

SOMMAIRE

Résumé

Liste des figures

Liste des tableaux

1	INTRODUCTION ET PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE	1
1.1	Introduction Générale	1
1.2	Présentation du projet.....	1
1.3	Dimension en plan.....	2
1.4	paramètres du bâtiments et caractéristiques géotechniques du sol.....	3
1.5	Ossature et système constructif.....	3
1.5.1	Plancher.....	3
1.5.2	Maçonnerie	4
1.5.3	Fondation	4
1.5.4	Revêtement et mortier de finition	4
1.6	Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	4
1.6.1	BETON	4
1.6.2	Aciers	6
1.7	Hypothèse.....	8
1.7.1	Matériaux	8
1.7.2	Charges	8
2	Pré-dimensionnement et descente des charges.....	9
2.1	Pré-dimensionnement.....	9
2.1.1	Les poteaux	9
2.1.2	Les poutres	12
2.1.3	Pré-dimensionnement des planchers	14
2.1.4	Pré-dimensionnement des poutrelles :.....	15
2.1.5	Pré-dimensionnement des voiles de contreventement	16
2.2	Evaluation des charges et surcharges	17
2.2.1	Planchers :	17
2.2.2	Balcons	19
2.2.3	Murs	20
2.2.4	L'acrotère	20
2.2.5	Escalier.....	21

3	Etude des éléments secondaires.....	22
3.1	Etude du plancher.....	22
3.1.1	Introduction.....	22
3.1.2	Etude des poutrelles.....	22
3.1.3	Les types de poutrelles.....	22
3.1.4	Charge et surcharge	23
3.1.5	Evaluation des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	23
3.1.6	Determination des armatures.....	26
3.2	Etude de dalle pleine « sous-sols ».....	31
3.2.1	Combinaison des charges et surcharges	31
3.2.2	Calcul des moments	31
3.2.3	Ferraillage :.....	32
3.2.4	Vérification à l'ELS	33
3.3	Balcons.....	33
3.3.1	Schéma Statique.....	34
3.3.2	Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :	34
3.3.3	Ferraillage.....	35
3.4	Etude d'escalier	36
3.4.1	Introduction.....	36
3.4.2	Pré-dimensionnement.....	37
3.4.3	Types d'escaliers.....	37
3.4.4	Angles d'inclinaisons :	39
3.4.5	Calcul des épaisseurs :.....	39
	Palier :.....	39
3.4.6	Descente des charges :	39
3.4.7	Combinaison des charges et surcharges :	40
3.4.8	Détermination des efforts internes.....	40
3.4.9	Détermination du ferraillage.....	43
3.5	Etude de la poutre palière :	45
3.5.1	Pré-dimensionnement.....	45
3.5.2	Evaluation des charges.....	45
3.5.3	Réaction des escalier :.....	46
3.5.4	Calcule des effort interne :	46
3.5.5	Calcul du ferraillage.....	46

3.6	Etude de l'acrotère	48
3.6.1	Introduction.....	48
3.6.2	Poids propre de l'acrotère.....	48
3.6.1	Combinaisons des actions :	49
3.6.2	Determination du ferraillage :	49
3.7	Ascenseur.....	52
3.7.1	Etude de l'ascenseur	52
3.7.2	Vérification de la dalle au poinçonnement.....	54
3.7.3	Evaluation des moments dus aux charges	55
3.7.4	Calcul de ferraillage.....	59
3.7.5	Vérification a ELS :	60
4	Etude Dynamique	61
4.1	Objectif de l'étude dynamique.....	61
4.2	Modélisation de la structure	61
4.3	Méthodes de calculs.....	61
4.4	Choix du type de contreventement.....	62
4.5	Analyse du modèle	65
4.5.1	Méthode statique équivalente.....	65
4.5.2	Poids total de la structure	68
4.5.3	Détermination de l'effort tranchant	68
4.5.4	Détermination de la force de chaque niveau.....	68
4.5.5	Méthode d'analyse spectrale modale.....	69
5	Etude des éléments structuraux	73
5.1	Introduction	73
5.2	Les poteaux.....	73
5.2.1	Combinaisons des charges	73
5.2.2	Vérification sous sollicitations normales.....	73
5.2.3	Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	74
5.2.4	Ferraillage longitudinal.....	75
5.2.5	Calcul du ferraillage transversal.....	77
5.3	Les poutres	79
5.3.1	Combinaisons des charges	79
5.3.2	Ferraillage des poutres principales	79
5.4	Les voiles.....	87

5.4.1	Calcul des voiles	87
5.4.2	Détermination des sollicitations	88
5.4.3	Vérification des contraintes tangentielles	88
5.4.4	Détermination du ferraillage des voiles.....	89
5.4.5	Ferraillage des linteaux	89
6	Etude de l'infrastructure	92
6.1	Introduction	92
6.2	Choix de type de fondation	92
6.3	Pré dimensionnement	92
6.3.1	Épaisseur du radier.....	92
6.3.2	Vérification au poinçonnement	93
6.3.3	Débordement « D ».....	93
6.3.4	Vérification de la contrainte du sol :	94
6.3.5	Sollicitations :	95
6.3.6	Vérification de la stabilité au renversement.....	96
6.3.7	Ferraillage de la dalle	96
6.3.8	Ferraillage de la nervure	98
7	Planification	102
7.1	Introduction	102
7.2	Le management des projets	102
7.2.1	Projet	102
7.2.2	Cycle de vie d'un projet.....	103
7.3	Objectifs à atteindre	104
7.3.1	Le découpage du projet :.....	104
7.4	WBS (Work Breakdown Structure)	105
7.5	Définition des ressources	107
7.6	Etude économique.....	108
7.7	Courbe financière [Planification].....	109
7.8	Conclusion	109

Liste des figures

Figure 1.1 Dimension en plan du bâtiment	2
Figure 1.2 Plancher corps creux.....	3
Figure 1.3 Dalle pleine.....	3
Figure 1.4 Radier Général	4
Figure 1.5 Diagramme contraintes-déformation du béton	5
Figure 1.6 Diagramme contrainte-déformation des aciers	7
Figure 2.1 Section supporté par le poteau	9
Figure 2.2 Poutre principale.....	12
Figure 2.3 Poutre secondaire	13
Figure 2.4 Poutre L "1"	13
Figure 2.10 Elément constituants le plancher étage courant et RDC.....	18
Figure 3.1 Eléments constituants un plancher corps creux.....	22
Figure 3.2 Sollicitations obtenues par SAP2000 à ELU	26
Figure 3.3 Sollicitations obtenues par SAP2000 à ELS	28
Figure 3.4 Schéma statique de la dale pleine	34
Figure 3.5 Schéma d'un escalier.....	36
Figure 3.6 6 ^{ème} type d'escalier.....	40
Figure 3.7 Chargement du premier type d'escalier à l'ELU	40
Figure 3.8 Diagramme des sollicitations pour escalier TYPE 6.....	42
Figure 3.9 Les charges pour une poutre palière	45
Figure 3.10 Schéma statique	48
Figure 3.11 Coupe transversale de l'acrotère	48
Figure 3.12 Section de calcul d'acrotère	49
Figure 3.13 la dalle pleine sous un appui.....	54
Figure 3.14 Surface des moteurs sur la dalle	55
Figure 4.1 Modélisation de la structure	61
Figure 4.2 1 ^{ère} disposition des voiles	62
Figure 4.3 2 ^{ème} disposition des voiles.....	63
Figure 4.4 3 ^{ème} disposition des voiles	64
Figure 4.5 La courbe de spectre de réponse.....	70
Figure 5.1 Ferraillage du poteau sous-sols 2 (85x85)	78
Figure 5.2 Emplacement de la poutre.....	80
Figure 5.3 ferraillage des poutres principales (30x50).....	83
Figure 5.4 Emplacement de la poutre.....	84
Figure 6.1 Radier	93
Figure 6.2 Débordement du radier	93
Figure 6.3 Déplacement Uz	94
Figure 6.4 Moment 11 [ELU]	95
Figure 6.5 Moment 22 [ELU]	95

Figure 6.6 Ferraillage en travée de la nervure	101
Figure 6.7 Ferraillage en appui de la nervure	101
Figure 7.1 Facteurs principaux d'un projet	102
Figure 7.2 Cycle de vie d'un projet.....	103
Figure 7.3 Les différentes marges d'une tâche.....	104
Figure 7.4 Courbe financière – courbe en S.....	109

Liste des tableaux

Tableau 1.1 Caractéristique mécanique de l'acier.....	6
Tableau 2.2 Pré-dimensionnement des planchers	14
Tableau 2.3 Pré-dimensionnement des voiles.....	16
Tableau 2.4 Charge du plancher terrasse accessible.....	17
Tableau 2.5 Charge du plancher terrasse inaccessible.....	18
Tableau 2.6 Charge du plancher étage courant.....	18
Tableau 2.7 Charge du plancher RDC	19
Tableau 2.8 Charge du plancher Sous-sols	19
Tableau 2.9 Charge des balcons	19
Tableau 2.10 Charge des murs extérieurs	20
Tableau 2.11 Charge des murs intérieurs	20
Tableau 2.12 Charge du palier	21
Tableau 2.13 Charge du paillasse	21
Tableau 3.1 Charges supporté par les poutrelles	23
Tableau 3.2 Comparaison entre les sollicitations théoriques et numériques.....	25
Tableau 3.3 Sollicitation à ELU et ELS	26
Tableau 3.4 Ferrailage des balcons.....	36
Tableau 3.5 Pré dimensionnement des escaliers	37
Tableau 3.6 Vue en plan	38
Tableau 3.7 Epaisseur des paillasses et paliers	39
Tableau 3.8 Evaluation des charges et des surcharges pour les paillasses	40
Tableau 3.9 Charges supporté par les escaliers à ELU et ELS	40
Tableau 3.10 Les sollicitations à ELU et ELS obtenus par SAP2000	42
Tableau 3.11 Ferraillage des escaliers	45
Tableau 3.12 Moments des rectangles à ELU.....	56
Tableau 3.13 Moment des rectangles à ELS	57
Tableau 3.14 Ferraillage de la dalle d'ascenseur.....	59
Tableau 3.15 Vérification des conditions à ELS	60
Tableau 4.1 Périodes et facteur de participation massique pour la 1 ^{ère} variante.....	62
Tableau 4.2 Périodes et facteurs de participation massique pour la 2 ^{ème} variante.....	63
Tableau 4.3 Périodes et facteurs de participation massique pour la 3 ^{ème} variante	64
Tableau 4.4 Valeurs de pénalités Pq.....	68
Tableau 4.5 Poids des déffirents niveaux	68
Tableau 4.6 Les forces sismiques de chaque niveau obtenus par MSE99.....	68
Tableau 4.7 Périodes et pourcentage de participation massique	69
Tableau 4.8 Reactions à la base obtenus par SAP2000	70
Tableau 4.9 Comparaison entre l'effort statique et dynamique	70
Tableau 4.10 Déplacement absolu et relatif de la 3 ^{ème} variante	72
Tableau 5.1 La vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique.....	74
Tableau 5.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	75
Tableau 5.3 Sollicitation de poteau suivant la combinaison plus sollicitée	75

Tableau 5.4 Ferraillage longitudinal des poteaux.....	77
Tableau 5.5 Ferraillage transversales des poteaux.....	78
Tableau 5.6 Sollicitation de la poutre principale (30 x 50) cm ²	79
Tableau 5.7 Résultats de ferraillage longitudinal et transversal de la poutre principale.....	83
Tableau 5.8 Ferraillage de poutre principale (30 x 50).....	84
Tableau 5.9 Ferraillage de poutre principale (30 x 50).....	85
Tableau 5.10 Sollicitations dans les voiles 20cm	88
Tableau 5.11 Sollicitations dans les voiles de soutènement 25cm	88
Tableau 5.12 Ferraillage des voiles	89
Tableau 5.13 Ferraillage des linteaux	91
Tableau 7.1 Ressources humaines et leurs tâches	107
Tableau 7.2 Les ressources matérielles (Matériaux) du projet	108

Notations

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression du béton a {j} jours
f_{tj}	Résistance à la traction du béton a {j} jours
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
i_x, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
Z	Bras de levier
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature inf)
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant

T	Effort tranchant, période
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids au niveau $\{i\}$
C_T	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération
S_T	Espacement
λ	Elancement
e	Epaisseur
f	Flèche
\bar{f}	Flèche admissible
L	Longueur ou portée
L_f	Longueur de flambement
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
K	Coefficient de raideur de sol
ε	Déformation relative
ε_{bc}	Déformation du béton en compression
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
E_{ij}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé
E_s	Module d'élasticité de l'acier

CHAPITRE 1

**INTRODUCTION ET
PRESENTATION
GENERALE DE
L'OUVRAGE**

1 INTRODUCTION ET PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

1.1 INTRODUCTION GENERALE

Le projet étudié se situe sur un site classé en zone de faible sismicité. Le but est d'effectuer une étude parasismique d'un bâtiment en béton armé dans cette zone. Le bâtiment est constitué essentiellement d'appartement en étages courants, mais aussi de commerces au rez-de-chaussée et deux parkings souterrains.

Nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA version 2003 et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Le bâtiment étant irrégulier de par sa forme et ses fonctionnalités, il est nécessaire de faire une étude sismique à l'aide de calculs informatiques. Le but de cette étude est donc de modéliser la structure aux éléments finis sur un logiciel informatique afin d'effectuer les analyses modale et sismique nécessaires. Les résultats trouvés seront ensuite exploités pour vérifier le système constructif choisi puis pour dimensionner les fondations.

Ensuite, les paramètres de la modélisation seront décrits avec notamment la définition des raideurs d'appui utilisées sur le modèle informatique. Les résultats de l'analyse sismique du modèle permettront de vérifier le système constructif choisi. Ils permettront notamment de vérifier : la stabilité de l'ouvrage, les déplacements horizontaux et le système de contreventement.

Une descente de charges sera ensuite effectuée afin de dimensionner les fondations. Celles-ci seront ensuite validées ou redimensionnées après calculs effectués avec les actions sismiques.

Finalement, une dernière partie sera consacrée au planification qui sera réalisée par le logiciel de planification MS Project

1.2 PRÉSENTATION DU PROJET

Notre projet consiste à étudier un bloc A2 du projet de construction d'un ensemble résidentiel à usage mixte (commercial et habitation) composé d'un R+15 et deux sous-sols et situe à EL KOUDIA TLEMCEN ILOT N°169 SECTION 274.

Les dimensions en plan sont 28.35 m x 31.85 m. Il est dans la majeure partie prévu en béton armé. Les voiles ont 20 et 25 cm d'épaisseur. La dalle des sous-sols à une épaisseur de 20 cm. Le rez-de-chaussée et les étages courants ont des dalles de 21 cm qui sont suffisantes structurellement. La hauteur du bâtiment au-dessus du terrain est de 54.80 m. Fondation est un radier générale.

Il est composé de 15 étage de 3.06m (de dalle à dalle) avec une hauteur exigée sous plafond de 2.86 m.

Hauteurs RDC 4.88 m – 5.03 m – 5.30 m. [Plancher Gradin]

Hauteurs sous-Sol (1) 3.14 m – 2.81 m – 2.52 m. [Plancher Gradin]

Hauteur sous-sol (2) 2.69 m.

Un noyau central formé par les éléments de circulations (cage d'escaliers, cage d'ascenseur) constitue une zone de contreventement très rigide de par la présence d'une forte concentration de voiles. Cet élément, ainsi que les voiles 25 – 20cm d'épaisseur permettent d'assurer le contreventement longitudinal et transversal de la structure.

1.3 DIMENSION EN PLAN

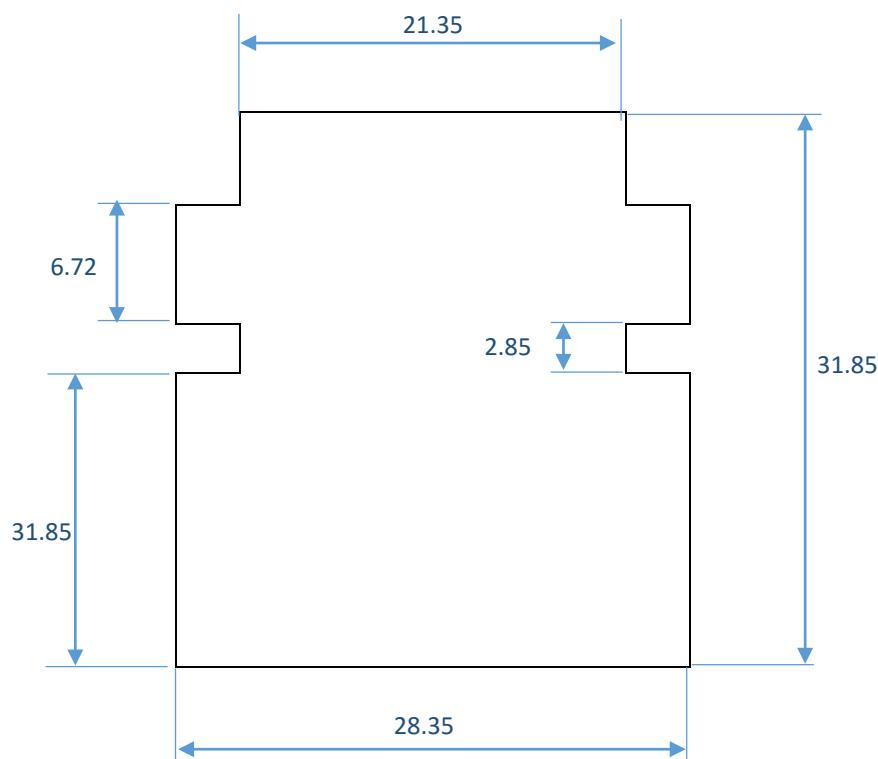


Figure 1.1 Dimension en plan du bâtiment

1.4 PARAMETRES DU BATIMENTS ET CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SOL

Les paramètres pris en compte pour l'analyse sismique sont résumés ci-dessous

- Zone de sismicité : RPA99V03, 3.1
- Le bâtiment est implanté dans une zone classé par le RPA99V2003 comme zone de faible sismicité [Zone I]
- Classe de bâtiment : Groupe d'usage 1B RPA99V03, 3.2
- Bâtiments d'habitation collective dont la hauteur dépasse 48 m.
- Classification de site : S3 [site meuble] Étude géotechnique
- La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma} = 1.5$ bars Étude géotechnique
- Le site d'implantation présente une faible pente de 3%

1.5 OSSATURE ET SYSTEME CONSTRUCTIF

Structure en béton armé avec système de contreventement mixte/voiles bâtiment à plus de 5 niveaux et dépasse les 17 m (RPA99V03).

1.5.1 Plancher

Un plancher doit résister aux charges verticales et horizontales.

- **Plancher corps creux** : pour RDC et étages courants

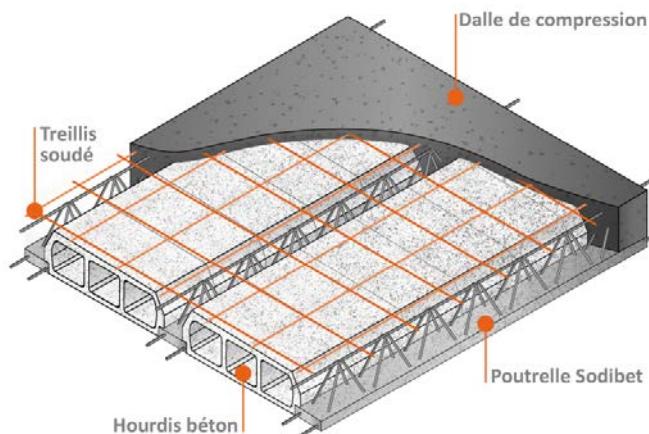


Figure 1.2 Plancher corps creux

- **Dalle pleine** : pour les plancher niveaux sous-sol (parking)

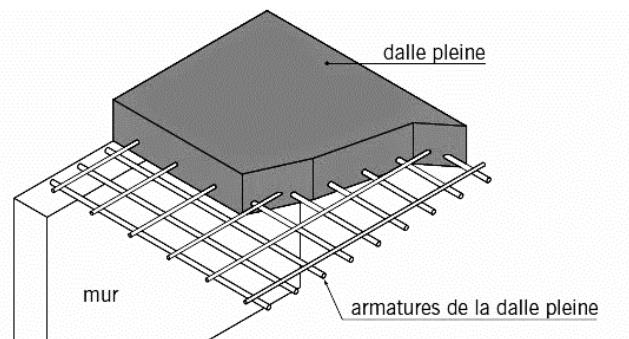


Figure 1.3 Dalle pleine

1.5.2 Maçonnerie

a. Murs extérieurs :

Les murs extérieurs sont faits en double cloison

- Brique creuse de 15 cm
- Brique creuse de 10 cm
- Un vide de 5 cm entre les deux

b. Murs intérieurs :

Les cloisons en briques creuses d'épaisseur de 10 cm.

1.5.3 Fondation

Le radier est une plate-forme maçonnée qui est la base de départ d'un bâtiment et qui sert d'assise stable à l'ensemble de la construction.

Le radier assure la transmission des charges par la superstructure au sol.

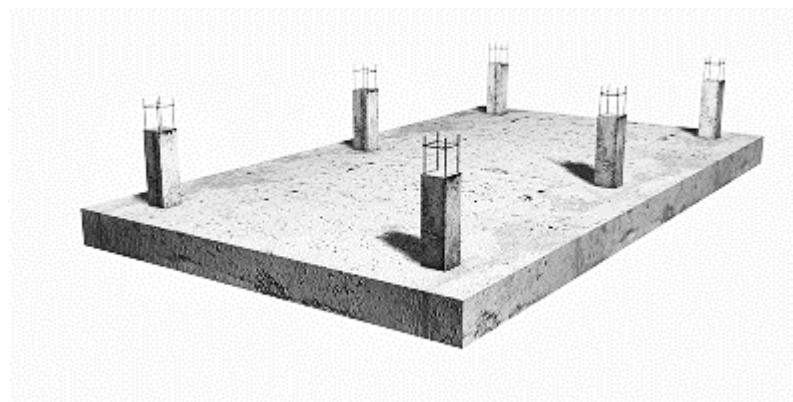


Figure 1.4 Raider Général

1.5.4 Revêtement et mortier de finition

On utilise :

- Enduit en plâtre pour les plafonds [épaisseur = 2cm]
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et intérieurs [épaisseur = 2 cm]
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Etanchéité multicouche imperméable pour plancher terrasse.

1.6 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

Les matériaux pris en compte pour la structure en béton armé sont les suivants :

1.6.1 BETON

D'après RPA99V03 le béton mise en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa (RPA99V03, 7.2.1)

Si $j > 28$ jours $\longrightarrow f_{cj} = f_{c28}$ (résistance maximale du béton $f_{c28} = 25$ MPa)

$$\text{Si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \longrightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 \times 0.83 j}$$

$$\text{Si } 40 \text{ MPa} < f_{cj} < 60 \text{ MPa} \longrightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.4 \times 0.95 j}$$

→ Pour notre étude en prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Résistance du béton à la traction se calcul à partir de la compression en appliquant la formule suivante : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$ (BAEL91)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} (\text{à 28 jours})$$

I. Contraintes et déformations

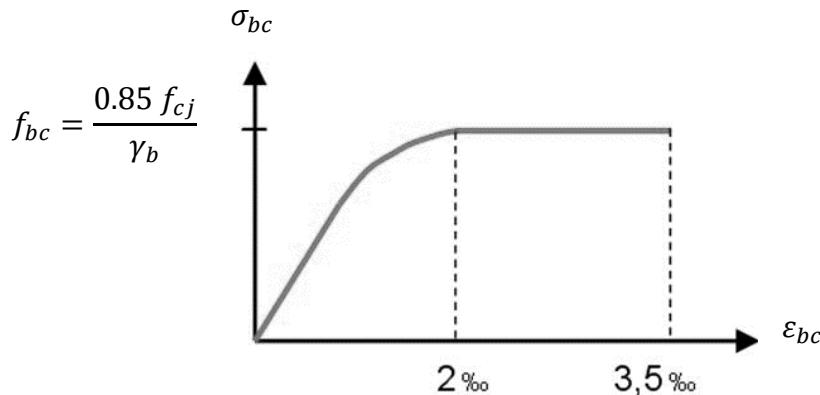


Figure 1.5 Diagramme contraintes-déformation du béton

Avec :

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2 \% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \%$

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

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

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0 \% \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \% \quad \sigma_{bc} = 0.25 f_{bc} 10^3 \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \varepsilon_{bc})$$

$$2 \% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \% \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$$

- Contrainte admissible de cisaillement

$$\tau_u = \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

La contrainte ultime de cisaillement d'un élément en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u :

$$\tau_u = T_u / (b_0 \cdot d)$$

Avec : b₀ : Largeur de l'élément
d : hauteur utile

II. Module de déformation longitudinale du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{\text{instantanée à 28 jours}} = 11000 \times f_{c28}^{1/3} \quad \text{BAEL 91 rév.99, A.2.1,21}$$

$$E_{\text{instantanée à 28 jours}} = 32164 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{différé}} = 3700 \times f_{c28}^{1/3} = 10819 \text{ MPa} \quad \text{BAEL 91 rév.99, A.2.1,22}$$

III. Module de déformation transversale du béton

Coefficient de poisson :

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta l / l)$$

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

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

D'après le BAEL91 (A.2.1, 3), Il est pris égale à : $\begin{cases} \nu = 0.2 \text{ pour ELS} \\ \nu = 0 \text{ pour ELU} \end{cases}$

1.6.2 Aciers

I. Caractéristique mécaniques

L'acier est un alliage de fer et carbone en faible pourcentage, son rôle est l'absorption des efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction. C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant rupture.

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

Tableau 1.1 Caractéristique mécanique de l'acier

	Nuance	F_e [MPa]
Haute Adhérence	Fe E 400	400
	Fe E 500	500
Fils treillis HA	Fe E 400	400
	Fe E 500	500
Acier naturel	Fe F 215	215
	Fe E 235	235

Le caractère mécanique servant de base à la justification est la limite d'élasticité.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : **Es = 200 000 MPa**

II. Contraintes et déformations

ELU :

Le diagramme contrainte – déformation est définie ci-dessous :

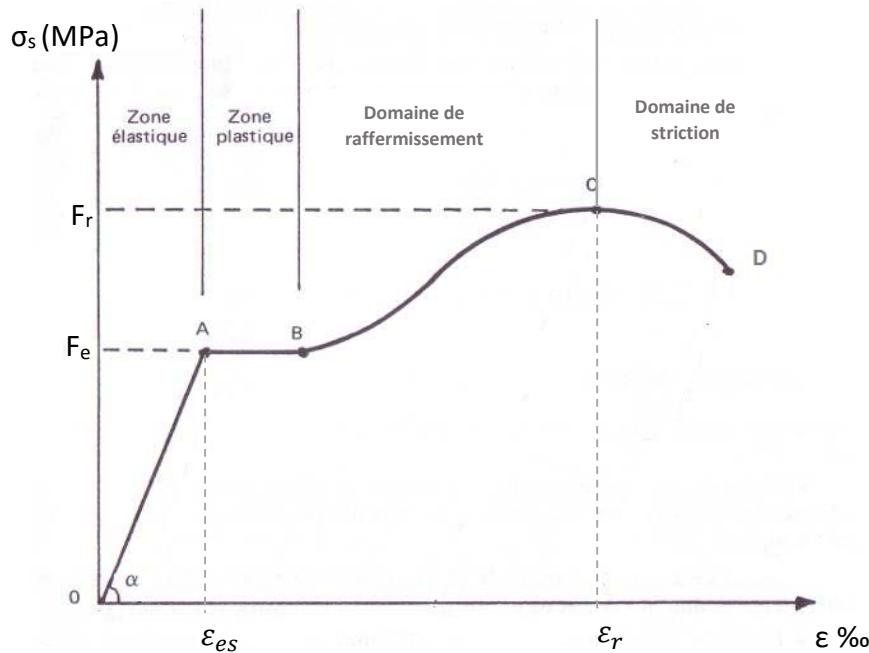


Figure 1.6 Diagramme contrainte-déformation des aciers

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned}\gamma_s &= 1.15 && \text{cas général} \\ \gamma_s &= 1 && \text{cas des combinaisons accidentielles.}\end{aligned}$$

ELS :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures

III. Fissuration peu préjudiciable → pas de limitation

IV. Fissuration préjudiciable → $\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$

V. Fissuration très préjudiciable → $\sigma_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$

Avec :

1 pour des ronds lisses

η : coefficient de fissuration

1.6 pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm

1.3 pour les hautes adhérences avec $\Phi < 6$ mm

1.7 HYPOTHESE

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

1.7.1 Matériaux

I. Béton : pour toute la structure

La résistance du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La résistance du béton à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité instantané de béton : $E_{\text{instantanée}} \text{ à } 28 \text{ jours} = 32164 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité différé de béton : $E_{\text{différé}} = 3700 \times f_{c28}^{1/3} = 10819 \text{ MPa}$

II. Acier

Armatures longitudinales : fe E 400 [HA] fe = 400 MPa

Armatures transversales : fe E 235 [RL] fe = 235 MPa

Treillis soudés (pour la dalle de compression) fe E 500 [HA] fe = 500 MPa

$E = 200\,000 \text{ MPa}$

1.7.2 Charges

I. Charges permanentes « G »

Béton armé : 25 kN/m³

II. Charges d'exploitation « Q »

Parcs de stationnement de voitures	:	2.5 kN/m ²	DTR BC 2.2, 7.1
------------------------------------	---	-----------------------	-----------------

Commerces	:	4.0 kN/m ²
-----------	---	-----------------------

Balcons	:	3.5 kN/m ²	DTR BC 2.2, 7.2.1
---------	---	-----------------------	-------------------

Planchers	:	1.5 kN/m ²	DTR BC 2.2, 7.2.1
-----------	---	-----------------------	-------------------

Planchers terrasse [Accessible]	:	1.5 kN/m ²	DTR BC 2.2, 7.5
---------------------------------	---	-----------------------	-----------------

[Inaccessible]	:	1.0 kN/m ²	DTR BC 2.2, 7.3.3
----------------	---	-----------------------	-------------------

Escalier [Palier/Paillasse]	:	2.5 kN/m ²	DTR BC 2.2, 7.2.1
-----------------------------	---	-----------------------	-------------------

CHAPITRE 2

**PRE-DIMENSIONNEMENT
ET DESCENTE DES
CHARGES**

2 PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

2.1 PRE-DIMENSIONNEMENT

Le pré dimensionnement des sections des différents éléments résistants sera fait selon les règles du BAEL91 et le RPA99 version 2003, pour déterminer des dimensions économiques et d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton.

2.1.1 Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

Aussi, le rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes et aux vents.

En considérant que les différents éléments agissant sur les poteaux seront réduits à une force de compression centrée N, Le calcul sera basé sur le poteau le plus sollicité. Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99 V2003 suivant :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25$ zone 1 et 2
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e/20$ h_e : hauteur d'étage
- $1/4 < a/b < 4$

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage D-2 est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S comme le montre la figure

$$N_u = Q \times S \times n$$

N_u : la charge verticale ELU

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage.

Q (P_u) : Charge du plancher ; P_u = 1 t/m²

$$S = 5.75 \times 5.225 = 30.04 \text{ m}^2$$

n : nombre de niveaux

$$N_u = 1 \times 30.04 \times 18 = 540.72 \text{ t}$$

$$N_u = 5.304 \text{ MN}$$

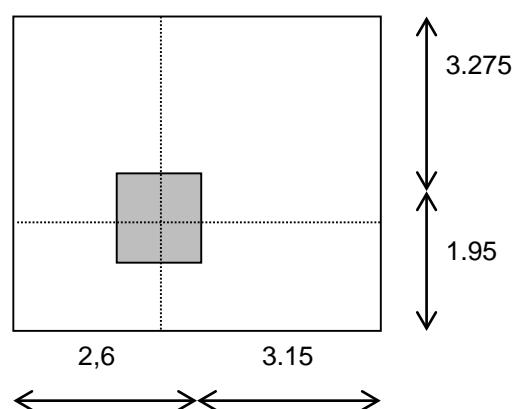


Figure 2.1 Section supporté par le poteau

a. Section réduite

Selon BAEL91 :

$$Br \geq \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 f_e}{100 \gamma_s}}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux.

$$\left| \begin{array}{l} \beta = 1+0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50 \\ \beta = 0.85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{array} \right.$$

On fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} ; \quad \gamma_s = 1.15$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$\theta = 1$ (charge > 24h)

$$Br \geq \frac{1.2 \times 5.304}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}}$$

$$Br \geq 0.34 \text{ m}^2$$

On a :

$$Br \geq (a - 0.02)^2$$

$$a \geq \sqrt{Br} + 0.02$$

$$a \geq \sqrt{0.34} + 0.02$$

$$a \geq 0.589 \text{ m}$$

$$a = b = 60 \text{ cm},$$

Les poteaux sont pré dimensionnés en vérifiant la condition ci-après ou leur section de béton Bc est déterminée comme suit

A l'état limite ultime de résistance, le règlement RPA99V2003, 7.4.3.1, stipule que dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton) sous sollicitations d'ensemble dues aux séisme, l'effort normal de compression de calcul, noté Nd , exprimé sous forme réduite (effort normal réduit), est limité par la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \quad ; \quad B_c : \text{Section de béton du poteau}$$

Autrement dit la section du béton, doit satisfaire la condition suivante

$$B_c \geq \frac{N_d}{0.3 \times f_{c28}}$$

Donc : la section du poteau est de $(85 \times 85) \text{ cm}^2$

Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :

Min (a, b) ≥ 25	>>> a = 85 > 25	CV
Min (a, b) ≥ he/20	>>> a = 85 > (286/20 = 14.3)	CV
1/4 < a/b < 4	>>> 1/4 < (85/85 = 1) < 4	CV

b. Vérification du poteau au flambement

On vérifier le poteau de 2^{ème} sous-sol

▪ Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{85 \times 85^3}{12} = 4\ 350\ 052 \text{ cm}^4$$

▪ Rayon de giration i_x, i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} ; A = \text{section du poteau } 85 \times 85$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{4\ 350\ 052}{7225}} = 24.5374 \text{ cm}$$

▪ Calcul de l'élancement

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} ; \quad \text{avec } l_0 = 3.06 \text{ m} ; \quad l_f = 0.7 \times l_0 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{214.2}{24.54} = 8.244 < 50$$

→ Le flambement est vérifié

Tableau 2.2 Calcul de la section des poteaux ainsi que la vérification vis-à-vis au flambement

Poteaux	N	S (m ²)	Nu (MN)	a=b calculé	a=b	v ≤ 0.3	L _f (m)	λ≤50	Condition
1^{er} sous-sol	1	30.04	5,304	0,5891	0,85	0,294	2,023	8,24	Vérifiée
2^{ème} sous-sol	2	30,04	5,010	0,5731	0,85	0,277	2,107	8,59	Vérifiée
RDC	3	30,04	4,715	0,5565	0,8	0,295	3,661	15,85	Vérifiée
1^{er} étage	4	30,04	4,420	0,5395	0,8	0,276	2,142	9,28	Vérifiée
2^{ème} étage	5	30,04	4,126	0,5219	0,75	0,293	2,142	9,89	Vérifiée
3^{ème} étage	6	30,04	3,831	0,5036	0,75	0,272	2,142	9,89	Vérifiée
4^{ème} étage	7	30,04	3,536	0,4847	0,7	0,289	2,142	10,60	Vérifiée
5^{ème} étage	8	30,04	3,242	0,4649	0,7	0,265	2,142	10,60	Vérifiée
6^{ème} étage	9	30,04	2,947	0,4442	0,65	0,279	2,142	11,42	Vérifiée
7^{ème} étage	10	30,04	2,652	0,4224	0,65	0,251	2,142	11,42	Vérifiée
8^{ème} étage	11	30,04	2,358	0,3994	0,6	0,262	2,142	12,37	Vérifiée
9^{ème} étage	12	30,04	2,063	0,3749	0,55	0,273	2,142	13,49	Vérifiée
10^{ème} étage	13	30,04	1,768	0,3486	0,5	0,283	2,142	14,84	Vérifiée
11^{ème} étage	14	30,04	1,473	0,3199	0,45	0,291	2,142	16,49	Vérifiée
12^{ème} étage	15	30,04	1,179	0,2883	0,4	0,295	2,142	18,55	Vérifiée
13^{ème} étage	16	30,04	0,884	0,2523	0,35	0,289	2,142	21,20	Vérifiée
14^{ème} étage	17	30,04	0,589	0,2097	0,3	0,262	2,142	24,73	Vérifiée
15^{ème} étage	18	30,04	0,295	0,1541	0,3	0,131	2,142	24,73	Vérifiée

2.1.2 Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec des armatures en acier chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont essentiellement des charges verticales (poids propre, et surcharges d'exploitation, ou de neige).

A noter que ces surcharges sont supposées uniformément réparties mais parfois ces mêmes charges peuvent être ponctuelles.

$$\text{BAEL91 : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

Vérification d'après RPA99V03 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4$$

2.1.2.1 Les poutres principales

D'après le BAEL91

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} ; \quad L = 6.30 \text{ m}$$

Donc : $\left| \begin{array}{l} \frac{630}{15} \leq h \leq \frac{630}{10} \\ 42 \leq h \leq 63 \end{array} \right. \quad \text{on prend : } h = 50 \text{ cm}$

$$\left| \begin{array}{l} \frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \\ 11 \leq b \leq 27.5 \end{array} \right. \quad \text{selon RPA99 le min : } b = 30 \text{ cm}$$

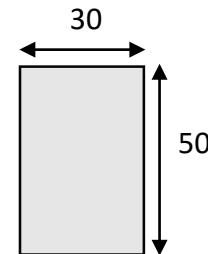


Figure 2.2 Poutre principale

$b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h/b \leq 4 \longrightarrow 1,83 \leq 4$ Condition vérifiée.

$$L = 5.2 \text{ m} \longrightarrow P_1 (30 \times 40) \text{ cm}^2 ; \quad L = 3.5 \text{ m} \longrightarrow P_4 (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

$$L = 2.5 \text{ m} \longrightarrow P_2 (30 \times 30) \text{ cm}^2 ; \quad L = 3.2 \text{ m} \longrightarrow P_5 (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

$$L = 3.85 \text{ m} \longrightarrow P_3 (30 \times 30) \text{ cm}^2 ; \quad L = 3.8 \text{ m} \longrightarrow P_6 (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

2.1.2.2 Les poutres secondaires

$$L = 3.90\text{m}$$

$$L = 3.50\text{m}$$

$$L = 6.55\text{m}$$

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

$$26 \leq h \leq 39 \quad \text{on prend : } h = 35 \text{ cm}$$

$$\frac{655}{15} \leq h \leq \frac{655}{10}$$

$$43.67 \leq h \leq 56.5 \quad \text{on prend : } h = 50 \text{ cm}$$

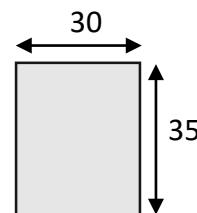
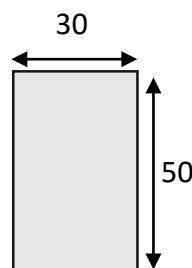


Figure 2.3 Poutre secondaire

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2}$$

$$10 \leq b \leq 25 \quad \text{selon RPA le min : } b = 30 \text{ cm}$$



Poutre principale

$$b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow 55 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/b \leq 4 \longrightarrow 1,83 \leq 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$L = 3.5 \text{ m} \longrightarrow CH (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

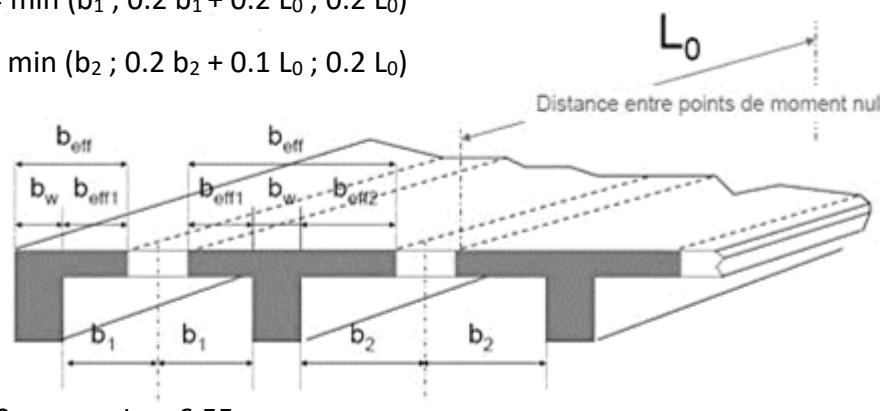
2.1.2.3 Les poutres en « L »

La poutre en L est utilisée pour diminuer la portée du plancher pour avoir un plancher de 16+5

BAEL99 :

$$b_{eff,1} = \min (b_1 ; 0.2 b_1 + 0.2 L_0 ; 0.2 L_0)$$

$$b_{eff,2} = \min (b_2 ; 0.2 b_2 + 0.1 L_0 ; 0.2 L_0)$$



$$b_w = 30\text{cm} \quad ; \quad L_0 = 6.55\text{m}$$

$$L : \text{longueur de portée (calculé des axes)} = 6.30\text{m}$$

I : longueur de portée à l'extrémité de la poutre, au nu de l'appui

$$l = L - 15 - 15 = 600\text{cm}$$

Conditions de flèches :

$$h \geq \frac{l}{40} \quad \ggg \quad h \geq \frac{630}{40} = 15.75$$

on prend $h = 20\text{ cm}$

$$b_1 = l/2 = 3.00\text{m}$$

$$b_{\text{eff}1} = \min (3 ; 0.2 b_1 + 0.1 L_0 ; 0.2 L_0)$$

$$b_{\text{eff}1} = \min (3 ; 1.255 ; 1.31) = 1.255\text{m}$$

on prend $b_{\text{eff}1} = 0.65$

$$\rightarrow b_{\text{eff}} = 0.3 + 0.65 = 0.95\text{m}$$

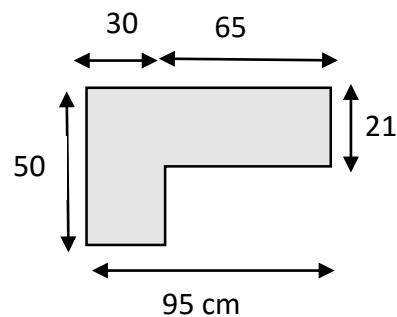
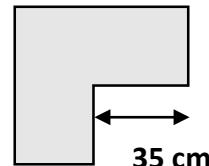


Figure 2.4 Poutre en L "1"

$$L = 6.55\text{ m} \rightarrow CH (50 \times 30) \text{ cm}^2 + \text{dalle pleine } (21 \times 35)$$



2.1.3 Pré-dimensionnement des planchers

Les planchers sont réalisés en deux types :

Type 1 : Corps creux et une dalle de compression type, pour RDC et étages courants.

Type 2 : Dalle pleine, pour les planchers niveaux sous-sol (parking).

2.1.3.1 Plancher à corps-creux :

Dans notre cas on a pris deux directions pour les poutrelles,

$$\text{Sens 1 : } 630 - 2 \times b_{\text{eff}1} = 470\text{cm} \quad [b_{\text{eff}1} : 2.1.2.3]$$

$$h \leq \frac{l}{22.5} = \frac{470}{22.5} = 20.89$$

$$\text{Sens 2 : } h \leq \frac{l}{22.5} = \frac{390}{22.5} = 17.33 \quad \text{donc } h = 21\text{ cm } (16+5)\text{ cm}$$

2.1.3.2 Plancher à dalle pleine (Parking) :

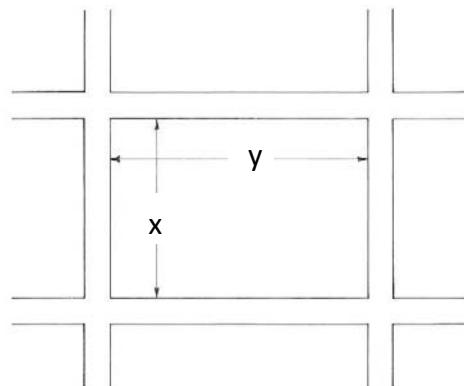
$$0.40 \leq \frac{x}{y} = \alpha \leq 1 \quad \rightarrow \frac{x}{y} = \frac{600}{625} = 0.96$$

$$0.40 < 0.96 < 1$$

la dalle est considérée comme portant dans les deux directions.

Tableau 2.1 Pré-dimensionnement des planchers

TYPE	Epaisseur de la dalle
Corps Creux	21 cm
Dalles pleines	15 cm



2.1.4 Pré-dimensionnement des poutrelles :

Pour la largeur de la nervure nous avons : $b_0 = (8 - 14) \text{ cm}$, la largeur de la table de compression à prendre en compte est déterminée en tenant compte des conditions :

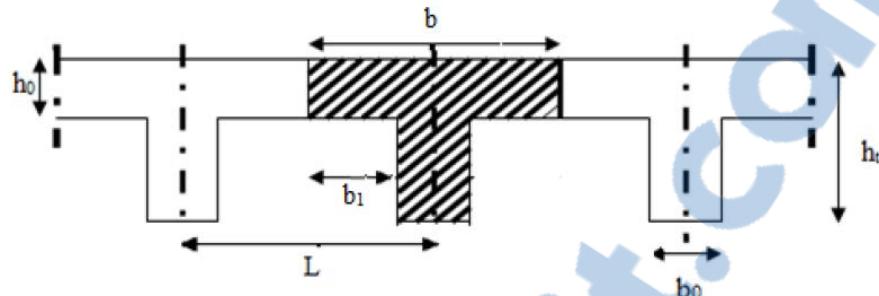


Figure 2.5 Dimensions des poutrelles

Pour notre étude, on a pris deux directions pour les poutrelles.

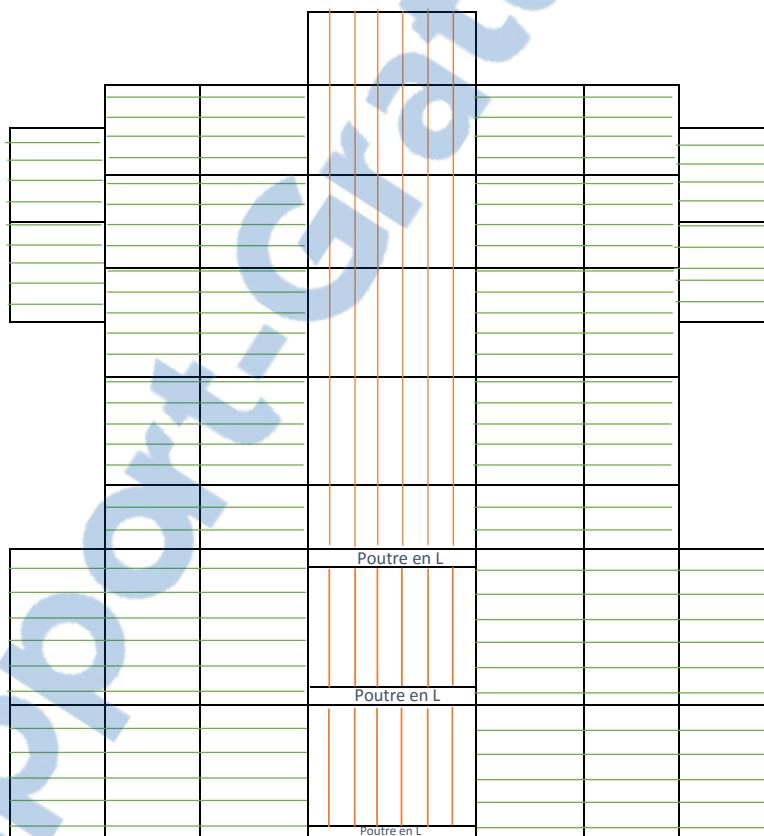


Figure 2.6 Disposition des poutrelles

Soit : $b_0 = 12\text{cm}$

$$b = 65\text{cm} ; \quad h_0 = 5\text{cm} ; \quad h_1 = 16\text{cm} ; \quad h_t = 21\text{cm}$$

$$b = b_0 + 2 b_1$$

$$b_1 = \min \left(\frac{b-b_0}{2} ; \frac{L}{10} \right)$$

Avec : L : la plus petite portée des poutrelles

Sens 1 : 

$$L = 3.5m$$

$$b_1 = \min(26.5 ; 35) = 26.5cm$$

→ On prend : $b_1 = 26.5$ et $b_0 = 12\text{ cm}$ → $b = 65\text{cm}$

Sens 2 : 

$$L = 2.5m$$

$$b_1 = \min(26.5 ; 25) = 25cm$$

→ On prend : $b_1 = 25\text{ cm}$ et $b_0 = 10\text{ cm}$ → $b = 60\text{ cm}$

2.1.5 Pré-dimensionnement des voiles de contreventement

Selon RPA99V2003, notre bâtiment appartient à la zone I (tlemcen)

- Nombre d'étage ≥ 5 étages → 15 étages
- La hauteur ≥ 17m → 54.8m

Vérification des conditions

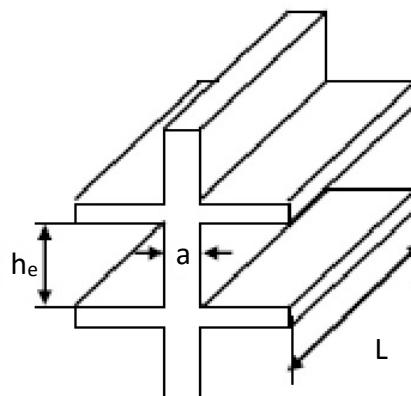
$$L \geq 4a$$

L : Longueur du voile

a : épaisseur du voile

$$a \geq h_e/20$$

h_e : Hauteur d'étage



$$h_e = 269\text{ cm} \rightarrow e \geq 2.69/20 = 0.1345 \rightarrow \text{Sous-sol 2}$$

$$h_e = 314\text{ cm} \rightarrow e \geq 3.14/20 = 0.157 \rightarrow \text{Sous-sol 1}$$

Figure 2.7 Coupe de voile

$$h_e = 530\text{ cm} \rightarrow e \geq 5.30/20 = 0.265 \rightarrow \text{RDC}$$

$$h_e = 286\text{ cm} \rightarrow e \geq 2.86/20 = 0.143 \rightarrow \text{Les étages}$$

Donc on prend : $e = 20\text{ cm}$ pour tous les étages

$e = 25\text{ cm}$ pour RDC et les 2 Sous-sols

Tableau 2.2 Pré-dimensionnement des voiles

NIVEAUX	Epaisseur du voile
Sous-sol 2, 1 et RDC	25 cm
Etage courant	20 cm

2.2 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

La descente de charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure, en se basant sur le DTR BC 2.2 nous évaluons le poids volumique pour chaque élément.

Toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (Terrasse) vers le niveau le plus bas.

$$G = \rho \cdot e$$

ρ : Poids volumique

e : épaisseur de l'élément

2.2.1 Planchers :

2.2.1.1 Plancher terrasse accessible :

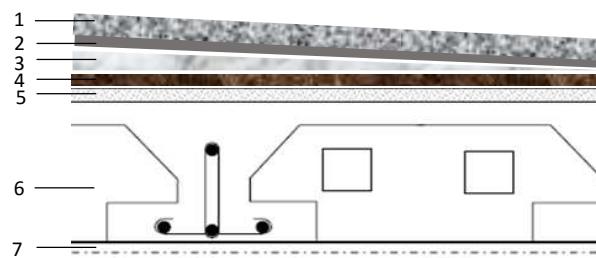


Figure 2.8 Eléments constitutants le plancher terrasse accessible

Tableau 2.3 Charge du plancher terrasse accessible

	ρ (kg/m³)	Ep (cm)	G (kg/m²)
1. Carrelage	2200	2	44
2. Mortier de pose	2000	2	40
3. Forme de pente	2200	10	220
4. Lit de sable	1800	2	36
5. Etanchéité multicouche	600	2	12
6. Dalle en corps creux 16+5		16+5	310
7. Enduit en plâtre	1000	2	20
		G	682
		Q	150

2.2.1.2 Plancher terrasse inaccessible:

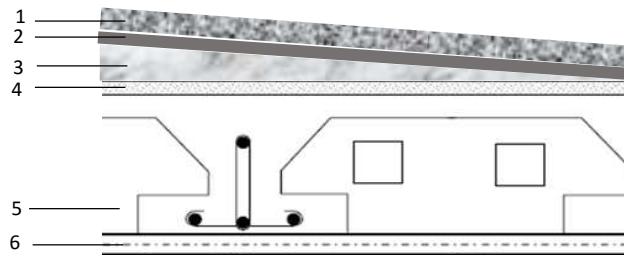


Figure 2.9 Elément constituants le plancher terrasse inaccessible

Tableau 2.4 Charge du plancher terrasse inaccessible

	ρ (kg/m ³)	Ep (cm)	G (kg/m ²)
1. Protection Gravillon	1700	5	85
2. Etanchéité multicouche	600	2	12
3. Forme de pente	2200	10	220
4. Isolation Thermique	400	4	16
5. Dalle en corps creux	—	16+5	310
6. Enduit en plâtre	1000	2	20
		G	663
		Q	100

2.2.1.3 Plancher Étage Courant et RDC (usage de commerce):

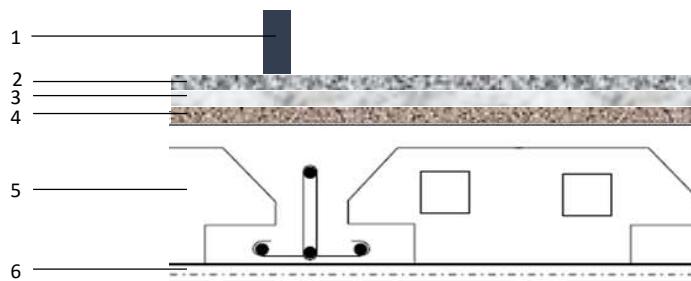


Figure 2.50 Elément constituants le plancher étage courant et RDC

Tableau 2.5 Charge du plancher étage courant

	ρ (kg/m ³)	Ep (cm)	G (kg/m ²)
1. Cloison en brique creuses	1000	10	100
2. Revêtement en carrelage	2200	2	44
3. Mortier de pose	2000	2	40
4. Lit de sable	1800	0.02	36
5. corps creux	—	16+5	310
6. Enduit en plâtre	1000	2	20
		G	550
		Q	150

Tableau 2.6 Charge du plancher RDC

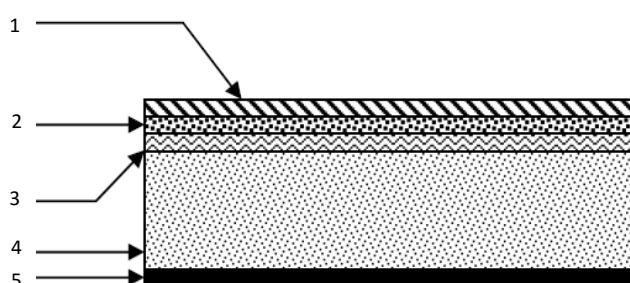
	ρ (kg/m ³)	Ep (cm)	G (kg/m ²)
Cloison en brique creuses	1000	10	100
Revêtement en carrelage	2200	2	44
Mortier de pose	2000	2	40
Lit de sable	1800	0.02	36
corps creux	—	16+5	310
Enduit en plâtre	1000	2	20
		G	550
		Q	400

2.2.1.4 Plancher sous-sols (parking) :

Tableau 2.7 Charge du plancher Sous-sols

	ρ (kg/m ³)	Ep (cm)	G (kg/m ²)
Dalle pleine	2500	20	500
Enduit en plâtre	1000	2	20
		G	520
		Q (Parking)	250

2.2.2 Balcons

*Figure 2.11 Eléments constitutifs le balcon**Tableau 2.8 Charge des balcons*

	ρ (kg/m ³)	Ep (cm)	G (kg/m ²)
1. Carrelage	2200	2	44
2. Mortier de Pose	2000	2	40
3. Lit de sable	1800	2	36
4. Dalle pleine (en BA)	2500	15	375
5. Enduit en plâtre	1800	2	40
		G	535
		Q	350

2.2.3 Murs

- Coefficient Selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec porte : **0.9 x G**

Murs avec fenêtre : **0.8 x G**

Murs avec portes et fenêtres : **0.7 x G**

2.2.3.1 Murs extérieurs

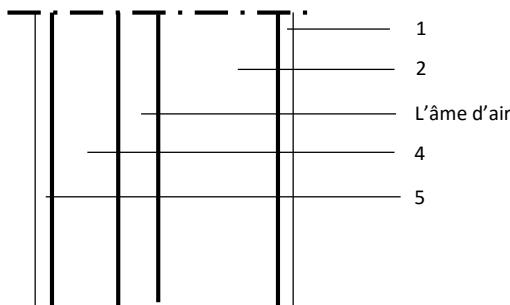


Figure 2.12 Elément constituants les murs extérieurs

Tableau 2.9 Charge des murs extérieurs

	ρ (kg/m ³)	E _p (cm)	G (kg/m ²)
1. Enduit extérieur (ciment)	1800	2	36
2. Brique Creuse 15 cm	900	15	130
4. Brique Creuse 10 cm	900	10	90
5. Enduit intérieur (plâtre)	1200	2	24
		G	280

2.2.3.2 Murs Intérieurs

Tableau 2.10 Charge des murs intérieurs

	ρ (kg/m ³)	E _p (cm)	G (kg/m ²)
Enduit extérieur (ciment)	1800	2	36
Brique Creuse 10 cm	900	10	90
Enduit intérieur (plâtre)	1200	2	24
		G	150

2.2.4 L'acrotère

$$S = \frac{0.05 \times 0.1}{2} + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$G = 0,0675 \times 2500 = 168,75 \text{ Kg/ml} = 1,6875 \text{ kN/m}$$

La charge horizontale :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad A=0,1 \text{ coefficient d'accélération de la zone.}$$

$W_p = 168,75 \text{ Kg/ml}$ poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8 \text{ KN}$ facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 168,75 = 54 \text{ Kg/ml}$$

$$\Rightarrow Q = 54 \text{ Kg/ml}.$$

2.2.5 Escalier

2.2.5.1 Palier

$$\frac{l}{20} \leq e_p \leq \frac{l}{15}$$

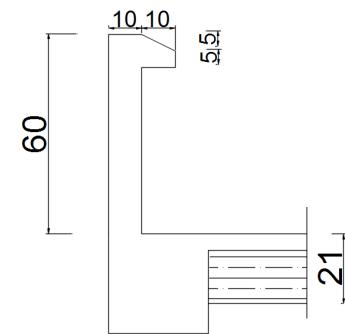


Figure 2.13 Dimension de l'acrotère

$$l = g(n/2 - 1) ; \quad g : \text{giron 30 cm}$$

$$l = 0.3(n/2 - 1)$$

on prend $e = 10\text{cm}$ (comme min)

Tableau 2.11 Charge du palier

	$\rho (\text{kg/m}^3)$	$E_p (\text{cm})$	$G (\text{kg/m}^2)$
Carrelage	2200	2	44
Mortier de pose	2000	2	40
Couche de sable	1800	2	36
Poids propre du palier (BA)	2500	10	250
Enduit sous palier	1800	2	36
		G	406
		Q	250

2.2.5.2 Volée [paillasse]

Tableau 2.12 Charge du paillasse

	$\rho (\text{kg/m}^3)$	$E_p (\text{cm})$	$G (\text{kg/m}^2)$
Carrelage horizontal	2200	2	44
Mortier horizontal	2000	2	40
Lit de sable	1800	2	36
Carrelage contre marche	$2200 \times (0.17/0.3)$	2	24.94
Mortier Vertical	$2000 \times (0.17/0.3)$	2	22.67
Marche BA	$2500 \times (0.17/2)$	—	212.50
Poids propre du Paillasse (BA)	2500	$e_p / \cos \alpha$	$G_{pp} \text{ paillasse}$
Enduit sous volée	$1800 / \cos \alpha$	—	20.77
		G	$400,88 + G_{pp} \text{ paillasse}$
		Q	250

CHAPITRE 3

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

3 ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1 ETUDE DU PLANCHER

3.1.1 Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux, et ils ont un rôle important dans la structure, ils supportent les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Les planchers sont à corps creux 16+5 associés à des poutrelles coulées sur place disposées suivant la petite portée.

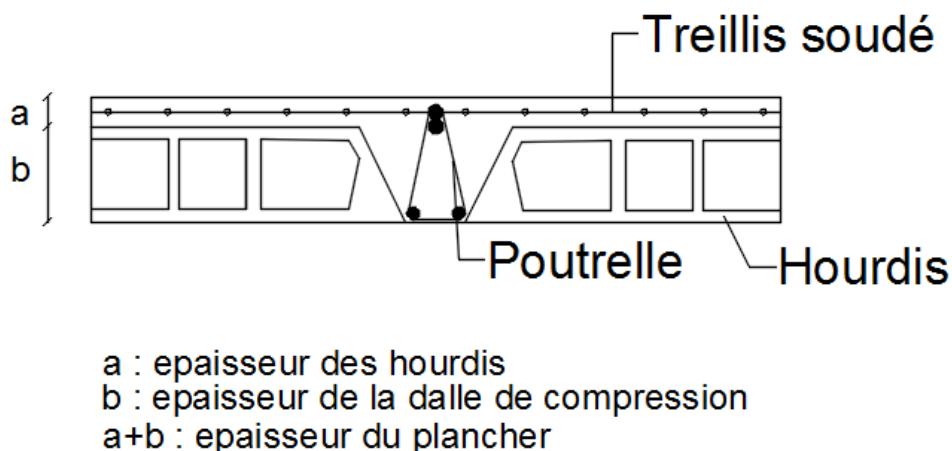


Figure 3.1 Eléments constitutifs d'un plancher corps creux

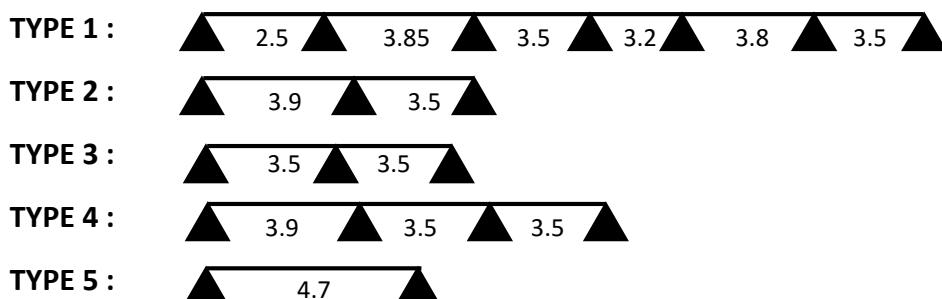
3.1.2 Etude des poutrelles

Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants.

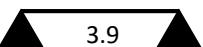
Il existe plusieurs méthodes pour une étude des poutrelles. Nous allons utiliser la méthode des trois moments et le logiciel SAP2000 pour les moments et l'efforts tranchants.

3.1.3 Les types de poutrelles

- Plancher haut sous-sol 1 – niv +0.30, +0.61, +0.96 | Étages courants | Terrasse accessible

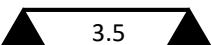


- Plancher haut sous-sol 1 – niv +0.30, +0.61, +0.96

TYPE 6 : 

TYPE 7 : 

- Terrasse inaccessible

TYPE 8 : 

3.1.4 Charge et surcharge

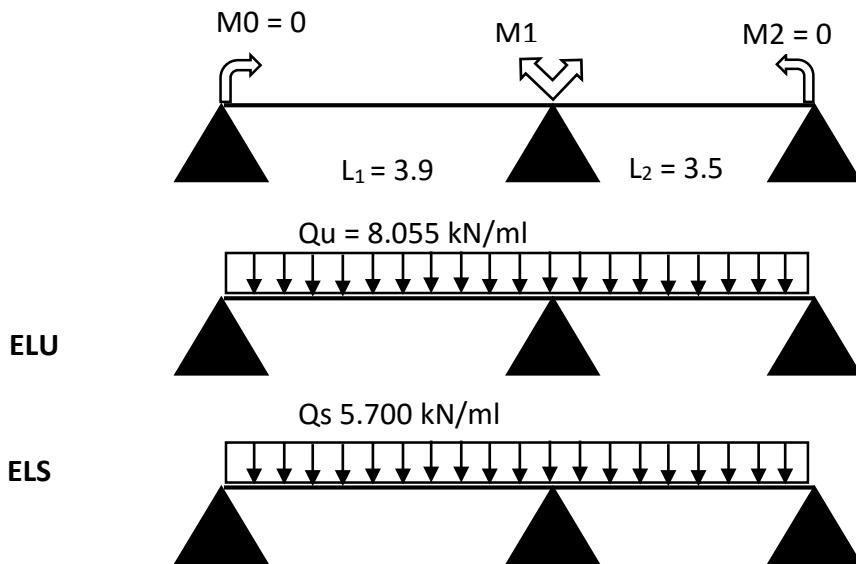
Tableau 3.1 Charges supporté par les poutrelles

Niveaux	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	ELU [kN/ml] (1.35 G + 1.5 Q) x b	ELS [kN/ml] (G + Q) x b
RDC / Haut sous sol 01	5.40	4.0	8.055	5.700
Etage Courant	5.50	1.5	5.805	4.200
Plancher Terr. Accessible	6.82	1.5	6.874	4.992
Plancher Terr. Inaccessible	6.63	1.0	6.63	4.578

3.1.5 Evaluation des moments fléchissant et des efforts tranchants

Exemple de calcul : Type 2 du haut sous-sol 1

Schéma statique :



ELU :

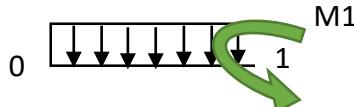
$$M_0 \times L_1 + 2 M_1 \times (L_1 + L_2) + M_2 \times L_2 = -6 \times EI \times (Wg_1 + Wd_1)$$

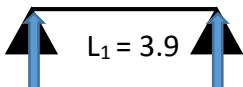
$$\left\{ \begin{array}{l} Wd_1 = Qu \times \frac{L_1^3}{24EI} \\ Wg_1 = Qu \times \frac{L_2^3}{24EI} \end{array} \right.$$

$$M_0 = M_2 = 0 \dots \text{Condition aux limites}$$

$$14.8 M_1 = -6/24 \times 8.055 (3.9^3 + 3.5^3) = -205.8 \rightarrow M_1 = -13.89 \text{ kN.m}$$

Travée 0-1 :





$$R_0 + R_1 = Qu \times 3.9 = 31.41$$

$$\sum M/1=0 \longrightarrow R_0 \times 3.9 = M_1 + 3.9^2/2 \times Qu \longrightarrow R_0 = 12.14 \text{ kN} ; R_1 = 19.27 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_0 X_1 - Qu X_1^2/2$$

$$V(x) = R_0 - Qu X_1$$

$$M_0 = 0$$

$$V_0 = 12.14 \text{ kN}$$

$$M(3.9) = M_1 = -13.89 \text{ kN}$$

$$V_1(3.9) = -19.27 \text{ kN}$$

$$M_{\max} \text{ si } V(x)=0$$

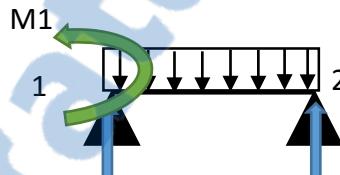
$$\longrightarrow 12.14 - 8055X = 0 \longrightarrow$$

$$X = 1,51$$

$$M_{\max}(1,51) = 9.15 \text{ kN.m}$$

Travée 1-2 :

$$R_2 + R_1 = Qu \times 3.5 = 28.19$$



$$\sum M/1=0 : R_1 \times 3.5 = M_1 + Qu \times 3.5^2/2$$

$$R_1 = 18.06 \text{ kN}$$

$$R_2 = 10.13 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_1 \cdot X_2 - Qu \cdot X_2^2/2 + M_1$$

$$V(x) = R_1 - Qu \cdot X_2$$

$$M(0) = M_1 = -13.89 \text{ kN.m}$$

$$V(0) = 18.06 \text{ kN}$$

$$M(3.5) = M_2 = 0 \text{ kN.m}$$

$$V(3.5) = -10.13 \text{ kN}$$

$$M_{\max} \text{ si } V(x)=0$$

$$\longrightarrow 18.06 - 8.055 X = 0 \longrightarrow$$

$$X = 2.24 \text{ m}$$

$$M_{\max}(2.24) = 6.35 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$M_0 \times L_1 + 2 M_1 \times (L_1 + L_2) + M_2 \times L_2 = -6 \times EI \times (Wg_1 + Wd_1)$$

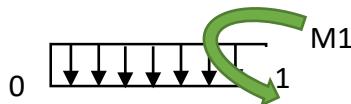
$$\begin{cases} Wd_1 = Qu \times \frac{L_1^3}{24EI} \\ Wg_1 = Qu \times \frac{L_2^3}{24EI} \end{cases}$$

$$M_0 = M_2 = 0$$

Condition aux limites

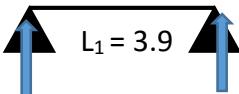
$$14.8 M_1 = -6/24 \times 6.11 (3.9^3 + 3.5^3) = -145.62 \longrightarrow M_1 = -9.84 \text{ kN.m}$$

Travée 0-1 :



$$R_0 + R_1 = Q_s \times 3.9 \quad 22.23$$

$$\sum M/1=0$$



$$R_0 \times 3.9 = M_1 + 3.9^2/2 \times Q_s \longrightarrow R_0 = 8.59 \text{ kN} ; R_1 = 13.64 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_0 X_1 - Q_u X_1^2/2$$

$$V(x) = R_0 - Q_u X_1$$

$$M_0 = 0$$

$$V_0 = 8.59 \text{ kN}$$

$$M(3.9) = M_1 = -9.84 \text{ kN.m}$$

$$V_1(3.9) = -13.64 \text{ kN}$$

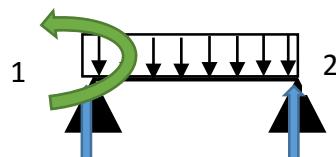
M_{\max} si $V(x)=0$

$$\longrightarrow 9.209 - 6.11 X = 0 \longrightarrow X = 1,507 \text{ m}$$

$$M_{\max}(1,507) = 6.94 \text{ kN.m}$$

Travée 1-2 :

$$R_2 + R_1 = Q_u \times 3.5$$



$$\sum M/1=0 : R_1 \times 3.5 = M_1 + Q_u \times 3.5^2/2$$

$$R_1 = 12.79 \text{ kN}$$

$$R_2 = 7.16 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_1 \cdot X_2 - Q_u \cdot X_2^2/2 + M_1$$

$$V(x) = R_1 - Q_u \cdot X_2$$

$$M(0) = 9.84 \text{ kN.m}$$

$$V_1 = 12.79 \text{ kN}$$

$$M_2(3.5) = 0 \text{ kN.m}$$

$$V(3.5) = -7.16 \text{ kN}$$

M_{\max} si $V(x)=0$

$$\longrightarrow 12.79 - 5.7 X = 0 \longrightarrow X = 2.24 \text{ m}$$

$$M_{\max}(2.24) = 4.51 \text{ kN.m}$$

Les résultats de calculs théoriques et numériques (obtenus par logiciel SAP2000) sont représentés :

Tableau 3.2 Comparaison entre les sollicitations théoriques et numériques

		M_{\max} appuis(kN.m)	M_{\max} travée(kN.m)	V (kN)
Théorique	ELU	13.89	9.15	19.27
	ELS	9.84	6.51	13.64
Numérique	ELU	13.85	9.16	19.25
	ELS	9.8	6.48	13.62

Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000

Tableau 3.3 Sollicitation à ELU et ELS

Plancher	Type	ELU			ELS		
		M _T [kN.m]	M _{appuis} [kN.m]	T [kN]	M _T [kN.m]	M _{appuis} [kN.m]	T [kN]
RDC // Plancher au Sous-sol 1	1	7.2	11.38	17.35	5.10	8.06	12.28
	2	9.15	13.85	19.27	6.48	9.8	13.62
	3	6.82	12.28	17.60	4.83	8.69	12.46
	4	9.99	11.65	18.70	7.07	8.27	13.23
	5	22.42	0.00	19.93	15.74	0.00	13.40
	6	15.31	0.00	15.71	10.84	0.00	11.12
	7	12.08	0.00	14.10	8.55	0.00	9.98
Etage Courant	1	5.19	8.20	12.50	3.76	5.93	9.05
	2	6.60	9.98	13.38	4.78	7.22	10.04
	3	4.91	8.85	12.69	3.56	6.40	9.18
	4	7.20	8.40	13.47	5.21	6.08	9.75
	5	16.03	0.00	13.64	11.60	0.00	9.87
Terrasse Accessible	1	6.15	9.72	14.81	4.46	7.06	10.75
	2	7.82	11.81	16.44	5.68	8.38	11.93
	3	5.82	10.48	15.02	4.23	7.61	10.91
	4	8.52	9.95	15.95	6.19	7.22	11.58
	5	18.98	0.00	16.15	13.78	0.00	11.73
Terrasse Inaccessible	1	11.62	0	12.07	8.48	0	8.81

3.1.6 Détermination des armatures

La détermination des armatures se fait en prenant les moments fléchissant et les efforts tranchants maximum pour le calcul du type le plus défavorable ; Comme exemple de calcul on prend le type 2 du plancher RDC.

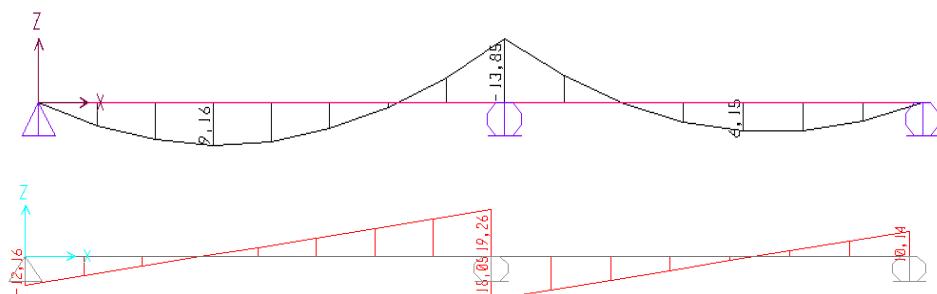


Figure 3.2 Sollicitations obtenues par SAP2000 à ELU

1) Ferraillage longitudinal

ELU

- En travée :

$$M_{t\max} = M_u = 9.15 \text{ kN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} (d - h_0/2)$$

Avec: $b_0 = 0,12 \text{ m}$, $h_0 = 0,05 \text{ m}$, $h = 0,21 \text{ m}$; $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$

$d = 0,9 \text{ h} = 0,189 \text{ m}$,

$$M_t = 0,12 \times 0,05 \times 14,17 \times (0,189 - \frac{0,05}{2}) = 0,01394 \text{ MN.m}$$

$M_{max} < M_t \longrightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table donc le calcul du ferraillage se fait comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.00915}{0.6 \cdot 0.189^2 \cdot 14.17} = 0.15 < 0.392$$

$$\mu_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.392$$

$\longrightarrow \mu_u < \mu_R$

\longrightarrow Section à simple armature ($Asc=0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) = 0.205$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.1735$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8261 \text{ MPa}$$

$$Ast = \frac{0.00915}{0.1735 \cdot 348} = 1.52 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{st} = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \text{Max}(\frac{b.h}{1000}; \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}) \longrightarrow A_{st} \geq \text{Max}(1.26; 1.52)$$

$$\longrightarrow A_{st} \geq 1.52 \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{\underline{2.26 \geq 1.52 \text{ cm}^2 \text{ C.V}}}$$

- En appuis

$M_u = 0,01364 \text{ kN.m}$

$M_{ar max} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc}(d-h_0 / 2)$

$M_{ar max}$ = moment de référence en appuis.

On a : $b = 0,6 \text{ m}$, $h_0 = 0,05 \text{ m}$, $h = 0,21 \text{ m}$.

$D = 0,9 \cdot h = 0,189 \text{ m}$.

$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

$$M_{ar} = 0,6 \cdot 0,05 \cdot 14,17 (0,189 - 0,025) = 0,0697 \text{ MN.m}$$

$M_{ar} > M_u$ (l'axe neutre sera dans la table)

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.01364}{0.6 \cdot 0.189^2 \cdot 14.17} = 0.0449 < 0.392$$

$\mu_u < \mu_R \longrightarrow$ Section à simple armature ($Asc=0$).

$$Ast \geq \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}$$

Avec $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) = 0.0575$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.185$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8261 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 2.12 \text{ cm}^2$$

→ On prend : $A_{st} = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \cdot h}{1000}, \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \rightarrow A_{st} \geq 1.52 \text{ cm}^2$$

$$2,26 \text{ cm}^2 \geq 1,52 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

ELS

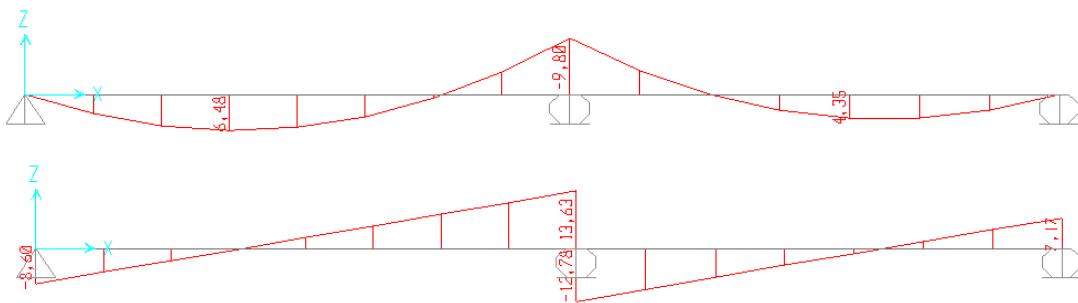


Figure 3.3 Sollicitations obtenues par SAP2000 à ELS

Fissurations peu préjudiciable → On ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$M_{st} = 0.00648 \text{ MN.m}$$

$$\alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec } \gamma = Mu/Ms$$

- Entravée

$$\gamma = Mu/Ms = 9.15/6.51 = 1.41$$

$$\alpha = 0.038 \leq 0.45 \quad \sigma_{bc} \text{ et } \sigma_{st} \text{ sont vérifiées}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) =$$

$$\text{fissuration préjudiciable : } \eta = 1.6 \quad ; \quad \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa}$$

donc le ferrailage à ELU convient à ELS

- En appuis

$$\gamma = Mu/Ms = 13.89/9.48 = 1.385$$

$$\alpha = 0.057 \leq 0.45 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification au cisaillement

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = Vu/d \cdot b \quad \text{avec} \quad b = 0.12m ; d = 0.189 ; Vu = 19.27 \cdot 10^3 \text{ MN}$$

$$\tau_u = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5$$

$$\text{Donc : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Condition Vérifiée

2) Ferraillage transversal

- Calcul des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_{t \min} ; b_0/10) \quad \text{avec} \quad \Phi_{t \ min} = 1.2 \text{ cm}$$

$$\Phi_t \leq \min (21/35 ; 1.2 ; 12/10)$$

$$\Phi_t \leq \min (0.6 ; 1.2 ; 1.2)$$

→ le choix est Φ_6 comme armature transversale

$$A_t = 2 \Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

- Calcul des espacements

RPA → Zone nodale

$$St \leq \min (h/2 ; 12 \Phi_{t \ min} ; 30 \text{ cm}) \text{ avec } \Phi_{t \ min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$St \leq 5.25 \quad \rightarrow \quad St = 5 \text{ cm}$$

$L = 2 h = 42 \text{ cm}$ (distance pour les armatures de ma zone nodale)

Zone courante

$$St \leq h/2 \quad \rightarrow \quad St \leq 10.5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad St = 10 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité

L'acier utilisé pour les ar. Transversales est : FeE215

$$\frac{At fe}{St b_0} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right)$$

$$0.000057 \times 215 / 0.1 \times 0.12 = 1.02 \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

→ il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures d'appuis

- Vérification au glissement

En appui $Vu - (Mu/0.9d) \leq 0$ avec $Vu = 19.27 \text{ kN} ; Mau = 13.85 \text{ kN.m}$

$-62.15 \leq 0 \quad \rightarrow \quad$ il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures d'appuis

- Vérification de la flèche

$$f \leq f_{adm} \text{ avec } f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{4.7}{500} = 0.0094 \text{ m}$$

$$I_0 = b h^3 / 12 + 15 A_{st} (h/2 - d')^2 = 0.6 \times 0.21^3 / 12 + 15 \times 2.26 \times 10^{-4} (0.21/2 - 0.021)^2 = 4.63 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = A_{st}/d \quad b_0 = 2.26 \times 10^{-4} / 0.189 \times 0.12 = 0.01$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2+3\frac{b_0}{b})} = 4.038$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4 \rho \sigma_{st}) + f_{t28}} = 0.771$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{(1+\lambda_i \mu)} = 1.24 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{st} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{0.00651 \cdot 4.7^2}{10 \cdot 32164.195 \cdot 1.24 \times 10^{-4}} = 0.00361 \text{ m} ; \quad E_i = 32164.195 \text{ MPa}$$

Donc $f = 3.61 \times 10^{-3} \text{ m} \leq f_{adm} = 9.4 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

Condition Vérifiée

NIV	TYPE	M_{max} travée [kN.m]	M_{max} appui [kN.m]	Armatures [cm²]					At [cm²]	
				Ast Calculé [cm²]		Ast Choisi				
				Travée	Appui	Travée	Appui	Appui		
RDC	2	9.15	13.85	1.52	2.12	2T12	2.26	2T12	2.26	2 Ø6
Etage	2	6.60	9.98	1.02	1.54	2T10	1.57	2T12	2.26	2 Ø6
Terrasse	2	7.82	11.81	1.21	1.83	2T10	1.57	2T10	2.26	2 Ø6

3) Ferraillage de la dalle de compression

CPA : La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm, armée par treillis soudés de diamètre 5mm, 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.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad A_1 > 4 L_1 / f_e \quad f_e = 500 \text{ MPa} ; \quad L_1 = 60 \text{ cm}$$

$$A_1 = 0.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures (Ar. de répartition)

$$A_2 = A_1 / 2 = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte un treillis soudé de Ø5 espacement (10x10) cm²

3.2 ETUDE DE DALLE PLEINE « SOUS-SOLS »

$$G = 5.2 \text{ kN/ml} \quad 2.2.1.4$$

$$Q = 2.5 \text{ kN/ml (parking)} \quad \text{DTR BC 2.2, 7.1}$$

3.2.1 Combinaison des charges et surcharges

- ELU

$$Qu = 1.35 G + 1.5 Q = 10.77 \text{ kN/m}^2$$

- ELS

$$Qs = G + Q = 7.7 \text{ kN/m}^2$$

Méthode BAEL pour évaluer les moments appliqués

$$M_x = \mu_x Qu I_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$0.4 < I_x/I_y < 1$$

$6/6.25 = 0.96 \longrightarrow$ dalle portante dans les deux sens.

- *Condition de flèche*

$$h \geq \frac{l}{40} \longrightarrow h \geq \frac{630}{40} = 15.75$$

on prend $h = 20\text{cm}$

3.2.2 Calcul des moments

$$\alpha = I_x/I_y = 0.96$$

- ELU

$$\mu_x = 0,04016; \quad \mu_y = 0,8863$$

$$M_x = \mu_x \cdot Qu \cdot l_x^2$$

$$\longrightarrow M_x = 0.04016 \cdot (10.77) \cdot 6.3^2$$

$$\longrightarrow M_x = 17.17 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\longrightarrow M_y = 0.8863 \cdot 17.17$$

$$\longrightarrow M_y = 15.21 \text{ kN.m}$$

Le moment total applique sur la dalle pour ELU

1. Moment en travée

$$M_t = 0.85 \cdot M_x \longrightarrow M_t = 14.59 \text{ kN.m}$$

2. Moment en appui

$$M_a = 0.3 M_x \longrightarrow M_a = 5.151 \text{ kN.m}$$

Verification des conditions de BAEL

$$M_d = 0.5 M_x = 8.585 \text{ kN.m}$$

$$M_g = 0.3 M_x = 5.151 \text{ kN.m}$$

$$Mt + \frac{Mg+Md}{2} > 1.25 M_x \quad \longrightarrow \quad 21.458 > 21.4625 \quad \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

Donc : $M_t = 0.9 M_x = 15.453 \text{ kN.m}$

$$M_a = 5.151 \text{ kN.m}$$

$$15.453 + 6.868 = 22.321 > 21.4625 \text{ kN.m} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **ELS**

$$\mu_x = 0,04746; \quad \mu_y = 0,9389$$

$$M_x = \mu_x \cdot Q_s \cdot l_x^2$$

$$\longrightarrow M_x = 0.04746 \cdot (7.7) 6.3^2$$

$$\longrightarrow M_x = 14.50 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\longrightarrow M_y = 0.9389 \cdot 14.5$$

$$\longrightarrow M_y = 13.61 \text{ kN.m}$$

Le moment total applique sur la dalle pour ELS

1. **Moment en travée**

$$M_t = 0.85 M_x \quad \longrightarrow \quad M_t = 12.325 \text{ kN.m}$$

2. **Moment en appui**

$$M_a = 0.3 M_x \quad \longrightarrow \quad M_a = 4.35 \text{ kN.m}$$

Vérification des conditions de BAEL

$$M_d = 0.5 M_x = 7.25 \text{ kN.m}$$

$$M_g = 0.3 M_x = 4.35 \text{ kN.m}$$

$$Mt + \frac{Mg+Md}{2} > 1.25 M_x \quad \longrightarrow \quad 18.125 > 18.125 \quad \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

Donc : $M_t = 0.9 M_x = 13.05 \text{ kN.m}$

$$M_a = 4.35 \text{ kN.m}$$

$$15.453 + 5.8 = 18.85 > 18.125 \text{ kN.m} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

3.2.3 Ferrailage :

Le ferraillage sera suivant les deux directions

I. **En travée**

$$M_{\text{travée}} = 17.17 \text{ kN.m} ; d = 0.9 \text{ h}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 fbc} = \frac{0.015453}{1(0.9 \cdot 0.2)^2 14.17} = 0.03366 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{Simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 0.0428$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.177 \text{ m} ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8261 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} \geq 2.51 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4T12 4.52 cm²/ml

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 2.17 \text{ cm}^2 \quad (\text{par 1 ml})$$

II. En appui

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.005151}{1(0.9 \cdot 0.2)^2 14.17} = 0.01122 < 0.392 \longrightarrow \text{Simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 0.0141$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.179 \text{ m} ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8261 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} \geq 0.83 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 2.17 \text{ cm}^2 \quad (\text{par 1 ml})$$

On choisit : 4T10 3.14 cm²/ml

3.2.4 Vérification à l'ELS

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \quad \gamma = M_u/M_s$$

en travée :

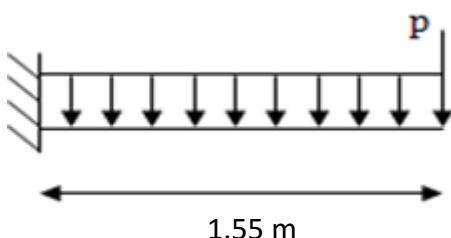
$$\gamma = 15.453/13.05 = 1.18 \longrightarrow \alpha_{travée} = 0.0428$$

$$\alpha \leq \frac{1.24-1}{2} + \frac{25}{100} \longrightarrow \alpha \leq 0.34$$

$\alpha_{travée} < \alpha$ condition vérifiée

3.3 BALCONS

On a deux types de balcon, considéré comme console encastrée, on adopte une épaisseur de $h = 15 \text{ cm}$



Poids propre G= 5,35 × 1 m=5.35 KN/ml

2.2.2

Surcharge Q=3,5 × 1m=3.5 KN/ml

DTR BC 2.2, 7.2.1

La charge des murs (force concentrée) P = 1,38 × 1,10m × 1m=1,518 KN

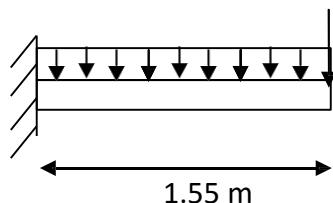
E.L.U : $Qu=1,35 G + 1,5 Q = 12.47 \text{ KN/ml}$

$P_u = 1,35 P = 2.049 \text{ KN}$

E.L.S : $Q_s = G + Q = 8.85 \text{ KN/ml.}$

3.3.1 Schéma Statique

TYPE1



TYPE2

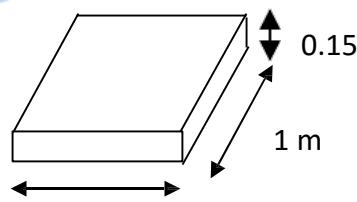
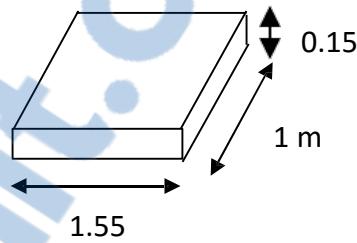
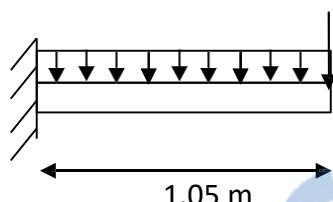
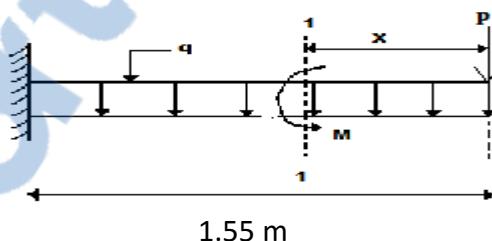


Figure 3.4 Schéma statique de la dalle pleine

3.3.2 Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants :



- **ELU :**

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,55 \text{ m}$

$$M(x) = -P_u x - Qu x^2/2 = -2.049 x - 12.47 x^2/2 \quad | \quad M(0) = 0 \\ M(1.55) = -18.15 \text{ kN.ml}$$

$$T(x) = -P_u - Qu x = -2.049 - 12.47 x \quad | \quad T(0) = -2.049 \text{ kN} \\ T(1.55) = -21.378 \text{ kN}$$

- **ELS :**

$$M(x) = -P_s x - Q_s x^2/2 = -1.518 x - 8.85 x^2/2 \quad | \quad M(0) = 0 \\ M(1.55) = -12.15 \text{ kN.ml}$$

$$T(x) = -P_s - Q_s x = -1.518 - 8.85 x \quad | \quad T(0) = 0 \\ T(1.55) = -15.235 \text{ kN}$$

3.3.3 Ferrailage

- **ELU**

Section rectangulaire (100 x 155) cm²

$$b = 1\text{m} ; h = 0.15\text{m} ; d = 0.9\text{h} ; 0.135\text{m} ; \sigma_{bc}=348 \text{ MPa} ; f_{bc}=14,17 \text{ MPa} ; f_{c28}=25 \text{ MPa}$$

$$M_{umax} = 18.15 \text{ kN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \sigma_{bc}} = \frac{18.15 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.135^2 \cdot 14.17} = 0.0703 < 0.392$$

→ Asc = 0 (Simple armature, armatures de compression ne sont pas nécessaire)

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0.0703)}) = 0.0912$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.13$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{18.15 \cdot 10^{-3}}{0.13 \cdot 348} = 4.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : 6T10 → A_{st} = 4.71 cm²

- Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0.23 b d f_{t28}/f_e ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$4.71 \text{ cm}^2 \geq 1.81 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- Armature de répartition

$$A_r = A_{st}/4 = 1.1775 \rightarrow A_r = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **ELS**

Puisque la fissuration est peu nuisible et l'acier de nuance FeE400 et donc on ne vérifie que les contraintes dans le béton ; et la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec } \gamma = M_u/M_s$$

$$\gamma = M_u/M_s = 18.15/12.15 = 1.494$$

$$\alpha = 0.0912 \leq 0.435 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- En appuis

$$\gamma = M_u/M_s = 37.68/27.52 = 1.369$$

$$\alpha = 0.057 \leq 0.497 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées

- Vérification au cisaillement

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = Vu/d \cdot b \quad \text{avec} \quad b = 1\text{m} ; d = 0.135 ; Vu = 21.378 \cdot 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\tau_u = 0.158 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_b = 1.5$$

Donc : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Condition Vérifiée

Tableau 3.4 Ferrailage des balcons

TYPE	L [m]	M _{max} [kN.m]	As calculée [cm ²]	As Choisie [cm ²]	Ar [cm ²]
TYPE1	1.55	18.15	4.01	6T10	3T8
TYPE2	1.20	8.28	1.79	6T8	2T8

3.4 ETUDE D'ESCALIER

3.4.1 Introduction

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

La structure présente différentes hauteurs d'étage, et pour cela on distingue différents types d'escaliers regroupes en 7 types.

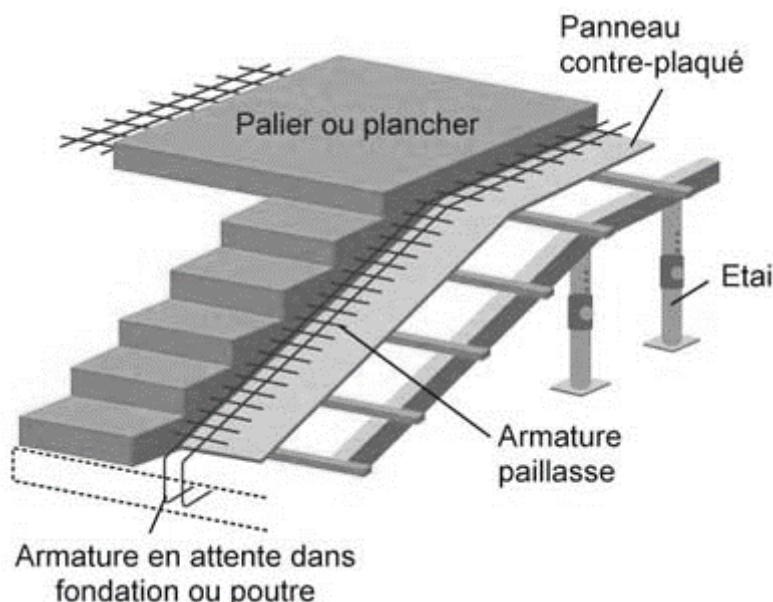


Figure 3.5 Schéma d'un escalier



3.4.2 Pré-dimensionnement

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

Pour assurer le confort ; on vérifie généralement la formule de BLONDEL :

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

- La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure correspond à des locaux publics.
- h : Hauteur de contre marche.
 $14\text{ cm} \leq h \leq 20\text{ cm}$.
- g : Giron ou la largeur de la marche.
 $22\text{ cm} \leq g \leq 33\text{ cm}$.

On prend: $h=17\text{ cm}$; $g=30\text{ cm}$

Donc : $59\text{cm} \leq 2h+g=64\text{ cm} \leq 66\text{cm}$.

- n : nombre de contremarche.

$$n = H/h$$

H = Hauteur entre deux niveaux.

- n' : nombre de marche

$$n'=n - 1$$

- La longueur de la ligne de foulée.

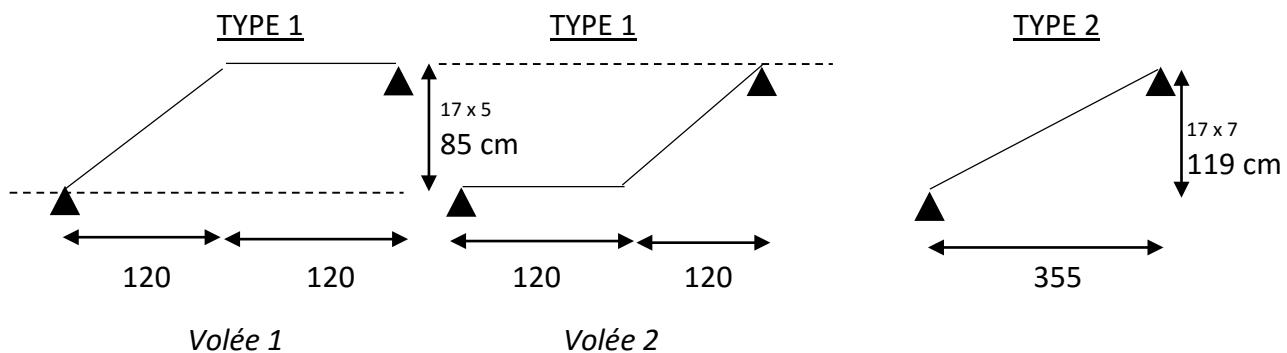
$$L=g \cdot n'$$

Tableau 3.5 Pré dimensionnement des escaliers

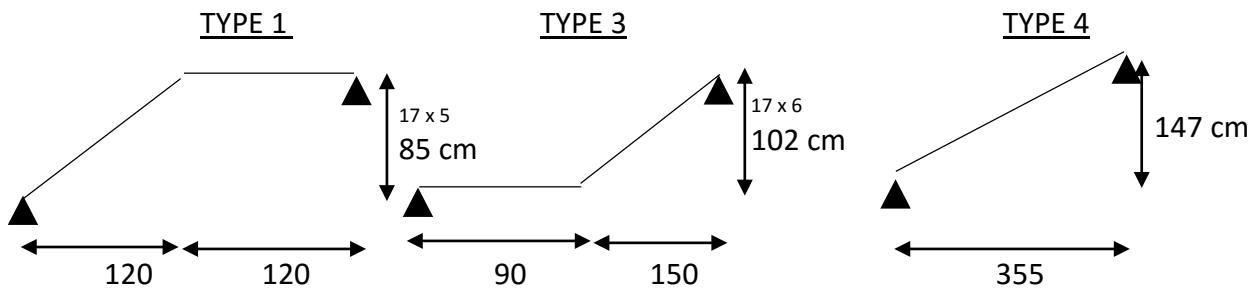
Niv	H [m]	h [m]	n	n'	g [m]	L [m]	L'emmarchement [m]
Sous Sol2	2.89	0.17	17	16	0.3	4.8	1.45
Sous Sol1	3.34	0.17	20	19	0.3	4.8	1.45
RDC	5.08	0.17	30	29	0.3	9	1.6
Etage Courant	3.06	0.17	18	17	0.3	5.7	1.6

3.4.3 Types d'escaliers

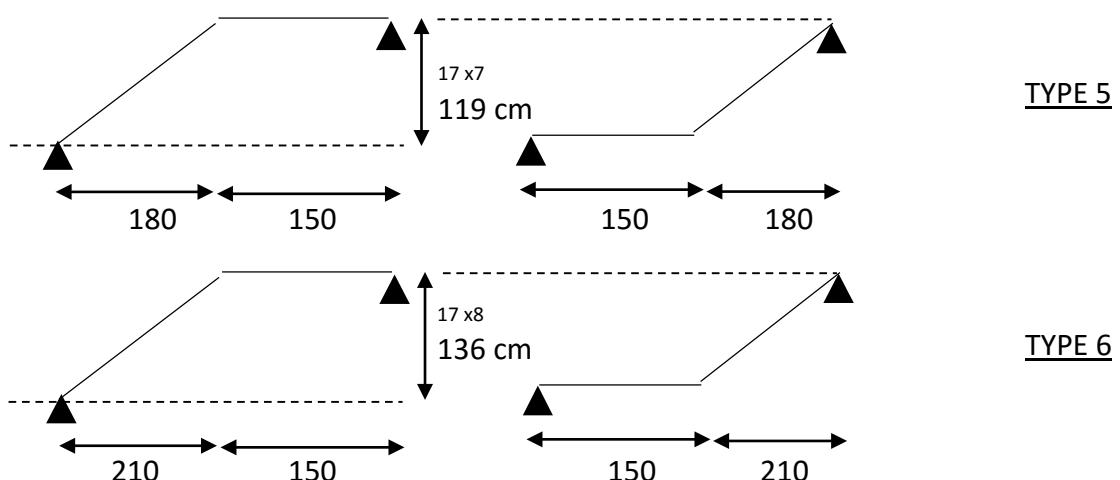
- Sous-Sol 2



- Sous-Sol 1**



- RDC (4 volées)**



- Etage courant**

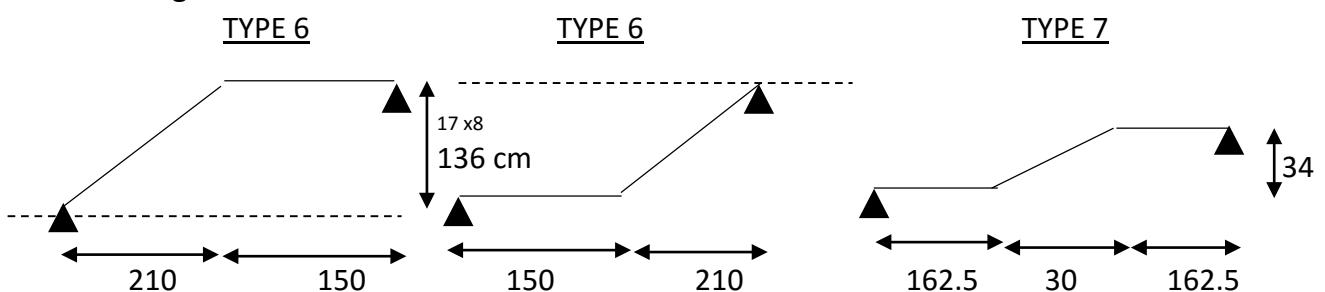


Tableau 3.6 Vue en plan

Sous Sol 1	Sous Sol 2	RDC	Etage Courant

3.4.4 Angles d'inclinaisons :

Type 1 : $\tan \alpha = 0.85/1.20 = 35.31^\circ$ Type 5 : $\tan \alpha = 1.19/1.80 = 33.47^\circ$ Type 2 : $\tan \alpha = 1.19/3.35 = 19.56^\circ$ Type 6 : $\tan \alpha = 1.36/2.10 = 32.93^\circ$ Type 3 : $\tan \alpha = 1.02/1.50 = 34.21^\circ$ Type 7 : $\tan \alpha = 0.34/0.30 = 48.57^\circ$ Type 4 : $\tan \alpha = 1.47/3.55 = 22.49^\circ$

3.4.5 Calcul des épaisseurs :

Palier :

$$\frac{l}{20} \leq e_p \leq \frac{l}{15}$$

$$l = g(n/2 - 1) ; \quad g : \text{giron 30 cm}$$

$$l = 0.3(n/2 - 1)$$

on prend $e = 10\text{cm}$ (comme min)

Paillasse :

On prend $e = 15\text{cm}$ (comme min)

$$\text{avec : } \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

Tableau 3.7 Epaisseur des paillasses et paliers

TYPES	α	L [m]	Epaisseur paillasse [cm]	Epaisseur palier [cm]
1	35.31°	1.2	11	10
2	19.56°	3.55	15	—
3	34.21°	1.5	10	10
4	22.49°	3.55	15	—
5	33.47°	1.8	10	10
6	32.93°	2.1	10	10
7	48.57°	0.3	10	10

3.4.6 Descente des charges :

a- Paillasse :

$$G = 4.01 + G_{pp} \text{ paillasse kN/m}^2 \quad \text{avec : } G_{pp} \text{ paillasse} = 25 \cdot e / \cos \alpha$$

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

Tableau 3.8 Evaluation des charges et des surcharges pour les paillasses

Paillasse	α	L	e	G_{pp} [kN/m ²]	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]
TYPE1	35.31°	1.2	0.10	3.06	8.61	2.50
TYPE2	19.56°	3.55	0.15	3.98	6.66	2.50
TYPE3	34.21°	1.5	0.10	3.02	7.03	2.50
TYPE4	22.49°	3.55	0.15	4.06	8.07	2.50
TYPE5	33.47°	1.8	0.10	3.00	7.01	2.50
TYPE6	32.93°	2.1	0.10	2.98	6.99	2.50
TYPE7	48.57°	0.3	0.10	3.78	7.79	2.50

b- Palier

$$G = 4.06 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

3.4.7 Combinaison des charges et surcharges :

Tableau 3.9 Charges supporté par les escaliers à ELU et ELS

		G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	ELU [kN/m ²]	ELS [kN/m ²]
Palier		4.06	2.5	9.23	6.56
Paillasse	TYPE1	7.07	2.50	15.37	11.11
	TYPE2	7.99	2.50	12.74	9.16
	TYPE3	7.03	2.50	13.24	9.53
	TYPE4	8.07	2.50	14.64	10.57
	TYPE5	7.01	2.50	13.21	9.51
	TYPE6	6.99	2.50	13.19	9.49
	TYPE7	7.79	2.50	14.27	10.29

3.4.8 Détermination des efforts internes

Type 6 : étage courant

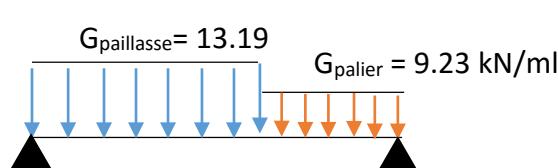


Figure 3.7 Chargement du premier type d'escalier à l'ELU

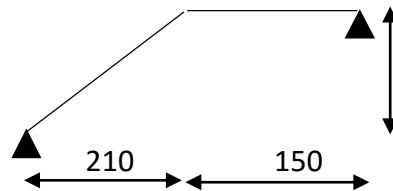


Figure 3.6 6ème type d'escalier

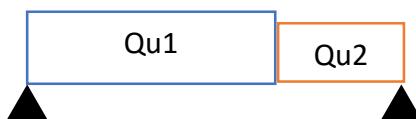
Détermination des efforts internes :

ELU :

