

Table des matières :

Table des matières :	iii
SOMMAIRE	vii
LISTE DES NOTATIONS ET SYMBOLES	viii
Notations en lettres majuscules romaines	viii
Notations en lettres majuscules romaines	viii
Notation en lettre grecques	viii
LISTE DES ABREVIATIONS	x
Liste des figures :	xi
Liste des tableaux	xii
INTRODUCTION	1
Partie A : ETUDES PRELIMINAIRES	2
Chapitre I. GÉNÉRALITÉS SUR LE PROJET	3
PRÉSENTATION DE LA VILLE D'IMPLANTATION :	3
A. CADRE PHYSIQUE	3
1. Situation géographique	3
2. Relief	4
3. Hydrologie	4
4. Pédologie	5
5. Géologie	5
6. Climatologie	5
B. CADRE ADMINISTRATIF	6
Chapitre II. ENVIRONNEMENT DU PROJET :	8
A. DESCRIPTION DU PROJET :	8
1. Caractéristiques générales du bâtiment	8
2. Distribution des pièces :	8
B. EXIGENCES D'HABILITES :	9
1. Exigence thermique :	9
2. Exigence acoustique :	10
3. Exigence d'éclairage :	10
4. Les éléments secondaires :	10
PARTIE B : ETUDES TECHNIQUES	12
Chapitre III. HYPOTHESES DE CALCUL	13
A. Béton	13

B.	Acier	14
C.	Contrainte de calcul	14
1.	Les états limites ultimes (ELU)	14
2.	Les états limitent de service (ELS).....	15
Chapitre IV. PRE-DIMENSIONNEMENT		16
A.	PLANCHER	17
1.	Choix du type de plancher :	17
2.	Epaisseur :	18
B.	POUTRE.....	19
1.	Définition :	19
2.	Hauteur :	19
3.	Largeur :	20
C.	POTEAU	20
D.	ESCALIER	22
1.	Détermination de h :	22
2.	Determination de g:	22
3.	Détermination de α :	22
4.	Détermination de e :	23
Chapitre V. DESCENTE DES CHARGES.....		24
A.	INVENTAIRE DES CHARGES	24
1.	Les actions permanentes	24
2.	Les actions variables.....	29
B.	DESCENTE DE CHARGES TOTAL :	36
Chapitre VI. ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE.....		37
A.	Choix du portique à étudier :	37
B.	Choix de la méthode utilisé :	37
C.	Application de la méthode :	37
1.	Raideur R des barres.....	38
2.	Coefficient de répartition C_i	38
3.	Moment d'encastrement parfait.....	38
4.	Moment réel.....	38
5.	Moment en un point x donné :	38
6.	Effort tranchant :	39
D.	EVALUATION DES CHARGES :	39
E.	Charges horizontales	40

F.	Modélisation des charges :	40
G.	Courbes enveloppes :	41
H.	DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ.....	42
1.	POTEAU:	42
2.	POUTRE :.....	49
3.	PLANCHER :.....	58
4.	ESCALIER :.....	65
Chapitre VII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....		69
A.	Type de fondation :.....	69
B.	Choix du type de fondation :	69
C.	Dimensionnement :.....	70
1.	Pour le poteau F-1 :	70
2.	Pour le poteau F-4 :	70
Partie C : TECHNOLOGIE DE MISE EN ŒUVRE		71
Chapitre VIII. PREPARATION DU CHANTIER.....		72
A.	Installation de chantier :	72
B.	Les personnels :	72
C.	Les matériels :.....	73
1.	Les engins de terrassement.....	73
2.	Les matériels d'implantation :	74
3.	Les matériels de bétonnage :	74
4.	Les matériels de coffrage et de décoffrage :	74
5.	Les matériels de ferrailage :	74
6.	Les matériels de maçonnerie :.....	74
D.	Implantation de l'ouvrage :.....	75
1.	Réalisation de l'implantation.....	76
Chapitre IX. LES MATERIAUX DE CONSTRUCTIONS.....		78
1.	Les liants :.....	78
2.	Ciment :	78
3.	L'eau de gâchage	78
4.	Les Granulats pour béton :.....	79
5.	Sable	79
6.	Acier	80
7.	Le béton	83
Chapitre X. MISE EN ŒUVRE DES OUVRAGES.....		85

A.	Les mortiers :	85
1.	Catégorie de mortier :	85
2.	Dosage	85
3.	Mode d'exécution :	86
4.	Le coffrage et le décoffrage :	86
5.	Vibration du béton :	87
6.	Les armatures pour béton armé :	88
7.	Les travaux en superstructure :	88
8.	Les travaux de finition :	91
Partie D : ANALYSE FINANCIERE DU PROJET		93
ANNEXES		I
ANNEXE I. ORGANIGRAMME DE CALCUL		II
ANNEXE II. COURBES DES MOMENTS ET LES EFFORTS TRANCHANTS		IV
ANNEXE III. PLAN DE FERRAILLAGES		X
ANNEXE IV : PLAN ARCHITECTURALE		XV

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

SOMMAIRE

LISTE DES ABREVIATIONS

LISTE DES NOTATIONS ET SYMBOLES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES PHOTOS

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE

PARTIE I : ETUDES PRELIMINAIRES

Chapitre 1 : GÉNÉRALITÉS SUR LE PROJET

Chapitre 2 : ENVIRONNEMENT DU PROJET

PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES

Chapitre 3 : HYPOTHESES DE CALCUL

Chapitre 4 : PRÉ-DIMENSIONNEMENT

Chapitre 5 : DESCENTE DES CHARGES

Chapitre 6 : CALCUL DE LA SUPERSTRUCTURE

Chapitre 7 : CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

PARTIE III : TECHNOLOGIE DE MISE ŒUVRE

Chapitre 8 : PRÉPARATION DU CHANTIER

Chapitre 9 : DESCRIPTION DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION

Chapitre 10 : MISE EN ŒUVRE DES OUVRAGES

PARTIE IV : EVALUATION DU PROJET

Chapitre 11 : DEFINITION DES PRIX

Chapitre 12 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

CONCLUSION GENERAL

ANNEXES

LISTE DES NOTATIONS ET SYMBOLES

Notations en lettres majuscules romaines

- B : Section du béton
Br : Section réduite du béton
G : Charge permanente ponctuelle
I : Moment d'inertie
M₀ : Moment de référence
M_{ser} : Moment de service
Mu : Moment ultime
Q : Charge d'exploitation ponctuelle
W : Charge ponctuelle due au vent

Notations en lettres majuscules romaines

- b : longueur de base
fbu : Résistance du béton à l'état ultime
f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge
f_e : Limite d'élasticité de l'acier
f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge
g : Charge permanente uniformément répartie
h : Hauteur
l : Longueur de la portée
lf : Longueur de flambement
p : Charge uniformément répartie
q : Surcharge d'exploitation uniformément répartie

Notation en lettre grecques

- μ : Coefficient sans dimension
∅ : Diamètre nominal des armatures

γ : Rapport de dimensions

γ_b : Coefficient de sécurité partiel du béton

γ_s : Coefficient de sécurité partiel de l'acier

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton

τ : Contrainte tangentielle

τ_{bf} : Contrainte tangentielle réduite

τ_u : Contrainte tangentielle ultime

LISTE DES ABREVIATIONS

Ar	: Ariary
B.A	: Béton Armé
B.A.E.L.	: Béton Armé aux Etats Limites
CEM	: Cement
C.P.A.	: Ciment Portland Artificiel
D.E.P.	: Descente des Eaux Pluviales
D.T.U.	: Document Technique Unifié
E.C.	: Entièrement Comprimée
E.L.S.	: Etat Limite de Service
E.L.U.	: Etat Limite Ultime
E.P.	: Eaux Pluviales
E.U.	: Eaux Usées
E.V.	: Eaux Vannes
G.C.N.T	: Grave Concassée Non Traitée
H.A.	: Haute Adhérence
H.T.	: Hors Taxe
L.N.T.P.B	: Laboratoire National des Travaux Publics et des Bâtiments
N.F.	: Normes Françaises
P.M.E.	: Petites et Moyennes Entreprises
P.U.	: Prix Unitaire
P.V.C.	: Polyvinyle Chlorique
R.D.C.	: Rez-de-chaussée
T.O.G.	: Tôle Ondulée Galvanisée
T.T.C.	: Toutes Taxes comprises
T.V.A.	: Taxe sur les Valeurs Ajoutées
WC	: Water Closed

Liste des figures :

Figure 1: Situation de la région Itasy. (Source FTM 2000)	3
Figure 2 : Plan de situation du projet.	7
Figure 3: Schéma fonctionnel du Rééz de chaussée.	8
Figure 4: Schéma fonctionnel de l'étage.	9
Figure 5: La file F.....	16
Figure 6: Représentation de la file à étudier et surface d'influence pour les poteaux.	17
Figure7: Représentation du plancher de référence.....	18
Figure 8: Croquis de l'escalier.....	23
Figure 9: Détermination du centre de gravité de l'ensemble.	34
Figure 10: Position du poteau par rapport au centre de gravité de l'ensemble.....	35
Figure 11: Représentation du portique à étudier.	37
Figure 12: Cas de charge.....	38
Figure 13: Modélisation des charges sur le portique à l'ELU en [Tf/ml].	40
Figure 14: Modélisation des charges sur le portique à l'ELS en [Tf/ml].	41
Figure 15: Courbe enveloppe à L'ELU en Tf/ml.	41
Figure 16: Courbe enveloppe des moments fléchissant à l'ELS en [T.m]	42
Figure 17: Plan du ferrailage et nomenclature du poteau.	48
Figure 18: Valeurs des moments fléchissant à l'ELU en [T.m].	49
Figure 19: Valeurs des moments fléchissant à l'ELS en [T.m].	50
Figure 20: Plan de ferrailage et nomenclature d'une poutre (barre FE).	57
Figure 21: Plan de ferrailage du plancher	64
Figure 22: Croquis de l'escalier.....	65
Figure 23: Schéma de calcul de l'escalier.....	66
Figure 24: Les engins de terrassement.	73
Figure 25: Quelques matériels d'implantation.....	74
Figure 26: Les matériels de bétonnage.....	74
Figure 27: Matériels pour maçonnerie.	75
Figure 28: Excavation en masse.....	77
Figure 29: Pliage avec la griffe.	82
Figure 30: Pose des carreaux.....	91

Liste des tableaux

Tableau 1: Superficie de chaque district de la région d'Itasy.....	6
Tableau 2: Découpage territoriale de la Région d'Itasy	6
Tableau 3: Superficie de chaque pièce.....	8
Tableau 4: Epaisseur de la dalle pleine en béton armé.	19
Tableau 5: Hauteur des poutres	19
Tableau 6: Largeur des poutres.	20
Tableau 7: Effort normale de compression supportée par le poteau	21
Tableau 8: Section de chaque poteau	21
Tableau 9: Valeur des charges permanentes :	25
Tableau 10: Descente des surcharges permanentes du poteau F-1.	27
Tableau 11: Descente des surcharges permanentes du poteau F-4	28
Tableau 12: Descente des surcharges permanentes du poteau F-6 :	29
Tableau 13: Tableau récapitulatif des surcharges permanentes de chaque poteau en [daN]	29
Tableau 14: Valeur des surcharges d'exploitation.....	30
Tableau 15: Descente des surcharges d'exploitation du poteau F-1	30
Tableau 16: Descente des surcharges d'exploitation du poteau F-4.....	31
Tableau 17: Descente des surcharges d'exploitation du poteau F-6.....	31
Tableau 18: Récapitulation des valeurs des surcharges d'exploitation de chaque poteau en [daN]	31
Tableau 19: Moment d'inertie de chaque poteau à chaque niveau.	35
Tableau 20: Calcul des descentes de charges horizontales.	35
Tableau 21: Récapitulation des charges par niveau du poteau F-1 en (daN).....	36
Tableau 22: Récapitulation des charges par niveau du poteau F-4 en (daN).....	36
Tableau 23: Récapitulation des charges par niveau du poteau F-6 en (daN).....	36
Tableau 24: Valeur des charges à chaque travée.....	39
Tableau 25: Les valeurs des surcharges à l'ELU et à l'ELS de chaque travée.	40
Tableau 26: Type de section d'armature de chaque poutre.	50
Tableau 27: Armature longitudinale de chaque travée.....	54
Tableau 28: Vérification de la nécessité des armatures d'âmes pour les poutres.....	55
Tableau 29: Valeurs des coefficients μ_x et μ_y	60
Tableau 30: Moment de la dalle isostatique	61
Tableau 31: Moment réel unitaire sur la dalle à l'ELU	61
Tableau 32: Moment unitaire réel sur la dalle à l'ELS	61
Tableau 33: Type de section d'armature :	62
Tableau 34: Valeur de la section d'armature A_u	63
Tableau 35: Vérification de la nécessité des armatures d'âmes pour la dalle.	63
Tableau 36: Valeur des surcharges sur l'escalier.....	65
Tableau 37 : Section d'armature longitudinale :	68
Tableau 38: Implantation	76
Tableau 39: Caractéristique des granulats pour béton.	79
Tableau 40: Caractéristique des aciers à haute adhérence.	81
Tableau 41: Dosage du béton.	83
Tableau 42: Dosage et quantité des matériaux qui composent le mortier.....	86

LISTE DES ANNEXES :

ANNEXE I : ORGANIGRAMME DE CALCUL

ANNEXE II : COURBE DES MOMENTS FLECHISSANTS ET LES EFFORTS TRANCHANTS

ANNEXE III : PLAN ARCHITECTURAUX

INTRODUCTION

Autrefois les Malgaches se contentaient d'une maison à deux pièces : avara-patana, servant à la fois de salle de séjour et de chambre à coucher, atsimo-patana faisant office de cuisine et de salle à manger, actuellement tout a changé. Grâce à l'avance technologique et la recherche d'un meilleur confort, l'homme n'a pas cessé d'améliorer sa façon de vivre et le milieu où il évolue en y introduisant comme exemple : une boutique, une épicerie ou un garage dans le bâtiment.

C'est dans cette optique de l'Immobilier nous confie la contribution à : «l'étude de construction d'un bâtiment R+1 à usage mixte ».

Le projet comporte 4 étapes :

- Premièrement l'étude de l'environnement du projet ;
- Deuxièmement les calculs relatifs à son étude technique ;
- Troisièmement la technologie de mise en œuvre ;
- Quatrièmement l'analyse financière du projet.

Partie A : ETUDES PRELIMINAIRES

Chapitre I. GÉNÉRALITÉS SUR LE PROJET

PRÉSENTATION DE LA VILLE D'IMPLANTATION :

A. CADRE PHYSIQUE

1. Situation géographique

La Région Itasy est située sur les Hautes terres centrales de l'île, presque au centre de la province d'Antananarivo et de Madagascar. Son Chef-lieu, Miarinarivo, est localisé à 88 km et sa limitrophe à 11 km de la Capitale, sur la RN1. Elle est délimitée :

- au Nord-est, par la Région Analamanga ;
- au Nord-Ouest et à l'Ouest, par la Région Bongolava ;
- au Sud et Sud-est, par la région Vakinankaratra.



Figure 1: Situation de la région Itasy. (Source FTM 2000)

2. Relief

La Région Itasy est caractérisée par la présence, presque partout, de massifs assez élevés à l'intérieur desquels se dégagent trois unités caractéristiques.

- (i) A l'Est, les piedmonts de l'Ankaratra constituent des massifs aux versants convexes qui retombent sur des vallées de largeur variable (Secteurs de la partie orientale d'Arivonimamo et d'Imerintsiatosika) ;
- (ii) Au Centre, les hauts massifs sont caractérisés par un relief très accidenté, aux pentes très fortes et à vallées très encaissées (Secteurs de Soamahamanina et de Miarinarivo);
- (iii) A l'Ouest, le complexe du lac Itasy offre dans sa partie occidentale un relief plus aéré avec des plaines et des vallées plus larges (Secteurs d'Analavory, d'Ifanja et de Soavinandriana.

