} ; A_{t3}) \quad A_t \geq \max(1.35 ; 1.64 ; 0.09)$$

En choisi : $A_t = 2.02 \text{ cm}^2$ soit 4T8

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\frac{A_t f_e}{b_0 A_{st}} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.40 \text{ Mpa}\right)$$

• **En travée :** $\frac{2.02 \times 400}{0.30 \times 3.39} \geq \max\left(\frac{1.83}{2} ; 0.40 \text{ Mpa}\right)$
 $794.49 \text{ Mpa} \geq 0.40 \text{ Mpa} \quad \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

• **En appui :** $\frac{2.02 \times 400}{0.30 \times 3.39} \geq \max\left(\frac{1.83}{2} ; 0.40 \text{ Mpa}\right)$
 $794.49 \text{ Mpa} \geq 0.40 \text{ Mpa} \quad \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

iii- Vérification au glissement :

$V_u - \frac{M_u}{0.9 d} \leq 0$: Si la condition n'est pas vérifiée on doit procéder aux vérifications des armatures aux niveaux des appuis.

➤ **En appui de rive :**

$$V_u = 18.84 \text{ kn} ; M_u = 20.60 \text{ kn m}$$

$$18.84 - \frac{20.60}{0.9 \times 0.27} = -65.51 < 0 \quad \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc ce n'est pas nécessaire de vérifier des armatures aux niveaux des appuis.

iv- L'ancrage des armatures :

$$L_z = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_s} ; \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ acier H.A et } f_{t28} = 2.22 \text{ Mpa ; } L_1 = 6 \emptyset ; r = 5.5 \emptyset$$

Avec un crochet de 120° : $\alpha = 2.31$ et $\beta = 3.28$

Tableau IV- 24 : Tableau récapitulatif de l'ancrage des armatures

Ø (mm)	$\bar{\tau}_s$ (Mpa)	L_s (cm)	L_1 (cm)	R (cm)	L_z (cm)
12	2.00	60.06	7.20	6.60	21.78

On prend une longueur d'encrage = 25 cm

v- Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{adm} \quad \text{avec} \quad f = \frac{L^2}{10} \frac{I}{\gamma} ; f_{adm} = \frac{L}{250} \text{ cm ; } L = 1.50 \text{ m ; } M_{ser} = 0.96 \text{ kn m}$$

$$f_{adm} = \frac{150}{250} \text{ cm} \quad f_{adm} = 0.6 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0.30 \times 0.30^3}{12} + 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.30}{2} - 0.03 \right)^2 \quad I_0 = 7.48 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{tj}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \Psi} \quad \text{avec } \Psi = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3.39}{30 \times 27} \quad \Psi = 41.85 \times 10^{-4}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.22}{\left(2 + 3 \frac{12}{12} \right) \times 41.85} \times 10^4 \quad \lambda_i = 5.30 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \Psi 6st + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.22}{4 \times 41.85 \times 10^{-4} \times 348 + 2.22} \quad \mu = 0.517$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 7.48 \times 10^{-4}}{1 + 5.30 \times 0.517} \quad I_{fi} = 2.20 \times 10^{-4}$$

$$\frac{I}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{Ei.I_{fi}} = \frac{0.96 \times 10^{-3}}{33000 \times 2.20 \times 10^{-4}} \quad \frac{I}{\gamma} = 1.32 \times 10^{-4}$$

$$f = \frac{1.50^2}{10} \times 1.32 \times 10^{-4} \quad f = 0.03 \text{ mm}$$

$f = 0.30 \text{ cm} < f_{adm} = 0.6 \text{ cm} \dots \dots$ Condition vérifiée.

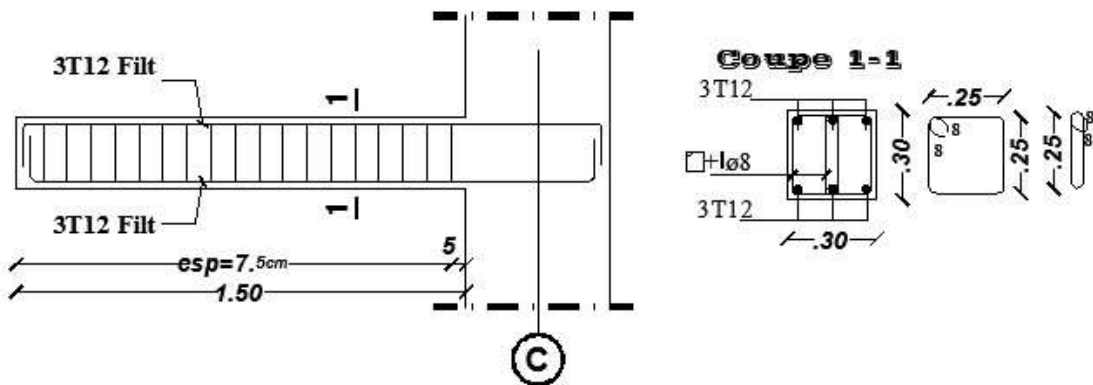


Figure IV- 37 : Coffrage et ferrailage de poutre palière

IV.3. Etudes des éléments principaux :

IV.3.1. Poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Réellement les poteaux sont soumis à la flexion dévier (N, M_x, M_y, M_z) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Néanmoins pour faciliter le calcul on suppose que les poteaux soumis à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les poteaux sont armés par des aciers longitudinaux et des cadres transversaux destinés à limiter le flambement. Les cadres transversaux sont espacés régulièrement et resserrés dans les zones de recouvrement avec les aciers en attente.

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons :

ELU : 1.35 G+1.5Q ; 1.35 G+1.5Q+1.04T
 ELS : G+Q ; G+Q+T
 ELA : G+Q+E ; 0.8G±E

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'action avec le principe suivant :

- Cas1 : N max avec M correspondant.
 Cas2 : M max avec N correspondant.

IV.3.1.a. Exemple de calcul :

Tableau IV- 25 : Efforts internes maximum du poteaux 40 x45

B (cm)	H (cm)	Niveau	Poteau	Comb	P	M2	M3	V2	V3	T
40	45	16	C320	C1	-1535.7	15.38	-20.8	-13.3	9.54	-0.265
		25.6	C317		-220.04	44.94	64.662	38.3	28.54	-0.184
		25.6	C306		-252.12	7.393	133.962	-87.27	-4.92	1.786
		16	C320	C1T	-1617.73	16.92	-25.488	-15.82	11.13	-0.916
		25.6	C314		-282.37	-64.137	141.59	91.18	-42.35	1.826
		25.6	C307		-251.85	-24.987	147.258	-95.51	18.03	-2.143
		16	C320	C2	-1118.43	11.177	-15.12	-9.67	6.93	-0.191
		25.6	C317		-160.58	32.657	46.925	27.82	20.74	-0.14
		25.6	C306		-183.71	5.361	97.324	-63.31	-3.56	1.296
		16	C316	C2T	-1208.94	-14.536	-25.465	-16.37	-9.12	0.216
		25.6	C320		-326.93	50.508	4.723	11.44	33.33	-3.345
		25.6	C307		-202.59	16.788	-145.231	-92.84	12.84	-2.22
		16	C320	C5D	-1118.43	11.177	-15.12	-9.67	6.93	-0.191
		25.6	C317		-160.58	32.657	46.925	27.82	20.74	-0.14
		25.6	C306		-183.71	5.361	97.324	-63.31	-3.56	1.296

NB : On remarque que les résultats maximums sont donnés par les combinaisons thermiques.

1.1 Calcul des armatures longitudinales :

Ce sont des aciers principaux qui reprennent les efforts dans les parties tendues du béton, qui selon le règlement parasismique algérien RPA99v2003 doit être avoir les caractéristiques suivantes :

- Aciers haut adhérence, droit et sans crochet.
- Diamètre minimal des barres de 12 mm (T12)
- Pourcentages des armatures minimales de 0,8%.
- Longueur de recouvrement de $40 \varnothing$.
- Distance entre une barre de l'autre inférieur à 25 cm.

Cas : $N_{max}= 1617.73 \text{ kn}$ $M_{cor}=25.488 \text{ kn m}$:

$b \times h=40 \times 45 \text{ cm}^2$; $f_{c28}=27 \text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,22 \text{ Mpa}$; $f_{bc}=15.30 \text{ Mpa}$;

i- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{25.488}{1617.73} = 1.576 \cdot 10^{-2} \text{ m} \quad e = 1.576 \text{ cm}$$

$$e_a = e - \frac{h}{2} + d = 1.576 - \frac{45}{2} + (0.9 \times 45) \quad e_a = 19.576 \text{ cm}$$

ii- Calcul de Moment fictif M_a :

$$M_a = N_u \cdot e_a = 1617.73 \times 19.576 \times 10^{-2} \quad M_a = 316.686 \text{ kn m}$$

iii-Vérification des conditions :

$$N_u (d - d') - M_a = 1617.73 (0.8 \times 0.45) - 316.686 = 265.70 \text{ kn m} \dots\dots\dots (a)$$

$$(0.337 h - 0.81 d') b h f_{bc} = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.1 \times 0.45) \times 0.4 \times 0.45 \times 15.30 = 317.26 \text{ kn m} \dots\dots (b)$$

(b) > (a) : Alors, le calcul se fait à la flexion simple due que la section est partiellement comprimée.

iv-Section minimale :

Selon l'RPA99v2003 (7.4.2), la section minimale à adopter est 0,8% de la section du poteau $A_{u \min} = 0.8 \% \times 40 \times 45 = 14.40 \text{ cm}^2$.

En choisi un **10T14 Ast = 15.39 cm²**

v- Moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{316.686 \cdot 10^{-3}}{0.4 \times (0.9 \times 0.45)^2 \times 15.30} \quad 0.186 < \mu_{bu} = 0.315 < 0.392 \dots\dots\dots \text{Pivot B}$$

$$\epsilon_{sl} = \frac{fe}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.73 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot \epsilon_{sl}} = 0.669$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4 \alpha_1 = 0.732$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 \cdot \beta_1 = 0.392$$

$$0.186 < \mu_{bu} = 0.315 < 0.392 \dots\dots\dots \text{Pivot B : } (A_u' = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0.315)}) = 0.491$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.491) = 0.804$$

La section de l'armature tractée est :

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{Ma}{\beta \cdot d} - Nu \right) = \frac{1}{348} \times \left(\frac{316.686 \cdot 10^{-3}}{0.804 \times (0.9 \times 0.45)} - 1617.73 \times 10^{-3} \right) \times 10^{-4} = -18.54 < 0 \quad A_{st} = 0 \text{ cm}^2$$

vi-Vérification à ELS :

$N_{s \max} = 1208.94 \text{ kn}$ Effort de compression ; $M_{cor} = 25.465 \text{ kn m}$; $b = 40 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{25.465}{1208.94} = 2.11 \cdot 10^{-2} \text{ m} \quad e = 2.11 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{45}{40} = 1.125 \quad \text{donc : } e = 2.11 \text{ cm} < \frac{h}{b} = 1.125 \dots \text{ Section entièrement comprimée}$$

$$e_1 = \frac{I - \frac{b h^3}{12} + e^2 b h + n A_2 (-e + \frac{h}{2} - d')^2 + n A_1 (-e + \frac{h}{2} - d)^2}{S b h + n A_2 (-e + \frac{h}{2} - d') + n A_1 (-e + \frac{h}{2} - d)}$$

$$e_1 = \frac{\frac{40 \times 45^3}{12} + 2.11^2 \times 40 \times 45 + 15 \times 6.16 \times (-2.11 + \frac{45}{2} - 4.5)^2 + 15 \times 6.16 \times (-2.11 + \frac{45}{2} - 40.5)^2}{2.11 \times 40 \times 45 + 15 \times 6.16 \times (-2.11 + \frac{45}{2} - 4.5) + 15 \times 6.16 \times (-2.11 + \frac{45}{2} - 40.5)}$$

$$e_1 = -37.77 \text{ cm}$$

$$e_1 = 37.77 > (\frac{h}{2} + e = \frac{45}{2} + 2.11 = 24.61 \text{ cm}) \dots \text{ Axe neutre se trouve à l'extérieur.}$$

$$S_0 = S + n (A_1 + A_2) = 0.40 \times 0.45 + 15 \times 2 + 6.16 \quad S_0 = 0.198 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{b h^3}{12} + (e_1 - e)^2 b h + n A_2 (e_1 - e + \frac{h}{2} - d')^2 + n A_1 (e_1 - e + \frac{h}{2} - d)^2$$

$$I = \frac{40 \times 45^3}{12} + (-37.77 + 2.11)^2 \times 40 \times 45 + 15 \times 6.16 \times (-37.77 - 2.11 + \frac{45}{2} - 4.5)^2 + 15 \times 6.16 \times (-37.77 - 2.11 + \frac{45}{2} - 40.5)^2 \quad I = 0.102 \text{ m}^4$$

$$1. \sigma_{bc} = \frac{N s}{S_0} + \frac{M s v_2}{I} = \frac{1208.94 \times 10^{-3}}{0.198} + \frac{25.465 \times 10^{-3} \times \frac{0.45}{2}}{0.102}$$

$$\sigma_{bc} = 6.15 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 16.2 \text{ Mpa} \dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$2. \sigma_{bc} = \frac{N s}{S_0} - \frac{M s v_2}{I} = \frac{1208.94 \times 10^{-3}}{0.198} - \frac{25.465 \times 10^{-3} \times \frac{0.45}{2}}{0.102}$$

$$\sigma_{bc} = 6.04 \text{ Mpa} > 0 \quad \dots \text{ Condition vérifiée}$$

Donc la contrainte dans le béton est vérifiée

vii- Calcul de la longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est $40 \phi_l$ en zone IIa

$$L = 40 \times 14 = 56 \text{ cm} \quad \text{en choisi} \quad L = 80 \text{ cm}$$

1.2 Calcul des armatures longitudinales :

i- Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le CBA93 (Article 5.1.1), La contrainte tangentielle τ_u doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) \quad \text{Avec : } V_{\max} = 95.91 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{95.91 \times 10^{-3}}{0.40 \cdot 0.405} = 0.592 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times 27; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.592 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.51 \text{ Mpa} \dots \text{ Condition vérifiée}$$

ii- Calcul du diamètre et espacement des armatures transversale :

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\phi_l = 12 \text{ mm} ; b = 45 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{esp} \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) \quad \text{esp} \leq \min(0.9 \times 40.5; 40 \text{ cm}) \quad \text{esp} \leq 36 \text{ cm}$$

$$\phi_{t1} \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l) \quad \phi_{t1} \leq \min(\frac{45}{35}; \frac{40}{10}; 1.4 \text{ cm}) \quad \phi_{t1} \leq 11.9 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b \text{ esp}} \geq \max(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ Mpa}) \quad A_{t1} \geq \frac{b \text{ esp} \max(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ Mpa})}{f_e}$$

$$V_u \text{ max en zone nodale ; esp} = 10 \text{ cm} : A_{t1} \geq \frac{0.40 \times 0.10 \times \max(\frac{0.592}{2}; 0.4 \text{ Mpa})}{400} \quad A_{t1} \geq 0.40 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon le RPA 99 version 2003 :**

Selon l'RPA99v2003 (Article 7.4.4.2), les armatures transversales sont calculées par la formule :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho \cdot Vu}{h \cdot 1. fe}$$

Avec : V_u : Effort tranchant du poteau $V = 95.91$ kn

ρ : Coefficient correcteur : $\rho = 2,50$ Si $\lambda_g \geq 5$
 $\rho = 3,75$ Si $\lambda_g < 5$

λ_g : Elancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

L_f = Longueur de flambement du poteau : $L_f = 0.7 h$ (encasté-assemblé)
 $L_f = 0.7 \times 3.20 = 2.24$ m

h : Hauteur de la section brute ($h = 0,45$ m)

t : Espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } esp \leq \min(10 \varnothing_1 ; 15 \text{ cm}) \\ \text{Zone courante : } esp \leq 15 \varnothing_1 \end{cases}$$

\varnothing_1 : Ferrailage longitudinale minimale (T14 = 14 mm).

Zone nodale : $esp \leq 14$ cm $esp = 10$ cm

Zone courante : $esp \leq 21$ cm $esp = 15$ cm

$\lambda_g = \frac{2.24}{0,45} = 4.98 < 5$ Alors : $\rho = 3,75$

La section des armatures transversales est : $A_{t2} = \frac{3,75 \times (9 + 5.91) \times 0.10 \times 10^{-3}}{0.45 \cdot 400} = 1.998 \text{ cm}^2$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_t$ minimum : $10 \times 0.8 = 8$ cm

$A_t \geq \max(A_{t1} ; A_{t2})$ $A_t \geq \max(0.40 ; 1.998)$

**On choisi : $A_t = 2.02 \text{ cm}^2$ soit 4T8 Avec un espacement : Zone nodale : $esp = 10$ cm
 Zone courante : $esp = 15$ cm**

IV.3.1.b. Tableaux Récapitulatifs

1.1 Ferrailage Principale des poteaux :

Les résultats de ferrailage des poteaux sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV- 26 : Ferrailage des poteaux

Désignation	Niv	Dim	ELU	ELA	RPA	Choi	Section (cm ²)
			A (cm ²)	A (cm ²)	Amin (cm ²)		
POTEAUX	Sous-sol 2	55x75	17.35	12.38	33	6T20+8T16	34.92
		50x70	15.09	10.5	28	4T16+10T16	28.13
		45x65	13.36	8.78	23.4	6T16+6T16	24.12
		45x60	10.37	8.1	21.6	8T16+4T14	18.22
	Sous-sol 1	50x70	15.35	10.5	28	4T16+10T16	28.13
		45x65	13.35	8.78	23.4	6T16+6T16	24.12
		45x60	11.35	8.1	21.6	8T16+4T14	18.22
		40x55	9.14	6.6	17.6	6T16+4T14	9.04
	RDC	45x65	13.33	8.78	23.4	6T16+6T16	24.12
		45x60	11.61	8.1	21.6	8T16+4T14	22.24
		40x55	10.15	6.6	17.6	6T16+4T14	18.22
	1 ^{er}	45x65	11.39	8.78	23.4	6T16+6T16	24.12
		40x55	9.93	6.6	17.6	6T16+4T14	18.22
	2 ^{eme}	40x55	9.7	6.6	17.6	6T16+4T14	18.22
		40x50	7.63	6	16	4T16+6T14	17.27
	3 ^{eme}	40x55	8.06	6.6	17.6	6T16+4T14	18.22
		40x50	7.09	6	16	4T16+6T14	17.27
	4 ^{eme}	40x50	6.42	6	16	4T16+6T14	17.27
		40x45	5.7	5.4	14.4	4T16+6T14	17.27
	5 ^{eme}	40x45	5.4	8.42	14.4	4T16+6T14	17.27
6 ^{eme}	40x45	5.4	12.46	14.4	4T16+6T14	17.27	
7 ^{eme}	40x45	15.59	15.00	14.4	4T16+6T14	17.27	
Terrasse	40x45	13.29	13.46	14.4	10T14	15.39	

1.2 Ferrailage transversale des poteaux :

Tableau IV- 27 : Diamètre et espacement des armatures transversale des poteaux.

dim		H (cm)	Lf (cm)	λg	ρa	fe (Mpa)	øL	øt mm		esp CBA (cm)	esp RPA (cm)		esp choisi (cm)		At cal (cm ²)	At choisi (cm ²)	
b (cm)	h (cm)							cal ≥ choisi	Courante		Nodale	Courante	Nodale	cal ≤ choisi			
55	75	3.2	2.24	0.04	3.75	400	16	16	8	40	16	10	15	10	1.13	4T8	2.02
50	70	3.2	2.24	0.04	3.75	400	16	16	8	40	15	10	15	10	1.05	4T8	2.02
45	65	3.2	2.24	0.05	3.75	400	16	16	8	40	15	10	15	10	0.98	4T8	2.02
45	60	3.2	2.24	0.05	3.75	400	16	16	8	40	15	10	15	10	0.90	4T8	2.02
40	55	3.2	2.24	0.06	3.75	400	16	16	8	40	15	10	15	10	0.83	4T8	2.02
40	50	3.2	2.24	0.06	3.75	400	16	14	8	40	15	10	15	10	0.75	4T8	2.02
40	45	3.2	2.24	0.06	3.75	400	16	13	8	40	15	10	15	10	0.68	4T8	2.02

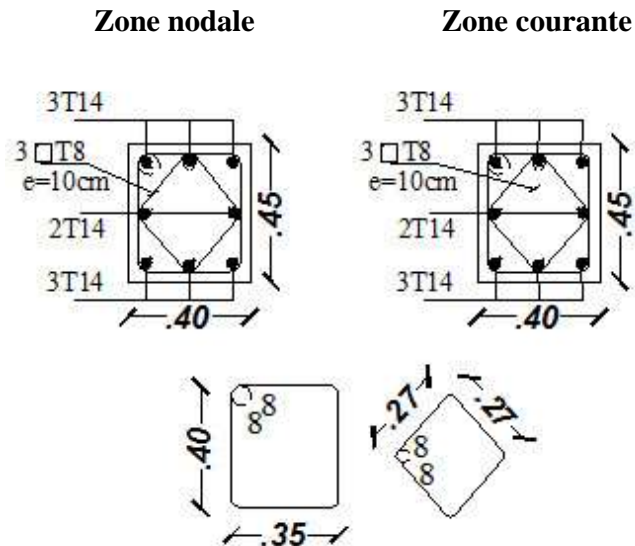


Figure IV- 38 : Ferrailage des poteaux 40x45

IV.3.2. Poutres et Chainages :

Le calcul du ferrailage se fait dans poutres principales de même que les poutres secondaires (chainages), au niveau des appuis et aux niveaux des travées, sollicité en flexion simple en considérant les combinaisons d'action suivantes : [1]

ELU : $1.35 G+1.5Q$; $1.35 G+1.5Q+1.04T$

ELS : $G+Q$; $G+Q+T$

ELA : $G+Q+E$; $0.8G\pm E$

Les efforts interne exercés sur les poutres et chainages au niveau des appuis et travées selon les trois combinaisons de calcul sont résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV- 28 : Récapitulatif des moments fléchissant maximal

Niveau	Poutres	Dim	Position	ELU	ELUT	ELS	ELST	ELA	ELU
				Mu (kn m)	MuT (kn m)	Ms (kn m)	MuT (kn m)	Ma (kn m)	T (kn)
Terrasse	Principale	30x30	Travée	32.395	46.073	23.535	40.197	23.535	129.25
			Appui	-69.516	-72.35	-50.24	-51.222	-50.24	
	Principale	30x50	Travée	142.182	144.949	103.429	109.818	103.429	201.9
			Appui	-158.79	-163.43	-130.101	-135	-130.1	
	Secondaire (chainage)	30x30	Travée	31.121	61.062	20.247	22.535	22.535	47.26
			Appui	-47.024	-80.36	-31.998	-34.2	-34.2	
Etage	Principale	30x30	Travée	29.939	38.017	21.464	30.466	21.464	111.51
			Appui	-63.399	-70.324	91.49	92.176	-45.926	
	Principale	30x50	Travée	127.881	128.53	-119.25	-122.005	92.176	208.94
			Appui	-150.39	-155.48	49.264	51.325	148.254	
	Secondaire (chainage)	30x30	Travée	34.374	59.683	-36.009	-39.57	24.929	75.55
			Appui	-49.536	-76.154	37.778	41.028	-36.026	

VI.3.2.a. Poutres Principales :

1.1 Exemple de calcul poutres étages 30x50 :

i- Ferrailage longitudinal :

b=30 cm ; h=50 cm ; d=45 cm ; fe=400 Mpa ; fc28=27 Mpa ; ft28=2,22 Mpa ; fbc=15.30 Mpa

➤ **En Travée :**

Mu = 128.53 kn m

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{128.53 \cdot 10^{-3}}{0,3 \times (0,45)^2 \times 15,30} = 0,138 < 0,186 \dots \dots \dots \text{Pivot A}$$

Au' = 0 (Acier comprimé pas nécessaire).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,138)}) = 0,187$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 (0,005) = 0,925$$

La section de l'armature tractée est :

$$Au = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{128,53 \cdot 10^{-3}}{0,925 \times 0,45 \times 348} = 8,87 \text{ cm}^2$$

On opte un **3T14 (fils) + 3T14 (chap) Au = 9.23 cm²**

• **Condition de non fragilité :**

$$Au \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,2 \text{ Mpa}$$

$$Au \geq 0,23 \frac{2,2}{400} 0,3 \times 0,45$$

$$Au \geq 1,72 \text{ cm}^2 \quad A_u = 9,23 \text{ cm}^2 \geq 1,72 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes à ELS**

Mt=122.005 kn m ; $\overline{\sigma_{bc}}=0,6 \times f_{c28}$ $\overline{\sigma_{bc}}=16,2 \text{ Mpa}$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \text{Avec : } D = \frac{15}{b} (Au + Au') = \frac{15}{30} (9,23 + 0) = 4,62 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{b} (Au \cdot d + Au' \cdot d') = \frac{30}{30} (9,23 \times 45 + 0) = 415,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } y = -4,62 + \sqrt{4,62^2 + 415,35} = 16,28 \text{ cm}$$

$$\text{Puis : } I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 Au (d - y_1)^2 + 15 Au' (y_1 - d')^2$$

$$\text{Alors : } I = \frac{30}{3} 16,28^3 + 15 \times 9,23 \times (45 - 16,28)^2 + 0 = 157347,128 \text{ cm}^4$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{122,005 \cdot 10^2}{157347,128} 16,28 = 1,26 \text{ kn/cm}^2$$

$\sigma_{bc} = 12,62 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 16,2 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$

➤ **En appui :**

Mu = 155.48 kn m

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{155,48 \cdot 10^{-3}}{0,3 \times (0,45)^2 \times 15,30} = 0,167 < 0,186 \dots \dots \dots \text{Pivot A}$$

Au' = 0 (Acier comprimé pas nécessaire).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,167)}) = 0,230$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 (0,079) = 0,908$$

La section de l'armature tractée est :

$$Au = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{155,48 \cdot 10^{-3}}{0,908 \times 0,45 \times 348} = 10,94 \text{ cm}^2$$

On opte un **3T14 (fils) + 5T14 (chap) Au = 12.31 cm²**

• **Condition de non fragilité :**

$$Au \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,22 \text{ Mpa}$$

$$Au \geq 0,23 \frac{2,2}{400} 0,3 \times 0,45$$

$$Au \geq 1,72 \text{ cm}^2 \quad A_u = 12,31 \text{ cm}^2 \geq 1,03 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes à ELS**

$$M_a = 122.005 \text{ kn m}$$

$$D = 6.16 \text{ cm} ; E = 553.95 \text{ cm}^2 ; y = 18.17 \text{ cm} ; I = 192908.15 \text{ cm}^4$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{122.005 \cdot 10^2}{192908.15} 18.17 = 0.483 \text{ kn/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 4.83 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

ii- Ferrailage transversal :

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le CBA93 (Article 5.1.1), La contrainte tangentielle τ_u doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \cdot f_{ct28} ; 5 \text{ Mpa}) \quad \text{Avec : } V_{\max} = 208.94 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{208.94 \cdot 10^{-3}}{0.3 \times 0.45} = 1.55 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times 27 ; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 1.55 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.51 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul du diamètre des armatures transversale :**

• Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\emptyset_l = 12 \text{ mm} ;$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_l\right) \quad \emptyset_t \leq \min\left(\frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.4\right) \quad \emptyset_t \leq 1.28 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de l'espacement des armatures :**

• Selon le RPA 99 version 2003 :

$$- S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_l\right) \text{ Zone nodale.}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{45}{4} ; 12 \times 1.4\right) \quad S_t \leq \min(11.25 ; 14.4) \quad \text{esp} = 10 \text{ cm en Z.N}$$

$$- S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Zone courante.}$$

$$S_t \leq \frac{45}{2} \quad S_t \leq 22.5 \text{ cm} \quad \text{esp} = 15 \text{ cm en Z.C}$$

$$- A_{t1} = 0.003 S_t b \quad A_{t1} = \max(0.003 \times 10 \times 30 ; 0.003 \times 15 \times 30) \quad A_{t1} = 1.35 \text{ cm}^2$$

• Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$- S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \quad S_t \leq \min(0.9 \times 45 ; 40 \text{ cm}) \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

$$- \frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} K}{0.8 f_e} \quad \text{Avec : } K = 1 \text{ Pas de reprise de bétonnage.}$$

$$- A_t \geq \frac{b S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28} K)}{0.8 f_e} \quad A_t \geq \frac{0.30 \times 0.15 (1.55 - 0.3 \times 2.22 \times 1)}{0.8 \times 400} \quad A_{t2} \geq 1.24 \text{ cm}^2$$

$$- \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ Mpa}\right) \quad A_t \geq \frac{b S_t \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ Mpa}\right)}{f_e} \quad A_t \geq \frac{0.30 \times 0.15 \max\left(\frac{1.55}{2} ; 0.4 \text{ Mpa}\right)}{400}$$

$$A_{t3} \geq 0.871 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max(A_{t1} ; A_{t2} ; A_{t3}) \quad A_t \geq \max(1.35 ; 1.24 ; 0.87)$$

$$\text{En choisi : } A_t = 2.02 \text{ cm}^2 \text{ soit 4T8}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\frac{A_t f_e}{b_0 A_{st}} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.40 \text{ Mpa}\right)$$

$$\bullet \text{ En travée : } \frac{2.02 \times 400}{0.30 \times 9.23} \geq \max\left(\frac{1.55}{2} ; 0.40 \text{ Mpa}\right)$$

$$29.18 \text{ Mpa} \geq 0.78 \text{ Mpa}$$

.....Condition vérifiée

• **En appui :** $\frac{2.02 \times 400}{30 \times 12.31} \geq \max\left(\frac{1.55}{2}; 0.40 \text{ Mpa}\right)$

81.88 Mpa \geq 0.78 MpaCondition vérifiée

iii- Vérification au glissement :

$V_u - \frac{Mu}{0.9d} \leq 0$: Si la condition n'est pas vérifiée on doit procéder aux vérifications des armatures aux niveaux des appuis.