Type 6

$$Qu1 = 1.35 \cdot 6.99 + 1.5 \cdot 2.5 = 13.19 \text{ kN/ml}$$

$$Qu2 = 1.35 \cdot 4.06 + 1.5 \cdot 2.5 = 9.23 \text{ kN/ml}$$



$$R_A + R_B - Qu_1 \cdot L_1 - Qu_2 \cdot L_2 = 0$$

$$R_A + R_B = 41.544 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \longrightarrow R_B (3.6) - 9.23 (1.5)(2.85) - 13.19 (2.1)(1.05) = 0$$

$$R_B = 19.04 \text{ kN}$$

$$R_A = 22.504 \text{ kN}$$

Section 1-1 : $0 < x < 2.1\text{m}$

$$M(x) = R_A x - 13.19 x^2/2$$

$M(0) = 0$
$M(2.1) = 18.18 \text{ kN.m}$

$$T(x) = R_A - 13.19 x$$

$T(0) = 22.504 \text{ kN}$
$T(2.1) = -5.095 \text{ kN}$

$$M_{\max} \text{ si } T(x) = 0 \longrightarrow x = R_A/13.19 \longrightarrow x = 1.707 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.707) = 19.37 \text{ kN.m}$$

Section 2-2 : $0 < x < 1.5$

$$M(x) = R_B x - 9.23 x^2/2$$

$M(0) = 0$
$M(1.5) = 18.18 \text{ kN.m}$

$$T(x) = -R_B + 9.23 x$$

$T(0) = -19.04 \text{ kN}$
$T(1.5) = -5.195 \text{ kN}$

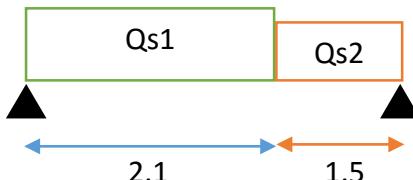
ELS :

$$R_A + R_B - Qs_1 \cdot L_1 - Qs_2 \cdot L_2 = 0$$

$$R_A + R_B = 49.119 \text{ kN}$$

$$Qs_1 = G + Q = 6.99 + 2.5 = 9.49 \text{ kN/ml}$$

$$Qs_2 = G + Q = 4.06 + 2.5 = 6.56 \text{ kN/ml}$$



$$R_A + R_B - Qs_1 \cdot L_1 - Qs_2 \cdot L_2 = 0$$

$$R_A + R_B = 29.77 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \longrightarrow R_B (3.6) - 6.56 (1.5)(2.85) - 9.49 (2.1)(1.05) = 0$$

$$R_B = 13.6 \text{ kN}$$

$$R_A = 16.17 \text{ kN}$$

Section 1-1 : $0 < x < 2.1\text{m}$

$$M(x) = R_A x - 9.49 x^2/2$$

$M(0) = 0$
$M(2.1) = 13.03 \text{ kN.m}$

$$T(x) = R_A - 9.49 x$$

$T(0) = 16.17 \text{ kN}$
$T(2.1) = -3.76 \text{ kN}$

$$M_{\max} \text{ si } T(x) = 0 \longrightarrow x = R_A/9.49 \longrightarrow x = 1.704 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.704) = 13.78 \text{ kN.m}$$

Section 2-2 : $0 < x < 1.5$

$$M(x) = R_B x - 6.56 x^2/2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.5) = 13.03 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_B + 6.56 x$$

$$\begin{cases} T(0) = -13.6 \text{ kN} \\ T(1.5) = -3.76 \text{ kN} \end{cases}$$

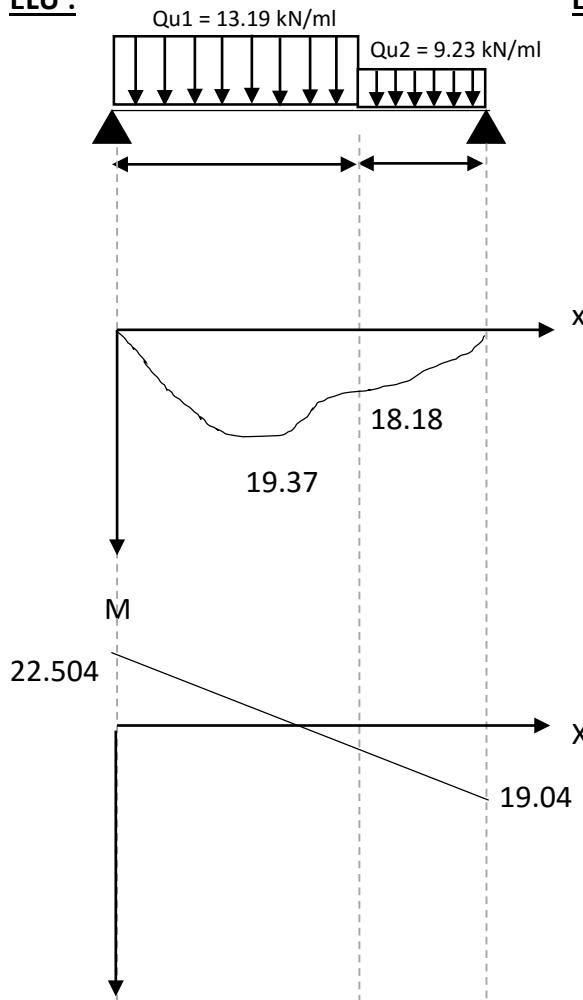
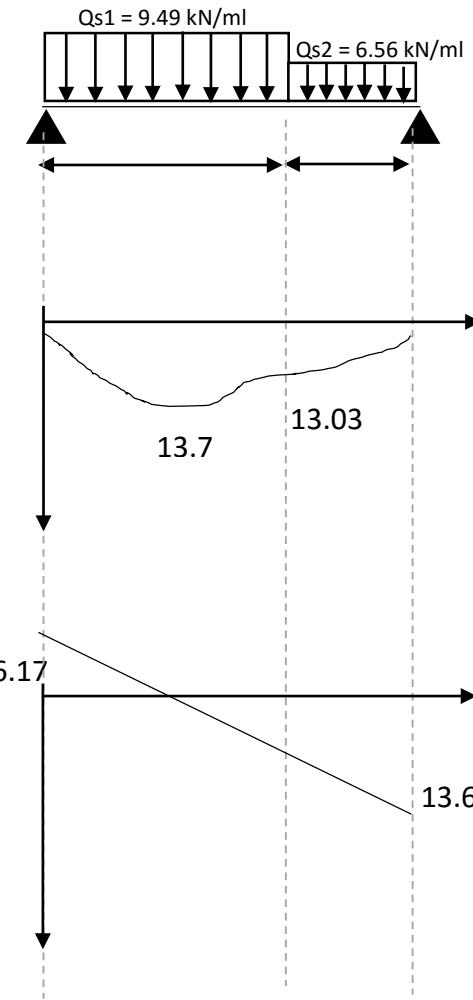
ELU :ELS :

Figure 3.8 Diagramme des sollicitations pour escalier TYPE 6

Tableau 3.10 Les sollicitations à ELU et ELS obtenus par SAP2000

ELU		ELS	
$M_{\text{travée}} (\text{kN/m}^2)$	$T_{\max} (\text{kN})$	$M_{\text{travée}} (\text{kN/m}^2)$	$T_{\max} (\text{kN})$
1	8.966	16.6	6.445
2	20.07	22.61	14.43
3	8.74	15.21	6.27
4	23.06	25.99	16.65
5	15.81	20.44	11.33
6	19.2	22.50	13.77
7	15.82	17.14	12.28

3.4.9 Détermination du ferraillage

La détermination des armatures se fait en prenant les moments fléchissant et les efforts tranchants maximum pour le calcul de type le plus défavorable, Comme exemple de calcul on prend le **type 4** car c'est le plus défavorable.
(0.85M0 en travée et 0.5M0 en appuis)

Donnée : $b = 1\text{m}$; $h = 0.15\text{m}$; $d = 0.9 \text{ h} = 0.135\text{m}$

- **ELU**

- *En travée*

$$M_{ut} = 23.06 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_{max} = 19.6 \text{ kN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2\sigma_{bc}} = \frac{19.6 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.135^2 \cdot 14.17} = 0.0759 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0.0759)}) = 0.0988$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.1297$$

$$A_{st} \geq \frac{M_t}{Z \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{19.6 \cdot 10^{-3}}{0.1297 \cdot 348} = 4.342 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Le choix : ST12} \quad \longrightarrow \quad A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \text{Max} (b.h/1000 ; 0.23 b d f_{t28}/f_e) \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1.5 ; 1.81) \text{ cm}^2$$

$$4.342 \text{ cm}^2 \geq 1.81 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- Armature de répartition

$$A_r = A_{st}/4 = 1.412 \quad \longrightarrow \quad A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} - [4T8]$$

- *En appuis*

$$M_{ua} = 0.5 M_{max} = 11.53 \text{ kN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2\sigma_{bc}} = \frac{11.53 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.135^2 \cdot 14.17} = 0.0446 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0.0446)}) = 0.057$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.1319$$

$$A_{st} \geq \frac{M_a}{Z \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{11.53 \cdot 10^{-3}}{0.1319 \cdot 348} = 2.512 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : 4T10 $\longrightarrow A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \text{Max} (b \cdot h / 1000 ; 0.23 b d f_{t28} / f_e) ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1.5 ; 1.81) \text{ cm}^2$$

$$3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.81 \text{ cm}^2$$

Condition Vérifiée

- Armature de répartition

$$A_r = A_{st}/4 = 0.785 \longrightarrow A_r = 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml} - [2T8]$$

• ELS

On ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec } \gamma = M_u/M_s$$

• Entravée

$$\gamma = M_u/M_s = 23.06/16.65 = 1.385$$

$$\alpha = 0.0988 \leq 0.44 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• En appuis

$$\gamma = M_u/M_s = 23.06/16.65 = 1.385$$

$$\alpha = 0.057 \leq 0.44 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• **Vérification au cisaillement**

Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = V_u / d \cdot b \quad \text{avec} \quad b = 1\text{m} ; d = 0.135 ; V_u = 25.99 \cdot 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\tau_u = 0.1925 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5$$

$$\text{Donc : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{147}{385} = 0.3818 \geq 0.0625 & \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \frac{M_s}{M_u} \longrightarrow 0.3818 \geq 0.056 \cdot \frac{16.65}{23.06} = 0.0401 & \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{As}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{5.65 \cdot 10^{-4}}{0.135} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow 0.0042 \leq 0.0105 & \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Donc la flèche est vérifiée

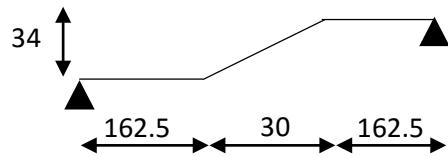
Tableau 3.11 Ferraillage des escaliers

	Armature Long. [cm ²]				Armature de répartition			
	Travée		Appuis		Travée		Appuis	
	Ast calculé	Ferr. Choisi	Ast calculé	Ferr. Choisi	Ast calculé	Ferr. Choisi	Ast calculé	Ferr. Choisi
TYPE1	1,647	4T10	0,963	4T10	0,5025	2T6	0,378	2T6
TYPE2	5,926	6T12	3,358	5T10	1,6975	4T8	0,983	2T8
TYPE3	2,454	4T10	1,423	2T10	0,7850	2T8	0,393	2T6
TYPE4	4,342	5T12	2,512	4T10	1,4125	3T8	0,785	2T8
TYPE5	4,576	5T12	2,617	4T10	1,4125	3T8	0,785	3T6
TYPE6	5,646	6T12	3,205	5T12	1,6975	4T8	0,983	2T8
TYPE7	4,580	5T12	2,911	4T12	1,4125	3T8	0,785	3T8

3.5 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :

Une poutre palier est un support pour des paliers et limons d'un escalier

Etage courant : $\alpha = 48.57^\circ$



3.5.1 Pré-dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow \frac{3.85}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \longrightarrow 25.67 \leq h \leq 38.5 \text{ cm}$$

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

$b > 20 \text{ cm}$ Condition Vérifiée

$h > 30 \text{ cm}$ Condition Vérifiée

$h/b \leq 4$ Condition Vérifiée

- Donc la section de la poutre palier (35×30) cm²

3.5.2 Evaluation des charges

Poids propre de la poutre palier : $G = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ kN/ml}$

Poutre brisée → 2 types de charge permanente

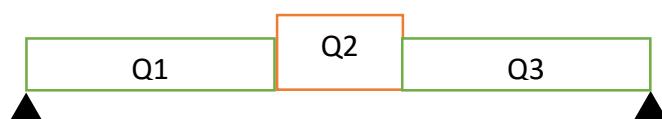


Figure 3.9 Les charges pour une poutre palier

La partie horizontale :

$$G_1 = \text{poids propre} + G_{voile} h$$

$$G_1 = (0.3 \times 0.35 \times 25) + 0.15 \times 25 [3.06 - 8 \times 0.17 - 0.4]$$

$$G_1 = 7.5 \text{ KN/ml}$$

- La partie incliné :

$$G_2 = (0.35 \times 0.3 \times 25) / (\cos 48.57) + (3.75 \times 1.3)$$

$$G_2 = 8.84 \text{ kN/ml}$$

La charge d'exploitation dans la poutre palière est nulle : $Q = 0$

3.5.3 Réaction des escalier :

$$T_u = R_B / (L/2) ; \quad L = \text{longueur de la poutre palière}$$

$$T_{u,\max} = 25.99 / (3.85/2) = 13.50 \text{ kN}$$

$$T_{s,\max} = 18.76 / (3.85/2) = 9.75 \text{ kN}$$

3.5.4 Calcule des effort interne :

$$\text{ELU} : Q_u1 = 1.35 \times 7.5 + 13.50 = 23.625 \text{ kN}$$

$$Q_u2 = 25.434 \text{ kN}$$

$$\text{ELS} : Q_s1 = 7.5 + 9.75 = 17.25 \text{ kN}$$

$$Q_s2 = 18.59 \text{ kN}$$

Après avoir utilisé SAP2000,

$$M_{u,\max} = 37.68 \text{ kN.m} ; \quad T_{u,\max} = 42.21 \text{ kN}$$

$$M_{s,\max} = 27.52 \text{ kN.m} ; \quad T_{s,\max} = 30.82 \text{ kN}$$

3.5.5 Calcul du ferraillage

- ELU

- En travée

$$M_{u,t} = 37.68 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_{\max} = 32,028 \text{ kN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \sigma_{bc}} = \frac{32.028 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.315^2 \cdot 14.17} = 0.0759 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0.0759)}) = 0.0988$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.303$$

$$A_{st} \geq \frac{M_t}{Z \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{32.028 \cdot 10^{-3}}{0.303 \cdot 348} = 3.042 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : 3T12



- Condition de non fragilité

$$Ast \geq 0.23 b d f_{t28}/f_e ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

3.39 cm² ≥ 1.27 cm² **Condition Vérifiée**

- Armature de répartition

$$Ar = Ast/4 = 0.8475 \longrightarrow Ar = 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml} - [2T8]$$

- En appuis

$$M_{lua} = 0.5 \cdot 37.68 = 18.84 \text{ kN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \sigma_{bc}} = \frac{18.84 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.315^2 \cdot 14.17} = 0.0446 < 0.392 \longrightarrow Asc = 0$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0.0446)}) = 0.057$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.307$$

$$Ast \geq \frac{M_a}{Z \sigma_{st}}$$

$$Ast = \frac{18.84 \cdot 10^{-3}}{0.307 \cdot 348} = 1.759 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : 2T12 Ast = 2.26 cm²

- Condition de non fragilité

$$Ast \geq 0.23 b d f_{t28}/f_e ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

2.26 cm² ≥ 1.26 cm² **Condition Vérifiée**

- Armature de répartition

$$Ar = Ast/4 = 0.565 \longrightarrow Ar = 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml} - [2T8]$$

- **ELS**

On ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec } \gamma = Mu/Ms$$

- Entravée

$$\gamma = Mu/Ms = 37.68/27.52 = 1.369$$

$$\alpha = 0.0988 \leq 0.435 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- En appuis

$$\gamma = Mu/Ms = 37.68/27.52 = 1.369$$

$$\alpha = 0.057 \leq 0.435 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement**

Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = Vu/d \cdot b \quad \text{avec} \quad b = 0.3m ; d = 0.315 ; Vu = 42.21 \cdot 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\tau_u = 0.4467 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad ; \gamma_b = 1.5$$

$$\text{Donc : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Condition Vérifiée

- Calcul des armatures transversal**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_{\min} ; b/10) \longrightarrow \Phi_t \leq \min (35/35 ; \Phi_{\min} ; 30/10) \longrightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

- Calcul des espacements des cadres**

- Zone nodale

$$St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_{\min} ; 30 \text{ cm}) \longrightarrow St \leq \min (8.75 ; 12 \times 1.2 ; 30 \text{ cm})$$

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

- Zone courante

$$St \leq h/2 \longrightarrow St \leq 17.5$$

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

3.6 ETUDE DE L'ACROTERE

3.6.1 Introduction

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 sous l'effet d'un effort normal N dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge.

3.6.2 Poids propre de l'acrotère

$$S = \frac{0.05 \times 0.1}{2} + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$G = 0,0675 \times 2500 = 168,75 \text{ Kg/ml} = 1,6875 \text{ kN/m}$$

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad A = 0,1 \text{ coefficient d'accélération de la zone}$$

$$W_p = 168,75 \text{ Kg/ml} \text{ poids de l'acrotère.}$$

$$C_p = 0,8 \text{ KN facteur de la force horizontale.}$$

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 168,75 = 54 \text{ Kg/ml}$$

$$\longrightarrow Q = 54 \text{ Kg/ml.}$$

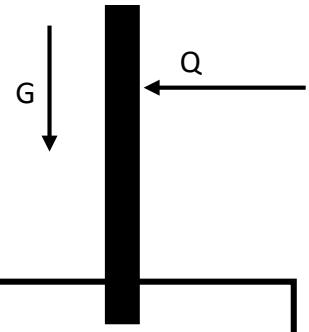


Figure 3.10 Schéma statique

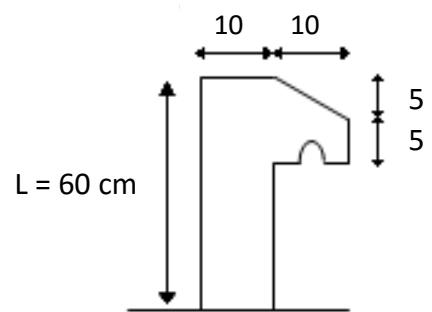


Figure 3.11 Coupe transversale de l'acrotère

3.6.1 Combinaisons des actions :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement

a. ELU

$$N_u = 1.35 \cdot G = 2.28 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = 1.5 \cdot Q = 0.81 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = Q_u \times h^2/2 = 0.81 \times 0.6^2/2 = 0.146 \text{ kN.m}$$

b. ELS

$$N_s = G = 1,6875 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = Q \cdot l^2/8 = 0.54 \times 0.6^2/2 = 0.097 \text{ kN.m}$$

- Calcul de l'excentricité

C'est la distance entre le centre de pression-le centre de gravité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.146}{2.28} = 0.064 \text{ m} = 6.4 \text{ cm}$$

On a $ht=10 \text{ cm}$

$$e > ht/6 = 1.67 \text{ cm}$$

$6.4 > 1.67 \text{ cm}$ La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

3.6.2 Determination du ferraillage :

a. ELU



Figure 3.12 Section de calcul d'acrotère

- Moment de flexion fictive (M_A)

$$M_A = e_a N_u \quad e_a = e + (d - h/2)$$

$$M_A = N_u e + N_u (d - h/2) = M_u + N_u (d - h/2) = 0.146 + 2.28 (0.9 \times 0.1 - 0.1/2) = 0.237 \text{ kN.m}$$

$$M_A = 2.37 \cdot 10^{-4} \text{ MN.m}$$

- Moment réduit (μ_u)

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.37 \times 10^{-4}}{1 \cdot 0.09^2 \cdot 14.17} = 2.06 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu_u < \mu_R = 0.392 \quad \text{Section a simple armature } (A_{sc} = 0)$$

$$\text{Alors : } A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right)$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \text{ avec } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 2.58 \cdot 10^{-3} \quad Z = 0.089$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Alors : } A_{st} = \frac{1}{348} \left(\frac{2.37 \cdot 10^{-4}}{0.089} - 2.28 \cdot 10^{-3} \right)$$

$$A_{st} = 1.1 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,09 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} \geq \max(1.1 \cdot 10^{-6} \text{ m} ; 1.09 \cdot 10^{-4} \text{ m})$$

$$\text{Donc on prend : } A_{st} > 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

b. ELS

- Vérification des contraintes

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

Avec

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s Z Y_s}{I} ; \quad \sigma_{st} = \eta \frac{N_s Z (d - Y_s)}{I}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$M_s = 0,097 \text{ kN.m} ; \quad N_s = 1,6875 \text{ kN.}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} \rightarrow e = \frac{0,097}{1,6875} \rightarrow e = 0,0575 \text{ m.}$$

$$Y_s = Z + C \quad \text{Avec } C = (h/2) - e = -0,0075 \text{ m}$$

Z est défini par $Z^3 + pZ + q = 0$

$$p = -3C^2$$

$$p = -3C^2 - \frac{6\eta A_{st}(c - d')}{b} + \frac{6\eta A_{st}(d - c)}{b} \quad \text{avec : } A_{sc} = 0$$

$$p = -3(-0,0075)^2 - 90 \times 1,51 \times 10^{-4} \times \frac{0,09 + 0,0075}{1} = -1,49 \cdot 10^{-3}$$

$$q = -2C^3 - \frac{6\eta A_{sc} (C - d')^2}{b} - \frac{6\eta A_{st}(d - C)^2}{b}$$

$$q = -1.28 \cdot 10^{-4} mZ^3 - 1.49 \cdot 10^{-3} (Z) - 1.28 \cdot 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = (-1.28 \cdot 10^{-4})^2 + \frac{4(-1.49 \cdot 10^{-3})^3}{27} = 1.59 \cdot 10^{-8}$$

————— $\Delta > 0$

$$T = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q) = 1.27 \cdot 10^{-4} m^3 ; u = \sqrt[3]{t} = 0.05m ; Z = u - (P/3u) = 0.05987 m$$

Alors $Y_s = Z + C = 0.0524 m$

- Calcul d'inertie

On calcul l'inertie de la section homogène réduite

$$I = \frac{b Y_s^3}{3} + 15 [A_{st} (d - Y_s)^2 + A_{st} (Y_s - d')^2]$$

$$I = 1 (0.0524)^3/3 + 15 (0.000151)(0.09 - 0.0524)^2 = 4.81 \cdot 10^{-5} m^4$$

- Calcul des contraintes

Beton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s Z Y_s}{I} = \frac{1.6875 \cdot 10^{-3} (0.05987)(0.0524)}{4.81 \cdot 10^{-5}} = 0.11 MPa$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{N_s Z (d - Y_s)}{I} = 15 \frac{1.6875 \cdot 10^{-3} (0.05987)(0.09 - 0.0524)}{4.81 \cdot 10^{-5}} = 11.84 MPa$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right)$$

$$\text{fissuration préjudiciable : } \eta = 1.6 ; \overline{\sigma_{st}} = 203,43 Mpa$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ donc la section et le nombre d'armature choisi sont acceptables

- Les armatures de répartition

$$A_r = A_s/4 = 0.38 cm^2$$

On choisit : $4\phi 6 = 1.13 cm^2$

Esp = 18 cm

3.7 ASCENSEUR

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement en hauteur. Et vu le nombre assez important d'étage, un ascenseur est obligatoire.

3.7.1 Etude de l'ascenseur

- P_m : le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine
- P_p : le poids de contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Le choix a été porté d'après la norme NFP82-201 sur un ascenseur de charge nominale de : 675 kg, caractérisé par 9 P (9 personnes) et une surface utile de la cabine de 2.29 m². Les dimensions de l'ascenseur sont les suivantes :

- Largeur = 1,47 m. - Largeur de passage libre = 0,8 m.
- Profondeur = 1,56 m. - Hauteur de passage libre = 2 m.
- Hauteur = 2,2 m. - Hauteur de course = 57,03 m.
- La dalle qui supporte l'ascenseur est en béton armé d'épaisseur 25 cm.

- Evaluation des charges

Acier renfort titane, renfort vanadium, renfort nickel, il y a un bon millier d'aciers différents, il faut se référer au manuel technique d'un fabricant. Donc pour notre cas on suppose un poids ultime pour la cabine.

P_m = Poids de la cabine + P plancher + poids du toit + P arcade + P accessoires + P Poules de mouillage

$$P_m = 2400 \text{ kg}$$

$$P_p = P_m + Q/2 = 2400 + 675/2 = 2737.5 \text{ kg}$$

Masse du treuil en haut + moteur : $P = 1200 \text{ kg}$

- calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coef. du sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble) est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirs.

On prend : $D/d = 45$ et $D = 550\text{mm} \longrightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

$$\text{On a : } C_r = C_s \cdot M \quad (*)$$

Avec : C_s : coefficient de sécurité du câble

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe

$$M = Q + P_m + M_g \quad (**)$$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q+P_m)$ ($Mg \ll Q+P_m$)

$$M = Q + P \quad (***)$$

On remplace (***) dans (*) :

$$C_r = C_s M = C_s (Q+P) = 12(675+2400) = 36900 \text{ kg.}$$

Le coefficient de câblage est : 0,85

$$C_r = 36900 / 0.85 = 43412 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour n câble est : $C_r = C_r (1 \text{ câble}) \times n \times m$

m : type de moulage (2brins ...)

n : nombre des câble.

Pour un câble de d = 12,22 mm et m=3 brins

On a : $C_r (1 \text{ câble}) = 8152 \text{ kg.}$

$$n \frac{Cr}{Cr (1 \text{ cable}) \cdot m} = \frac{43412}{8152 \cdot 3} = 1.77 \longrightarrow n = 2 \text{ cables}$$

- Poids des câbles Mg

$$Mg = m \times n \times L$$

m : masse linéaire du câble ; m = 0,512 Kg/m

L : longueur du câble = 57.03m

n : nombre des câbles = 2

$$M_g = m \times n \times L = 0,512 \times 2 \times 57.03 = 58.4 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 2400 + 57.03 = 3132.03 \text{ kg}$$

- Vérification de Cr :

$$Cr = Cr (1 \text{ cable}) \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0.85 = 41575.2 \text{ kg}$$

$$Cr = C_s M \ggg Cs = Cr/M = 13.274 > 12 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- Charge permanente total G :

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

Le poids mort total $P_m = 2400 \text{ kg}$

Le poids des câbles Mg = 58,4 kg

Masse du contre poids $P_p = 2737.5 \text{ kg}$

G = 6394.9 kg

- Charge d'exploitation :

$$Q = 675 \text{ kg}$$

ELU :

$$Qu = 1.35 G + 1.5 Q = 9645.7 \text{ kg}$$

ELS :

$$Qs = G + Q = 6394.9 + 675 = 7069.5 \text{ kg}$$

3.7.2 Vérification de la dalle au poinçonnement

Charge total ultime : $Qu = 9645.7 \text{ kg}$

$\frac{1}{4} Qu$ pour chaque appui : $q_0 = Qu/4 = 24.11425 \text{ kN}$

$Qu \leq 0.45 \mu_c h_0 (f_{c28}/\gamma_b)$

- Epaisseur de la dalle h_0

$$I_x/I_y = 3.85/3.9 = 0.99 \longrightarrow 0.4 < I_x/I_y < 1$$

la dalle est portante dans les 2 sens : $h_0 = 3.85/40 \longrightarrow h_0 \geq 0.09625 \text{ m}$

E.N.A (L'entreprise nationale des ascenseurs) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est 25 cm

on prend : $h_0 = 25 \text{ cm}$

- Calcul μ_c

avec : $hr = 5 \text{ cm}$ revêtement souples

$$\begin{cases} U = a + h_0 + 1.5 hr = 10 + 25 + 1.5 \times 5 = 42.5 \text{ cm} \\ V = b + h_0 + 1.5 hr = 10 + 25 + 1.5 \times 5 = 42.5 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \mu_c = 170 \text{ cm}$$

$Qu \leq 0.45 \mu_c h_0 (f_{c28}/\gamma_b)$

$$Qu \leq 0.045 \times 1.7 \times 0.25 \times (25000/1.5) = 318.75 \text{ kN}$$

$24.11425 \text{ kN} \leq 318.75 \text{ kN}$ Condition Vérifiée \longrightarrow Dalle résiste au poinçonnement

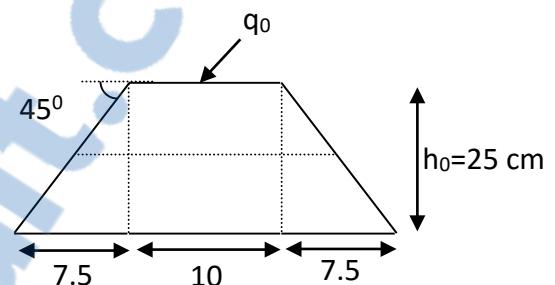


Figure 3.13 la dalle pleine sous un appui

3.7.3 Evaluation des moments dus aux charges

I. Evaluation des moments sous charge concentrée

Supposons que chaque moteur a une dimension de $(1.3 \times 1.2) \text{ m}^2$ posé sur 4 appuis de 10 cm de chaque côté

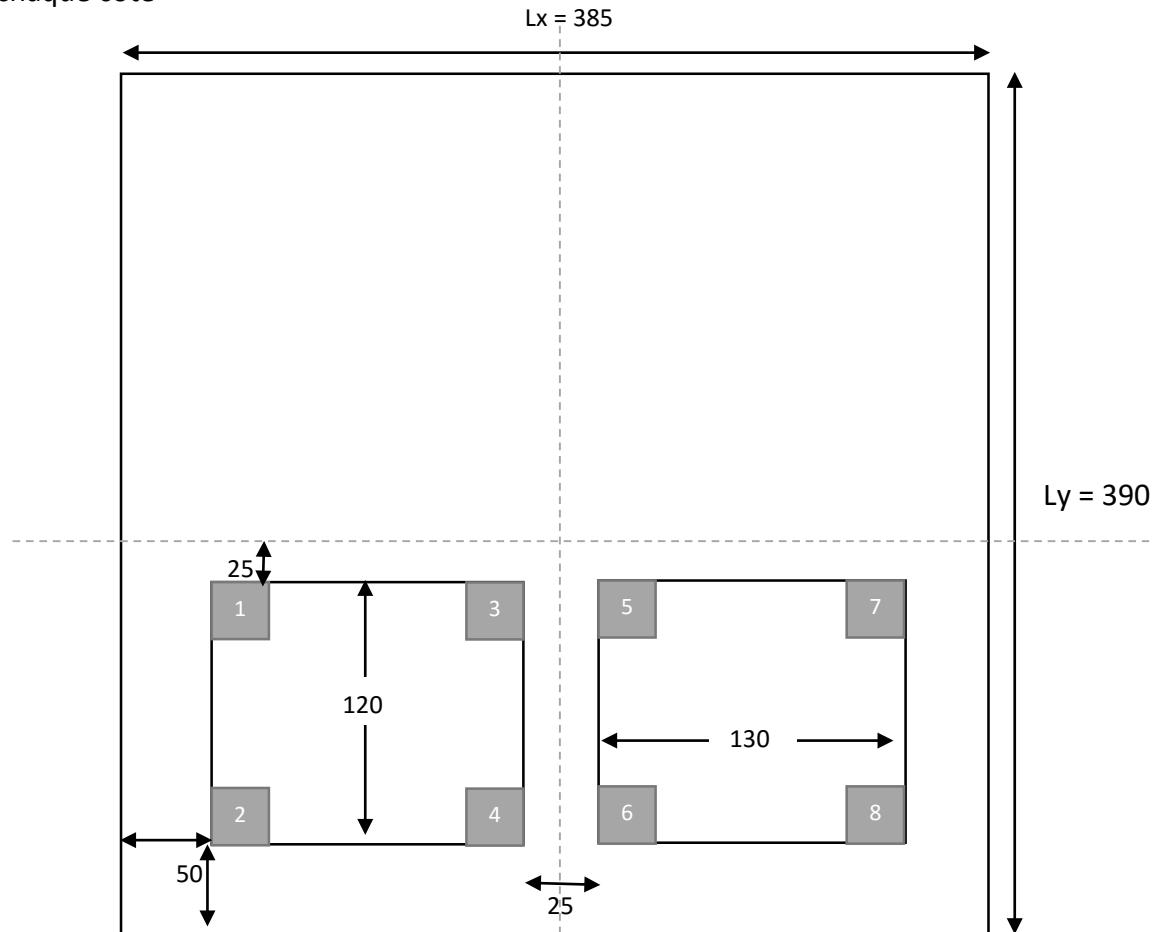
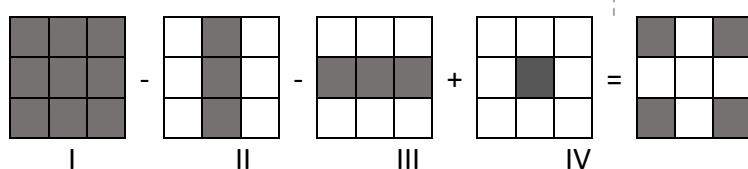


Figure 3.14 Surface des moteurs sur la dalle

Méthode de calcul



« I »	\longrightarrow	$U = 2.85$	$U_0 = U + 0.25 + 1.5hr = 3,175U_0/I_x = 0.82$
		$V = 0.70$	$V_0 = V + 0.25 + 1.5hr = 1,025V_0/I_y = 0.26$
« II »	\longrightarrow	$U = 2.65$	$U_0 = U + 0.25 + 1.5hr = 2,975U_0/I_x = 0.77$
		$V = 0.70$	$V_0 = V + 0.25 + 1.5hr = 1,025V_0/I_y = 0.26$
« III »	\longrightarrow	$U = 2.85$	$U_0 = U + 0.25 + 1.5hr = 3.175U_0/I_x = 0.82$
		$V = 0.50$	$V_0 = V + 0.25 + 1.5hr = 0.825V_0/I_y = 0.21$
« IV »	\longrightarrow	$U = 2.65$	$U_0 = U + 0.25 + 1.5hr = 2.975U_0/I_x = 0.77$
		$V = 0.50$	$V_0 = V + 0.25 + 1.5hr = 0.825V_0/I_y = 0.21$

Avec $hr = 0.05\text{m}$; $h_0 = 0.25\text{m}$

M1 et M2 à partir de l'abaque n°2 parce que $\rho = I_x/I_y = 3.85/3.9 = 0.99 = 1$

Moment suivant les deux directions a ELU et ELS

$$M_x = (M_1 + v \cdot M_2) P ; \quad M_y = (v \cdot M_1 + M_2) P$$

$$P = \frac{q_0}{S} U \cdot V = \frac{24.11425}{0.1 \times 0.1} U V = 2411.425 U V$$

$$v = 0 \text{ à ELU} ; \quad v = 0.2 \text{ à ELS}$$

Tableau 3.12 Moments des rectangles à ELU

		U [m]	V [m]	U0/Ix	V0/Iy	M1[kN.m]	M2[kN.m]	Mx[kN.m]	My[kN.m]
1	I	2,85	0,7	3,175	1,025	0,077	0,077	370,43	370,43
	II	2,65	0,7	2,975	1,025	0,074	0,074	331,02	331,02
	III	2,85	0,5	3,175	0,825	0,071	0,071	243,98	243,98
	IV	2,65	0,5	2,975	0,825	0,075	0,075	239,64	239,64
2	I	2,85	2,9	3,175	3,225	0,050	0,050	996,52	996,52
	II	2,65	2,9	2,975	3,225	0,054	0,054	1000,72	1000,72
	III	2,85	2,7	3,175	3,025	0,053	0,053	974,19	974,19
	IV	2,65	2,7	2,975	3,025	0,056	0,056	966,21	966,21
3	I	0,45	0,7	0,775	1,025	0,154	0,154	116,98	116,98
	II	0,25	0,7	0,575	1,025	0,167	0,167	70,47	70,47
	III	0,45	0,5	0,775	0,825	0,159	0,159	86,27	86,27
	IV	0,25	0,5	0,575	0,825	0,171	0,171	51,54	51,54
4	I	0,45	2,9	0,775	3,225	0,100	0,100	314,69	314,69
	II	0,25	2,9	0,575	3,225	0,107	0,107	187,07	187,07
	III	0,45	2,7	0,775	3,025	0,105	0,105	307,64	307,64
	IV	0,25	2,7	0,575	3,025	0,112	0,112	182,30	182,30
5	I	0,45	0,7	0,775	1,025	0,155	0,155	117,74	117,74
	II	0,25	0,7	0,575	1,025	0,167	0,167	70,47	70,47
	III	0,45	0,5	0,775	0,825	0,159	0,159	86,27	86,27
	IV	0,25	0,5	0,575	0,825	0,173	0,173	52,15	52,15
6	I	0,45	2,9	0,775	3,225	0,100	0,100	314,69	314,69
	II	0,25	2,9	0,575	3,225	0,107	0,107	187,07	187,07
	III	0,45	2,7	0,775	3,025	0,105	0,105	307,64	307,64
	IV	0,25	2,7	0,575	3,025	0,112	0,112	182,30	182,30
7	I	2,85	0,7	3,175	1,025	0,070	0,070	336,76	336,76
	II	2,65	0,7	2,975	1,025	0,075	0,075	333,25	333,25
	III	2,85	0,5	3,175	0,825	0,071	0,071	243,98	243,98
	IV	2,65	0,5	2,975	0,825	0,075	0,075	239,64	239,64
8	I	2,85	2,9	3,175	3,225	0,050	0,050	996,52	996,52
	II	2,65	2,9	2,975	3,225	0,054	0,054	1000,72	1000,72
	III	2,85	2,7	3,175	3,025	0,053	0,053	974,19	974,19
	IV	2,65	2,7	2,975	3,025	0,056	0,056	966,21	966,21

$$M_{x(1,2 \dots 8)} = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})_{1,2 \dots 8}$$



- Moment due à la charge concentrée

$$M_x = \frac{\sum_{i=1}^8 M_x i}{8} = 4.92 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_y = 4.92 \text{ kN.m}$$

Tableau 3.13 Moment des rectangles à ELS

		U [m]	V [m]	U0/Ix	V0/Iy	M1[kN.m]	M2[kN.m]	Mx[kN.m]	My[kN.m]
1	I	2,85	0,7	0,825	0,263	0,077	0,077	325,79	325,79
	II	2,65	0,7	0,773	0,263	0,074	0,074	291,13	291,13
	III	2,85	0,5	0,825	0,212	0,071	0,071	214,58	214,58
	IV	2,65	0,5	0,773	0,212	0,075	0,075	210,76	210,76
2	I	2,85	2,9	0,825	0,827	0,050	0,050	876,44	876,44
	II	2,65	2,9	0,773	0,827	0,054	0,054	880,13	880,13
	III	2,85	2,7	0,825	0,776	0,053	0,053	856,80	856,80
	IV	2,65	2,7	0,773	0,776	0,056	0,056	849,78	849,78
3	I	0,45	0,7	0,201	0,263	0,154	0,154	102,88	102,88
	II	0,25	0,7	0,149	0,263	0,167	0,167	61,98	61,98
	III	0,45	0,5	0,201	0,212	0,159	0,159	75,87	75,87
	IV	0,25	0,5	0,149	0,212	0,171	0,171	45,33	45,33
4	I	0,45	2,9	0,201	0,827	0,100	0,100	276,77	276,77
	II	0,25	2,9	0,149	0,827	0,107	0,107	164,52	164,52
	III	0,45	2,7	0,201	0,776	0,105	0,105	270,57	270,57
	IV	0,25	2,7	0,149	0,776	0,112	0,112	160,34	160,34
5	I	0,45	0,7	0,201	0,263	0,155	0,155	103,55	103,55
	II	0,25	0,7	0,149	0,263	0,167	0,167	61,98	61,98
	III	0,45	0,5	0,201	0,212	0,159	0,159	75,87	75,87
	IV	0,25	0,5	0,149	0,212	0,173	0,173	45,86	45,86
6	I	0,45	2,9	0,201	0,827	0,100	0,100	276,77	276,77
	II	0,25	2,9	0,149	0,827	0,107	0,107	164,52	164,52
	III	0,45	2,7	0,201	0,776	0,105	0,105	270,57	270,57
	IV	0,25	2,7	0,149	0,776	0,112	0,112	160,34	160,34
7	I	2,85	0,7	0,825	0,263	0,070	0,070	296,18	296,18
	II	2,65	0,7	0,773	0,263	0,075	0,075	293,10	293,10
	III	2,85	0,5	0,825	0,212	0,071	0,071	214,58	214,58
	IV	2,65	0,5	0,773	0,212	0,075	0,075	210,76	210,76
8	I	2,85	2,9	0,825	0,827	0,050	0,050	876,44	876,44
	II	2,65	2,9	0,773	0,827	0,054	0,054	880,13	880,13
	III	2,85	2,7	0,825	0,776	0,053	0,053	856,80	856,80
	IV	2,65	2,7	0,773	0,776	0,056	0,056	849,78	849,78

$$M_{x(1,2 \dots 8)} = M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV} \quad ; \quad M_{y(1,2 \dots 8)} = M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV}$$

- moment due à la charge concentrée

$$M_x = \frac{\sum_{i=1}^8 M_{xi}}{8} = 4.33 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 4.33 \text{ kN.m}$$

II. Evaluation des moments sous charge reparties du poids propres

$$h_0 = 25\text{cm}$$

$G = 3.53 \text{ kN/m}$ = les charges pour plancher terrasse inaccessible – charge corps creux

$$\text{PP : } G = 0.25 \times 25 + 3.53 = 9.78 \text{ kN/m}$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}$$

$$\text{Charge ultime } Q_u = 1.35 G + 1.5Q = 14.703 \text{ kN.m}$$

$$\text{Charge Service } Q_s = 10.78 \text{ kN/m}$$

$$0.4 \leq I_x/I_y \leq 1 \quad I_x/I_y = 0.99$$

>>> Dalle portante dans les deux sens

$$\rho = 0.99 \quad M_x = \mu_x q I_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

- **ELU**

$$\mu_x = 0.0378 \quad M_x = 8.238 \text{ kN.m}$$

$$\mu_y = 0.9774 \quad M_y = 8.052 \text{ kN.m}$$

- **ELS**

$$\mu_x = 0.0448 \quad M_x = 7.158 \text{ kN.m}$$

$$\mu_y = 0.9846 \quad M_y = 7.048 \text{ kN.m}$$

III. Les moments appliqués sur la dalle

- **ELU**

$$M_x = 4.92 + 8.238 = 13.158 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 4.92 + 8.052 = 12.972 \text{ kN.m}$$

- **ELS**

$$M_x = 4.33 + 7.158 = 11.488 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 4.33 + 7.048 = 11.378 \text{ kN.m}$$

IV. Moment retenus

- **ELU**

- En travée

$$M_{tx} = 0.85 \text{ Mx} = 11.1843 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \text{ My} = 11.0262 \text{ kN.m}$$

- En appui

$$M_{ax} = 0.3 \text{ Mx} = 3.9474 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 \text{ My} = 3.8916 \text{ kN.m}$$

3.7.4 Calcul de ferraillage

On adopte le même ferraillage dans les deux sens

$$M \text{ travée} = 11.1843 \text{ kN.m} ; \quad M \text{ appui} = 3.9474 \text{ kN.m}$$

$$\mu_c = \frac{Mu}{bd^2 fbc} = \frac{0.0111843}{1(0.9 \cdot 0.25)^2 14.17} = 0.0156 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{Simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 0.0196$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.223 \text{ m} ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8261 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \frac{Mu}{Z \sigma_{st}} \quad \longrightarrow \quad A_{st} \geq 1.44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \text{Max} (b.h/1000 ; 0.23 b d f_{t28}/f_e) ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (2.5 ; 2.71) \text{ cm}^2$$

$$1.44 \geq 2.71 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition non Vérifiée}$$

On prend : $A_{st} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Tableau 3.14 Ferraillage de la dalle d'ascenseur

	Mu	μ	α	Z	A _s calculé	A _s min	A _s Choisie
Travée	11.1843	0.0156	0.0196	0.223	1.44	2.71	4T10
Appui	3.94740	0.0055	0.0069	0.224	0.506	2.71	4T10

Espacement :

$$E_s = b/4 = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

3.7.5 Vérification à ELS :

- En travée

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 9.765 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 9.67 \text{ kN.m}$$

- En appui

$$M_{ax} = 0.3 M_x = 3.446 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_y = 3.413 \text{ kN.m}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \quad \gamma = Mu/Ms$$

$$\alpha_{\text{travée}} < \alpha \quad \text{condition vérifiée}$$

Tableau 3.15 Vérification des conditions à ELS

	Mu	Ms	γ	α'	α	Condition
Travée	11.1843	9.765	1.145	0.3227	0.0196	CV
Appui	3.94740	3.446	1.146	0.3228	0.0036	CV

→ Les contraintes de béton sont vérifiées

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

→ Ferraillage ELU convient à ELS

CHAPITRE 4

ETUDE DYNAMIQUE

4 ETUDE DYNAMIQUE

4.1 OBJECTIF DE L'ÉTUDE DYNAMIQUE

Nous allons présenter dans cette partie les points importants concernant l'étude sismique de ce bâtiment, de ce fait, on va faire une étude dynamique, en modélisant la structure en tridimensionnel avec le logiciel SAP2000 et on utilisera la méthode dynamique modale spectrale qui reprend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA.

L'étude dynamique d'une structure consiste à déterminer les caractéristiques propres de chaque structure sous une action sismique.

4.2 MODELISATION DE LA STRUCTURE

- Les éléments poteaux-poutres (portique) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre à deux nœuds avec six degrés de liberté par nœud.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles (2 sens) sont manuellement introduit (local axes).
- Les voiles sont modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

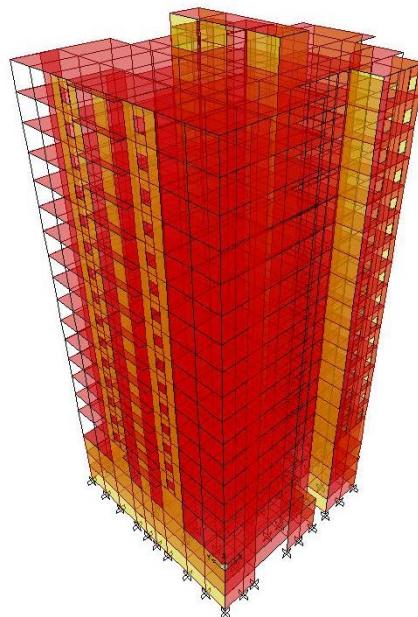


Figure 4.1 Modélisation de la structure

4.3 METHODES DE CALCULS

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes [RPA99V2003, 4.1.1]

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.4 CHOIX DU TYPE DE CONTREVENTEMENT

Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition

- Les conditions d'architectures.
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

Plusieurs variantes ont été étudiées :

Variante 1 : [T=1.71s]

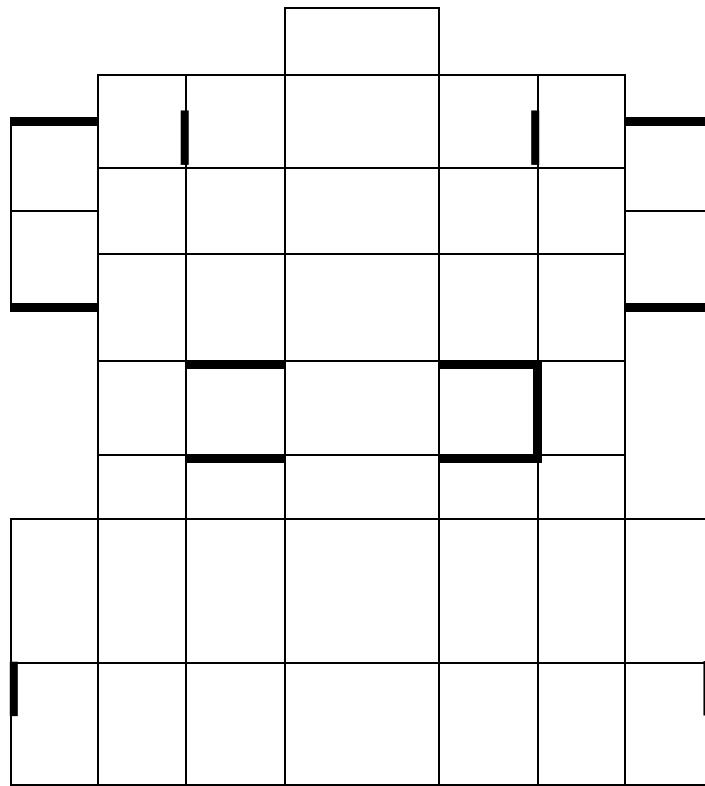


Figure 4.2 1^{ère} disposition des voiles

Tableau 4.1 Périodes et facteur de participation massique pour la 1^{ère} variante

MODES	Période [sec]	Ux	Uy	Uz	Sum Ux	SumUy	Sum Uz
MODE1	1,714841	0,44408	0,00732	2,134E-06	0,44408	0,00732	2,134E-06
MODE2	1,512899	0,15989	0,17432	2,699E-06	0,60397	0,18164	4,833E-06
MODE3	1,428814	0,02899	0,41817	1,367E-07	0,63295	0,59981	4,97E-06
MODE4	0,619243	0,07462	0,00372	3,941E-06	0,70757	0,60353	8,911E-06
MODE5	0,500731	0,05831	0,02465	1,714E-05	0,76588	0,62818	2,605E-05
MODE6	0,42559	0,00327	0,12013	2,461E-07	0,76915	0,74832	2,629E-05
MODE7	0,334276	0,02549	0,00289	4,992E-07	0,79464	0,75121	2,679E-05
MODE8	0,254165	0,0304	0,00864	2,994E-06	0,82503	0,75985	2,979E-05
MODE9	0,23621	5,852E-07	1,479E-07	0,00026	0,82503	0,75985	0,00029
MODE10	0,212374	0,01001	0,00423	4,606E-05	0,83504	0,76408	0,00033
MODE11	0,198086	0,0009	0,05301	1,588E-05	0,83594	0,81709	0,00035
MODE12	0,190244	7,369E-08	7,517E-06	0,18561	0,83594	0,8171	0,18596

Variante 2 : [T=1.65s]

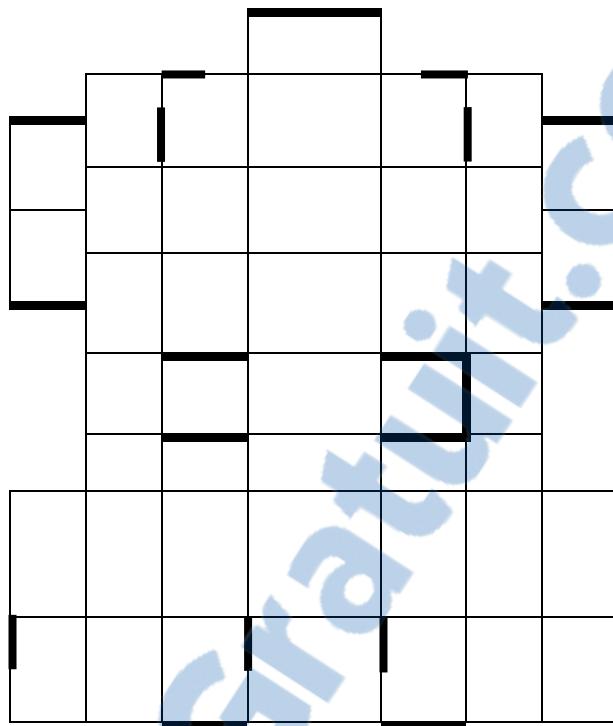


Figure 4.3 2^{ème} disposition des voiles

Tableau 4.2 Périodes et facteurs de participation massique pour la 2^{ème} variante

MODES	Période [sec]	Ux	Uy	Uz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Uz
MODE1	1,647254	0,48878	0,05218	1,703E-06	0,48878	0,05218	1,703E-06
MODE2	1,500378	0,1408	0,2964	1,84E-06	0,62958	0,34858	3,543E-06
MODE3	1,176854	0,00838	0,25017	7,989E-08	0,63796	0,59875	3,623E-06
MODE4	0,574731	0,09097	0,01227	2,291E-06	0,72894	0,61102	5,913E-06
MODE5	0,489021	0,04006	0,05669	1,209E-05	0,769	0,66772	1,801E-05
MODE6	0,333067	0,00274	0,08498	1,661E-08	0,77174	0,7527	1,802E-05
MODE7	0,3026	0,03492	0,00396	1,295E-05	0,80666	0,75665	3,097E-05
MODE8	0,2455	0,01854	0,02329	2,881E-07	0,8252	0,77995	3,126E-05
MODE9	0,230941	6,39E-06	1,358E-07	9,255E-05	0,8252	0,77995	0,00012
MODE10	0,190753	0,01851	0,00508	3,888E-06	0,84371	0,78503	0,00013
MODE11	0,162461	2,542E-05	1,389E-07	0,29195	0,84374	0,78503	0,29208
MODE12	0,156457	1,019E-05	6,328E-05	0,00274	0,84375	0,7851	0,29482

Variante 1 : [T=1.39s]

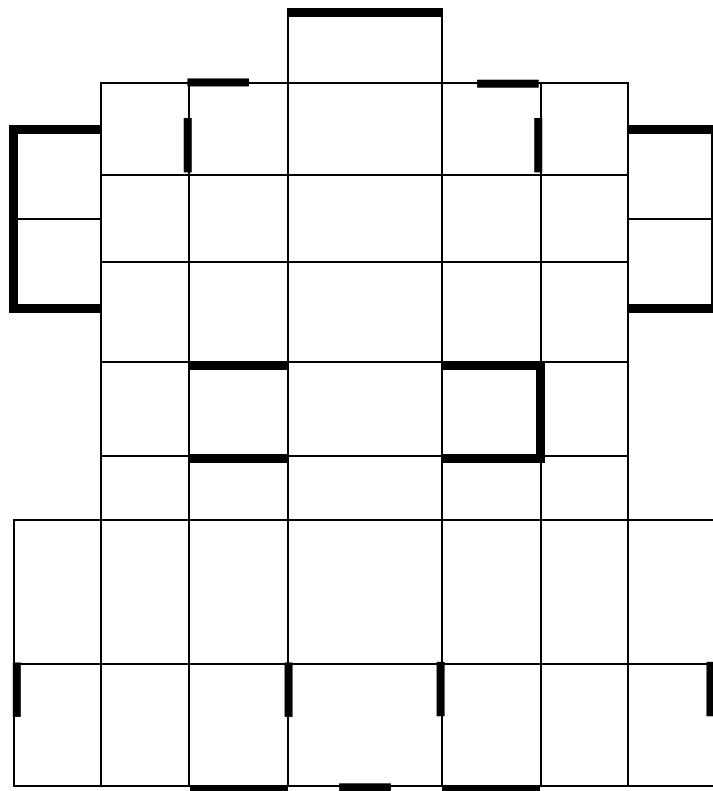


Figure 4.4 3ème disposition des voiles

Tableau 4.3 Périodes et facteurs de participation massique pour la 3^{ème} variante

MODES	Période [sec]	Ux	Uy	Uz	Sum Ux	SumUy	Sum Uz
MODE1	1,394451	0,58627	0,01716	2,165E-06	0,58627	0,01716	2,165E-06
MODE2	1,31972	0,02812	0,53016	4,471E-07	0,61439	0,54732	2,612E-06
MODE3	1,04467	0,00967	0,05335	4,244E-08	0,62406	0,60067	2,654E-06
MODE4	0,449523	0,11387	0,01207	1,078E-06	0,73793	0,61274	3,733E-06
MODE5	0,412017	0,02246	0,10112	7,634E-06	0,76039	0,71387	1,137E-05
MODE6	0,299168	0,00221	0,04256	2,756E-08	0,7626	0,75643	1,139E-05
MODE7	0,237192	0,04573	0,00442	2,092E-05	0,80833	0,76084	3,231E-05
MODE8	0,230925	9,717E-05	1,131E-05	8,714E-05	0,80843	0,76085	0,00012
MODE9	0,207663	0,01099	0,03675	2,654E-06	0,81942	0,79761	0,00012
MODE10	0,159598	1,089E-05	6,332E-06	0,29891	0,81943	0,79761	0,29904
MODE11	0,155156	0,02926	0,00342	0,00042	0,84869	0,80103	0,29946
MODE12	0,154471	0,00144	1,973E-05	0,00402	0,85013	0,80105	0,30347

4.5 ANALYSE DU MODELE

4.5.1 Méthode statique équivalente

4.5.1.1 Détermination des coefficients

La force sismique total V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule proposée par le RPA99V2003

$$V = \frac{A D Q}{R} W ; \quad \beta = 0.2 \text{ (bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement.