3. Hydrologie

3.1 Lac

ITASY est l'une des régions les plus riches en lacs. On a recensé jusqu'à aujourd'hui 51 unités dont :

- 40 lacs (soit 78 %) se trouvent dans le district de Miarinarivo, dont les plus importants sont : Mahiatrondro, Ambatomilona et Antamolava,
- 9 lacs (soit 18 %) sont dans le district de Soavinandriana dont le plus important est celui de Piliana ;
- 2 lacs restants (soit 4 %) se localisent dans le district d'Arivonimamo.

Ces lacs représentent des facteurs importants faisant la renommée de la région en matière d'aquaculture, de tourisme et d'éco-tourisme. Cependant, la dégradation de l'environnement, caractérisée surtout par les érosions, constitue une réelle menace pour les lacs de l'Itasy, les rendent de plus en plus ensablés.

3.2 Rivières

On recense dans la Région Itasy, 58 rivières et cours d'eau, répartis dans les trois districts. Le plus grand nombre (21) est enregistré, dans le district de Miarinarivo. Arivonimamo et Soavinandriana comptent respectivement 17 et 20 rivières et cours d'eau.

4. Pédologie

La Région Itasy est caractérisée par trois principaux types de sol, représentant des aptitudes agronomiques bien distincts :

- les sols d'alluvions, ou baibofo, aux aptitudes culturales élevées sur les berges du lac Itasy et le long des larges vallées d'Analavory et d'Ifanja ;
- les sols volcaniques très fertiles, des secteurs Ouest et Sud-Ouest de Soavinandriana et du Sud d'Analavory ;
- les sols ferrallitiques, aux fertilités médiocres, des massifs dégradés : Axe Soamahamania et Miarinarivo, et secteur Manalalondo à l'Ouest jusqu'à Ambohimandry à l'Est.

5. Géologie

En terme géologique, Itasy est caractérisée par son volcanisme néogène à quaternaire. Sur ce sous-sol, des formations diverses se sont constituées, dont les cuvettes lacustres qui sont dues à des lavages volcaniques, des coulées de lave ayant obturé des vallées et retenus, ainsi que les eaux qui s'accumulaient en arrière. Certaines cuvettes étaient autrefois reliées entre elles. Ces zones d'alluvions lacustres, généralement fertiles, jouent un rôle important pour l'occupation humaine et l'agriculture. Les plaines alluviales se trouvant le long des fleuves sont généralement aménagées en rizières.

6. Climatologie

On distingue deux zones climatiques bien distinctes dans la Région Itasy : les parties Est et Centrales, et les parties Ouest. Il y a deux saisons bien distinctes dans la région : chaude et humide à partir du mois d'Octobre au mois d'Avril, fraîche et sèche le reste de l'année.

❖ Température

Dans l'Est et le Centre, la température moyenne est de 26,7° en Janvier et 7,1° en Août. Les communes avoisinant l'Ankaratra telles que Manalalondo et Soavinandriana connaissent une température très basse en hiver. Un vent violent dénommé Mamolakazo souffle dans le district de Miarinarivo au mois de juillet. Dans l'Ouest par contre, cette température moyenne est beaucoup plus élevée, respectivement 28° et 10°.

❖ Pluviométrie

Les précipitations moyennes annuelles varient selon le zonage fixé ci-dessus. Elles sont comprises entre 800 et 1 000 mm dans la zone Est et Centre de la Région Itasy et entre 900 et 1 100 mm dans la zone Ouest.

Ces nuances climatiques reflètent la possibilité de pratiquer presque tous les types de culture dans la Région Itasy. On peut citer comme exemple, la riziculture irriguée, les cultures de maïs et d'arachide ainsi que certaines cultures tempérées (fruits, pomme de terre et divers légumes) sur les marges plus fertiles de l'Ouest.

B. CADRE ADMINISTRATIF

Selon la monographie 2009 du CREAM, la Région Itasy a une superficie de 8 600 km². Les documents officiels 2010 au niveau de la région avancent que cette superficie est de 7651 km². Nous proposons ainsi d'utiliser cette donnée qui est à la fois officielle et récente. Itasy est classifiée comme l'une des plus petites régions de Madagascar. Elle est formée de trois districts, à savoir Arivonimamo, Miarinarivo et Soavinandriana. La répartition de la superficie de la Région Itasy selon les districts est présentée dans le tableau suivant.

Tableau 1: Superficie de chaque district de la région d'Itasy.

District	Superficie en km ²
Arivonimamo	2 723
Miarinarivo	2 958
Soavinandriana	1 970
TOTAL	7 651

Source : DRE Itasy, Monographie Régionale Itasy, Année 2010

La Région Itasy comporte 51 communes, 49 arrondissements et 556 Fokontany. Environ 43 % des communes, 35 % des arrondissements et 52 % des Fokontany de la région se trouvent dans le District d'Arivonimamo. Miarinarivo qui est le Chef-lieu de la Région Itasy regroupe 27,5 % de communes, 22,4 % des arrondissements et 25,8 % des Fokontany. Dans cette région, les nombres de communes et arrondissements sont à peu près bien repartis au niveau des 3 districts, sauf le Fokontany dont seul 23,9 % est présent dans le District de Soavinandriana.

Tableau 2: Découpage territoriale de la Région d'Itasy

District	Nombre de communes	Nombre d'arrondissements	Nombre de fokontany
Arivonimamo	22	17	286
Miarinarivo	14	11	134
Soavinandriana	15	11	136
TOTAL	51	49	556

Source : DRE Itasy : Monographie Régionale Itasy Année 2010

Notre projet se situe au bord de la RN 1 au PK 17 + 800 dans l'un de ces 556 Fokontany, le Fokontany Ambatomirahavavy qui fait partie des 15 Fokontany de la Commune Ambatomirahavavy elle-même appartenant à la District d'Arivonimamo.



Figure 2 : Plan de situation du projet.

Chapitre II. ENVIRONNEMENT DU PROJET :

A. DESCRIPTION DU PROJET :

1. Caractéristiques générales du bâtiment

Le bâtiment est constitué de deux niveaux dont un seul étage et le rez-de-chaussée. La hauteur sous-plafond de chaque niveau est de 2.80 m.

Le bâtiment a une forme rectangulaire de longueur 16 m et de largeur 10 m. Il occupe donc 160 m² de surface, soit 30% de la surface totale du terrain.

2. Distribution des pièces :

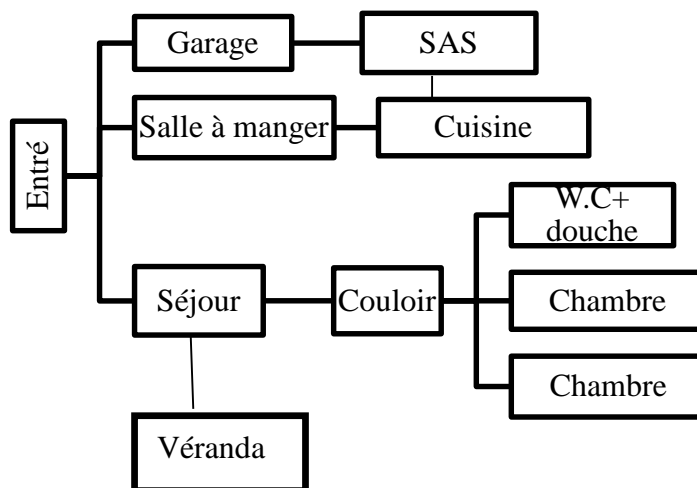


Figure 3: Schéma fonctionnel du Réz de chaussée.

La superficie de chaque pièce est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 3: Superficie de chaque pièce.

Désignation	Nombre	Surface en [m ²]
Salle à manger	01	16,00
Séjour	01	25,00
Cuisine	01	10,90
Couloir	01	5,85
Véranda	01	7,00
Chambre	02	32,48
SAS	01	2,67
Garage	01	47,8
Escalier	01	4,00

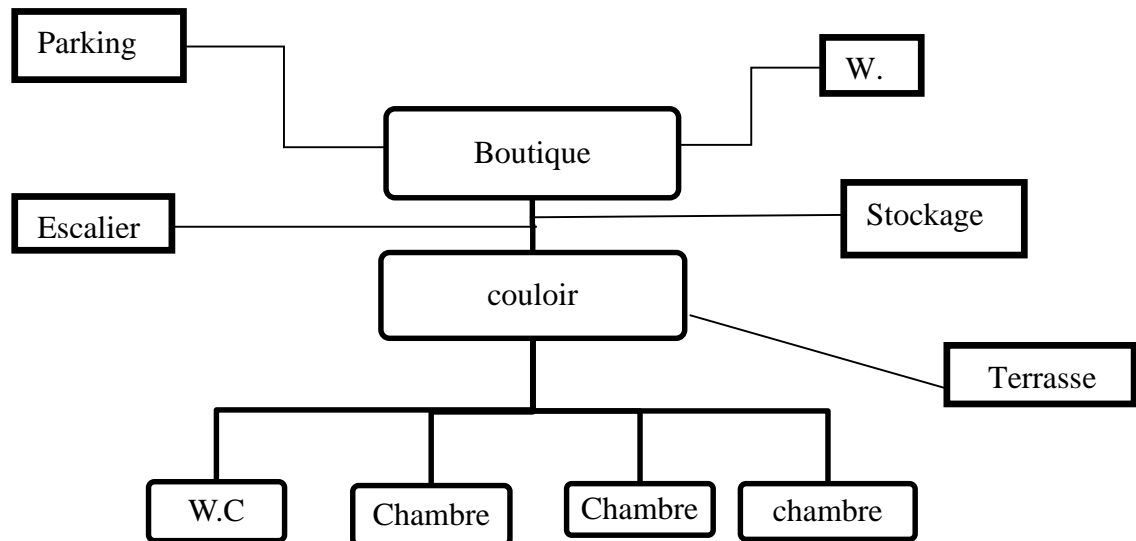


Figure 4: Schéma fonctionnel de l'étage.

La superficie de chaque pièce est comme suit :

Désignation	Nombre	Surface en [m ²]
Parking	01	57,36
Escalier	01	4,00
Boutique	01	47,8
Couloir	01	5,85
Stockage	01	20,31
Chambre	03	32,48
WC	02	4,68
Terrasse	01	14,00

B. EXIGENCES D'HABILITES :

1. Exigence thermique :

Le bien être thermique est un élément de première importance pour le confort de l'habitation. C'est une sensation agréable qui se manifeste quand les échanges thermiques du corps sont à l'équilibre et qu'il n'y a pas de sensations d'inconforts créées par des excès, des variations ou des dissymétries de températures. Le confort thermique ne peut être obtenu si les volumes d'air et les surfaces d'une pièce ne sont pas à la même température. On a donc essayé de limiter au maximum la stratification de l'air, éviter les surfaces trop froides et les émetteurs de chaleur trop chauds.

On a harmonisé au maximum du possible la température des parois en enduisant au mortier de ciment les deux faces des murs, du sol avec une chape de mortier de ciment suivi d'une pose de revêtement et du plafond. Un système de climatisation et de ventilation est aussi mis en place pour le confort thermique dans la boutique.

2. Exigence acoustique :

Il porte principalement sur :

- Le confort des utilisateurs vis-à-vis des bruits générés à l'intérieur du bâtiment (parole, déplacements, activités, équipements...)
- Le confort des utilisateurs vis-à-vis des bruits provenant de l'extérieur (transports, équipements, activités...)
- Le respect du voisinage par rapport aux bruits émis vers le voisinage par le bâtiment, en raison des activités qui s'y déroulent et des équipements qui y fonctionnent.

Donc pour l'isolation acoustique, on a enduit les murs en maçonnerie d'aggloms de façon à ce qu'ils soient imperméables à l'air. Le revêtement du sol par carrelage contribuera aussi à l'isolation acoustique dans notre immeuble car il limite le niveau de bruit transmis par le plancher.

3. Exigence d'éclairage :

D'une manière générale, pour assurer l'éclairage convenable d'une pièce habitable, il faut prévoir une surface totale des fenêtres représentant 10% à 14% de la surface de la pièce.

4. Les éléments secondaires :

4.1 Planchers :

Les planchers seront en dalle pleine en béton armé coulées sur place.

4.2 Eléments de remplissage :

Bien que les murs du bâtiment servent essentiellement de remplissage, ils contribueront en partie à la résistance au vent. Ils seront en maçonnerie de briques artisanal.

4.3 Eléments de couverture :

Pour un meilleur contreventement, la toiture choisie sera une toiture terrasse. Elle est constituée par une dalle pleine en béton armé coulée sur place, couverte d'une étanchéité multicouche constituée de :

- Etanchéité en asphalte coulé en deux couches : 0,5 cm d'asphalte chaud et 1,5 cm d'asphalte sablé ;
- Matériau enrobé de 2 cm d'épaisseur pour étanchéité
- Béton de forme d'une pente de 3% pour l'écoulement des eaux pluviales

Elle ne sera pas accessible que pour les entretiens.

4.4 Menuiserie :

La construction comportera :

- Des menuiseries bois qui sont utilisées pour l'intérieur pour des raisons de résistance
- Des menuiseries aluminium qui concernent les portes d'entrée et les châssis vitrés ;
- Des menuiseries métalliques pour les garde-corps

PARTIE B : ETUDES TECHNIQUES

Chapitre III. HYPOTHESES DE CALCUL

Avant d'entrer dans les études techniques proprement dites ; nous allons définir quelques hypothèses indispensables aux calculs.

A. Béton

La valeur de la résistance caractéristique à la compression du béton (f_{c28}) dépend du type de chantier. Soient :

- $f_{c28} = 20$ MPa sur les chantiers convenablement outillés ;
- $f_{c28} = 25$ MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier ;
- $f_{c28} = 30$ MPa et plus sur les chantiers moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés et une étude de la composition du béton.

Nous avons un chantier faisant l'objet d'un contrôle régulier donc la résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge : $f_{c28} = 25$ MPa et la résistance caractéristique à la traction à 28 jours d'âge correspondante est : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1$ MPa.

Un coefficient de sécurité partiel du béton est appliqué selon la nature de la combinaison de l'ouvrage. Il y a deux types de combinaisons :

- La combinaison fondamentale avec $\gamma_b = 1.5$: à considérer dans des situations durables ou transitoires ;
- La combinaison accidentelle avec $\gamma_b = 1.15$: à considérer pour des actions provenant de phénomènes se produisant rarement avec une faible durée d'application.

Nous avons une combinaison fondamentale donc $\gamma_b = 1.5$.

Un autre coefficient θ est appliqué selon la durée t d'application des combinaisons des charges. Nous avons :

- $\theta = 0.85$ si $t \leq 1$ heure ;
- $\theta = 0.9$ si $1 \text{ heure} \leq t \leq 24$ heures ;
- $\theta = 1$ si $t \geq 24$ heures.

La durée d'application des charges est supérieure à 24 heures donc $\theta = 1$. La contrainte admissible en compression du béton à l'état limite de service $\bar{\sigma}_{bc}$ est donnée par l'équation : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

A l'état limite ultime, elle est égale à :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Où : $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$ sont respectivement des coefficients qui tiennent compte de la sécurité (cas de combinaison fondamentale) et de l'influence de la durée d'application (cas où $t \geq 24h$).

Ainsi $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa et $f_{bc} = 14,17$ MPa.

B. Acier

Les différents types d'acier fréquemment utilisés en béton armé sont :

- Acier rond lisse ;
- Acier haute adhérence ;
- Treillis soudés.

Nous allons utiliser les barres à haute adhérence car celles-ci ont une section sensiblement circulaire qui présente des nervures suivant le diamètre pour améliorer l'adhérence entre l'acier et le béton. La nuance d'acier est Fe E 500.