➤ **En appui de rive :**

$V_u = 208.94 \text{ kn}$; $M_u = 155.48 \text{ kn m}$

$208.94 - \frac{155.48}{0.9 \times 0.45} = -174.96 < 0$ Condition vérifiée

Donc n'est pas nécessaire la vérification des armatures aux niveaux des appuis.

iv- L'ancrage des armatures :

$L_z = L_s - \alpha L_1 - \beta r$

$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_s}$; $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$ Avec : $\Psi_s = 1.5$ acier H.A et $f_{t28} = 2.22 \text{ Mpa}$; $L_1 = 6 \phi$; $r = 5.5 \phi$

Avec un crochet de 120° : $\alpha = 2.31$ et $\beta = 3.28$

Tableau IV- 29 : Tableau récapitulatif de l'ancrage des armatures

ϕ (mm)	$\bar{\tau}_s$ (Mpa)	L_s (cm)	L_1 (cm)	r (cm)	L_z (cm)
14	2.00	60.06	7.20	6.60	21.78

On prend une longueur d'encrage = 45 cm

v- Vérification de la flèche :

$f \leq f_{adm}$ avec $f = \frac{L^2}{10} \frac{I}{\gamma}$; $f_{adm} = \frac{L}{250}$ cm ; $L = 6.725 \text{ m}$; $M_{ser} = 122.005 \text{ kn m}$

$f_{adm} = \frac{672.5}{1000} + 0.5 \text{ cm}$ $f_{adm} = 1.17 \text{ cm}$

$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 A_{st} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{0.30 \times 0.50^3}{12} + 15 \times 9.23 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.50}{2} - 0.05\right)^2$ $I_0 = 36.79 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$\lambda_i = \frac{0.05 f_{tj}}{(2+3 \frac{b_0}{b}) \Psi}$ avec $\Psi = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{9.23}{50 \times 45}$ $\Psi = 68.37 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.22}{(2+3 \frac{30}{30}) \times 68.37 \times 10^{-4}}$ $\lambda_i = 3.25$

$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \Psi \phi_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.22}{4 \times 68.37 \times 10^{-4} \times 348 + 2.22}$ $\mu = 0.669$

$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 36.79 \times 10^{-4}}{1 + 3.25 \times 0.669}$ $I_{fi} = 12.76 \times 10^{-4}$

$\frac{I}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \cdot I_{fi}} = \frac{122.005 \times 10^{-3}}{33000 \times 12.76 \times 10^{-4}}$ $\frac{I}{\gamma} = 28.98 \times 10^{-4}$

$f = \frac{6.725^2}{10} \times 28.98 \times 10^{-4}$ $f = 13.11 \text{ mm}$

$f = 1.31 \leq f_{adm} = 1.17 \text{ cm}$ Condition non vérifiée ; donc on doit augmenter le ferrailage en travée par 3T14 filts + 5T14chap $A_{st} = 12.31 \text{ cm}^2$ et en recalculer la flèche

$I_0 = 38.64 \times 10^{-4} \text{ m}^4$; $\Psi = 91.19 \times 10^{-4} \text{ m}^4$; $\lambda_i = 2.43$; $\mu = 0.739$; $I_{fi} = 15.18 \times 10^{-4}$; $\frac{I}{\gamma} = 24.36 \times 10^{-4}$

$f = \frac{6.725^2}{10} \times 24.36 \times 10^{-4}$ $f = 11.02 \text{ mm}$

$f = 1.10 \leq f_{adm} = 1.17 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

vi- Pourcentage des armatures longitudinal :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. $A_{l_{min}} = 0.5\% S = 0.5\% \times 0.30 \times 0.50$ $A_{l_{min}} = 7.50 \text{ cm}^2$

➤ **En appui :**

3T14 filts + 5T14chap $A_{st} = 12.31 \text{ cm}^2$

3T14 filts $A_{sc} = 4.62 \text{ cm}^2$

A total = $A_{st} + A_{sc} = 16.93 \text{ cm}^2 < A_{l_{min}} = 7.50 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

➤ **En travée :**

3T14 filts $A_{sc} = 4.62 \text{ cm}^2$

3T14 filts + 5T14chap $A_{st} = 12.31 \text{ cm}^2$

A total = $A_{st} + A_{sc} = 16.93 \text{ cm}^2 > A_{l_{min}} = 7.50 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

• 4% en zone courante : $A_{l_{max}} = 4\% S = 4\% \times 0.30 \times 0.50$ $A_{l_{max}} = 60 \text{ cm}^2$

• 6% en zone recouvrement : $A_{l_{max}} = 6\% S = 6\% \times 0.30 \times 0.50$ $A_{l_{max}} = 90 \text{ cm}^2$

A total = $A_{st} + A_{sc} = 16.93 \text{ cm}^2 < A_{l_{max}} = 7.50 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

vii- Calcul de la longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est $40 \phi_l$ en zone IIa

$L = 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$ en choisi $L = 80 \text{ cm}$

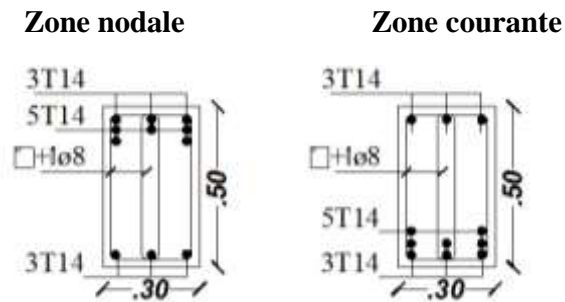


Figure IV- 39 : Ferrailage des poutres 30x50

IV.3.1.b. Tableaux Récapitulatifs :

NB : avec les mêmes précédentes démarches, on calcule les poutres et chainages de tous les niveaux et on récapitule les résultats dans les tableaux suivants :

1.1 Ferrailage longitudinal des poutres et chainages :

Tableau IV- 30 : Ferrailage des poutres principales et secondaires (chainages)

Désignation	Niv	Dim	ELU T A (cm ²)	ELA A (cm ²)	RPA Amin (cm ²)	Choi	Section (cm ²)
POUTRES	Terrasse	30x50	11.29	8.74	7.5	3T14+5T14	12.31
			10.76	6.44		3T14+4T14	10.77
	Etages	30x30	6.16	5.44	4.5	3T14+2T12	6.88
			4.1	2.5		3T12+1T12	4.52
		30x50	12.66	13.3	7.5	3T14+5T14	12.31
			9.56	7.13		3T14+5T14	12.31
30x30	7.3	6.06	4.5	3T14+3T12	8.01		
	4.0	2.4		3T12+1T12	4.52		
CHAINNAGES	Terrasse	30x30	5.83	7.87	4.5	3T12+3T14	8.01
			4.65	5.83		3T12+3T12	6.78
	Etages	30x30	5.72	8.04	4.5	3T12+3T14	8.01
			4.68	5.95		3T12+3T12	6.78
Poutres Palière	Etages	30x30	2.83	1.68	4.5	3T12	3.39
			1.17	1.17		3T12	3.39
PN1	PN1	30x21	3.66	4.47	3.15	3T12+1T12	4.52
			1.36	1.62		3T12	3.39

1.2 Condition de non fragilité :

Tableau IV- 31 : Vérification de la Condition de non fragilité

		b (cm)	h (cm)	Fc28 (Mpa)	fe (Mpa)	Anf (cm ²)	Ast (cm ²)	Observation
PP	Nodale	30	50	27	400	1.72	12.31	Condition vérifiée
	Courante					1.72	10.77	Condition vérifiée
	Nodale	30	30			1.03	6.88	Condition vérifiée
	Courante					1.03	4.52	Condition vérifiée
Ch	Nodale	30	30			1.03	6.78	Condition vérifiée
	Courante					1.03	5.65	Condition vérifiée
PN1	Nodale	30	21			0.72	4.52	Condition vérifiée
	Courante					0.72	3.39	Condition vérifiée

1.3 Ferrailage transversal :

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Tableau IV- 32 : Vérification de la Condition de cisaillement

	b (cm)	h (cm)	Vu (kn)	$\tau_u=(Vu/b.d)$	τ (limit)	Observations
PP	30	50	135.000	1.00	3.60	Condition vérifiée
	30	30	51.325	0.63	3.60	Condition vérifiée
CH	30	30	55.25	0.68	3.60	Condition vérifiée
PN1	30	21	17.53	0.31	3.60	Condition vérifiée

➤ Espacements et diamètre des armatures transversale :

Tableau IV- 33 : Espacements et diamètre des armatures transversale

Zone	éléments	b	h	fc28 (Mpa)	fe (MPA)	$\tau_u = (Vu/b.d)$	Øl mm	Øt mm		At	St cal (cm)		St choisi (cm)				
								cal ≥ choisi			4Ø8	BAEL		RPA			
nodale	PP	30	50	27	400	1.00	14	20.00	8.00	2.02	40	12.50	10.00				
courante							14	20.00				22.44					
nodale		30	30				14	12.00				8.00		2.02	27	7.50	
courante							14	12.00								15.00	
nodale	Ch	30	30			27	400	0.63	14	12.00	8.00	2.02	27	7.50	7.50		
courante									12	10.29				15.00			
nodale	PN1	30	21					27	400	-	12	7.20	8.00	2.02	19	5.25	7.50
courante											12	7.20				10.50	

1.4 L'ancrage des armatures :

Tableau IV- 34 : Longueur d'encrage des armatures

Ø (mm)	$\bar{\tau}_s$ (Mpa)	L_s (cm)	L_1 (cm)	r (cm)	L_z (cm)
12	27	2.22	2.00	60.06	7.20
14	2.00	60.06	7.20	6.60	21.78

On prend une longueur d'encrage :

- 45cm pour les poutres de 30x50.
- 25cm pour les poutres et chainages 30x30.

1.5 Vérification de la flèche :

Tableau IV- 35 : Vérification de la flèche

	b (cm)	h (cm)	L (cm)	Mf (kn m)	Asc (cm ²) appui	Ast (cm ²) Travéé	Flèche calculée (mm)	Flèche admi (mm)	Observations
PP	30	50	672.5	144.949	4.62	12.31	11.55	11.73	Condition vérifiée
	30	30	360	46.073	4.62	4.52	7.11	7.20	Condition vérifiée
CH	30	30	485	39.370	3.39	6.78	8.01	9.70	Condition vérifiée

IV.3.3. Voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91/99 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales.

Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique

Les armatures verticales se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

Les armatures longitudinales horizontale contribue aussi à la résistance face à la flexion composée ainsi qu'au flambement du voile, elle doit :

- Disposé vers l'extérieur de voiles
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettront la réalisation d'un ancrage droit.

Les armatures transversales, ayant un rôle bien défini qui est de bien tenir toutes les barres pour offrir au voile une bonne stabilité, selon un espacement.

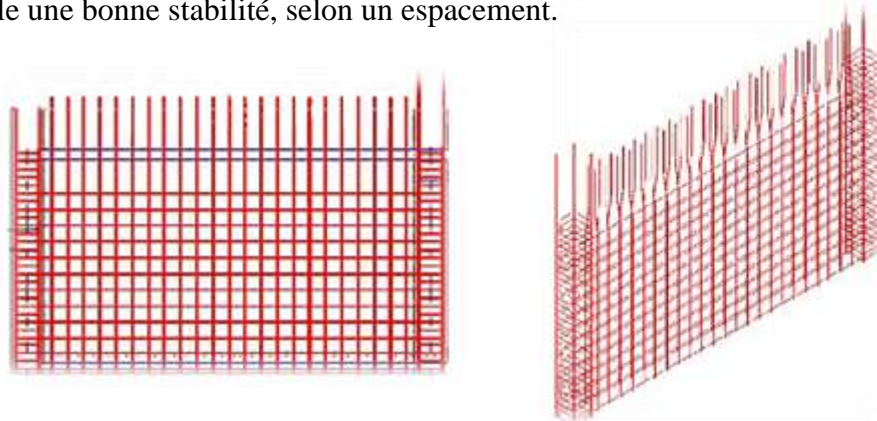


Figure IV- 40 : Ferrailage des voiles

IV.3.3.a. Principe de calcul :

On calcule la section du ferrailage à l'aide de la méthode des contraintes, qui est une formule classique de la RDM :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

A : Section du voile (m²)

N : Effort normal (kn)

V : Distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée (m)

I : Moment d'inertie (m⁴)

M : Moment fléchissant (kn m)

Si :

- 1) σ_1 et $\sigma_2 \gg 0$: La section du voile est totalement comprimée

La zone courante est armée par le minimum exigé par l'RPA99v2003 qui est de 0,15 % de la section du béton :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

- 2) σ_1 et $\sigma_2 \gg 0$: La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ».

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$$A_v = \frac{Ft}{V_e}$$

On compare A_v par la section minimale exigée par l'RPA99v2003 (En prenant la section la plus grande entre A_v et A_{\min})

3) σ_1 et $\sigma_2 = 0$: - les deux contraintes sont de signe différent, ce qui veut dire que la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes la zone tendue.

IV.3.3.b. Ferrailage du voile :

Tableau IV- 36 : Les efforts internes dans les voiles

VOILE	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V1asc	V2asc
Mmax (kn m)	-10808.22	582.55	-4669.60	4736.33	1900.42	1010.27	-6075.48	386.24	2466.80
Ncor (kn)	-3693.81	-1397.40	-3129.88	-1952.07	-742.29	-1230.68	-2858.04	51.36	-789.54
Vcal (kn)	761.07	184.94	650.95	702.46	488.60	498.47	751.06	155.47	582.16

1.1 Exemple de calcul :

Cas de voile V6: Nmax= -1230.68 kn ; Mcor=1010.27 Kn m ; V=498.47 kn ; c28=27 Mpa ; fe=400 Mpa

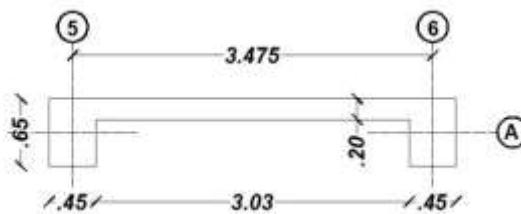


Figure IV- 41 : Section du voile étudié n°6

Poteaux : 65 cm² ; Longueur : L=4.70 m ; Épaisseur : e=20 cm ;

Section : A= 4.70x0.20= 0.94 m²

Moment d'inertie $I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.20 \times 4.70^3}{12} = 1.73 \text{ m}^4$

V : La distance entre le C.D.G du voile et la fibre la plus éloignée : $V = \frac{b}{2} = \frac{4.70}{2} = 2.35 \text{ m}$

i- Détermination des contraintes et calcul des armatures verticale :

$$\sigma_i = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{1/2} = \frac{(-1230.68) \cdot 10^{-3}}{0.94} \pm \frac{(1010.27 \times 2.35) \cdot 10^{-3}}{1.73} \quad \sigma_1 = 0.06 \text{ Mpa ; } \sigma_2 = -2.68 \text{ Mpa}$$

$$L_1 = L \cdot \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = 4.70 \left(\frac{-2.68}{0.06 + 2.68} \right) \quad L_1 = 4.59 \text{ m}$$

$$L' = L - L_1 = 4.70 - 4.59 \quad L' = 0.11 \text{ m}$$

$$d = \min \left(\frac{L}{2} ; \frac{2}{3} L' \right) \quad d = 0.07 \text{ m}$$

$$\sigma_2' = \text{tg} \alpha (L_1 - d) \quad \text{tg} \alpha = \frac{\sigma_2}{L_1} = \frac{-2.68}{4.59} = -0.58 \quad \sigma_2' = -0.58 \times (4.59 - 0.07)$$

$$\sigma_2' = -2.64 \text{ Mpa}$$

$$I' = \frac{e \cdot d^3}{12} = \frac{0.20 \times 0.07^3}{12} = 0.00001 \text{ m}^4$$

$$V' = \frac{d}{2} = \frac{0.07}{2} = 0.036 \text{ m ; } A' = d \cdot e = 0.07 \times 0.20 \quad A' = 0.014 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } N_1 = \frac{A'}{2} (\sigma_2 + \sigma_2') = \frac{0.014}{2} (-2.68 - 2.64) \quad N_1 = -38.15 \text{ kn}$$

$$M_1 = \frac{I'}{2V'} (\sigma_2' - \sigma_2) = \frac{0.00001}{2 \times 0.036} (-2.64 + 2.68) \quad M_1 = 0.0036 \text{ kn m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{0.0036}{-38.15} = -0.0001 \text{ m} < \frac{d}{6} = \frac{0.07}{6} = 0.012 \text{ m}$$

et N : effort de tractionLa section entièrement tendue (S.E.T).

Soit : c=c'=0.03 m

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = \frac{0.39}{2} - (-0.0001) - 0.03 \quad e_1 = 0.01 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{h}{2} + e_0 - c' = \frac{0.20}{2} + (-0.0001) - 0.03 \quad e_2 = 2.32 \text{ m}$$

$$As_1 = \frac{N_1 e_2}{e_1 + e_2} f_e = \frac{-38.15 \times 10^{-3} \times 2.32}{0.01 + 2.32} \times 400 \quad As_1 = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$As_1' = \frac{N_1 e_1}{e_1 + e_2} f_e = \frac{-382.8.15 \times 10^{-3} \times 0.01}{0.01 + 2.32} \quad As_1' = 0.002 \text{ cm}^2$$

$$As = As_1 + As_1' \quad As = 0.952 \text{ cm}^2$$

$$As/\text{ml}/\text{face} = \frac{As}{L_1 \times 2} = \frac{0.952}{4.59 \times 2} \quad As/\text{ml}/\text{face} = 0.001 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales exigées par RPA 99 version 2003 :**

Suivant l'article 7.7.4.1 de RPA 99/2003 :

$$A_{\min} = 0.15 \% b L_1$$

$$A_{\min} = 0.15 \% 0.20 \times 4.59$$

$$A_{\min} = 13.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{face}/\text{ml} = \frac{A_{\min}}{L_1} \times 0.5 = \frac{13.78}{4.59} \times 0.5 \quad A_{\min}/\text{face}/\text{ml} = 1.50 \text{ cm}^2$$

➤ **Le diamètre minimal des armatures :**

$$\emptyset \leq \frac{1}{10} .a \text{ Donc : } \emptyset \leq \frac{1}{10} .200 \quad \emptyset \leq 20 \quad \text{Donc : } \emptyset = 12 \text{ mm}$$

➤ **L'espacement :**

- **Selon le CBA 93 :**
 - esp ≤ min (2.e ; 33 cm)
 - esp ≤ min (40 cm; 33 cm)
 - esp ≤ 33 cm

- **Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :**

- En travée :**
 - esp ≤ min (1.5.e ; 30 cm)
 - esp ≤ min (30 cm ; 30 cm)
 - esp ≤ 30 cm

Donc : esp ≤ min (esp CBA ; esp RPA) ≤ min (33 cm ; 30 cm)
On adopte un espacement de 15 cm.

$$\text{En travée : } \text{esp} = \frac{\text{esp travée}}{2} = \frac{15}{2} \quad \text{esp} = 7.5 \text{ cm}$$

En choisi un ferrailage vertical 7T12/ml/face $As = 7.91 \text{ cm}^2 \quad \text{esp} = 15 \text{ cm}$

ii- Armatures horizontales :

➤ **Le diamètre minimal des armatures :**

$$\emptyset \leq \frac{1}{10} .a \text{ Donc : } \emptyset \leq \frac{1}{10} .200 \quad \emptyset \leq 20 \quad \text{Donc : } \emptyset = 10 \text{ mm}$$

➤ **L'espacement :**

- **Selon le CBA 93 :**
 - esp ≤ min (2.e ; 33 cm)
 - esp ≤ min (40 cm; 33 cm)
 - esp ≤ 33 cm

- **Selon le R.P.A 99 (version 2003) :**

- esp ≤ min (1.5.e ; 30 cm)
- esp ≤ min (30 cm ; 30 cm)
- esp ≤ 30 cm

Donc : esp ≤ min (esp CBA ; esp RPA) ≤ min (33 cm ; 30 cm)

On adopte un espacement de 15 cm.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile Majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version2003).

La condition doit être vérifiée $\tau = \frac{T}{e \cdot 0.9 L} \leq \bar{\tau} = 0.2 \cdot f_{c28}$

Avec :

T : L'effort tranchant de calcul majoré de 40% : T=498.47 kn
 e : épaisseur du voile e=0.20 m
 L : longueur du voile L=4.70 m

Donc : $\tau = \frac{(1.4 \times 498.47) \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 4.70} = 0.82 \text{ Mpa}$
 $\bar{\tau} = 0.2 \cdot f_{c28} = 0.2 \cdot 27 = 5.40 \text{ Mpa}$
 $\tau = 0.82 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 5.40 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$

➤ **Principe de Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :**

La section At des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$\frac{At}{b \text{ esp}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} k}{0.8 f_e}$$

- K=0 : dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.
- K=1 : en flexion simple. Sans reprise de bétonnage.
- $K = \frac{1+3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$: en flexion composée avec N : effort de compression.
- $K = \frac{1+10\sigma_{Tm}}{f_{c28}}$: en flexion composée avec N : effort de compression.
- σ_{Tm} , σ_{cm} : étant les contraintes moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend k=0.

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- 0.15 % de la section du voile considéré si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$
- 0.25 % de la section de voile considéré si : $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

• **Application :**

La section At des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$At \geq \frac{b \text{ esp} (\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.8 f_e} = \frac{0.20 \times 0.15 \times 0.28}{0.8 \times 400} \quad At \geq 0.77 \text{ cm}^2$$

En choisi : 7T10 At=5.53 cm² avec un esp=15 cm

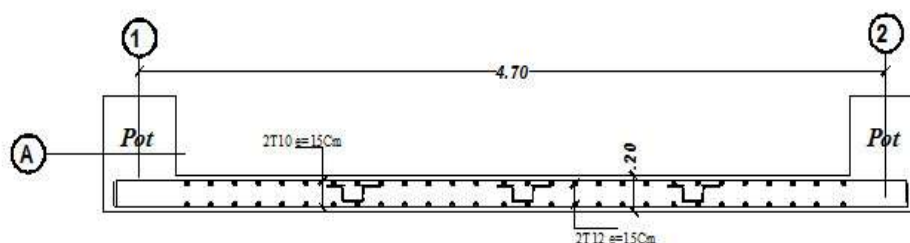


Figure IV- 42 : Cas de ferrailage du voile n°7

iii- Tableau Récapitulatif de ferrailage des voiles :

Tableau IV- 37 : Ferrailage et Vérifications des voiles

VOILE	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V1asc	V2asc
Mmax (kn.m)	-10808.22	582.55	-4669.60	4736.33	1900.42	1010.27	-6075.48	386.24	2466.80
Ncor (kn)	-3693.81	-1397.40	-3129.88	-1952.07	-742.29	-1230.68	-2858.04	51.36	-789.54
Vcal (kn)	761.07	184.94	650.95	702.46	488.60	498.47	751.06	155.47	582.16
L (m)	8.125	1.75	6.08	4.25	4.70	4.70	4.475	1.85	3.30
eps (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
I(m ⁴)	8.94	0.09	3.74	1.28	1.73	1.73	1.49	0.11	0.60
v(m)	4.06	0.88	3.04	2.13	2.35	2.35	2.24	0.93	1.65
s(m ²)	1.63	0.35	1.22	0.85	0.94	0.94	0.90	0.37	0.66
fc ₂₈ (Mpa)	27	27	27	27	27	27	27	27	27
fe (Mpa)	400	400	400	400	400	400	400	400	400
τ (Mpa)	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40
Fissuration	1	1	1	1	1	1	1	1	1
σ1(Mpa)	-7.18	1.71	-6.37	5.57	1.79	0.06	-12.29	3.52	5.60
σ2(Mpa)	2.64	-9.70	1.22	-10.16	-3.37	-2.68	5.91	-3.25	-7.99
σ2'(Mpa)	5.66	-8.56	5.47	-6.45	-2.18	-2.64	13.62	-0.90	-4.26
Lt	-4.72	1.49	-1.44	2.75	3.07	4.59	-4.14	0.89	1.94
L'	12.84	0.26	7.51	1.50	1.63	0.11	8.61	0.96	1.36
d	5.40	0.18	5.01	1.00	1.09	0.07	5.40	0.64	0.91
I'	2.62	0.00	2.09	0.02	0.02	0.00001	2.62	0.00	0.01
v'	2.70	0.09	2.50	0.50	0.54	0.036	2.70	0.32	0.45
s'	1.08	0.04	1.00	0.20	0.22	0.014	1.08	0.13	0.18
N1(kn)	4481.24	-319.86	3349.72	-1666.42	-603.14	-38.15	10542.56	-266.02	-1110.37
M1(kn.m)	1468.45	0.58	1776.26	62.27	23.53	0.0036	3745.52	16.14	51.11
e0(m)	0.33	0.00	0.53	-0.04	-0.04	-0.0001	0.36	-0.06	-0.05
	S.E T	S.E T	S.E T	S.E T	S.E T	S.E T	S.E T	S.E T	S.E T
c=c'(m)	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
e1	2.34	0.06	1.94	0.51	0.55	0.01	2.31	0.35	0.47
e2	4.36	0.84	3.54	2.06	2.28	2.32	2.56	0.83	1.57
As (cm ²)	72.88	7.47	54.04	33.40	12.14	0.95	138.48	4.68	21.38
As' (cm ²)	39.15	0.53	29.70	8.26	2.94	0.002	125.08	1.97	6.37
As /LTV (cm ²)	112.03	8.00	83.74	41.66	15.08	0.95	263.56	6.65	27.76
As1 /ml/face (cm ²)	0.12	0.03	0.29	0.08	0.02	0.001	0.32	0.04	0.07
A min RPA(cm ²)	24.38	4.46	18.23	8.24	9.21	13.78	13.43	2.66	5.82
As /ml/face (cm ²)	1.50	1.27	1.50	0.97	0.98	1.47	1.50	0.72	0.88
Asv /ml/face (cm ²)	1.50	1.27	1.50	0.97	0.98	1.47	1.50	0.72	0.88
Av _{adopté/lit} (cm ²)	8T14 12.31	7T12 7.91	7T12 7.91	7T12 7.91	7T12 7.91	7T12 7.91	7T12 7.91	7T12 7.91	7T12 7.91
barre about	4T14	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12
St _{courant} (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
S _{tabout} (cm) S/2	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
τ _u	0.73	0.82	0.83	1.29	0.81	0.82	1.31	0.65	1.37
τ _u ≤ τ _{lim}	C V	C V	C V	C V	C V	C V	C V	C V	C V
Ah _{lit/face} (cm ²)	0.68	0.77	0.78	1.21	0.76	0.77	1.22	0.61	1.29
Ah _{adopté/lit} (cm ²)	7T10 5.53	7T10 5.53	7T10 5.53	7T10 5.53	7T10 5.53	7T10 5.53	7T10 5.53	7T10 5.53	7T10 5.53
esp (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15

IV.3.4. Linteaux :

Le schéma suivant montre le voile avec ouverture :

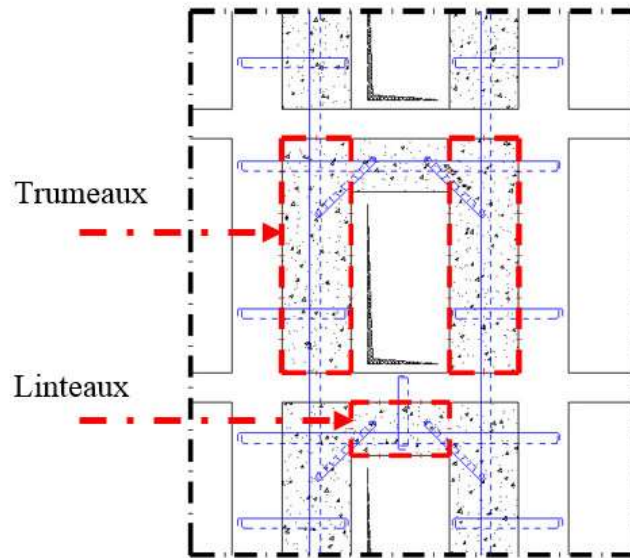


Figure IV- 43 : Voiles avec ouverture (Trumeaux et linteaux)

Le ferrailage des linteaux ce dernier sera mené suivant les étapes suivantes :

IV.3.4.a. Premier cas : $\tau b \leq 0.06 f_c 28$ [1]

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T, on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (Al).
- Des aciers transversaux (At).
- Des aciers en partie courante (Ac).

1.1 Aciers longitudinaux (Al) : [1]

Ils sont donnés par la formule suivante : $A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$

avec : M : Moment dû à l'effort tranchant ($V = 1.4 V_{\text{Calcul}}$).

Z = h-2d

h : Hauteur total du linteau.

d : Enrobage.

1.2. Aciers transversaux (At): [1]

i. Linteaux longs ($\lambda g = \frac{L}{h} > 1$) :

$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{V}$ Avec : S_t : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section des cours d'armatures transversales.

$V = 1.4 V_{\text{calcul}}$

L: Portée du linteau.

ii. Linteaux courts ($\lambda g = \frac{L}{h} \leq 1$) : [1]

$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{V + A_t \cdot f_e}$ Avec : $V = \min(V_1, V_2)$

$V_2 = 2 V_{\text{calcul}}$

$V_1 = (M_{ci} + M_{cj}) / L_{ij}$

$M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$

Tel que : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par : $M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$ avec $z = h - 2d'$

IV.3.4.b. Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$ [1]

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule : $A_D \leq \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$

$$\text{Avec : } \operatorname{tg} \alpha \leq \frac{h-2d'}{L}$$

$$V = V_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration)}$$

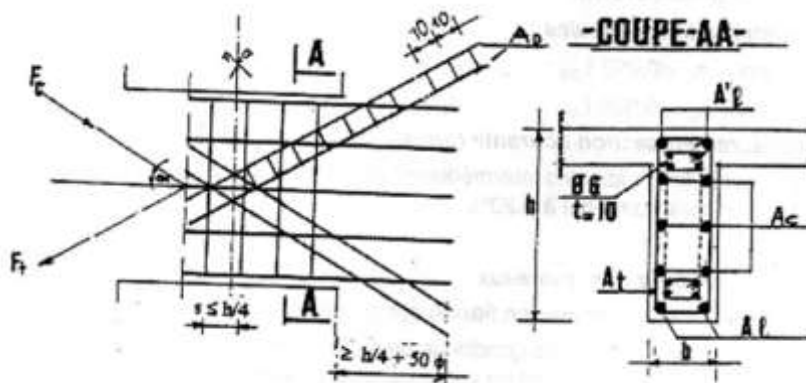


Figure IV- 44 : Ferrailage des linteaux [1]

IV.3.4.c. Ferrailage minimal : [1]

1.1. Armatures longitudinales :

$$(A_t, A_f) \geq 0.0015 \times b \times h \quad \text{Avec : } b : \text{Epaisseur du linteau.}$$

$$h : \text{Hauteur du linteau.}$$

1.2. Armatures transversales :

$$A_t \geq 0.0015 \times b \times s \quad \text{Si : } \tau_b \leq 0.025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.0025 \times b \times s \quad \text{Si : } \tau_b > 0.025 f_{c28}$$

1.3. Armatures en section courante (armature de peau).

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (en deux nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20% ; $A_c \geq 0.002 \times b \times h$

IV.3.4.d. Exemple de calcul

Nous proposons le calcul détaillé du linteau du voile 4 avec les données suivantes :

$h=1.00$ m ; $L=1.20$ m ; $b=0.20$ m ; $M_g=85.95$ kn m ; $M_d=135.68$ kn m ; $V_g=216.84$ KN ; $V_d=257.51$ kn ; $f_e=400$ Mpa ; $f_{c28}=27$ Mpa ; $f_{t28}=2,22$ Mpa ; $f_{bc}=15.30$ Mpa

1.1 Majoration de l'effort tranchant :

$$V=1.4 V_u \text{ calcul}=1.4 \times 257.51 \quad V=360.514 \text{ kn.}$$

1.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{360.514 \times 10^{-3}}{0.20 \cdot (0.9 \times 1.00)} = 2 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 5.4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

1.3 Calcul des armatures :

$\tau_b = 2 \text{ Mpa}$; $0.06 f_{c28} = 1.62 \text{ Mpa}$ $\tau_b = 2 \text{ Mpa} > 1.62 \text{ Mpa}$

Dans ce cas, on devra disposer :

- Aciers longitudinaux (A_l, A_l') de flexion
- Aciers transversaux (A_t)
- Aciers en partie courante (A_c)
- Aciers diagonaux (A_D)

i- Calcul de (A_l) :

Section minimale exigée par le RPA99/Version 2003 :

$$A_l, A_l' \geq 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 0.20 \times 1.00 \quad A_l, A_l' \geq 3.00 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T14 soit : $A_l, A_l' = 3.08 \text{ cm}^2$

ii- Calcul de (A_t) :

Section minimale exigée par le RPA99/Version 2003 :

$$\tau_b = 2 \text{ Mpa} > 0.025 f_{c28} = 0.675 \text{ Mpa.}$$

$$A_t \geq 0.0025 \times b \times s = 0.0025 \times 0.20 \times 0.15 \quad A_t \geq 0.75 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T10 soit : $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

iii- Calcul de (A_c) :

Section minimale exigée par le RPA99/Version 2003 :

$$A_c \geq 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 0.20 \times 1.00 \quad A_c \geq 4.00 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5T12 soit : $A_c = 5.65 \text{ cm}^2$

iv- Calcul de (A_D) :

$$A_{D1} \geq \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha} \quad \text{tg} \alpha \leq \frac{h-2d'}{L} = \frac{1.00-2 \times 0.1 \times 1.00}{1.20} \quad \text{tg} \alpha \leq 0.666 \quad \alpha = 33.69^\circ$$

$$A_{D1} \geq \frac{257.51 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times \sin 33.69} \quad A_{D1} \geq 5.80 \text{ cm}^2$$

Section minimale exigée par le RPA 99/Version 2003 :

$$A_{D2} \geq 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 0.20 \times 1.00 \quad A_{D2} \geq 3.00 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_D = \max (A_{D1}, A_{D2}) = \max (5.80, 3.00)$ $A_D \geq 5.80 \text{ cm}^2$

On adopte : 4T14 soit : $A_t = 6.16 \text{ cm}^2$

IV.3.4.e. Tableaux Récapitulatifs :

Les mêmes précédentes démarches et avec un programme sous Excel, on calcule les linteaux de tous les niveaux et en récapitule les résultats dans les tableaux suivantes :

1.1 Calcul de ferrailage :

Tableau IV- 38 : Ferrailage et vérifications des linteaux

Linteaux	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8
Mg (kn m)	85.95	456.85	171	203.6	651.51	275.83	130.98	209.53
Md (kn m)	135.68	358.29	165.06	382.77	498.09	266.56	91.25	267.45
Vg (kn)	216.84	423	239.79	444.4	517.89	445.81	319.2	356
Vd (kn)	257.51	375.39	395.44	185.49	499.2	439.81	315.7	346.18
L(m)	1.2	2	1.9	0.7	2.15	1	0.7	1.7
b(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
h (m)	1	1	1	1.05	1.05	1	1	1
fc28 (Mpa)	27	27	27	27	27	27	27	27
fe (Mpa)	400	400	400	400	400	400	400	400
Fissuration	1	1	1	1	1	1	1	1
τ (Mpa)	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
τ_b =	2.00	3.29	3.08	3.29	3.84	3.47	2.48	2.77
Vérification De La Contrainte De Cisaillement	C V	C V	C V	C V	C V	C V	C V	C V
Calcul de ferrailage								
s (m)	0.250	0.250	0.250	0.263	0.263	0.250	0.250	0.250
	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
$\tau_b > 0.06 f_{c28}$:	C V	C V	C V	C V	C V	C V	C V	C V
Al , Al' (cm ²)	3.00	3.00	3.00	3.15	3.15	3.00	3.00	3.00
At (cm ²)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Ac (cm ²)	4.00	4.00	4.00	4.20	4.20	4.00	4.00	4.00
AD (cm ²)	3	3	3.00	3.15	3.15	3	3	3

1.2 Choix de ferrailage :

Tableau IV- 39 : Choix des armatures des linteaux

Linteaux	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8
Al , Al' (cm ²)	2T14 soit : A _l , A _{l'} =3.08 cm ²							
At (cm ²)	4T10 soit : A _t =3.14 cm ²							
Ac (cm ²)	T12 esp=15 cm soit : A _t =5.65 cm ² /ml							
AD (cm ²)	4T14 soit : A _t =6.16 cm ²							

IV-4. Conclusion :

Après fixation des dimensions réelles de la structure ; nous avons procédé à la détermination et à la vérification des sections d'armature des différents éléments de la structure suivant plusieurs sollicitations. On a remarqué l'influence majeure de l'effet thermique et son impact directe sur le ferrailage calculé.