β : coefficient de pondération, [RPA99V2003, Tableau 4.5]

I. Coefficient d'accélération de zone « A »

Zone 1

Groupe d'usage « 1B »

$$\longrightarrow A = 0.12 \quad [\text{RPA99V2003, Tableau 4.1}]$$

II. Coefficient de comportement « R »

Selon le RPA le coefficient de comportement de notre structure sera $R = 5$ (système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé)

$$\longrightarrow R = 5 \quad [\text{RPA99V2003, tableau 4.3}]$$

III. Facteur d'amplification dynamique moyen « D »

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \zeta)}} \geq 0.7$$

Portique béton armé dense $\longrightarrow \zeta = 7$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \zeta)}} = 0.8819$$



Site 3 (meuble) : $T_2 = 0.5s$

- Estimation de la période fondamentale de la structure

T : période fondamentale de la structure donnée par :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \text{et} \quad T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 (RPA99)

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée.

- Sens X :

$h_N = 57.03m$

$D = 31.85m$

$C_T = 0.05$ (RPA99 tableau 4.6)

$$T = \min (C_T h_N^{3/4} ; 0.09 h_N / \sqrt{D}) \quad ; \quad T = \min (1.04 ; 0.909) = 0.91s$$

On a T_2 (Site 3) = 0.5s

$T_2 \leq T \leq 3.0s$

On a $\eta = 0.8819$

$$D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \quad \text{donc : } D_x = 1.48s$$

- Sens Y

$h_N = 57.03m$

$D = 28.35m$

$C_T = 0.05$ (RPA99 tableau 4.6)

$$T = \min (C_T h_N^{3/4} ; 0.09 h_N / \sqrt{D}) \quad ; \quad T = \min (1.04 ; 0.964) = 0.96s$$

On a T_2 (Site 3) = 0.5s

$T_2 \leq T \leq 3.0s$

On a $\eta = 0.8819$

$$D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \quad \text{donc : } D_y = 1.43s$$

IV. Facteur de qualité « Q »▪ **Condition minimales sur les files de contreventement**

D'après RPA chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois travées dont le rapport des portées n'excède pas 1.5

Sens longitudinal : 8 travées

$$5.2/6.3 = 0.82 < 1.5$$

$$6.3/2.5 = 2.52 > 1.5 \longrightarrow \text{Critère non observé } Pq = 0.05$$

Sens transversal : 7 travées

$$3.5/3.9 = 0.9$$

$$6.55/3.9 = 1.68 \longrightarrow \text{Critère non observé } Pq = 0.05$$

▪ **Redondance en plan**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins 4 files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur max et min d'espacement ne dépassant pas 1.5

- Sens longitudinal : 9 files

$$L_{\max}/L_{\min} = 6.3/2.5 = 2.52 > 1.5 \longrightarrow \text{Critère non observé } Pq = 0.05$$

- Sens transversal : 8 files

$$L_{\max}/L_{\min} = 6.55/3.5 = 1.87 > 1.5 \longrightarrow \text{Critère non observé}$$

▪ **La régularité en plan** (si un des critères n'est pas vérifié le plan est considéré irrégulier)

Critère (1) : Symétrie par rapport à deux directions orthogonales au niveau de chaque plancher n'est pas vérifié pour aucun des niveaux.

Le critère 1 n'est donc pas vérifié pour le bâtiment. Le bâtiment n'est pas régulier en plan.

▪ **Régularité en élévation**

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.
- La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension. Donc : La structure est classée régulière en élévation $pq = 0.00$

$$Q = 1 + \sum Pq ; \quad Pq : \text{valeur de pénalité.}$$

Tableau 4.4 Valeurs de pénalités Pq

<i>0.00 si observée ; 0.05 si non observé</i>	Q / X et Y
Condition minimale des files de contreventement	0.05
Redondance en plan	0.05
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	0.00
Contrôle de la qualité d'exécution	0.00

On a supposé que la qualité d'exécution des travaux et les matériaux utilisés sont contrôlés

$$Qx = Qy = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 = 1.15$$

4.5.2 Poids total de la structure

Le calcul des poids des différents niveaux est donné par le logiciel SAP2000

Tableau 4.5 Poids des différents niveaux

NIVEAU	POIDS [t]	NIVEAU	POIDS [t]	NIVEAU	POIDS [t]
Sous sol 2	1306,658	Etage 4	1169,528	Etage 10	1130,269
Sous sol 1	1624,591	Etage 5	1172,708	Etage 11	1112,795
RDC	1435,135	Etage 6	1160,860	Etage 12	1104,682
Etage 1	1212,250	Etage 7	1160,849	Etage 13	1104,697
Etage 2	1210,773	Etage 8	1150,238	Etage 14	1104,681
Etage 3	1197,669	Etage 9	1139,629	Etage 15	1144,173
				Buanderie	111.0495

Le poids total de la structure : $W = \sum W_i = 21753.2345 \text{ t}$

4.5.3 Détermination de l'effort tranchant

$$Vx = \frac{0.12 \times 1.48 \times 1.15}{5} 21753.2345 = 888.576 \text{ t} = 8716.93 \text{ kN}$$

$$Vy = \frac{0.12 \times 1.43 \times 1.15}{5} 21753.2345 = 858.557 \text{ t} = 8422.44 \text{ kN}$$

4.5.4 Détermination de la force de chaque niveau

Tableau 4.6 Les forces sismiques de chaque niveau obtenus par MSE99

NIVEAU	Force Fx [kN]	Force Fy [kN]	NIVEAU	Force Fx [kN]	Force Fy [kN]	NIVEAU	Force Fx [kN]	Force Fy [kN]
Sous-sol 2	43,18	41,35	Etage 4	312,48	299,29	Etage 10	539,24	516,48
Sous-sol 1	109,58	104,96	Etage 5	354,35	339,40	Etage 11	569,83	545,78
RDC	182,62	174,91	Etage 6	391,39	374,87	Etage 12	604,32	578,82
Etage 1	196,66	188,36	Etage 7	432,00	413,76	Etage 13	642,98	615,85
Etage 2	238,78	228,70	Etage 8	468,28	448,52	Etage 14	681,61	652,85
Etage 3	278,10	266,36	Etage 9	503,83	482,57	Etage 15	746,01	714,53
						Buanderie	606,32	613,49

Les forces sismiques sont données par la formule [RPA99V2003, 4.11]

$$F_i = (V - F_t) \frac{W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} ; \text{ avec } F_t : \text{force concentré au sommet de la structure, } F_t = 0.07 \times V \times T$$

$$F_{tx} = 0.07 \times 0.91 \times 21753.235 = 506.984 \text{ kN}$$

$$F_{ty} = 0.07 \times 0.95 \times 21753.235 = 516.772 \text{ kN}$$

4.5.5 Méthode d'analyse spectrale modale

4.5.5.1 Période et participation massique

Tableau 4.7 Périodes et pourcentage de participation massique

MODE	Période [sec]	Ux [%]	Uy [%]	TYPE
1	1,394	0,5862	0,0171	Translation
2	1,320	0,0281	0,5301	Translation
3	1,045	0,0096	0,0533	Rotation
4	0,450	0,1138	0,0120	—
5	0,412	0,0224	0,1011	—
6	0,299	0,0022	0,0425	—
7	0,237	0,0457	0,0044	—
8	0,231	9,717 E-05	1,131 E-05	—
9	0,208	0,0109	0,0367	—
10	0,159	1,089 E-05	6,332 E-06	—
11	0,155	0,0292	0,0034	—
12	0,154	0,0014	1,973 E-05	—

4.5.5.2 Spectre de réponse

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul [RPA99V2003, 4.3.3] suivant :

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

T1 et T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site S3

η : facteur de correction d'amortissement

S_a/g : Accélération spectrale

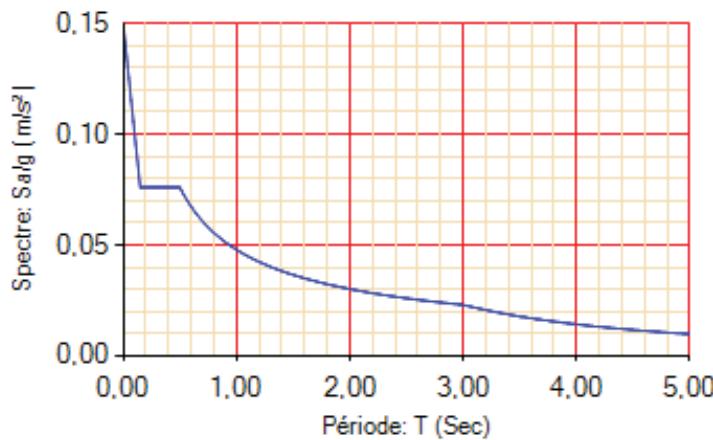


Figure 4.5 La courbe de spectre de réponse

4.5.5.3 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 sismique statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99V2003, 4.3.6]

Si $V_t < 80\%$ \longrightarrow il faudra augmenter les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments, ...) dans le rapport $0.8 V_s/V_t$

Tableau 4.8 Réactions à la base obtenus par SAP2000

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
►	Ex	LinRespSpec	Max	6950.863	1243.246	30.154	30786.0949	230674.8449	107933.47
	Ey	LinRespSpec	Max	1243.244	6633.828	22.855	226866.985	30078.9392	95840.2434

$$V_x \text{ dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}; \quad V_y \text{ dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

Tableau 4.9 Comparaison entre l'effort statique et dynamique

L'effort tranchant à la basse	V statique [kN]		V dynamique [kN]	
	Vx	Vy	Vx	Vy
	8579.32	8252.81	7061.17	6749.32

- Selon X :

$$V \text{ dynamique} = 7061.17 > 80\% V \text{ statique} = 0.8 \times 8579.32 = 6863.46 \text{ kN}$$

\longrightarrow Condition Vérifiée

- Selon Y :

$$V \text{ dynamique} = 5696.89 < 80\% V \text{ statique} = 0.8 \times 8252.81 = 6602.25 \text{ kN}$$

—————> Condition vérifiée

4.5.5.4 Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad [\text{RPA99V2003, 4.4.3}]$$

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 :

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

et selon l'article [RPA99V2003, 5.10]

$$\Delta_{kx} \leq \bar{\Delta}_k \quad ; \quad \Delta_{ky} \leq \Delta_k$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\bar{\Delta}_k = 0.01 h$$

$$\Delta_{kx} = \delta_{x,k} - \delta_{x,k-1} \quad ; \quad \Delta_{ky} = \delta_{y,k} - \delta_{y,k-1}$$

$$\delta_{x,k} = R \delta_{ex,k} \quad ; \quad \delta_{y,k} = R \delta_{ey,k}$$

Δ_{kx} : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 selon x

Δ_{ky} : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 selon y

$\delta_{ex,k}$: Déplacement absolu selon x (SAP2000)

$\delta_{ey,k}$: Déplacement absolu selon y (SAP2000)

$\bar{\Delta}_k$: Déplacement relatif admissible

$$\bar{\Delta}_k = 306 \times 0.01 = 3.06 \text{ cm} \quad ; \quad R = 5 \text{ (Coefficient de comportement)}$$

Tableau 4.10 Déplacement absolu et relatif de la 3^{ème} variante

	R	$\delta_{ex, k}$ [cm]	$\delta_{ey, k}$ [cm]	$\delta_{x, k}$ [cm]	$\delta_{x, k}$ [cm]	Δ_{kx} [cm]	Δ_{ky} [cm]	$\bar{\Delta}_K$ [cm]	Condition
RDC	5	0,15	0,12	0,75	0,60	0,75	0,60	3,06	Vérifiée
Etage 1	5	0,29	0,25	1,45	1,25	0,70	0,65	3,06	Vérifiée
Etage 2	5	0,46	0,41	2,30	2,05	0,85	0,80	3,06	Vérifiée
Etage 3	5	0,64	0,59	3,20	2,95	0,90	0,90	3,06	Vérifiée
Etage 4	5	0,84	0,79	4,20	3,95	1,00	1,00	3,06	Vérifiée
Etage 5	5	1,04	1,00	5,20	5,00	1,00	1,05	3,06	Vérifiée
Etage 6	5	1,25	1,22	6,25	6,10	1,05	1,10	3,06	Vérifiée
Etage 7	5	1,45	1,44	7,25	7,20	1,00	1,10	3,06	Vérifiée
Etage 8	5	1,66	1,66	8,30	8,30	1,05	1,10	3,06	Vérifiée
Etage 9	5	1,86	1,88	9,30	9,40	1,00	1,10	3,06	Vérifiée
Etage 10	5	2,06	2,10	10,3	10,50	1,00	1,10	3,06	Vérifiée
Etage 11	5	2,26	2,31	11,3	11,55	1,00	1,05	3,06	Vérifiée
Etage 12	5	2,45	2,53	12,25	12,65	0,95	1,10	3,06	Vérifiée
Etage 13	5	2,63	2,73	13,15	13,65	0,90	1,00	3,06	Vérifiée
Etage 14	5	2,81	2,92	14,05	14,60	0,90	0,95	3,06	Vérifiée
Etage 15	5	2,97	3,09	14,85	15,45	0,80	0,85	3,06	Vérifiée

CHAPITRE 5

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5 ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1 INTRODUCTION

Nous allons prendre l'exemple de chaque élément de structure que nous calculerons avec le logiciel SAP2000, puis nous validerons les résultats par le calcul manuel dans la mesure du possible

SAP2000 permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion composée.
- Les voiles seront calculées en flexion composée.

5.2 LES POTEAUX

Les poteaux assurent la transmission des efforts vers les fondations, et sont soumis à un effort normal, et à un moment de flexion dans les deux sens longitudinal et transversal, c'est-à-dire ils sont calculés en **flexion composée**.

5.2.1 Combinaisons des charges

Selon BAEL91 ; combinaisons fondamentales

$$\text{ELU} : 1.35 \text{ G} + 1.5 \text{ Q}$$

$$\text{ELS} : \text{G} + \text{Q}$$

Selon RPA99V2003 ; Combinaisons accidentielles

$$0.8 \times \text{G} \pm \text{E}$$

$$\text{G} + \text{Q} \pm \text{E}$$

5.2.2 Vérification sous sollicitations normales

L'effort normal de compression est limité par la condition prescrite par RPA99V2003

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau 5.1 La vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique

Poteaux	N _d [kN]	Section [cm ²]	Section [m ²]	v ≤ 0.3	Condition
POT SS2	5170.277	85 x 85	0.723	0.28624	Vérifiée
POT SS1	4764.384	80 x 80	0.640	0.29777	Vérifiée
POT RDC	4590.79	80 x 80	0.640	0.28692	Vérifiée
POT R+1	4474.658	80 x 80	0.640	0.27967	Vérifiée
POT R+2	3936.561	75 x 75	0.563	0.27993	Vérifiée
POT R+3	3401.604	70 x 70	0.490	0.27768	Vérifiée
POT R+4	2894.707	65 x 65	0.423	0.27406	Vérifiée
POT R+5	2592.991	60 x 60	0.360	0.28811	Vérifiée
POT R+6	2330.963	60 x 60	0.360	0.25900	Vérifiée
POT R+7	2064.737	55 x 55	0.303	0.27302	Vérifiée
POT R+8	1822.859	50x 50	0.250	0.29166	Vérifiée
POT R+9	1590.314	50 x 50	0.250	0.25445	Vérifiée
POT R+10	1362.979	45 x 45	0.203	0.26923	Vérifiée
POT R+11	1136.545	40 x 40	0.160	0.28414	Vérifiée
POT R+12	909.917	35 x 35	0.123	0.29712	Vérifiée
POT R+13	688.887	35 x 35	0.123	0.22494	Vérifiée
POT R+14	459.078	30 x 30	0.090	0.20403	Vérifiée
POT R+15	250.097	30 x 30	0.090	0.11115	Vérifiée
POT terrasse	53.173	30 x 30	0.090	0.02363	Vérifiée

5.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \tau_{bu}$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique

$$\tau_u = \frac{V}{b d}$$

$$\text{RPA99V2003 : } \tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = 0.075 \longrightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \longrightarrow \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right] \quad \text{RPA99V2003,}$$

Avec : a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f longueur de flambement du poteau. (l_f = 0.7 x l₀)

Tableau 5.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentées

Poteaux	Section	V [kN]	τ_u [MPa]	λ_g	ρ_d	τ_{bu}	Condition
Sous sol2	85 x 85	43.61	0,067	2,38	0.040	1.00	Vérifiée
Sous sol1	80 x 80	44.026	0,076	2,63	0.040	1.00	Vérifiée
RDC	80 x 80	43.67	0,076	4,58	0.040	1.00	Vérifiée
Etage 1	80 x 80	139.88	0,243	2,68	0.040	1.00	Vérifiée
Etage 2	75 x 75	138.87	0,274	2,86	0.040	1.00	Vérifiée
Etage 3	70 x 70	145.17	0,329	3,06	0.040	1.00	Vérifiée
Etage 4	65 x 65	148.75	0,391	3,30	0.040	1.00	Vérifiée
Etage 5	60 x 60	139.36	0,430	3,57	0.040	1.00	Vérifiée
Etage 6	60 x 60	159.78	0,493	3,57	0.040	1.00	Vérifiée
Etage 7	55 x 55	145.29	0,534	3,89	0.040	1.00	Vérifiée
Etage 8	50 x 50	126.74	0,563	4,28	0.040	1.00	Vérifiée
Etage 9	50 x 50	144.97	0,644	4,28	0.040	1.00	Vérifiée
Etage 10	45 x 45	118.60	0,651	4,76	0.040	1.00	Vérifiée
Etage 11	40 x 40	95.62	0,664	5,36	0.075	1.87	Vérifiée
Etage 12	35 x 35	67.11	0,609	6,12	0.075	1.87	Vérifiée
Etage 13	35 x 35	75.34	0,683	6,12	0.075	1.87	Vérifiée
Etage 14	30 x 30	45.95	0,567	7,14	0.075	1.87	Vérifiée
Etage 15	30 x 30	52.09	0,643	7,14	0.075	1.87	Vérifiée
Buanderie	30 x 30	16.06	0,198	7,14	0.075	1.87	Vérifiée

5.2.4 Ferrailage longitudinal

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.7% en toute section [RPA99V2003, 7.4.2.1]

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40Φ en zone I
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en Zone 1

Soit le poteau du **sous-sol 2**

Un moment maximum et l'effort normal correspondant

Tableau 5.3 Sollicitation de poteau suivant la combinaison plus sollicitée

Poteau	N [kN]	M _f [kN.m]	V [kN]
85 x 85	4004.248	73.7946	43.61

$$N = 4.004 \text{ MN}$$

$$M = 0.074 \text{ MN.m}$$

$$b = 85 \text{ cm} ; d = 0.9 \text{ h} = 0.765 \text{ m} ; d' = 0.1 \text{ h} = 0.085 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.074}{4.004} = 1.85 \text{ cm}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 1.8 + 85/2 - 8.5 \longrightarrow e_a = 35.8 \text{ cm}$$

- Moment fictive (M_a)

$$M_a = N \times e_a = 4.004 \times 0.358 \longrightarrow M_a = 1.434 \text{ MN.m}$$

$N_u (d-d') - M_a = 1.289$ $(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) b d^2 f_{bc} = 1.804$ $(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) b h^2 f_{bc} = 2.228$	$(*)$ $(**)$ $(***)$
--	----------------------------

Si :

$(*) < (**)$ \longrightarrow Section partiellement tendu ou comprimé avec les armatures inférieures tendues.

$(**) < (*) < (***)$ \longrightarrow Section partiellement tendue ou comprimée avec les armatures inférieures comprimées.

$(*) > (***)$ \longrightarrow Section entièrement comprimée.

Dans notre cas, Section partiellement tendu ou comprimé avec les armatures inférieures tendues.

- Moment réduit μ

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.434}{0.85 \times 0.765^2 \times 14.17} = 0.203 < 0.392$$

$\mu_u < \mu_R$ \longrightarrow Les armatures de compression ne sont pas nécessaires, Section simple armature ($A_{sc} = 0$)

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.287$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.677$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{Z} - N_u \right] \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = -54.18 \text{ cm}^2$$

La section non ferraillée résiste aux efforts appliqués, d'où le béton seul a la possibilité de résister sans ferraillage.

Un effort normal de compression max et le moment correspondant.

	POT	N [kN]	M _f [kN.m]	V [kN]	μ	α	Z	A _{st}
Sous-sol 2	85x85	4004.248	73.7946	43.67	0.203	0.287	0.677	-54.18

RPA99V2003, on va ferrailler par Amin et Amax

Tableau 5.4 Ferraillage longitudinal des poteaux

Etage	Sect. [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{max} [cm ²]	A _{SAP}	Ferraillage Longitudinal		
					Sect. [cm ²]	Choix	Esp. [cm]
Sous-sol 2	85 x 85	50.57	289	21.3	53.78	12T20+8T16	16
Sous-sol 1	80 x 80	44.80	256	19.77	49.26	8T20+12T16	15
RDC	80 x 80	44.80	256	18.75	49.26	8T20+12T16	15
Etage 1	80 x 80	44.80	256	18.05	49.26	8T20+12T16	15
Etage 2	75 x 75	39.38	225	15.72	40.21	20T16	14
Etage 3	70 x 70	34.30	196	12.9	40.21	20T16	13
Etage 4	65 x 65	29.58	169	11.41	36.45	12T16+8T14	12
Etage 5	60 x 60	25.20	144	10.04	27.45	10T14+6T16	14
Etage 6	60 x 60	25.20	144	9.08	27.45	10T14+6T16	14
Etage 7	55 x 55	21.17	121	8.25	24.63	16T14	13
Etage 8	50 x 50	17.50	100	7.50	20.55	10T12+6T14	11
Etage 9	50 x 50	17.50	100	6.75	20.55	10T12+6T14	11
Etage 10	45 x 45	14.17	81	5.40	15.21	8T12+4T14	13
Etage 11	40 x 40	11.2	64	4.80	13.57	12T12	9
Etage 12	35 x 35	8.57	49	3.68	10.68	4T12+4T14	15
Etage 13	35 x 35	8.57	49	3.79	10.68	4T12+4T14	15
Etage 14	30 x 30	6.30	36	3.79	9.05	8T12	12
Etage 15	30 x 30	6.30	36	3.24	9.05	8T12	12
Buanderie	30 x 30	6.30	36	2.70	9.05	8T12	12

5.2.5 Calcul du ferraillage transversal

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t/t = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Vu : effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale f_e = 235 MPa.

ρ_a : c'est un coef. Correcteur qui tient compte du monde fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5$$

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_1) \quad [\text{BAEL91 modifiée 99}]$$

Avec : Φ₁ le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

t : espacement des armatures transversales, la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

RPA99V2003 : Zone nodale

 $t \leq \min(10 \Phi_1, 15\text{cm})$ Zone I

Zone Courante

 $t' \leq 15 \Phi_1$

Zone I

Tableau 5.5 Ferraillage transversales des poteaux

Etage	$h [\text{cm}]$	$V_u [\text{kN}]$	λ_g	ρ_a	$t [\text{cm}]$	$t' [\text{cm}]$	A_t calculé [cm^2]	A_t
Sous sol 2	85	43.61	2.38	3.75	10	15	0.819	Φ_{10}
Sous sol 1	80	44.026	2.94	3.75	10	15	0.878	Φ_{10}
RDC	80	43.67	4.27	3.75	10	15	0.871	Φ_{10}
Etage 1	80	139.88	2.50	3.75	10	15	2.790	Φ_{10}
Etage 2	75	138.87	2.67	3.75	10	15	2.955	Φ_{10}
Etage 3	70	145.17	2.86	3.75	10	15	3.309	Φ_{10}
Etage 4	65	148.75	3.08	3.75	10	15	3.652	Φ_{10}
Etage 5	60	139.36	3.34	3.75	10	15	3.706	Φ_{10}
Etage 6	60	159.78	3.34	3.75	10	15	4.249	Φ_{10}
Etage 7	55	145.29	3.64	3.75	10	15	4.215	Φ_{10}
Etage 8	50	126.74	4.00	3.75	10	15	4.045	Φ_{10}
Etage 9	50	144.97	4.00	3.75	10	15	4.627	Φ_{10}
Etage 10	45	118.60	4.45	3.75	10	15	4.206	Φ_{10}
Etage 11	40	95.62	5.01	2.5	10	15	2.543	Φ_8
Etage 12	35	67.11	5.72	2.5	10	15	2.040	Φ_8
Etage 13	35	75.34	5.72	2.5	10	15	2.290	Φ_8
Etage 14	30	45.95	6.67	2.5	10	15	1.629	Φ_8
Etage 15	30	52.09	6.67	2.5	10	15	1.847	Φ_8
Buanderie	30	16.06	6.67	2.5	10	15	0.570	Φ_8

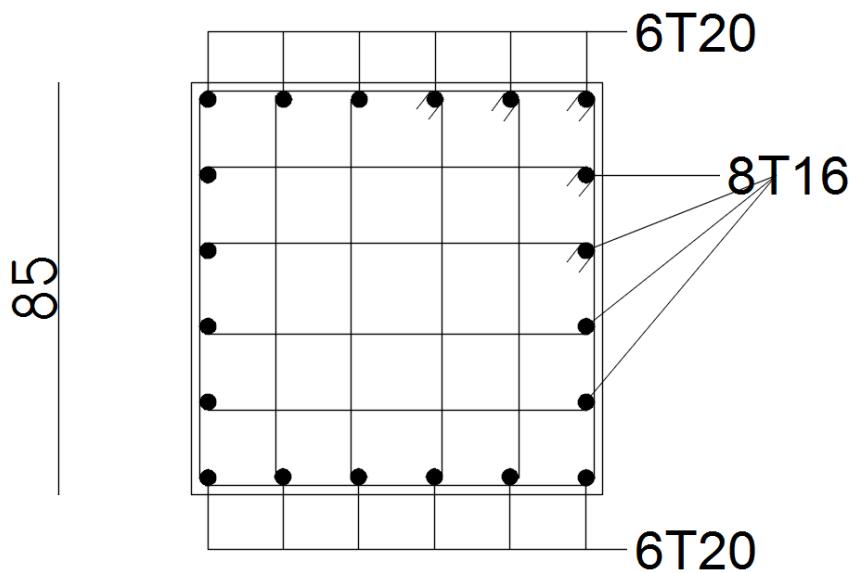


Figure 5.1 Ferraillage du poteau sous-sols 2 (85x85)

5.3 LES POUTRES

Les poutres assurent la transmission des charges aux poteaux, et sont soumis à des moments de flexion, et des efforts tranchants. Le calcul se fera en **flexion simple**.

5.3.1 Combinaisons des charges

Selon BAEL91 ; combinaisons fondamentales

$$\text{ELU} : 1.35 \text{ G} + 1.5 \text{ Q}$$

Selon RPA99V2003 ; Combinaisons accidentelles

$$\text{G} + \text{Q} \pm \text{E}$$

$$0.8 \text{ G} \pm \text{E}$$

5.3.2 Ferrailage des poutres principales

- Armatures longitudinales : [RPA99V2003, 7.5.2.1]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40 Φ en zone I.

Notre exemple de calcul sera une poutre principale située au plancher haut du Sous-sol 1

Tableau 5.6 Sollicitation de la poutre principale (30 x 50) cm²

	ELU			ELS		
	M _{travée}	M _{appui}	V _u	M _{travée}	M _{appui}	V _u
30 x 50	90.97	183.96	173.88	64.70	130.85	123.62
GQ-EY			08G-EY			
	M _{travée}	M _{appui}	V _u	M _{travée}	M _{appui}	V _u
30 x 50	64.80	132.76	124.22	32.32	67.68	62.18

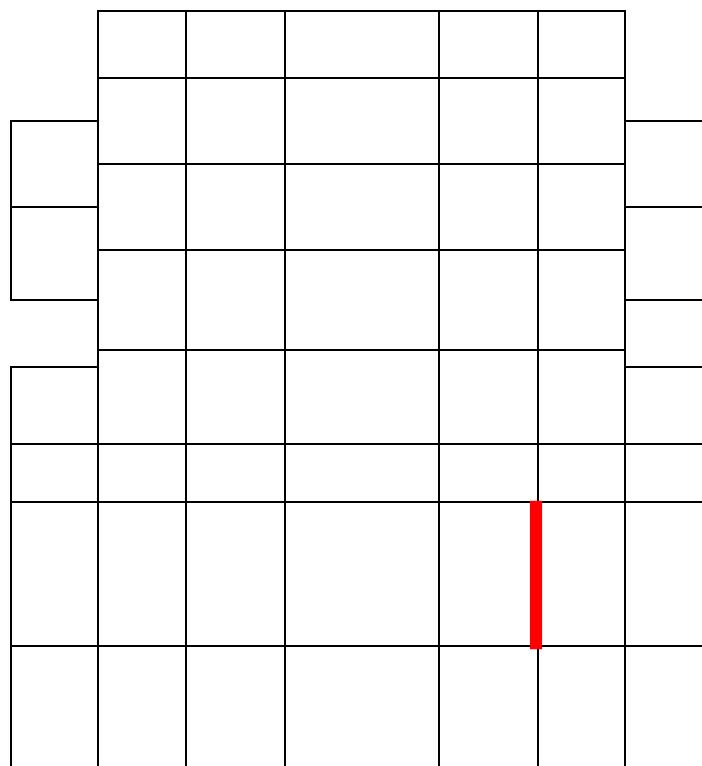


Figure 5.2 Emplacement de la poutre

a) ELU

$$b = 0.3 \text{m} ; h = 0.5 \text{m} ; d = 0.45 \text{m} ; d' = 0.05 \text{m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14.17 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

▪ En travée

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{90.97 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.45^2 \cdot 14.17} = 0.106 < 0.392$$

$\mu_u < \mu_R$ \longrightarrow Les armatures de compression ne sont pas nécessaires, Section simple armature ($A_{sc} = 0$)

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1399$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.4248$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 6.43 \text{ cm}^2$$

- Condition non fragilité

$$A_{st} \geq \text{Max}\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \quad A_{st} \geq \text{Max}(1.5; 1.63)$$

$$\text{Donc : } 6.15 > 1.63 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- *En appui*

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{183.96 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.45^2 \cdot 14.17} = 0.214 < 0.392$$

$\mu_u < \mu_R$ \longrightarrow Les armatures de compression ne sont pas nécessaires, Section simple armature ($A_{sc} = 0$)

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.304$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.373$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 14.17 \text{ cm}^2$$

Choix : 6T20 = 18.85

- **Condition non fragilité**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \quad A_{st} \geq \max(1.5; 1.63)$$

$$\text{Donc : } 14.17 > 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) ELS

- *En travée*

$$M_s = 64.70 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec } \gamma = Mu/M_s$$

$$\gamma = Mu/M_s = 94.81/67.43 = 1.406$$

$$\alpha = 0.453 > 0.1399 \quad \text{Condition vérifiée}$$

il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton σ_{bc}

L'armature calculée à ELU convient pour l'ELS

- Armatures minimales :

$$\text{RPA : } A_{min} = 0.5\% \times (b \cdot h) \longrightarrow A_{min} = 7.5 \text{ cm}^2$$

- Armatures maximales

$$\text{RPA : } A_{max} = 4\% (b \cdot h) \quad \text{Zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% (b \cdot h) \quad \text{Zone de recouvrement}$$

$$A_{max} = 4\% (30 \cdot 50) = 60 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% (30 \cdot 50) = 90 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone de recouvrement}$$

- Choix des armatures : $A_{st} = 3T14 + 3T12 = 8.01 \text{ cm}^2$

- *En appuis*

$$M_s = 130.85 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec } \gamma = Mu/Ms$$

$$\gamma = Mu/Ms = 184.41/131.29 = 1.406$$

$$\alpha = 0.453 > 0.304 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton σ_{bc}

- Armatures minimales :

$$A_{min} = 0.5\% \times (b \cdot h) \longrightarrow A_{min} = 7.5 \text{ cm}^2$$

- Armatures maximales

$$\text{RPA : } A_{max} = 4\% (b \cdot h) \quad \text{Zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% (b \cdot h) \quad \text{Zone de recouvrement}$$

$$A_{max} = 4\% (30 \times 50) = 60 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% (30 \times 50) = 90 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone de recouvrement}$$

- Choix des armatures : $A_{st} = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$

- L'espacement des armatures transversales

RPA99V2003 : espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit

I. Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12 \Phi_{min} ; 30\text{cm})$

II. Zone courante : $S'_t \leq h/2$

Φ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

$$S_t \leq \min(h/4 ; 12 \Phi_{min} ; 30\text{cm}) = 12.5\text{cm} \longrightarrow S_t = 10\text{cm}$$

$$S'_t \leq h/2 = 25\text{cm} \longrightarrow S'_t = 20 \text{ cm}$$

c) **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = Vu/d \cdot b \quad \text{avec } b = 0.3\text{m} ; d = 0.45\text{m} ; Vu = 173.913 \cdot 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\tau_u = 1.288 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5$$

$$\text{Donc : } \tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

d) **Vérification au glissement**

- En appui

$$Vu - (\mu_0 / 0.9d) \leq 0 \quad \text{avec} \quad Vu = 173.88 \text{ kN} \quad ; \quad \mu_0 = 183.96 \text{ kN.m}$$

$-280.34 \leq 0 \quad \ggg \quad \text{il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures d'appuis}$

e) Diamètre des armatures transversales

$$\text{BAEL91M99 : } \Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_{\min} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{50}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.2 \right)$$

On prend $\Phi_t = \Phi_8$

f) Vérification de la flèche

BAEL91 : il faut que les conditions suivantes soient vérifiées

$$f \leq f_{\text{adm}} = \frac{L_{\max}}{500}$$

L_{\max} : Portée maximale des poutres

$$\text{On a : } L_{\max} = 6.3 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad f_{\text{adm}} = 630/500 = 1.26 \text{ cm}$$

A partir du SAP, on a : $f = 0.22 \text{ cm}$

Donc : $0.22 \leq 1.26 \text{ cm}$ Condition vérifiée

Tableau 5.7 Résultats de ferrailage longitudinal et transversal de la poutre principale

	A_{\min} RPA	Armatures Longitudinales				Armatures transversales		
		Travée		Appui				
		A_{st} [cm ²]	A_{st} Choisis [cm ²]	A_{st} [cm ²]	A_{st} Choisis [cm ²]	S_t	S'_t	T
30 x 50	7.5	6.15	3T14+3T12 = 8.01	14.17	3T16 + 3T20 = 15.45	10	20	T ₈

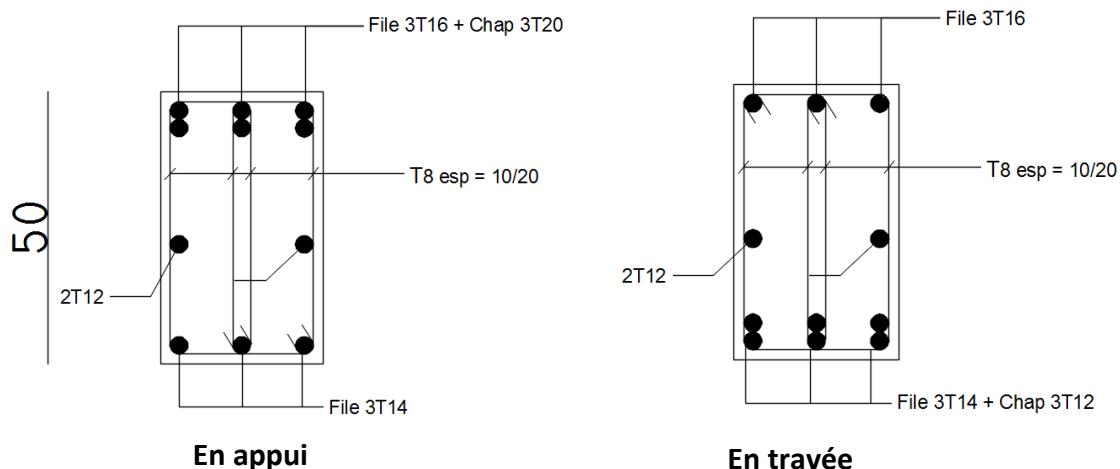
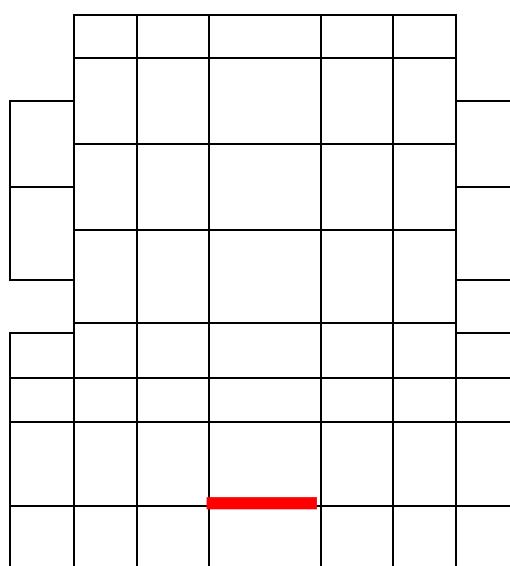


Figure 5.3 ferrailage des poutres principales (30x50)

Tableau 5.8 Ferraillage de poutre principale (30 x 50)

NIV	Ferraillage longitudinale					Ferraillage transversale		
	Amin [RPA]	Travée		Appui		S't	St	Φ [mm]
		A _{min} cal	Choix	A _{min} cal	Choix			
SS 2	7.5	4.10	3T14+3T12 = 08.01	8.22	6T14 = 09.24	10	20	T ₈
SS 1	7.5	6.15	3T14+3T12 = 08.01	14.17	3T16 + 3T20 = 15.45	10	20	T ₈
RDC	7.5	4.57	3T14+3T12 = 08.01	10.53	6T16 = 12.06	10	20	T ₈
E 01	7.5	4.58	3T14+3T12 = 08.01	10.68	6T16 = 12.06	10	20	T ₈
E 02	7.5	4.66	3T14+3T12 = 08.01	10.74	6T16 = 12.06	10	20	T ₈
E 03	7.5	4.75	3T14+3T12 = 08.01	10.86	6T16 = 12.06	10	20	T ₈
E 04	7.5	4.82	3T14+3T12 = 08.01	11.02	6T16 = 12.06	10	20	T ₈
E 05	7.5	4.91	3T14+3T12 = 08.01	11.13	5T20 = 15.71	10	20	T ₈
E 06	7.5	5.01	3T14+3T12 = 08.01	11.19	5T20 = 15.71	10	20	T ₈
E 07	7.5	5.13	3T14+3T12 = 08.01	11.21	5T20 = 15.71	10	20	T ₈
E 08	7.5	5.27	3T14+3T12 = 08.01	11.25	5T20 = 15.71	10	20	T ₈
E 09	7.5	5.47	3T14+3T12 = 08.01	10.98	6T16 = 12.06	10	20	T ₈
E 10	7.5	5.82	3T14+3T12 = 08.01	10.44	6T16 = 12.06	10	20	T ₈
E 11	7.5	6.22	3T14+3T12 = 08.01	9.78	6T16 = 12.06	10	20	T ₈
E 12	7.5	6.82	3T14+3T12 = 08.01	8.41	3T14 + 3T16 = 10.65	10	20	T ₈
E 13	7.5	7.25	6T14 = 09.24	7.99	3T14 + 3T16 = 10.65	10	20	T ₈
E 14	7.5	7.46	6T14 = 09.24	7.82	3T14 + 3T16 = 10.65	10	20	T ₈
E 15	7.5	8.72	3T14+3T16 = 10.65	8.37	3T14 + 3T16 = 10.65	10	20	T ₈

- Calcul pour la poutre la plus sollicité (P 30x50 pour les sous-sols et en L pour les étages)

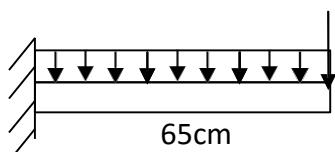


Poutre en L : est constitué d'une poutre rectangulaire (30x50) et une dalle pleine (21x65x655) qui sera ferrailler séparément sachant que cette dernière a pour but de diminuer la portée (pour diminuer l'épaisseur du plancher). Tous les charges seront portées par la poutre 30x50.

Tableau 5.9 Ferraillage de poutre principale (30 x 50)

NIV	Ferraillage longitudinale					Ferraillage transversale		
	Amin [RPA]	Travée		Appui		S't	St	Φ [mm]
		A _{min} cal	Choix	A _{min} cal	Choix			
SS 2	7.5	6.51	3T14+3T12 = 08.01	12.33	5T20 = 15.71	10	20	T ₈
SS 1	7.5	11.52	5T20 = 15.71	28.16	6T25 = 29.45	10	20	T ₈
RDC	7.5	8.33	6T14 = 09.24	18.88	4T20+2T25 = 22.39	10	20	T ₈
E 01	7.5	8.34	6T14 = 09.24	18.90	4T20+2T25 = 22.39	10	20	T ₈
E 02	7.5	8.50	6T14 = 09.24	18.71	4T20+2T25 = 22.39	10	20	T ₈
E 03	7.5	8.64	3T14+3T16 = 10.65	18.54	4T20+2T25 = 22.39	10	20	T ₈
E 04	7.5	8.70	3T14+3T16 = 10.65	18.44	4T20+2T25 = 22.39	10	20	T ₈
E 05	7.5	8.79	3T14+3T16 = 10.65	18.34	4T20+2T25 = 22.39	10	20	T ₈
E 06	7.5	8.84	3T14+3T16 = 10.65	18.26	4T20+2T25 = 22.39	10	20	T ₈
E 07	7.5	8.98	3T14+3T16 = 10.65	18.17	4T20+2T25 = 22.39	10	20	T ₈
E 08	7.5	9.06	3T14+3T16 = 10.65	18.11	4T20+2T25 = 22.39	10	20	T ₈
E 09	7.5	9.34	6T16 = 12.06	17.81	6T20 = 18.85	10	20	T ₈
E 10	7.5	9.42	6T16 = 12.06	17.75	6T20 = 18.85	10	20	T ₈
E 11	7.5	9.51	6T16 = 12.06	17.58	6T20 = 18.85	10	20	T ₈
E 12	7.5	9.72	6T16 = 12.06	17.45	6T20 = 18.85	10	20	T ₈
E 13	7.5	9.81	6T16 = 12.06	17.40	6T20 = 18.85	10	20	T ₈
E 14	7.5	9.57	6T16 = 12.06	17.66	6T20 = 18.85	10	20	T ₈
E 15	7.5	11.99	5T20 = 15.71	20.57	3T20+3T25 = 24.13	10	20	T ₈

- Ferraillage de l'élément en dalle pleine de la poutre L (RDC, étages et terrasse)



Poids propre G= $5,5 \times 1 \text{ m} = 5.5 \text{ KN/ml}$

Surcharge Q = $4 \times 1\text{m} = 4 \text{ KN/ml}$

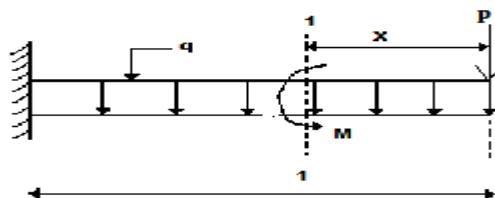
La charge du plancher (force concentrée) P = $3,1 \text{ (CC)} \times 2.5\text{m} (\text{portée}/2) \times 1\text{m} = 7,5 \text{ KN}$

ELU : Qu=1,35 G +1 ,5 Q =13.425 KN/ml

Pu = 1,35 P= 10.125 KN

ELS : Qs = G + Q= 9.5 KN/ml.

I. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants



ELU :

Section : $0 \leq x \leq 0.65\text{m}$ 65cm

$$M(x) = -Pu x - Qu x^2/2 = -10.125 x - 13.425 x^2/2$$

$$\left| \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(0.65) = -9.417 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = -Pu - Qu x = -10.125 - 13.425 x$$

$$\left| \begin{array}{l} T(0) = -10.125 \text{ kN} \\ T(1.55) = -18.85 \text{ kN} \end{array} \right.$$

ELS :

$$M(x) = -Ps x - Qs x^2/2 = -7.5 x - 9.5 x^2/2$$

$$\left| \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(0.65) = -6.882 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = -Ps - Qs x = -7.5 - 9.5 x$$

$$\left| \begin{array}{l} T(0) = -7.5 \\ T(0.65) = -13.67 \text{ kN} \end{array} \right.$$

II. Ferrailage

■ ELU

Section rectangulaire (100×0.65) cm^2

$b = 1\text{m}$; $h = 0.21\text{m}$; $d = 0.9$; $h = 0.189$; $\sigma_{bc}=348 \text{ MPa}$; $f_{bc}=14,17 \text{ MPa}$; $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

$$M_{u, \max} = 9.417 \text{ kN.m}$$

■ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \sigma_{bc}} = \frac{9.417 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.189^2 \cdot 14.17} = 0.0186 < 0.392 \longrightarrow \text{Asc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0.0186)}) = 0.0235$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.187$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{9.417 \cdot 10^{-3}}{0.187 \cdot 348} = 1.445 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : 6T8 \longrightarrow $A_{st} = 3.02 \text{ cm}^2$

■ Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0.23 b d f_{t28}/f_e ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$3.02 \quad m^2 \geq 2.61 \text{ cm}^2$$

Condition Vérifiée

- Armature de répartition

$$Ar = Ast/4 = 0.755 \quad \longrightarrow \quad Ar = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **ELS**

Puisque la fissuration est peu nuisible et l'acier de nuance FeE400 et donc on ne vérifie que les contraintes dans le béton ; et la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \text{ avec } \gamma = Mu/Ms$$

$$\gamma = Mu/Ms = 9.417/6.882 = 1.368$$

$$\alpha = 0.0235 \leq 0.434 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Alors les contraintes du béton sont vérifiées

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\longrightarrow \text{Ferraillage ELU convient à ELS}$$

- **Vérification au cisaillement**

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = Vu/d \cdot b \quad \text{avec} \quad b = 1\text{m} ; d = 0.135 ; Vu = 21.378 \cdot 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\tau_u = 0.0997 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\text{Donc : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Condition Vérifiée}$$

5.4 LES VOILES

un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (action climatique et géologique). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en **flexion composée** sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation, ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

5.4.1 Calcul des voiles

Pour centrage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq 1,5 \text{ a}$
 $S \leq 30 \text{ cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

- 40 Ø Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20 Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges. [RPA99V2003, 7.7.4.3]

- Combinaisons de calcul

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

- Combinaisons accidentielles | RPA99

G + Q ± 1.2 E

0.8 G ± E

5.4.2 Détermination des sollicitations

Les sollicitations obtenues par le logiciel SAP2000

Tableau 5.10 Sollicitations dans les voiles 20cm

COMB	F11 [kN]	M11 [kN.m]	F22 [kN]	M22 [kN.m]	V _{max} [kN]
ELU	-2172.73	68.44	-1287.65	73.54	-42.66
ELS	-1591.66	50.07	-0944.46	53.70	
ELA [Ex]	-2068.78	53.53	-1117.18	64.73	
ELA [Ey]	-1693.97	65.94	-1217.21	59.90	

Tableau 5.11 Sollicitations dans les voiles de soutènement 25cm

COMB	F11 [kN]	M11 [kN.m]	F22 [kN]	M22 [kN.m]	V _{max} [kN]
ELU	-2542.42	-13.16	-508.52	-02.63	6.12
ELS	-1860.00	-09.44	-372.02	-01.89	
ELA [Ex]	-2234.47	-11.15	-446.89	-02.23	
ELA [Ey]	-2064.64	-09.78	-412.93	-01.96	

5.4.3 Vérification des contraintes tangentielles

Le calcul se fait en flexion composée, (0.2x1ml) et (0.25x1ml)

Les contraintes tangentielles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_u = \frac{T}{b d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b d} \leq \bar{\tau}_b = 0.6 f_{c28} \quad \longrightarrow \quad \text{Les armatures diagonales } A_d = 0$$

Avec : b = 1 ml

$$d = 0.9 \cdot 0.2 = 0.18m$$

	V _{max} [kN/ml]			τ _u [MPa]			τ̄ _u [MPa]	
	ELU	ELA Ex	ELA Ey	ELU	ELA Ex	ELA Ey	0.2 f _{c28}	0.6 f _{c28}
Voile 20cm	42.66	33.40	41.15	0.2370	0.1856	0.2286	5	1.5
Voile 25cm	06.12	05.35	04.57	0.0272	0.0238	0.0203	5	1.5

5.4.4 Détermination du ferraillage des voiles

Le ferraillage se calcule de la même manière que les poteaux en flexion composée.