La limite d'élasticité correspondante : **$f_e = 500$ MPa.**

Comme le cas du béton nous avons une combinaison fondamentale donc le coefficient de sécurité est : **$\gamma_s = 1.15$**

La contrainte de l'acier c'est le rapport entre la limite d'élasticité et le coefficient de sécurité :

$$\sigma_s = f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa.}$$

C. Contrainte de calcul

Les éléments de calcul figurant dans ce devoir sont conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 modifié 99**).

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites. On distingue les états limites ultimes et les états limites de services.

1. Les états limites ultimes (ELU)

Les Etats Limites Ultimes mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes de façon suprême. Ils correspondent à la limite :

- Soit de l'équilibre statique ;
- Soit de la résistance de l'un des matériaux ;
- Soit de la stabilité de la forme.

2. Les états limitent de service (ELS)

Les Etats Limites de Service sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité. Ils correspondent aux :

- Etats limites de déformation (flèches) ;
- Ouverture des fissures ;
- Vibrations inconfortables pour les usagers.

Chapitre IV. PRE-DIMENSIONNEMENT

En général, le dimensionnement des éléments est déterminé à partir des sollicitations qu'ils subissent. Par contre, ces sollicitations ne peuvent être évaluées sans avoir les dimensions des éléments considérés. Cependant, on donne des dimensions préalables à ces éléments d'où le pré-dimensionnement.

Le pré-dimensionnement est la première étape des calculs. Notre calcul portera sur **la file F** indiqué par le schéma :

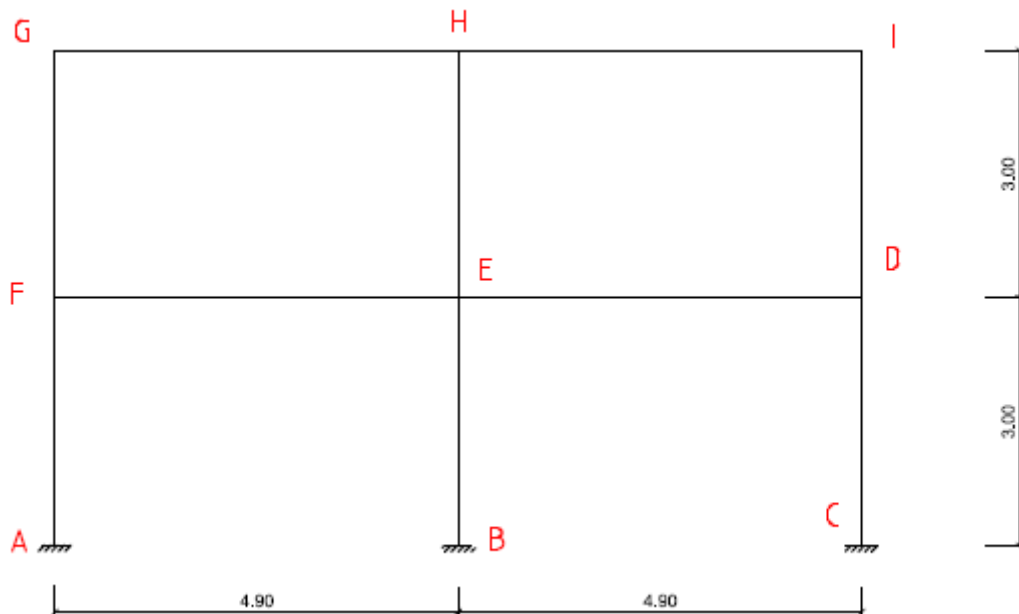


Figure 5: La file F.

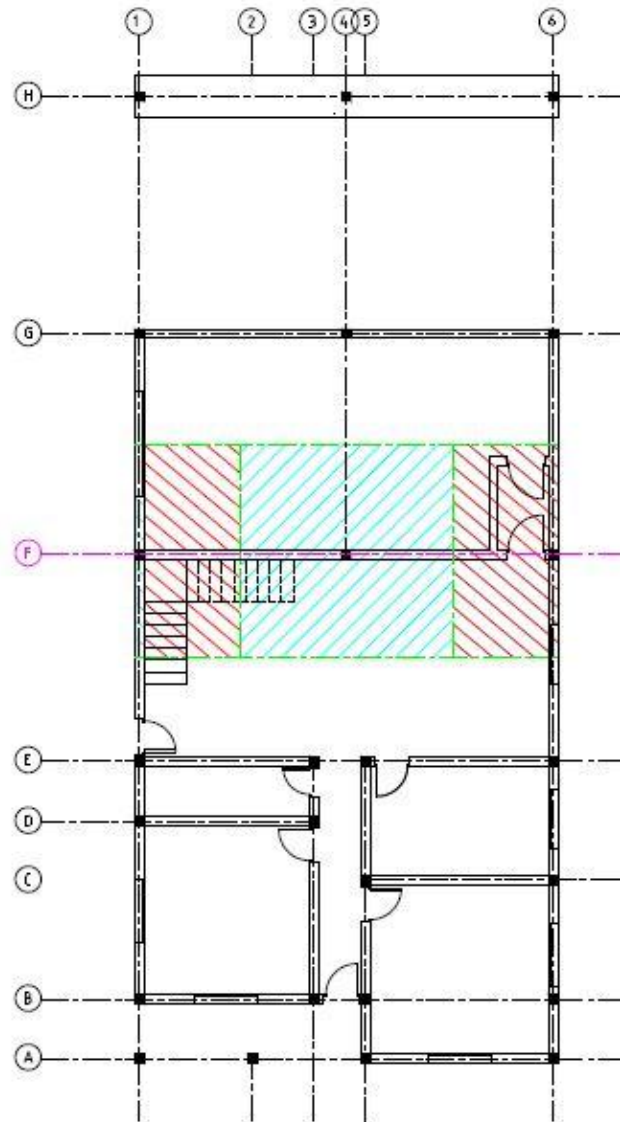


Figure 6: Représentation de la file à étudier et surface d'influence pour les poteaux.

A. PLANCHER

1. Choix du type de plancher :

Il y a plusieurs variétés de plancher selon les types de matériaux utilisés comme par exemple : en bois, en acier-béton, en béton armé, ...

En béton armé seulement, on peut citer :

- Les planchers à corps creux hourdis ;
- Les planchers nervurés ;
- Les planchers à poutres croisées et planchers-caissons ;
- Les planchers en dalles pleines en béton armé coulé sur place avec ou sans prédalle ;
- Les planchers alvéolés.

Dans notre cas, on va choisir les planchers en dalles pleines en béton armé coulé sur place sans prédalle et pour le calcul, on va considérer le cas le plus défavorable. Dans ce cas, prenons le plancher ayant la plus grande surface dont les dimensions sont caractérisées par l_x et l_y tels que **$L_x = 4,67$ m et $L_y = 5,00$ m**

Avec :

- L_x : longueur de la dalle suivant le sens de la petite portée ;
- L_y : longueur de la dalle suivant le sens de la plus grande portée.

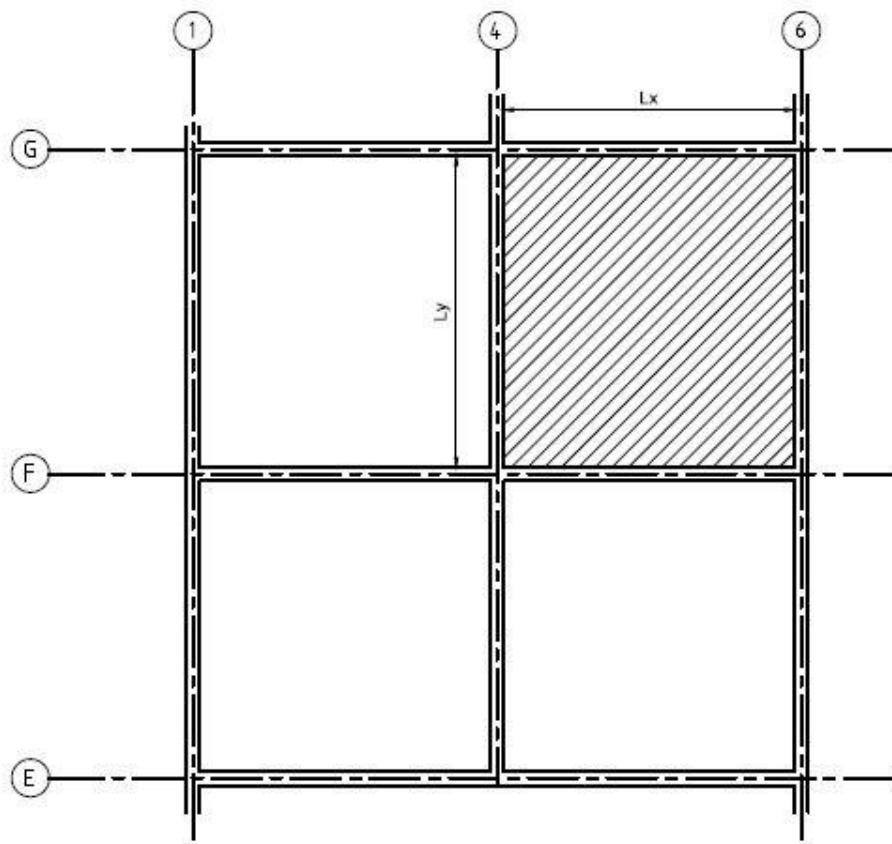


Figure7: Représentation du plancher de référence.

2. Epaisseur :

On a $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,934 > 0,4$ donc la dalle est portée sur les deux sens.

Alors l'épaisseur de la dalle (continue) est obtenue par la relation :

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{25}$$

$$\begin{aligned} \text{avec } L &= \sqrt{l_x \cdot l_y} \\ &= \sqrt{4,67 \times 5,00} \\ &= 4,83 \text{ m} \end{aligned}$$

On a les valeurs suivantes :

Tableau 4: Epaisseur de la dalle pleine en béton armé.

L [m]	L/35 [m]	L/25 [m]	e [m]
4,83	0,14	0,19	0,17

On va prendre $e = 0,17$ m.

B. POUTRE

1. Définition :

Une poutre est une longue pièce en bois, en métal ou en béton armé, de forte section. Les poutres en béton armé sont, soient préfabriquées, soient coulées sur site dans un coffrage. Les données de calcul de sections, de portées et de ferrailage sont fournies par le B.A.E.L 91 modifié 99. (Règles de calcul du béton armé aux états limites).

Une poutre est un élément de la construction généralement horizontale qui a pour rôle de transmettre les charges verticales et les charges horizontales.

2. Hauteur :

La hauteur h de la poutre est déterminée par la condition de rigidité ou de non déformabilité caractérisée par la relation suivante :

- $L/18 \leq h \leq L/14$: poutre continue
- $L/14 \leq h \leq L/10$: poutre isostatique

On considère que dans notre cas toutes les poutres sont continues.

Tableau 5: Hauteur des poutres

Poutre	L[m]	L/18 [m]	L/14 [m]	H [m]
Transversale	4,90	0,27	0,35	0,30
Longitudinale	5,22	0,29	0,37	0,35

3. Largeur :

La largeur doit vérifier la règle de la bonne construction suivante :

$$0,3h \leq b \leq 0,6h$$

Tableau 6: Largeur des poutres.

Poutre	h[m]	0.3h [m]	0.6h [m]	b [m]
Transversale	0.30	0.09	0.18	0.22
Longitudinale	0.35	0.10	0.21	0.22

On a pris $b = 0,22$ m pour que la poutre et le mur soient de même épaisseur.

C. POTEAU

Pour ce calcul, on va considérer les hypothèses suivantes :

- les poteaux travaillent en compression simple ;
- les poteaux ont une section rectangulaire caractérisée par le petit côté « a » et le grand côté « b ».

Il faut alors que la condition de non flambement soit vérifiée.

Puisqu'il s'agit d'un poteau à section rectangulaire, donc la condition de non flambement est la suivante :

$$\frac{l_f}{a} \leq 14,4$$

Où :

- l_f : Longueur de flambement telle que $l_f = 0,7 \cdot l_0$ (poteau encastré à sa fondation)
- a : le petit côté du poteau rectangulaire

Comme $l_0 = 3,00$ m, alors $l_f = 2,1$ m

Prenons $a = 22$ cm

On a $\frac{l_f}{a} = 9,55 < 14,4$, donc la condition de non flambement est vérifiée

Ainsi, la section du poteau est déterminée par la relation suivante :

$$B \geq \frac{N}{0,9 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}$$

Avec :

B : Section du poteau telle que $B=a*b$ (section rectangulaire) ;

N : Effort normal de compression supporté par le poteau tel que $N = n*q*S$;

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

➤ Calcul de N

Sachant que $N = n*q*S$

Avec : n : nombre de niveau supporté par le poteau ;

q : Charge moyenne supportée par le plancher d'étage, comprise entre 1 à $1.5 T/m^2$;

S : surface d'influence du poteau (la plus grande section d'un niveau supportée par le poteau) où $S = L \times l$

D'où :

Tableau 7: Effort normale de compression supportée par le poteau

Poteau	n	q [T/m ²]	S [m ²]	N [MN]
intérieur	1	1.25	25.3	0.32
de rive	1	1.25	12.65	0.16

➤ Calcul de $\bar{\sigma}_{bc}$

Sachant que

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28}$$

Avec :

f_{c28} : Résistance à la compression du béton à 28 jours d'âge telle que $f_{c28}=25MPa$ correspond au béton dosé à 350 kg/m^3 (avec du CEM I 42.5) ;

D'où $\bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa]$

➤ Calcul des valeurs de « a » et « b »

Tableau 8: Section de chaque poteau

	N [MN]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	B [m ²]	a [m]	b réel[m]	b [m]
Poteau intérieur	0.32	15	0.024	0.22	0.11	0.22
Poteau de rive	0.16	15	0.014	0.22	0.06	0.22

Pour une raison architecturale et de construction, on a pris une section carrée de $22*22 \text{ cm}^2$, tant pour les poteaux de rive que pour les poteaux intérieurs.

D. ESCALIER

Pour ce pré-dimensionnement, on va déterminer la hauteur de la contre marche, le giron et l'angle d'inclinaison de l'escalier.

Soient :

- H : la hauteur à franchir ;
- h : la hauteur de la contre marche ;
- g : la largeur de la marche ;
- α : l'angle d'inclinaison de l'escalier.

La hauteur à franchir H est la hauteur sous plafond plus l'épaisseur du plancher fini

Telle que :

- La hauteur sous plafond égale à 2,79 m
- L'épaisseur du plancher égale à 0,17 m
- Revêtement égale à 0,04 m

$$\mathbf{H = 3,00m}$$

1. Détermination de h :

- La hauteur h est pratiquement $16.5 \leq h \leq 17.5$ (cm), prenons h = 17 cm.
- Le giron g est $27 \leq g \leq 30$ (cm) et $60 \leq 2h + g \leq 64$ [cm] (d'après la formule de Blondel).
- L'angle d'inclinaison α est obtenu par : $\tan \alpha = \frac{h}{g}$

Pour h= 17 on a comme nombre de contre marche $n = H/17 = 17.64$

Soit :

- si $n_1 = 17$ recalculons $h = 3,00/17 \Rightarrow h = 17,64$ cm
- si $n_2 = 18$ recalculons $h = 3,00/18 \Rightarrow h = 16,66$ cm

or $16,5 \leq h \leq 17,5$ (cm) donc on va prendre

h = 16,66 cm

2. Determination de g:

Prenons g= 28 cm.