Enfin, on peut commencer l'étude de l'infrastructure et des éléments la composant.

CHAPITRE V
Etudes des éléments de
l'infrastructure

V.1. Fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Selon le rapport géotechnique établi par le (L.N.H.C) de Ain Témouchent :

- La Contrainte admissible du sol est estimée à 3.10 bars.
- Angle de frottement du remblai = 26° .
- Le poids volumique de remblais = 17.3 kn/m^3 .

V.1.1. Différentes Type de fondation superficielle :

On distingue trois types des fondations superficielles :

V.1.2.a. Semelle isolée :

C'est une semelle dite « ponctuelle » qui désigne une fondation qui va être placée sous un poteau, reprenant des charges ponctuelles de la structure et qui transmet et répartit ces charges sur le sol d'assise.



Figure V- 1 : Semelle isolé

V. 1.2.b. Semelle filante :

C'est une semelle qui est continue à l'inverse de la semelle isolée, On distingue deux utilisations pour ce type de semelle : supporter plusieurs colonnes ou bien un mur porteur (voile). Un des principaux avantages de ce type de semelle est qu'elle est mieux adaptée à des sols moins homogènes offrant ainsi une bonne stabilité à la structure.



Figure V- 2 : Semelle Filante

V.1.2.c. Radier générale :

C'est une fondation qui est répartie tout au long de surface du bâtiment, reprenant ainsi les charges mieux réparties, elle a l'allure d'un plancher renversé.



Figure V- 3 : Radier Générale

V.1.2. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier. Chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : [5] $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

V.1.2.a. Semelle isolée :

1.1 Dimensionnement des semelles isolée :

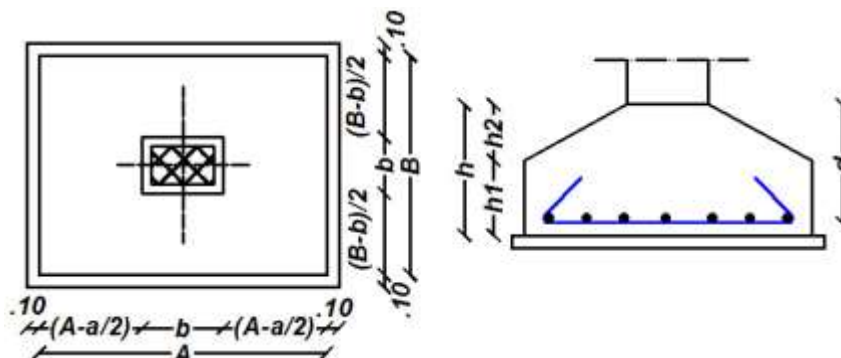


Figure V- 4 : Dimension de la semelle isolée

Exemple de calcul pour le cas d'un effort le plus défavorable :

➤ **Calcul de A et B :**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ [5]

La combinaison plus défavorable G+Q+Eyd (Nœud 7698):

N=2965.85 kn; $M_x = 6.875$ kn m; $M_y = 142.217$ kn m.

Dimension du poteau : 55x75 cm²

Contrainte du sol : $\sigma_{sol} = 3.10$ bars

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{2965.85}{3.10} = 9.57 \text{ m}^2 \quad S = A \times B$$

Suivant l condition d'homothétie : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \frac{75}{55} = \frac{A}{B} \dots\dots\dots A = \frac{75}{55} B \rightarrow A = \frac{75}{55} \times \frac{S}{A}$

Donc : $A = \sqrt{\frac{9.57 \times 0.75}{0.55}} \quad A = 3.61 \text{ m} \quad \text{en choisi } A = 3.80 \text{ m}$

$B = \frac{S}{A} = \frac{9.57}{3.80} \quad B = 2.65 \text{ m} \quad \text{en choisi } B = 2.80 \text{ m}$

➤ **Calcul les hauteurs de la semelle :**

Hauteur totale (h) : $\frac{B-b}{4} \geq d \geq \frac{A-a}{4} \quad \frac{3.80-0.75}{4} \geq d \geq \frac{2.80-0.55}{4} \quad 75.25 \text{ cm} \geq d \geq 56.25 \text{ cm}$

en choisi : $d = 0,70 \text{ m}$

donc : $h = d + 5 \text{ cm} \quad h = 0.75 \text{ m}$

Hauteur h_1 : $h_1 = 6 \varnothing_L + 6 \text{ cm} \quad \text{en suppose le ferrailage en maximum T20}$

$h_1 = 6 \times 2 + 6 = 18 \text{ cm} \quad \text{en choisi : } h_1 = 30 \text{ cm.}$

et $h_2 = h - h_1 = 75 - 30 \quad h_2 = 45 \text{ cm.}$

1.2 Vérification de la contrainte

$$\sigma = \frac{Nt}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \text{Avec : } Nt=N+Pds$$

N : Effort normale le plus défavorable.

Pds : Poids propre de la semelle.

S : La surface de la semelle.

Poids propre de la semelle : $Pds = V_{(cube+pyramide)} \cdot \gamma_b$ V: volume de la semelle

$$V_{(pyramide)} = \frac{h}{3} (S_1 + S_2 + \sqrt{S_1 \times S_2})$$

$$V_{(cube)} = A \cdot B \cdot h_1 = S_1 \cdot h_1$$

S₁: surface de semelle a la base S₁=3.80 x 2.80=10.64 m²

S₂: surface de avant poteau S₂=0.75 x 0.55=0.41 m²

h₂ : la hauteur de pyramide h₂=ht-h₁=0.75-0.30=0.45 m

$$V = [10.64 \times 0.30] + \left[\frac{0.45}{3} (10.64 + 0.41 + \sqrt{10.64 \times 0.41}) \right] \quad V = 5.349 \text{ m}^3$$

$$Pds = V \cdot 25 = 133.71 \text{ kn}$$

$$\sigma = \frac{2965.85 + 133.71}{3.80 \times 2.80} = \frac{3099.56}{10.64} = 2.91 \text{ bars} < \overline{\sigma_{sol}} = 3.10 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

1.3 Vérification de stabilité au renversement Calcul de l'excentricité :

Calcul de l'excentricité : $e_{ox} = \frac{Mx}{Nt} = \frac{6.875}{3099.56} \quad e_{oy} = 0,0022 \text{ m}$
 $e_{oy} = \frac{My}{Nt} = \frac{142.217}{3099.56} \quad e_{oy} = 0,0459 \text{ m}$

L'excentricité de la résultante des forces doit être inférieure au quart (1/4) de la base des semelles isolée comme exiger dans le RPA99v2003 (Article 10.1.5), Pour que ces forces restent à l'intérieur de la moitié centrale de la base : $e_{ox} \leq \frac{A}{4}$ et $e_{oy} \leq \frac{B}{4}$

Suivant xx : $e_{ox} = 0.0022 \text{ m} \leq \frac{3.80}{4} \quad 0.0022 \text{ m} < 0.925 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$

Suivant yy : $e_{oy} = 0.0459 \text{ m} \leq \frac{2.80}{4} \quad 0.0459 \text{ m} < 0.675 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$

1.4 Diagramme des contraintes et vérification des contraintes :

Suivant xx : $e_{ox} = 0.0022 \text{ m} \leq \frac{A}{6} = \frac{3.80}{6}$

0.0022 m < 0.513 m Condition Vérifiée donc diagramme trapézoïdale

$$\sigma_{(M,m)} = \frac{Nt}{A \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 e_{ox}}{A} \right) \quad Nt = N + Pds = 2965.85 + 133.71 \quad Nt = 3099.56 \text{ kn}$$

$$\sigma_{(M,m)} = \frac{3099.56}{3.80 \times 2.80} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0.0022}{3.80} \right) \quad \sigma_M = 2.92 \text{ bars} \text{ et } \sigma_m = 2.90 \text{ bars}$$

$$\sigma = \frac{\sigma_m + 3 \sigma_M}{4} = \frac{2.90 + 3 \times 2.92}{4}$$

$$\sigma = 2.92 \text{ bars} < \overline{\sigma_{sol}} = 3.10 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Suivant yy : $e_{oy} = 0.0459 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{2.80}{6}$

0.0459 m < 0.466 m Condition Vérifiée donc diagramme trapézoïdale

$$\sigma_{(M,m)} = \frac{Nt}{A \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 e_{oy}}{A} \right)$$

$$\sigma_m = \frac{3099.56}{3.80 \times 2.80} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0.0459}{2.80} \right) \quad \sigma_M = 3.20 \text{ bars} \text{ et } \sigma_m = 2.63 \text{ bars}$$

$$\sigma = \frac{\sigma_m + 3 \sigma_M}{4} = \frac{3 \times 3.20 + 2.63}{4}$$

$$\sigma = 3.06 \text{ bars} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 3.10 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

1.5 Calcul des armatures :

➤ **ELU/ELU_T** :

$N_u=4033.99 \text{ kn} + 1.35 \times Pds$; $M_x=2.043 \text{ kn m}$; $M_y=21.679 \text{ kn m}$;
 $N_u=4033.99+1.35 \times 133.71 = 4214.50 \text{ kn}$

Suivant xx :

$$e_{ox} = \frac{Mux}{Nu} = \frac{2.043}{4214.50} = 0.0005 \text{ m} \leq \frac{a}{6} = \frac{0.75}{6} \quad 0.0005 \text{ m} < 0.125 \text{ m} \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$e_{ox} = 0.0005 \text{ m} \leq \frac{A}{24} = \frac{3.80}{24} \quad 0.0005 \text{ m} < 0.158 \text{ m} \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$A_{x//B} = \frac{Nt \left(1 + \frac{3e_{ox}}{A}\right)(B-b)}{8 d \sigma_{st}} \quad A_{x//B} = \frac{4214.50 \left(1 + \frac{3 \cdot 0.0005}{3.80}\right)(2.80-0.55)}{8 (0.9 \cdot 0.75) 348} \quad \mathbf{A_{x//B}=50.48 \text{ cm}^2}$$

$$A_{y//A} = \frac{Nt \left(1 + \frac{3e_{ox}}{A}\right)(A-a)}{8 d \sigma_{st}} \quad A_{y//A} = \frac{4214.50 \left(1 + \frac{3 \cdot 0.0005}{3.80}\right)(3.80-0.75)}{8 (0.9 \cdot 0.75) 348} \quad \mathbf{A_{y//A}=68.43 \text{ cm}^2}$$

Suivant yy :

$$e_{oy} = \frac{Muy}{Nu} = \frac{21.679}{4214.50} = \leq \frac{b}{6} = \frac{0.55}{6} \quad 0.0054 \text{ m} < 0.092 \text{ m} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$e_{oy} = 0.0051 \text{ m} \leq \frac{B}{24} = \frac{2.80}{24} \quad 0.0054 \text{ m} < 0,116 \text{ m} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$A_{y//A} = \frac{Nt \left(1 + \frac{3e_{oy}}{B}\right)(A-a)}{8 d \sigma_{st}} \quad A_{y//A} = \frac{4214.50 \left(1 + \frac{3 \cdot 0.0051}{2.80}\right)(3.80-0.75)}{8 (0.9 \cdot 0.75) 348} \quad \mathbf{A_{y//A}=68.78 \text{ cm}^2}$$

$$A_{x//B} = \frac{Nt \left(1 + \frac{3e_{oy}}{B}\right)(B-b)}{8 d \sigma_{st}} \quad A_{x//B} = \frac{4214.50 \left(1 + \frac{3 \cdot 0.0051}{2.80}\right)(2.80-0.55)}{8 (0.9 \cdot 0.75) 348} \quad \mathbf{A_{x//B}=50.74 \text{ cm}^2}$$

➤ **ELA** :

$N=2965.85 \text{ kn}$; $M_x= 6.875 \text{ kn m}$; $M_y= 142.217 \text{ kn m}$.
 $N_A=2965.85+133.71 = 3099.56 \text{ kn}$

Suivant xx : $e_{ox} = 0.0022 \text{ m} \leq \frac{a}{6} = \frac{0.75}{6} \quad 0.0022 \text{ m} < 0.125 \text{ m} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$
 $e_{ox} = 0.0022 \text{ m} \leq \frac{A}{24} = \frac{3.80}{24} \quad 0.0022 \text{ m} < 0.158 \text{ m} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

$$A_{x//B} = \frac{Nt \left(1 + \frac{3e_{ox}}{A}\right)(B-b)}{8 d \sigma_{st}} \quad A_{x//B} = \frac{3099.56 \left(1 + \frac{3 \cdot 0.0022}{3.80}\right)(2.80-0.55)}{8 (0.9 \cdot 0.75) 348} \quad \mathbf{A_{x//B}=37.18 \text{ cm}^2}$$

$$A_{y//A} = \frac{Nt \left(1 + \frac{3e_{ox}}{A}\right)(A-a)}{8 d \sigma_{st}} \quad A_{y//A} = \frac{3099.56 \left(1 + \frac{3 \cdot 0.0022}{3.80}\right)(3.80-0.75)}{8 (0.9 \cdot 0.75) 348} \quad \mathbf{A_{y//A}=50.39 \text{ cm}^2}$$

Suivant yy : $e_{oy} = 0.0459 \text{ m} \leq \frac{b}{6} = \frac{0.55}{6} \quad 0.0459 \text{ m} < 0.092 \text{ m} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$
 $e_{oy} = 0.0459 \text{ m} \leq \frac{B}{24} = \frac{2.80}{24} \quad 0.0459 \text{ m} < 0,116 \text{ m} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

$$A_{y//A} = \frac{Nt \left(1 + \frac{3e_{oy}}{B}\right)(A-a)}{8 d \sigma_{st}} \quad A_{y//A} = \frac{3099.56 \left(1 + \frac{3 \cdot 0.0459}{2.80}\right)(3.80-0.75)}{8 (0.9 \cdot 0.75) 348} \quad \mathbf{A_{y//A}=52.78 \text{ cm}^2}$$

$$A_{x//B} = \frac{Nt \left(1 + \frac{3e_{oy}}{B}\right)(B-b)}{8 d \sigma_{st}} \quad A_{x//B} = \frac{3099.56 \left(1 + \frac{3 \cdot 0.0459}{2.80}\right)(2.80-0.55)}{8 (0.9 \cdot 0.75) 348} \quad \mathbf{A_{x//B}=38.94 \text{ cm}^2}$$

La section d'armature :

- Suivant xx : $A_{x//B} = \max (A_{u_{x//B} \text{ xx}} ; A_{u_{x//B} \text{ yy}} ; A_{a_{x//B} \text{ xx}} ; A_{a_{x//B} \text{ yy}})$
 $A_{x//B} = \max (50.48 \text{ cm}^2 ; 50.74 \text{ cm}^2 ; 37.18 \text{ cm}^2 ; 38.94 \text{ cm}^2) \quad \mathbf{A_{x//B}=50.74 \text{ cm}^2}$
- Suivant yy : $A_{y//A} = \max (A_{u_{y//A} \text{ xx}} ; A_{u_{y//A} \text{ yy}} ; A_{a_{y//A} \text{ xx}} ; A_{a_{y//A} \text{ yy}})$
 $A_{y//A} = \max (68.43 \text{ cm}^2 ; 68.78 \text{ cm}^2 ; 50.39 \text{ cm}^2 ; 52.78 \text{ cm}^2) \quad \mathbf{A_{y//A}=68.78 \text{ cm}^2}$

On choisit un ferrailage : $A_{x//B} : 19T20$ d'une section de 59.66 cm^2
 $A_{y//A} : 25T20$ d'une section de 78.50 cm^2

1.6 Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq A_{min} \quad \text{Avec : } A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Donc : } A_{min \text{ xx}} = 0.23 \times 3.80 \times 0.9 \times 0.75 \times \frac{2,4}{400} \dots\dots\dots A_{min} = 35.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{min \text{ yy}} = 0.23 \times 2.80 \times 0.9 \times 0.75 \times \frac{2,4}{400} \dots\dots\dots A_{min} = 26.08 \text{ cm}^2$$

Alors : $A_{st \text{ xx}} = 78.50 \text{ cm}^2 > 35.40 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée
 $A_{st \text{ yy}} = 59.66 \text{ cm}^2 > 26.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée

1.7 Vérification de poinçonnement :

$$P_u' \leq P_u'' = 0.045 U_c h' \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : P_u' : charge de poinçonnement $= P_u \left[1 - \frac{(a+2h)(b+2h)}{A B} \right]$
 $U_c : 2(a+b+2h)$
 h' : épaisseur de la semelle dans la section S à $\frac{h}{2}$ du nu du poteau

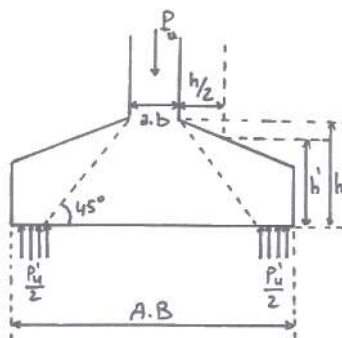


Figure V- 5 : Schéma de poinçonnement [5]

$$P_u = N_u + 1.35 P_{ds} = 4033.99 \text{ kN} + 1.35 P_{ds} \quad P_u = 4214.50 \text{ kN}$$

$$P_u' = 4214.50 \left[1 - \frac{(0.75 + 2 \times 0.75)(0.55 + 2 \times 0.55)}{3.80 \times 2.80} \right] \quad P_u' = 2387.49 \text{ kN}$$

$$P_u'' = 0.045 [2 (0.7 + 0.55 + 2 \times 0.75)] \times 0.64 \times \frac{30}{1.5} = 3225.60 \text{ kN}$$

$P_u = 4214.50 \text{ kN} < P_u'' = 3225.60 \text{ kN} \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée

1.8 Vérification d'effort tranchant :

$$V_u \leq V_u' = 0.067 (a + b) d f_{c28}$$

$$e < \frac{1}{4} (B + b + d)$$

Suivant xx :

$$e_x = 0.0005 \text{ m} < \frac{1}{4} (3.80 + 0.75 + (0.9 \times 0.75)) = 1.31 \text{ m}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u}{2} \frac{B-b-d}{B-2e} \quad V_{ux} = \frac{4214.50}{2} \times \frac{3.80 - 0.75 - (0.9 \times 0.75)}{3.80 - 2 \times 0.0005} \quad V_{ux} = 1317.38 \text{ kN}$$

$$V_u' = 0.067 (0.75 + 0.55) 0.9 \times 0.75 \times 30 \quad V_u' = 1763.78 \text{ kN}$$

$V_{ux} = 1317.38 \text{ kN} < V_u' = 1763.78 \text{ kN} \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée

Suivant yy :

$$e_x = 0.0051 \text{ m} < \frac{1}{4} (2.80 + 0.55 + (0.9 \times 0.75)) = 1 \text{ m}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u}{2} \frac{B-b-d}{B-2e} \quad V_{ux} = \frac{4214.50}{2} \times \frac{2.80-0.55-(0.9 \times 0.75)}{2.80-2 \times 0.0051} \quad V_{ux}=1189.66 \text{ kn}$$

$$V_{u'} = 0.067 (0.75 + 0.55) 0.9 \times 0.75 \times 30 \quad V_{u'} = 1763.78 \text{ kn}$$

$V_{ux}=1189.66 \text{ kn} < V_{u'} = 1763.78 \text{ kn} \dots\dots \text{Condition Vérifiée}$

Le ferrailage des autres semelles s'effectue suivant la procédure qu'avec la semelle « S6 » chacune doté de leur dimensions et hauteur de semelle, les calculs sont effectués au préalable et sont montré dans le tableau suivant :

Tableau V- 1 : Tableau récapitulatif de dimension et ferrailage des semelles

Semelle	Dimension (cm)	Suivant xx			Suivant yy		
		A _{st} (cm ²)	Le choix	A (cm ²)	A _{st} (cm ²)	Le choix	A (cm ²)
S1	400 x 300 x 80	66.74	22T20	69.08	51.45	17T20	53.38
S2	380 x 280 x 75	52.63	27T16	54.25	40.40	21T16	42.20
S3	370 x 260 x 75	50.73	26T16	52.25	36.83	19T16	38.18
S4	350 x 265 x 75	47.55	24T16	48.23	37.16	19T16	38.18
S5	340 x 250 x 75	41.11	23T16	46.22	32.54	18T16	36.17
S5	330 x 250 x 75	38.74	23T16	46.22	30.30	18T16	36.17
S6	320 x 240 x 70	37.72	22T16	44.21	29.20	17T16	34.16
S7	290 x 220 x 65	29.89	20T14	30.77	23.55	16T14	24.62
S8	280 x 210 x 60	28.61	19T14	29.23	22.28	15T14	23.08
S9	270 x 205 x 55	27.47	18T14	27.69	21.82	15T14	23.08
S10	230 x 175 x 50	17.25	16T12	18.09	13.82	13T12	14.70
S11	220 x 165 x 45	18.05	16T12	18.09	14.28	13T12	14.70
S12	200 x 150 x 40	14.58	14T12	15.83	11.63	11T12	12.43

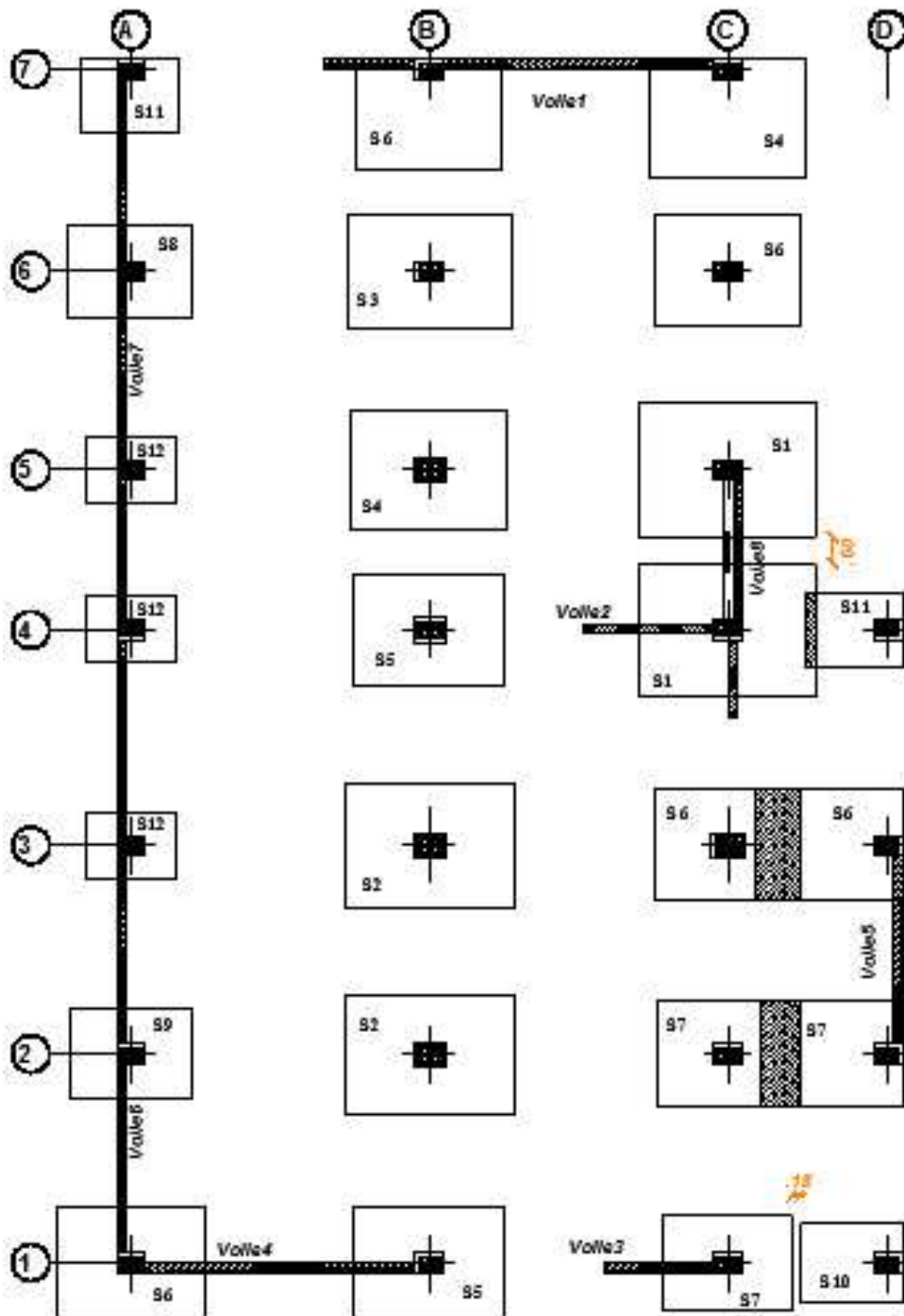


Figure V- 6 : Plan de coffrage semelles isolées

N.B :

On remarque qu'il y a un problème de chevauchement entre les semelles des axes C et D et des voiles sur les axes A et files 1 et 7 ; En finalité, On doit utiliser des semelles isolées et filantes comme solution pour les fondations.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.

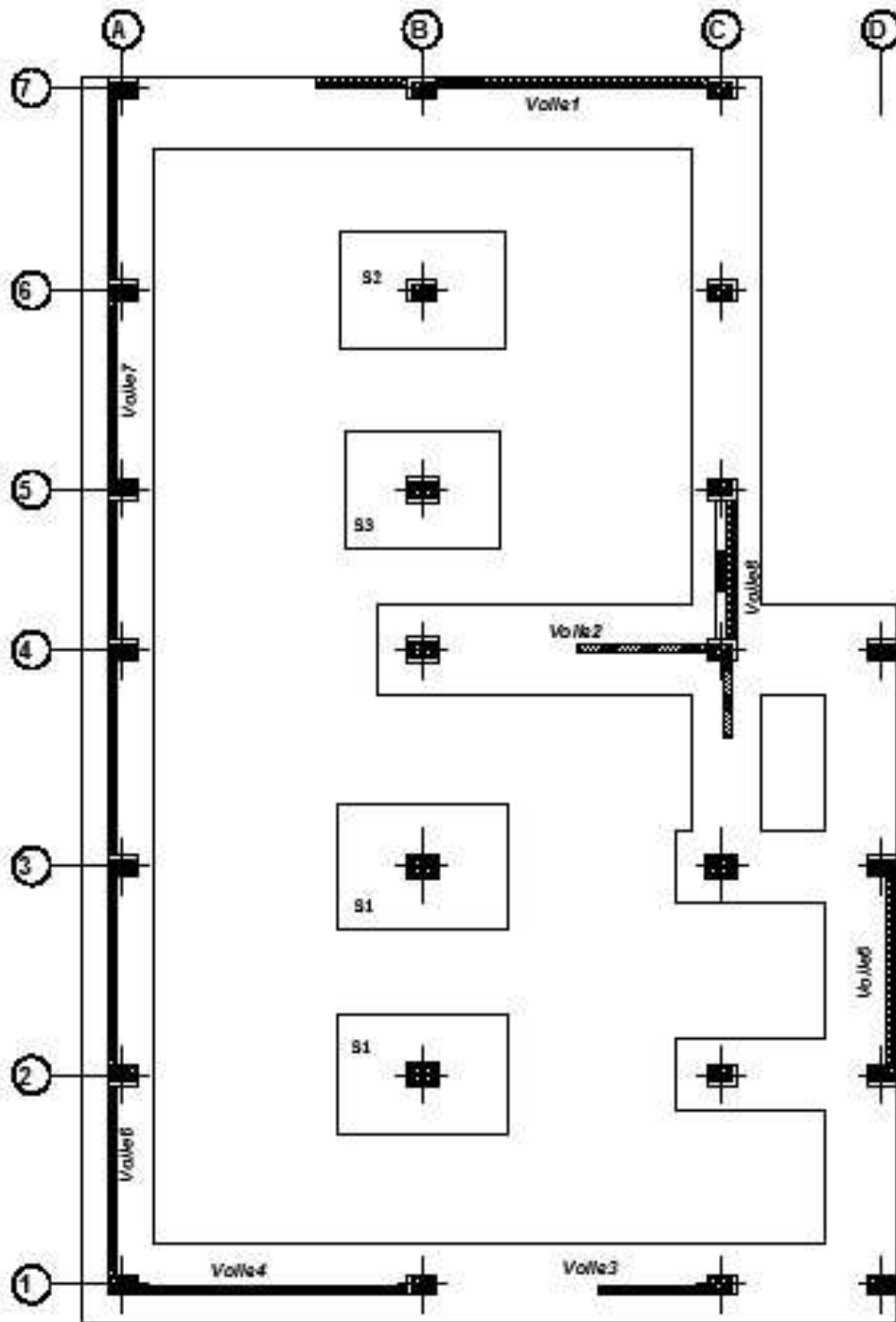


Figure V- 7 : Plan de coffrage isolées et filantes

V.1.2.b. Semelles filantes :

Le recours à la semelle filante se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont chevauchées ou proches les unes des autres et de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

On peut dire que la semelle continue sous poteaux travaille sous des contraintes linéaires réparties, pour cela on doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{sol} \geq \frac{R}{S}$

Avec : $R = \sum N_i$ (de chaque file de poteaux).