En faisant le calcul du ferraillage à l'aide du logiciel SOCOTEC,

- **Ferraillage Vertical** : b = 20cm ; h = 1m

$$A_{min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Ferraillage Horizontal** : b = 20cm ; h = 1m

$$A_{min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Diamètre max et Espacement**

$$RPA : \Phi_{max} \leq \frac{1}{10} a = 20\text{mm}$$

BAEL91 : esp. Vertical et horizontal

BAEL : S ≤ min (2 a ; 33cm)

RPA : S ≤ min (1.5 a ; 30cm)

ESPACEMENT	Voile 20 cm	Voile 25 cm
BAEL	S ≤ 33 cm	S ≤ 33 cm
RPA	S ≤ 30 cm	S ≤ 30 cm

On prend : S = 20 cm

Tableau 5.12 Ferraillage des voiles

Ferraillage		A _{min} RPA [cm ² /ml]	A _{st} Calculé	A _{st} Choisi [cm ² /ml]	St [cm]
V 20 cm	Vertical	0.15% b h = 3	33.69	12T20 = 37.70	15
	Horizontal	0.15% b h = 3	21.15	8T20 = 25.13	20
V 25 cm	Vertical	0.15% b h = 3.75	37.02	12T20 = 37.70	15
	Horizontal	0.15% b h = 3.75	07.40	8T14 = 12.32	20

5.4.5 Ferraillage des linteaux

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastrées à leurs extrémités.

1. Sollicitation des linteaux

$$M_{max} = 4.5296 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 5.59 \text{ KN}$$

- Vérification des contraintes tangentielles

$$b = 0.2\text{m} ; l = 1 \text{ m} ; h = 1.38 \text{ m} ; d = 1.24 \text{ m} ; d' = 0.138\text{m}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.06 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{5.59 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.24} = 0.023 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.023 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

■ Aciérs longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e} ; z = h - 2d' = 1.38 - 2(0.138) = 1.104 \text{ m}$$

M : moment due à l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{4.5296}{1.104 \cdot 400} = 0.0103 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.0015 \times 0.2 \times 1.38 = 4.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 4T12 section 4.52 cm²/ml

■ Acier transversaux :

$$\lambda_g = 1/h = 1/1.38 = 0.72 \leq 1 \longrightarrow \text{Deuxième sous cas : linteaux courts}$$

$$S = 0.1 \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

$$V = \min(V_1, V_2)$$

$$V_1 \leq (M_{ci} + M_{cj})/l_{ij}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij}

$$V_1 \leq 3.99$$

$$Mc = A_l \times f_e \times Z$$

$$V_2 = 2 V_u = 8.476 \text{ kN}$$

$$V = 3.99 \text{ kN} ; A_t \geq 0.11$$

$$A_t = 0.011 \text{ cm}^2 \leq A_{t min} = 0.0015 \text{ b} \quad S = 0.3 \text{ cm}^2$$

RPA99 :

- Pour $\tau_u \leq \bar{\tau} = 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0015 \text{ b} \quad S \quad (0.15\%)$
- Pour $\tau_u > \bar{\tau} = 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0025 \text{ b} \quad S \quad (0.25\%)$

$$\tau_u = 0.024 \text{ MP}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\longrightarrow A_t \geq 0.0015 \text{ b} \quad S = 0.3 \text{ cm}^2$$

On choisit : 2 Ø 8 section 1.01 cm²/ml

- Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau (A_c en deux nappes) doivent être un total d'un minimum égal à 0,20% (RPA99V03)

Section minimale imposée par le RPA

$$A_c = 0.0020 \cdot b \cdot h = 5.52 \text{ cm}^2$$

On choisit : $6 \Phi 12$ section $6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Tableau 5.13 Ferrailage des linteaux

	$A_{min} [\text{cm}^2]$	$A_{st} [\text{cm}^2]$	
A_l	4.14	$4 \Phi 12$	4.52
A_t	0.30	$2 \Phi 8$	1.01
A_c	5.52	$6 \Phi 12$	6.79

CHAPITRE 6

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

Rapport d'atutit.com

6 ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

6.1 INTRODUCTION

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles)

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions nécessaires pour que la structure reste stable.

6.2 CHOIX DE TYPE DE FONDATION

Le choix de type de fondation doit satisfaire

- Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations.
- La capacité portante du sol
- La charge transmise au sol
- La facilité d'exécution
- La solution la plus économique

L'ouvrage et les charges transmises sont très importants, ainsi que la faible portance du sol indiqué par le rapport géotechnique —————→ Type de fondation Radier Général

On s'est contenté d'une conclusion étant donné que le rapport géotechnique est une propriété privée dont on a pas eu accès.

6.3 PRE DIMENSIONNEMENT

Le radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

6.3.1 Épaisseur du radier

l_{max} : Portée la plus grande entre axes des appuis, $L = 6.55m$

h_d : Épaisseur de la dalle

$$h_d \geq l_{max}/20 \geq 655/20 \longrightarrow h_d \geq 31.5 \text{ cm}$$

$$h_n \geq l_{max}/10 \geq 655/10 \longrightarrow h_n \geq 65.5 \text{ cm}$$

h_n : Épaisseur de la nervure

- **1^{er} Proposition :**

$$h_d = 40 \text{ cm} ; h_n = 70 \text{ cm}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol. Donc on augmente la valeur de h_d et h_n

- **2^{ème} Proposition :** vérifie pas la contrainte du sol

$$h_d = 60 \text{ cm} ; h_n = 85 \text{ cm}$$

- **3^{ème} Proposition :**

$$h_d = 80 \text{ cm} ; \quad h_n = 120 \text{ cm}$$

Le choix $h_d = 0.8\text{m}$ et $h_n = 1.2\text{m}$

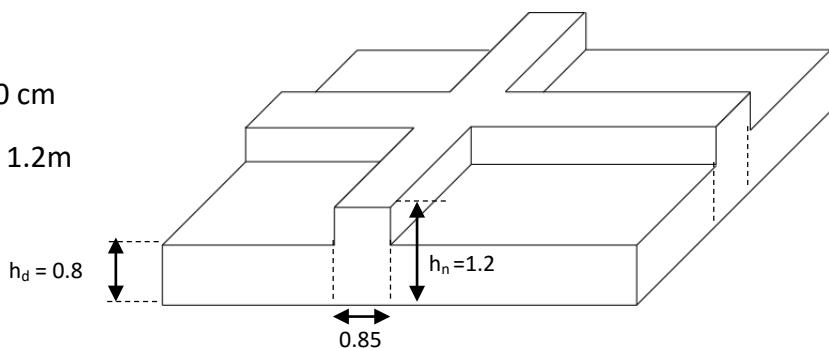


Figure 6.1 Radier

6.3.2 Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$\text{Avec : } Q_u = 4359 \text{ kN} ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \quad \gamma_b = 1.5$$

$$U_c = [(u_0 + v_0) \times 2] \times 4 = [(u + h + v + h) \times 2] = 820 \text{ cm}$$

$$\text{Charge limite : } Q_{ul} = 0.045 \times U_c \times d \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$\longrightarrow Q_{ul} = 0.045 \times 8.2 \times 0.8 \times \frac{25 \cdot 10^3}{1.5}$$

$$\longrightarrow Q_{ul} = 4920 \text{ kN} > Q_u = 4359 \text{ kN}$$

6.3.3 Débordement « D »

$$D \geq \text{Max} \left[\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right] = [60 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}]$$

On adopte : $D = 0.8 \text{ m}$

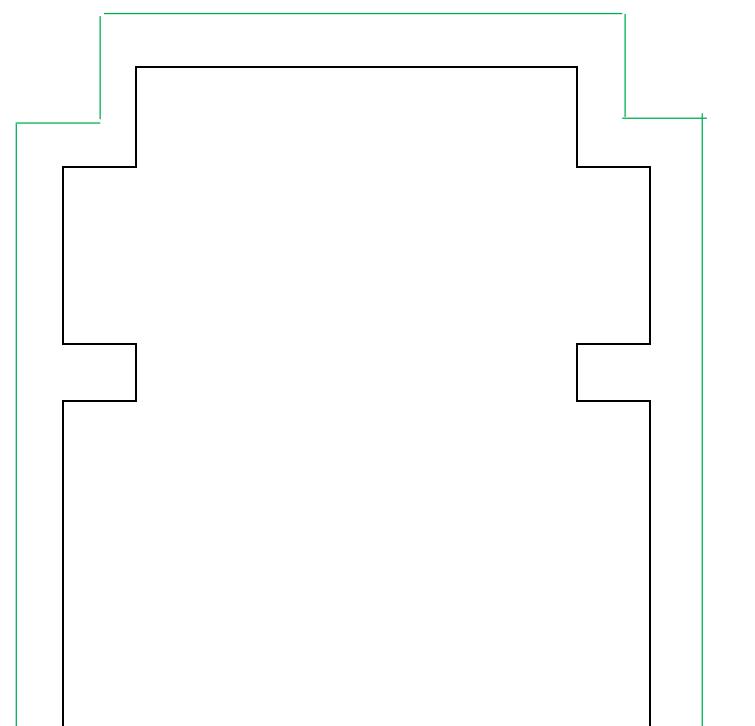


Figure 6.2 Débordement du radier

LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



6.3.4 Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol $\sigma_{sol} = 1.5$ bars,

Condition à vérifier : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = Z_{max} \times K ;$$

avec : Z_{max} : Déplacement maximal U_z [ELS, SAP2000]

$$Z_{max} = 0.0046 \text{ m}$$

K : le coefficient de BALLAST (coef. Raideur du sol)

$$K = 3.1 \text{ kg/cm}^3 \quad (\text{Tableau du module de réaction du sol})$$

Donc :

$$\sigma_{b1} = Z_{max} \times K = 31000 \times 0.0046 = 1.426 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b1} = 1.426 \text{ bar} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bar} \quad \text{Condition vérifiée}$$

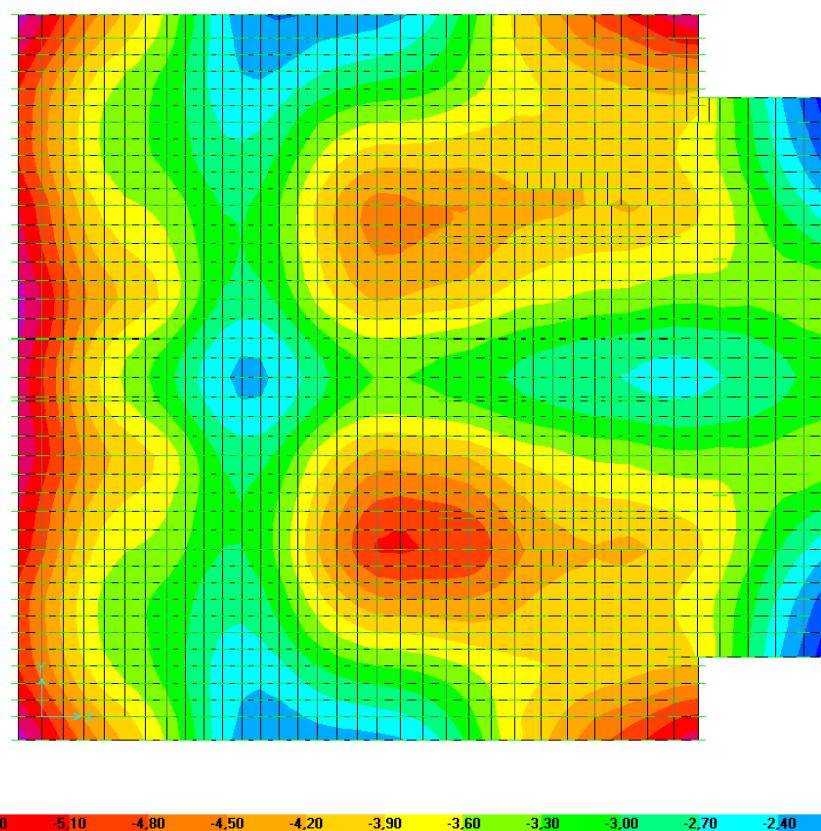


Figure 6.3 Déplacement U_z

6.3.5 Sollicitations :

Les résultats obtenus avec le logiciel SAP2000

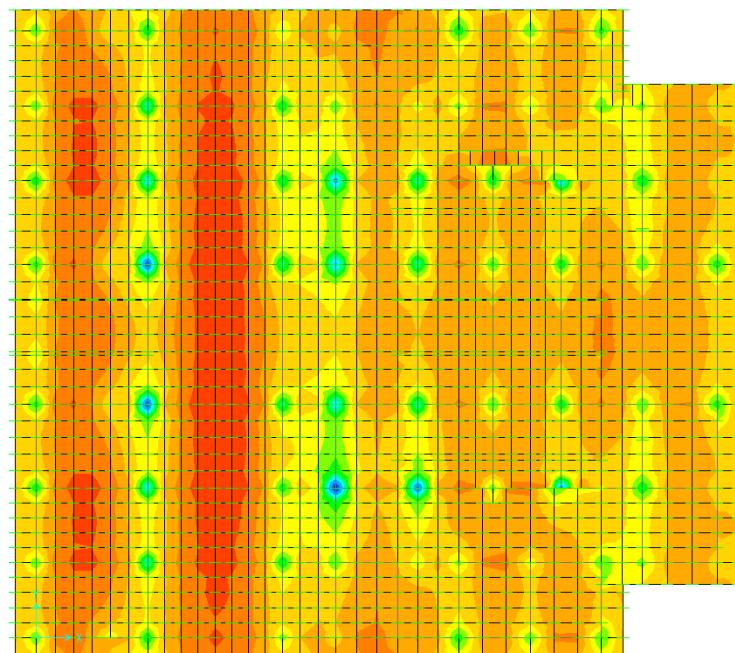


Figure 6.4 Moment 11 [ELU]

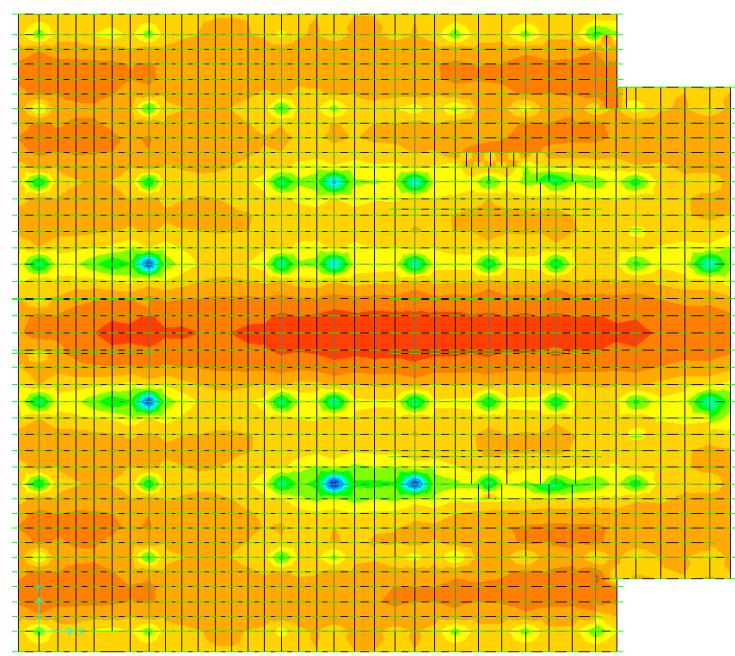


Figure 6.5 Moment 22 [ELU]

6.3.6 Vérification de la stabilité au renversement

Quelque soit le type de fondations, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques restes à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e = M/N \leq B/4$)

$$e = 679/5401 = 0.125 \text{ m} \leq 28.35/4 = 7.09 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

6.3.7 Ferraillage de la dalle

Le calcul se fait à la flexion simple (0.8×1) m^2

- **En travée**

- Ferraillage suivant Lx

$$\mu = \frac{M_{11}}{bd^2 fbc} = \frac{0.602}{1 \cdot 0.72^2 \cdot 14.17} = 0.082$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.107$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.69$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_{st}} = \frac{0.602}{0.69 \cdot 348} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = 25.07 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : 14T16} = 28.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité

$$A_s \geq \text{Max}\left(\frac{b.h}{1000}; \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}\right) \quad A_s \geq \text{Max}(8; 8.7)$$

$$\text{Donc : } 28.15 > 9 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Ferraillage suivant Ly

$$\mu = \frac{M_{22}}{bd^2 fbc} = \frac{0.618}{1 \cdot 0.72^2 \cdot 14.17} = 0.084$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.11$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.69$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_{st}} = \frac{0.618}{0.69 \cdot 348} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = 25.73 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : 14T16} = 28.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité

$$A_s \geq \text{Max}\left(\frac{b.h}{1000}; \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}\right) \quad A_s \geq \text{Max}(8; 8.7)$$

$$\text{Donc : } 28.15 > 8.7 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification à l'ELS

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec } \gamma = Mu/Ms$$

XX :

$$Mu = 602.431 \text{ kN.m} ; Ms = 406.647 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = Mu/Ms \longrightarrow \gamma = 1.48$$

$$\alpha_{\text{travée}} \leq \frac{1.48 - 1}{2} + \frac{25}{100} \longrightarrow \alpha_{\text{travée}} = 0.11 < 0.48 \quad \text{Condition vérifiée}$$

YY :

$$Mu = 617.897 \text{ kN.m}$$

$$Ms = 404.002 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = Mu/Ms \longrightarrow \gamma = 1.53$$

$$\alpha_{\text{travée}} \leq \frac{1.53 - 1}{2} + \frac{25}{100} \longrightarrow \alpha_{\text{travée}} = 0.107 < 0.515 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En appui**

- **Ferraillage suivant Lx**

$$\mu = \frac{M_{11}}{bd^2 fbc} = \frac{1.058}{1 \cdot 0.72^2 \cdot 14.17} = 0.144$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.195$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.66$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = 46.06 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : 15T20} = 47.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité

$$A_s \geq \text{Max}\left(\frac{b.h}{1000}, \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}\right) \quad A_s \geq \text{Max}(8, 8.7)$$

$$\text{Donc : } 47.12 > 8.7 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Ferraillage suivant Ly**

$$\mu = \frac{M_{22}}{bd^2 fbc} = \frac{1.111}{1 \cdot 0.72^2 \cdot 14.17} = 0.15$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.206$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.66$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = 48.33 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : 16T20} = 50.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité

$$A_s \geq \text{Max}\left(\frac{b.h}{1000}, \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}\right) \quad A_s \geq \text{Max}(8, 8.7)$$

$$\text{Donc : } 50.27 > 8.7 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification à l'ELS

$$\alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec } \gamma = Mu/Ms$$

XX :

$$Mu = 1058 \text{ kN.m}$$

$$Ms = 661.0984 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = Mu/Ms \longrightarrow \gamma = 1.6$$

$$\alpha_{\text{travée}} \leq = \frac{1.60 - 1}{2} + \frac{25}{100} \longrightarrow \alpha_{\text{travée}} = 0.195 < 0.55 \quad \text{Condition vérifiée}$$

YY :

$$Mu = 1111 \text{ kN.m}$$

$$Ms = 745 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = Mu/Ms \longrightarrow \gamma = 1.49$$

$$\alpha_{\text{travée}} \leq = \frac{1.49 - 1}{2} + \frac{25}{100} \longrightarrow \alpha_{\text{travée}} = 0.206 < 0.495 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{2235.784 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72}$$

$$\tau_u = 3.105 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Calcul de l'espacement

$$\text{BAEL91 : } St \leq \min(0.9 \times d ; 40\text{cm}) \quad >>> \quad St \leq \min(64.8 ; 40)\text{cm}$$

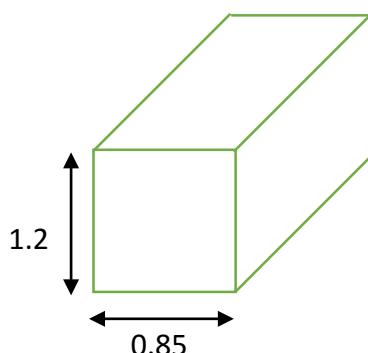
Alors : $St = 40 \text{ cm}$

6.3.8 Ferrailage de la nervure

Le calcul se fait en flexion simple.

$$b = 0.85 \text{ m}$$

$$h = 1.2 \text{ m}$$



a) Ferraillage longitudinal

- **ELU**
- En travée

$$M_{max} = 621 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 fbc} = \frac{0.621}{0.85 \cdot 1.08^2 \cdot 14.17} = 0.044$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.056$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.05$$

$$A_s = \frac{Mt}{Z \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = 16.99 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : 4T14+6T16 = 18.22 cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité

$$A_s \geq \text{Max}\left(\frac{b.h}{1000}, \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}\right) \quad A_s \geq \text{Max}(10.2; 11.08)$$

$$\text{Donc : } 20.61 \text{ cm}^2 > 11.08 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- En appui

$$M_{max} = 719.73 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 fbc} = \frac{0.720}{0.85 \cdot 1.08^2 \cdot 14.17} = 0.051$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.066$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.05$$

$$A_s = \frac{Mt}{Z \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = 19.68 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : 6T14+6T16 = 21.30 cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité

$$A_s \geq \text{Max}\left(\frac{b.h}{1000}, \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}\right) \quad A_s \geq \text{Max}(10.2; 11.08)$$

$$\text{Donc : } 21.30 > 11.08 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ Vérification à l'ELS

- En travée

$$\alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec } \gamma = Mu/Ms$$

$$Mu = 621 \text{ kN.m} ; Ms = 385 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = Mu/Ms \longrightarrow \gamma = 1.61$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.61-1}{2} + \frac{25}{100} \longrightarrow \alpha_{travée} = 0.056 < 0.55 \quad \text{Condition vérifiée}$$

\longrightarrow il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

- ***En Appui***

$$\alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec } \gamma = Mu/Ms$$

$$Mu = 731 \text{ kN.m}$$

$$Ms = 493 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = Mu/Ms \longrightarrow \gamma = 1.48$$

$$\alpha_{\text{travée}} \leq \frac{1.48 - 1}{2} + \frac{25}{100} \longrightarrow \alpha_{\text{travée}} = 0.066 < 0.49 \quad \text{Condition vérifiée}$$

→ il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

Armature [ELU] convient pour l'ELS

b) Ferraillage transversal

- ***Vérification de la contrainte de cisaillement***

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{419 \times 10^{-3}}{1 \times 1.08}$$

$$\tau_u = 0.39 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min(h/35 ; \Phi_{t \min} ; b_0/10) \quad \text{avec} \quad \Phi_{t \ min} = 1.2 \text{ cm}$$

$$\Phi_t \leq \min(3.4 ; 1.2 ; 8.5)$$

→ le choix est Φ_{12} comme armature transversale

- Espacement

$$\begin{array}{l|l} \text{Zone nodale :} & S_t \leq \min(h/4 ; 12 \times \Phi_{\min} ; 30 \text{ cm}) \\ & S_t \leq 14.4 \text{ cm} \end{array}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{Zone Courante :} & S'_t \leq h/2 \\ & S'_t \leq 60 \text{ cm} \end{array}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{Choix :} & S_t = 12 \text{ cm} \\ & S'_t = 25 \text{ cm} \end{array}$$

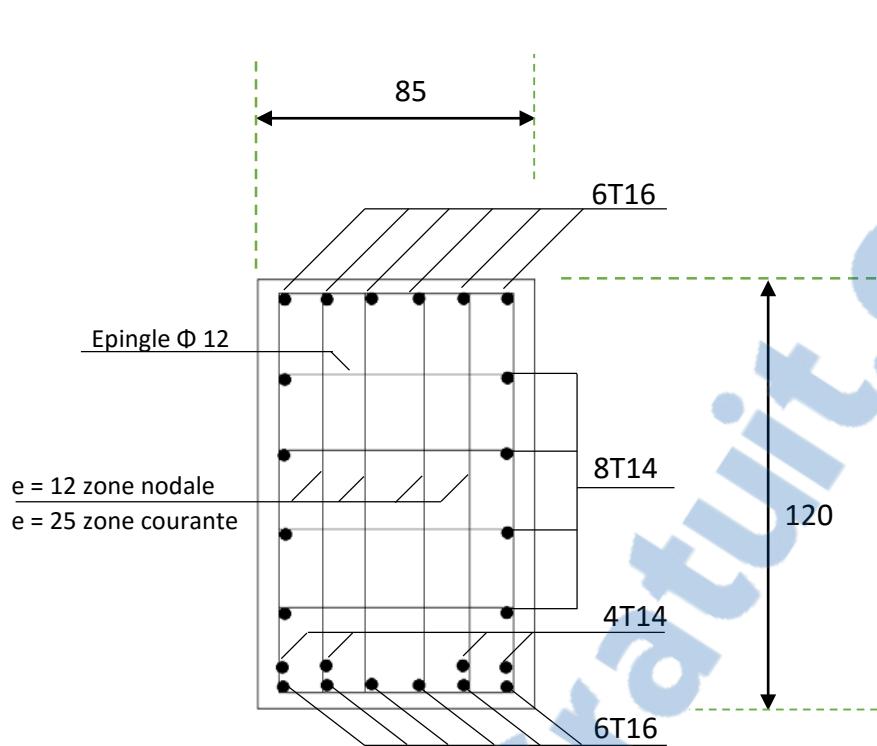


Figure 6.6 Ferrailage en travée de la nervure

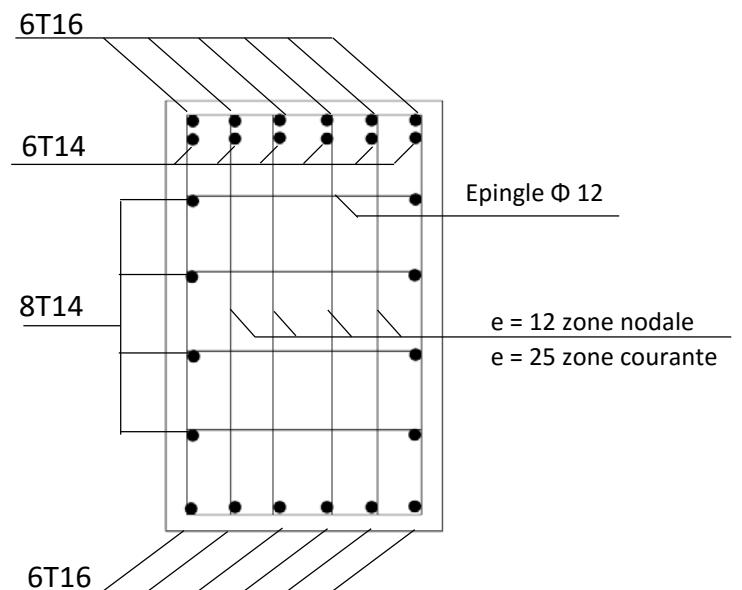


Figure 6.7 Ferrailage en appui de la nervure

CHAPITRE 7

PLANIFICATION

7 PLANIFICATION

7.1 INTRODUCTION

7.2 LE MANAGEMENT DES PROJETS

Le management des projets de construction est la planification globale, la coordination et le contrôle d'un projet du début à la fin. Le management du projet vise à répondre aux exigences du client afin de produire un projet fonctionnellement et financièrement viable.

Le management des projets de construction exige une connaissance de la gestion moderne, ainsi que la compréhension du processus de conception et de construction. Les projets de construction ont un ensemble spécifique d'objectifs et de contraintes telles qu'un délai nécessaire pour l'achèvement.

Le management de projet est l'art de diriger et de coordonner les ressources humaines et matérielles pendant toute la durée d'un projet en utilisant des techniques modernes de management pour atteindre les objectifs pré-déterminés de coût, le temps et la qualité.

7.2.1 Projet

Dans les affaires et la science contemporaine un projet est une entreprise collaborative, impliquant la recherche ou de la conception, qui est soigneusement planifié pour atteindre un objectif particulier.

On peut aussi définir un projet comme un ensemble de tâches interdépendantes à exécuter sur une période déterminée et dans certains coûts et limitations.

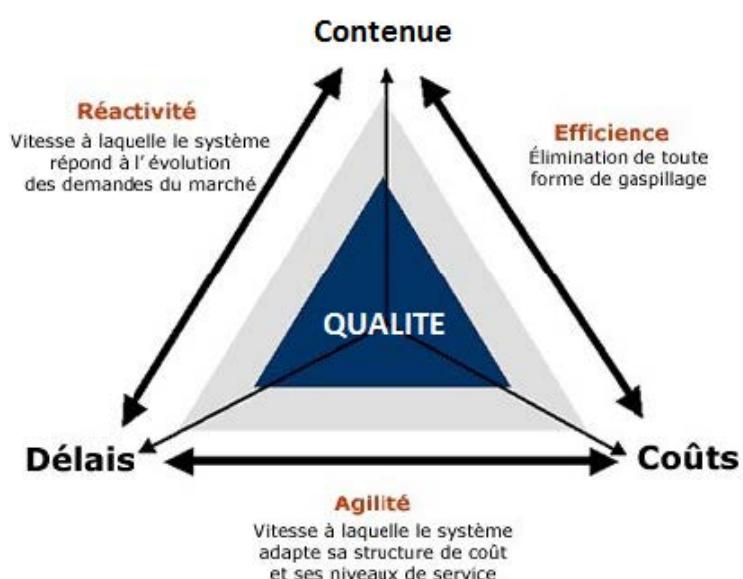


Figure 7.1 Facteurs principaux d'un projet



7.2.2 Cycle de vie d'un projet

Le management de projet et l'équipe de projet ont un objectif commun : réaliser les travaux du projet dans le but d'atteindre les objectifs du projet. Chaque projet à un début, une période intermédiaire pendant laquelle les activités qui poussent le projet vers l'achèvement, et une fin (soit réussi ou non).

I. Phase d'initiation :

Une idée pour un projet sera soigneusement examinée afin de déterminer si oui ou non il bénéficie l'organisation. Au cours de cette phase, une équipe de prise de décision déterminera si le projet peut raisonnablement être complétée.

II. Phase de planification :

La phase de planification, là où la solution de projet est perfectionnée avec autant de détails que possible, et où les mesures nécessaires pour atteindre l'objectif du projet sont prévues.

Dans cette étape, l'équipe identifie tout le travail à faire. Les tâches du projet et les besoins en ressources sont identifiées.

III. Phase de réalisation :

Au cours de la troisième phase, la phase de mise en œuvre, le plan de projet est mis en mouvement et les travaux sont réalisés. Il est important de maintenir le contrôle et communiquer pendant la mise en œuvre. Le progrès est surveillé en permanence et les ajustements appropriés sont faits et enregistrés comme variances par rapport au plan initial.

IV. Maîtrise et contrôle :

Les managers de projet vont comparer l'état du projet et les progrès réalisés au plan réel, pendant que les ressources effectuent le travail prévu. Au cours de cette phase, les managers de projet peuvent avoir besoin d'ajuster les horaires ou faire ce qui est nécessaire pour maintenir le projet sur les rails.

V. Phase de clôture :

Lors de la fermeture définitive, ou en phase d'achèvement, l'accent est mis sur la libération des produits finaux au client, la remise de la documentation du projet à l'entreprise, la résiliation des contrats fournisseurs, libérant les ressources du projet, et communiquant la clôture du projet à toutes les parties prenantes.

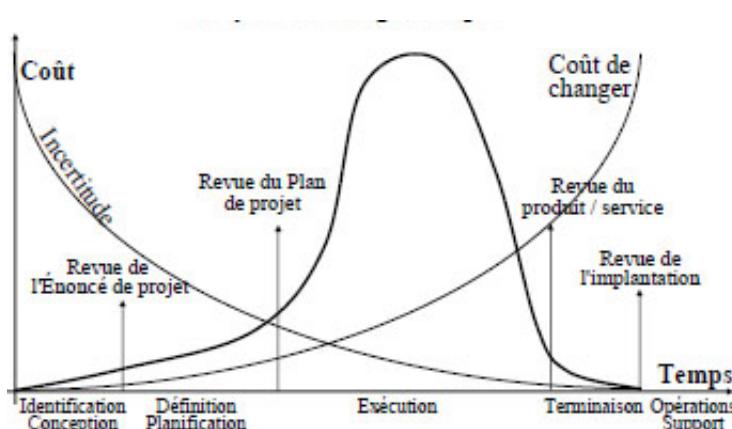


Figure 7.2 Cycle de vie d'un projet

7.3 OBJECTIFS A ATTEINDRE

Planification, comme le titre l'indique notre objectif n'est pas seulement de faire une étude technique du bâtiment mais aussi de faire appel aux notions de management pour définir le délai et le coût globale du projet. Afin d'atteindre ces objectifs il faut identifier les tâches, identifier des ressources et préparé une WBS (Work breakdown Structure) du projet, pour cela nous avons plusieurs outils à utiliser :

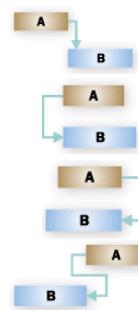
- I. **WBS** : est une division hiérarchique des éléments de travail principaux pour un projet. Un organigramme des tâches est un livrable clé du projet qui organise le travail de l'équipes en sections gérables.
- II. **OBS** : la structure organisationnelle montre la structure d'une organisation et représente les responsabilités de chaque membre pour chaque tâche d'un projet. OBS répond aux questions concernant les acteurs, compétences, responsabilités, disponibilités, relations et interdépendances.
- III. **CBS** : les coûts sont affectés au niveau le plus bas de WBS. Les tâches à ce niveau peuvent souvent être subdivisés en activités distinctes à remplir par les différents départements donc une tâche peut avoir plusieurs facteurs de coûts.

MS Project : un outil de gestion de projet, conçu pour aider un manager de projet dans l'élaboration d'un plan, l'affectation des ressources aux tâches, le suivi des progrès, la gestion du budget et l'analyse des charges de travail.

7.3.1 Le découpage du projet :

La conduite d'un projet repose sur un découpage chronologique (phases) du projet en précisant, les tâches, ressources nécessaire, livrables et jalons.

Une tâche est une action à mener pour aboutir à un résultat. Dans le cadre du planning, les tâches sont reliées entre elles par des relations de dépendance.

- 
- **Liaison Fin-Début** : La tâche dépendante (B) ne peut pas commencer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'est pas terminée.
 - **Liaison Fin-Fin** : La tâche dépendante (B) ne peut pas commencer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'a pas commencé.
 - **Liaison Début – Début** : La tâche dépendante (B) ne peut pas se terminer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'est pas terminée.
 - **Liaison Début-Fin** : La tâche dépendante (B) ne peut pas se terminer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'a pas commencé.

C'est une tâche n'appartient pas au chemin critique, cette tâche peut être prolongée ou retardée sans augmenter la durée totale du projet.

Dans le cas où le flottement n'existe pas, aucune tâche ne doit être prolongée ou retardée.

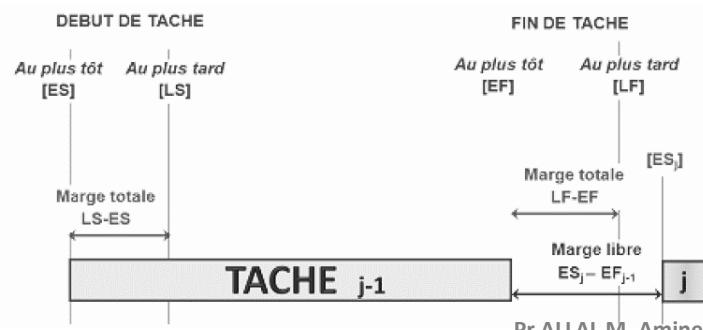


Figure 7.3 Les différentes marges d'une tâche

Le chemin critique c'est l'ensemble des tâches pour lesquelles toutes les marges sont nulles. Les dates de début au plus tôt et au plus tard, les dates de fin au plus tôt et au plus tard sont confondues.

Un jalon :

Les jalons d'un projet se définissent comme des évènements clé d'un projet, montrant une certaine progression du projet, comme la signature d'un contrat, le lancement d'un produit.

Dans le cadres du planning, les jalons limitent le début et la fin de chaque phase.

Un livrable :

Un livrable est un résultat qui découle de l'achèvement d'une partie du projet (document, réalisation, ...) ou du projet lui-même.

7.4 WBS (WORK BREAKDOWN STRUCTURE)

INSTALLATION DE CHANTIER	
	Création de l'accès.
	Baraque de chantier
INFRASTRUCTURE [RADIER GENERAL]	
	Terrassement
	Fouille de radier
	Creusement des regards
	Fouille de radier
	Creusement des regards
	Pose des canalisations
	Remblais
	Réglage des fouilles
	Ferraillage des nervure
	Ferraillage de la dalle + cuvette
	Coffrage de la dalle + cuvette
	Coulage de la dalle + nervure + cuvette
	Décoffrage
PLATEFORME	
	Pose gravier
	Pose treillis soudés
	Coulage plateforme
SUPERSTRUCTURE	
<i>Sous-sol 2</i>	
	Ferraillage des poteaux Sous-sol 2
	Coffrage des poteaux Sous-sol 2
	Ferraillage des voiles
	Coffrage des voiles
	Bétonnage des poteaux Sous-sol 2 + voiles
	Ferraillage des poutres et chainages Sous-sol 1

Coulage de la dalle Sous-sol 1 + poutres
Sous-sol 1
Ferraillage des poteaux Sous-sol 1
Coffrage des poteaux Sous-sol 1
Ferraillage des voiles
Coffrage des voiles
Bétonnage des poteaux Sous-sol 1 + voiles
Ferraillage des poutres et chainages RDC
Ferraillage des poutrelles
Coulage de la dalle RDC + poutres
La pose d'hourdis
Coulage de la dalle RDC + poutres + chainages
Maçonnerie Sous-sol 2
RDC
Ferraillage des poteaux RDC
Coffrage des poteaux RDC
Ferraillage des voiles
Coffrage des voiles
Bétonnage des poteaux RDC + voiles
Ferraillage des poutres et chainages 1 ^{er} étage
Ferraillage d'escalier RDC
Coffrage d'escalier RDC
Ferraillage des poutrelles
Coulage de la dalle RDC + poutres
La pose d'hourdis
Coulage de la dalle 1 ^{er} étage + poutres + chainages + escaliers RDC
Maçonnerie Sous-sol 1
.
.
.
15^{ème} étage
Ferraillage des poteaux 15 ^{ème} étage
Coffrage des poteaux 15 ^{ème} étage
Ferraillage des voiles
Coffrage des voiles
Bétonnage des poteaux 15 ^{ème} étage + voiles
Ferraillage des poutres et chainages terrasse accessible
Ferraillage d'escalier 15 ^{ème} étage
Coffrage d'escalier 15 ^{ème} étage
Ferraillage des poutrelles
Coulage de la dalle terrasse + poutres
La pose d'hourdis
Coulage de la dalle terrasse accessible + poutres + chainages + escaliers 15 ^{ème} étage

Maçonnerie 14^{ème} étage	
Terrasse Accessible	
Ferraillage des poteaux du noyau central	
Coffrage des poteaux du noyau central	
Ferraillage des voiles du noyau central	
Coffrage des voiles du noyau central	
Bétonnage des poteaux du noyau central + voiles	
Ferraillage des poutres et chainages terrasse inaccessible	
Ferraillage des poutrelles	
Coffrage de la dalle corps creux (16+5) + dalle pleine 25 de terrasse inaccessible	
La pose d'hourdis	
Coulage de la dalle terrasse + poutres	
Maçonnerie 15 ^{ème} étage	
Corps d'état techniques	
Réseaux sec	
Electricité	
Courant fort [Lumière, prises électrique ...]	
Courant faible [Téléphonie, alarmes ...]	
Réseaux humides	
Chauffage, ventilation, climatisation ...	
Plomberie	
Réseaux de lutte contre l'incendie	
Automatismes	
Ascenseurs	
Corps d'état secondaire	
Menuiserie intérieure	
Peinture et plâtrerie	
Nettoyage	

7.5 DEFINITION DES RESSOURCES

I. Les ressources humaines

Tableau 7.1 Ressources humaines et leurs tâches

Ressources humaines	
GROUPE	Tâche
Ingénieurs	S'occupent de tout ce qui est suivi et contrôle
Coffreurs	S'occupent de coffrage
Ferrailleurs	S'occupent de ferraillage
Maçons	S'occupent de maçonnerie
Plombiers	S'occupent de Plomberie
Électriciens	S'occupent de tout ce qui est tâche d'électricité (courant fort et faible)
Menuisiers	S'occupent de Menuiserie
Groupe de Peinture	S'occupent de peinture

II. Les ressources matérielles

On a deux type :

a. *Matériaux :*

Tableau 7.2 Les ressources matérielles (Matériaux) du projet

Béton	Bois pour coffrage	Faïence
Acier pour ferraillage	Gravillon roulé	Projecteurs électriques
Brique	Feuille de polystyrène	Cadre portes et fenêtres
Enduit en ciment	Boites d'interrupteurs	Panneau d'affichage
Hourdis	Dalle de sol	Lampe et douille
Treillis soudés	Carrelage granito	Fils d'électricité
Enduit en ciment	Gains d'électricité	Tuile
Remblai	Plinthe en terre cuite	Tube en béton pour l'eau usée

b. *Engins :*

- Tracteur pour eau
- Camion 10 tonnes
- Grue
- Chargeur
- Pelle hydraulique
- Pompe à béton

7.6 ETUDE ECONOMIQUE

L'estimation du cout des tâches se fait en introduisant deux paramètres, la durée et le cout de la tâche aux ressources utilisées pour réaliser cette tâche.

Après l'introduction de toutes les informations (les tâche avec leur durée et cout estimé avec les ressources) sur logiciel MS Project 2003 on obtient les résultats suivants :

- **Durée du projet :** 751 Jours de travail
- **La date de début du projet :** 01 Février 2016
- **La date de fin du projet :** 29 Mars 2018
- **Le coût brut du projet :** 245 349 808,45 DA

7.7 PLANIFICATION

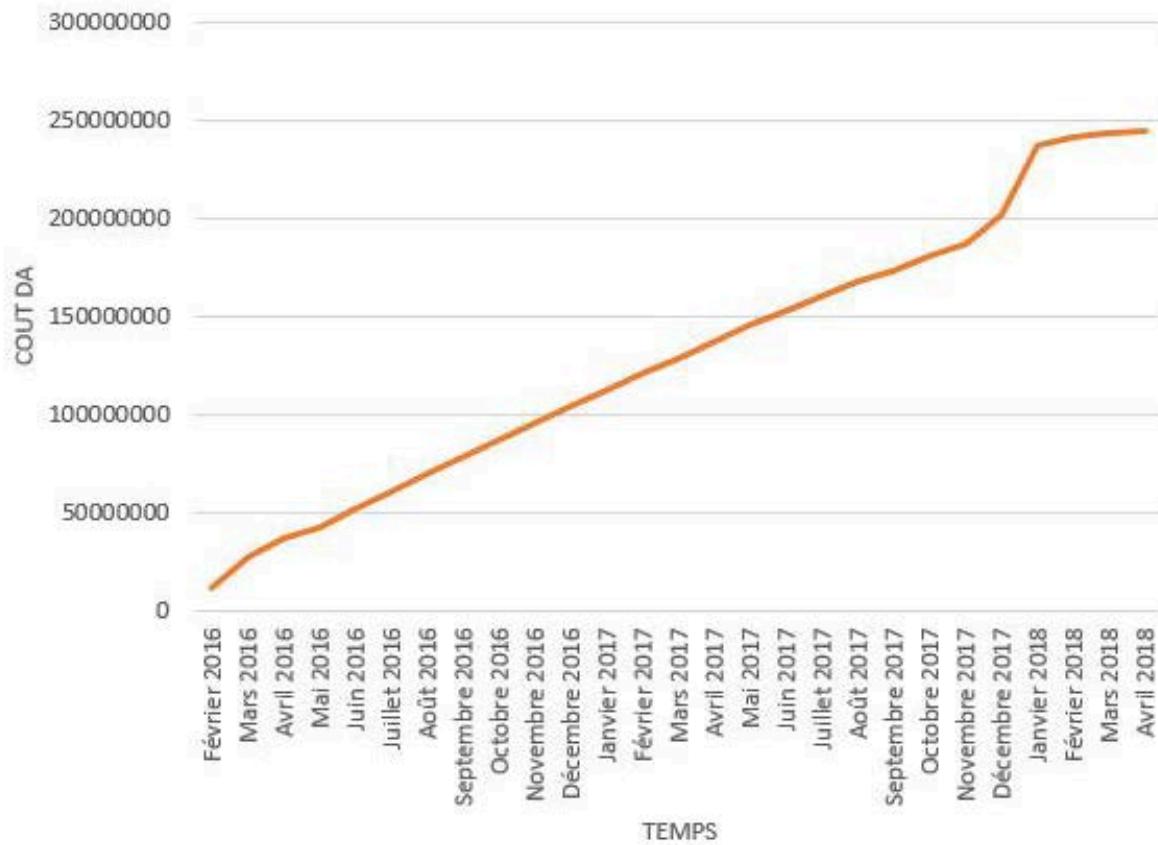


Figure 7.4 Courbe financière – courbe en S

7.8 CONCLUSION

Ce chapitre a été mené en effectuant une planification du projet pour le Bloc A2, on a fait appel aux notions de management qui sont un ensemble de techniques pour piloter un projet.

En effet, on a montré dans ce chapitre une technique du diagramme de GANTT qui nous a permis d'estimer le cout global du projet et le temps nécessaire, toute en ayant une vue générale sur l'affectation des ressources avec estimation de coût.

Conclusion général

L'exploitation des résultats données par ce logiciel a permis de vérifier plusieurs critères : la stabilité de l'ouvrage, le respect des déplacements maximaux et le choix des dimensions et caractéristiques des voiles de contreventement.

Les objectifs de ce mémoire étaient, un dimensionnement détaillé de tous les éléments constituants, la recherche de la meilleure approche pour privilégier les normes de sécurité, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage, et l'application du diagramme de GANTT) pour cerner le cout global et le délai de ce projet.

Nous nous sommes donc intéressées en premier lieu, à mettre en pratique nos connaissances acquises durant les cinq années d'étude sur l'ouvrage à étudier. Nous avons pris comme base les règlements définis en vigueur : RPA99 v2003 et BAEL91, pour le pré-dimensionnements des différents éléments constituant le bâtiment.

Ce projet a permis d'effectuer l'analyse sismique d'un projet de construction d'un bâtiment en béton armé situé en zone de sismicité faible (zone I). Une modélisation 3D sur le logiciel SAP2000 a dû être effectuée. Pour assimiler le comportement de la structure, suite aux différentes sollicitations statiques et dynamiques.

Cette structure est contreventée par des voiles qu'il fallait placer aux bons endroits et voir ensuite le résultat sur l'ensemble de la structure.

Le sol de fondation a une faible portance, par conséquent un radier général est la meilleure solution pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

En utilisant le logiciel MS PROJECT l'étude de management de projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à l'atteinte des objectifs dans les délais et les couts préétablis.

D'un point de vue personnel, ce projet nous a permis de mettre en application les outils que nous avons appris tout au long de notre formation tout en nous familiarisant avec le monde professionnel. En effet, nous avons pu être confronté aux problématiques que peut rencontrer un ingénieur et les échanges que nous avons pu avoir avec l'équipe structure du département bâtiment ont été très enrichissants et nous motivent pour continuer dans cette voie.

Référence bibliographiques

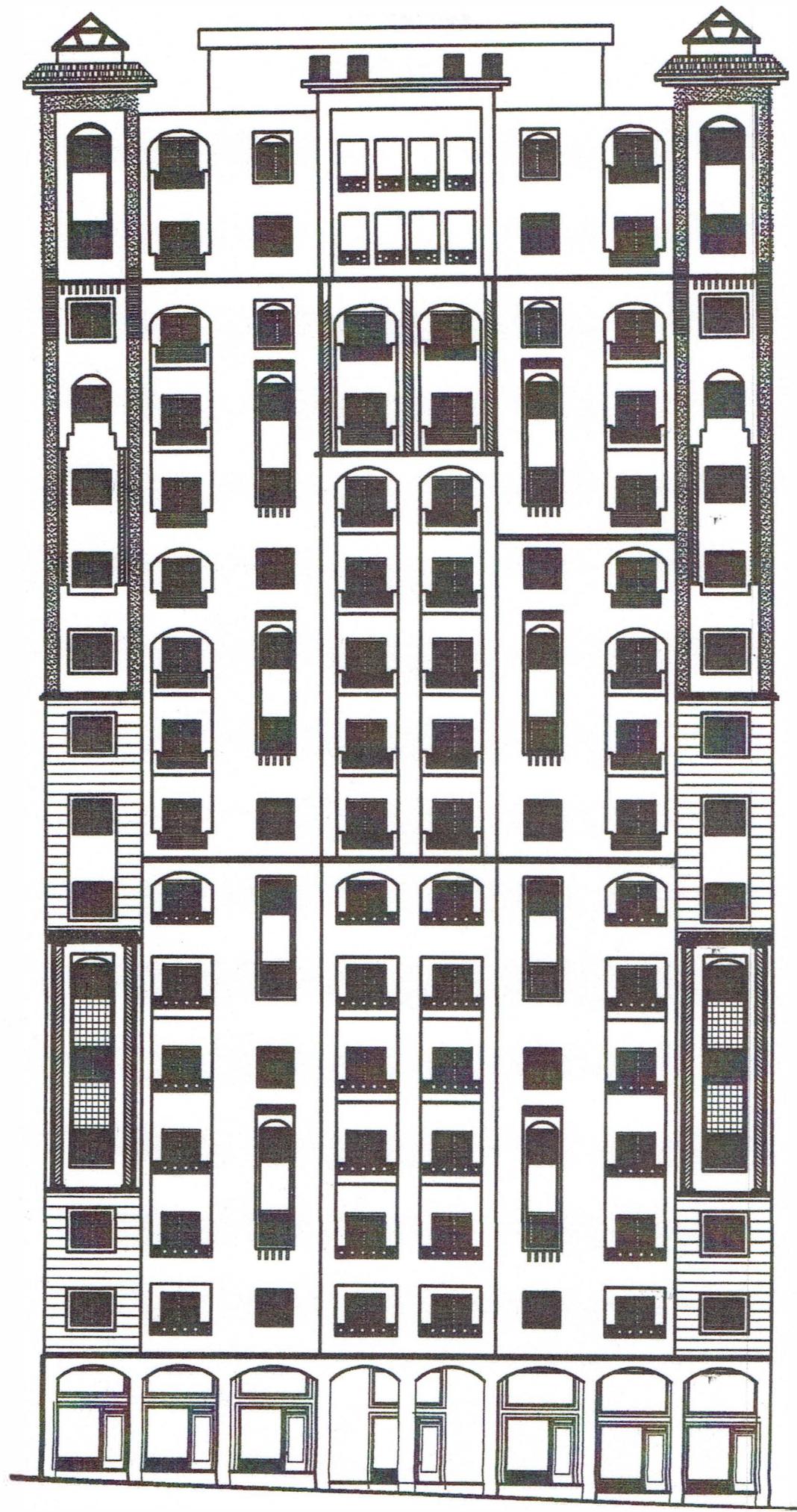
- **BAEL, 91** Jean-Pierre Mougin, Béton Armé aux Etats Limites 91modifié99, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- **[CBA 93]** Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.
- **[DTR B.C 2.2]** Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.
- **[RPA99version 2003]** Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.
- H. THONIER, Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées Tome 2 : Conception et calcul des structures de bâtiment. 1993
- DJELTI.Y et ALIDAHMANE.I, étude d'un bâtiment 3sous-sol+rdc+16 étages d'une forme irrégulière a usage multiple, chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2014, Faculté de technologie.
- CHIKH.H, étude d'un bâtiment « 2 SOUS SOL, RDC + 9 ÉTAGES » d'une forme irrégulière a usage multiple, chetouane Tlemcen,Master en génie civil,2012,Faculté de technologie.
- CHIKHY.L, HARBI.L, étude Technico-Economique d'un bâtiment « 3 SOUS SOL, RDC + 13 ÉTAGES » d'une forme irrégulière a usage multiple, chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2012, Faculté de technologie.