Vérifions la relation $60 \leq 2h + g \leq 64$ [cm] : relation de Blondel

$$2h + g = (2 \times 16,66) + 28 = 61,32 \text{ cm vérifié}$$

D'où

g = 28 cm

3. Détermination de α :

On a : $\tan \alpha = \frac{h}{g}$ qui donne $\tan \alpha = \frac{16,66}{28} = 0,595$ d'où :

$$\alpha = 30,75^\circ$$

4. Détermination de e :

Le paillasse est considéré comme une dalle continue pleine en béton armé.

$$\text{On a : } \frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{25}$$

$$\text{avec } Lx = \frac{2,52}{\cos 30,75} = 2,93\text{m} \Rightarrow 0,083 \text{ m} \leq e \leq 0,1172 \text{ m}$$

d'où :

$$e = 10\text{cm}$$

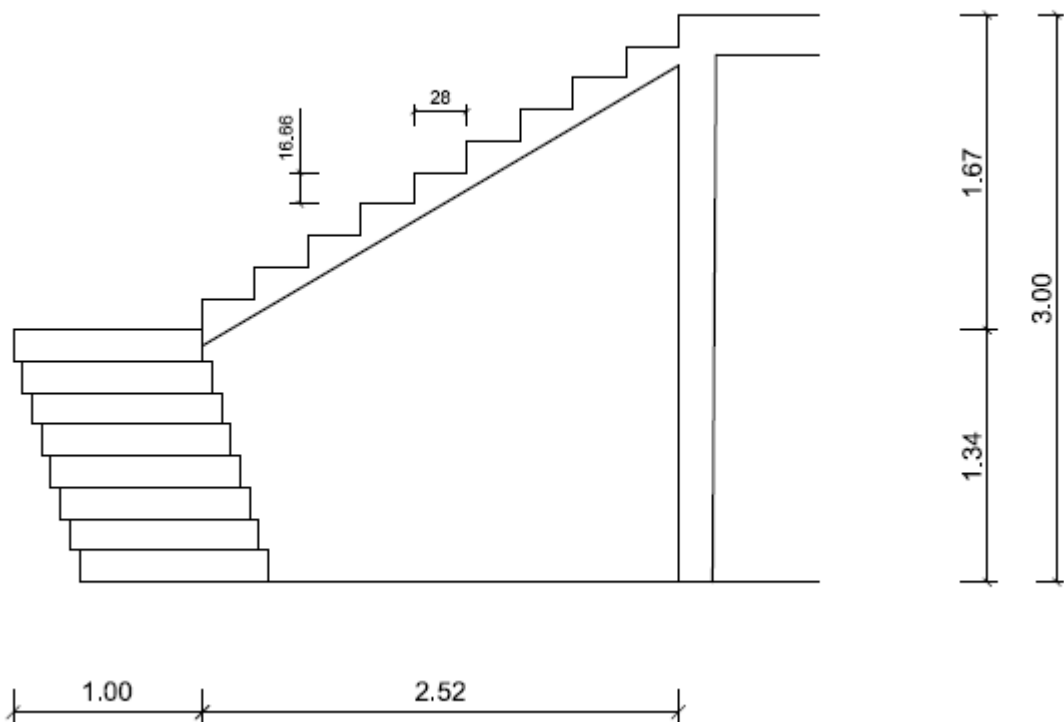


Figure 8: Croquis de l'escalier

Chapitre V. DESCENTE DES CHARGES

La descente des charges a pour objectif de calculer les efforts résultant des effets des charges verticales et horizontales sur les éléments porteurs afin de procéder à leur dimensionnement et surtout de la fondation.

Pour ce faire, on commence par le niveau le plus haut et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

A. INVENTAIRE DES CHARGES

Le bâtiment est soumis à des actions horizontales et verticales et c'est la fondation qui assure la transmission de ces charges au sol.

On peut en distinguer trois types :

- Actions permanentes ;
- Actions variables ;
- Actions accidentelles.

1. Les actions permanentes

Les charges permanentes représentées par G, sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps.

Elles sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduites des plans et du poids volumique des matériaux les constituant.

Voyons quelques-unes :

Tableau 9: Valeur des charges permanentes :

Eléments de structure	Désignation	Charges	unités
Toiture terrasse inaccessible	Dalle pleine en BA (e = 17cm)	425	daN/m ²
	Etanchéité multicouche en ciment (e =2cm)	12	daN/m ²
	Forme de pente (béton de forme e = 6cm)	130	daN/m ²
	Protection (gravillon e = 3cm)	60	daN/m ²
	TOTAL	627	daN/m²
Chéneau	En béton armé (e=7cm)	175	daN/m ²
	Enduits 2 faces	54	daN/m ²
	TOTAL	229	daN/m²
Mur de remplissage	Brique pleine (e=22cm)	418	daN/ml
	Enduit 2 faces	54	daN/ml
	TOTAL	472	daN/ml
Plancher pour habitation	Dalle pleine (e=17cm)	425	daN/m ²
	Enduit (en mortier de ciment e=1,5cm)	27	daN/m
	Carrelage (gré cérame e=9mm) y compris mortier de	60	daN/m ²
	TOTAL	512	daN/m²
Poteau	En BA de section (0,22 x 0,22m ²)	121	daN/m ³
	En BA de section (0,22 x 0,35m ²)	192,5	daN/m ³
Retombé des poutres	Transversale en BA (0,22 x 0,13m ²)	71.5	daN/m ³
	Longitudinale en BA (0,22 x 0,18m ²)	99	daN/m ³
Escalier g=28cm ; α=30,75°	Marche 0,1666 x 2200 x 0,5	183	daN/m ²
	Chape de revêtement en mortier de ciment (e= 2cm)	36	daN/m ²
	Garde-corps	50	daN/m ²
	Paillasse (e=10cm)	250	daN/m ²
	TOTAL	519	daN/m²

Au niveau du fil F :

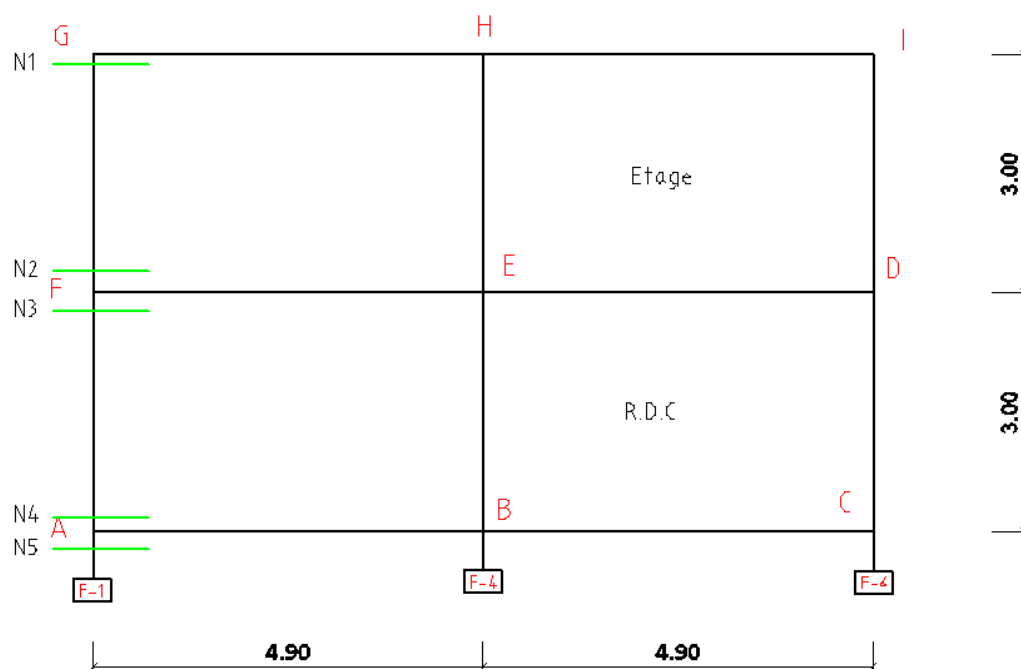


Figure 4: Représentation transversale du portique.

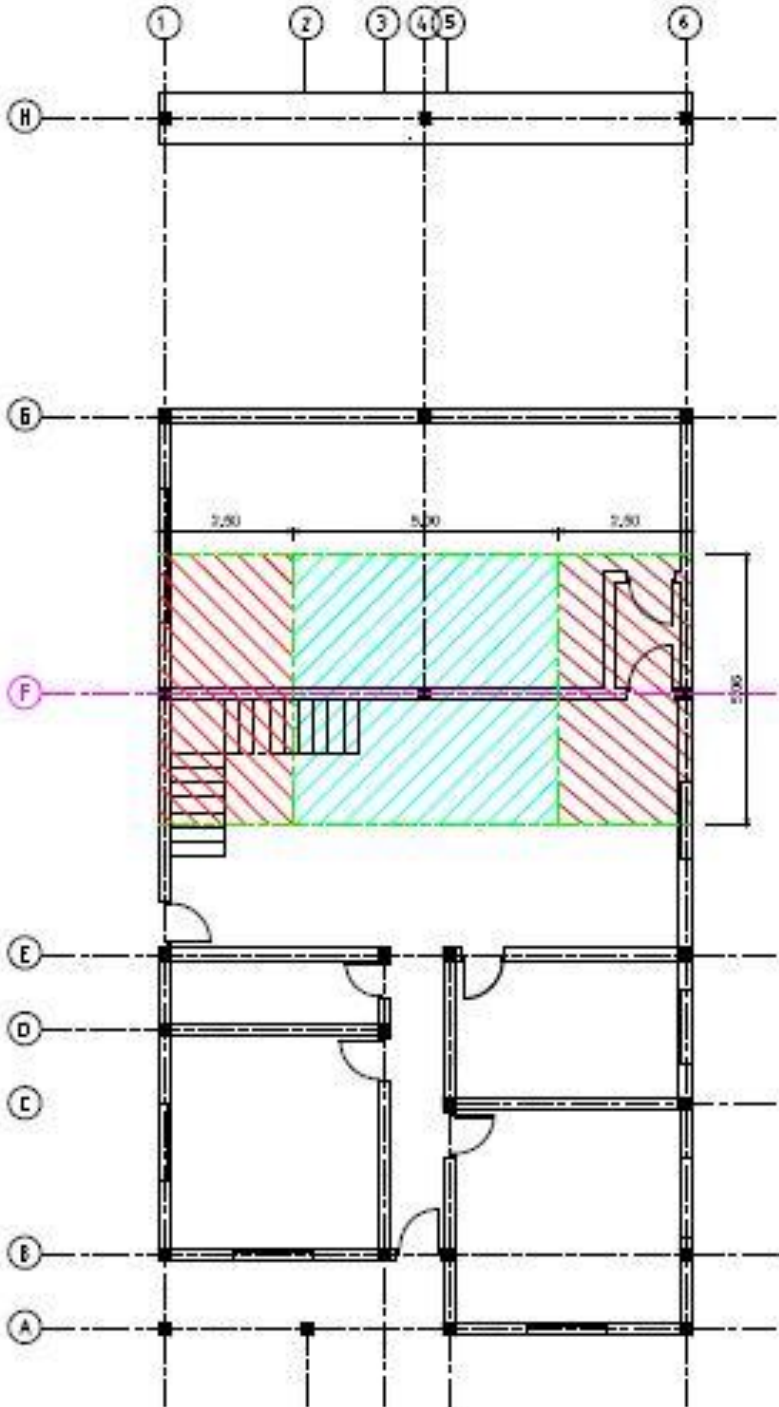


Figure 5: Représentation des zones d'influences sur la file à étudier.

Tableau 10: Descente des surcharges permanentes du poteau F-1.

Niveau	Désignation	Dimension en [m]			Charge unitaire	G [daN]
		Longueur	Largeur	Hauteur		
N1	Chéneau	5,06	0,50		229	579
	Toiture terrasse	5,06	2,50		627	7 932
	Retombé Poutre trans.	2,50	0,22	0,23	2 500	316
	Retombé Poutre long.	5,06	0,22	0,23	2 500	640
	TOTAL					
N2	Venant de N1					9 467
	Poteau	3,00	0,22	0,22	2 500	363
	TOTAL					
N3	Venant de N2					9 830
	Plancher	5,06	2,50		512	6 477
	Retombé Poutre long.	5,06	0,22	0,23	2 500	640
	Retombé Poutre trans.	2,50	0,22	0,23	2 500	316
	Mur de remplissage L	4,84		2,60	472	5 940
	Mur de remplissage T	2,28		2,60	472	2 798
TOTAL						26 001
N4	Venant de N3					26 001
	Poteau	3,00	0,22	0,22	2 500	363
	TOTAL					
N5	venant de N4					26 364
	Longrine Long.	5,06	0,22	0,35	2 500	974
	Longrine Trans.	2,50	0,22	0,30	2 500	413
	Mur de remplissage L	4,84		2,60	472	5 940
	Mur de remplissage T	2,28		2,60	472	2 798
TOTAL						36 488

Tableau 11: Descente des surcharges permanentes du poteau F-4

Niveau	Désignation	Dimension en [m]			Charge unitaire	Total [daN]
		Longueur	Largeur	Hauteur		
N1	Toiture terrasse	5,06	5,00		627	15 863
	Retombé Poutre trans.	5,00	0,22	0,23	2 500	633
	TOTAL					
N2	Venant de N1					16 496
	Poteau	3,00	0,22	0,35	2 500	578
	TOTAL					
N3	Venant de N2					17 073
	Plancher	5,06	5,00		512	12 954
	Retombé Poutre Trans.	5,00	0,22	0,23	2 500	633
	Mur de remplissage	5,00		2,60	472	6 136
	TOTAL					
N4	Venant de N3					36 795
	Poteau	3,00	0,22	0,22	2 500	363
	TOTAL					
N5	Venant de N4					37 158
	Longrine Trans.	5,00	0,22	0,30	2 500	825
	Mur de remplissage	5,00		2,60	472	6 136
	TOTAL					

Tableau 12: Descente des surcharges permanentes du poteau F-6 :

Niveau	Désignation	Dimension en [m]			Charge unitaire	G [daN]
		Longueur	Largeur	Hauteur		
N1	Chéneau	5,06	0,50		229	579
	Toiture terrasse	5,06	2,50		627	7 932
	Retombé Poutre trans.	2,50	0,22	0,23	2 500	316
	Retombé Poutre long.	5,06	0,22	0,23	2 500	640
	TOTAL					
N2	Venant de N1					9 467
	Poteau	3,00	0,22	0,22	2 500	363
	TOTAL					
N3	Venant de N2					9 830
	Plancher	5,06	2,50		512	6 477
	Retombé Poutre long.	5,06	0,22	0,23	2 500	640
	Retombé Poutre trans.	2,50	0,22	0,23	2 500	316
	Mur de remplissage L	4,84		2,60	472	5 940
	Mur de remplissage T	2,28		2,60	472	2 798
TOTAL						26 001
N4	Venant de N3					26 001
	Poteau	3,00	0,22	0,22	2 500	363
	TOTAL					
N5	venant de N4					26 364
	Longrine Long.	5,06	0,22	0,35	2 500	974
	Longrine Trans.	2,50	0,22	0,30	2 500	413
	Mur de remplissage L	4,84		2,60	472	5 940
	Mur de remplissage T	2,28		2,60	472	2 798
TOTAL						36 488

Tableau 13: Tableau récapitulatif des surcharges permanentes de chaque poteau en [daN]

	P F-1	P F-4	P F-6
N1	9 467	16 496	9 467
N2	9 830	17 073	9 830
N3	26 001	36 795	26 001
N4	26 364	37 158	26 364
N5	36 488	44 119	36 488

2. Les actions variables

Les charges variables sont celles dont l'intensité varie fréquemment comprenant :

- Les surcharges d'exploitation ;
- Les charges climatiques.

2.1 Les surcharges d'exploitation

Elles résultent de l'utilisation et de l'exploitation de l'ouvrage, c'est-à-dire déterminées suivant la destination de chaque pièce. Elles sont fixées par des règlements ou des normes en vigueur.