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{R}{L \sigma_{sol}}$$

1.1 Dimensionnement des semelles filantes :

Exemple de calcul

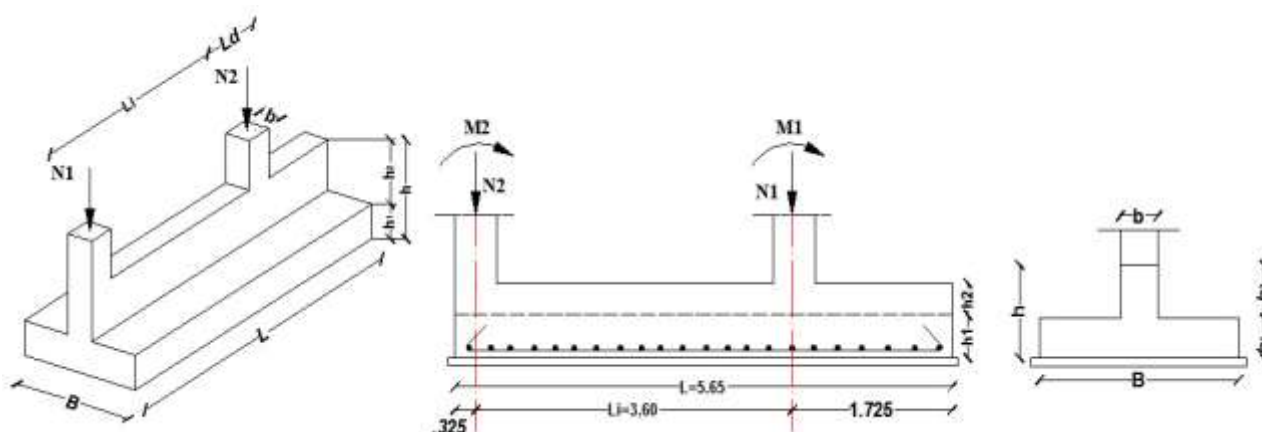


Figure V- 8 : Semelle filante files 2

➤ Calcul de la résultante : $R = \sum N_i$

Tableau V- 2 : Efforts internes des poteaux exercés sur la semelles filante files 2

Combinaison	Noeud	N ₂ (kn)	M _x (kn m)	M _y (kn m)	Noeud	N ₁ (kn)	M _x (kn m)	M _y (kn m)	R= $\sum N_i$ (kn)
ELU	7685	472.965	-3.415	-20.083	7696	3025.35	0.615	-36.996	
ELS	7685	345.795	-2.513	-14.441	7696	2192.6	0.427	-26.609	2538.395
G+Q+exd	7685	399.77	0.118	42.66	7696	2220.71	3.909	47.965	
G+Q+eyd	7685	1190.38	32.821	-1.165	7696	2252.48	30.57	-9.413	
0.8 G+exd	7685	297.835	0.738	48.681	7696	1433.72	3.614	59.014	
0.8 G+eyd	7685	1088.445	33.441	4.857	7696	1465.49	30.275	1.636	

➤ Calcul de débord de la semelle :

$$L_{max} = L_i = 3.60 \text{ m}$$

$$D \geq \frac{L_{max}}{3} = \frac{3.60}{3} = 1.20$$

$$D = 1.40 \text{ m}$$

$$L_d \geq D + \frac{a}{2} = 1.40 + \frac{0.65}{2}$$

$$L_d = 1.725 \text{ m}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$L \geq L_d + Li \frac{a}{2} = 1.725 + 3.60 + \frac{0.65}{2} L = 5.65 \text{ m}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow X = \frac{\sum (Ni \cdot xi)}{R} = \frac{(345.975 \times 5.325 + 2192.6 \times 1.725)}{2538.395} \quad X = 2.215 \text{ m}$$

$$e = \frac{L}{2} - X = \frac{5.65}{2} - 2.215$$

$$e = 0.61 \text{ m} < \frac{5.65}{6} = 0.94 \text{ m} \quad \text{Alors la répartition est trapézoïdale.}$$

➤ **Dimension d la semelle :**

$$B \geq \frac{R}{L \times \sigma_{sol}} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2538.395}{5.65 \times 310} \left(1 + \frac{3 \times 0.61}{5.65}\right) = 1.92 \text{ m} \quad \text{On prend : } B = 2.40 \text{ m}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad \text{Avec } B : \text{Largueur de la semelle}$$

b : Largueur de poteau

d : hauteur utile

$$d \geq \frac{2.40 - 0.45}{4} = 0.49 \text{ m} \quad d = 0.60 \text{ m}$$

$$h \geq \begin{cases} \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} \\ \frac{L}{9} \end{cases} \begin{cases} \frac{2.40 - 0.45}{4} + 0.05 = 0.54 \\ \frac{5.65}{9} = 0.63 \end{cases}$$

On prendre h=100 cm

Hauteur h₁ : h₁ = 6 Ø_L + 6 cm

$$h_1 = 6 \times 2 + 6 = 18 \text{ cm}$$

$$\text{et } h_2 = h - h_1 = 100 - 40$$

en suppose le ferrailage en maximum T20

en choisi : h₁ = 40 cm.

$$h_2 = 60 \text{ cm.}$$

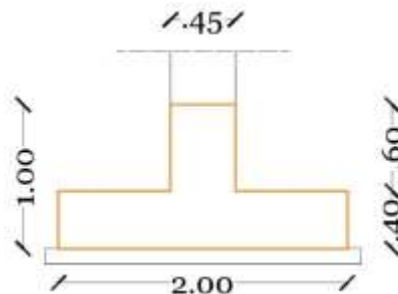


Figure V- 9 : Dimension de la semelle filante files 2.

Le principe de calcul des semelles filante est de vérifier la condition $(L_e \frac{\pi}{2} + a)$ Par rapport au L_{max} afin de déterminer la nature ou type de modèle de calcul

- $L_e \frac{\pi}{2} + a \geq L_{max}$: Poutre considérée comme très rigide.
- $L_e \frac{\pi}{2} + a < L_{max}$: Poutre continue sur sol élastique, tient compte de l'interaction sol structure.

➤ **Calcul de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}} \quad [6] \quad \text{Avec :}$$

E : module d'élasticité du béton (E = 33000.00 Mpa).

K: coefficient de raideur du sol (K= 40 MN/m²)

I : moment d'inertie de la semelle=0,0692 m⁴

B : la largeur de la semelle (B=2.00 m).

L max : la longueur maximale entre axe de deux poteaux (Lmax=3.60 m).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 33 \times 10^3 \times 0.0692}{40 \times 2.00}} = 2.63 \text{ m} \quad L_e \frac{\pi}{2} + a = 3.27 \frac{\pi}{2} + 0.45 = 5.59 \text{ m} > L_{max} = 3.60 \text{ m}$$

La semelle filante file2 est une semelle rigide ; on peut calculer comme poutre continue soumise à la réaction du sol avec une répartition des efforts normaux.

1.2 Détermination des contraintes et calcul des efforts internes dans les semelles :

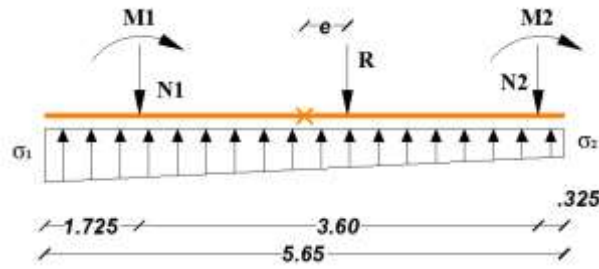


Figure V- 10 : Schéma statique de la semelle filante 2.

$$\sigma_{1;2} \geq \frac{R}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

Tableau V- 3 : Contraintes dans la semelles filante files 2

Combinaison	R=∑Ni (kn)	L (m)	e (m)	B (m)	σ1 (kn/m ²)	σ2 (kn/m ²)	σm (kn/m ²)	σsol (kn/m ²)	σmoy ≤ σsol
ELU	3498.315	5.45	0.71	2.00	510.00	109.18	409.79	412.30	C.V
ELS	2538.395				370.06	79.22	297.35	310	C.V
G+Q+exd	2620.48				382.02	81.78	306.96	620	C.V
G+Q+eyd	3442.86				501.91	107.44	403.29		
0.8 G+exd	1731.555				252.43	54.04	202.83		
0.8 G+eyd	2553.935				372.32	79.70	299.17		

A l'aide d'un programme de calcul en Excel, on détermine les efforts et le ferrailage des semelles

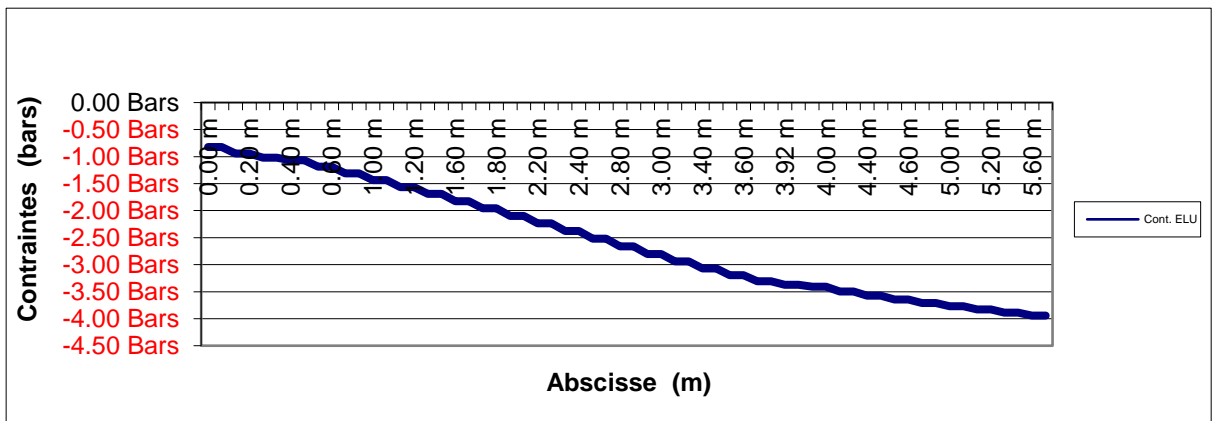


Figure V- 11 : Diagramme du contrainte sol. ELU (semelles filante files 2).

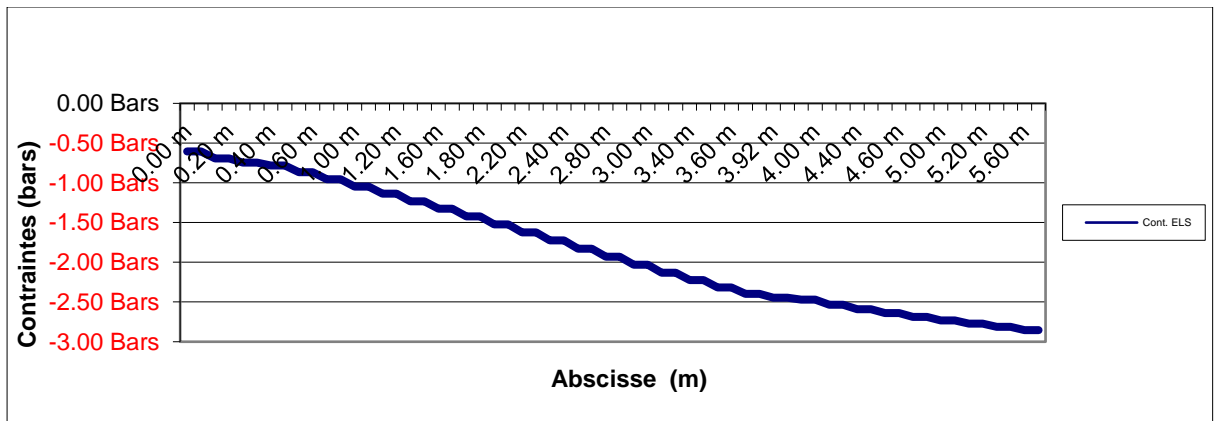


Figure V- 12 : Diagramme du contrainte sol. ELS (semelles filante files 2).

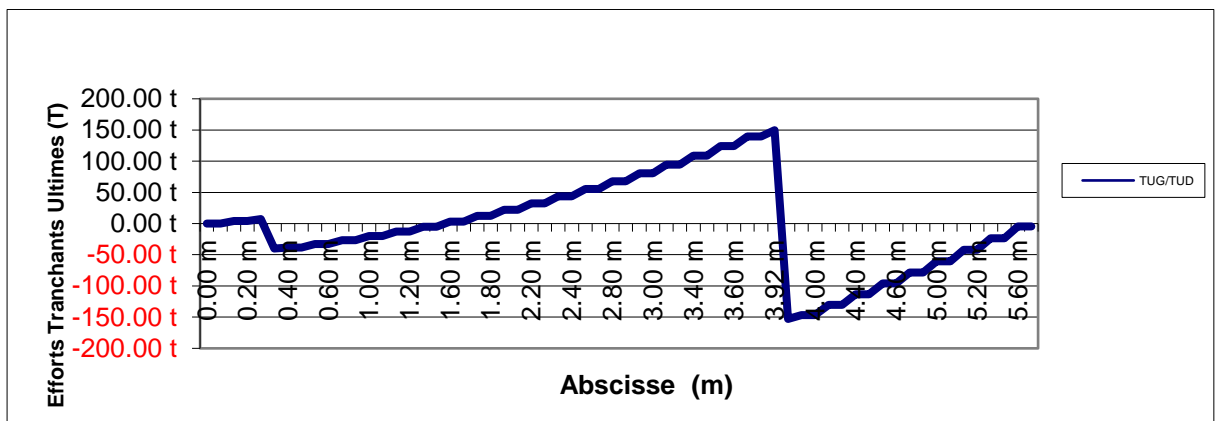


Figure V- 13: Diagramme des efforts tranchants (semelles filante files 2).

Tableau V- 4 : Efforts internes maximum (semelles filante files 2)

Combinaison	Ma (kn m)	Mt (kn m)	V (kn)
ELU	253.3	1352.5	1328.9
ELS	185.20	979.50	/

1.3 Calcul de ferrailage :

i- Ferrailage longitudinal :

➤ En travée :

$b=2.00 \text{ m}$; $h=100 \text{ cm}$; $d=90 \text{ cm}$; $f_e=400 \text{ Mpa}$; $f_{c28}=27 \text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,22 \text{ Mpa}$; $f_{bc}=15.30 \text{ Mpa}$
 $M_u=1352.50 \text{ kn m}$

$$M_r = b_0 \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot f_{bc} \quad M_r = 2.00 \times 0.4 \times \left(0.90 - \frac{0.4}{2}\right) \times 15.30 \quad M_r = 8568 \text{ kn m}$$

On constate que $M_u < M_r$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, le calcul se fait en flexion simple avec une section $b \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1352.50 \cdot 10^{-3}}{2.00 \times (0,9)^2 \times 15.30} = 0,055 < 0,186 \dots \dots \dots \text{Pivot A}$$

$A_u' = 0$ (Acier comprimé pas nécessaire).

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2x(0,055)}) = 0,07$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 (0,07) = 0,972$$

La section de l'armature tractée est :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{1352.50 \cdot 10^{-3}}{0,972 \times 0,9 \times 348} = 44.43 \text{ cm}^2$$

On opte un **4T20 fits + 4x4T16 chap** **Au = 44.72 cm²**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d$$

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{2.22}{400} 2.00 \times 0.90$$

$$A_{u \min} \geq 27.57 \text{ cm}^2 \quad A_u = 44.72 \text{ cm}^2 > 22.97 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En appui :**

$$M_r = 10281.6 \text{ kn m} > M_u = 253.40 \text{ kn m}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, le calcul se fait en flexion simple avec une section b0xh :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0.d^2.f_{bc}} = \frac{253.40 \cdot 10^{-3}}{0.45 \times (0.9)^2 \times 15.30} = 0,045 < 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$A_u' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2x(0,045)}) = 0,058$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 (0,353) = 0,977$$

La section de l'armature tractée est :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{253.40 \cdot 10^{-3}}{0,977 \times 0,9 \times 348} = 8.28 \text{ cm}^2 \text{ On opte un } \mathbf{4T16 \text{ fits} + 2T16 \text{ chap}} \quad \mathbf{A_u = 12.06 \text{ cm}^2}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d$$

$$A_{u \min} \geq 0,23 \times \frac{2.22}{400} \times 0.45 \times 0.9$$

$$A_{u \min} \geq 5.17 \text{ cm}^2 \quad A_u = 12.06 \text{ cm}^2 \geq 5.17 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

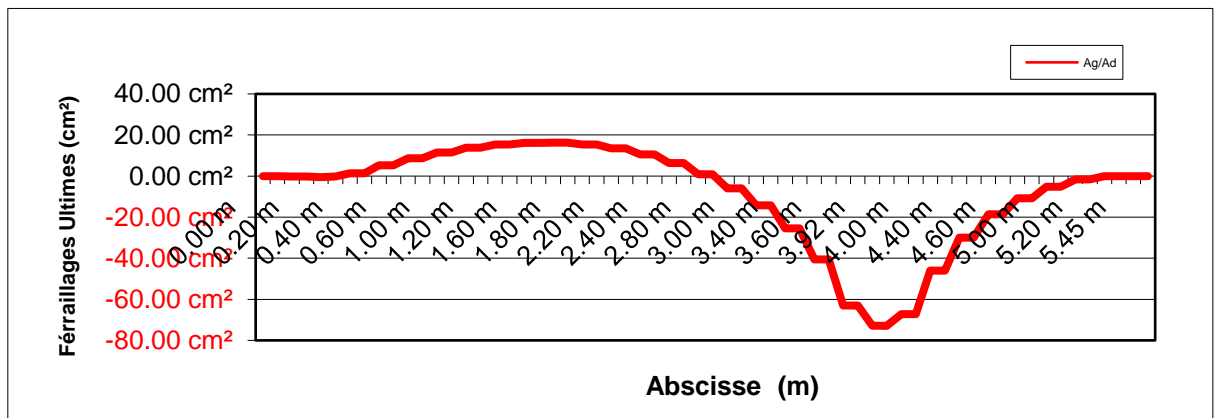


Figure V- 14 : Diagramme des Armatures longitudinal (semelles filante files 2).

ii- Vérification des contraintes à ELS :

$f_{c28}=27$ Mpa ; $f_e=400$ Mpa ; $h_0=0,05$ m ;

Les éléments de notre projet sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton :

➤ **En travée :**

$b=2.00$ m ; $M_t=979.50$ kn m ; $\overline{\sigma_{bc}}=0.6 \times f_{c28}$ $\overline{\sigma_{bc}}=16.20$ Mpa

$y=-D + \sqrt{D^2 + E}$ Avec : $D = \frac{15}{b} (A_u + A_u') = \frac{15}{200} (44.72+0)=3.35$ cm

$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A_u' \cdot d') = \frac{30}{200} (44.72 \times 90 + 0) = 603.72$ cm²

Donc : $y = -3.35 + \sqrt{3.35^2 + 603.72} = 21.44$ cm

Puis : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_u (d-y)^2 + 15 A_u' (y-d')^2$

Alors : $I = \frac{200}{3} 21.44^3 + 15 \times 44.72 (90-19.81)^2 + 0 = 3\,810\,104.39$ cm⁴

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{979.50 \cdot 10^2}{3\,810\,104.39} 21.44 = 0.551$ kn/cm²

$\sigma_{bc} = 5.51$ Mpa < $\overline{\sigma_{bc}} = 16.20$ Mpa.....Condition vérifiée .

➤ **En appui :**

$b=0,45$ m ; $M_a=185.20$ kn m

$y=-D + \sqrt{D^2 + E}$ Avec : $D = \frac{15}{b} (A_u + A_u') = \frac{15}{45} (12.06+0)=4.02$ cm

$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A_u' \cdot d') = \frac{30}{45} (12.06 \times 90 + 0) = 723.60$ cm²

Donc : $y = -4.02 + \sqrt{4.02^2 + 723.60} = 23.18$ cm

Puis : $I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A_u (d-y_1)^2 + 15 A_u' (y_1-d')^2$

Alors : $I = \frac{45}{3} \times 23.18^3 + 15 \times 12.06 (90-23.18)^2 + 0 = 994\,526.17$ cm⁴

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{185.20 \cdot 10^2}{994\,526.17} 23.18 = 0.432$ kn/cm²

$\sigma_{bc} = 4.32$ Mpa < $\overline{\sigma_{bc}} = 16.2$ Mpa.....Condition vérifiée .

iii- Ferrailage transversal :

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le CBA93 (Article 5.1.1), La contrainte tangentielle τ_u doit vérifier la condition suivante :

$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \cdot d} \leq \overline{\tau} = \min (0.13 \times f_{c28} ; 5 \text{ Mpa})$ Avec : $V_{\max} = 1328.9$ kn

$\tau_u = \frac{1328.9 \cdot 10^{-3}}{0.45 \cdot 0.90} = 3.28$ Mpa $\leq \overline{\tau} = \min (0.13 \times 27 ; 5 \text{ Mpa})$

$\tau_u = 3.28$ Mpa $\leq \overline{\tau} = 3.51$ MpaCondition vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement a la jonction de la table et la nervure :**

$\tau_u = \frac{V_{u\max}(b-b_0)}{1.8 \times b \cdot d \cdot h_0} \leq \overline{\tau}$ Avec : $V_{\max} = 1328.9$ kn

$\tau_u = \frac{1328.9 \cdot 10^{-3} (200-45)}{1.8 \times 2.00 \times 0.9 \times 0.40} = 1.59$ Mpa $\leq \overline{\tau} = 3.51$ MpaCondition vérifiée

➤ **Calcul du diamètre des armatures transversale :**

$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_l \right)$ $\emptyset_t \leq \min \left(\frac{100}{35} ; \frac{45}{10} ; 2 \right)$ $\emptyset_t \leq 2$ cm

On choisit une section de 6 \emptyset 8 avec $A_s=3.01$ cm²

➤ **Calcul de l'espacement :**

$$\text{esp} \leq \min \left(0.9d; \frac{At fe}{0.4 b_0} ; 40 \text{ cm} \right)$$

• **Zone nodale :**

$$\text{esp} \leq \min \left(0.9 \times 90; \frac{3.01 \times 400}{0.4 \times 45} ; 40 \text{ cm} \right)$$

$$\text{esp} \leq \min (81 \text{ cm} ; 66.8 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \quad \text{esp} \leq 40 \text{ cm} \quad \text{soit : esp}=10 \text{ cm}$$

• **Zone courante :**

$$\text{esp} \leq \min \left(0.9 \times 90; \frac{3.01 \times 400}{0.4 \times 200} ; 40 \text{ cm} \right)$$

$$\text{esp} \leq \min (81 \text{ cm} ; 15.05 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \quad \text{esp} \leq 15.05 \text{ cm} \quad \text{soit : esp}=15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\frac{At fe}{b_0 A_{st}} \geq \max \left(\frac{\tau u}{2} ; 0.40 \text{ Mpa} \right)$$

• **En travée :**

$$\frac{3.01 \times 400}{2.00 \times 44.72} \geq \max \left(\frac{3.28}{2} ; 0.40 \text{ Mpa} \right)$$

$$163.46 \text{ Mpa} \geq 1.64 \text{ Mpa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **En appui :**

$$\frac{3.01 \times 400}{0.45 \times 12.06} \geq \max \left(\frac{0.66}{2} ; 0.40 \text{ Mpa} \right)$$

$$49.91 \text{ Mpa} \geq 1.64 \text{ Mpa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.1.3. Tableaux Récapitulatifs :

V.1.3.a. Dimensions et vérifications des contraintes différentes semelles filantes :

Tableau V- 5 : Dimension et vérifications des contraintes des semelles filantes

Semelles	B (m)	b (cm)	H (m)	h1 (cm)	h2 (cm)	σ_{moy} (bars)	$\sigma_{\text{moy}} \leq \sigma_{\text{sol}}$ (bars)
File 1	1.80	45	1.00	40	60	2.75	C.V
File 2	2.40	45	1.00	40	60	2.48	C.V
File 3	1.20	45	1.00	40	60	2.72	C.V
File 4	2.40	45	1.00	40	60	2.95	C.V
File 7	2.00	45	1.00	40	60	2.95	C.V
Axe A	2.40	45	1.00	40	60	2.90	C.V
Axe C	2.40	45	1.00	40	60	2.69	C.V
Axe D	1.20	45	1.00	40	60	2.67	C.V

V.1.3.b. Ferrailage des différentes semelles filantes :

Tableau V- 6 : Ferrailage des semelles filantes.

Semelles	Mu (kn m)		A _{st} choisie (cm ²)			
	Appui	Travée	Appui		Travée	
			Calculé	Choisi	Calculé	Choisi
File 1	1019.6	1370.7	36.24	37.68	45.20	50.24
			4T20 fits + 2x4T20 chap		4T20 fits + 3x4T20 chap	
File 2	253.3	1352.5	8.28	12.06	44.21	44.72
			4T16 fits + 2T16 chap		4T20 fits + 4x4T16 chap	
File 3	277.9	557.0	9.11	12.06	18.21	20.10
			4T16 fits + 2T16 chap		4T16 fits + 6T16 chap	
File 4	747.0	1433.3	25.71	28.65	46.92	50.24
			4T20 fits + 2x4T16 chap		4T20 fits + 12T20 chap	
File 7	623.7	1153.1	21.17	24.63	37.71	43.96
			4T20 fits + 6T16 chap		4T20 fits + 3x4T16 chap	
Axe A	359.2	544.5	11.87	12.06	17.55	20.10
			4T16 fits + 2T16 chap		4T16 fits + 6T16 chap	
Axe C	592.9	1666.5	46.42	50.24	10.04	12.06
			4T20 fits + 12T20 chap		4T16 fits + 2T16 chap	
Axe D	165.9	2170.3	5.38	8.04	76.74	81.64
			4T16 fits		4T20 fits + 22T20 chap	

V.2. Longrines :

Les longrines sont des éléments de l'infrastructure qui sont capables de solidariser l'ensemble des têtes et pieds des avants poteaux et qui permettent en même temps de résister à un effort de traction $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kn}$ [1]

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

- Sites classés en catégorie S2 (site ferme)
- Zone sismique IIa, Groupe d'usage 2 selon la classification donnée par le RPA 99

Donc : $\alpha=15$

Tableau V- 7 : Effort de traction maximal

	N (kn)	$\alpha=$	F (kn)
ELU	4022.80	15	268.19
ELS	2915.50	15	194.37
ELA	4063.70	15	270.91



Figure V- 15 : Longrines

D'après le RPA99 V2003, la dimension minimale de la section transversale de la longrine est de 25 x 30 cm² pour le site S2

On choisit une section de S= (30*30) cm².

V.2.1. Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} \geq \frac{N}{\sigma_{st}} = \frac{268.19}{348} 10 = 7.71 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99V2003, la section minimale est de : $A_{\min} = 0.6\% S = 0.6\% \times 30 \times 30 = 5.40 \text{ cm}^2$
On choisit : 4T14+2T12 de section 8.42 cm².

V.2.1.a. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d$$

$$A_{u \min} \geq 0.23 \times \frac{2.22}{400} \times 0.30 \times 0.30$$

$$A_{u \min} \geq 1.15 \text{ cm}^2 \quad A_u = 8.42 \text{ cm}^2 > 1.15 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.2.2. Calcul du ferrailage transversal :

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce.
Donc, le choix de la section d'un seul corps transversal sera $A_t = 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

V.2.2.a Espacement des cadres :

D'après le RPA99v2003 : $St \leq \min (20\text{cm} ; 15 \phi l)$

$St \leq \min (20 \text{ cm}; 15 \times 1.4)$ On prend: $St = 15 \text{ cm}$

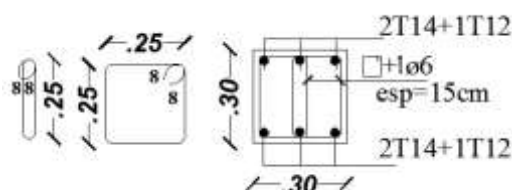


Figure V- 16: Coffrage et ferrailage des longrines.

V.3. Etude des voiles périphériques :

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- Effet de la poussée des terres.
- Effet de surcharge.
- La charge pondérée.

V.3.1. Charges exercées sur le voile

V.3.1.a. Calcul de la force de poussée :

$$P = \frac{1}{2} K_a \gamma_t h^2 \quad [8] \quad \text{Avec : } P : \text{poussée de terre}$$

h : hauteur du voile ($h=3.20$ m).

γ_t : Poids volumique de la terre ($\gamma_t = 17.3$ kn/m³).

\emptyset : Angle de frottement interne du sol ($\emptyset = 26^\circ$).

K_a : coefficient de poussée des terres.

$$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\emptyset}{2} \right) = tg^2 \left(45 - \frac{26}{2} \right) \quad K_a=0.39$$

$$P = \frac{1}{2} \times 0.39 \times 17.3 \times 3.2^2 \quad P=34.55 \text{ kn/ml}$$

V.3.1.b. Poussée due à la surcharge :

$$Q=K_a' q h \quad [8] \quad \text{Avec : } Q : \text{poussée due à la surcharge.}$$

q : surcharge d'exploitation ($Q=1,5$ kn/m²).

h : hauteur du voile ($h=3.20$ m).

K_a' : coefficient de poussée due à la surcharge.

$$K_a' = \frac{K_a}{\cos(\beta-\lambda)} \quad \text{Avec : } \beta=\lambda=0^\circ \quad K_a' = K_a = 0.39$$

$$Q = 0.39 \times 1.50 \times 3.20 \quad Q=1.872 \text{ kn/ml}$$

V.3.1.c. Charge pondérée :

$$\text{ELU} \quad q_u=1.35 P+1.5 Q=1.35 \times 34.55+1.5 \times 1.872 \quad q_u = 49.45 \text{ kn/ml}$$

$$\text{ELS} \quad q_s=P+Q=34.55+1.872 \quad q_s = 36.372 \text{ kn/ml}$$

V.3.2. Détermination des efforts internes :

Le mur sera calculé comme des dalles encastrées sur quatre cotés (deux poteaux et deux poutres), et chargées par la poussée des terres ; on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x et μ_y . [6]

On considère le tronçon le plus défavorable (voile centrale) : $L_x = 3.20$ m ; $L_y = 4.85$ m

$0.4 < \alpha = \frac{3.20}{4.85} = 0.660 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_{0x} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_x \quad \text{avec} \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4 \times \alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9 \alpha) \geq 0.25 \end{cases}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4 \times 0.66^3)} \quad \mu_x = 0.0484$$

$$\mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9 \alpha) = 0.0484^3 \times (1.9 - 0.9 \times 0.66) = 0.00021 \quad \mu_y = 0.25$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Moments sur appuis : M_e et $M_w \geq 0.15M_0$ (appui d'extrémité).

M_e et $M_w \geq 0.40M_0$ (appui intermédiaire).

M_e et $M_w \geq 0.50M_0$ (appui voisins des appuis de rive).