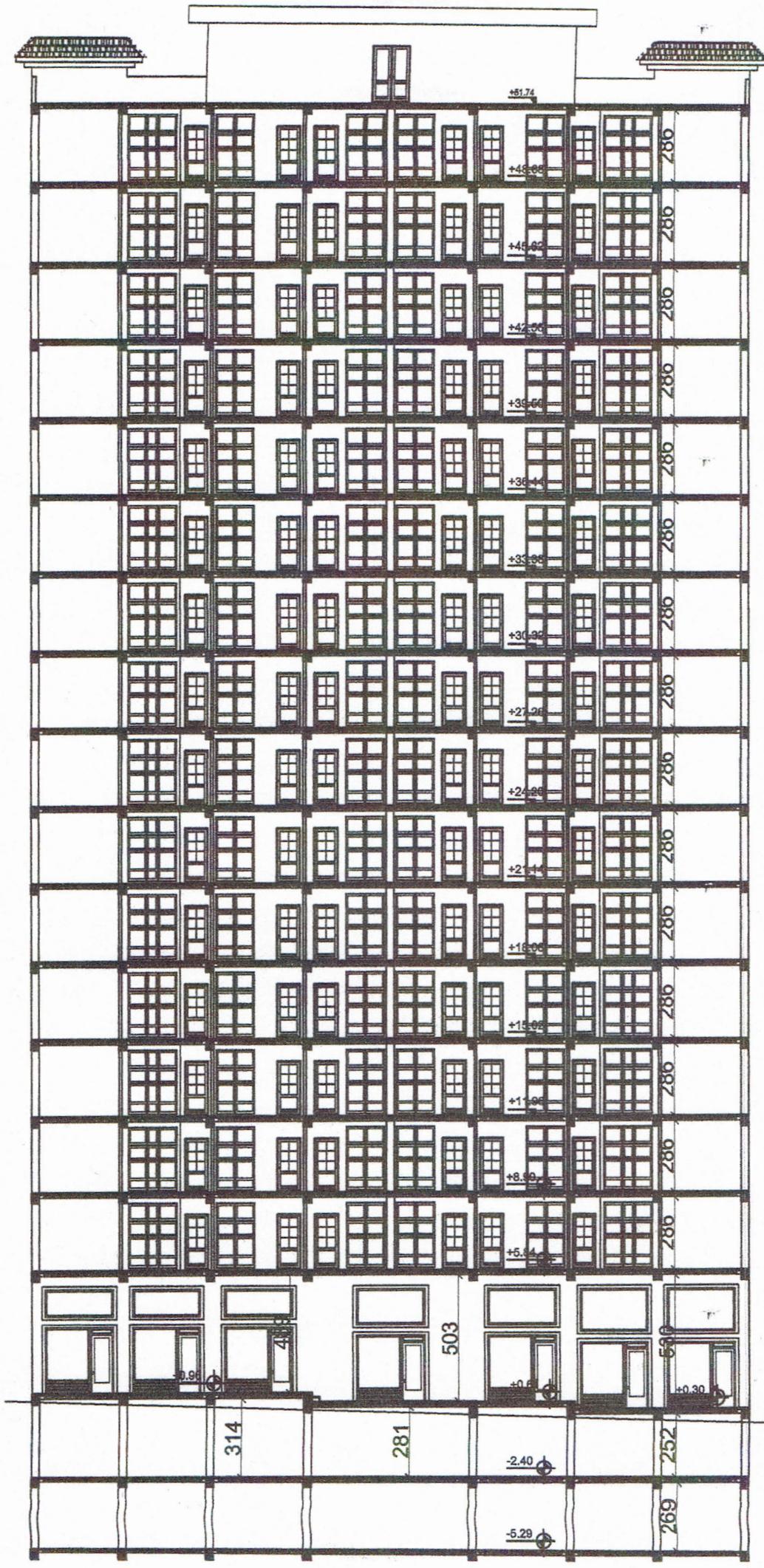
Logiciels

- CSI SAP2000
- RDM6
- MSE99
- BLQ SOCOTEC
- Microsoft Excel 2016
- Microsoft MS-Project 2016
- Autodesk AUTOCAD 2015

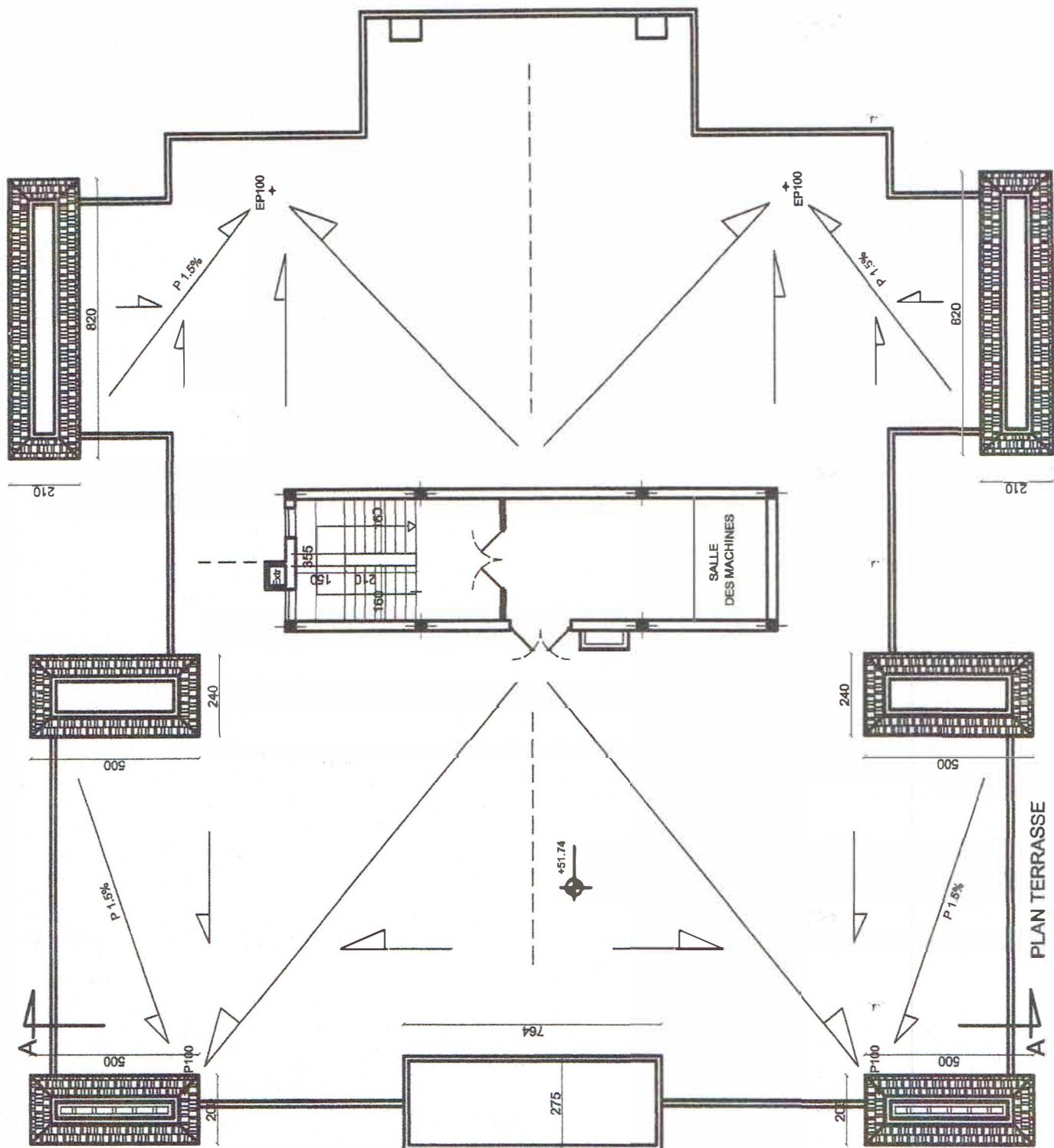
ANNEXES

ANNEXE 1 : Plans d'architecte

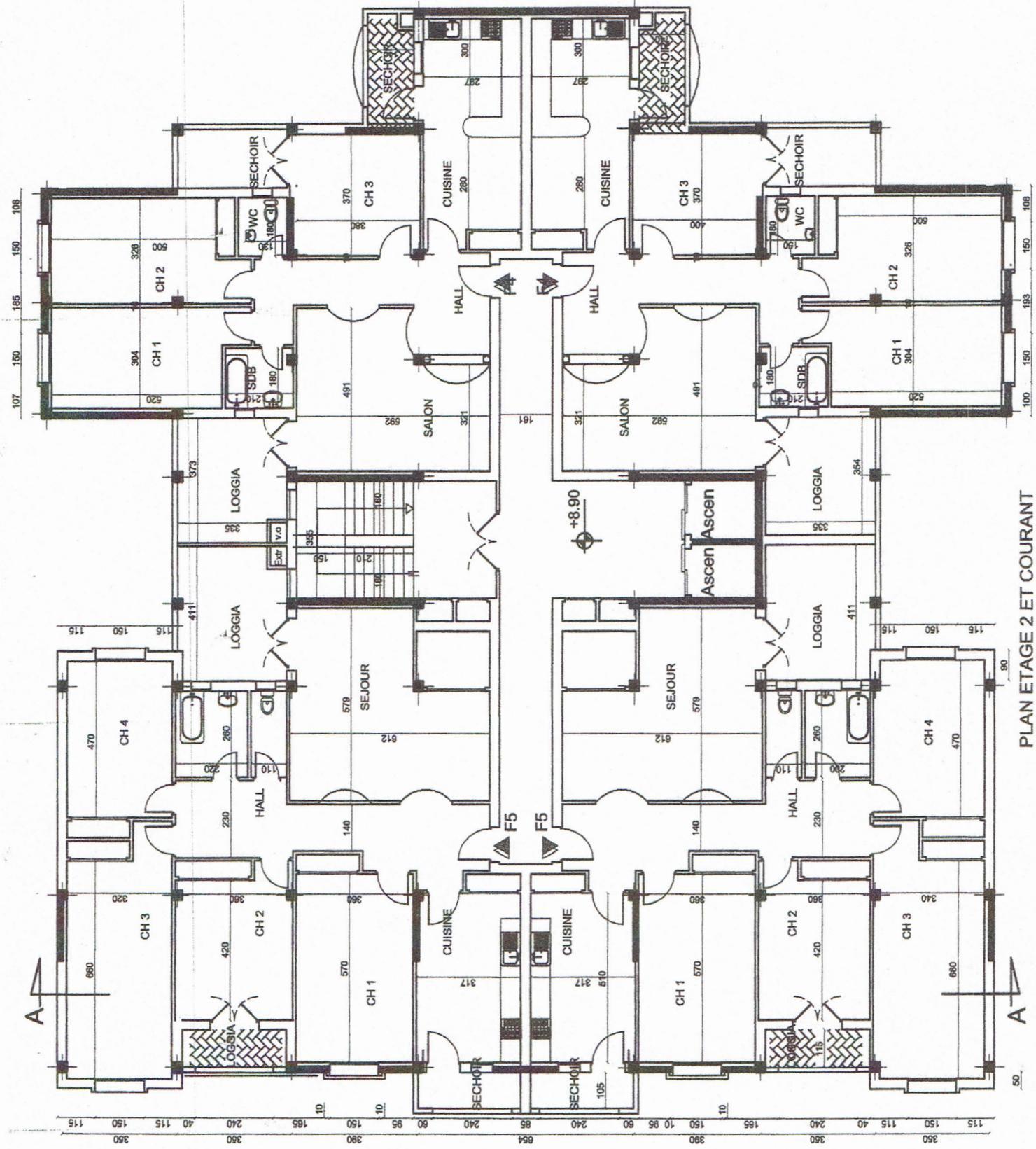




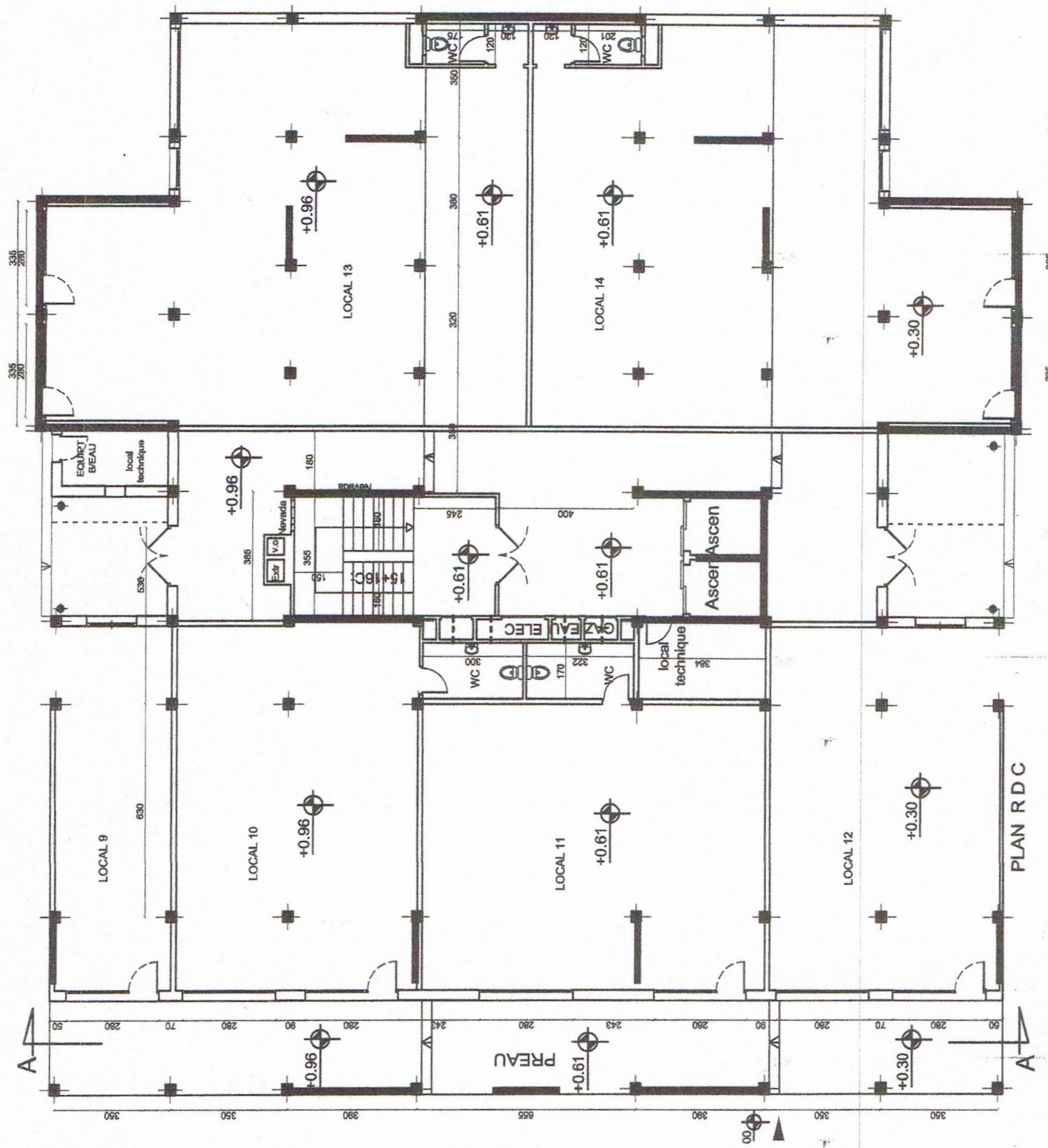
COUPE AA

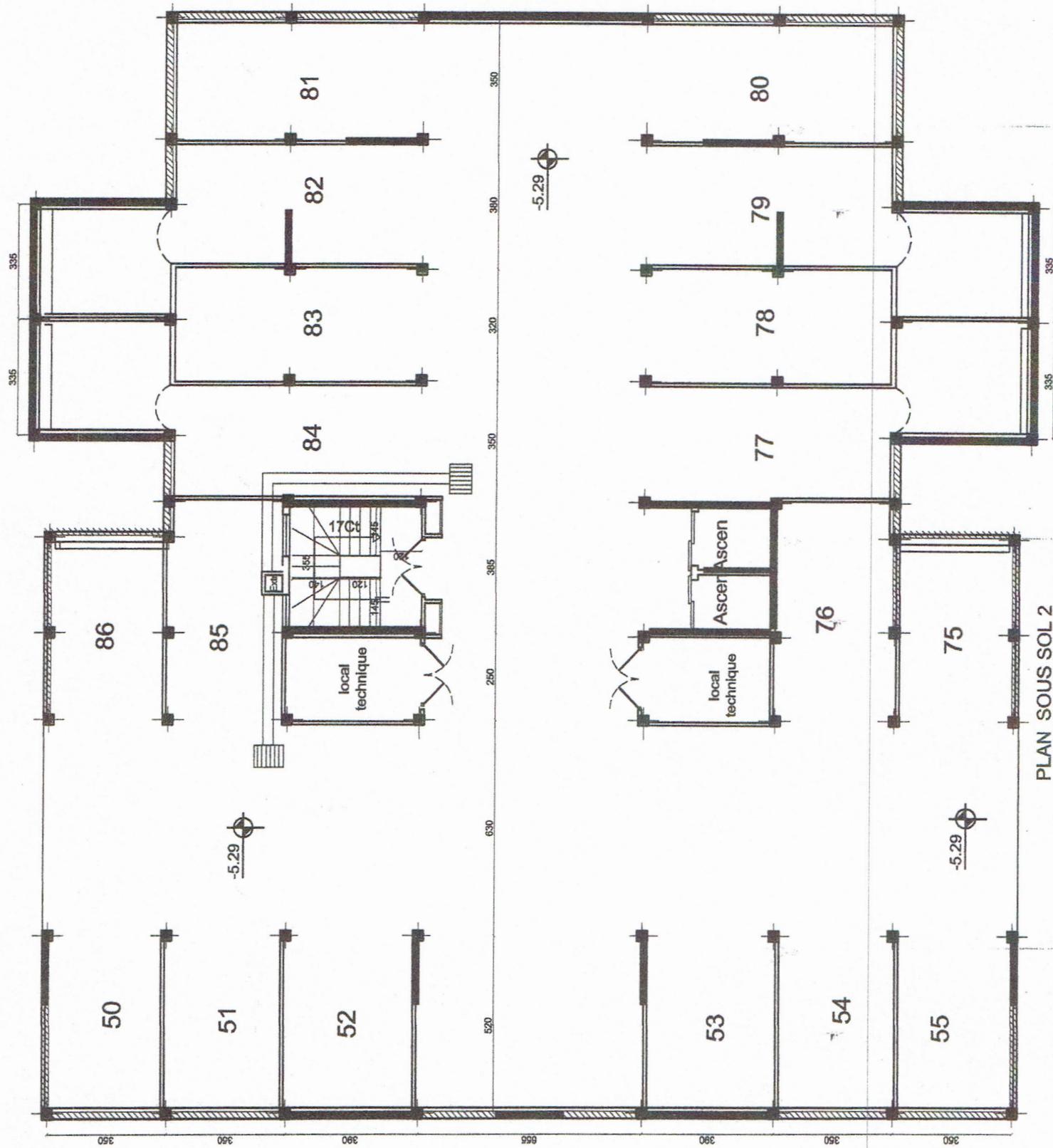


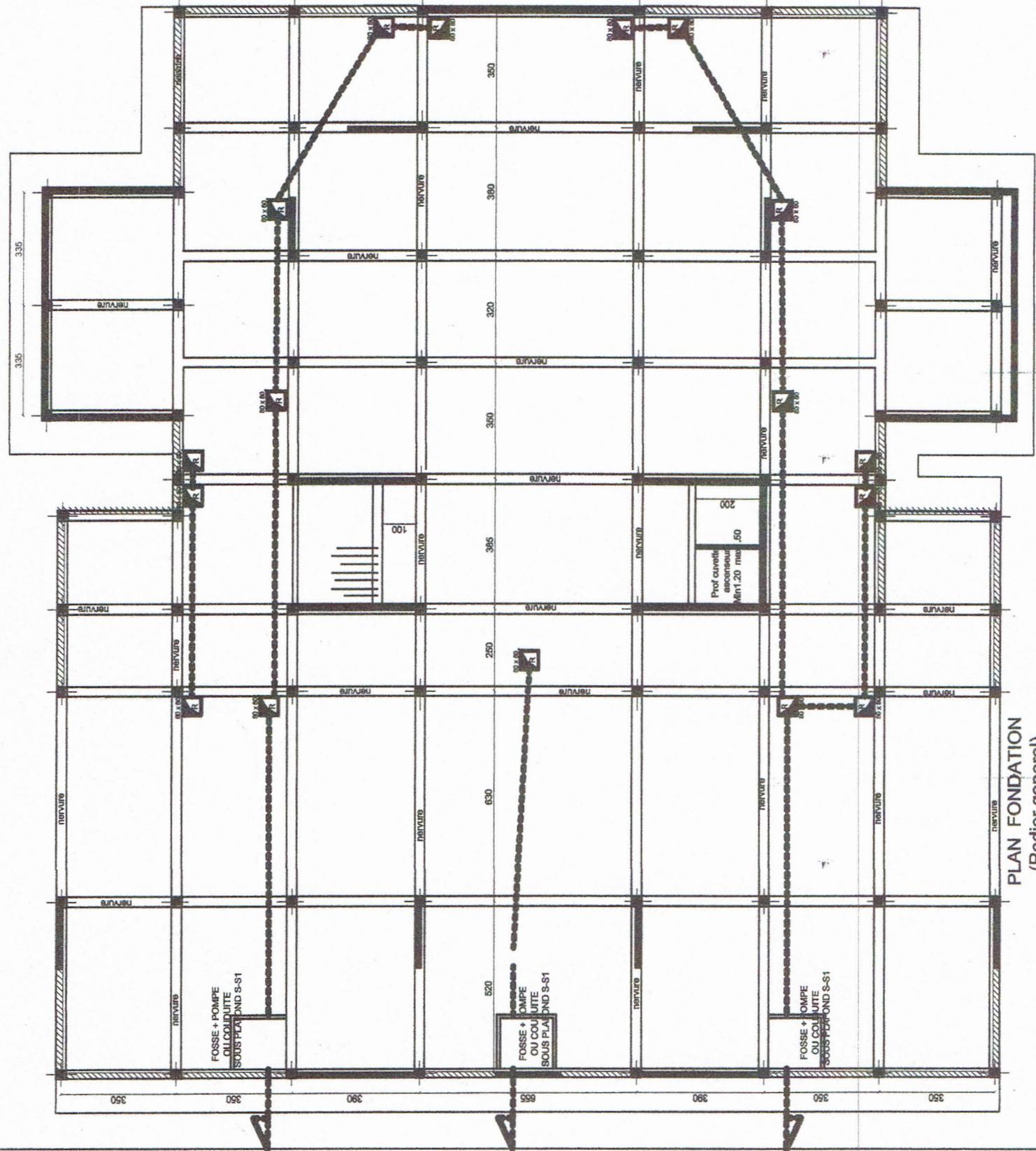
PLAN ETAGE 15



PLAN ETAGE 2 ET COURANT





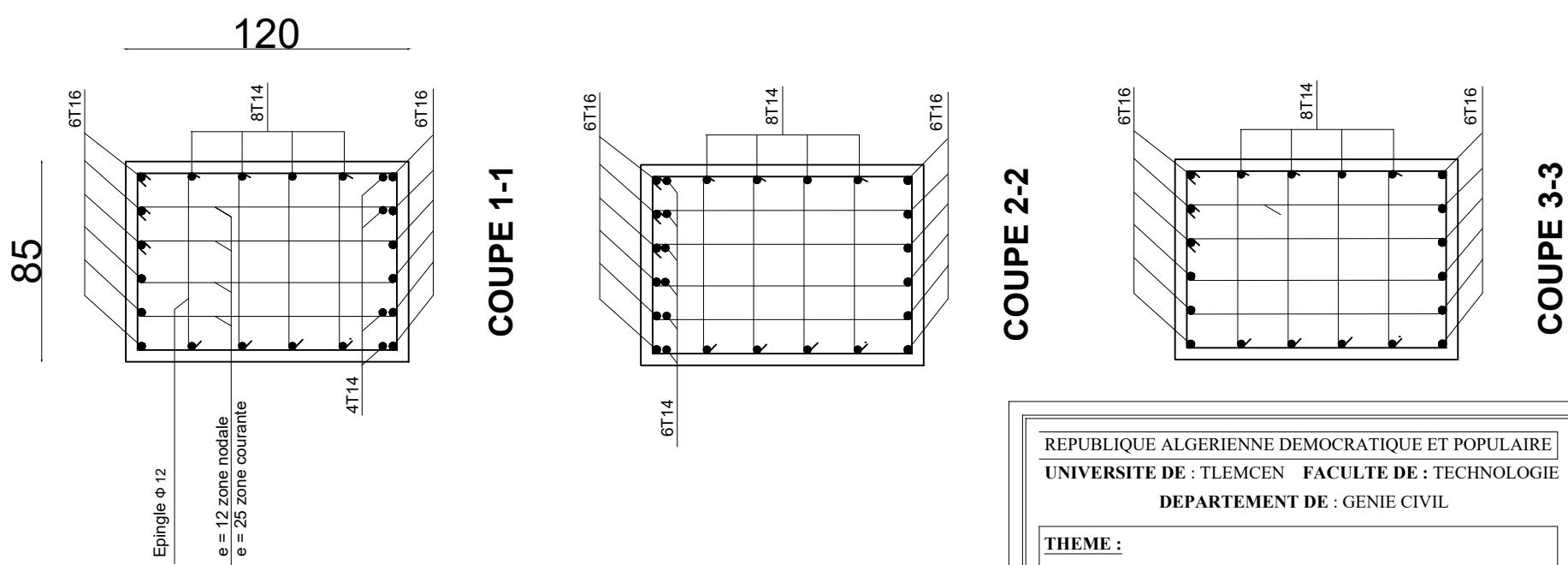
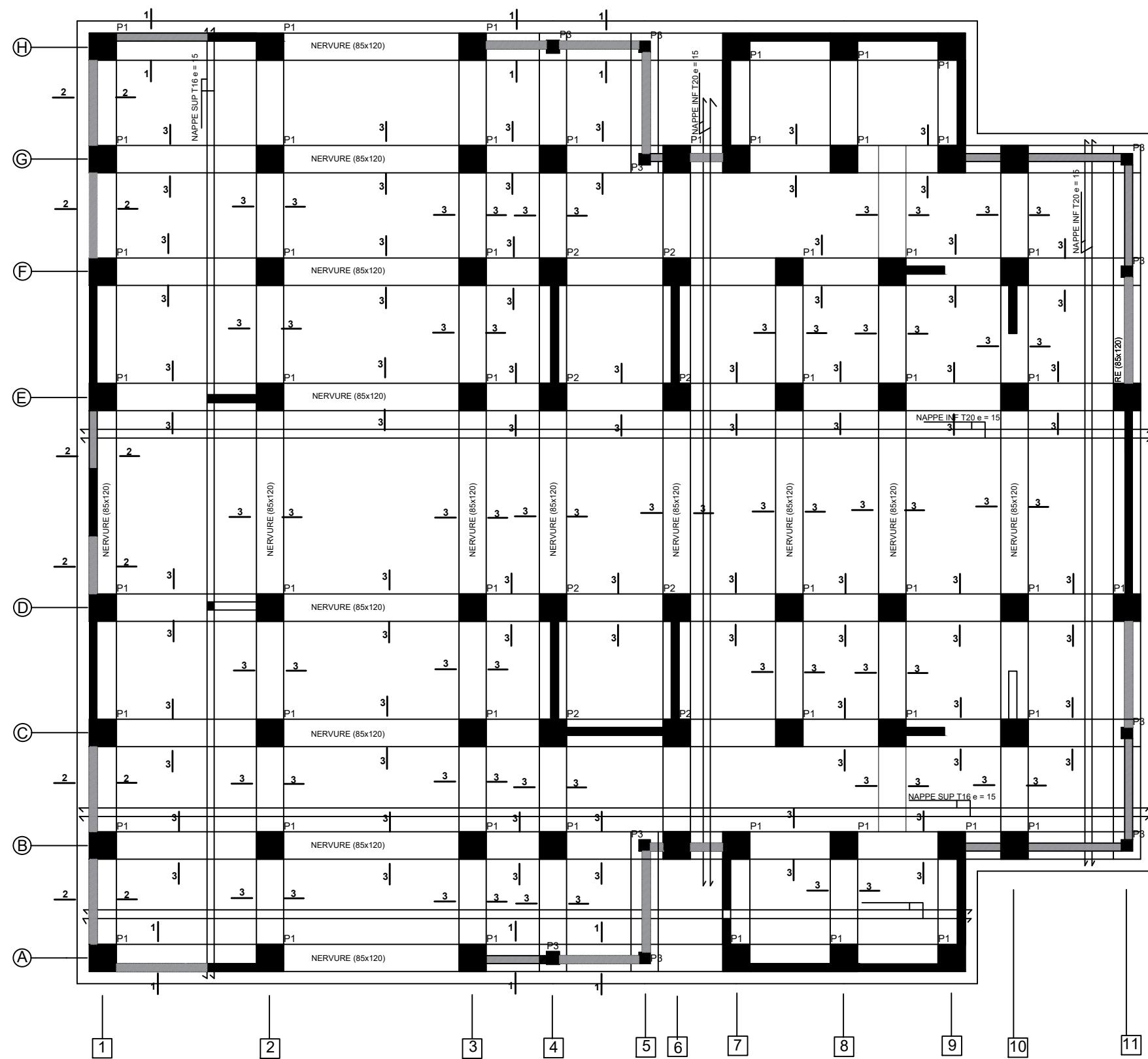


PLAN FONDATION
(Radier general)

ANNEXE 2

Plan coffrage et ferraillage du radier general

- NIV -5.29



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE DE : TLEMCEN FACULTE DE : TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE : GENIE CIVIL

THEME :

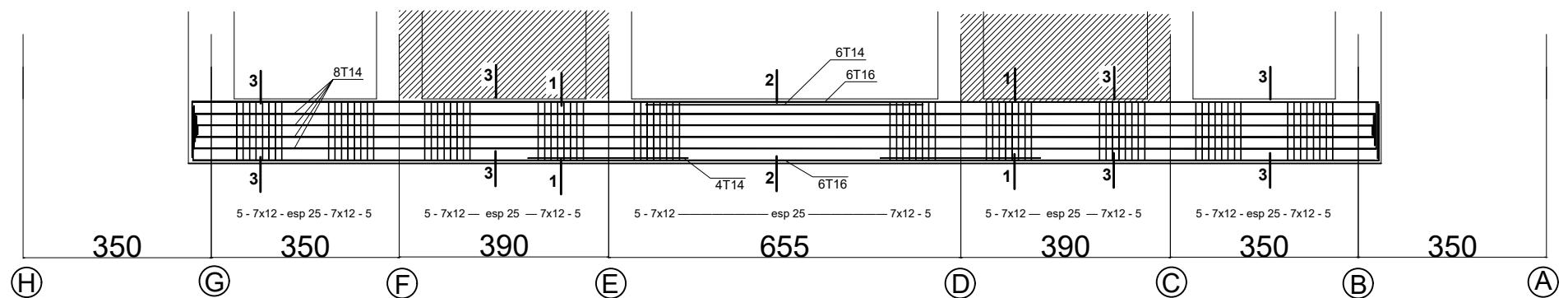
Étude structurelle d'un bâtiment en béton armé
"2 sous-sol, RDC + 15"

ENCADRER PAR :	PRESENTE PAR :
Mr HOUTI F. Mr BENAMAR	Mr ZEBIRI Khaled Mr SALHI Y. Ibrahim

Plan coffrage et ferraillage du radier general
NIV -5.29

Nomenclature des barres (nervures) AXE 1.2...11					
N°	Nombre	Nuance T	Longueur [m]	Longueur totale [m]	Façonnage
1	36	16	31,10	1119,60	
2	24	14	30,10	722,40	
3	36	16	24,00	864,00	
4	24	14	23,00	552,00	
5	12	16	17,10	205,20	
6	8	14	16,10	128,80	
7	72	16	6,25	450,00	
8	48	14	5,25	252,00	
9	42	16	5,15	216,30	
10	48	14	3,00	144,00	

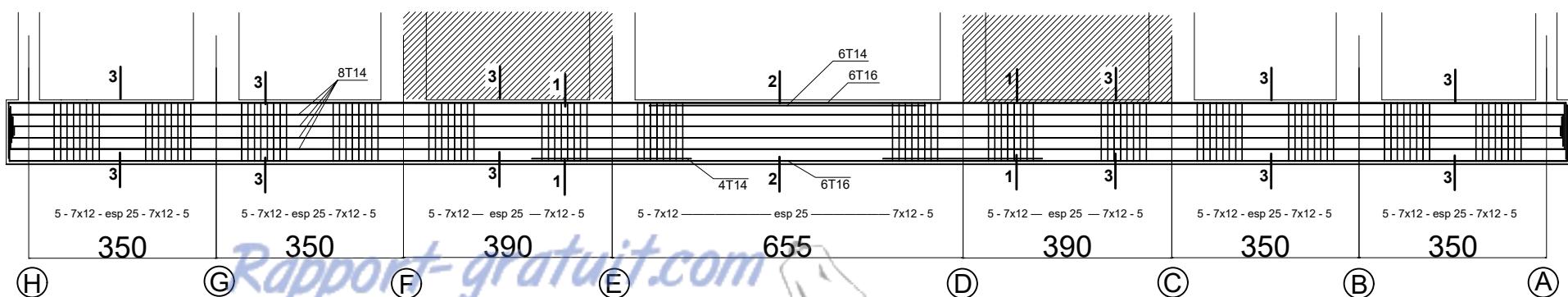
Nervure file 6 (85x120)



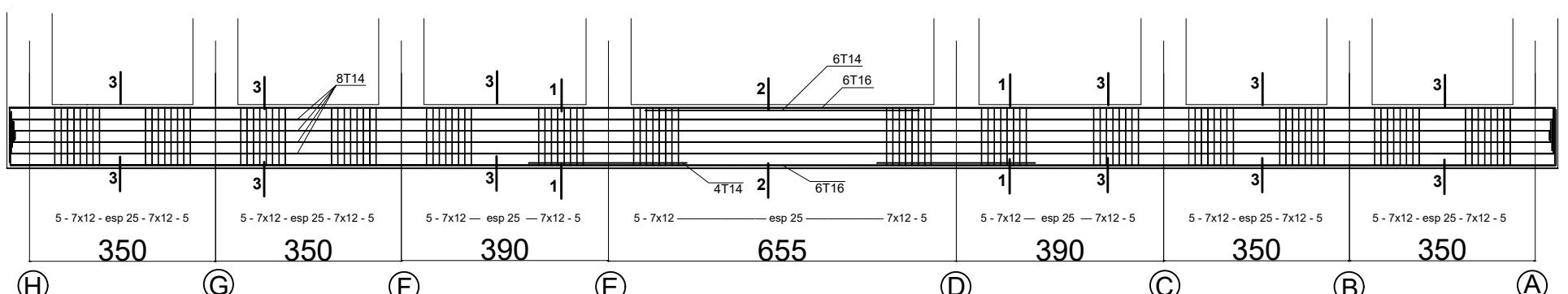
Nervure file 5 (85x120)



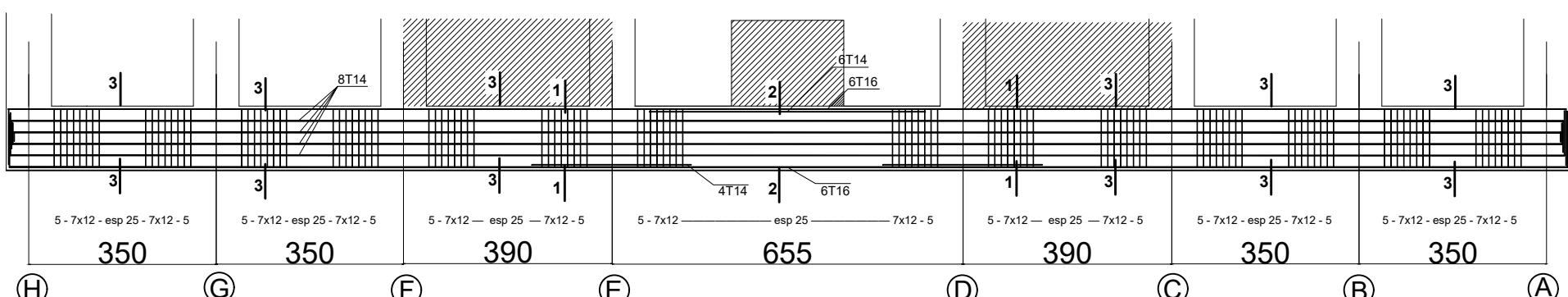
Nervure file 4 (85x120)



Nervure file 2.3 (85x120)



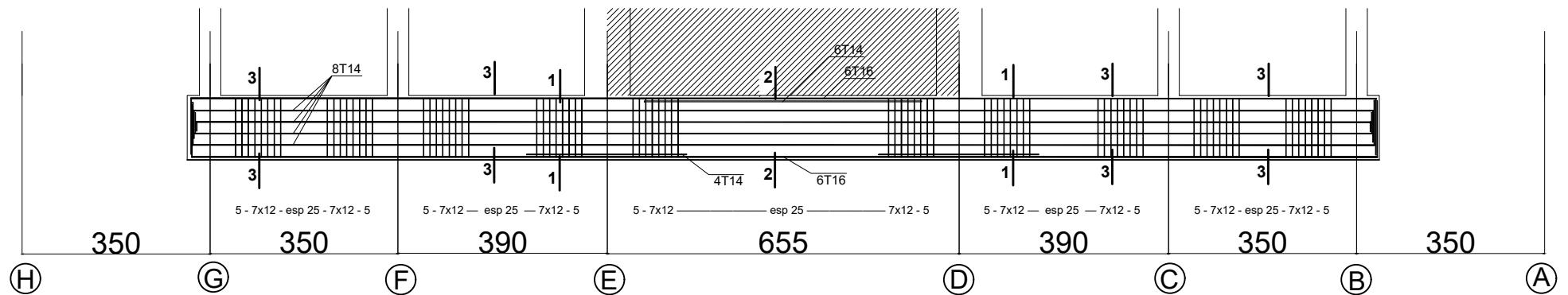
Nervure file 1 (85x120)



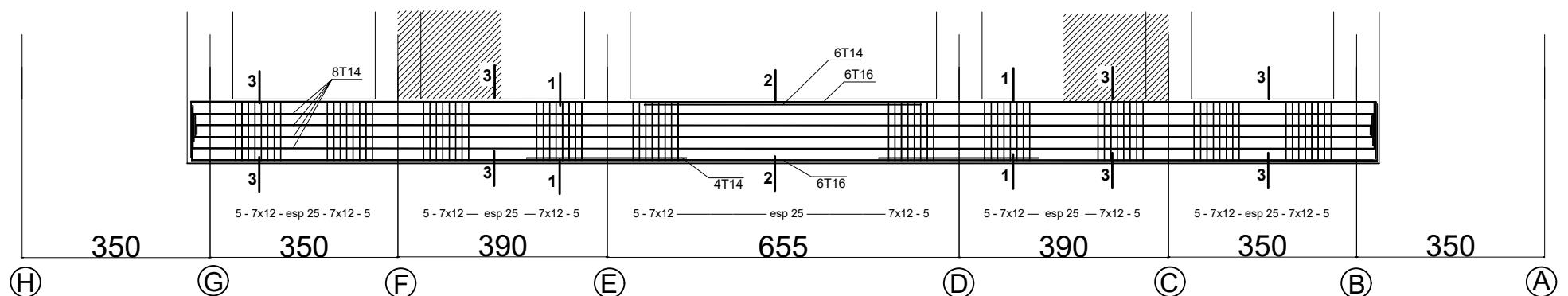
Rapport-gratuit.com

LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

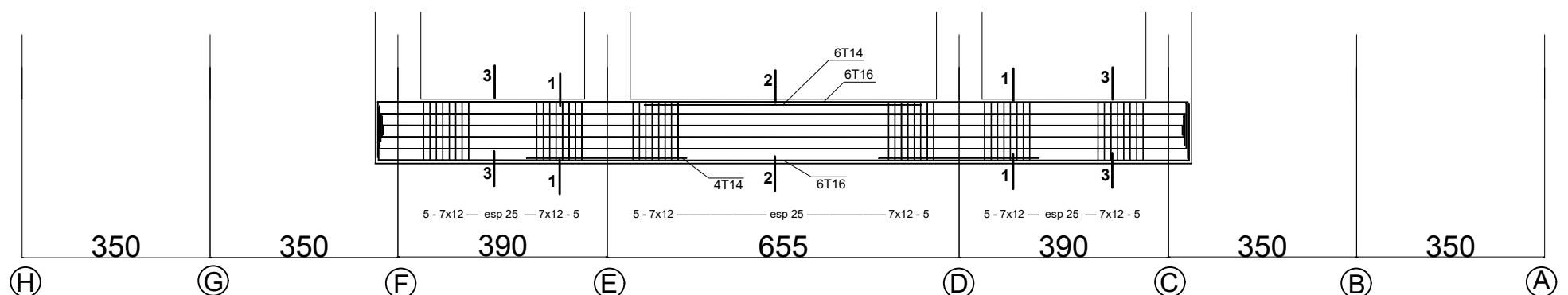
Nervure file 11 (85x120)



Nervure file 10 (85x120)



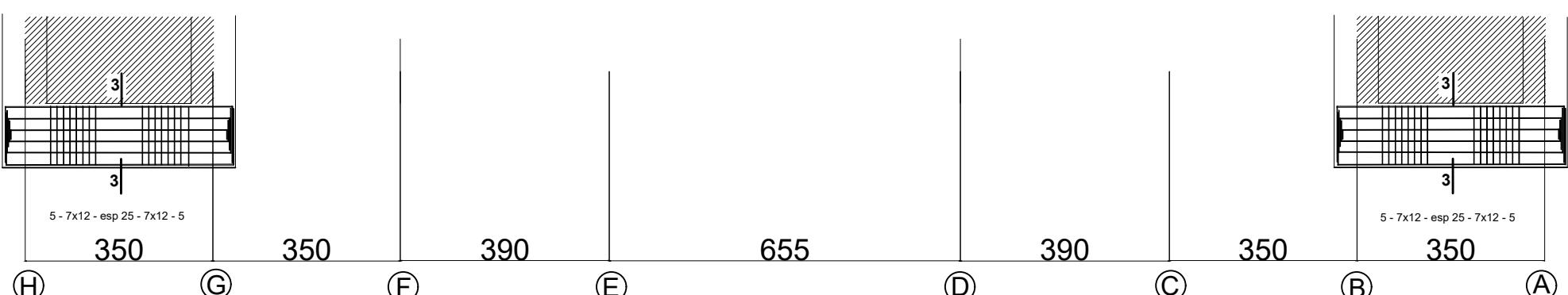
Nervure file 7' (85x120)



Nervure file 8 (85x120)



Nervure file 7.9 (85x120)

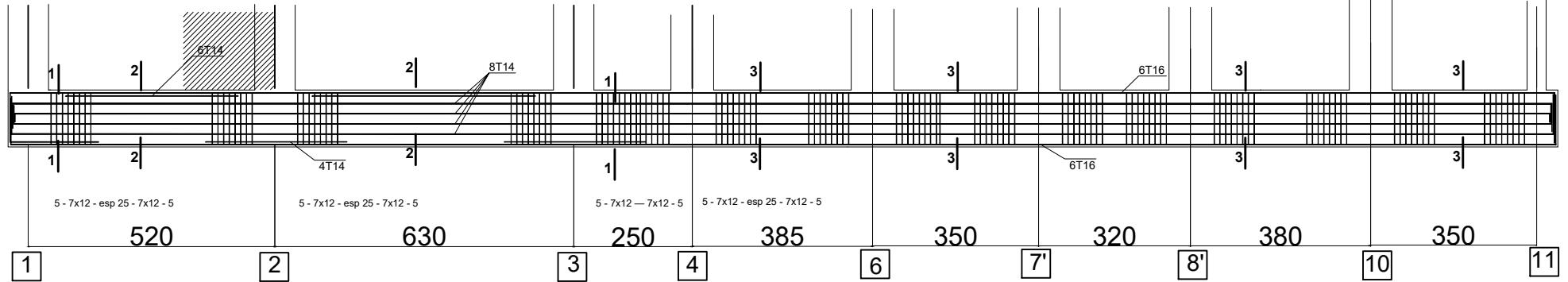


Plan coffrage et ferraillage du radier general

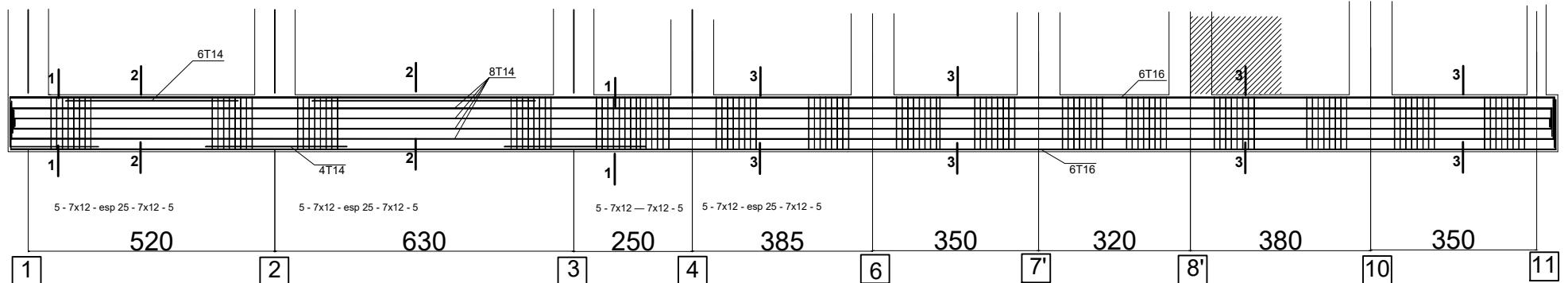
- NIV -5.29

Nomenclature des barres (nervures) AXE A.B...H					
N°	Nombre	Nuance T	Longueur [m]	Longueur totale [m]	Façonnage
1	48	16	34,60	1660,80	□
2	32	14	33,60	1075,20	□
3	24	16	29,10	698,40	□
4	16	14	28,10	449,60	□
5	24	16	19,60	470,40	□
6	16	14	18,60	297,60	□
7	24	16	9,45	226,80	□
8	16	14	8,45	135,20	□
9	48	14	3,65	175,20	□
10	64	14	2,13	136,32	□
11	32	14	2,80	89,60	□
12	48	14	4,70	225,60	□

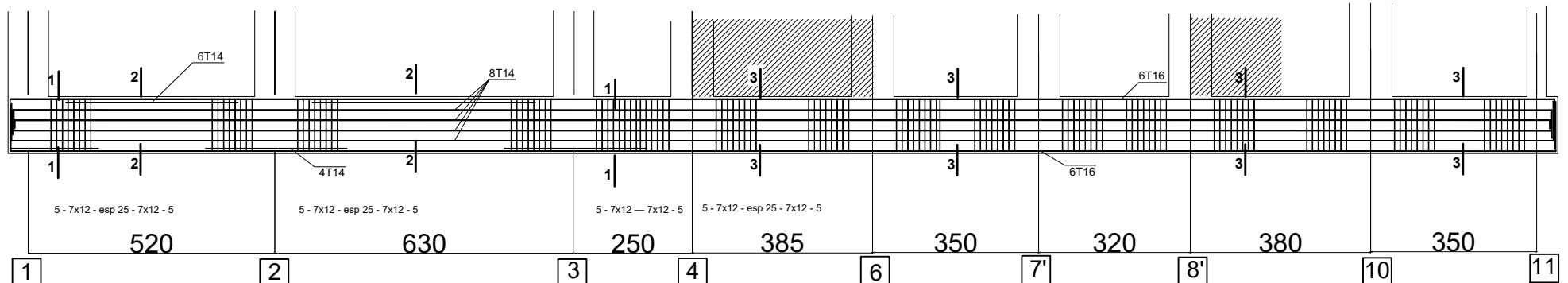
Nervure file D.E (85x120)



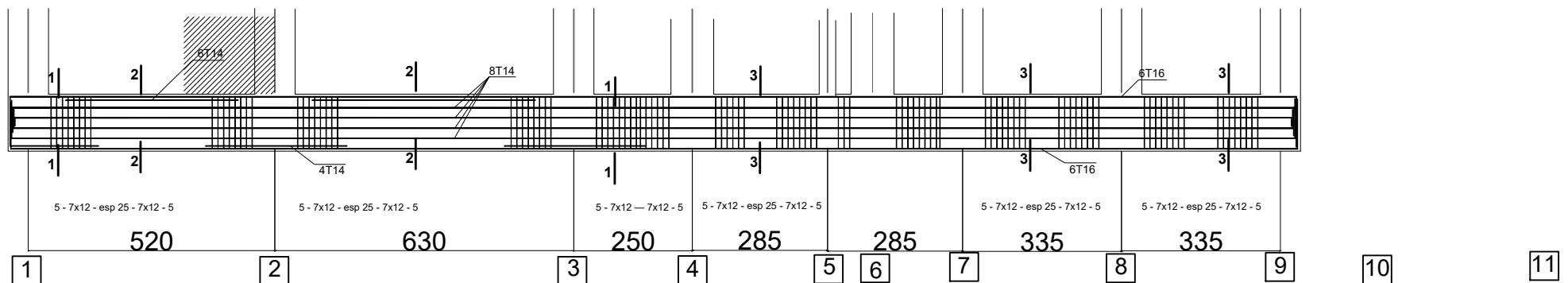
Nervure file F (85x120)



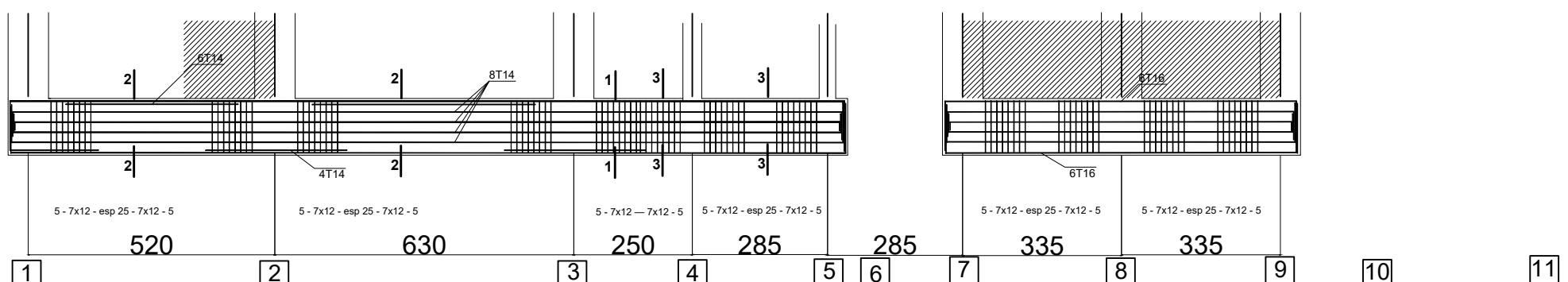
Nervure file C (85x120)



Nervure file B.G (85x120)

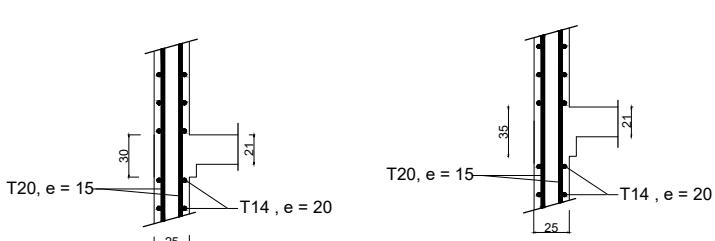
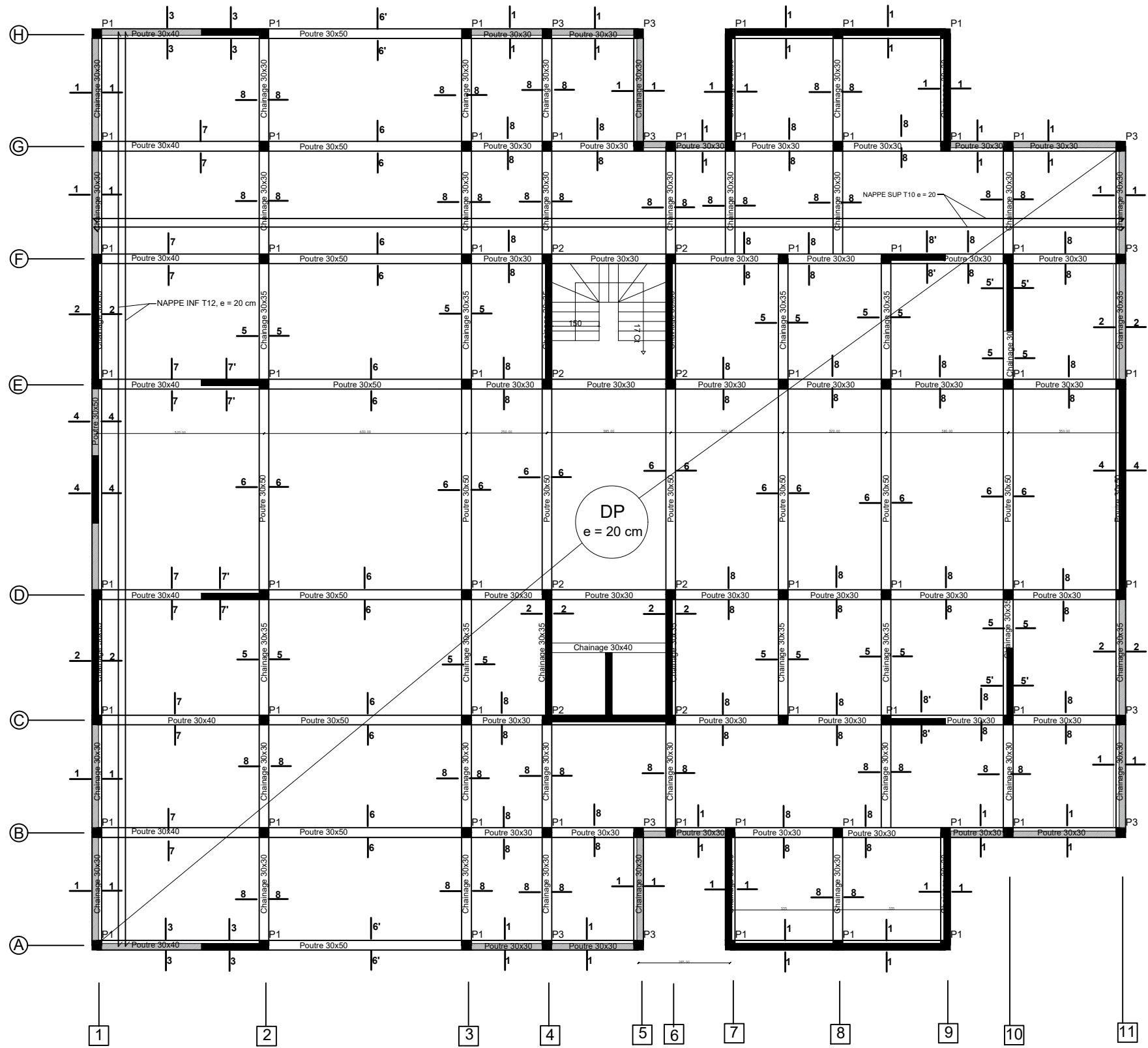