Selon la norme française P 06-001 de l'AFNOR, on a :

Tableau 14: Valeur des surcharges d'exploitation

Désignation		Charges d'exploitations	unités
Boutique		500	daN/m ²
Toilettes		150	daN/m ²
Plancher pour chambre		150	daN/m ²
Escalier		250	daN/m ²
Balcons		350	daN/m ²
Garage pour voitures légers		250	daN/m ²
Couloir		250	daN/m ²
Zone de dépôt		500	daN/m ²
Parking pour voitures légers		250	daN/m ³
Toiture terrasse	Eau	10	daN/m ²
	Poussière	20	daN/m ²
	Entretien	100	daN/m ²
	Total	130	daN/m ²

D'où les valeurs des surcharges d'exploitation à chaque niveau de chaque poteau :

Tableau 15: Descente des surcharges d'exploitation du poteau F-1

Niveau	Désignation	Dimension en [m]			ch. Unitaire daN/m ² - daN/m ³	Q [daN]
		Longueur	Largeur	Hauteur		
N1	Toiture Terrasse	5,06	2,50		130	1 645
	TOTAL					1 645
N2	Venant de N1					1 645
	TOTAL					1 645
N3	Venant de N2					1 645
	Boutique	2,40	2,60		500	3 120
	TOTAL					4 765
N4	Venant de N3					4 765
	TOTAL					4 765
N5	Venant de N4					4 765
	TOTAL					4 765

Tableau 16: Descente des surcharges d'exploitation du poteau F-4

Niveau	Désignation	Dimension en [m]			ch. Unitaire daN/m ²	Q [daN]
		Longueur	Largeur	Hauteur		
N1	Toiture Terrasse	5,06	5,00		130	3 289
	TOTAL					3 289
N2	Venant de N1					3 289
	TOTAL					3 289
N3	Venant de N2					3 289
	Boutique	5,00	2,60		500	6 500
	Stockage	2,45	2,05		500	2 511
TOTAL					12 300	
N4	Venant de N3					12 300
	TOTAL					12 300
N5	Venant de N4					12 300
	TOTAL					12 300

Tableau 17: Descente des surcharges d'exploitation du poteau F-6

Niveau	Désignation	Dimension en [m]			ch. Unitaire daN/m ² -daN/m ³	Q [daN]
		Longueur	Largeur	Hauteur		
N1	Toiture Terrasse	5,06	2,50		130	1 645
	TOTAL					1 645
N2	Venant de N1					1 645
	TOTAL					1 645
N3	Venant de N2					1 645
	Boutique	2,39	2,61		500	3 119
	Stockage	2,45	2,50		500	3 063
TOTAL					7 826	
N4	Venant de N3					7 826
	TOTAL					7 826
N5	Venant de N4					7 826
	TOTAL					7 826

Tableau 18 : Récapitulation des valeurs des surcharges d'exploitation de chaque poteau en [daN]

Niveau	P F-1	P F-4	P F-6	unité
N1=N2	1 645	3 289	1 645	[daN]
N3=N4	4 765	12 300	7 826	[daN]
N5	4 765	12 300	7 826	[daN]

2.2 Les surcharges climatiques :

Il s'agit en général des actions du vent, de la neige et du séisme mais à Madagascar, il n'y a pas de neige et les secousses sismiques enregistrées sont nettement basses. Par contre les cyclones, fréquents, font des dégâts considérables ce qui conduit à ne considérer que les actions du vent.

2.2.1 Actions du vent W :

+ Les pressions dynamiques de base :

Ce sont les pressions qui s'exercent à une hauteur de 10m au-dessus du sol pour un site normal. Elles sont données par les nouvelles Règles pour Construction Para-cyclonique. Le site, se trouvant dans la région d'Itasy fait partie de la zone III. Les pressions dynamiques correspondantes sont :

- 124 daN/m², valeur normale ;
- 217 daN/m², valeur extrême.

+ Les pressions dynamiques corrigées :

Tenant compte de la nature du site d'implantation, de la hauteur, des dimensions et de l'entourage de l'ouvrage, les pressions dynamiques de base se doivent être corrigées. Elles seront affectées des coefficients dus à ces effets.

Elles s'obtiennent par la formule suivante :

$$q_d = q_b \times c_s \times c_h \times c_m \times \delta$$

Avec

- q_b : Pression dynamique de base
- c_s : Coefficient de site
- c_h : Coefficient de hauteur
- c_m : Coefficient de masque
- δ : Coefficient de dimension

❖ Effet du site c_s

L'effet du site concerne la nature du site d'implantation. Ambatomirahavavy se situe sur un plateau, donc l'ouvrage est moyennement exposé. C'est un site normal, d'où $c_s = 1$.

❖ **Effet de hauteur c_h**

Pour une construction de hauteur inférieure à 500 m, le coefficient correcteur apporté par l'effet de la hauteur sur la pression dynamique de base est donné par la formule suivante :

$$C_h = \frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \times \left(\frac{H+18}{H+60} \right)$$

Où :

- q_H : Pression dynamique à la hauteur H
- $q_{10,n}$: Pression dynamique à une hauteur de 10m
- H= 6m, hauteur du bâtiment.

A.N :

$$= 2,5 \times \left(\frac{6+18}{6+60} \right)$$

$C_h = 0.90$

❖ **Effet de masque c_m**

Le bâtiment n'est ni masqué partiellement ni totalement, donc il n'y a pas effet de masque. $C_m=1$

❖ **Effet de dimension δ**

Les pressions dynamiques correspondant à chaque niveau de construction doivent être affectées d'un coefficient de réduction δ , déterminé en fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent tel que :

$$\delta = -0,130 \log x + 0,961$$

Avec $x=16m$ la plus grande dimension de la surface offerte au vent

Donc : $\delta = -0,130 \log 20 + 0,961$

Alors : $\delta = 0,80$

D'où les valeurs des pressions dynamiques corrigées :

- $q_d = 89,28 \text{ daN/m}^2$, valeur normale ;
- $q_d = 156,24 \text{ daN/m}^2$, valeur extrême ;

2.2.2 **Descente de charges due au vent :**❖ **Principe et formules :**

Le vent s'exerce sous forme de pression produisant des efforts normaux aux surfaces des parois. Ces efforts produisent des moments fléchissant, des efforts tranchants et des efforts normaux dans les poteaux.

Les charges F_i que le vent transmet dans les poteaux i sont données par la relation :

$$N_i = \frac{M \cdot d_i \cdot S_i}{I}$$

M : Moment reversement dû à l'action horizontale du vent en [kg.m];

d_i : Distance entre le poteau i et le centre de gravité de l'ensemble en [m] ;

S_i : Section du poteau considéré au niveau i en [m²];

I : Moment d'inertie des poteaux par rapport au centre de gravité en [m⁴] ;

$$I = \sum S_i d_i^2$$

I : Moment d'inertie du poteau par rapport au centre de gravité du poteau

Or :

$$M_i = F \cdot z = h \times L \times v \times z = Qh^2/2 \text{ et } Q = q_s l_x$$

Où :

h : hauteur du poteau au niveau considéré

q_s : la force spécifique

l_x : largeur d'impact sur le nu du poteau.

z : bras de levier

❖ Calcul :

✚ Détermination du centre de gravité de l'ensemble

Elle est donnée par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum x_i S_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Section de chaque poteau en m² ;

X_i : Distance horizontale de l'axe de chaque poteau par rapport au point de repère A en [m].

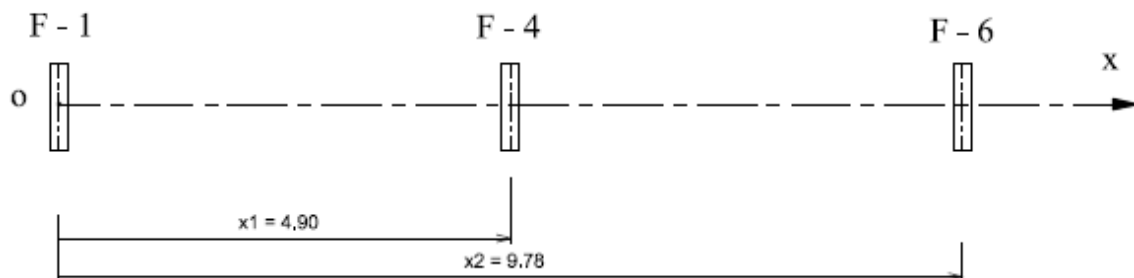


Figure 9: Détermination du centre de gravité de l'ensemble.

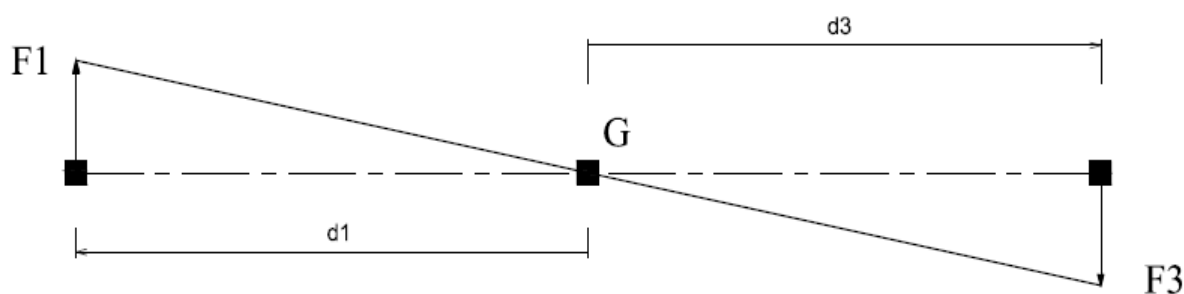


Figure 10: Position du poteau par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

Moment d'inertie de chaque poteau par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

Tableau 19: Moment d'inertie de chaque poteau à chaque niveau.

Niveau	Poteau	X_i [m]	S_i [m ²]	$X_i * S_i$	x_G [m]	d_i [m]	$S_i \cdot d_i^2$ [m ⁴]	I [m ⁴]
N1	F-1	0,00	0,0484	0,0000	4,89	4,90	1,1621	2,3242
	F-4	4,90	0,077	0,3773		0,00	0,0000	
	F-6	9,78	0,0484	0,4734		4,90	1,1621	
N2 et N3	F-1	0,00	0,0484	0,0000	4,89	4,90	1,1621	2,3242
	F-4	4,90	0,077	0,3773		0,00	0,0000	
	F-6	9,78	0,0484	0,4734		4,90	1,1621	
N4 et N5	F-1	0,00	0,0484	0,0000	4,89	4,90	1,1621	2,3242
	F-4	4,90	0,077	0,3773		0,00	0,0000	
	F-6	9,78	0,0484	0,4734		4,90	1,1621	

$$\begin{aligned}
 qd &= 156,24 \text{ daN/m}^2 & L &= 5,06 \text{ m} \\
 W=qd*L &= 790,57 \text{ daN/ml} & F &= M*S_i*d_i/I
 \end{aligned}$$

Tableau 20: Calcul des descentes de charges horizontales.

Niveau	Poteau	I [m ⁴]	h [m]	$M=qh^2/2$	S_i [m ²]	d_i [m]	F [daN]		Vérification
N1	F-1	2,3242	0,25	24,71	0,0484	4,90	F1=	3	0
	F-4				0,077	0,00	F2=	0	
	F-6				0,0484	4,90	F3=	3	
N2 et N3	F-1	2,3242	3,00	3557,58	0,0484	4,90	F1=	363	0
	F-4				0,077	0,00	F2=	0	
	F-6				0,0484	4,90	F3=	363	
N4 et N5	F-1	2,3242	6,00	14230,34	0,0484	4,90	F1=	1452	0
	F-4				0,077	0,00	F2=	0	
	F-6				0,0484	4,90	F3=	1452	

***Vérification** : L'équilibre statique a lieu si $(F1+F2) - F3 = 0$ est vérifié, ce qui est le cas.

B. DESCENTE DE CHARGES TOTAL :

Selon les règles BAEL91 révisées 99, il faut tenir compte de deux combinaisons d'actions :

- A l'**ELU** (Etat Limite Ultime) : **1,35G + 1,5Q + W**
- À l'**ELS** (Etat Limite de Service) : **G + Q + 0,77W**

Ces deux combinaisons obtenues, elles devront être minorées de 10% pour les poteaux près de ceux de rive et majorées de 10% pour les poteaux centraux.

Les calculs de descente des charges totale sur chaque poteau de la file F sont résumés dans les tableaux suivants.

Tableau 21: Récapitulation des charges par niveau du poteau F-1 en (daN)

Niveau	G [daN]	Q [daN]	Vent [daN]	ELU	ELS	0,9 ELU	0,9 ELS
N1	9 467	1 645	3	15 250	11 114	13 725	10 002
N2	9 830	1 645	363	16 101	11 754	14 491	10 579
N3	26 001	4 765	363	42 611	31 045	38 350	27 941
N4	26 364	4 765	1 452	44 190	32 247	39 771	29 022
N5	36 488	4 765	1 452	57 858	42 371	52 072	38 134

Tableau 22: Récapitulation des charges par niveau du poteau F-4 en (daN)

Niveau	G [daN]	Q [daN]	Vent [daN]	ELU	ELS	1,15 ELU	1,15 ELS
N1	16 496	3 289	0	27 203	19 785	31 283	22 752
N2	17 073	3 289	0	27 982	20 362	32 180	23 416
N3	36 795	12 300	0	68 124	49 095	78 342	56 460
N4	37 158	12 300	0	68 614	49 458	78 906	56 877
N5	44 119	12 300	0	78 011	56 419	89 713	64 882

Tableau 23: Récapitulation des charges par niveau du poteau F-6 en (daN)

Niveau	G [daN]	Q [daN]	Vent [daN]	ELU	ELS	0,9 ELU	0,9 ELS
N1	9 467	1 645	3	15 250	11 114	13 725	10 002
N2	9 830	1 645	363	16 101	11 754	14 491	10 579
N3	26 001	7 826	363	47 203	34 107	42 483	30 696
N4	26 364	7 826	1 452	48 782	35 308	43 904	31 777
N5	36 488	7 826	1 452	62 450	45 432	56 205	40 889

Chapitre VI. ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

Cette partie a pour objet de déterminer les sollicitations au niveau des éléments constituant l'ossature du bâtiment afin qu'on puisse dimensionner les sections d'armatures à utiliser dans les poteaux ainsi que dans les poutres.

A. Choix du portique à étudier :

Soit le même portique que dans le calcul de la descente de charge : **la file F**

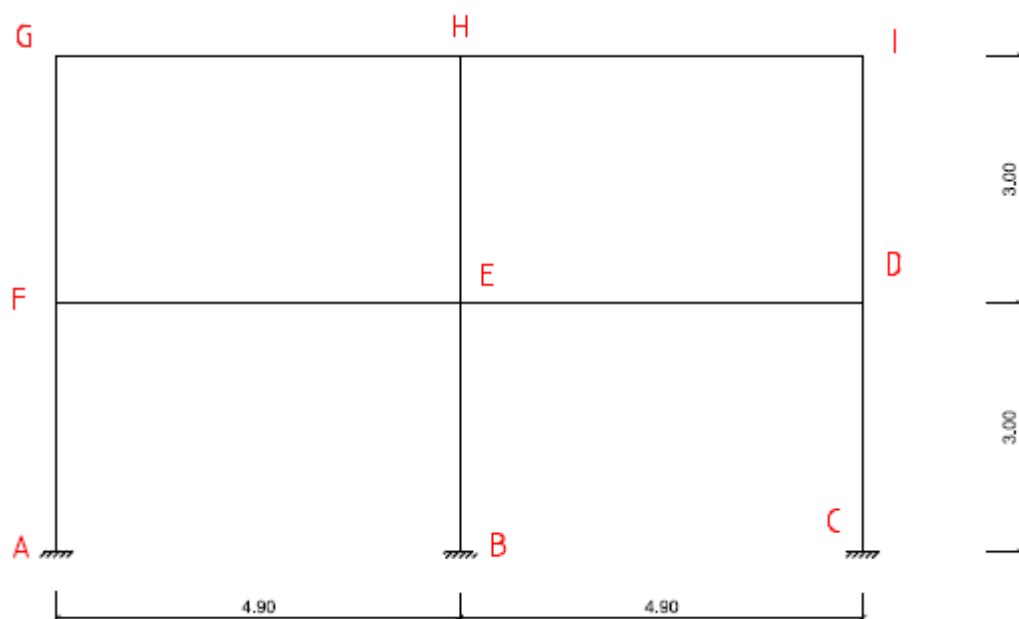


Figure 11: Représentation du portique à étudier.