Moments en travées : $M_t \geq 1.25M_0 - \frac{M_e+M_w}{2}$

V.3.2.a. Efforts internes à ELU

Moments sur appuis :

$$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0484 \times 49.45 \times 3.20^2 \quad M_{0x} = 24.508 \text{ kn m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.25 \times 24.508 \quad M_{0y} = 6.127 \text{ kn m}$$

Moments en travées :

$$M_t \geq 1.25M_0 - \frac{M_e+M_w}{2}$$

$$M_{tx} \geq 1.25 \times 24.508 - \frac{24.508+24.508}{2} \quad M_{tx} \geq 6.127 \text{ kn m}$$

$$M_{ty} \geq 1.25 \times 6.127 - \frac{6.127+6.127}{2} \quad M_{ty} \geq 1.532 \text{ kn m}$$

V.3.2.b. Efforts internes à ELS

Moments sur appuis :

$$M_{0x} = \mu_x q_s L_x^2 = 0.0484 \times 36.372 \times 3.20^2 \quad M_{0x} = 17.977 \text{ kn m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.25 \times 24.508 \quad M_{0y} = 4.494 \text{ kn m}$$

Moments en travées :

$$M_t \geq 1.25M_0 - \frac{M_e+M_w}{2}$$

$$M_{tx} \geq 1.25 \times 17.977 - \frac{17.977+17.977}{2} \quad M_{tx} \geq 4.494 \text{ kn m}$$

$$M_{ty} \geq 1.25 \times 4.494 - \frac{4.494+4.494}{2} \quad M_{ty} \geq 1.124 \text{ kn m}$$

V.3.3. Calcul du ferrailage à ELU :

V.3.3.a. Ferrailage suivant xx :

b=1.00 m ; h=20 cm ; d=18 cm ; fe=400 Mpa ; fc28=27 Mpa ; ft28=2,22 Mpa ; fbc=15.30 Mpa

1.1 En Appuis :

Mox=24.508 kn m

$$\mu_{bu} = \frac{Mox}{b.d^2 . fbc} = \frac{24.508 \cdot 10^{-3}}{1.00 \times (0,18)^2 \times 15.30} = 0.049 < 0.186 \dots \dots \dots \text{Pivot A}$$

Au' = 0 (Acier comprimé pas nécessaire).

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2x(0,049)}) = 0.063$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 (0,063) = 0.975$$

La section de l'armature tractée est :

$$Au = \frac{Mox}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{24.508 \cdot 10^{-3}}{0.975 \times 0,18 \times 348} = 4.02 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte un } 7T12/ml \text{ Au} = 7.91 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$Au_{min} \geq 0,23 \frac{ft28}{fe} b.d$$

$$Au_{min} \geq 0,23 \frac{2.22}{400} 1.00 \times 0.18$$

$$Au_{min} \geq 2.30 \text{ cm}^2 \quad Au = 7.91 \text{ cm}^2 > 2.30 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

1.2 En Travée :

Mtx=6.127 kn m

$$\mu_{bu} = \frac{Mtx}{b.d^2 . fbc} = \frac{6.127 \cdot 10^{-3}}{1.00 \times (0,18)^2 \times 15.30} = 0.012 < 0.186 \dots \dots \dots \text{Pivot A}$$

Au' = 0 (Acier comprimé pas nécessaire).

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2x(0,012)}) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 (0,016) = 0,994$$

La section de l'armature tractée est :

$$A_u = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,127 \cdot 10^{-3}}{0,994 \times 0,18 \times 348} = 0,94 \text{ cm}^2$$

On opte un **7T12/ml Au = 7.91 cm²**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{2,22}{400} 1,00 \times 0,18$$

$$A_{u \min} \geq 2,30 \text{ cm}^2 \quad A_u = 7,91 \text{ cm}^2 > 2,30 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

1.3 Section minimale :

CBA:

$$A_{y \min} = 8 \cdot h = 8 \times 0,20$$

$$A_{y \min} = 1,60 \text{ cm}^2 < A_u = 7,91 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_{x \min} = A_{y \min} (3 - \alpha) / 2 = 1,60 (3 - 0,660) / 2$$

$$A_{x \min} = 1,87 \text{ cm}^2 < A_u = 7,91 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

RPA 99/2003 :

$$A_{\min} = 0,0015 b h = 0,0015 \times 0,20 \times 1,00$$

$$A_{\min} = 3,00 \text{ cm}^2 < A_u = 7,91 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

V.3.3.b. Ferrailage suivant yy :

b=1.00 m ; h=20 cm ; d=18 cm ; fe=400 Mpa ; fc28=27 Mpa ; ft28=2,22 Mpa ; fbc=15.30 Mpa

1.1 En Appuis :

$$M_{ox} = 6,127 \text{ kn m}$$

$$A_u = 0,984 \text{ cm}^2$$

On opte un **7T12/ml Au = 7.91 cm²**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{2,22}{400} 1,00 \times 0,18$$

$$A_{u \min} \geq 2,30 \text{ cm}^2 \quad A_u = 7,91 \text{ cm}^2 > 2,30 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

1.2 En Travée :

$$M_{tx} = 1,532 \text{ kn m}$$

$$A_u = 0,245 \text{ cm}^2$$

On opte un **7T12/ml Au = 7.91 cm²**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{2,22}{400} 1,00 \times 0,18$$

$$A_{u \min} \geq 2,30 \text{ cm}^2 \quad A_u = 7,91 \text{ cm}^2 > 2,30 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

1.3 Section minimale :

CBA:

$$A_{y \min} = 8 \cdot h = 8 \times 0,20$$

$$A_{y \min} = 1,60 \text{ cm}^2 < A_u = 7,91 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_{x \min} = A_{y \min} (3 - \alpha) / 2 = 1,60 (3 - 0,66) / 2$$

$$A_{x \min} = 1,87 \text{ cm}^2 < A_u = 7,91 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

RPA 99/2003 :

$$A_{\min} = 0,0015 b h = 0,0015 \times 0,20 \times 1,00$$

$$A_{\min} = 3,00 \text{ cm}^2 < A_u = 7,91 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

V.3.4. Vérification à ELS :

Les éléments de notre projet sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$b=1.00 \text{ m} ; h=20 \text{ cm} ; d=18 \text{ cm} ; f_e=400 \text{ Mpa} ; f_{c28}=27 \text{ Mpa} ; f_{t28}=2,22 \text{ Mpa} ; f_{bc}=15.30 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc}=0.6 \times f_{c28} = 16.20 \text{ Mpa}$$

V.3.4.a. Suivant xx :

1.1 En Appuis :

$$y=-D + \sqrt{D^2 + E} \quad \text{Avec : } D = \frac{15}{b} (Au+Au') = \frac{15}{100} (7.91+0)=1.19 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{b} (Au.d+Au'.d') = \frac{30}{100} (7.91 \times 18+0) = 42.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } y=-1.19+\sqrt{1.19^2 + 42.71}=5.46 \text{ cm}$$

$$\text{Puis : } I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 Au (d-y_1)^2 + 15 Au' (y_1-d')^2$$

$$\text{Alors : } I = \frac{100}{3} 5.46^3 + 15 \cdot 7.91 (18-5.46)^2 + 0 = 24\,083.60 \text{ cm}^4$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{17.977^2}{24.083.60} 5.46 = 0,407 \text{ kn/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 4.07 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée .}$$

1.2 En Travée :

$$y=-D + \sqrt{D^2 + E} \quad \text{Avec : } D = \frac{15}{b} (Au+Au') = \frac{15}{100} (7.91+0)=1.19 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{b} (Au.d+Au'.d') = \frac{30}{100} (7.91 \times 18+0) = 42.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } y=-1.19+\sqrt{1.19^2 + 42.71}=5.46 \text{ cm}$$

$$\text{Puis : } I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 Au (d-y_1)^2 + 15 Au' (y_1-d')^2$$

$$\text{Alors : } I = \frac{100}{3} 5.46^3 + 15 \cdot 7.91 (18-5.46)^2 + 0 = 24\,083.60 \text{ cm}^4$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4.494^2}{24.083.60} 5.46 = 0,102 \text{ kn/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 1.02 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée .}$$

V.3.4.b. Suivant yy :

1.1 En Appuis :

$$y=-D + \sqrt{D^2 + E} \quad \text{Avec : } D = \frac{15}{b} (Au+Au') = \frac{15}{100} (7.91+0)=1.19 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{b} (Au.d+Au'.d') = \frac{30}{100} (7.91 \times 18+0) = 42.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } y=-1.19+\sqrt{1.19^2 + 42.71}=5.46 \text{ cm}$$

$$\text{Puis : } I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 Au (d-y_1)^2 + 15 Au' (y_1-d')^2$$

$$\text{Alors : } I = \frac{100}{3} 5.46^3 + 15 \cdot 7.91 (18-5.46)^2 + 0 = 24\,083.60 \text{ cm}^4$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4.494^2}{24.083.60} 5.46 = 0,102 \text{ kn/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 1.02 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée .}$$

1.2 En Travée :

$$y=-D + \sqrt{D^2 + E} \quad \text{Avec : } D = \frac{15}{b} (Au+Au') = \frac{15}{100} (7.91+0)=1.19 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{b} (Au.d+Au'.d') = \frac{30}{100} (7.91 \times 18+0) = 42.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } y=-1.19+\sqrt{1.19^2 + 42.71}=5.46 \text{ cm}$$

Puis : $I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 Au (d-y_1)^2 + 15 Au' (y_1-d')^2$
 Alors : $I = \frac{100}{3} 5.46^3 + 15 \cdot 7.91 (18-5.46)^2 + 0 = 24\,083.60 \text{ cm}^4$
 Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1.124^2}{24.083.60} 5.46 = 0.025 \text{ kn/cm}^2$
 $\sigma_{bc} = 0.25 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$

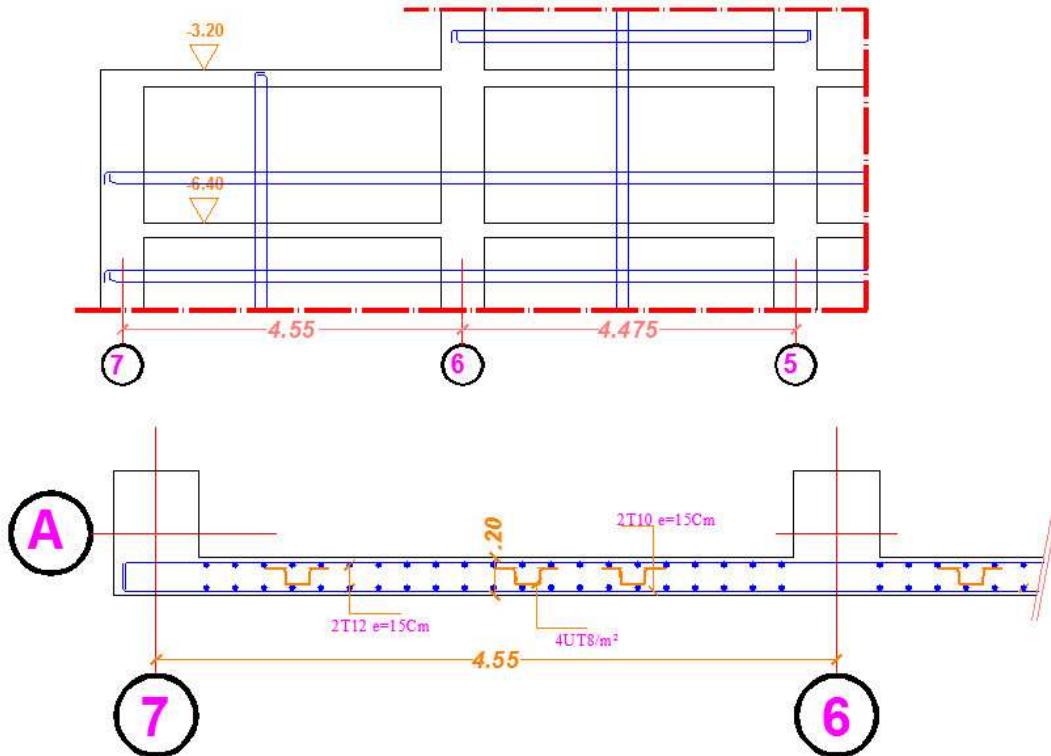


Figure V- 17: Coffrage et ferrailage des voiles périphériques.

V-5. Conclusion :

Afin d'assurer la transmission de poids de la structure au sol, on peut dire que le choix de type de fondation et les éléments composants de l'infrastructure sont déterminé qu'après plusieurs calculs et vérifications exigés par le règlement de calcul des fondations superficielles (1992) ; Ainsi la sollicitation sismique doit être prise en considération selon le règlement RPA99/2003 pour le dimensionnements et calculs de ferrillages de ces éléments.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

D'après l'étude que nous avons faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur en civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'objectif de notre travail est d'introduire l'effet de température comme charge climatique et de chercher une meilleure configuration des voiles et dimensionnements adéquats des éléments principaux de la structure afin de vérifier la stabilité de la structure conformément aux vérifications nécessaires dicté par le règlement RPA 99 version 2003, tout en utilisant le logiciel Etabs7.4.2 pour déterminer les sollicitations les plus défavorables.

Il a été observé que la justification vis-à-vis de la résistance des planchers (Diaphragmes) n'est pas vérifiée, alors on doit passer avec une analyse sans déclarer le principe de nœuds mètre ; ce dernier va influencer négativement sur la période analytique qui augmente de presque 5% dans le sens rigide et de 15% dans le deuxième sens.

Ainsi, les notions de dimensionnement capacitaire sont traduites dans le règlement parasismique Algérien (RPA99/Version 2003) à travers une recommandation sur le comportement des nœuds poutres-poteaux. En effet, ce comportement doit aboutir à l'apparition des rotules plastiques au niveau des poutres avant la plastification des nœuds des poteaux, ce qui est traduit dans ledit règlement par la condition de dimensionnement des nœuds vis-à-vis des moments fléchissant et qui préconise de majorer les moments résistants développés dans les poteaux par un coefficient α qui est égal à 1.25 par rapport aux moments résistants développés dans les poutres et ce afin de garantir un comportement dissipatif dans les zones critiques pour éviter les mécanismes de rupture fragiles.

Aussi, nous avons constaté que le ferrailage calculé pour l'ensemble des éléments de la structure est très important à cause de l'influence de l'effet thermique par rapport à l'effort de séisme, c'est dans ce contexte et vu l'influence de l'effet de retrait et la variation de température le CBA93 a diminué la longueur de bâtiment en béton armé de 25m dans les trois wilayas Ain Témouchent, Oran et Tlemcen par rapport aux autres wilayas côtières.

En outre, au cours de l'élaboration de ce mémoire de fin d'études, nous avons rencontré une grande difficulté afin d'assurer les vérifications des onze (11) justifications de sécurité exigées par le règlement RPA 99 version 2003, telle que le choix du comportement de la structure qui va se répercuter directement sur le dimensionnement des éléments de la structure.

Enfin, il convient de souligner que l'ingénieur doit exceller dans le domaine de l'informatique en maîtrisant les logiciels des éléments finis (Etabs, Safe, Sap, Robot...), de dessin (auto-cad, archi-cad...) et élaborer des programmes pour gagner du temps.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Dans le cadre de l'élaboration de ce projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse afin de résoudre les problèmes que j'ai rencontré au cours mon travail.

- [1] Groupe de Travail Spécialisé (GTS) de CGS, DTR B.C. 2.48 : Règles parasismiques Algériennes (RPA99/Version2003), L'Office des Publications Universitaires (OPU), 2009, Alger.
- [2] Groupe de Travail Spécialisé (GTS) de CGS, DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation, L'Office des Publications Universitaires (OPU),1989, Alger.
- [3] Groupe Technique Spécialisé (GTC) de C.N.E.R.I.B, DTR-E4-1 : Travaux d'étanchéité des toitures terrasses et toitures inclinées, L'Office des Publications Universitaires (OPU), 2005, Alger.
- [4] Groupe de Travail Spécialisé (GTS) de CGS, DTR- B.C. 2-41 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), L'Office des Publications Universitaires (OPU), 1994, Alger.
- [5] BELAZOUGUI Mohamed, Calcul des structures en béton armé, L'Office des Publications Universitaires (OPU),1994, Alger.
- [6] Henry THONIER, Le projet de béton armé, SEBTP Cinquième édition, 2005, Paris.
- [7] Jean-Pierre MOUGIN ; Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié99, Eyrolles 2^{ème} Edition, 2009, Paris.
- [8] BOUGUENAYA Habib & HASNI Bouziane, "Etude d'un bâtiment RDC+11 étages avec sous-sol résidence Hasnaoui à Sidi Bel Abbès", Master Académique en génie civil, promotion 2018/2019, Faculté de Technologie, département de génie civil, Centre Université BELHADJ Bouchaib – Ain Témouchent, 2015.
- [9] CHIKH Hanane, "Etude d'un bâtiment « 2 sous-sols, RDC + 9 étages » de forme irrégulière à usage multiple", Master Académique en génie civil, promotion 2011/2012, Faculté de Technologie, département de génie civil, Université ABOU BEKR BELKAID - Tlemcen.
- [10] Schindler, Fiche technique d'ascenseur, Vélizy-Villacoublay

Outils Informatiques

Outils informatiques

[1] Logiciels :

- ETABS V9.0.7 (Analyse des structures).
- SAFE V12.3.2 (Analyse des structures).
- EXPERT BA 2010.
- SOCOTEC V 1.01.035
- AUTOCAD 2014 (Dessin).
- Office 2016 (Traitement de texte, calcul...etc).

[2] Programmes :

- Programme sous Excel :
 - Calcul Semelles filantes + isolées.
 - Calcul des tirants.
 - Calcul des trumeaux et linteaux.
 - Calcul en flexion simple ; composé et dévier.
 - Méthode forfaitaire.
 - Justification de la sécurité suivant RPA99/2003.