Nervure file A.H (85x120)

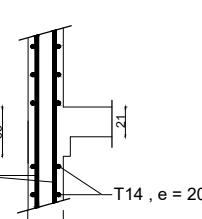


Plan coffrage et ferraillage plancher haut sous-sol 02

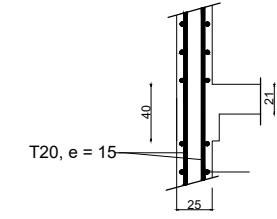
NIV -2.40



Coupe 1-1

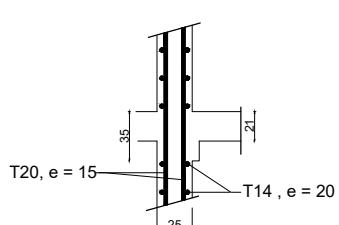


Coupe 2-2

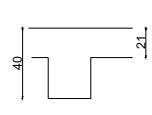


Coupe 3-3

Coupe 5-5



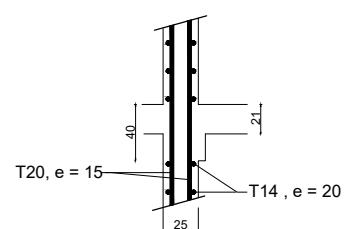
Coupe 5'-5'



Coupe 6'-6'



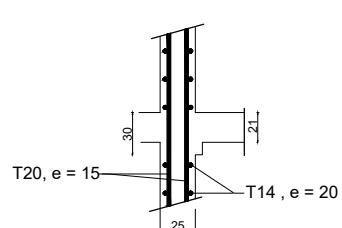
Coupe 7-7



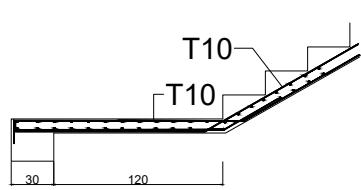
Coupe 7'-7'



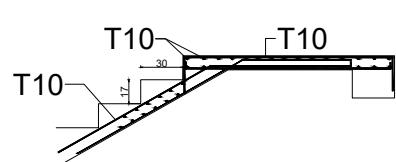
Coupe 8-8



Coupe 8'-8'



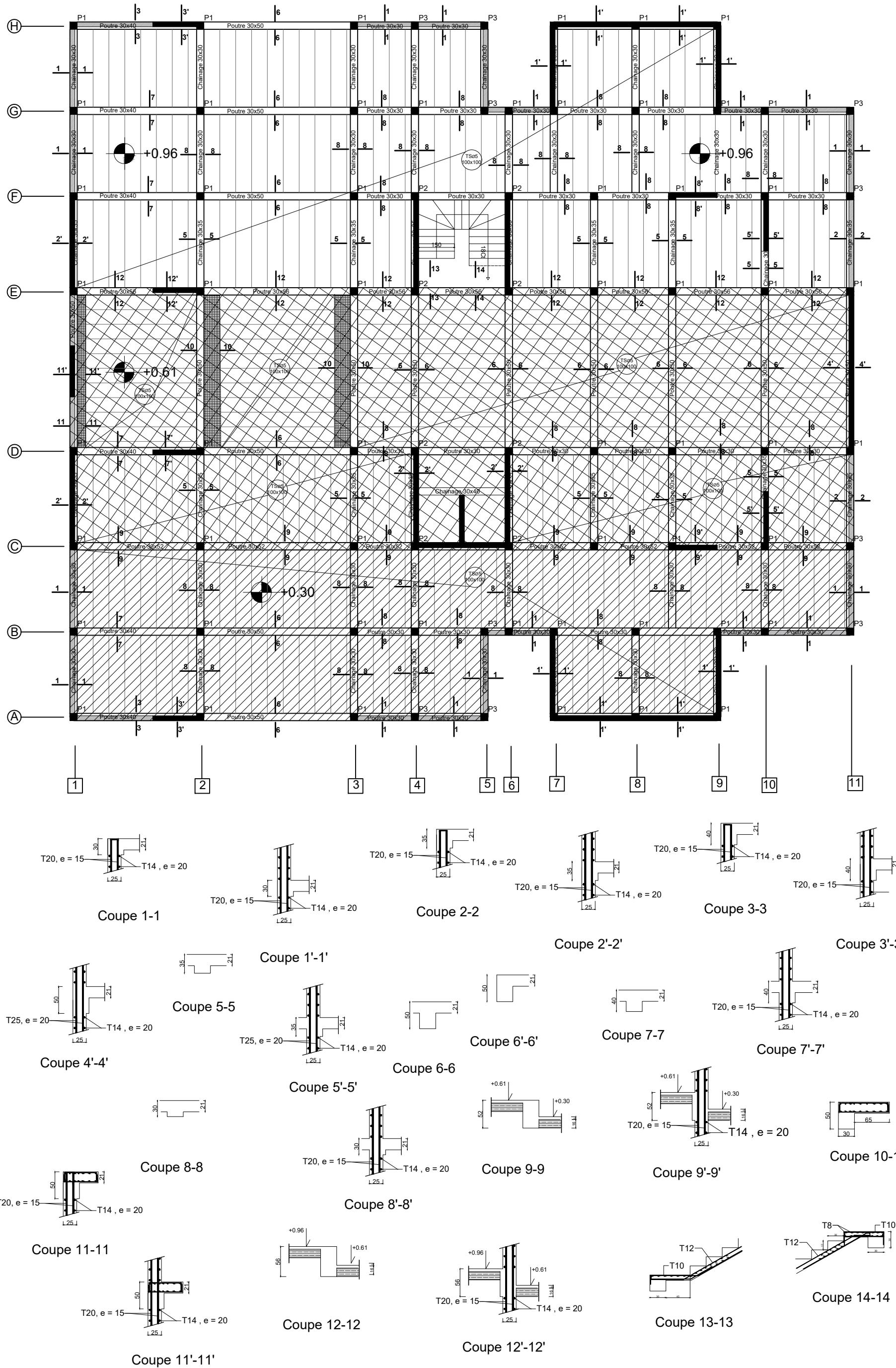
Coupe 9-9



Coupe 10-10

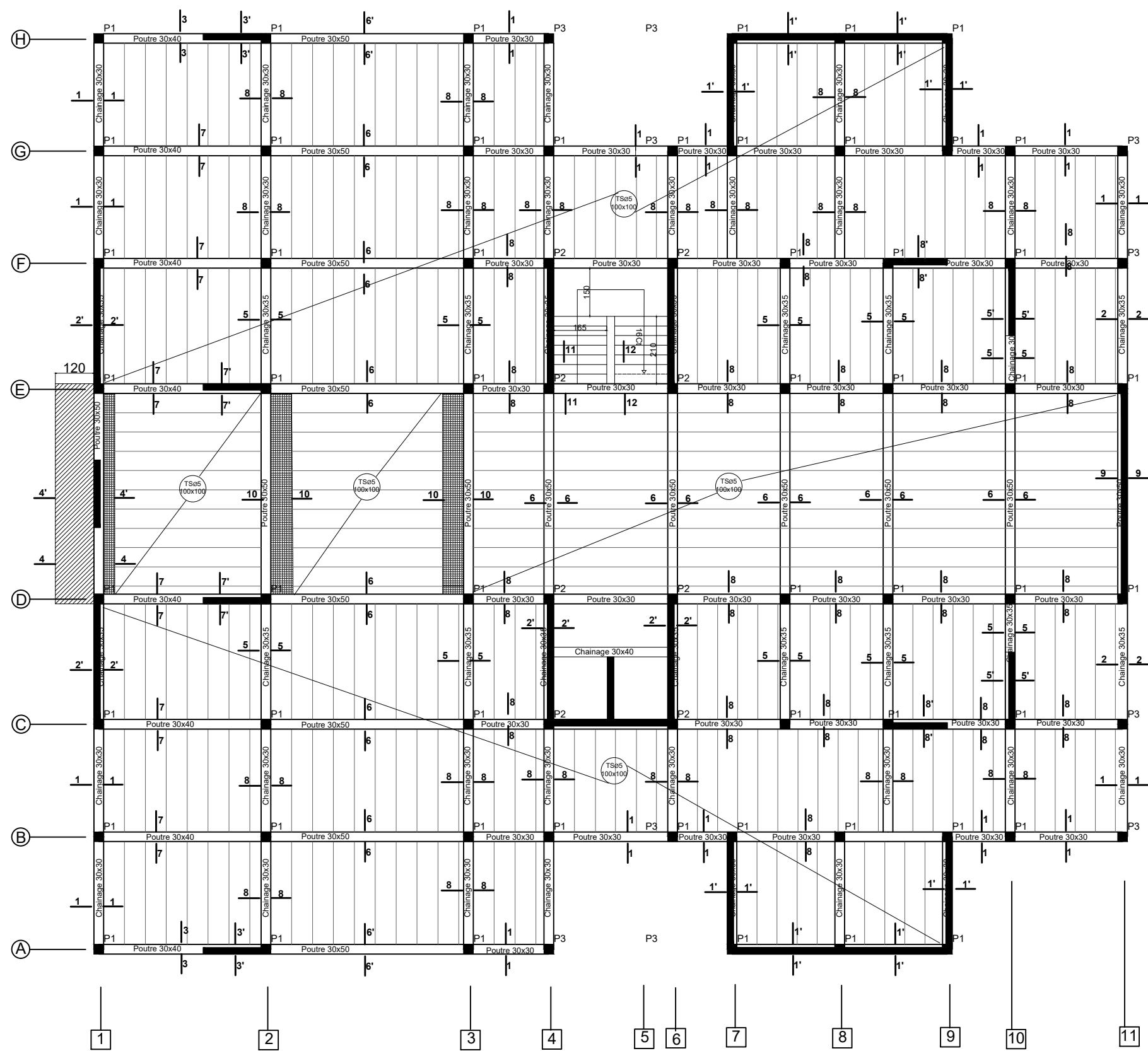
Plan coffrage et ferraillage plancher haut sous-sol 01

NIV +0.30 , +0.61 et +0.96

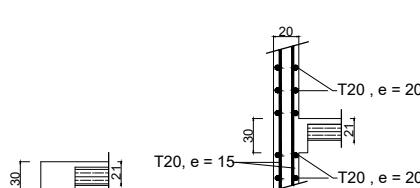
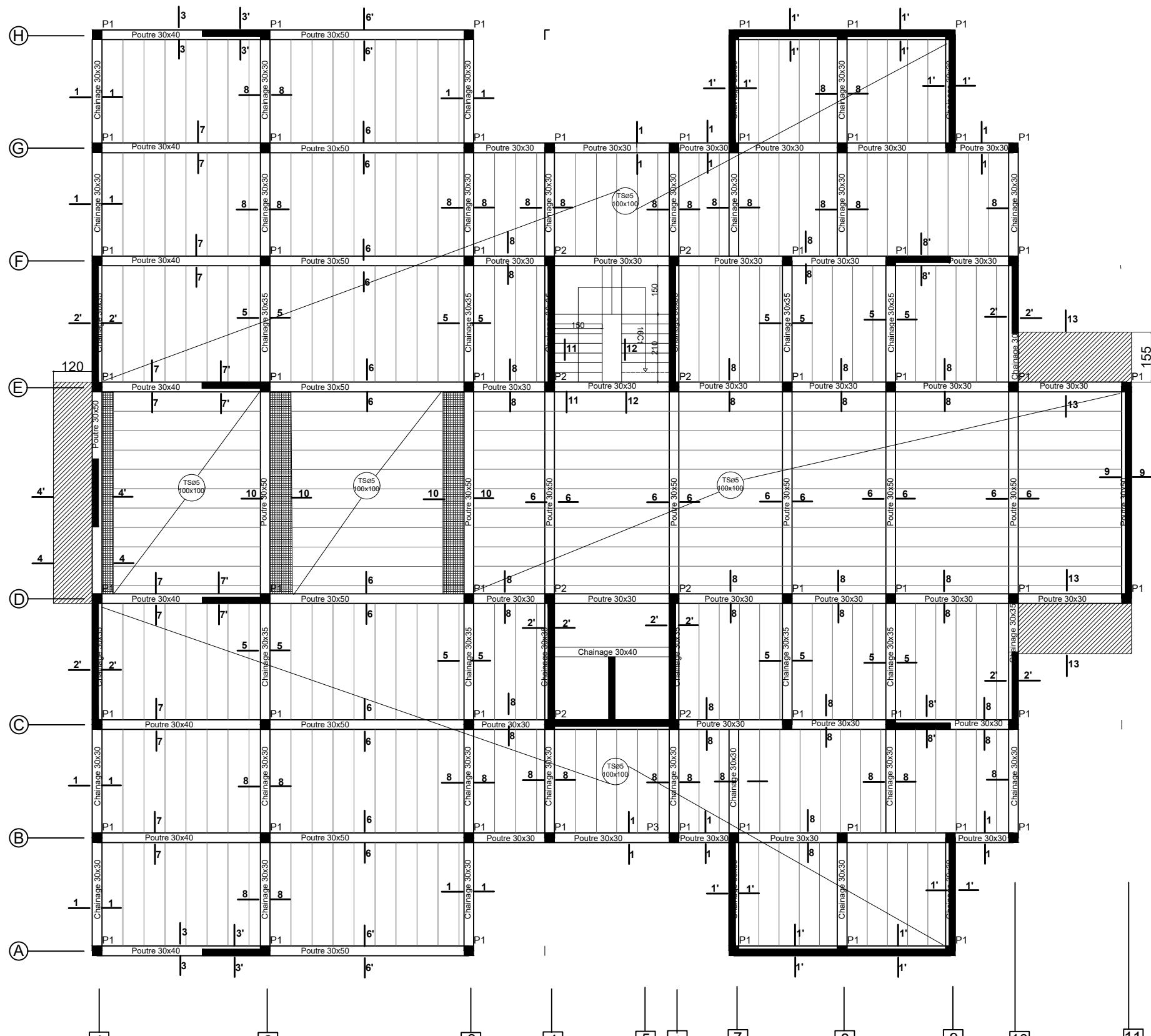


Plan coffrage et ferraillage plancher haut RDC

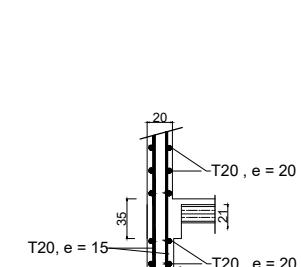
- NIV +5.84



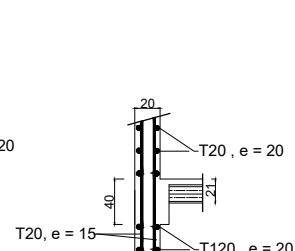
Plan coffrage et ferraillage plancher haut étage 01 ... étage 14 - NIV +8.90 ... 48.68



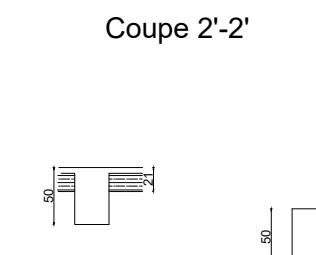
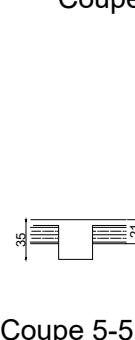
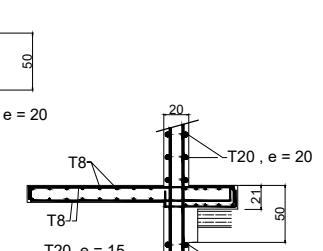
Coupe 1-1



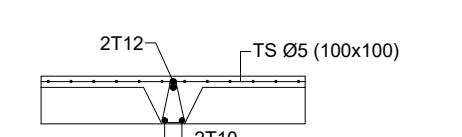
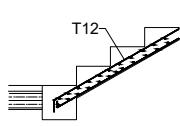
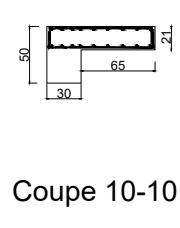
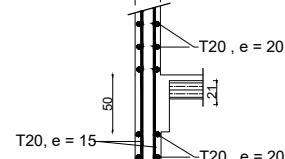
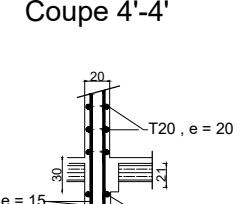
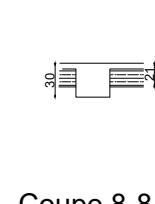
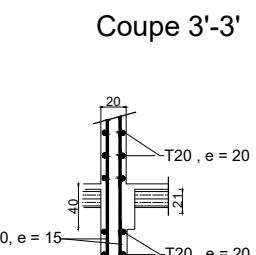
Coupe 3-3



Coupe 4-4

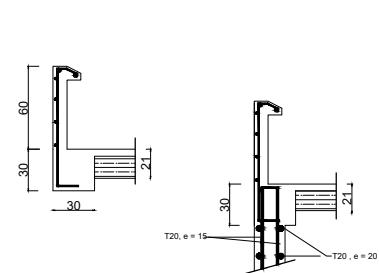
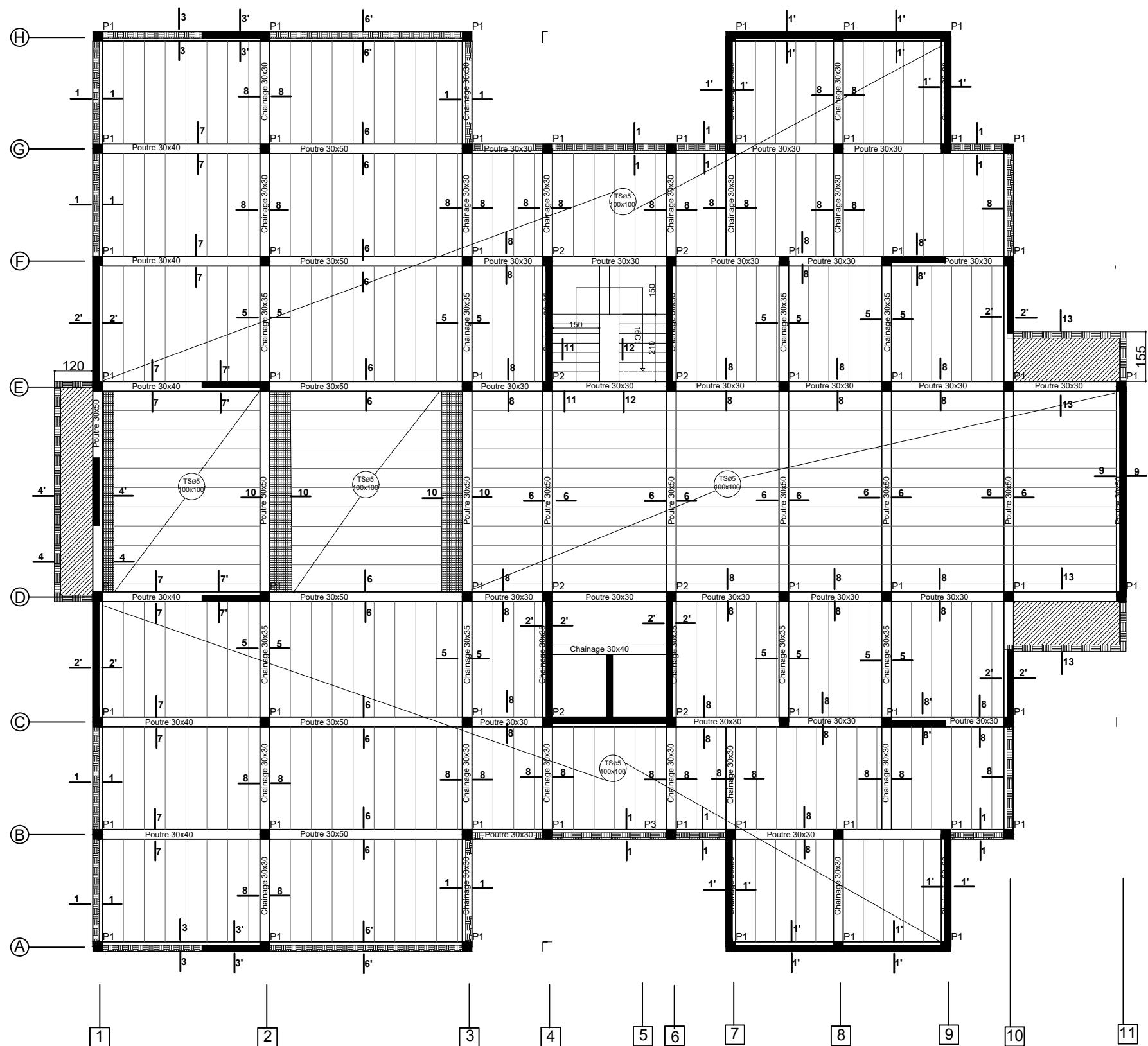


Coupe 7-7

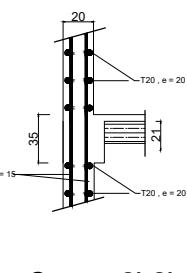


Coupe 12-12

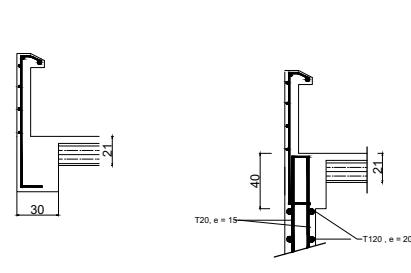
Plan coffrage et ferrailage plancher haut étage 15 - NIV +51.74



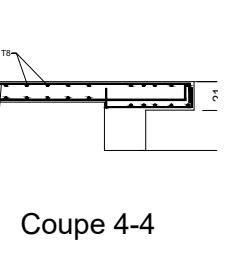
Coupe 1-1



Coupe 2'-2'



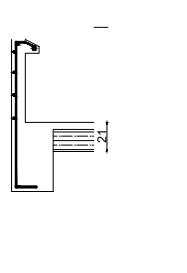
Coupe 3-3



Coupe 4-4

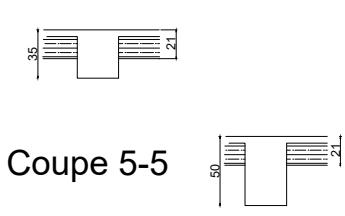


Coupe 1'-1'

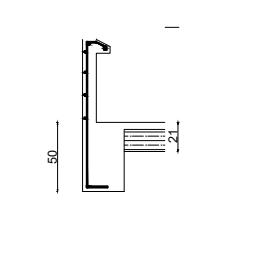


Coupe 2-2

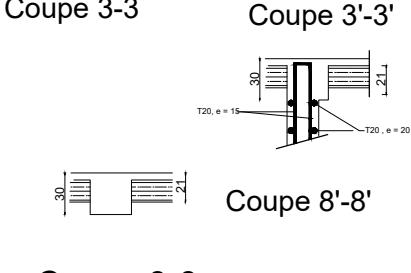
Coupe 3'-3'



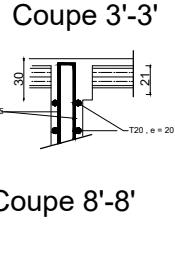
Coupe 5-5



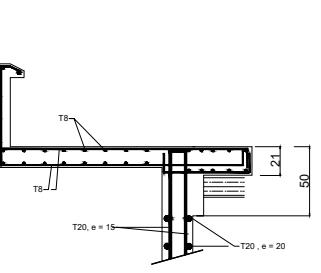
Coupe 6-6'



Coupe 7-7'

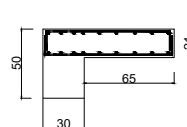


Coupe 8-8'

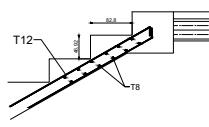


Coupe 4'-4'

Coupe 6-6



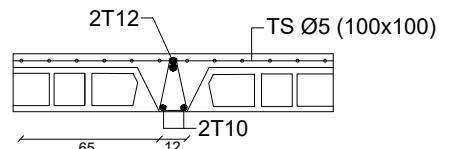
Coupe 10-10



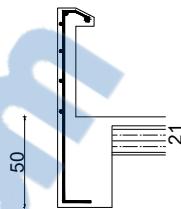
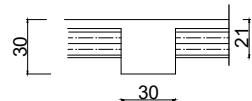
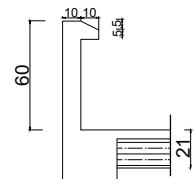
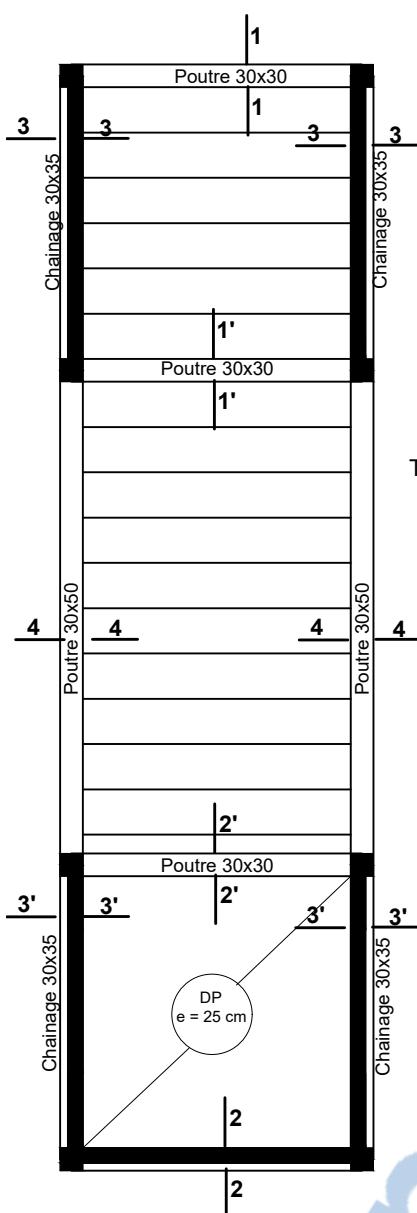
Coupe 12-12

Coupe 9-9

Coupe 11-11

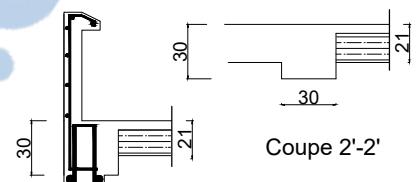
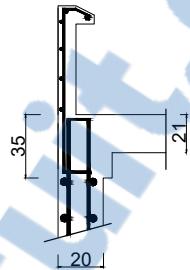
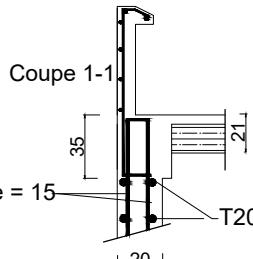


Plan coffrage et ferraillage plancher haut cage d'escalier et ascenseur NIV +54.8



Coupe 1'-1'

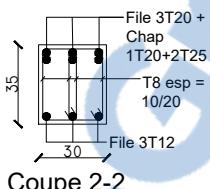
Coupe 4-4



Coupe 2-2

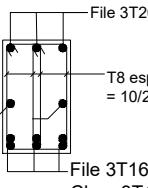
Coupe 3'-3'

Poutre et chainage

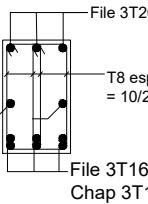


Coupe 2'-2'

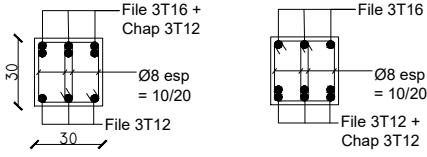
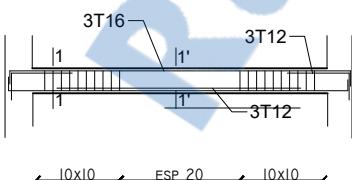
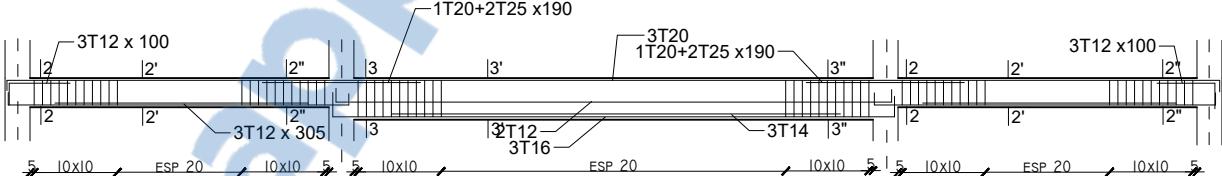
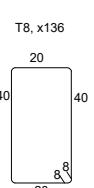
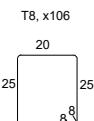
Coupe 2"-2"



Coupe 3'-3'



Coupe 3"-3"

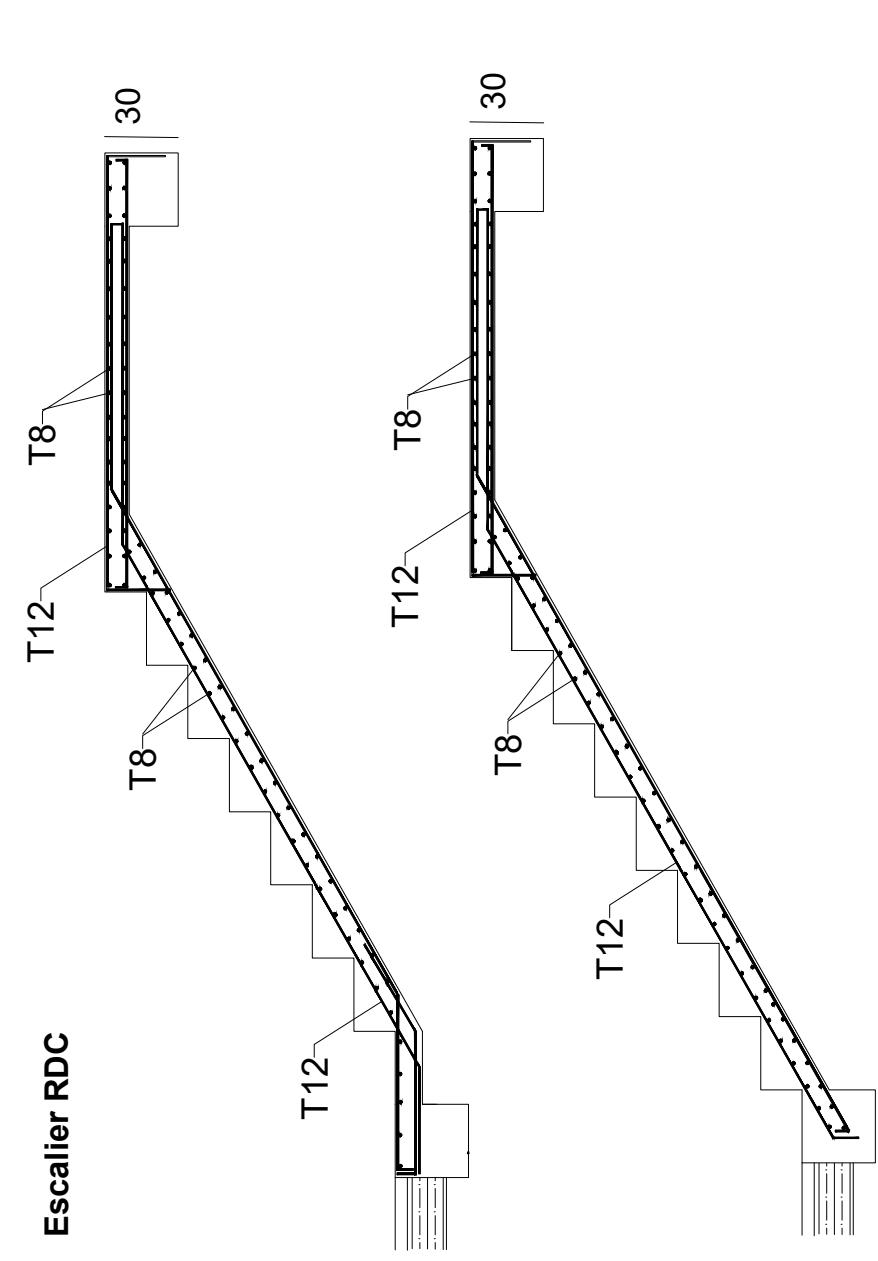


Coupe 1-1

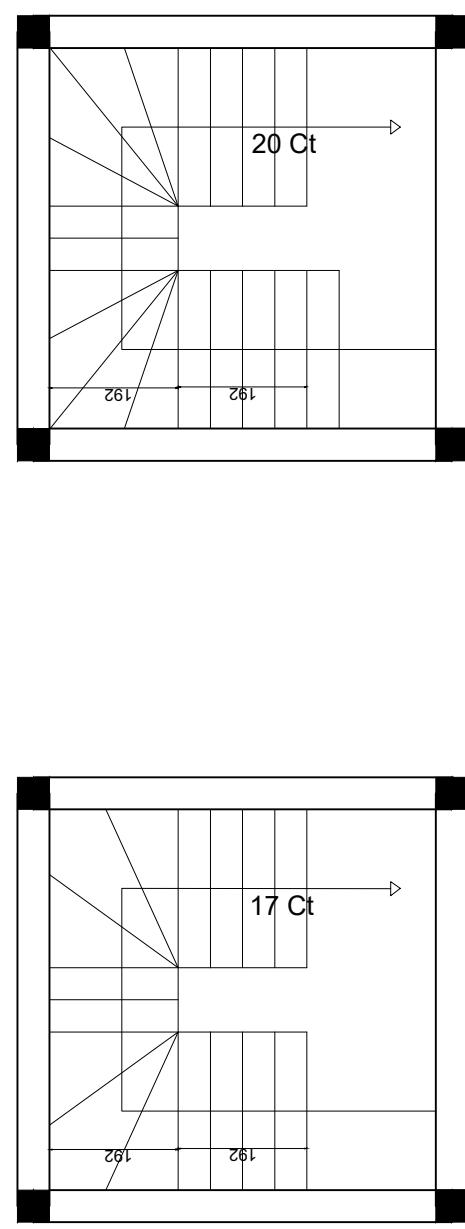
Coupe 1'-1'

Nomenclature des aciers pour poutres chainages (cage d'escalier et ascenseur)

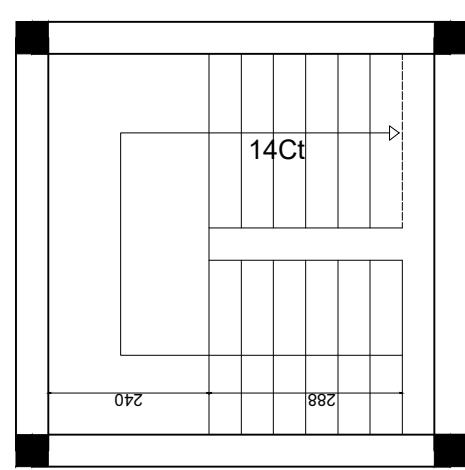
N°	Nombre	Nuance T	Longueur [m]	Longueur totale [m]	Façonnage
1	6	20	15,80	94,80	
2	36	12	1,00	36,00	
3	4	20	1,90	7,60	
4	8	25	1,90	15,20	
5	12	12	3,05	36,60	
6	24	12	4,40	105,60	
7	6	25	7,00	42,00	
8	6	12	6,90	41,40	
9	6	14	5,40	32,40	



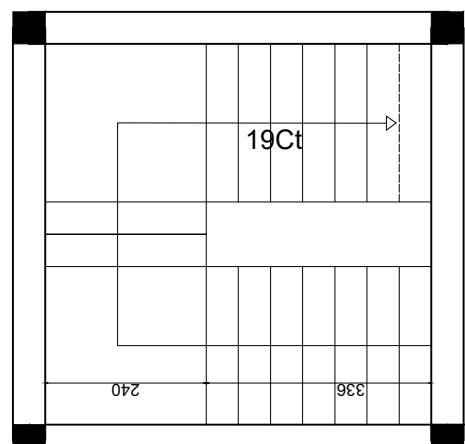
Escalier sous-sols 1



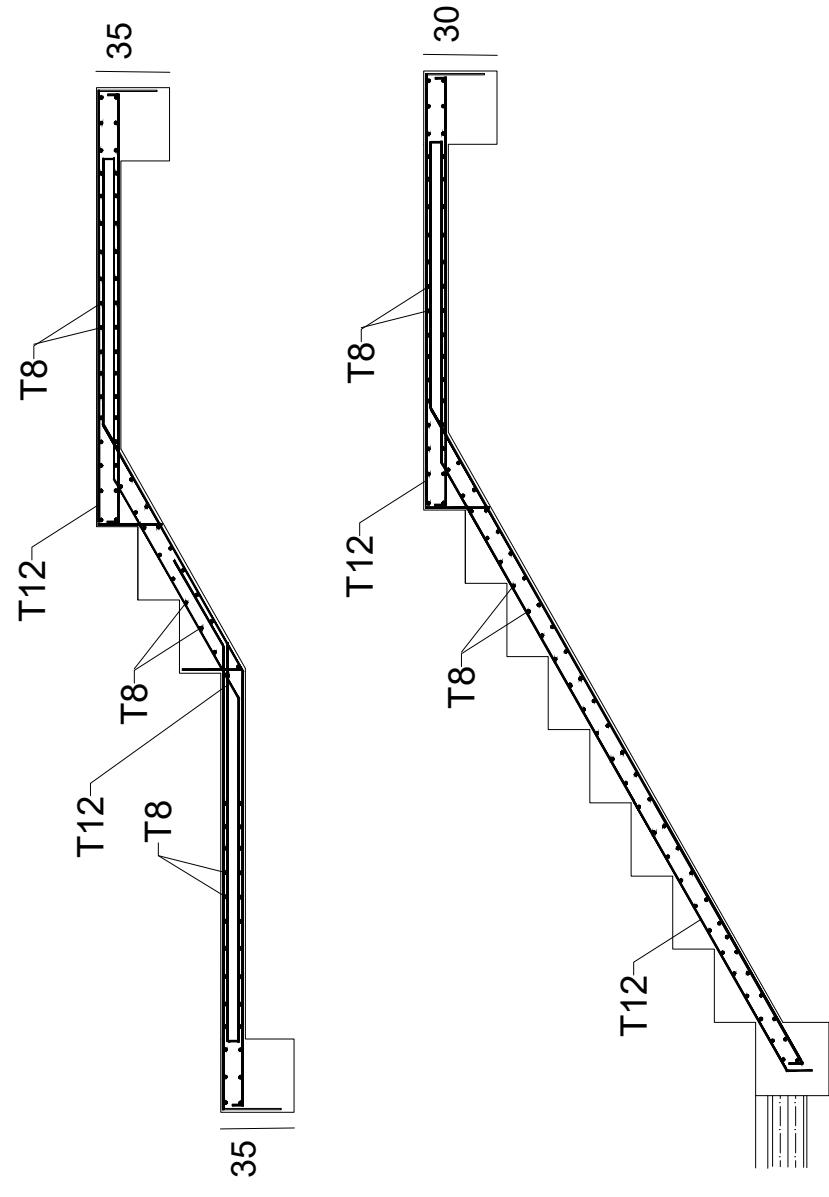
Escalier RDC



Escalier étages courants



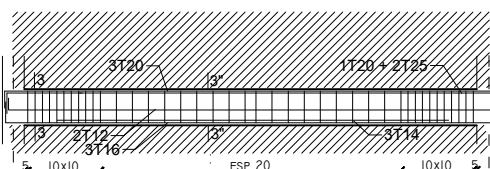
Escalier étages courants



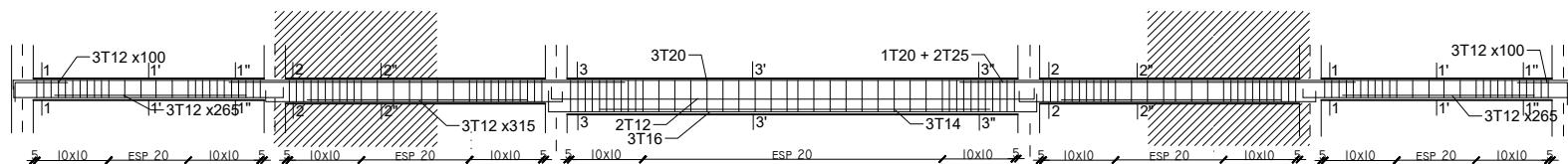
Poutre et chainage AXE 1.2.3.4.6.7..7'.8.8'.9.10.11

(30x30) (30x35) (30x50)

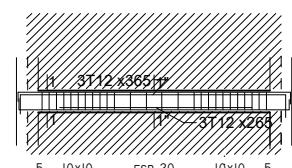
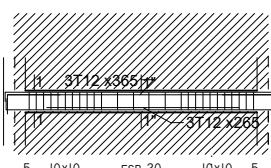
Poutre et chainage AXE 11



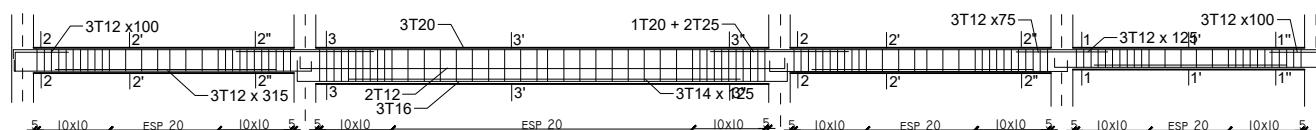
Poutre et chainage AXE 10



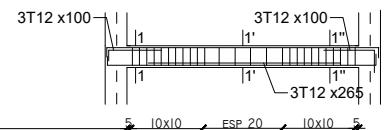
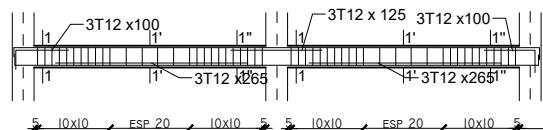
Poutre et chainage AXE 7



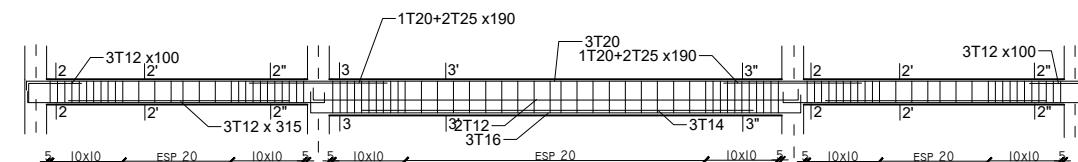
Poutre et chainage AXE 8'



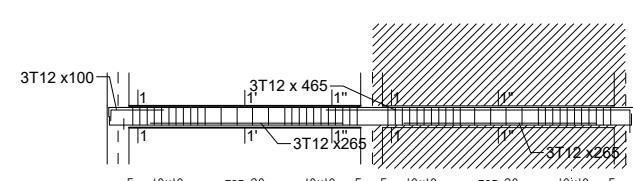
Poutre et chainage AXE 8



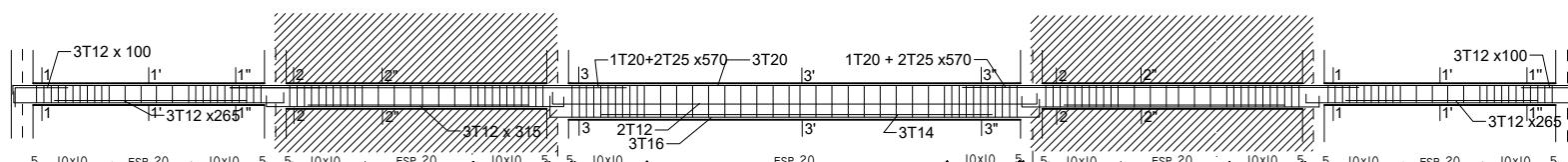
Poutre et chainage AXE 7'



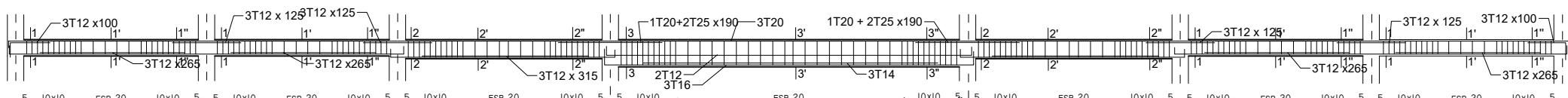
Poutre et chainage AXE 7



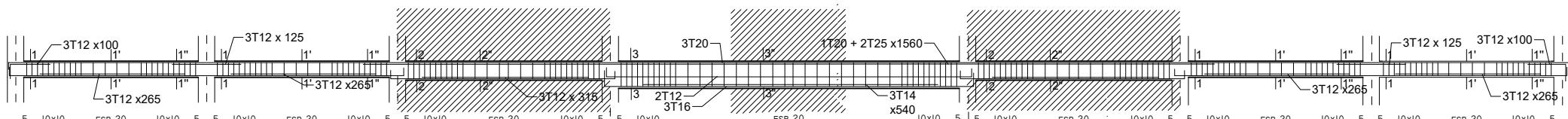
Poutre et chainage AXE 4.6



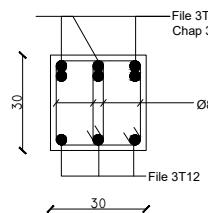
Poutre et chainage AXE 2.3



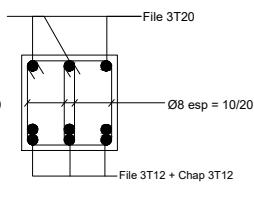
Poutre et chainage AXE 1



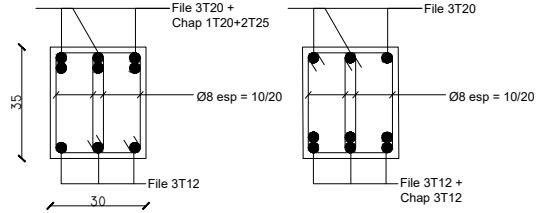
Poutre et chainage AXE 1.2.3.4.6.7..7'.8.8'.9.10.11 (30x30) (30x35) (30x50)



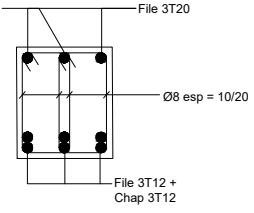
Coupe 1-1



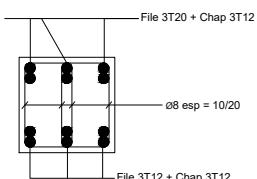
Coupe 1'-1'



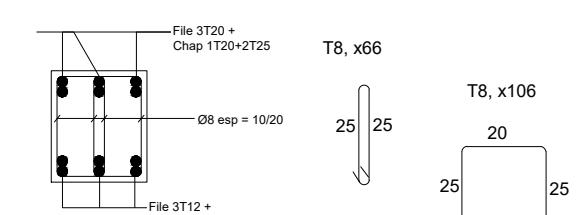
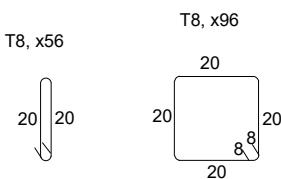
Coupe 2-2



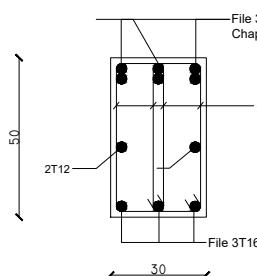
Coupe 2'-2'



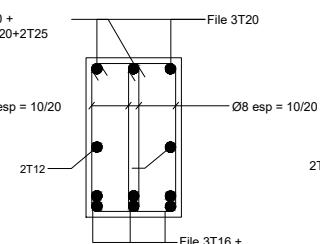
Coupe 1"-1"



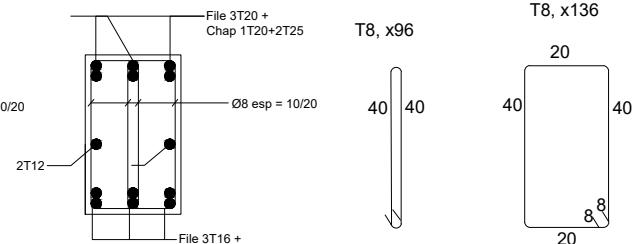
Coupe 2"-2"



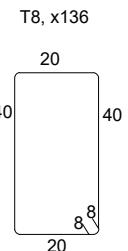
Coupe 3-3



Coupe 3'-3'

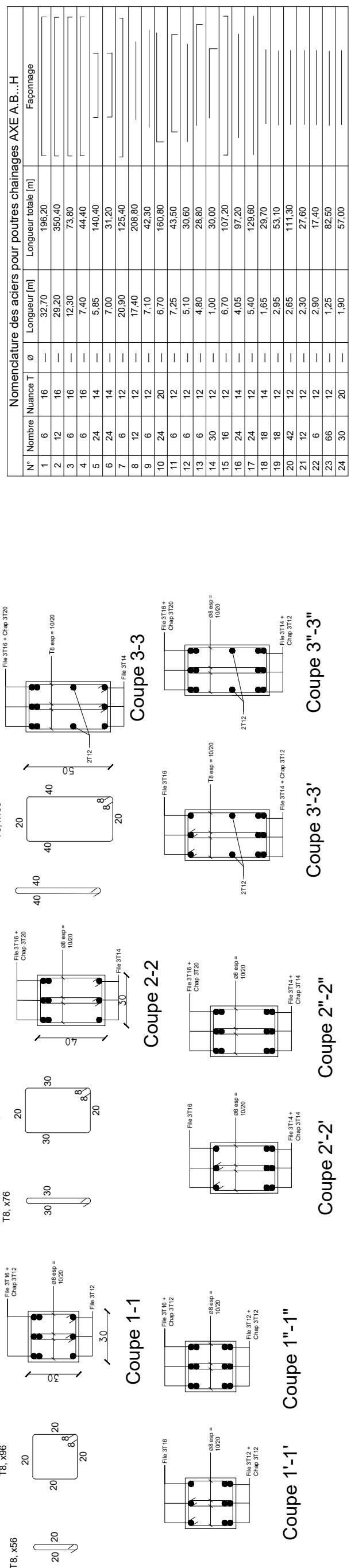


Coupe 3"-3"



Nomenclature des aciers pour poutres chainages AXE 1.2 ... 11						
N°	Nombre	Nuance T	Ø	Longueur [m]	Longueur totale [m]	Façonnage
1	66	12	—	2,65	174,90	_____
2	54	12	—	1,00	54,00	_____
3	27	12	—	1,25	33,75	_____
4	6	20	—	1,90	11,40	_____
5	12	25	—	1,90	22,80	_____
6	1	20	—	15,60	15,60	_____
7	2	25	—	15,60	31,20	_____
8	36	12	—	3,15	113,40	_____
9	21	14	—	5,40	113,40	_____
10	6	12	—	4,65	27,90	_____
11	4	20	—	5,70	22,80	_____
12	8	25	—	5,70	45,60	_____
13	6	20	—	29,90	179,40	_____
14	6	20	—	22,60	135,60	_____
15	12	12	—	7,80	93,60	_____
16	36	12	—	4,60	165,60	_____
17	21	14	—	7,00	147,00	_____
18	14	12	—	6,80	95,20	_____