B. Choix de la méthode utilisée :

Il existe beaucoup de méthodes pour déterminer les efforts dans les structures, comme la méthode de rotation, l'équation des trois moments et la méthode de Cross mais on a choisi la méthode de CROSS pour trouver ces moments, vu que notre portique est assez simple.

Elle consiste à prendre comme valeur approchée du moment cherché, le moment qui serait transmis par le nœud aux barres si celles-ci étaient parfaitement encastées, et à déterminer des corrections qu'il faudrait apporter à ce moment pour obtenir le moment réel.

C. Application de la méthode :

Voici les étapes à suivre :

- évaluation des charges ;
- détermination des paramètres de base à savoir :

1. Raideur R des barres

Puisque les poutres sont encastées à leurs deux extrémités, donc : $R = \frac{I}{L}$

Avec :

- $I = \frac{bh^3}{12}$: le moment d'inertie (pour une section rectangulaire) ;
- L : Longueur de la barre.

2. Coefficient de répartition C_i

Il permet de répartir la somme des moments en un nœud entre les barres qui en dérivent, tel que

$$: c_i = \frac{R_i}{\sum R_i}$$

3. Moment d'encastrement parfait

Cela est en fonction des cas de charges sur les barres. Pour notre cas, on a :

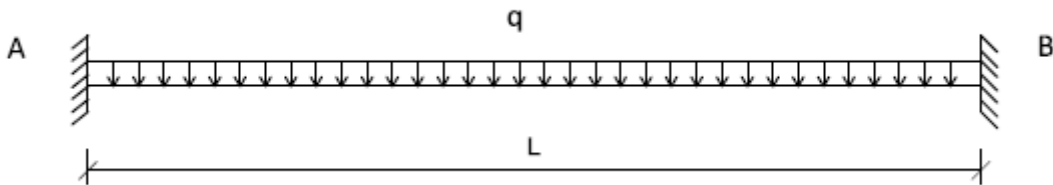


Figure 12: Cas de charge.

Soit AB la barre à considérer : $M_{AB} = \frac{ql^2}{12}$ et $M_{BA} = -\frac{ql^2}{12}$

Et au cas où il n'y a pas de charge, $M_i = 0$

4. Moment réel

Le moment réel dans une barre est égale à la somme du moment d'encastrement parfait et les diverses corrections obtenues à chaque tour de nœud. Tel que, le moment corrigé est égal à :

$$M_{AB} = -C_{AB} * M \text{ et } M_{BA} = M_{AB}/2$$

Où : M : Somme des moments d'encastrement parfait et des moments transmis aux nœuds.

5. Moment en un point x donné :

Connaissant la valeur des moments aux appuis de la barre considérée AB, le moment en un point x est obtenu par la formule :

$$M(x) = \mu(x) - M_{AB} + \left(\frac{M_{AB} + M_{BA}}{L}\right)x$$

Avec :

- $\mu(x)$: Moment fléchissant au point d'abscisse x;
- M_{AB} : Moment transmis par le nœud A à la barre AB;
- M_{BA} : Moment transmis par le nœud B à la barre AB;
- $\mu(x)$: Moment fléchissant au point d'abscisse x de la poutre droite isostatique, de même portée et supportant les mêmes charges.

6. Effort tranchant :

Il est obtenu par la formule :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{(M_{AB} + M_{BA})}{L}$$

Avec : $\theta = d\mu/dx$: effort tranchant dans la barre droite de même portée reposant sur deux appuis

- programmation des calculs avec le logiciel EXCEL;
- récapitulation des résultats.

D. EVALUATION DES CHARGES :

Tableau 24: Valeur des charges à chaque travée.

Barre	Désignation	Dimension			Poids unitaire [daN]		Poids Total [daN]		Pond à l'ELS	ELU q[daN/ml]	Pond à l'ELU	ELS q[daN/ml]
		L (m)	l (m)	h (m)	G	Q	G	Q				
G-H	Toiture	1,00	4,84		627		3035		1,35	4097	1,00	3035
	Poutre	1,00	0,22	0,40	2500		220		1,35	297	1,00	220
	S. d'exploit	1,00	5,06			130		658	1,50	987	1,00	658
TOTAL							3912			5381		3912
H-I	Toiture	1,00	4,84		627		3035		1,35	4097	1,00	3035
	Poutre	1,00	0,22	0,40	2500		220		1,35	297	1,00	220
	S. d'exploit	1,00	5,06			130		658	1,50	987	1,00	658
TOTAL							3912			5381		3912
F-E	Plancher	1,00	4,84		512		2478		1,35	3345	1,00	2478
	Poutre	1,00	0,22	0,40	2500		220		1,35	297	1,00	220
	Mur	1,00		2,60	472		1227		1,35	1657	1,00	1227
	S. d'exploit	1,00	2,31			500		1155	1,50	1733	1,00	1155
TOTAL							5080			7032		5080
E-D	Plancher	1,00	4,84		512		2478		1,35	3345	1,00	2478
	Poutre	1,00	0,22	0,40	2500		220		1,35	297	1,00	220
	Mur	1,00		2,60	472		1227		1,35	1657	1,00	1227
	S. d'exploit	1,00	4,84			500		2420	1,50	3630	1,00	2420
TOTAL							6345			8929		6345

D'Où :

Tableau 25: Les valeurs des surcharges à l'ELU et à l'ELS de chaque travée.

Travée	ELU	ELU	ELS	ELS
	q [daN/ml]	q [Tf/ml]	q [daN/ml]	q[Tf/ml]
G-H	5381	5,38	3912	3,91
H-I	5381	5,38	3912	3,91
F-E	7032	7,03	5080	5,08
E-D	8929	8,93	6345	6,35

E. Charges horizontales

Il s'agit des charges dues au vent.

Par définition : $W = q_d * l$

Avec :

- q_d : La pression dynamique de base corrigée telle que $q_d = 156,24 \text{ daN/m}^2$;
- l : la largeur d'impact du vent telle que $l = 6 \text{ m}$

D'où : $W = 937,44 \text{ daN/m} = 0,937 \text{ Tf/ml}$

- A l'ELU : $W = 0,937 \text{ Tf/ml}$
- A l'ELS : $W = 0,77 * 0,937 = 0,71 \text{ Tf/ml}$

F. Modélisation des charges :

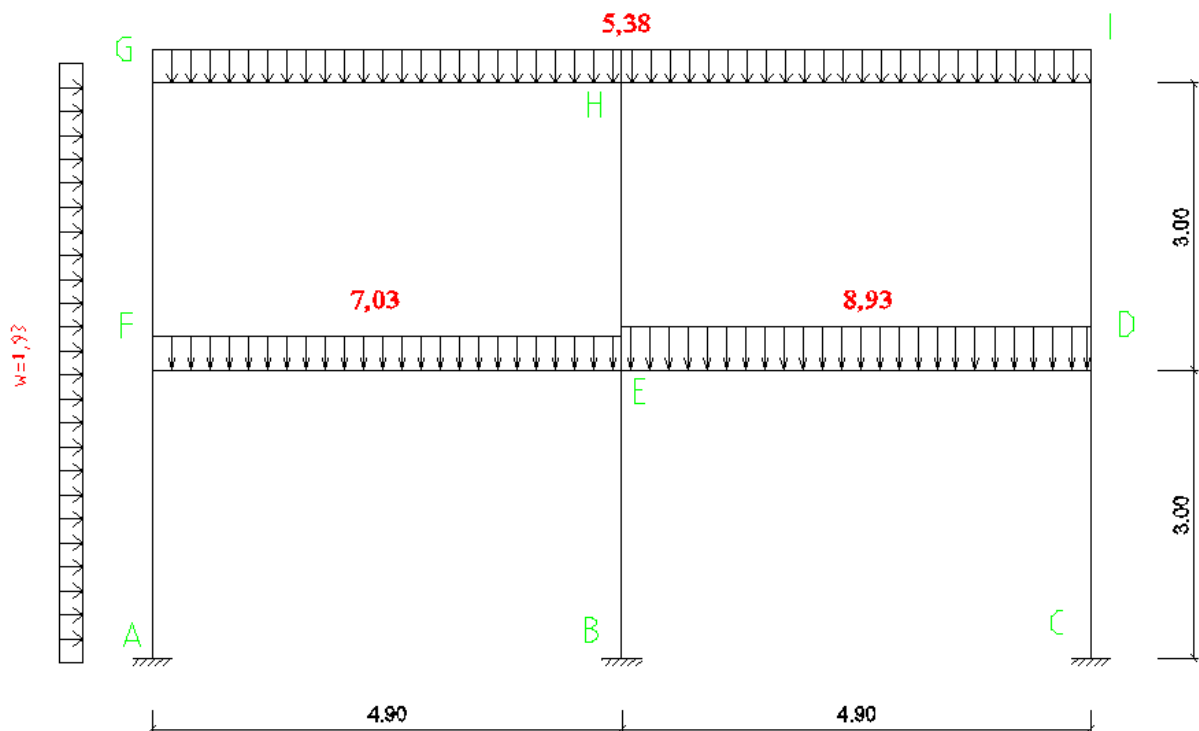


Figure 13: Modélisation des charges sur le portique à l'ELU en [Tf/ml].

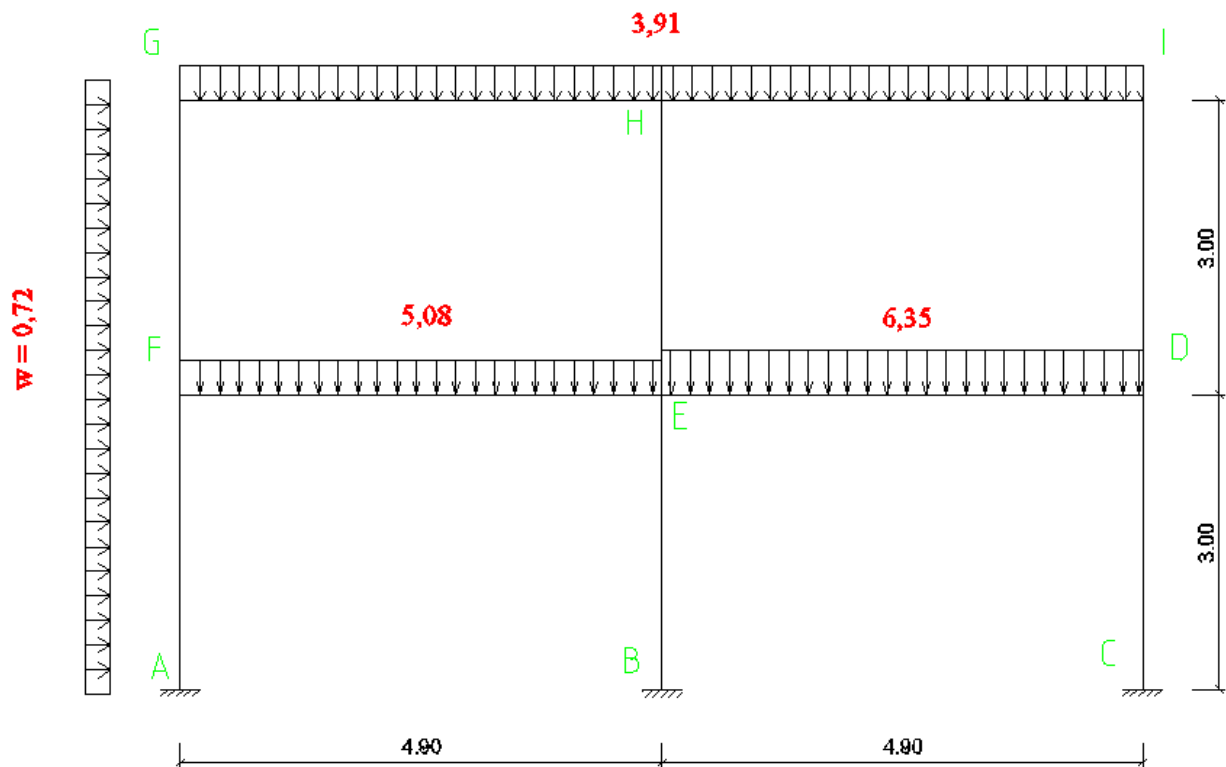


Figure 14: Modélisation des charges sur le portique à l'ELS en [Tf/ml].

G. Courbes enveloppes :

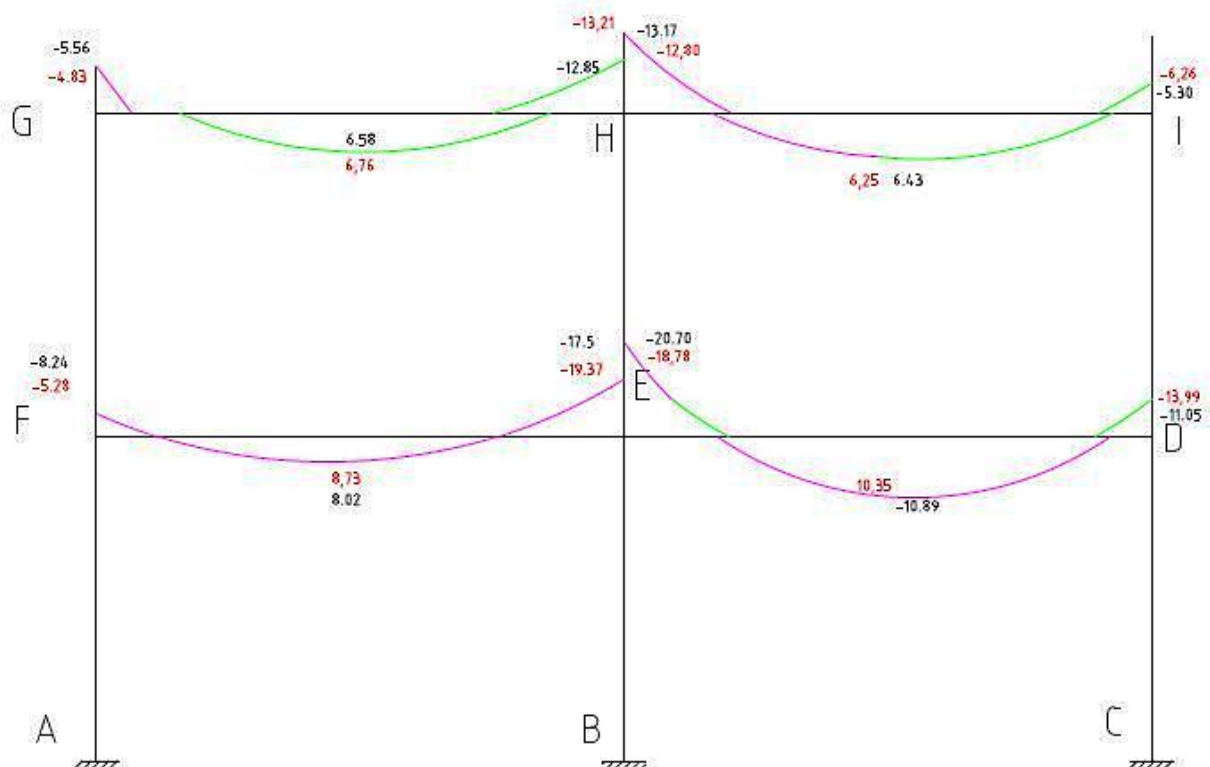


Figure 15: Courbe enveloppe à L'ELU en Tf/ml.