Annexes

Annexe 1
Vue en 3D



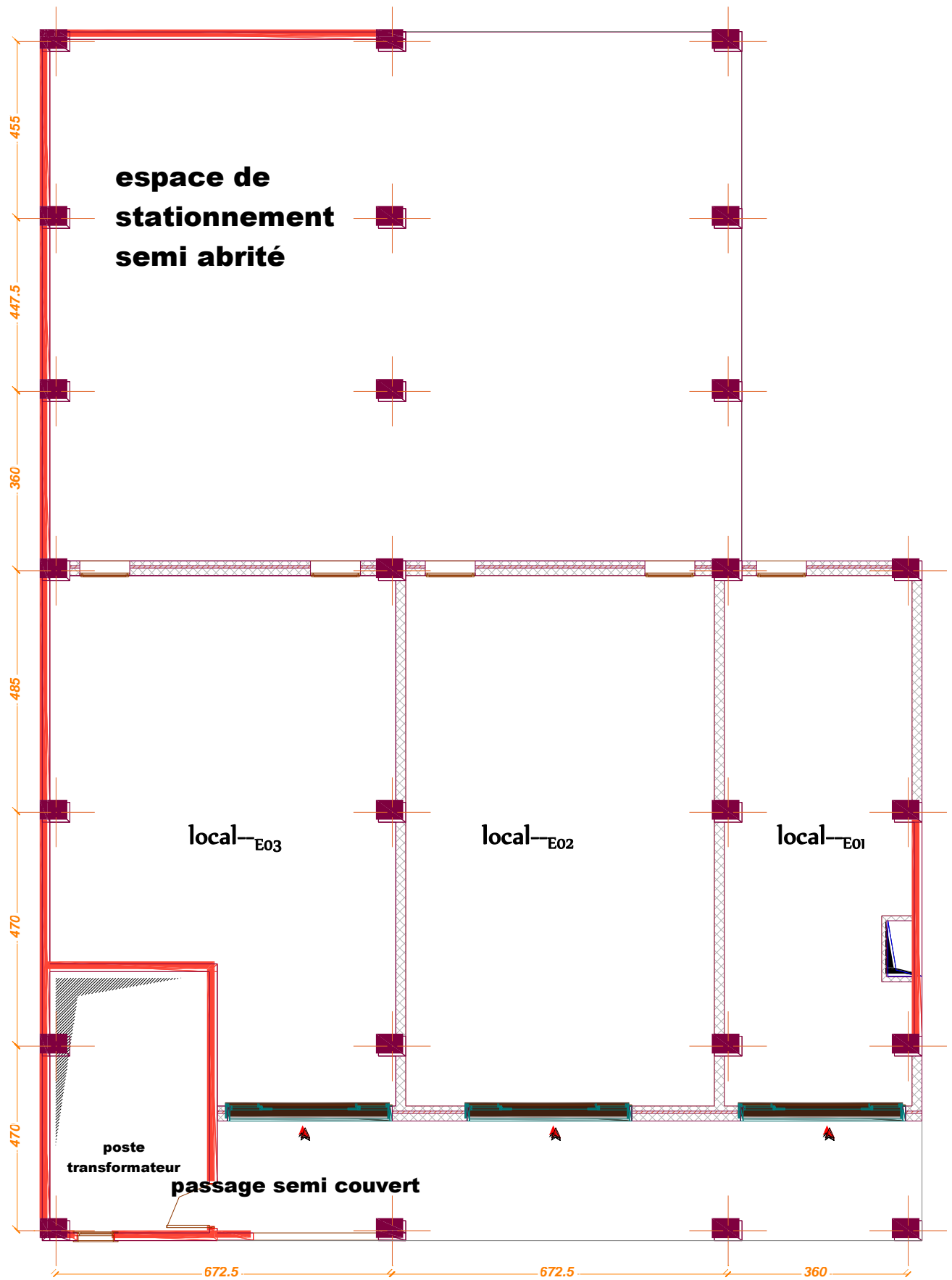
Vue en 3D



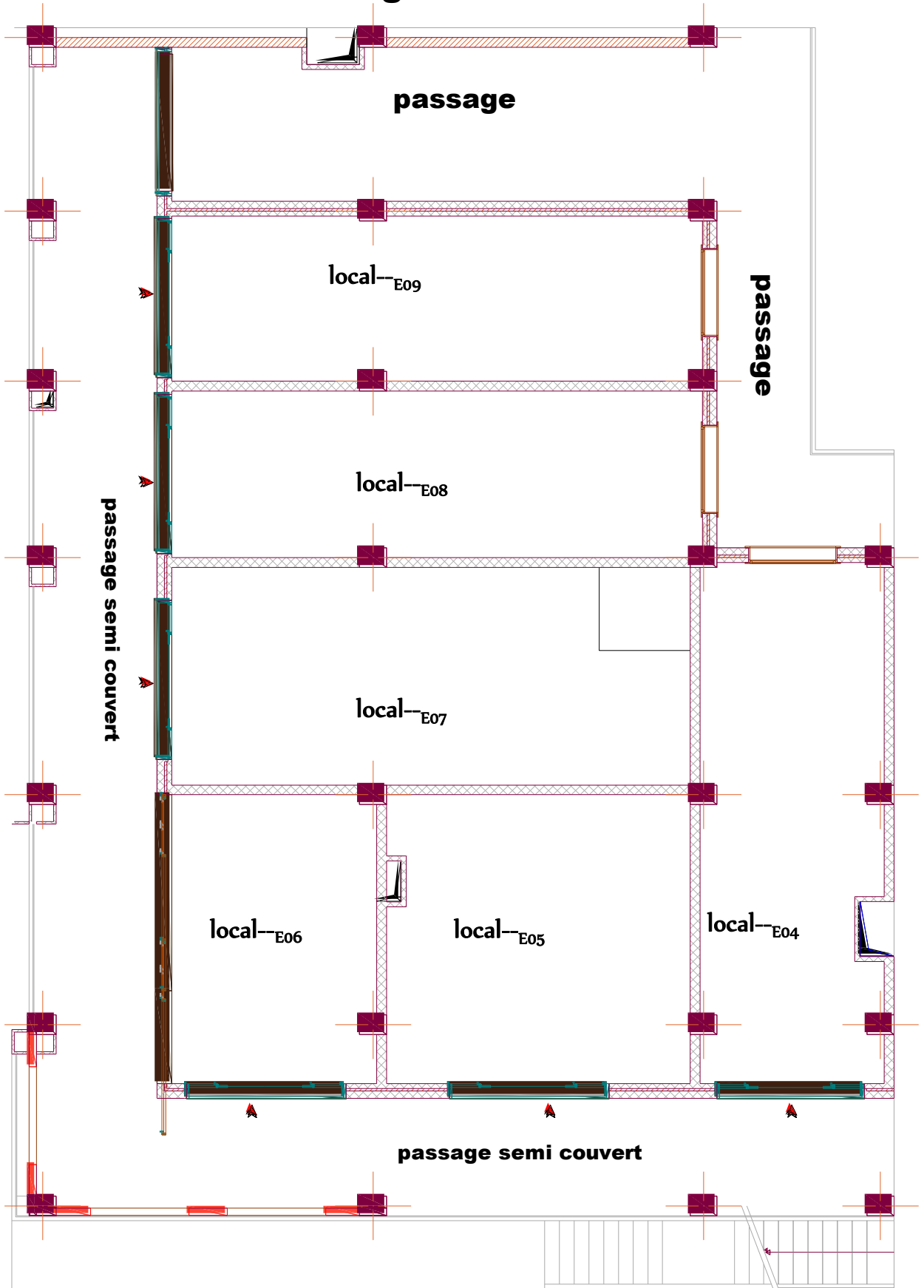
Vue en 3D

Annexe 2
Plans d'architecture

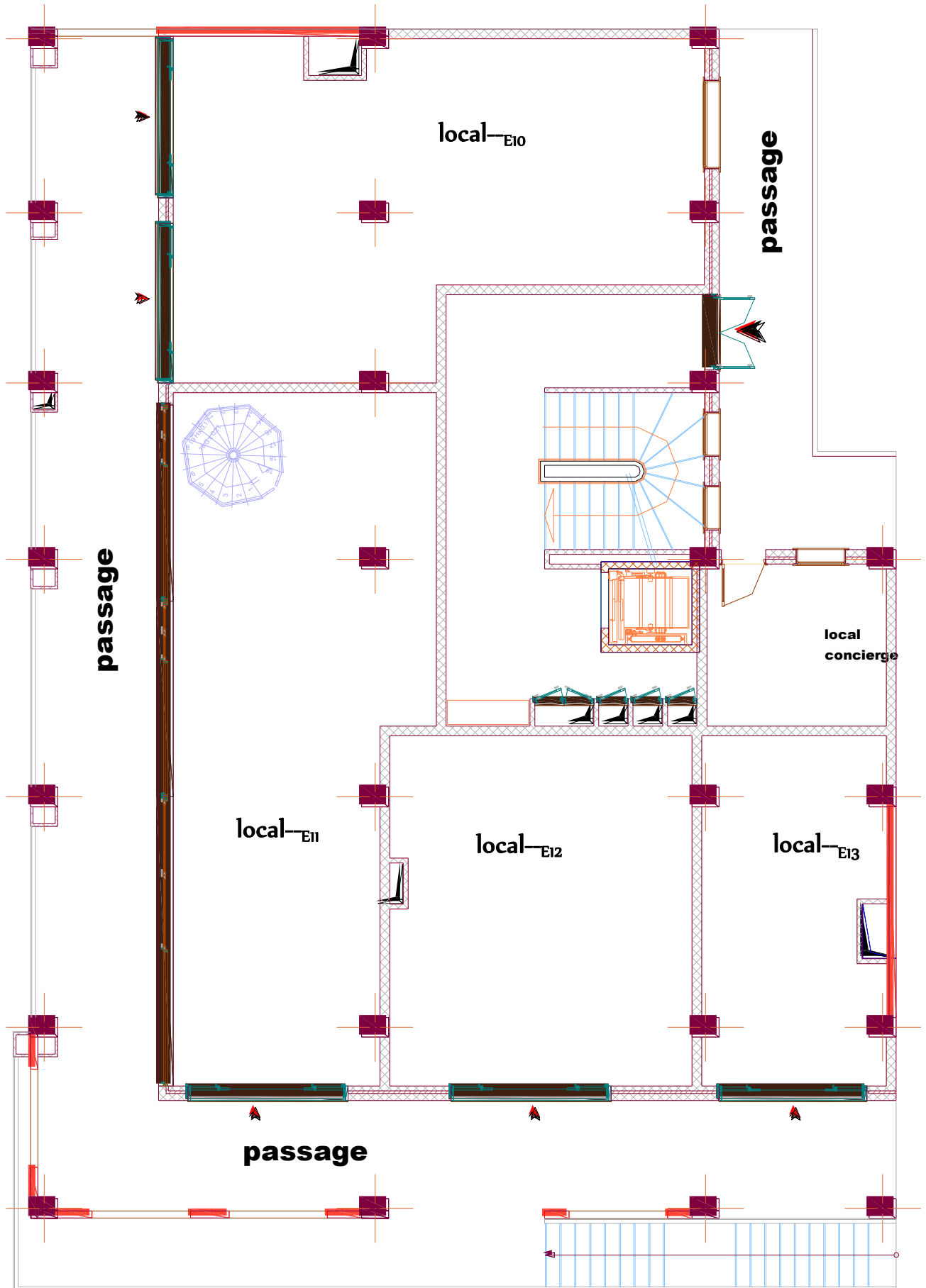
Niveau RDC Niv-6.20



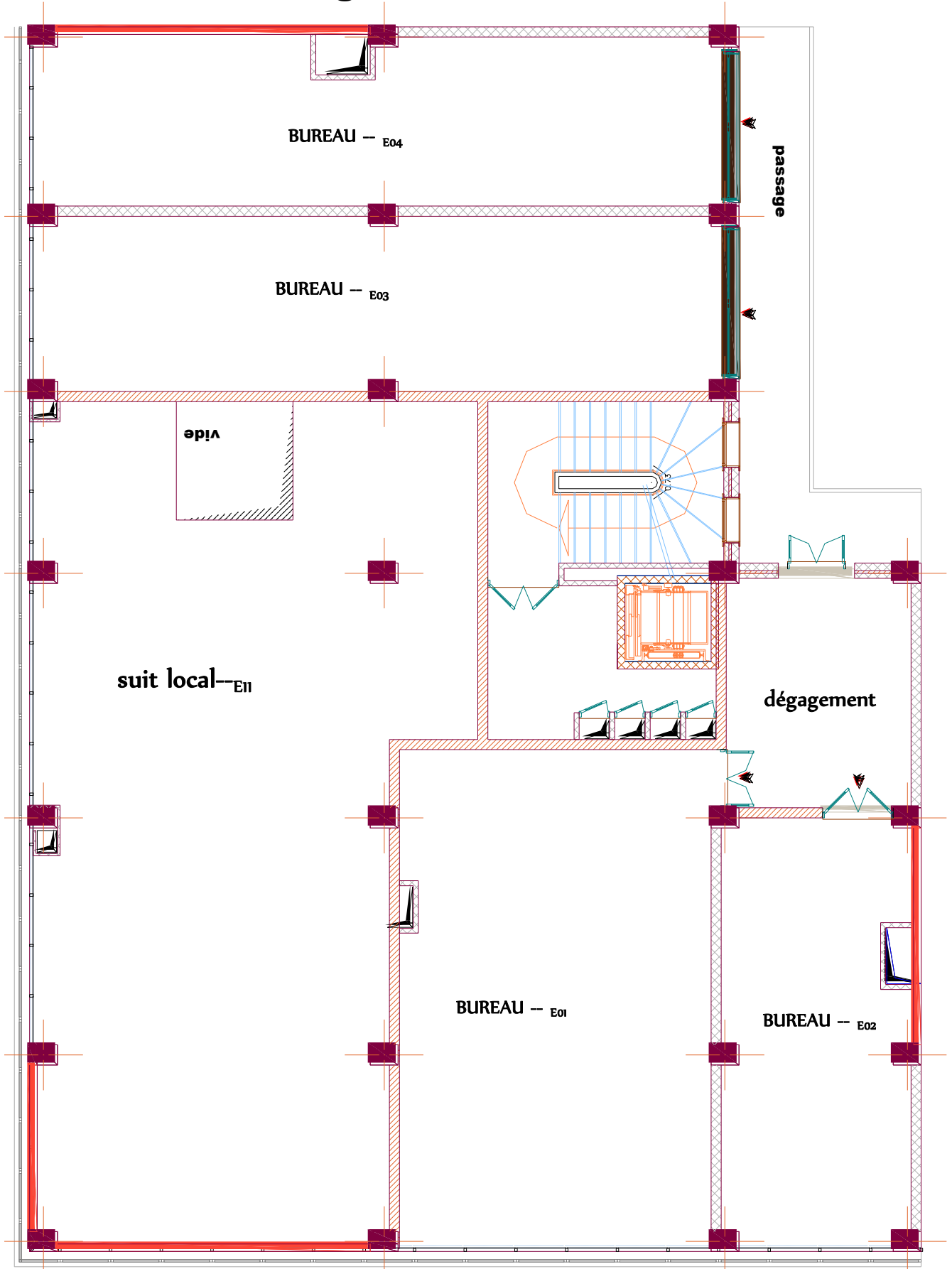
Niveau 1er étage Niv -3.20



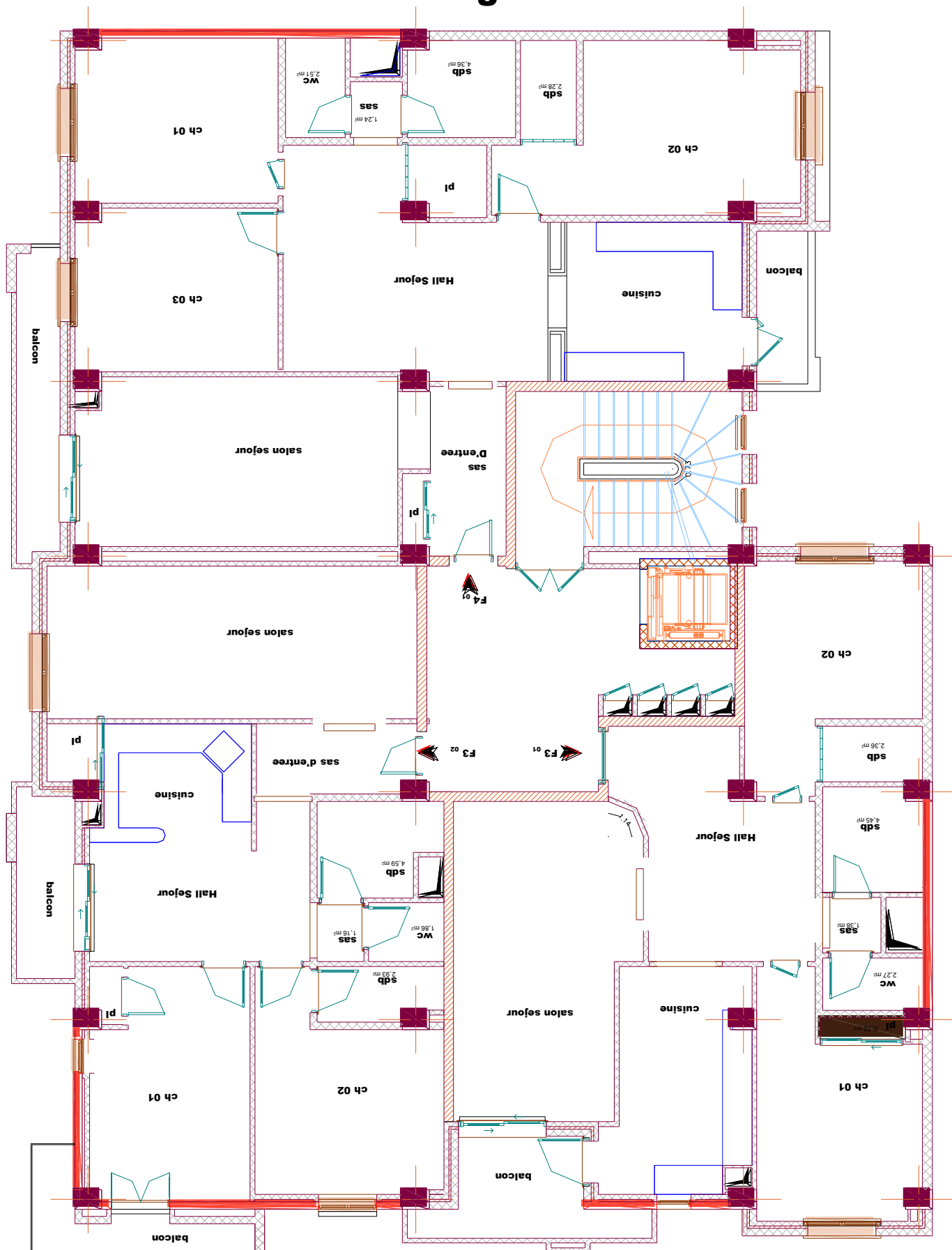
Niveau 2eme etage Niv 0.00



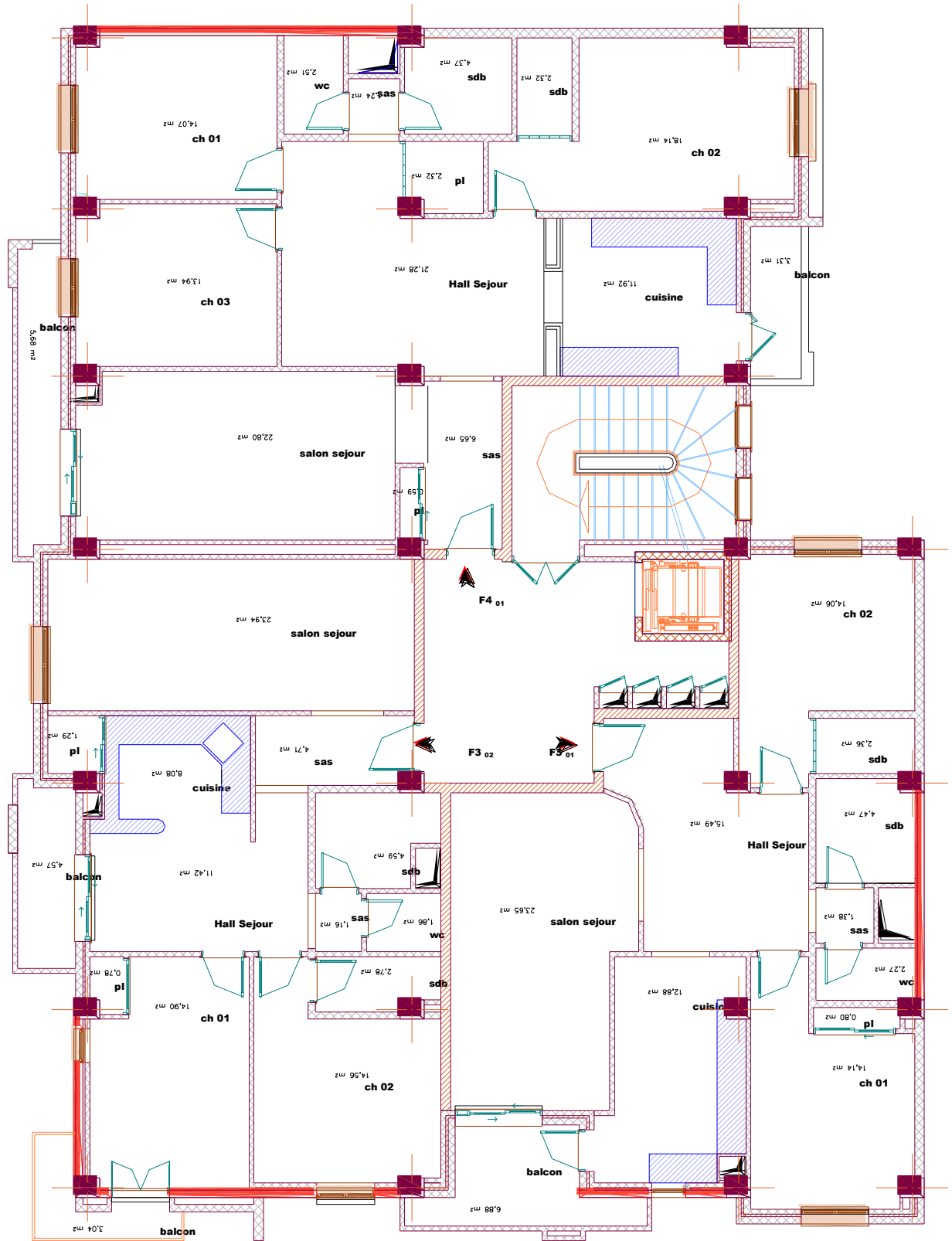
Niveau 3eme étage de service Niv +3.20



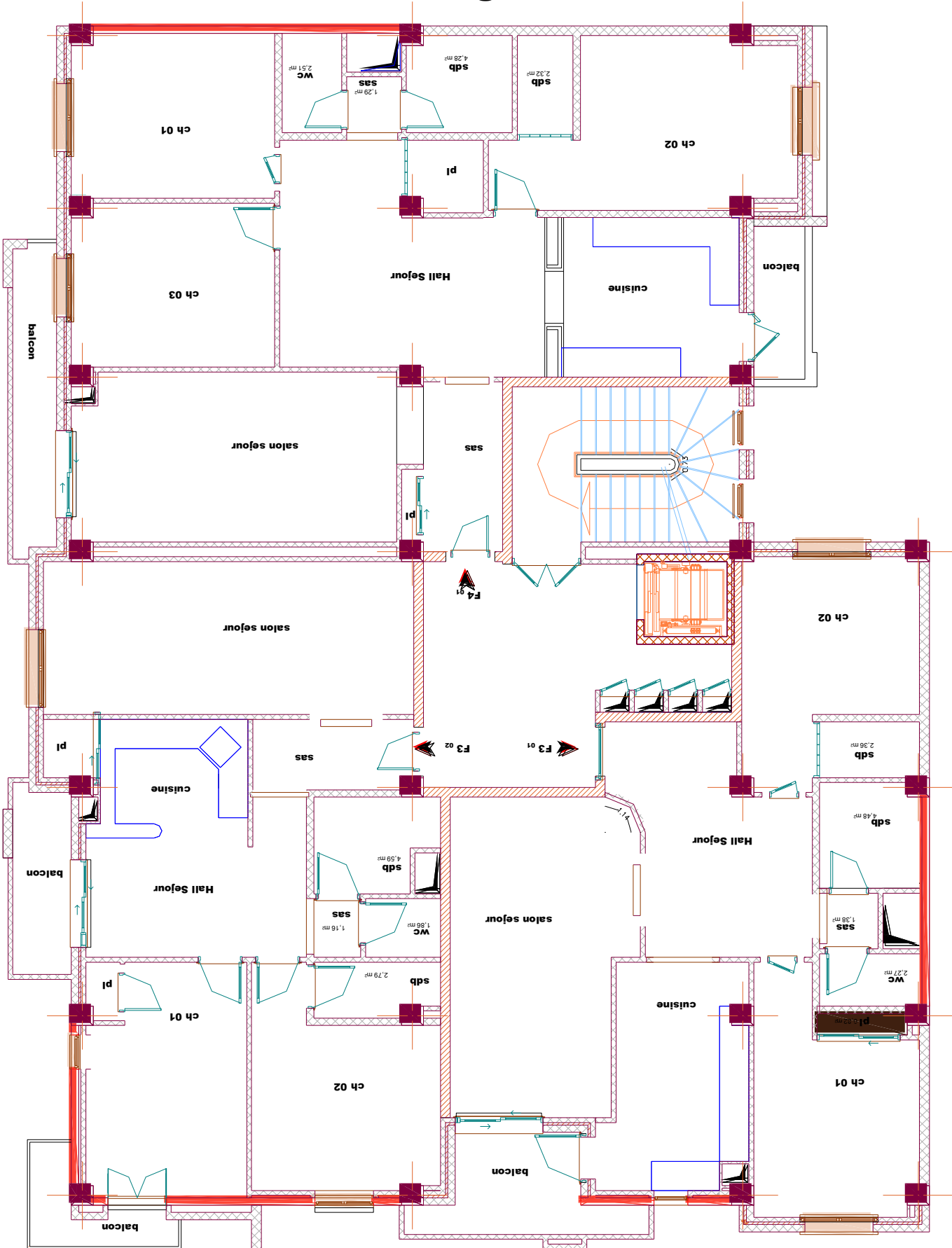
Niveau 5eme étage Niv +9.60



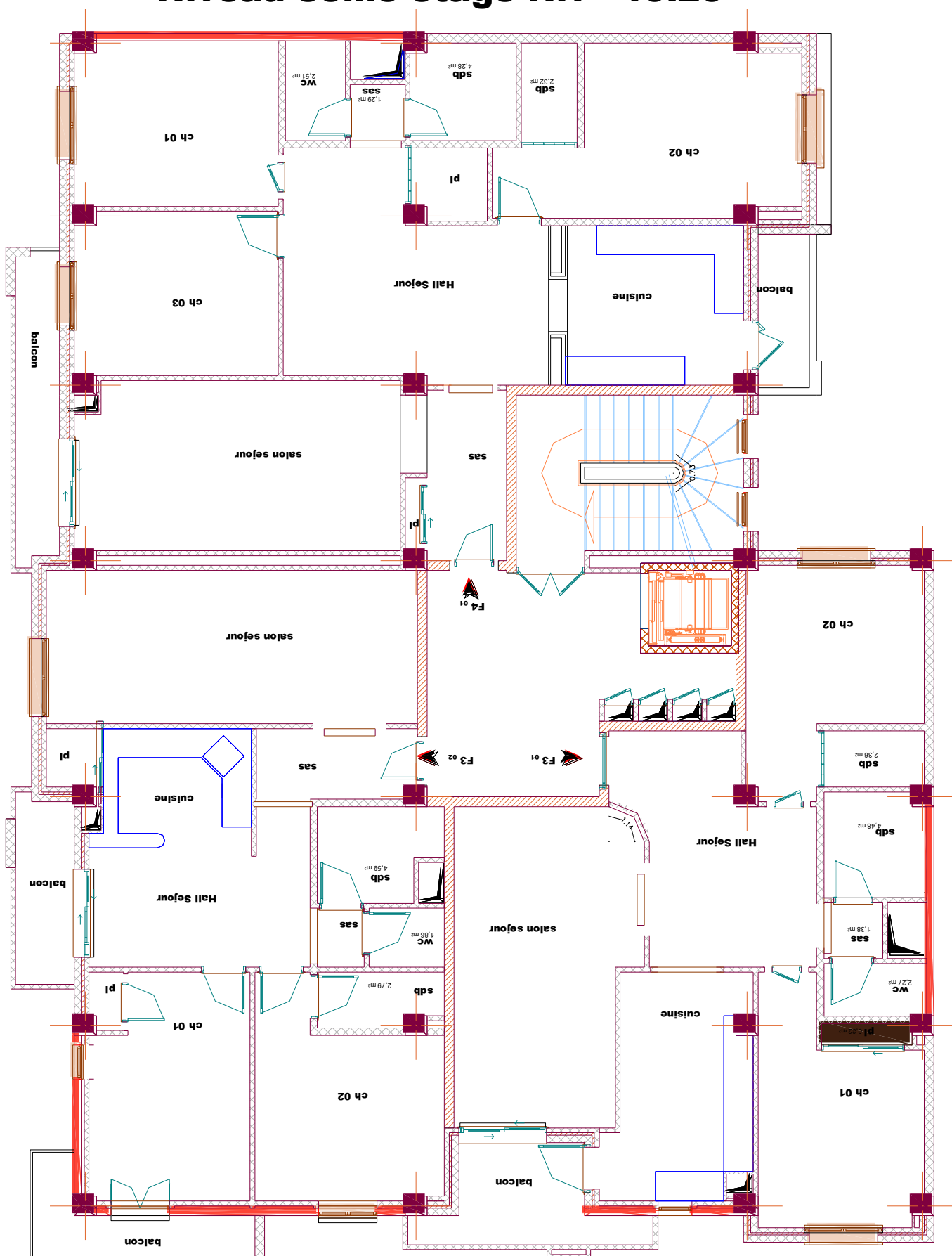
Niveau 6 eme etage Niv +12.80



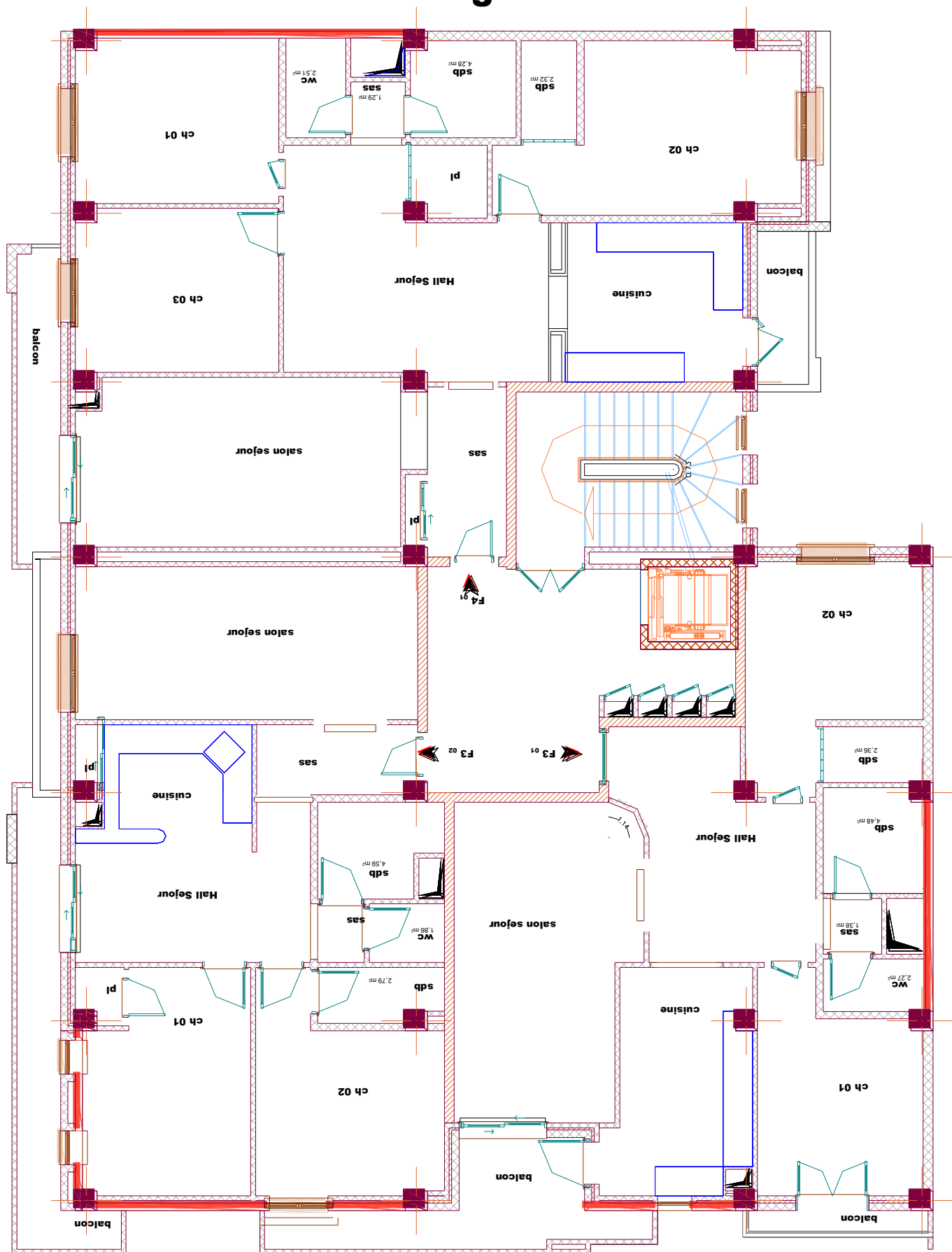
Niveau 7eme étage Niv +16.00



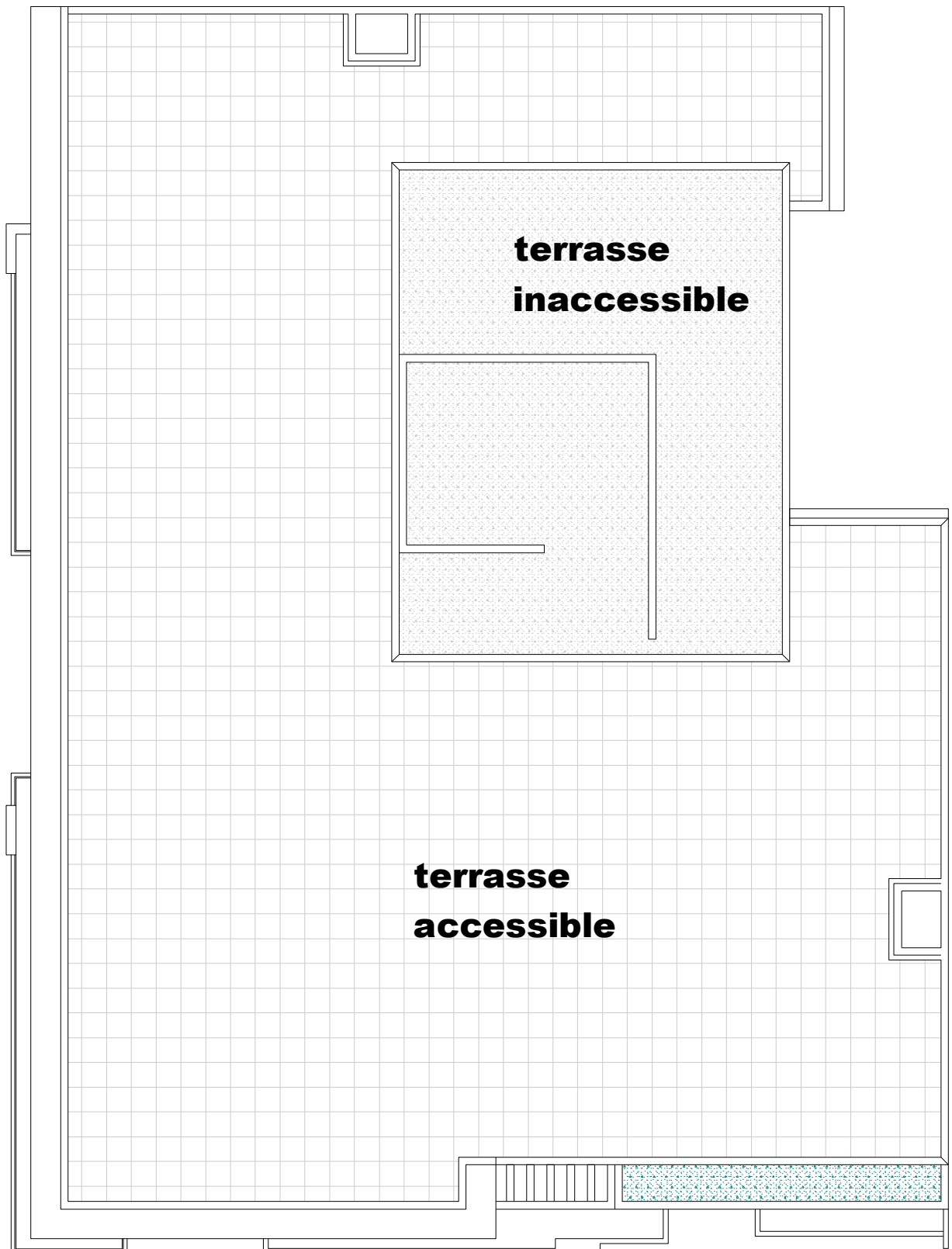
Niveau 8eme étage Niv +19.20



Niveau 9eme étage Niv +22.40

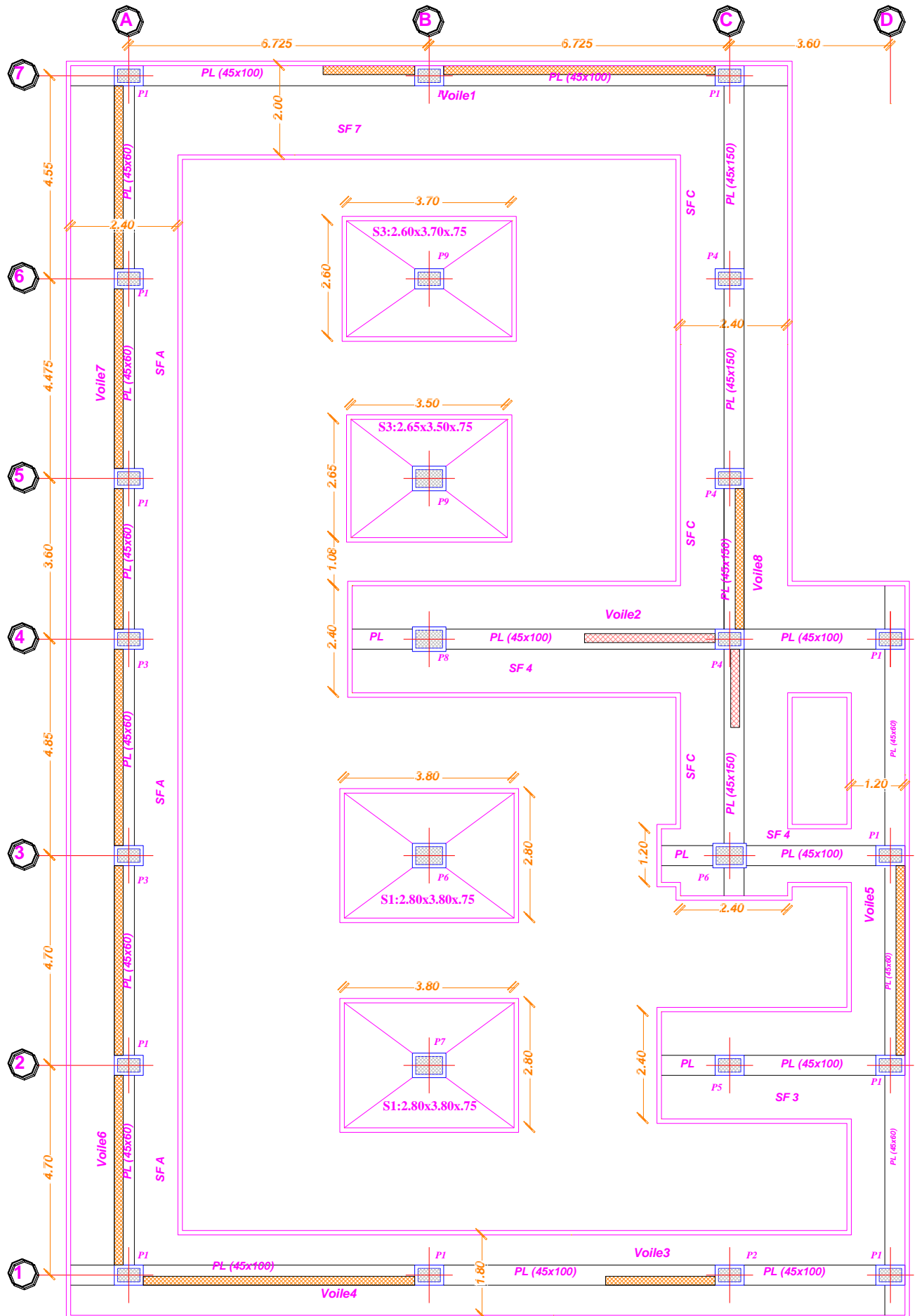


Niveau Terrasse

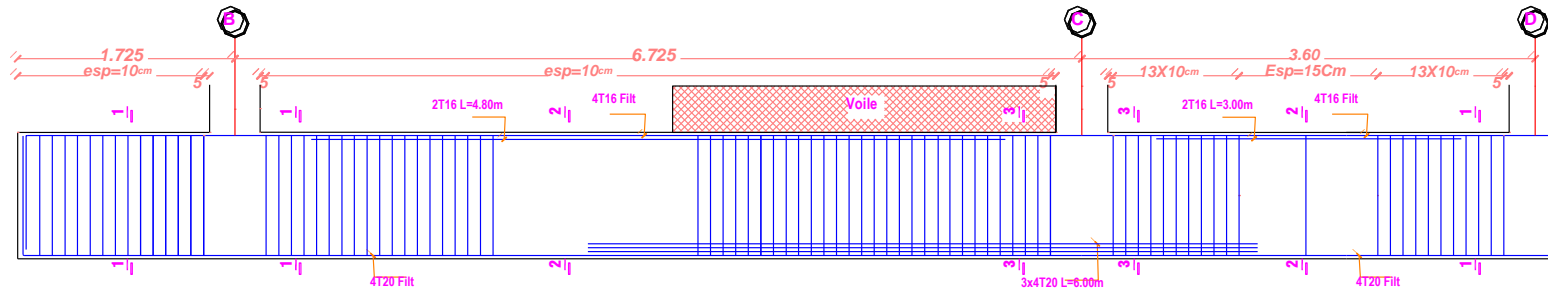
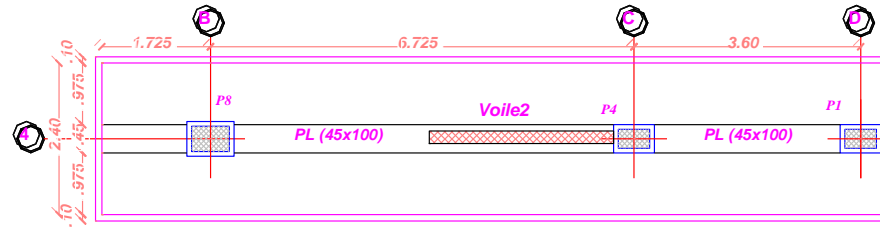


Annexe III
Plans de génie civil

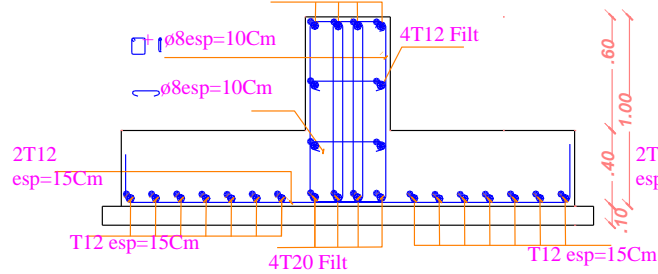
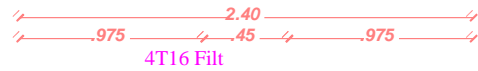
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES FONDATIONS



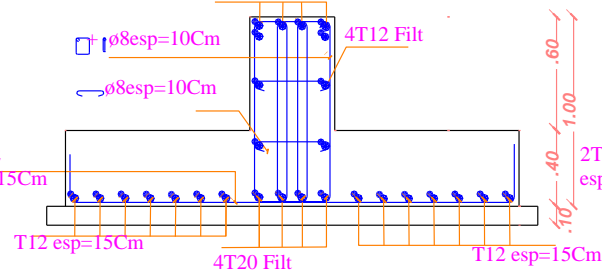
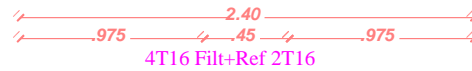
Semelle Fillante:SF4 File 4



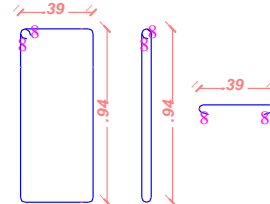
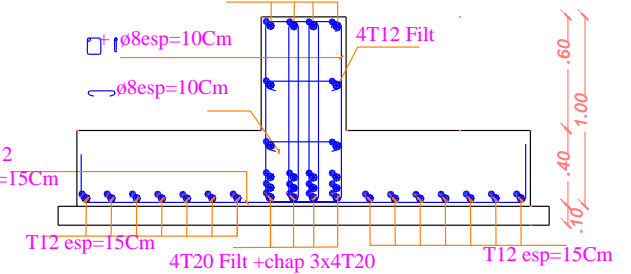
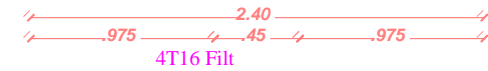
Coupe 1-1