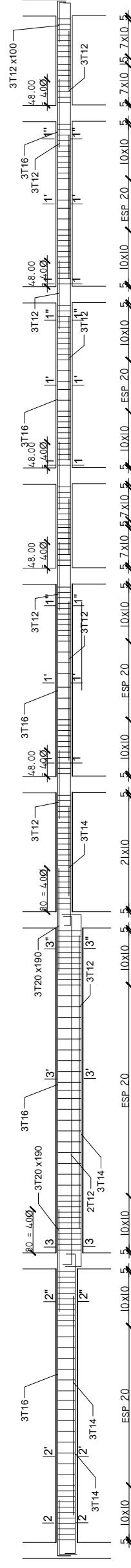
Poutres AXE A.B.C.D.E.F.G.H (30x30) (30x40) (30x50)



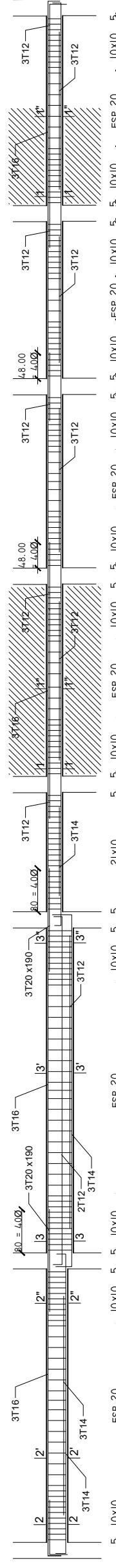
Poutre AXE A.H



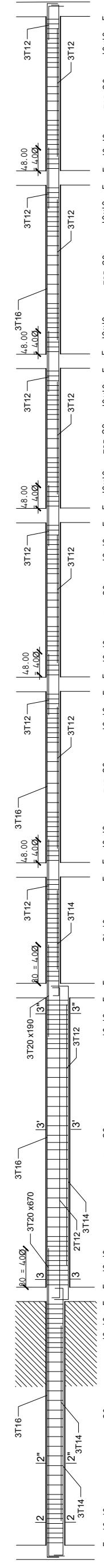
Poutre AXE B.G



Poutre AXE C.F

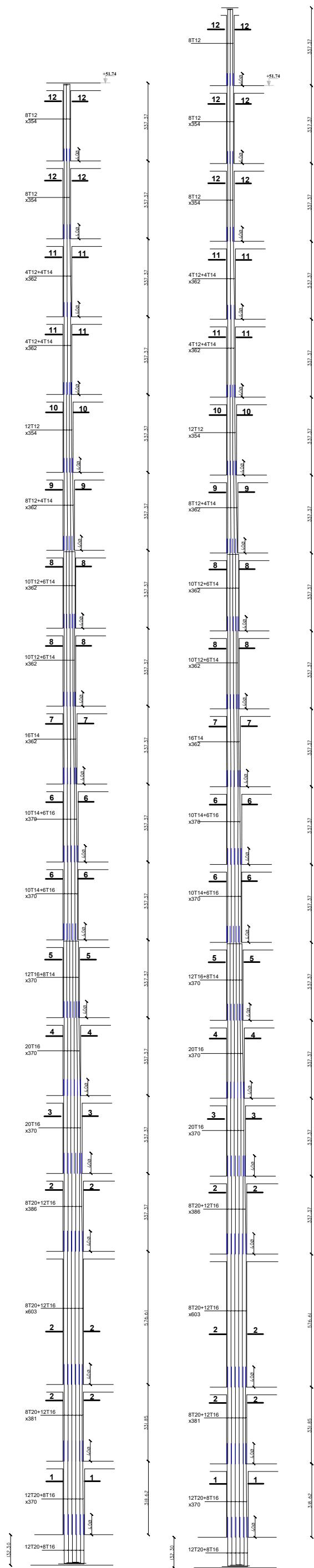


Routledge Key Dictionaries

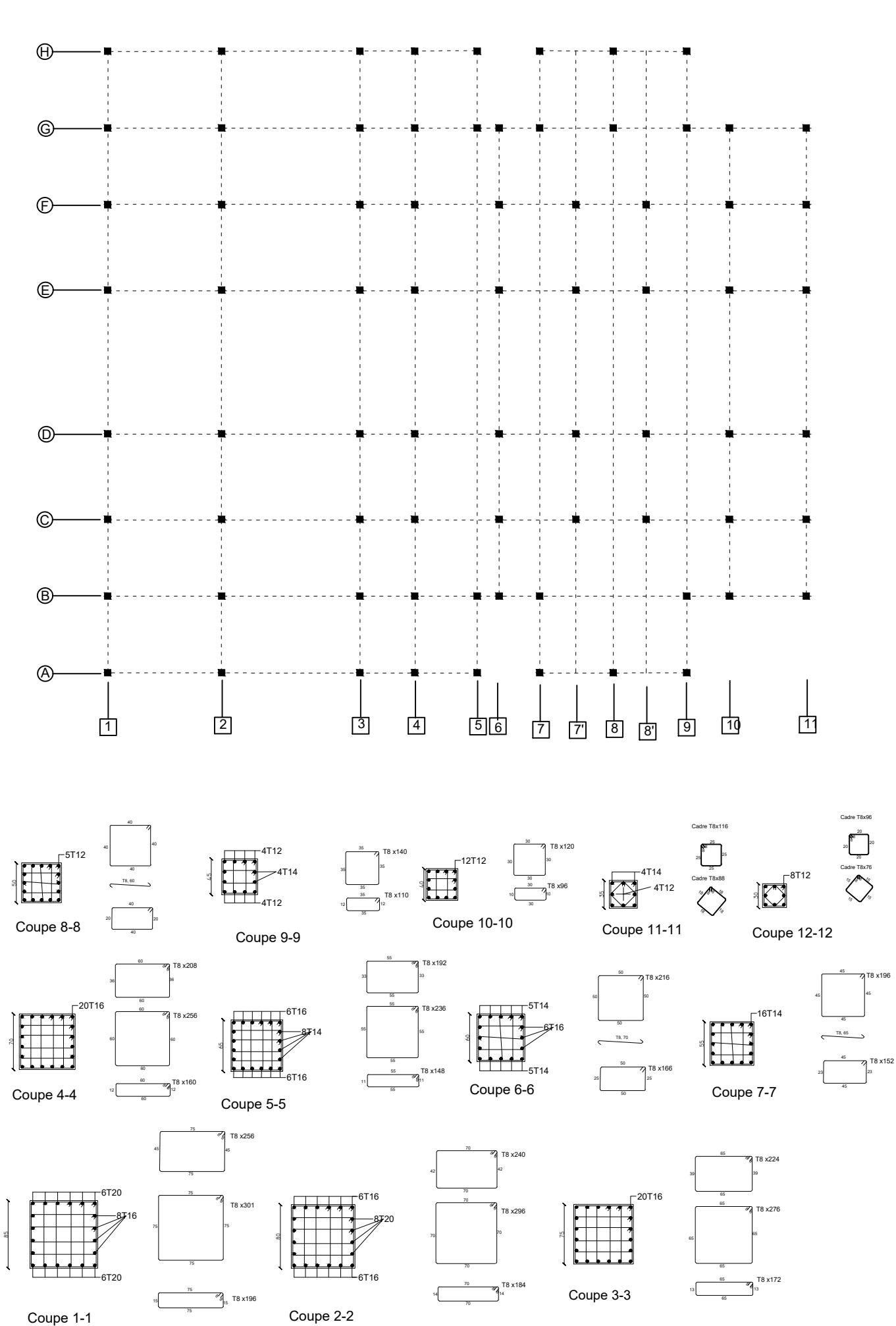


POTEAU TYPE 1

POTEAU TYPE 2

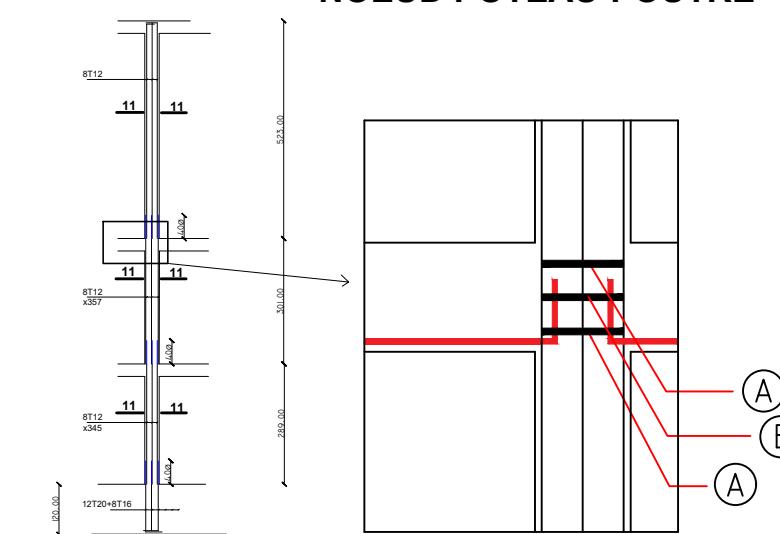


REPERAGE DES POTEAUX



POTEAU TYPE 3

NOEUD POTEAU-POUTRE



POTEAU (45x45)	POTEAU (40x40)	POTEAU (35x35)	POTEAU (30x30)
 35 A 35	 30 A 30	 25 A 25	 20 A 20
2U en T8X105	2U en T8X90	2U en T8X90	2U en T8X90
 35 B 35	 30 B 30	 25 B 25	 20 B 20
2U en T8X105	2U en T8X90	2U en T8X90	2U en T8X90
 55 B 55	 50 B 50	 45 B 45	 40 B 40
2U en T8X135	2U en T8X150	2U en T8X135	2U en T8X120
 55 B 55	 50 B 50	 45 B 45	 40 B 40
2U en T8X135	2U en T8X150	2U en T8X135	2U en T8X120
 75 B 75	 70 B 70	 65 B 65	 60 B 60
2U en T8X150	2U en T8X150	2U en T8X150	2U en T8X150
 75 B 75	 70 B 70	 65 B 65	 60 B 60
2U en T8X150	2U en T8X150	2U en T8X150	2U en T8X150

ANNEXE 3

ANNEXE 3 : Planning MS PROJECT

ID		Nom de la tâche	Duration	Predecessors	Resource Names	Cost	WBS																													
1	PROJET		751 days		Grue [1];Aci... CHARGEUR	Grue [1];Aci... CHARGEUR;INGENIEUR TO... INSTALLATION DE CHANTIER...	21 647 683,33 DA 1.3	2014																												
2	TERASSEMENTS		7 days		CHARGEUR	CHARGEUR;INGENIEUR TOPO[30%]	11 244 426,17 DA 1.4	CHARGEUR;INGENIEUR TOPO[30%]																												
3	INSTALLATION DE CHANTIER		7 days		INSTALLATI	INSTALLATION DE CHANTIER...	11 479 510,00 DA 1.5	INSTALLATION DE CHANTIER[1]																												
4	GROS OEUVRES (INFRASTRUCTURES)		33 days																																	
14	S-SOL2		55 days																																	
29	S-SOL1		49 days																																	
47	RDC		35 days																																	
61	ETAGE1		47 days																																	
75	ETAGE2		47 days																																	
89	ETAGE3		47 days																																	
103	ETAGE4		47 days																																	
117	ETAGE5		47 days																																	
131	ETAGE6		47 days																																	
145	ETAGE7		47 days																																	
159	ETAGE8		47 days																																	
173	ETAGE9		47 days																																	
187	ETAGE10		47 days																																	
201	ETAGE11		47 days																																	
215	ETAGE12		47 days																																	
229	ETAGE13		47 days																																	
243	ETAGE14		47 days																																	
257	ETAGE15		47 days																																	
271	TERRASSE INACCESIBLE		36 days																																	
282	Corps d'état techniques		100 days																																	
291	Corps d'état secondaire		86 days	281																																
292	Piombrie		60 days	287SS+30 da	287SS+30 days	287SS+3																														
293	Miniserie		30 days	280	280																															
294	Plâtrerie et revêtement		65 days	292SS+10 da	292SS+10 da	292SS+10 days																														
295	Peinture		30 days	292SS+20 da	292SS+20 da	292SS+20 days																														
296	Nettoyage		10 days	294SS+60 da	294SS+60 da	294SS+60 days																														
<hr/>																																				
<p>The timeline diagram shows the project duration from January 1, 2014, to June 29, 2014. Tasks are represented by colored bars: blue for 'GROS OEUVRES (INFRASTRUCTURES)', red for 'TERRASSE INACCESIBLE', green for 'Corps d'état techniques', and grey for 'Corps d'état secondaire'. Milestones are shown as vertical lines with labels: 'Piombrie[1]', 'Miniserie[1]', 'Ouvrier[800%]', 'Peinture [1]', and 'Nettoyage[1]'. A summary bar at the bottom spans from May 1, 2014, to June 29, 2014.</p>																																				
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tâche</th> <th>Fractionnement</th> <th>Inactive Task</th> <th>Manual Summary</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Jalon</td> <td>◆</td> <td>Inactive Milestone</td> <td>Start-only</td> </tr> <tr> <td>Récapitulative</td> <td>◆</td> <td>Inactive Milestone</td> <td>Finish-only</td> </tr> <tr> <td>Récapitulatif du projet</td> <td>◆</td> <td>Inactive Summary</td> <td>External Tasks</td> </tr> <tr> <td>Tâches externes</td> <td>◆</td> <td>Manual Task</td> <td>External Milestone</td> </tr> <tr> <td>Jalons externes</td> <td>◆</td> <td>Duration-only</td> <td>Avancement</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Manual Summary Rollup</td> <td>Échéance</td> </tr> </tbody> </table>									Tâche	Fractionnement	Inactive Task	Manual Summary	Jalon	◆	Inactive Milestone	Start-only	Récapitulative	◆	Inactive Milestone	Finish-only	Récapitulatif du projet	◆	Inactive Summary	External Tasks	Tâches externes	◆	Manual Task	External Milestone	Jalons externes	◆	Duration-only	Avancement			Manual Summary Rollup	Échéance
Tâche	Fractionnement	Inactive Task	Manual Summary																																	
Jalon	◆	Inactive Milestone	Start-only																																	
Récapitulative	◆	Inactive Milestone	Finish-only																																	
Récapitulatif du projet	◆	Inactive Summary	External Tasks																																	
Tâches externes	◆	Manual Task	External Milestone																																	
Jalons externes	◆	Duration-only	Avancement																																	
		Manual Summary Rollup	Échéance																																	
<p>Projet : R+15 + 2ssol Date : Sat 14/05/16</p>																																				

Les jours fériés en algérie | Les jours fériés musulmans

Grue [1];Ac	245 069 808,45 DA	1				
CHARGEUR;II	122 500,00 DA	1.1				
NSTALLATIO	2 000 000,00 DA	1.2				
	21 647 683,33 DA	1.3				
	11 244 426,17 DA	1.4				

Change Working Time

For calendar: Standard (Project Calendar) Create New Calendar ...

Calendar 'Standard' is a base calendar.

Legend:

- Working
- Nonworking
- 31 Edited working hours
- On this calendar:
- 31 Exception day
- 31 Nondefault work week

Click on a day to see its working times: May 2016

M	T	W	Th	F	S	S
						1
2	3	4	5	6	7	8
9	10	11	12	13	14	15
16	17	18	19	20	21	22
23	24	25	26	27	28	29
30	31					

Working times for 14 May 2016:

- 09:00 to 13:00
- 14:00 to 18:00

Based on:
Default work week on calendar 'Standard'.

Exceptions Work Weeks

	Name	Start	Finish	
1	1 may	01/05/2016	01/05/2016	Details...
2	jour de independence	05/07/2016	05/07/2016	Delete
3	Eid el fitr	07/07/2016	08/07/2016	
4	Eid el adha	13/09/2016	14/09/2016	
5	Muharam	03/10/2016	03/10/2016	
6	1 novembre	01/11/2016	01/11/2016	
7	Mawlid ennabawi	12/12/2016	12/12/2016	
8	Nouvel an	01/01/2017	01/01/2017	
9	1 mai	01/05/2017	01/05/2017	
10	Eid al fitr	26/06/2017	27/06/2017	

Help Options... OK Cancel

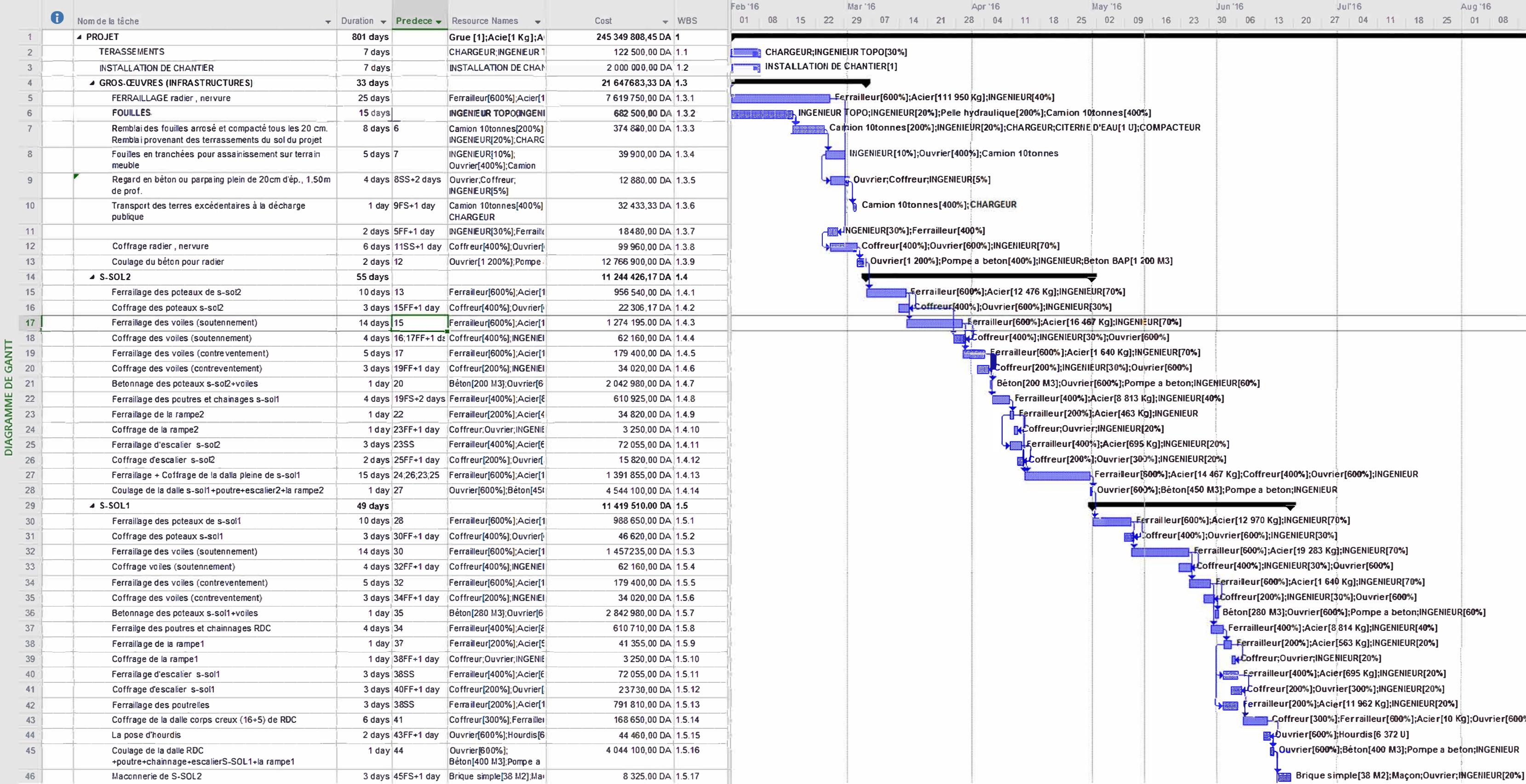


DIAGRAMME DE GANTT

	Nom de la tâche	Duration	Predeces	Resource Names	Cost	WBS
47	▲ RDC	35 days			8 930 145,00 DA	1.6
48	Ferraillage des poteaux de RDC	10 days	45	Ferrailleur[600%];Acier[1]	1 370 590,00 DA	1.6.1
49	Coffrage des poteaux RDC	3 days	48FF+1 day	Coffreur[400%];Ouvrier[46 620,00 DA	1.6.2
50	Ferraillage des voiles (contreventement)	5 days	48	Ferrailleur[600%];Acier[1]	930 605,00 DA	1.6.3
51	Coffrage des voiles (contreventement)	3 days	50FF+1 day	Coffreur[200%];INGENIEUR[34 020,00 DA	1.6.4
52	Betonnage des poteaux RDC+voiles	1 day	51	Béton[140 M3];Ouvrier[6	1 442 980,00 DA	1.6.5
53	Ferrailage des poutres et chainnages etage1	4 days	50	Ferrailleur[400%];Acier[7	535 265,00 DA	1.6.6
54	Ferraillage d'escalier RDC	3 days	53	Ferrailleur[400%];Acier[6	72 055,00 DA	1.6.7
55	Coffrage d'escalier RDC	3 days	54FF+1 day	Coffreur[200%];Ouvrier[23 730,00 DA	1.6.8
56	Ferraillage des poutrelles	3 days	54SS	Ferrailleur[200%];Acier[1	791 810,00 DA	1.6.9
57	Coffrage de la dalle corps creux (16+5) de etage1	6 days	55	Coffreur[300%];Ferraille	168 650,00 DA	1.6.10
58	La pose d'hourdis	2 days	57FF+1 day	Ouvrier[600%];Hourdis[6	44 460,00 DA	1.6.11
59	Coulage de la dalle etage1 +poutre+chainnage+escalierRDC	1 day	58	Ouvrier[600%];Béton[340 M3];Pompe a	3 444 100,00 DA	1.6.12
60	Maconnerie de S-SOL1	3 days	59FS+1 day	Brique simple[1 082 M2];	25 260,00 DA	1.6.13
61	▲ ETAGE1	47 days			8 818 681,00 DA	1.7
62	Ferraillage des poteaux de etage1	10 days	59	Ferrailleur[600%];Acier[1	902 070,00 DA	1.7.1
63	Coffrage des poteaux etage1	3 days	62FF+1 day	Coffreur[400%];Ouvrier[46 620,00 DA	1.7.2
64	Ferraillage des voiles (contreventement)	5 days	62	Ferrailleur[600%];Acier[1	771 030,00 DA	1.7.3
65	Coffrage des voiles (contreventement)	3 days	64FF+1 day	Coffreur[200%];INGENIEU	34 020,00 DA	1.7.4
66	Betonnage des poteaux etage1+voiles	1 day	65	Béton[171 M3];Ouvrier[6	1 752 980,00 DA	1.7.5
67	Ferrailage des poutres et chainnages etage2	4 days	64	Ferrailleur[400%];Acier[6	610 990,00 DA	1.7.6
68	Ferraillage d'escalier etage1	3 days	67	Ferrailleur[400%];Acier[6	72 055,00 DA	1.7.7
69	Coffrage d'escalier etage1	3 days	68FF+1 day	Coffreur[200%];Ouvrier[23 730,00 DA	1.7.8
70	Ferraillage des poutrelles	3 days	68SS	Ferrailleur[200%];Acier[1	791 810,00 DA	1.7.9
71	Coffrage de la dalle corps creux (16+5) de etage2	6 days	69	Coffreur[300%];Ferraille	168 650,00 DA	1.7.10
72	La pose d'hourdis	2 days	71FF+1 day	Ouvrier[600%];Hourdis[6	44 460,00 DA	1.7.11
73	Coulage de la dalle etage2 +poutre+chainnage+escalier1etage	1 day	72	Ouvrier[600%];Béton[350 M3];Pompe a	3 544 100,00 DA	1.7.12
74	Maconnerie de RDC	15 days	73FS+1 day	Brique simple[734,4 M2];	56 166,00 DA	1.7.13
75	▲ ETAGE2	47 days			8 578 981,00 DA	1.8
76	ferraillage des poteaux de etage2	10 days	73	Ferrailleur[600%];Acier[1	812 370,00 DA	1.8.1
77	coffrage des poteaux etage2	3 days	76FF+1 day	Coffreur[400%];Ouvrier[46 620,00 DA	1.8.2
78	ferraillage des voiles (contreventement)	5 days	76	Ferrailleur[600%];Acier[1	771 030,00 DA	1.8.3
79	coffrage des voiles (contreventement)	3 days	78FF+1 day	Coffreur[200%];INGENIEU	34 020,00 DA	1.8.4
80	Betonnage des poteaux etage2+voiles	1 day	79	Béton[156 M3];Ouvrier[6	1 602 980,00 DA	1.8.5
81	Ferrailage des poutres et chainnages etage3	4 days	78	Ferrailleur[400%];Acier[6	610 990,00 DA	1.8.6
82	Ferraillage d'escalier etage2	3 days	81	Ferrailleur[400%];Acier[6	72 055,00 DA	1.8.7
83	Coffrage d'escalier etage2	3 days	82FF+1 day	Coffreur[200%];Ouvrier[23 730,00 DA	1.8.8
84	Ferraillage des poutrelles	3 days	82SS	Ferrailleur[200%];Acier[1	791 810,00 DA	1.8.9
85	Coffrage de la dalle corps creux (16+5) de etage3	6 days	83	Coffreur[300%];Ferraille	168 650,00 DA	1.8.10
86	La pose d'hourdis	2 days	85FF+1 day	Ouvrier[600%];Hourdis[6	44 460,00 DA	1.8.11
87	Coulage de la dalle etage3 +poutre+chainnage+escalier2etage	1 day	86	Ouvrier[600%];Béton[350 M3];Pompe a	3 544 100,00 DA	1.8.12
88	Maconnerie de etage1	15 days	87FS+1 day	Brique simple[734,4 M2];	56 166,00 DA	1.8.13
89	▲ ETAGE3	47 days			8 386 266,00 DA	1.9
90	Ferraillage des poteaux de etage3	10 days	87	Ferrailleur[600%];Acier[5	759 655,00 DA	1.9.1
91	Coffrage des poteaux etage3	3 days	90FF+1 day	Coffreur[400%];Ouvrier[46 620,00 DA	1.9.2
92	Ferraillage des voiles (contreventement)	5 days	90	Ferrailleur[600%];Acier[1	771 030,00 DA	1.9.3
93	Coffrage des voiles (contreventement)	3 days	92FF+1 day	Coffreur[200%];INGENIEU	34 020,00 DA	1.9.4



DIAGRAMME DE GANTT

	Nom de la tâche	Duration	Predeces	Resource Names	Cost	WBS
89	▲ ETAGE3	47 days			8 386 266,00 DA	1.9
90	Ferraillage des poteaux de etage3	10 days	87	Ferrailleur[600%];Acier[6	759 655,00 DA	1.9.1
91	Coffrage des poteaux etage3	3 days	90FF+1 day	Coffreur[400%];Ouvrier[46 620,00 DA	1.9.2
92	Ferraillage des voiles (contreventement)	5 days	90	Ferrailleur[600%];Acier[1	771 030,00 DA	1.9.3
93	Coffrage des voiles (contreventement)	3 days	92FF+1 day	Coffreur[200%];INGENIEU	34 020,00 DA	1.9.4
94	Betonnage des poteaux etage3+voiles	1 day	93	Béton[142 M3];Ouvrier[6	1 462 980,00 DA	1.9.5
95	Ferraillage des poutres et chainnages etage4	4 days	92	Ferrailleur[400%];Acier[6	610 990,00 DA	1.9.6
96	Ferraillage d'escalier etage3	3 days	95	Ferrailleur[400%];Acier[6	72 055,00 DA	1.9.7
97	Coffrage d'escalier etage3	3 days	96FF+1 day	Coffreur[200%];Ouvrier[23 730,00 DA	1.9.8
98	Ferraillage des poutrelles	3 days	96SS	Ferrailleur[200%];Acier[1	791 810,00 DA	1.9.9
99	Coffrage de la dalle corps creux (16+5) de etage4	6 days	97	Coffreur[300%];Ferrailleur	168 650,00 DA	1.9.10
100	La pose d'hourdis	2 days	99FF+1 day	Ouvrier[600%];Hourdis[6	44 460,00 DA	1.9.11
101	Coulage de la dalle etage4 +poutre+chainnage+escalier3etage	1 day	100	Ouvrier[600%];Béton[350 M3];Pompe a	3 544 100,00 DA	1.9.12
102	Maconnerie de etage2	15 days	101FS+1 day	Brique simple[734,4 M2];	56 166,00 DA	1.9.13
103	▲ ETAGE4	47 days			8 224 881,00 DA	1.10
104	Ferraillage des poteaux de etage4	10 days	101	Ferrailleur[600%];Acier[6	738 270,00 DA	1.10.1
105	Coffrage des poteaux etage4	3 days	104FF+1 day	Coffreur[400%];Ouvrier[46 620,00 DA	1.10.2
106	Ferraillage des voiles (contreventement)	5 days	104	Ferrailleur[600%];Acier[1	771 030,00 DA	1.10.3
107	Coffrage des voiles (contreventement)	3 days	106FF+1 day	Coffreur[200%];INGENIEU	34 020,00 DA	1.10.4
108	Betonnage des poteaux etage4+voiles	1 day	107	Béton[128 M3];Ouvrier[6	1 322 980,00 DA	1.10.5
109	Ferraillage des poutres et chainnages etage5	4 days	106	Ferrailleur[400%];Acier[6	610 990,00 DA	1.10.6
110	Ferraillage d'escalier etage4	3 days	109	Ferrailleur[400%];Acier[6	72 055,00 DA	1.10.7
111	Coffrage d'escalier etage4	3 days	110FF+1 day	Coffreur[200%];Ouvrier[23 730,00 DA	1.10.8
112	Ferraillage des poutrelles	3 days	110SS	Ferrailleur[200%];Acier[1	791 810,00 DA	1.10.9
113	Coffrage de la dalle corps creux (16+5) de etage5	6 days	111	Coffreur[300%];Ferrailleur	168 650,00 DA	1.10.10
114	La pose d'hourdis	2 days	113FF+1 day	Ouvrier[600%];Hourdis[6	44 460,00 DA	1.10.11
115	Coulage de la dalle etage5 +poutre+chainnage+escalier4etage	1 day	114	Ouvrier[600%];Béton[350 M3];Pompe a	3 544 100,00 DA	1.10.12
116	Maconnerie de etage3	15 days	115FS+1 day	Brique simple[734,4 M2];	56 166,00 DA	1.10.13
117	▲ ETAGE5	47 days			8 002 831,00 DA	1.11
118	Ferraillage des poteaux de etage5	10 days	115	Ferrailleur[600%];INGENI	636 220,00 DA	1.11.1
119	Coffrage des poteaux etage5	3 days	118FF+1 day	Coffreur[400%];Ouvrier[46 620,00 DA	1.11.2
120	Ferraillage des voiles (contreventement)	5 days	118	Ferrailleur[600%];Acier[1	771 030,00 DA	1.11.3
121	Coffrage des voiles (contreventement)	3 days	120FF+1 day	Coffreur[200%];INGENIEU	34 020,00 DA	1.11.4
122	Betonnage des poteaux etage5+voiles	1 day	121	Béton[116 M3];Ouvrier[6	1 202 980,00 DA	1.11.5
123	Ferraillage des poutres et chainnages etage6	4 days	120	Ferrailleur[400%];Acier[6	610 990,00 DA	1.11.6
124	Ferraillage d'escalier etage5	3 days	123	Ferrailleur[400%];Acier[6	72 055,00 DA	1.11.7
125	Coffrage d'escalier etage5	3 days	124FF+1 day	Coffreur[200%];Ouvrier[23 730,00 DA	1.11.8
126	Ferraillage des poutrelles	3 days	124SS	Ferrailleur[200%];Acier[1	791 810,00 DA	1.11.9
127	Coffrage de la dalle corps creux (16+5) de etage6	6 days	125	Coffreur[300%];Ferrailleur	168 650,00 DA	1.11.10
128	La pose d'hourdis	2 days	127FF+1 day	Ouvrier[600%];Hourdis[6	44 460,00 DA	1.11.11
129	Coulage de la dalle etage6 +poutre+chainnage+escalier5etage	1 day	128	Ouvrier[600%];Béton[350 M3];Pompe a	3 544 100,00 DA	1.11.12
130	Maconnerie de etage4	15 days	129FS+1 day	Brique simple[734,4 M2];	56 166,00 DA	1.11.13
131	▲ ETAGE6	47 days			8 002 831,00 DA	1.12
132	Ferraillage des poteaux de etage6	10 days	129	Ferrailleur[600%];Acier[7	636 220,00 DA	1.12.1
133	Coffrage des poteaux etage6	3 days	132FF+1 day	Coffreur[400%];Ouvrier[46 620,00 DA	1.12.2
134	Ferraillage des voiles (contreventement)	5 days	132	Ferrailleur[600%];Acier[1	771 030,00 DA	1.12.3
135	Coffrage des voiles (contreventement)	3 days	134FF+1 day	Coffreur[200%];INGENIEU	34 020,00 DA	1.12.4

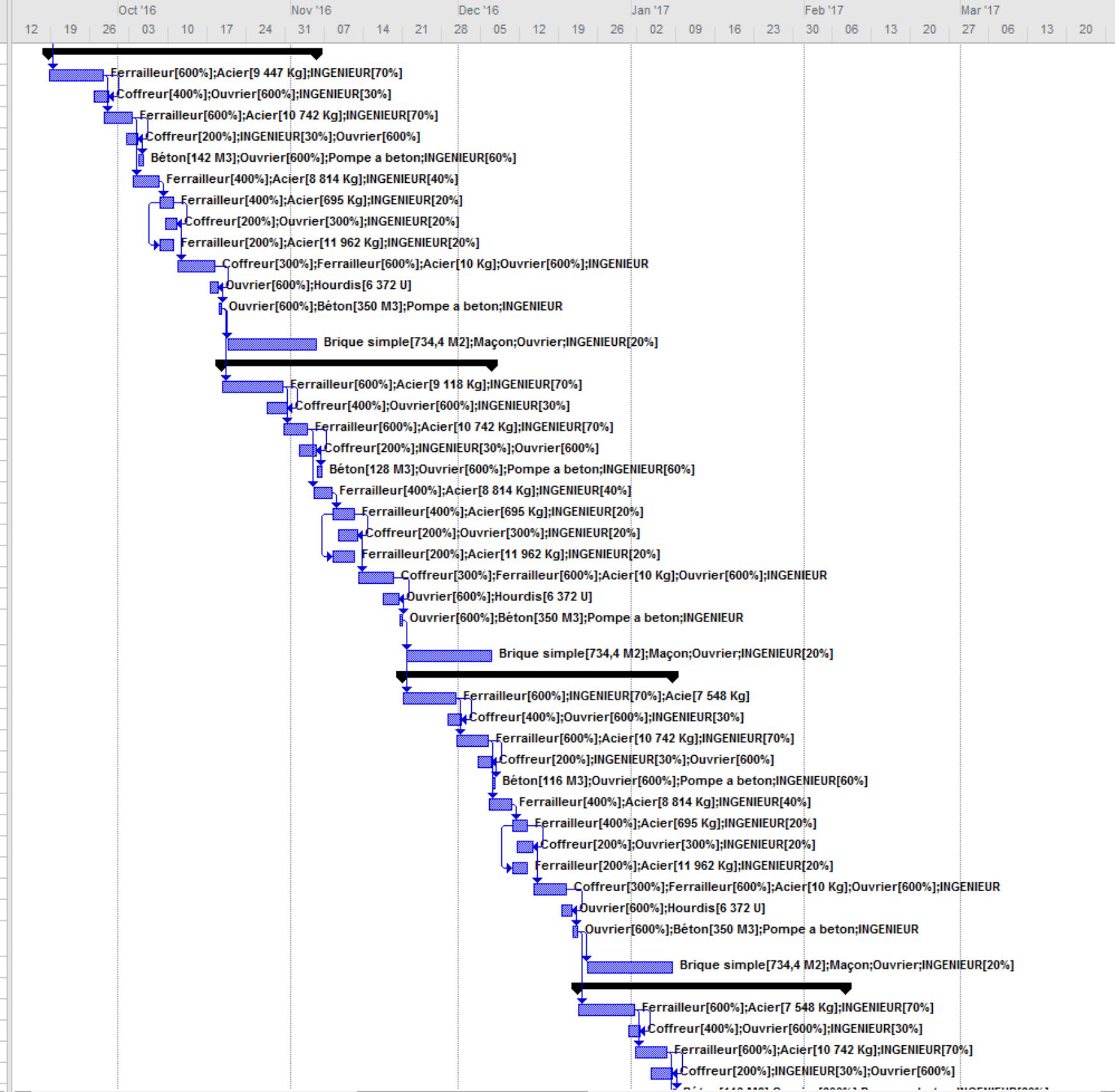


DIAGRAMME DE GANTT

	Nom de la tâche	Duration	Predeces	Resource Names	Cost	WBS
131	▲ ETAGE6	47 days			8 002 831,00 DA	1.12
132	Ferraillage des poteaux de etage6	10 days	129	Ferrailleur[600%];Acier[7]	636 220,00 DA	1.12.1
133	Coffrage des poteaux etage6	3 days	132FF+1 day	Coffreur[400%];Ouvrier[1]	46 620,00 DA	1.12.2
134	Ferraillage des voiles (contreventement)	5 days	132	Ferrailleur[600%];Acier[1]	771 030,00 DA	1.12.3
135	Coffrage des voiles (contreventement)	3 days	134FF+1 day	Coffreur[200%];INGENIEUR[1]	34 020,00 DA	1.12.4
136	Betonnage des poteaux etage6+voiles	1 day	135	Béton[116 M3];Ouvrier[6]	1 202 980,00 DA	1.12.5
137	Ferraillage des poutres et chainnages etage7	4 days	134	Ferrailleur[400%];Acier[6]	610 990,00 DA	1.12.6
138	Ferraillage d'escalier etage6	3 days	137	Ferrailleur[400%];Acier[6]	72 055,00 DA	1.12.7
139	Coffrage d'escalier etage6	3 days	138FF+1 day	Coffreur[200%];Ouvrier[1]	23 730,00 DA	1.12.8
140	Ferraillage des poutrelles	3 days	138SS	Ferrailleur[200%];Acier[1]	791 810,00 DA	1.12.9
141	Coffrage de la dalle corps creux (16+5) de etage7	6 days	139	Coffreur[300%];Ferrailleur[1]	168 650,00 DA	1.12.10
142	La pose d'hourdis	2 days	141FF+1 day	Ouvrier[600%];Hourdis[6]	44 460,00 DA	1.12.11
143	Coulage de la dalle etage7 +poutre+chainnage+escalier6etage	1 day	142	Ouvrier[600%];Béton[350 M3];Pompe a	3 544 100,00 DA	1.12.12
144	Maconnerie de etage5	15 days	143FS+1 day	Brique simple[734,4 M2];	56 166,00 DA	1.12.13
145	▲ ETAGE7	47 days			7 831 211,00 DA	1.13
146	Ferraillage des poteaux de etage7	10 days	143	Ferrailleur[600%];Acier[6]	574 600,00 DA	1.13.1
147	Coffrage des poteaux etage7	3 days	146FF+1 day	Coffreur[400%];Ouvrier[1]	46 620,00 DA	1.13.2
148	Ferraillage des voiles (contreventement)	5 days	146	Ferrailleur[600%];Acier[1]	771 030,00 DA	1.13.3
149	Coffrage des voiles (contreventement)	3 days	148FF+1 day	Coffreur[200%];INGENIEUR[1]	34 020,00 DA	1.13.4
150	Betonnage des poteaux etage7+voiles	1 day	149	Béton[105 M3];Ouvrier[6]	1 092 980,00 DA	1.13.5
151	Ferraillage des poutres et chainnages etage8	4 days	148	Ferrailleur[400%];Acier[6]	610 990,00 DA	1.13.6
152	Ferraillage d'escalier etage7	3 days	151	Ferrailleur[400%];Acier[6]	72 055,00 DA	1.13.7
153	Coffrage d'escalier etage7	3 days	152FF+1 day	Coffreur[200%];Ouvrier[1]	23 730,00 DA	1.13.8
154	Ferraillage des poutrelles	3 days	152SS	Ferrailleur[200%];Acier[1]	791 810,00 DA	1.13.9
155	Coffrage de la dalle corps creux (16+5) de etage8	6 days	153	Coffreur[300%];Ferrailleur[1]	168 650,00 DA	1.13.10
156	La pose d'hourdis	2 days	155FF+1 day	Ouvrier[600%];Hourdis[6]	44 460,00 DA	1.13.11
157	Coulage de la dalle etage8 +poutre+chainnage+escalier7etage	1 day	156	Ouvrier[600%];Béton[350 M3];Pompe a	3 544 100,00 DA	1.13.12
158	Maconnerie de etage6	15 days	157FS+1 day	Brique simple[734,4 M2];	56 166,00 DA	1.13.13
159	▲ ETAGE8	47 days			7 659 386,00 DA	1.14
160	Ferraillage des poteaux de etage8	10 days	157	Ferrailleur[600%];Acier[6]	502 775,00 DA	1.14.1
161	Coffrage des poteaux etage8	3 days	160FF+1 day	Coffreur[400%];Ouvrier[1]	46 620,00 DA	1.14.2
162	Ferraillage des voiles (contreventement)	5 days	160	Ferrailleur[600%];Acier[1]	771 030,00 DA	1.14.3
163	Coffrage des voiles (contreventement)	3 days	162FF+1 day	Coffreur[200%];INGENIEUR[1]	34 020,00 DA	1.14.4
164	Betonnage des poteaux etage8+voiles	1 day	163	Béton[95 M3];Ouvrier[60]	992 980,00 DA	1.14.5
165	Ferraillage des poutres et chainnages etage9	4 days	162	Ferrailleur[400%];Acier[6]	610 990,00 DA	1.14.6
166	Ferraillage d'escalier etage8	3 days	165	Ferrailleur[400%];Acier[6]	72 055,00 DA	1.14.7
167	Coffrage d'escalier etage8	3 days	166FF+1 day	Coffreur[200%];Ouvrier[1]	23 730,00 DA	1.14.8
168	Ferraillage des poutrelles	3 days	166SS	Ferrailleur[200%];Acier[1]	791 810,00 DA	1.14.9
169	Coffrage de la dalle corps creux (16+5) de etage9	6 days	167	Coffreur[300%];Ferrailleur[1]	168 650,00 DA	1.14.10
170	La pose d'hourdis	2 days	169FF+1 day	Ouvrier[600%];Hourdis[6]	44 460,00 DA	1.14.11
171	Coulage de la dalle etage9 +poutre+chainnage+escalier8etage	1 day	170	Ouvrier[600%];Béton[350 M3];Pompe a	3 544 100,00 DA	1.14.12
172	Maconnerie de etage7	15 days	171FS+1 day	Brique simple[734,4 M2];	56 166,00 DA	1.14.13
173	▲ ETAGE9	47 days			7 659 386,00 DA	1.15
174	Ferraillage des poteaux de etage9	10 days	171	Ferrailleur[600%];Acier[6]	502 775,00 DA	1.15.1
175	Coffrage des poteaux etage9	3 days	174FF+1 day	Coffreur[400%];Ouvrier[1]	46 620,00 DA	1.15.2
176	Ferraillage des voiles (contreventement)	5 days	174	Ferrailleur[600%];Acier[1]	771 030,00 DA	1.15.3
177	Coffrage des voiles (contreventement)	3 days	176FF+1 day	Coffreur[200%];INGENIEUR[1]	34 020,00 DA	1.15.4



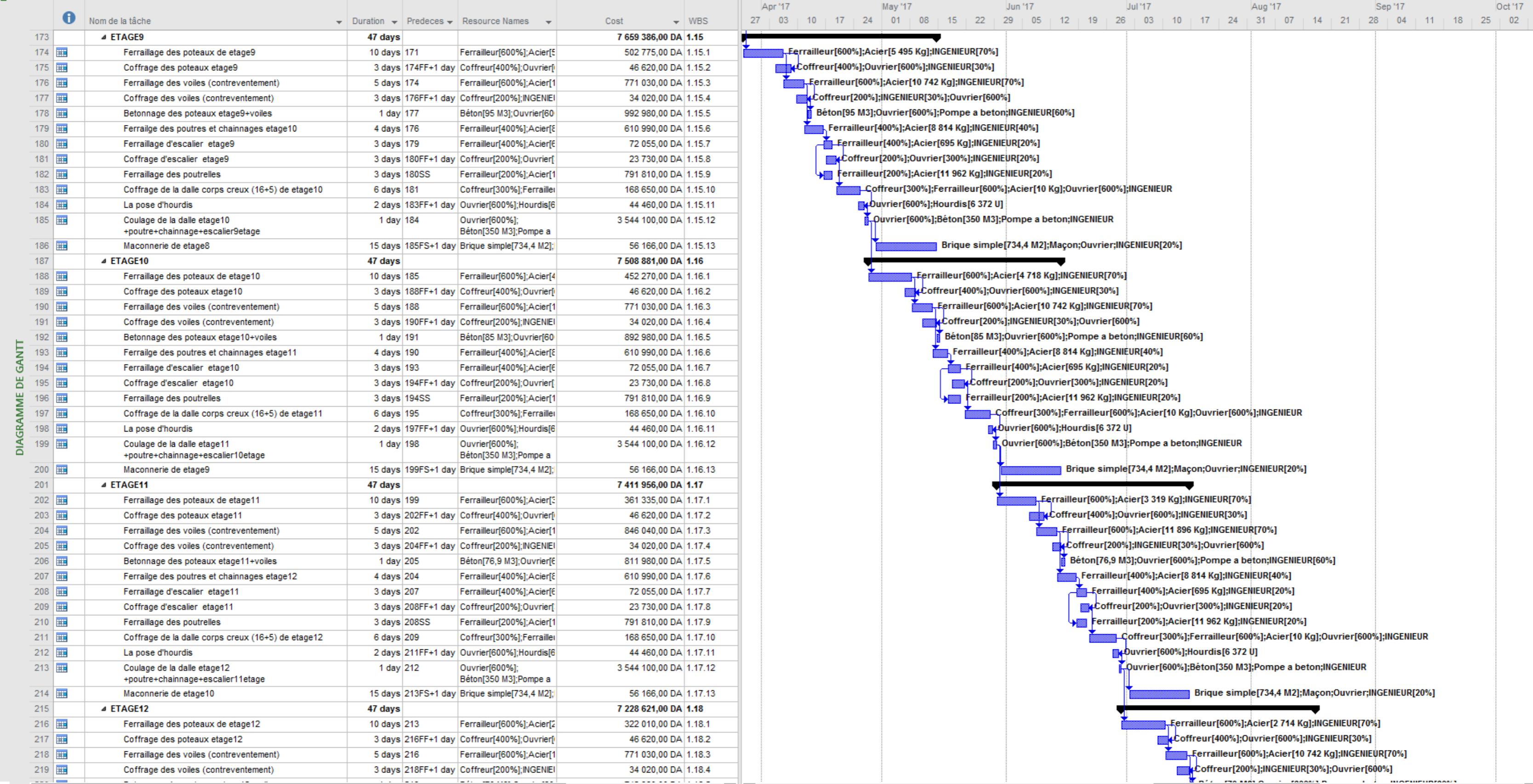


DIAGRAMME DE GANT

	Nom de la tâche	Duration	Predeces	Resource Names	Cost	WBS	Jul '17	Aug '17	Sep '17	Oct '17	Nov '17	Dec '17	Jan '18																					
							26	03	10	17	24	31	07	14	21	28	04	11	18	25	02	09	16	23	30	06	13	20	27	04	11	18	25	01
215	▲ ETAGE12	47 days			7 228 621,00 DA	1.18																												
216	Ferraillage des poteaux de etage12	10 days	213	Ferrailleur[600%];Acier[2]	322 010,00 DA	1.18.1																												
217	Coffrage des poteaux etage12	3 days	216FF+1 day	Coffreur[400%];Ouvrier[1]	46 620,00 DA	1.18.2																												
218	Ferraillage des voiles (contreventement)	5 days	216	Ferrailleur[600%];Acier[1]	771 030,00 DA	1.18.3																												
219	Coffrage des voiles (contreventement)	3 days	218FF+1 day	Coffreur[200%];INGENIEUR[1]	34 020,00 DA	1.18.4																												
220	Betonnage des poteaux etage12+voiles	1 day	219	Béton[70 M3];Ouvrier[60]	742 980,00 DA	1.18.5																												
221	Ferrailage des poutres et chainnages etage13	4 days	218	Ferrailleur[400%];Acier[6]	610 990,00 DA	1.18.6																												
222	Ferraillage d'escalier etage12	3 days	221	Ferrailleur[400%];Acier[6]	72 055,00 DA	1.18.7																												
223	Coffrage d'escalier etage12	3 days	222FF+1 day	Coffreur[200%];Ouvrier[1]	23 730,00 DA	1.18.8																												
224	Ferraillage des poutrelles	3 days	222SS	Ferrailleur[200%];Acier[1]	791 810,00 DA	1.18.9																												
225	Coffrage de la dalle corps creux (16+5) de etage13	6 days	223	Coffreur[300%];Ferrailleur[1]	168 650,00 DA	1.18.10																												
226	La pose d'hourdis	2 days	225FF+1 day	Ouvrier[600%];Hourdis[6]	44 460,00 DA	1.18.11																												
227	Coulage de la dalle etage13 +poutre+chainnage+escalier12etage	1 day	226	Ouvrier[600%];Béton[350 M3];Pompe a	3 544 100,00 DA	1.18.12																												
228	Maconnerie de etage11	15 days	227FS+1 day	Brique simple[734,4 M2];	56 166,00 DA	1.18.13																												
229	▲ ETAGE13	47 days			7 223 621,00 DA	1.19																												
230	Ferraillage des poteaux de etage13	10 days	227	Ferrailleur[600%];Acier[2]	322 010,00 DA	1.19.1																												
231	Coffrage des poteaux etage13	3 days	230FF+1 day	Coffreur[400%];Ouvrier[1]	46 620,00 DA	1.19.2																												
232	Ferraillage des voiles (contreventement)	5 days	230	Ferrailleur[600%];Acier[1]	771 030,00 DA	1.19.3																												
233	Coffrage des voiles (contreventement)	3 days	232FF+1 day	Coffreur[200%];INGENIEUR[1]	34 020,00 DA	1.19.4																												
234	Betonnage des poteaux etage13+voiles	1 day	233	Béton[69,5 M3];Ouvrier[6]	737 980,00 DA	1.19.5																												
235	Ferrailage des poutres et chainnages etage14	4 days	232	Ferrailleur[400%];Acier[6]	610 990,00 DA	1.19.6																												
236	Ferraillage d'escalier etage13	3 days	235	Ferrailleur[400%];Acier[6]	72 055,00 DA	1.19.7																												
237	Coffrage d'escalier etage13	3 days	236FF+1 day	Coffreur[200%];Ouvrier[1]	23 730,00 DA	1.19.8																												
238	Ferraillage des poutrelles	3 days	236SS	Ferrailleur[200%];Acier[1]	791 810,00 DA	1.19.9																												
239	Coffrage de la dalle corps creux (16+5) de etage14	6 days	237	Coffreur[300%];Ferrailleur[1]	168 650,00 DA	1.19.10																												
240	La pose d'hourdis	2 days	239FF+1 day	Ouvrier[600%];Hourdis[6]	44 460,00 DA	1.19.11																												
241	Coulage de la dalle etage14 +poutre+chainnage+escalier13etage	1 day	240	Ouvrier[600%];Béton[350 M3];Pompe a	3 544 100,00 DA	1.19.12																												
242	Maconnerie de etage12	15 days	241FS+1 day	Brique simple[734,4 M2];	56 166,00 DA	1.19.13																												
243	▲ ETAGE14	47 days			7 057 466,00 DA	1.20																												
244	Ferraillage des poteaux de etage14	10 days	241	Ferrailleur[600%];Acier[2]	293 930,00 DA	1.20.1																												
245	Coffrage des poteaux etage14	3 days	244FF+1 day	Coffreur[400%];Ouvrier[1]	46 620,00 DA	1.20.2																												
246	Ferraillage des voiles (contreventement)	5 days	244	Ferrailleur[600%];Acier[1]	771 030,00 DA	1.20.3																												
247	Coffrage des voiles (contreventement)	3 days	246FF+1 day	Coffreur[200%];INGENIEUR[1]	34 020,00 DA	1.20.4																												
248	Betonnage des poteaux etage14+voiles	1 day	247	Béton[63,2 M3];Ouvrier[6]	674 980,00 DA	1.20.5																												
249	Ferrailage des poutres et chainnages etage15	4 days	246	Ferrailleur[400%];Acier[7]	535 915,00 DA	1.20.6																												
250	Ferraillage d'escalier etage14	3 days	249	Ferrailleur[400%];Acier[6]	72 055,00 DA	1.20.7																												
251	Coffrage d'escalier etage14	3 days	250FF+1 day	Coffreur[200%];Ouvrier[1]	23 730,00 DA	1.20.8																												
252	Ferraillage des poutrelles	3 days	250SS	Ferrailleur[200%];Acier[1]	791 810,00 DA	1.20.9																												
253	Coffrage de la dalle corps creux (16+5)																																	