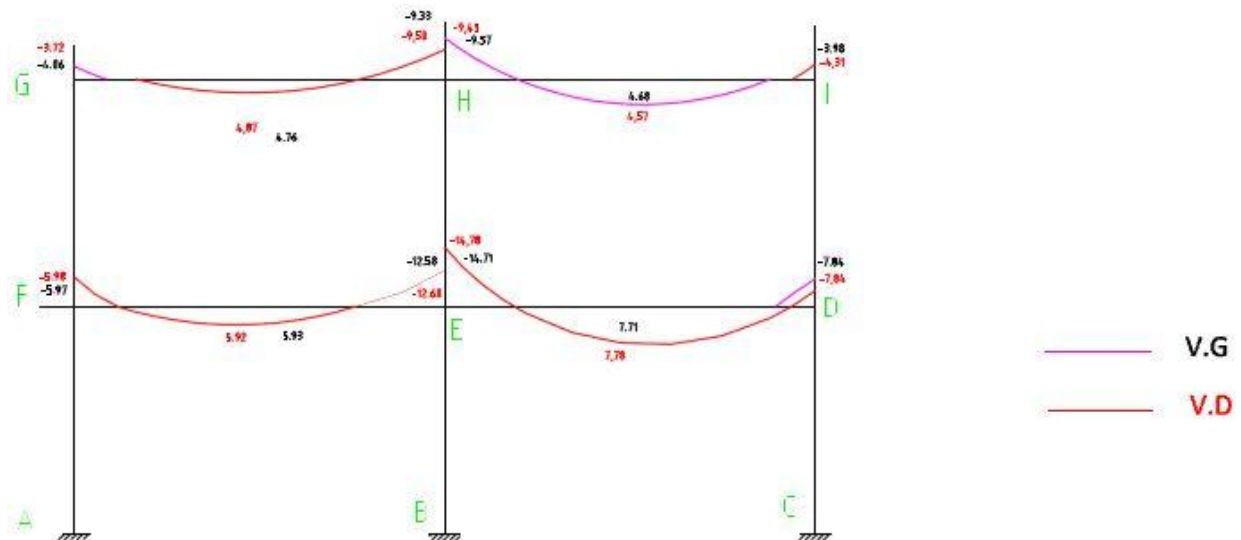


Figure 16: Courbe enveloppe des moments fléchissant à l'ELS en [T.m]

H. DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ

1. POTEAU:

Pour le dimensionnement on a pris le poteau intérieur F4 celui qui est le plus chargé.

1.1 Hypothèses :

- Fissuration peu préjudiciable ;
- Enrobage : 3 cm

1.2 Géométrie :

- $a = 0,22$ m
- $b = 0,35$ m

1.3 Surface du béton $B = a \times b$

$$B = a \times b$$

$$= 0,22 \times 0,35$$

$$\text{D'où } B = 0,077 \text{ m}^2$$

1.4 Surface réduite du béton

Br est obtenue en enlevant 1cm d'épaisseur sur toute la périphérie du poteau.

$$Br = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$$

$$= (0,22 - 0,02) \times (0,35 - 0,02)$$

$$\text{D'où } Br = 0,066 \text{ m}^2$$

1.5 Hauteur du poteau

$$l_0 = 3,00 \text{ m}$$

1.6 Longueur du flambement

$$l_f = v.l_0$$

- v : Coefficient dépendant de la nature de liaison d'extrémité du poteau : $v = 0,7$ pour un poteau encasté sur les deux extrémités.

- l_0 : Longueur libre du poteau.

$$= 0,7 \times 3,00$$

D'où $l_f = 2,10 \text{ m}$

1.7 Elancement λ du poteau :

L'élancement définit la susceptibilité au flambement. Pour un poteau rectangulaire, elle est obtenue par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a}$$

A.N :

$$= \frac{2,1 \cdot \sqrt{12}}{0,22}$$

D'où $\lambda = 33,06$

1.8 Effort normale ultime :

A l'ELU on a : $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$

$$= (1,35 \times 0,441) + (1,5 \times 0,123)$$

$$N_u = 0,7798 \text{ MN}$$

$N_u = 0,77985 \times 1,15 = 0,89692 \text{ MN}$ avec majoration car notre poteau se trouve à l'intérieure.

1.9 Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul du poteau sera conduit à l'ELU et la section d'armature longitudinale est définie

par $A = \text{Max} (A_R ; A_{SF})$

telle que

$$A_{\min} \leq A \leq A_{\max}$$

Avec :

1.9.1 Condition de résistance :

$$A_R \geq \frac{N_u - B \cdot f_{bu}}{f_{ed}}$$

1.9.2 Condition de stabilité de forme :

$$A_{SF} \geq \frac{1}{0.85 \cdot f_{ed}} \left(\beta N_u - \frac{Br \cdot f_{bu}}{0.9} \right)$$

- β est en fonction de l'élanement : $\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$ pour $\lambda \leq 50$

$$\beta = 1 + 0,2 (33,06/35)^2 = 1,18$$

- N_u : effort normale ultime résistant $N_u = 0,7798 \times 1,15 = 0,89692$ MN avec majoration
- $f_{bu} = 14,17$ MPa
- $f_{ed} = 348$ MPa
- $Br = 660$ cm²

Application numérique:

- $A_R \geq \frac{0,89692 - 0,077 \times 14,17}{434,78}$

$$A_R \geq - 0,0004469 \text{ m}^2$$

$$A_R = - 4,47 \text{ cm}^2$$

- $A_{SF} \geq \frac{1}{0.85 \times 434,78} \left(1,18 \times 0,8969 - \frac{0,066 \times 14,17}{0,9} \right)$

$$A_{SF} \geq 0,000049 \text{ m}^2$$

$$A_{SF} = 0,497 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (- 5,63 ; 0,49)$$

$$A = 0,49 \text{ cm}^2$$

1.9.3 Section minimale des armatures :

$$A_{\min} = \text{Max} (4u ; 0.2B/100)$$

Avec :

- u : le périmètre de la section droite du poteau.
 $\Rightarrow u = (a+b) \times 2$
 $= (0,22+0,35) \times 2 = 1,14$ m
- B : section du béton qui est égale à $a \times b = 770$ cm²

AN :

$$A_{\min} = \text{Max} \left(4 \times 1,14 ; \frac{0.2 \times 770}{100} \right)$$

$$= \text{Max} (4,56 ; 1,54)$$

$$A_{\min} = 4,56 \text{ cm}^2$$

1.9.4 Section maximale des armatures :

$$A_{\max} = 5B/100$$

AN:

$$A_{\max} = \frac{5 \times 770}{100}$$

$$A_{\max} = 38,5 \text{ cm}^2$$

Et il faut que $A_{\min} \leq A \leq A_{\max}$

C'est-à-dire $4.56 \text{ cm}^2 \leq A \leq 38,5 \text{ cm}^2$ or notre section d'armature $A = 0,58 \text{ cm}^2$ est inférieur à la section minimale d'armature alors on a pris la section d'armature égale à celle de la section minimale.

D'où $A \geq 4,56 \text{ cm}^2$

1.9.5 Choix d'armature :

Nous allons prendre **6 HA 10** qui a pour section $A = 4,71 \text{ cm}^2$ comme armature longitudinale.

1.10 Effort normale ultime : $N_{u,\text{lim}}$

$$N_{u,\text{lim}} = \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec

- $\alpha = \frac{0,85}{\beta} = \frac{0,85}{1,18} = 0,720$
- $A = 6 \text{ HA } 10 = 4,71 \times 10^{-4} \text{ m}^2$
- $B_r = 0,066 \text{ cm}^2$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $f_e = 500 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,5$
- $\gamma_s = 1,15$

AN :

$$= 0,720 \times \left[\left(\frac{0,066 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) + \left(4,71 \times 10^{-4} \times \frac{500}{1,15} \right) \right]$$

$$N_{u,lim} = 1,0274 \text{ MN}$$

1.11 Vérification

La sécurité est vérifiée si l'effort normal ultime agissant de calcul N_u est inférieur ou égale à l'effort normal résistant $N_{u,lim}$; c'est-à-dire :

$$N_u \leq N_{u,lim}$$

Ce qui est vérifiée avec $N_u = 0,895 \text{ MN}$ et $N_{u,lim} = 1,0274 \text{ MN}$

1.12 Calcul des armatures transversales :

1.12.1 Dimension :

$$\Phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

On a

Avec

- Φ_t : diamètre de l'armature transversale ;
- ϕ_l : diamètre maximale de l'armature longitudinale $\Rightarrow \phi_l = 10 \text{ mm}$

AN :

$$\Phi_t \geq \frac{10}{3} = 3,33 \quad \Rightarrow \Phi_t \geq 3,33 \text{ mm}$$

Or il n'y a pas de barre de 4 mm chez nous, donc nous allons prendre une barre d'acier de diamètre égale à 6 mm.

D'où $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

1.12.2 Espacement :

- *En zone courante :*

On a : $S_t \leq \min (15\Phi_{lmin} ; a+10 ; 40)$

- $\Phi_{lmin} = 1 \text{ cm}$, diamètre minimale des armatures longitudinales
- $a = 0,22 \text{ m}$ le petit côté de la section du poteau

AN: $S_t \leq \min \{ (15 \times 1,00) ; (22+10) ; 40 \}$

$$S_t \leq \min \{(15; 32 ;40)\}$$

$$S_t \leq 15 \text{ cm}$$

d'où : $S_t = 15 \text{ cm}$

- *En zone de recouvrement* : avec $x = 3$

On a: $S_{t'} = \frac{l_r' - 4\phi}{x-1}$

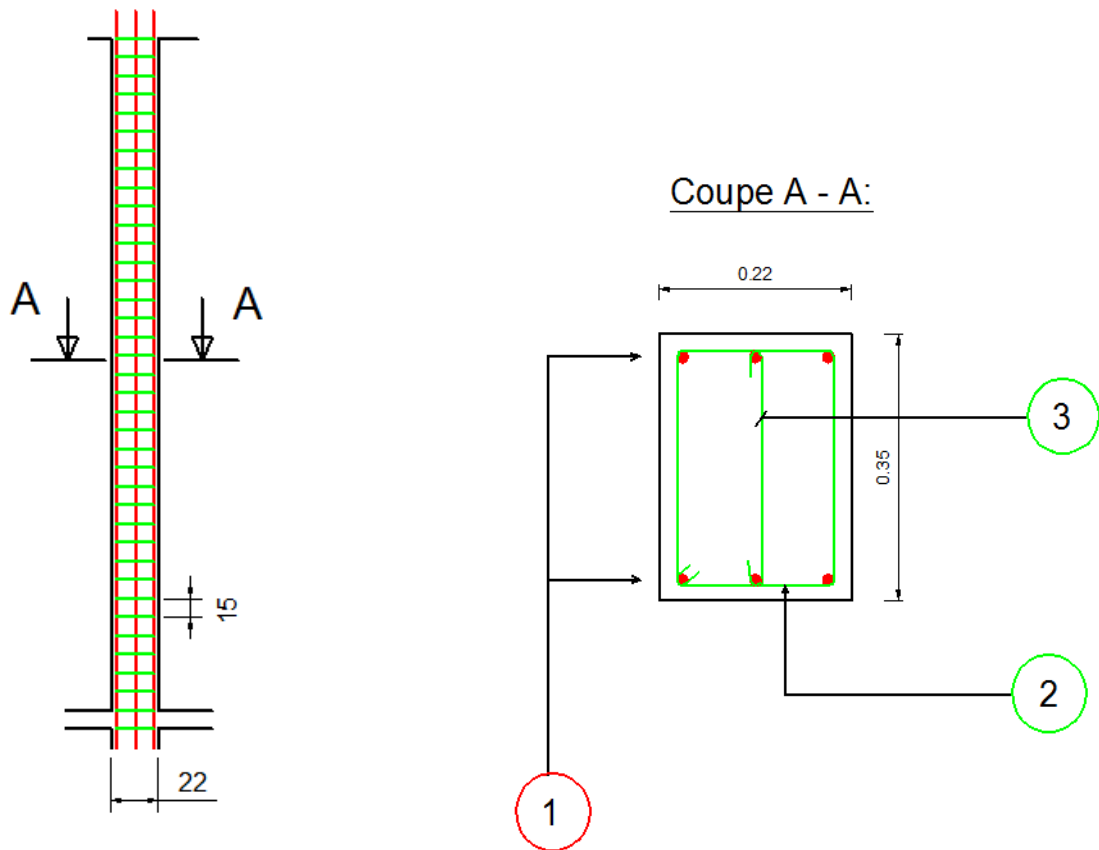
Avec:

- $l_r' = 0,6l_s = 0,6 \times 44 = 26 \text{ cm}$
- $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.00 \times 500}{4 \times 2.835} = 44 \text{ cm}$, la longueur du scellement droit ;
- $\tau_{su} = 0,6\Psi s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$, contrainte d'adhérence ultime ;
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $f_e = 500 \text{ MPa}$
- $\phi_{min} = 14 \text{ mm}$

AN: $S_{t'} = \frac{26 - 4 \times 1.00}{3 - 1}$

$S_{t'} = 11 \text{ cm}$

Ainsi le ferrailage transversal est composé d'un cadre, épingle ou étrier **HA 6** espacé de **15 cm** en zone courante et ramené à **11 cm** dans une zone de recouvrement.




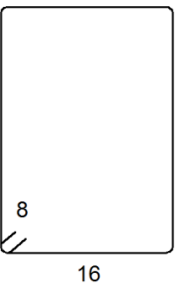
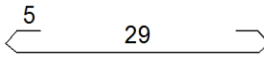
NOMENCLATURE					
N°	Diamètre [mm]	Nombre	Espacement [cm]	Forme	Longueur développé par barre [m]
1	HA 10	6	7,33		3,20
2	HA 6	15	21		0,90
3	HA 6	15	21		0,39

Figure 17: Plan du ferrailage et nomenclature du poteau.

2. POUTRE :

On suppose qu'elles sont soumises à la flexion simple parce que les effets des moments fléchissant et des efforts tranchants dans les poutres sont assez élevés vis-à-vis des efforts normaux.

2.1 Donnée utile pour les calculs :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable parce que les éléments retenus correspondant au cas défavorable sont situés dans des locaux couverts et clos, le calcul sera donc mené à l'ELU ;

Notre poutre a une section rectangulaire qui est définie par :

- sa largeur $b = 0,22$ m ;
- sa hauteur $h = 0,40$ m ;
- sa hauteur utile $d = 0,9 * h = 0,36$ m.

2.2 Choix de la poutre à étudier :

On a choisi les poutres les plus sollicitées qui sont celle de la fille F.

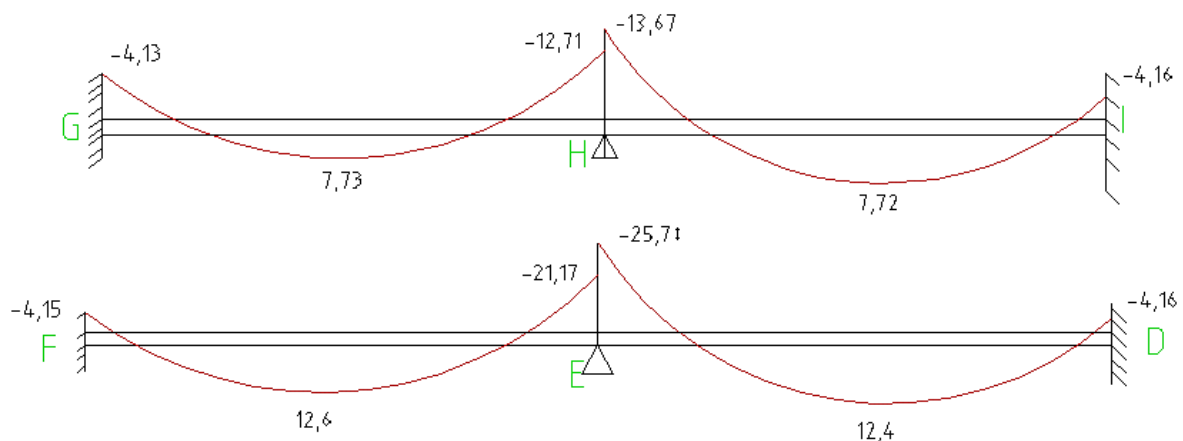


Figure 18: Valeurs des moments fléchissant à l'ELU en [T.m].