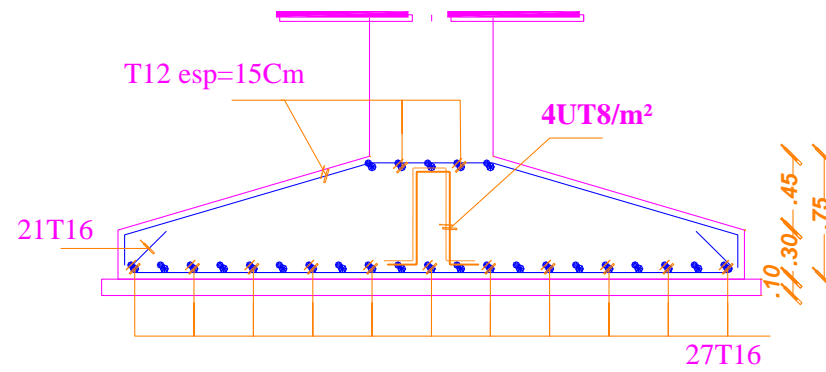
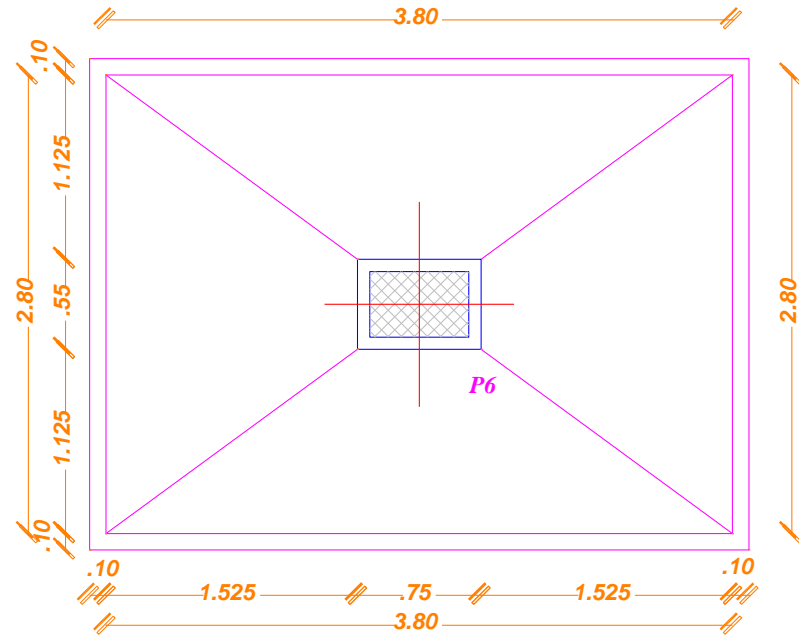
Coupe 2-2



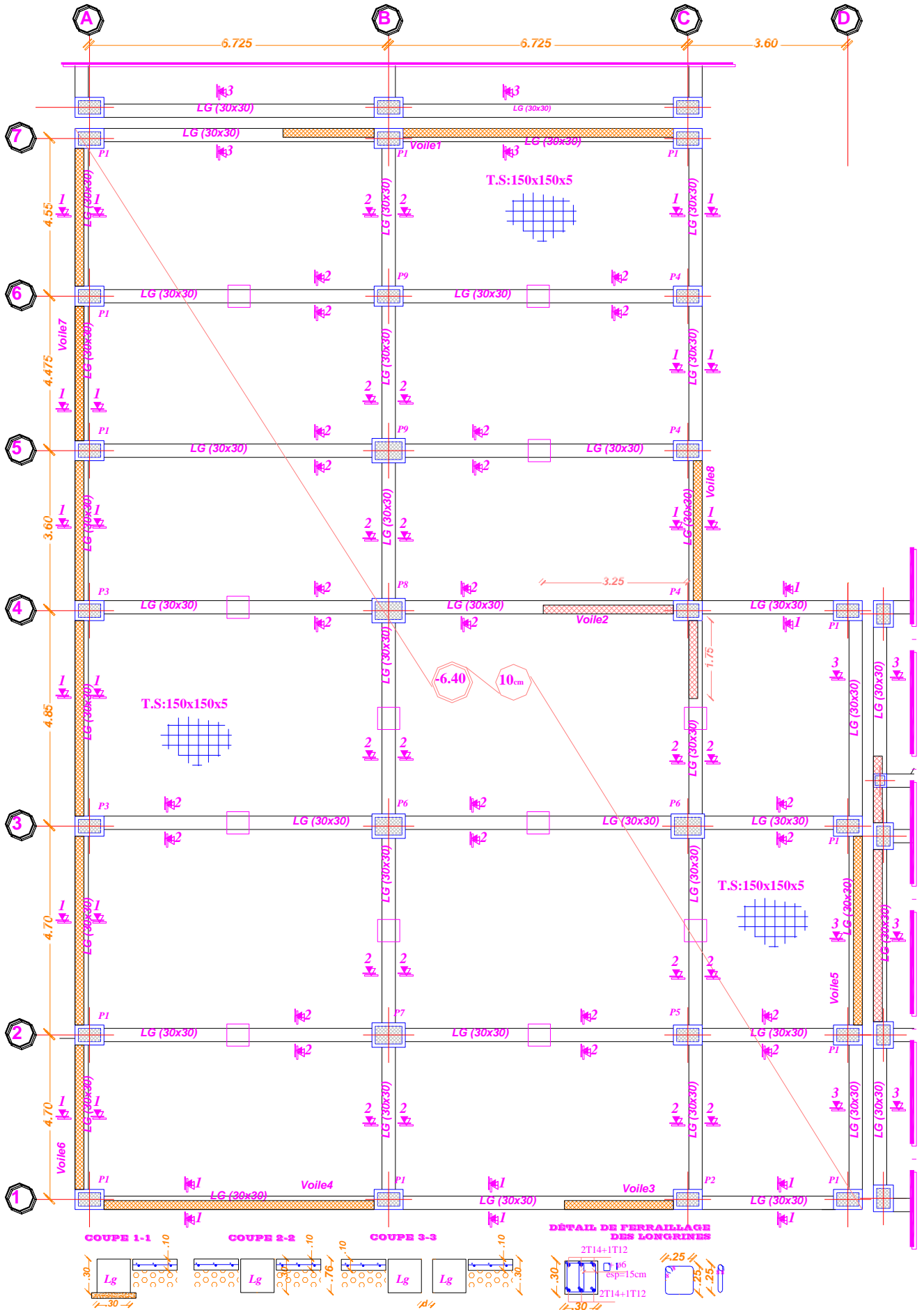
Coupe 3-3



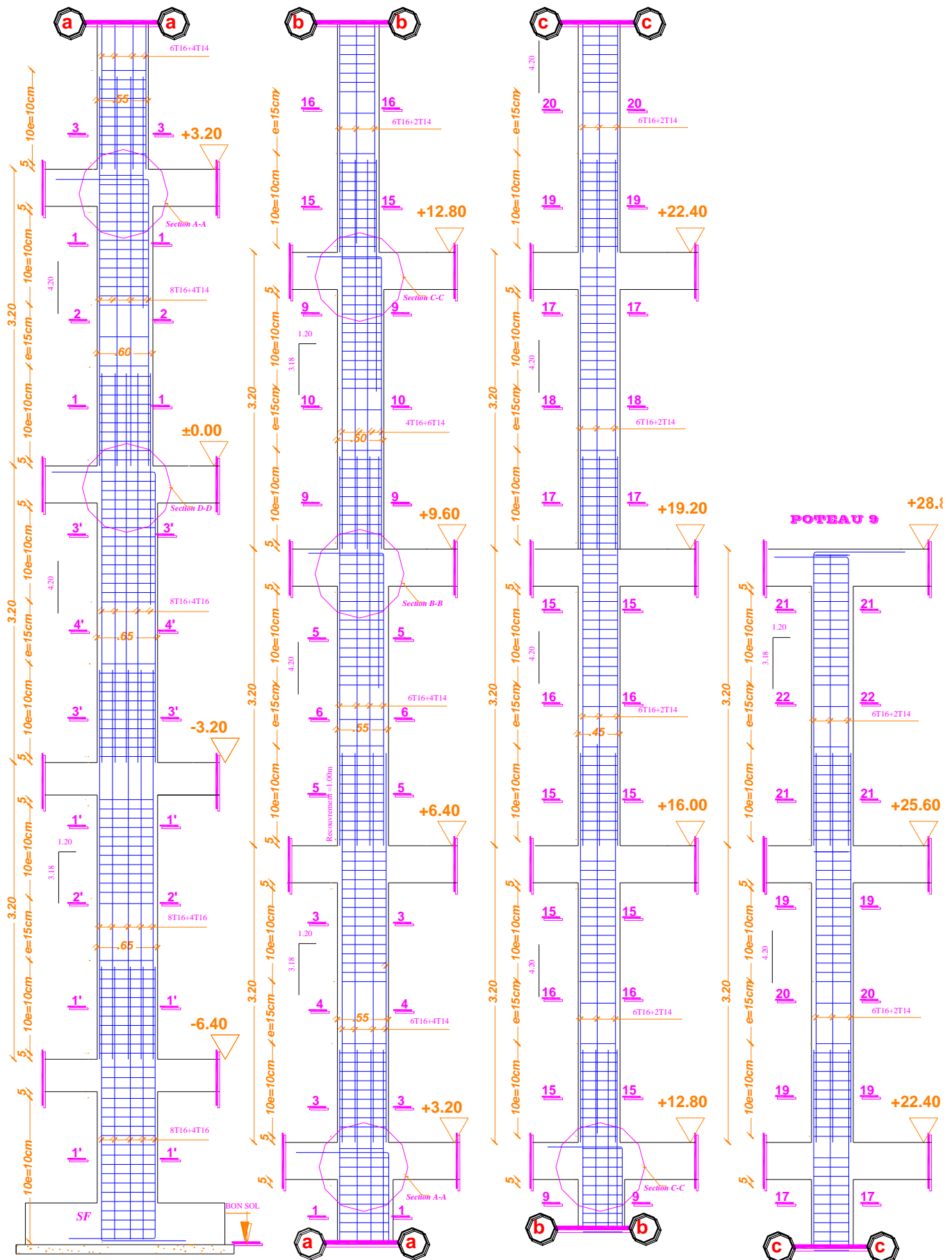
Semelle Isolée S1: 2.80 x 3.80 x 0.75



PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES LONGRINES ET DALLAGES NIV:-6.40m

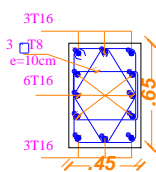


PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE POTEAU TYPE: 09

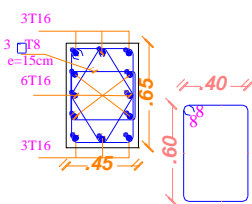


DETAIL DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE POTEAU TYPE: 09

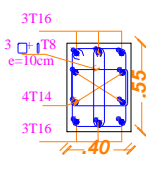
Coupe 1'-1'



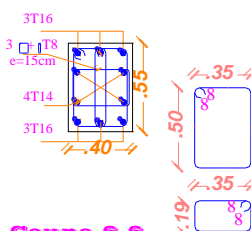
Coupe 2'-2'



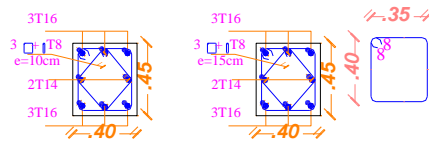
Coupe 3-3



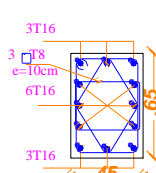
Coupe 4-4



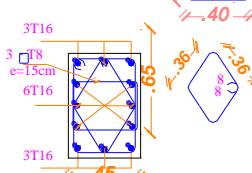
Coupe 15-15 Coupe 16-16



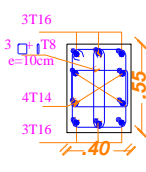
Coupe 3'-3'



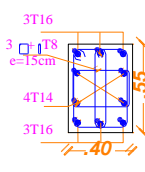
Coupe 4'-4'



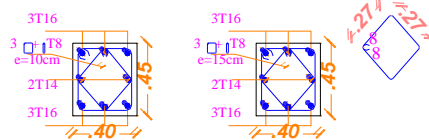
Coupe 5-5



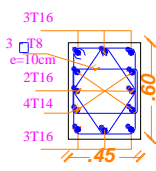
Coupe 6-6



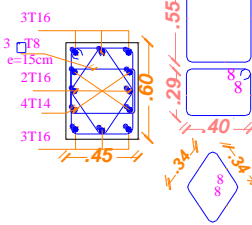
Coupe 17-17 Coupe 18-18



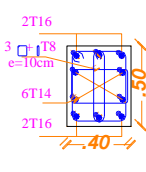
Coupe 1-1



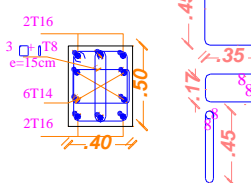
Coupe 2-2



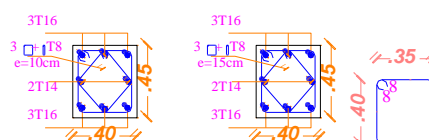
Coupe 9-9



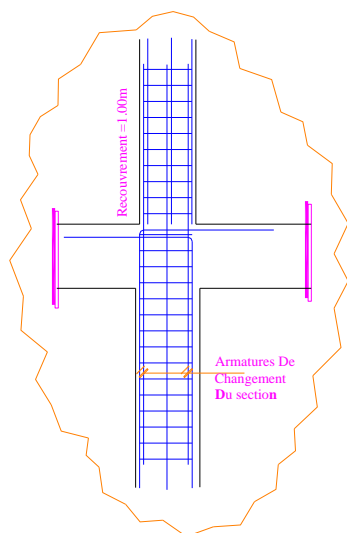
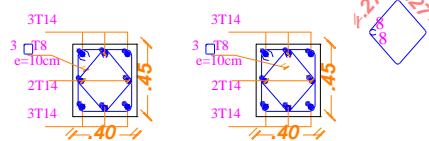
Coupe 10-10



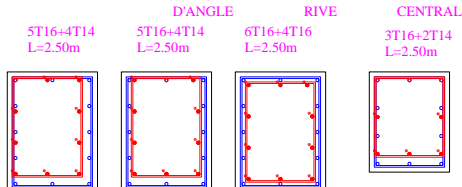
Coupe 19-19 Coupe 20-20



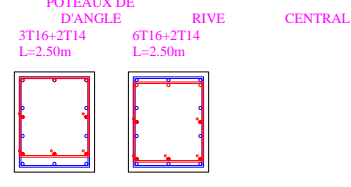
Coupe 21-21 Coupe 22-22



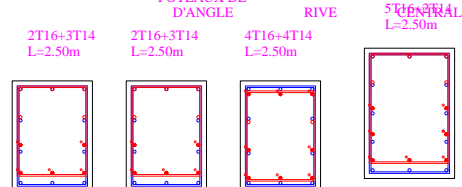
DETAIL DE CHANGEMENT A-A DU SECTION : 45X60 à 40x55 POTEAUX DE D'ANGLE



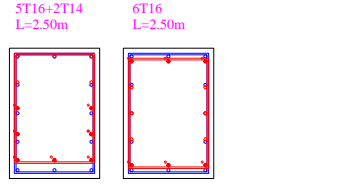
DETAIL DE CHANGEMENT C-C DU SECTION : 40X50 à 40x45 POTEAUX DE D'ANGLE



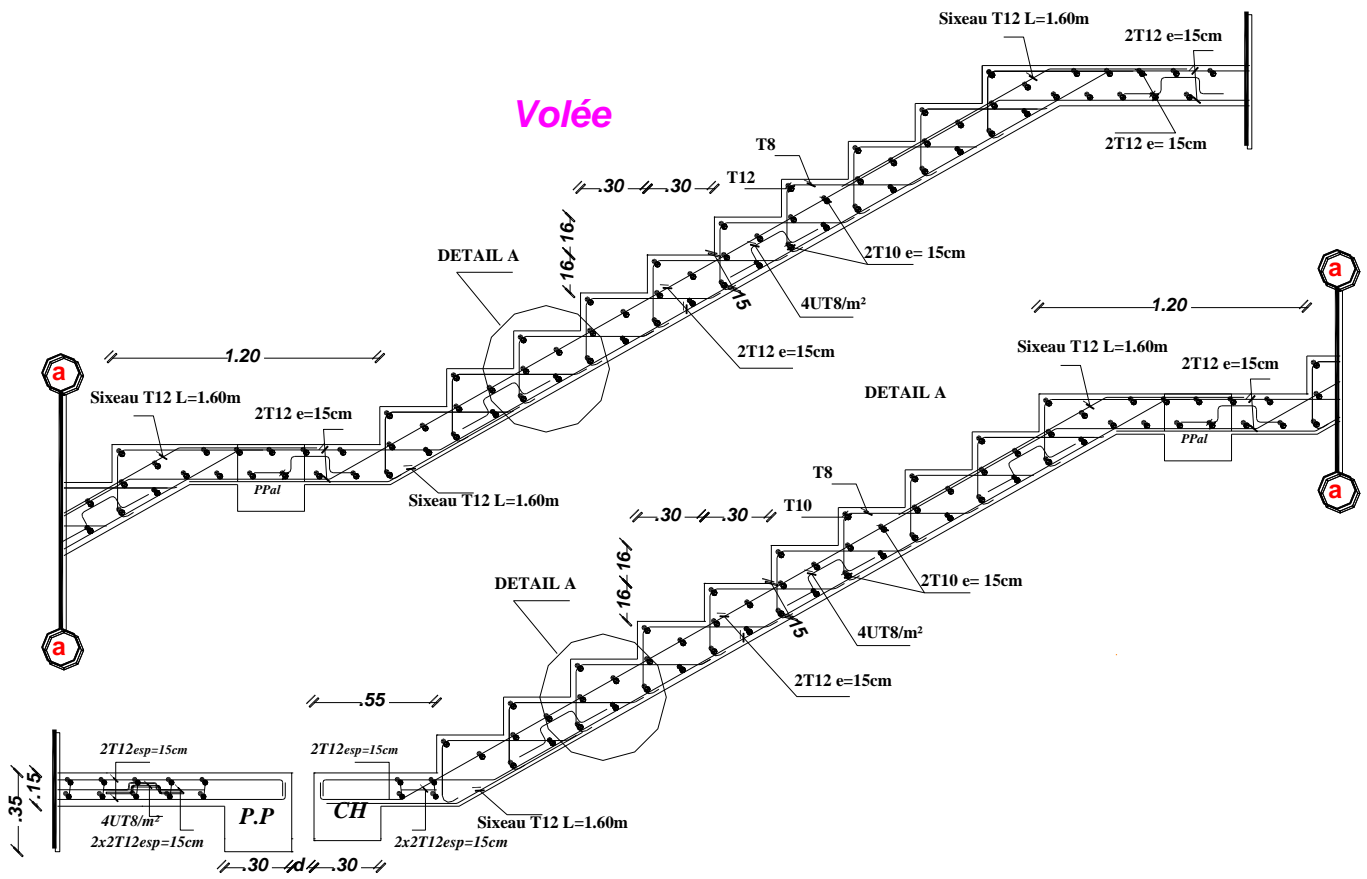
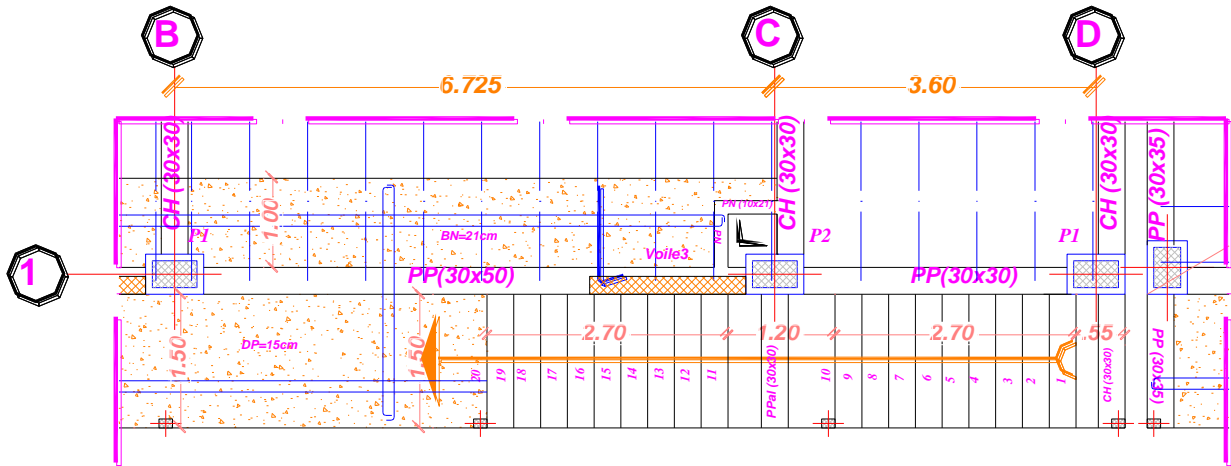
DETAIL DE CHANGEMENT B-B DU SECTION : 40X55 à 40x50 POTEAUX DE D'ANGLE



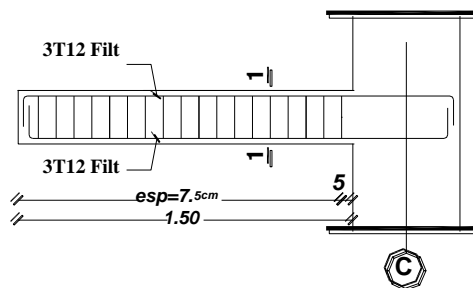
DETAIL DE CHANGEMENT D-D DU SECTION : 45X65 à 45x60 POTEAUX DE D'ANGLE



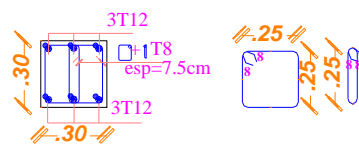
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILAGE D'ESCALIER TYPE 1



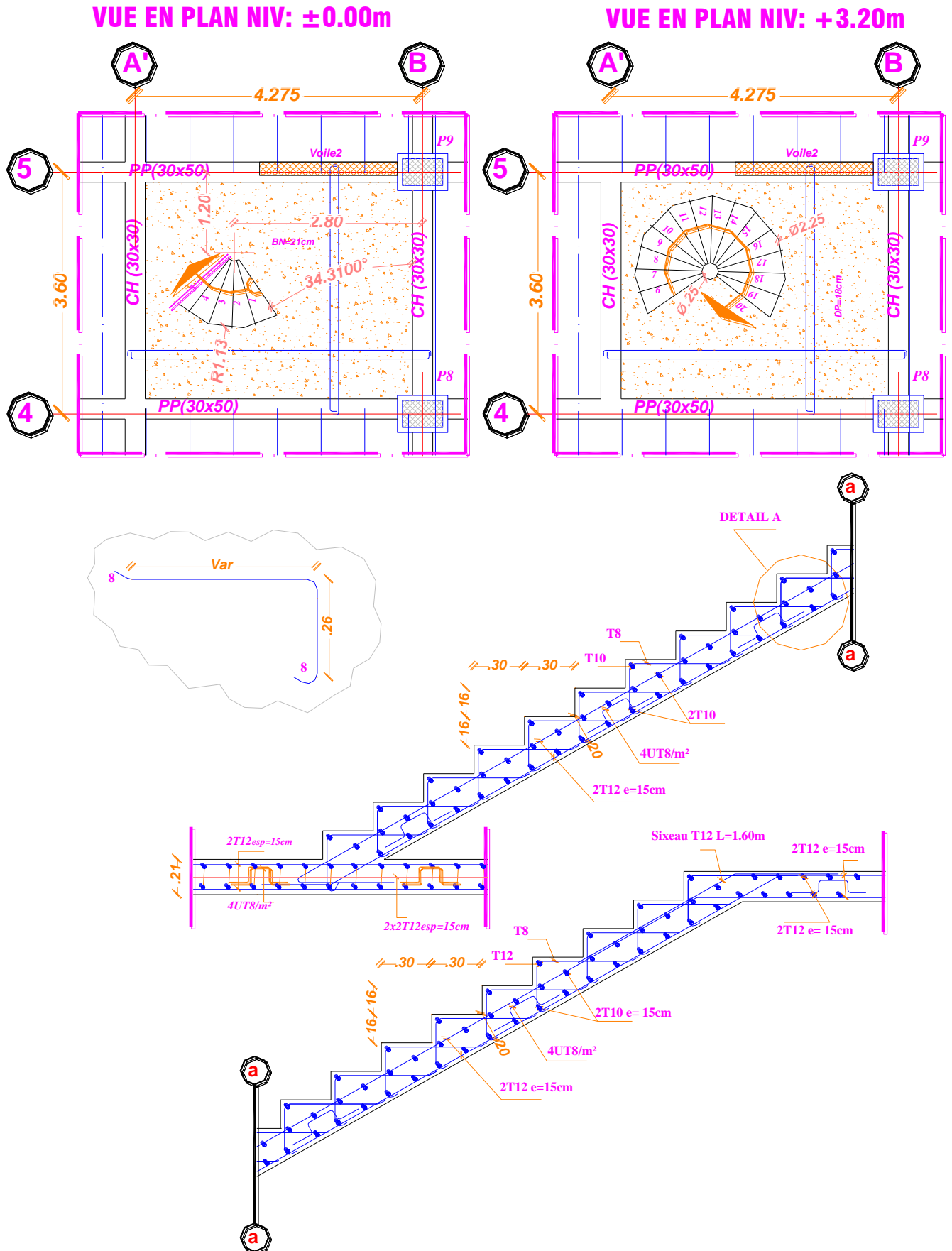
Poutre palier



COUPE 1-1

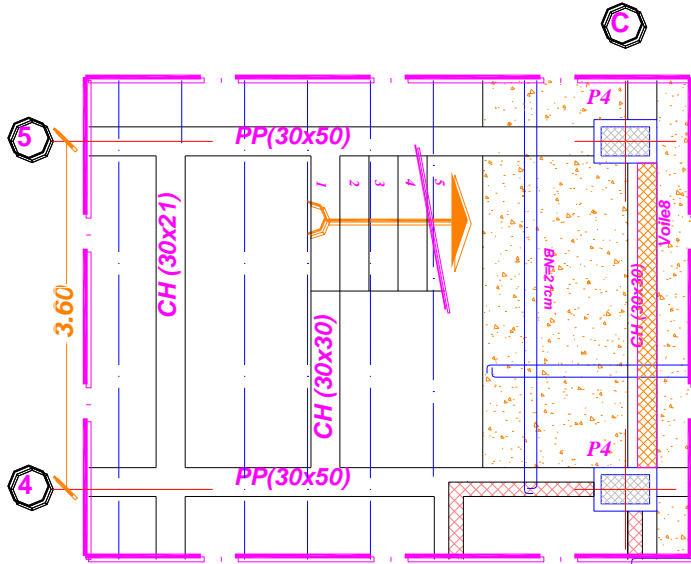


PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE D'ESCALIER TYPE 2

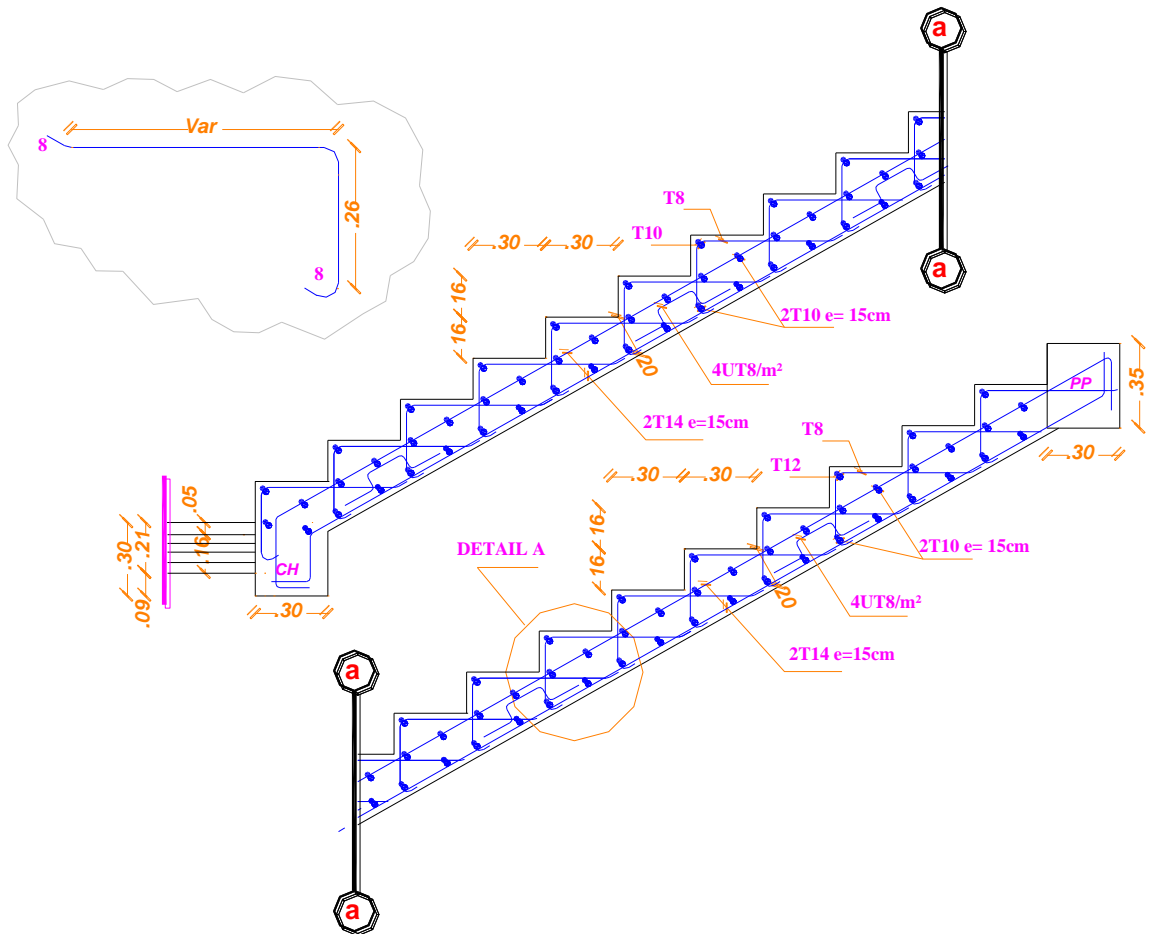
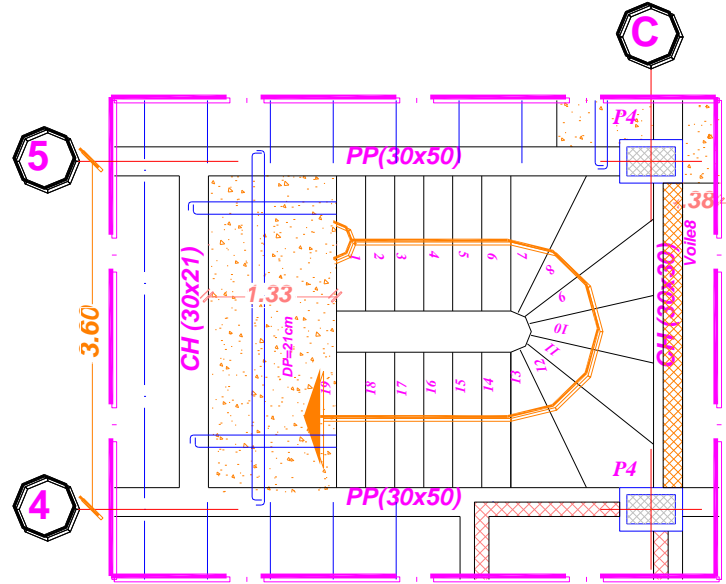


PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE D'ESCALIER TYPE 3

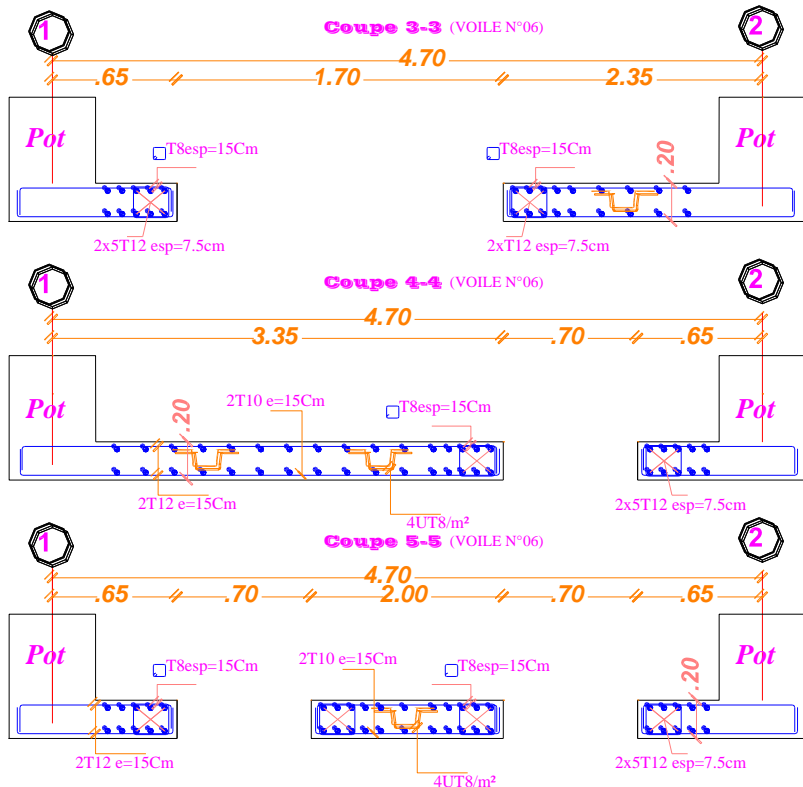
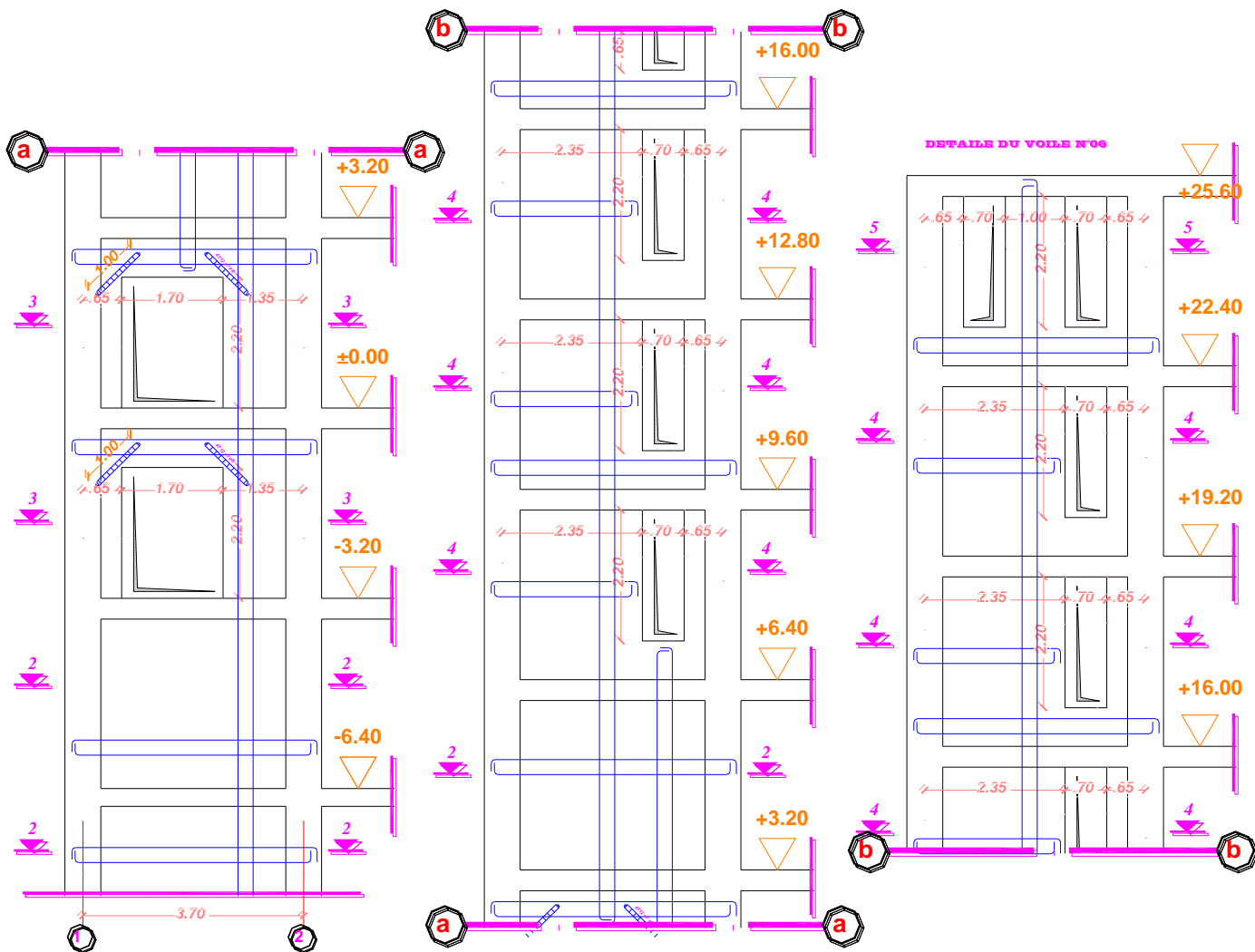
VUE EN PLAN NIV: ±0.00m



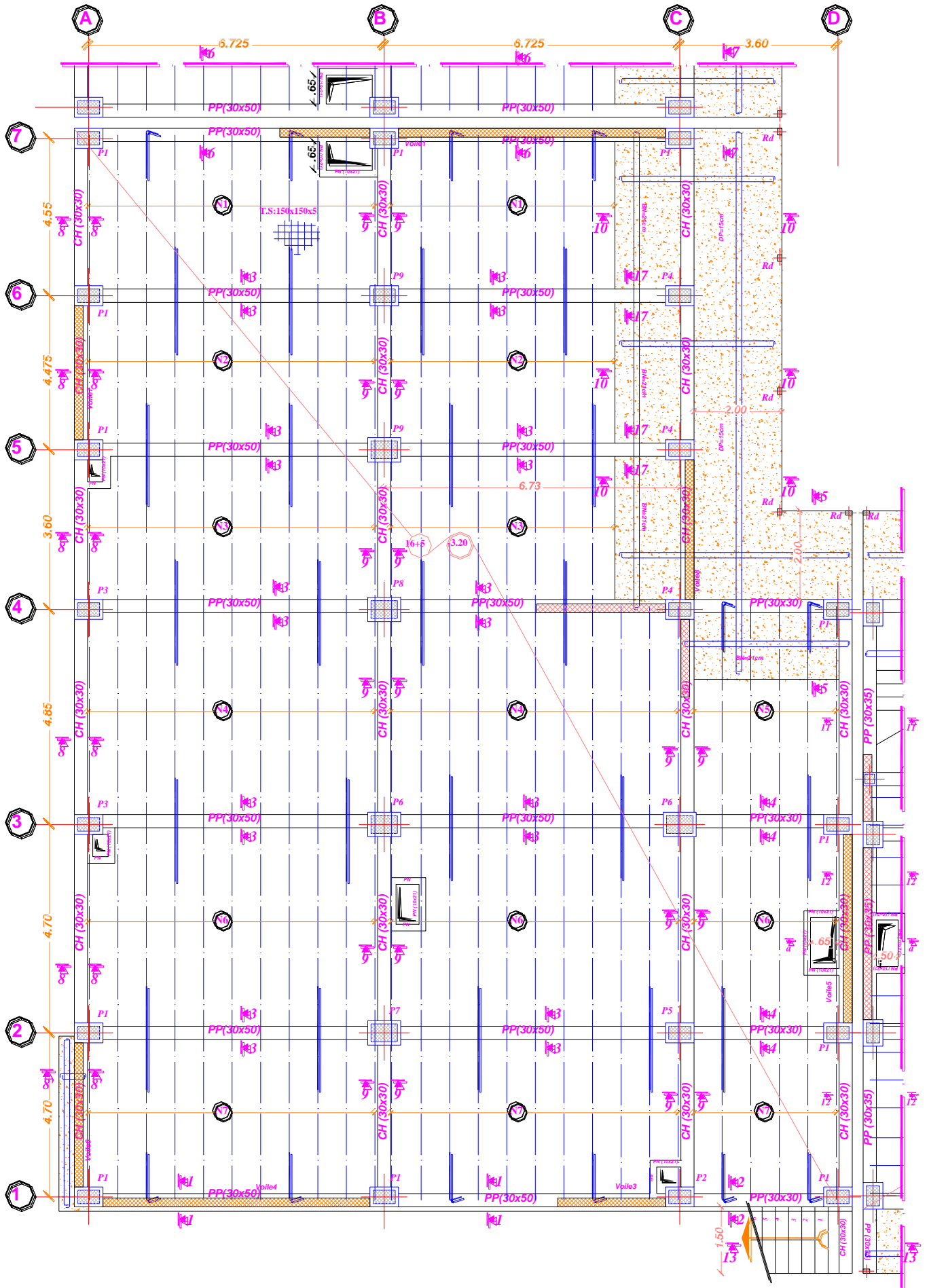
VUE EN PLAN NIV: Etages Courantes



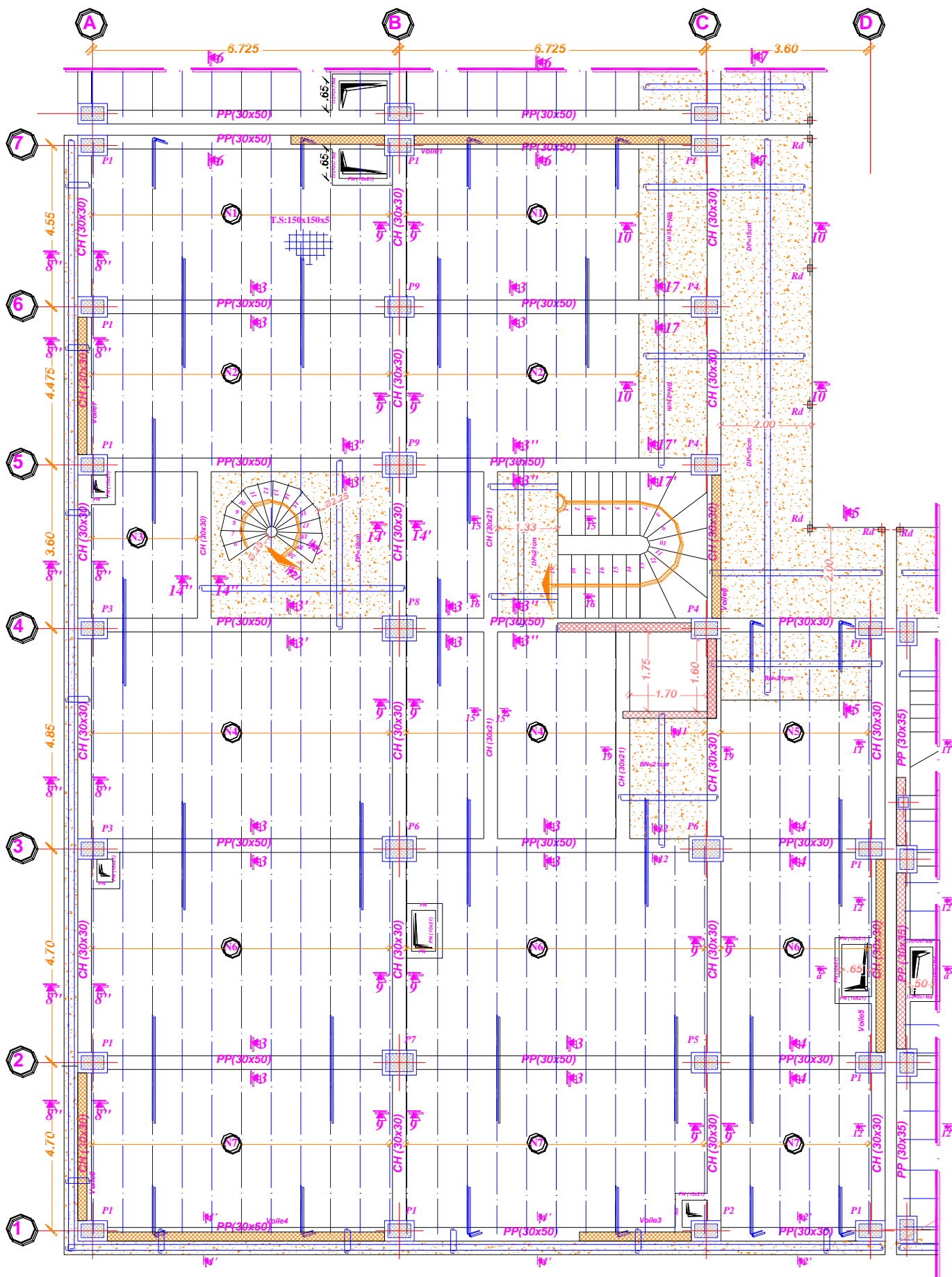
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE VOILE N°06



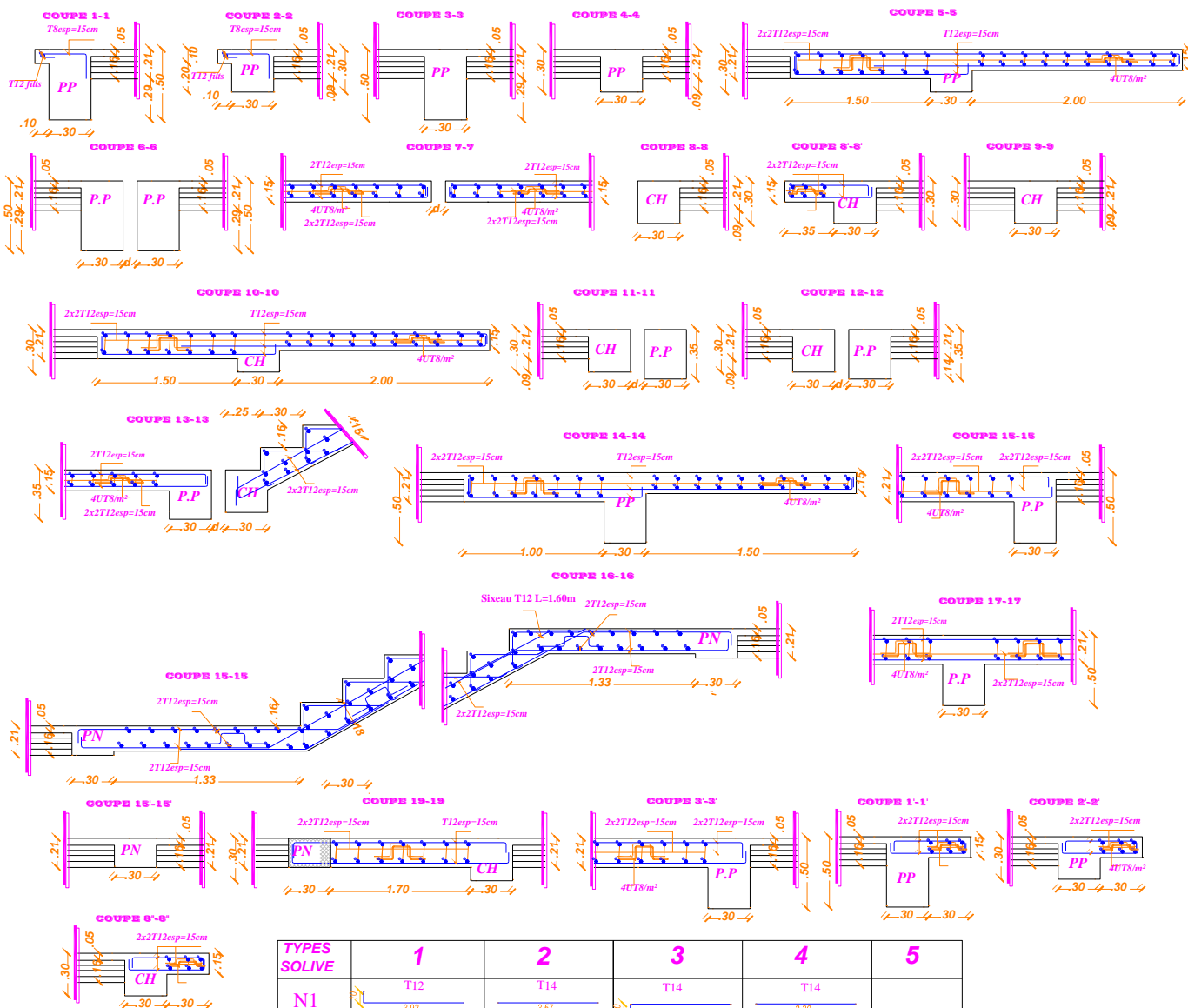
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILAGE DU PLANCHER NIV:-3.20m



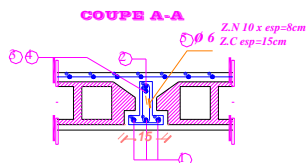
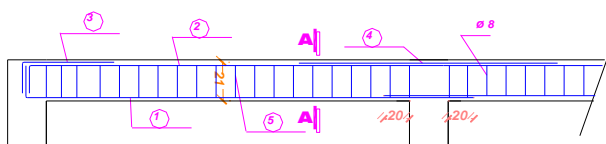
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU PLANCHER NIV: +3.20m



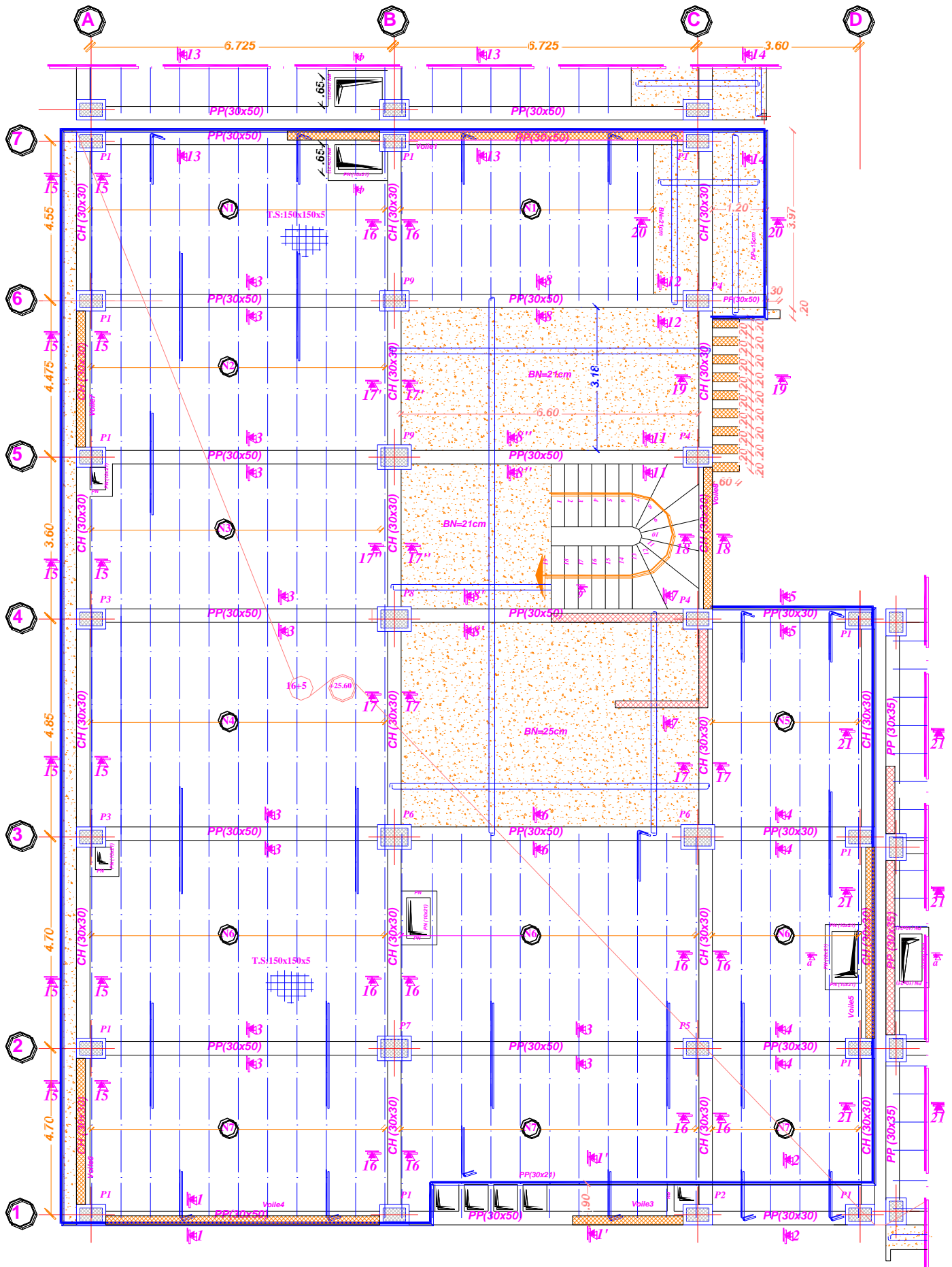
COUPE ET DETAIL DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE AU NIVEAU DES PLANCHERS



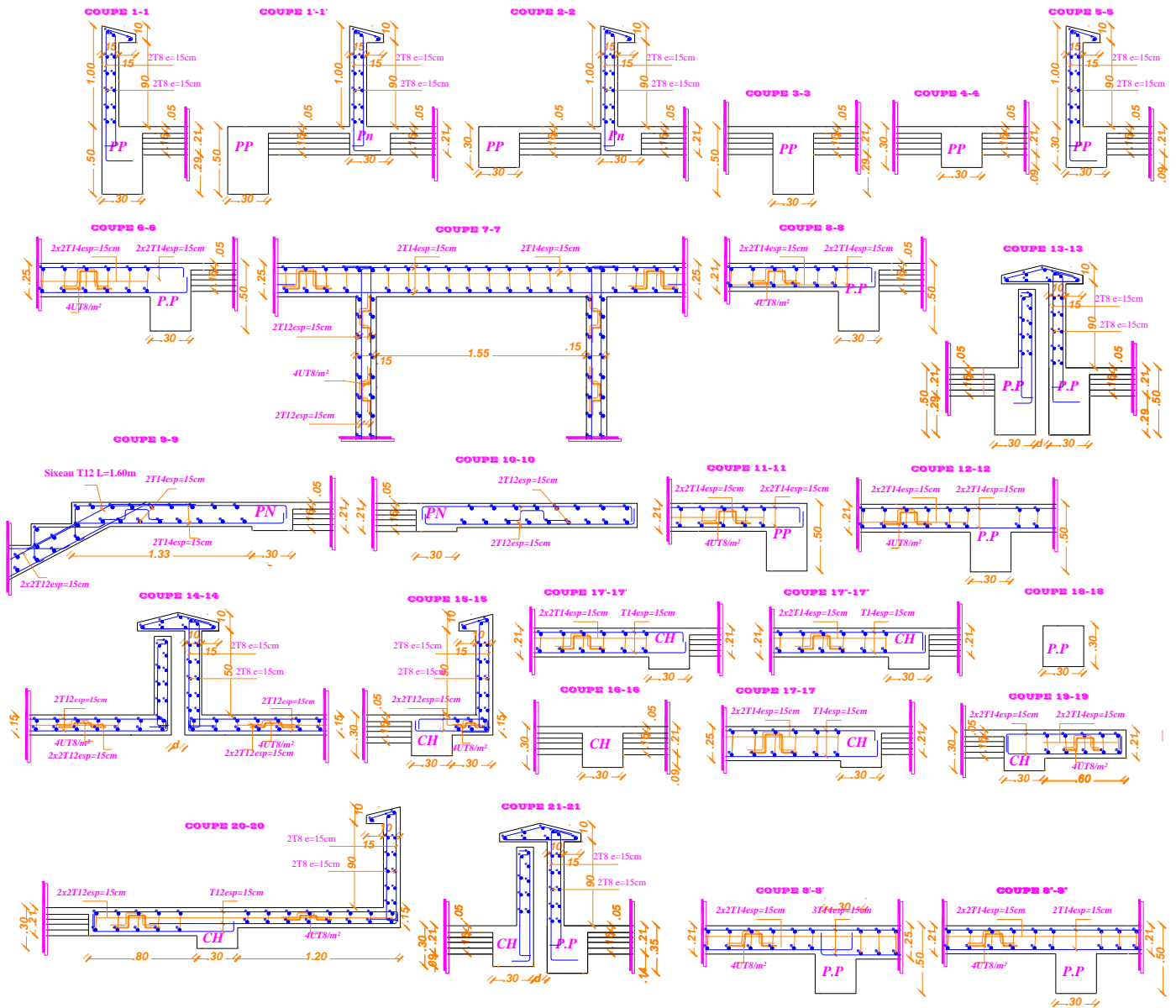
TYPES SOLIVE	1	2	3	4	5
N1	T12 3.92	T14 3.57	T14 1.20	T14 2.30	
N2	T12 4.20	T14 3.50		T14 2.30	
N3	T12 4.35	T14 3.65		T14 2.30	
N4	T12 5.55	T14 4.85		T14 2.70	
N5	T12 5.20	T14 4.85	T14 1.40	T14 2.70	
N6	T12 5.47	T14 4.77		T14 2.70	
N7	T12 4.08	T14 3.73	T14 1.20	T14 2.30	



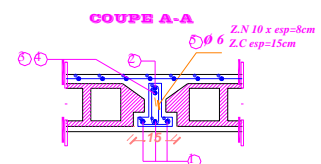
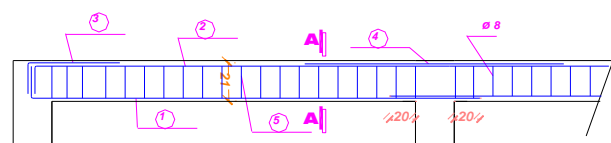
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU PLANCHER NIV: +25.60m



COUPE ET DETAIL DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE AU NIVEAU DU PLANCHER TERASSE ACCESSIBLE

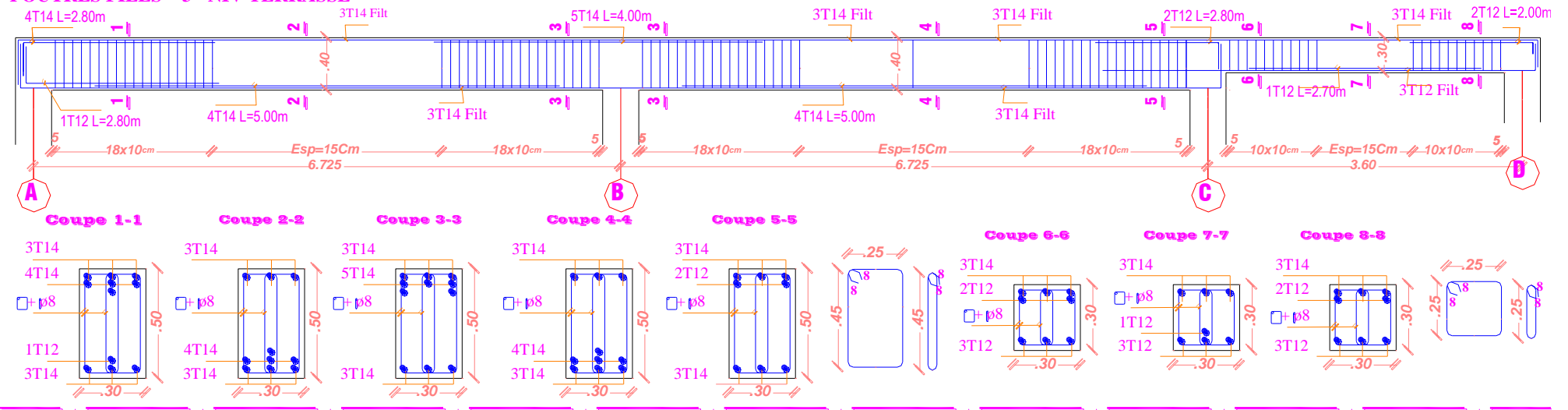


TYPES SOLIVE	1	2	3	4	5
N1	T12 3.92	T14 3.57	T14 1.20	T14 2.30	
N2	T12 4.20	T14 3.50		T14 2.30	
N3	T12 4.35	T14 3.65		T14 2.30	
N4	T12 5.55	T14 4.85		T14 2.70	
N5	T12 5.20	T14 4.85	T14 1.40	T14 2.70	
N6	T12 5.47	T14 4.77		T14 2.70	
N7	T12 4.08	T14 3.73	T14 1.20	T14 2.30	



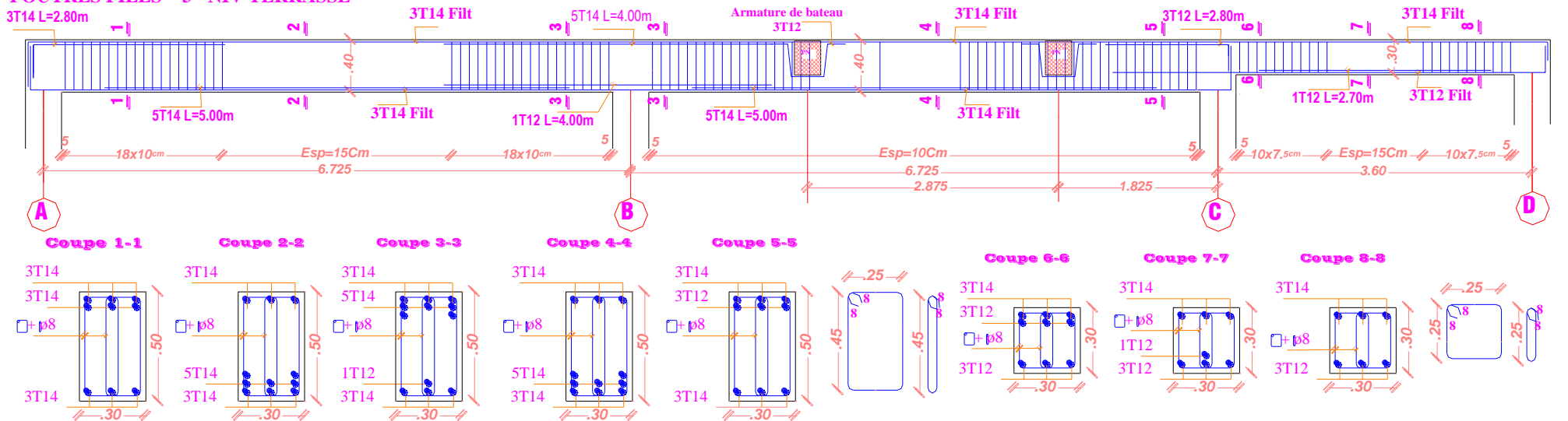
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU POUTRE FILES 3 PLANCHER TERRASSE

POUTRES FILES "3" NIV TERRASSE



COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU POUTRE FILES 3 PLANCHER ETAGES COURANTES

POUTRES FILES "3" NIV TERRASSE



COFFRAGE ET FERRAILAGE DE CHAINAGE AXE PLANCHER ETGAES COURANTES ET TERRASSE

CHAINAGES FILLES "D" NIV:étages courantes et terrasse