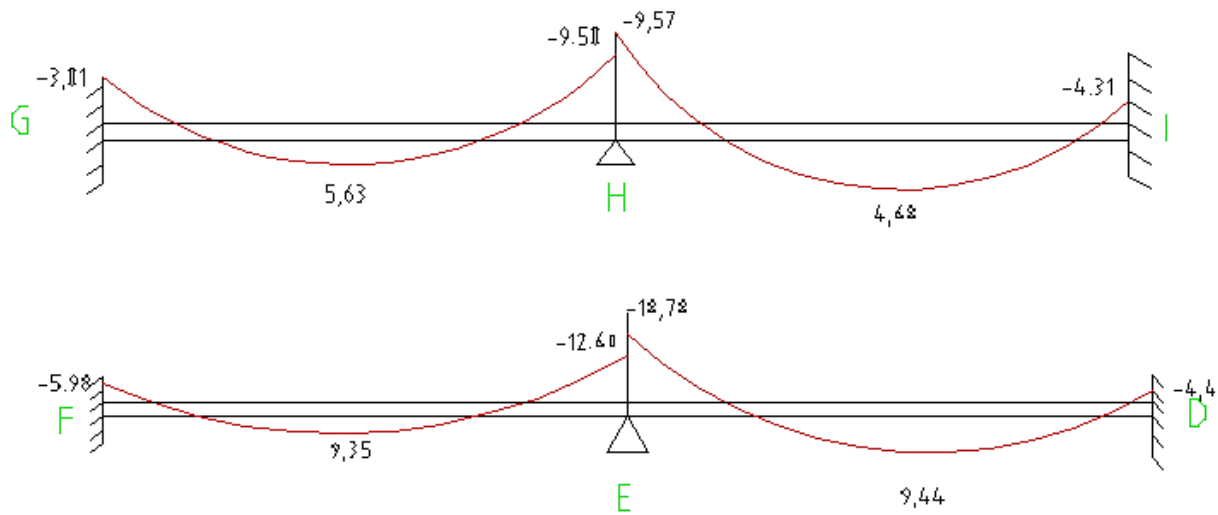


Figure 19: Valeurs des moments fléchissant à l'ELS en [T.m].

2.3 Armatures longitudinales :

Afin de connaitre si la section est à simple armature (SSA) ou à double armature (SDA), il faut suivre une telle condition :

- Si $\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$: SSA ;
- Si $\mu_{bu} > \mu_{lu}$: SDA.

Avec

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$: le moment réduit ;
- μ_{lu} : moment réduit limite qui dépend de la valeur de f_{c28} , θ et $\gamma = M_u/M_{ser}$ tel que $\mu_{lu} = 0,317\gamma - 0,1730$ pour f_e E500, $f_{c28} = 25MPa$ et $\theta=1$;
- $f_{bu} = 14,16 MPa$: contrainte du béton ;
- M_u : moment respectif pour chaque appui et chaque travée à l'ELU ;
- M_{ser} : moment respectif pour chaque appui et chaque travée à l'ELS.

D'où on a le tableau suivant :

Tableau 26: Type de section d'armature de chaque poutre.

POUTRE	GH			HI		
	App. G	Travée	App. D	App. G	Travée	App. D
Mu [MN.m]	0,041	0,077	0,146	0,145	0,077	0,042
Mser [MN.m]	0,030	0,056	0,097	0,097	0,056	0,030
$\gamma = M_u/M_{ser}$	1,374	1,374	1,507	1,504	1,372	1,432
μ_{bu}	0,102	0,191	0,360	0,359	0,191	0,103
μ_{lu}	0,263	0,262	0,305	0,304	0,262	0,281
$(\mu_{bu} \leq \mu_{lu})?$	Oui	Oui	Non	Non	Oui	Oui
Type de Section	SSA	SSA	SDA	SDA	SSA	SSA

POUTRE	FE			ED		
	App. G	Travée	App. D	App. G	Travée	App. D
Mu [MN.m]	0,042	0,126	0,210	0,251	0,125	0,042
Mser [MN.m]	0,030	0,090	0,183	0,110	0,090	0,048
$\gamma = Mu/Mser$	1,378	1,409	1,147	2,284	1,397	1,432
μ_{bu}	0,103	0,313	0,519	0,622	0,310	0,104
μ_{lu}	0,264	0,274	0,191	0,551	0,270	0,281
$(\mu_{bu} \leq \mu_{lu})?$	Oui	Non	Non	Non	Non	Oui
Type de Section	SSA	SDA	SDA	SDA	SDA	SSA

On va suivre l'organigramme de l'annexe II pour déterminer les armatures longitudinales de chaque poutre:

➤ Pour une section à double armature (SDA)

2.3.1 Calcul de la section d'acier comprimé A' :

On a :

$$A' = \frac{M_u - M_{lu}}{(d - d')\sigma_{sce}}$$

Avec :

- $M_u = 0,126$ MN.m pour la barre FE en travée ;
- $M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}$: moment limite ultime
 $= 0,274 \times 0,22 \times (0,9 \times 0,40)^2 \times 14,16$
 $= 0,110$ MN.m
- $d = 0,9h = 0,36$ m
- $d' = 0,1h = 0,04$ m
- $\sigma_{sce} = \min \left\{ \left[9\gamma f_{c28} - \frac{d'}{d} (13f_{c28} + 415) \right]; 435 \right\}$
 $= \min \left\{ \left[9 \times 1,409 \times 25 - \frac{0,04}{0,36} (13 \times 25 + 415) \right]; 435 \right\}$
 $= \min (234,80 ; 435)$

$$\sigma_{sce} = 234,80 \text{ MPa}$$

AN :

$$= \frac{0,126 - 0,110}{(0,36 - 0,04) \times 234,80}$$

$$A' = 0,000213 \text{ m}^2$$

$$A' = 2,13 \text{ cm}^2$$

On va prendre **3 HA 10** qui a une section égale à 2,35 cm² pour armature longitudinale supérieur en travée de la poutre FE.

2.3.2 Calcul de la section d'acier tendu A :

$$A = \frac{1}{f_{ed}} \left(\frac{M_{lu}}{z_{bl}} + A' \sigma_{sce} \right)$$

Avec :

- $z_{bl} = d(1 - 0,4\alpha_1)$: le bras de levier du béton seul

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 1,25(1 - \sqrt{1 - 0,4\mu_{lu}}) = 0,070 \\ &= 0,36(1 - 0,4 \times 0,070) \\ &= 0,35 \text{ m} \end{aligned}$$

- $f_{ed} = 434,78 \text{ MPa}$: résistance caractéristique de l'acier

AN :

$$= \frac{1}{434,78} \left(\frac{0,110}{0,35} + 0,000213 \times 234,80 \right)$$

$$A = 0,0008378 \text{ m}^2$$

$$A = \mathbf{8,37 \text{ cm}^2}$$

On va prendre **9HA12** qui a une section égale à 10,18 cm² pour armature longitudinale inférieure en travée de la poutre FE.

➤ Pour la section simplement armé (SSA) :

On a : $\mu = 0,103 \leq 0,30 \leq \mu_{lu}$ et $\mu_{lu} = 0,264$ à l'appui gauche de la poutre FE

Donc le bras de levier du béton seul $z_b = d(1 - 0,6\mu) = 0,36(1 - 0,6 \times 0,103) = 0,338$.

La valeur de la section d'armature dépend de la valeur de A_u et A_{min} tel que :

$$A = \mathbf{Max}(A_u; A_{min})$$

2.3.3 Calcul de A_u :

$$A_u = \frac{M_u}{z_b \cdot f_{ed}}$$

Avec :

M_u : Moment résultant à l'état limite ultime

AN :

$$= \frac{0,042}{0,34 \times 434,78}$$

$$A_u = 0,000284 \text{ m}^2$$

$$A_u = 2,84 \text{ cm}^2$$

2.3.4 La section minimale

$$A_{min} = \text{Max}\left(\frac{B}{1000}; 0,23b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

Avec :

- B : section du béton = $22 \times 40 = 880 \text{ cm}^2$
- $f_{t28} = 0,06 + 0,6f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$: résistance caractéristique à la traction du béton ;
- $f_{ed} = 434,78 \text{ MPa}$
- $b_0 = 22 \text{ cm}$
- $f_e = 500 \text{ MPa}$

AN :

$$= \text{Max}\left(\frac{22 \times 40}{1000}; 0,23 \times 22 \times 36 \times \frac{2,10}{500}\right)$$

$$= \text{Max}(0,88; 0,77)$$

$$A_{min} = 0,88 \text{ cm}^2$$

On a : $A_u \geq A_{min}$ donc $A = A_u = 2,84 \text{ cm}^2$ qui correspond à **3HA12** pour armature longitudinale à l'appui de la barre FE.

Les autres sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 27: Armature longitudinale de chaque travée.

POUTRE	GH			HI		
	App. G	Travée	App. D	App. G	Travée	App. D
Mu [MN.m]	0,041	0,077	0,146	0,145	0,077	0,042
Mser [MN.m]	0,030	0,056	0,097	0,097	0,056	0,030
$\gamma = Mu/Mser$	1,374	1,374	1,507	1,504	1,372	1,432
μ_{bu}	0,102	0,191	0,360	0,359	0,191	0,103
μ_{lu}	0,263	0,262	0,305	0,304	0,262	0,281
$(\mu_{bu} \leq \mu_{lu})?$	oui	oui	Non	Non	oui	oui
Type de Section	SSA	SSA	SDA	SDA	SSA	SSA
Mlu (MN.m)	-	-	0,123	0,123	-	-
α_1 ou α	-	-	0,079	0,078	-	-
Zb (m)	0,338	0,319	0,349	0,349	0,319	0,338
σ_{sce}	-	-	256,83	256,08	-	-
Au ou A1 (cm ²)	2,82	5,58	8,12	8,09	5,58	2,83
A' (cm ²)	-	-	2,73	2,75	-	-
Choix d'armature	-	-	3 HA 12	3 HA 12	-	-
A2 (cm ²)	-	-	1,42	1,44	-	-
A (cm ²)	2,82	5,58	9,54	9,53	5,58	2,83
Choix d'armature	3 HA 12	9 HA 10	9 HA 12	9 HA 12	9 HA 10	3 HA 12

POUTRE	FE			ED		
	App. G	Travée	App. D	App. G	Travée	App. D
Mu [MN.m]	0,042	0,126	0,210	0,251	0,125	0,042
Mser [MN.m]	0,030	0,090	0,183	0,110	0,090	0,048
$\gamma = Mu/Mser$	1,378	1,409	1,147	2,284	1,397	1,432
μ_{bu} [MN.m]	0,103	0,313	0,519	0,622	0,310	0,104
μ_{lu} [MN.m]	0,264	0,274	0,191	0,551	0,270	0,281
$(\mu_{bu} \leq \mu_{lu})?$	oui	Non	Non	Non	Non	oui
Type de Section	SSA	SDA	SDA	SDA	SDA	SSA
Mlu (MN.m)	-	0,110	0,077	0,223	0,109	-
α_1 ou α	-	0,070	0,049	0,146	0,069	-
Zb (m)	0,338	0,350	0,353	0,339	0,350	0,337
σ_{sce}	-	234,69	175,84	431,77	232,16	-
Au ou A1 (cm ²)	2,83	7,26	5,02	15,11	7,17	2,87
A' ou Amin (cm ²)	-	2,11	23,58	2,07	2,19	-
Choix d'armature	-	3 HA 10	9 HA 20	3 HA 12	3 HA 10	-
A2 (cm ²)	-	1,10	12,31	1,08	1,14	-
A (cm ²)	2,83	8,36	17,33	16,19	8,31	2,87
Choix d'armature	3 HA 12	9 HA 12	9 HA 16	9 HA 16	9 HA 12	3 HA 12

2.4 Armature d'âme :

La nécessité des armatures d'âmes dépend de la condition suivante :

- Si $\tau_u < C_1$: les armatures d'âme ne sont pas nécessaires mais par contre;
- Si $\tau_u \geq C_1$: les armatures d'âme sont nécessaires et il faut voir les détails suivants :
 - Si $C_1 \leq \tau_u < C_2$: des armatures droites (ou verticales) sont nécessaires et suffisantes
 - Si $C_2 \leq \tau_u < C_3$: il nous faut des armatures d'âme oblique;
 - Si $\tau_u \geq C_3$: on aura besoin des armatures mixte (droite et oblique)

Avec :

$$C_1 = \text{Min} \left\{ \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b}; 1.5 \right\} = 1,17 \text{ MPa} ;$$

$$C_2 = \text{Min} \left\{ \frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right\} = 3,33 \text{ MPa pour fissuration peu préjudiciable} ;$$

$$C_3 = \text{Min} \left\{ \frac{0.27f_{c28}}{\gamma_b}; 7 \right\} = 4,50 \text{ MPa} ;$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} : \text{Contrainte tangente conventionnelle} ;$$

$$V_u = V_{max} - p_u * 5h/6$$

V_u : Effort tranchant par unité de longueur

Tel que :

P : Charge totale uniformément répartie sur la plaque

Comme : $l = 4,90 \text{ m}$, $b_0 = 0,22 \text{ m}$, $d = 0,36 \text{ m}$

D'où :

Tableau 28: Vérification de la nécessité des armatures d'âmes pour les poutres.

POUTRE	GH			HI		
	Appui	Travée	Appui	Appui	Travée	Appui
V_u [MN]	0,113	0,041	0,154	0,154	0,046	0,113
τ_u [Mpa]	1,427	0,517	1,945	1,946	0,580	1,428
C_1 [Mpa]	1,167	1,167	1,167	1,167	1,167	1,167
C_2 [Mpa]	3,333	3,333	3,333	3,333	3,333	3,333
C_3 [Mpa]	4,500	4,500	4,500	4,500	4,500	4,500
Armature d'âme	Nécessaire	Pas nécessaire	Nécessaire	Nécessaire	Pas nécessaire	Nécessaire
Type	Droite	Transversale	Droite	Droite	Transversale	Droite

POUTRE	FE			ED		
	Appui	Travée	Appui	Appui	Travée	Appui
V _u [MN]	0,194	0,041	0,264	0,259	0,070	0,178
τ _u [Mpa]	2,444	0,517	3,329	3,266	0,887	2,252
C1 [Mpa]	1,167	1,167	1,167	1,167	1,167	1,167
C2 [Mpa]	3,333	3,333	3,333	3,333	3,333	3,333
C3 [Mpa]	4,500	4,500	4,500	4,500	4,500	4,500
Armature d'âme	Nécessaire	Pas nécessaire	Nécessaire	Nécessaire	Pas nécessaire	Nécessaire
Type	Droite	Transversale	Droite	Droite	Transversale	Droite

Mais pour les cas où on n'a pas besoin des armatures d'âme, il faut encore mettre des armatures transversales pour maintenir les armatures longitudinales en place, tel que :

L'espacement :

$$S_t \leq \bar{S}_t = \text{Min} \{15\phi_l ; b_o + 10 ; 40\}$$

Avec : $\phi_l = 1,2 \text{ cm}$ et $b_o = 22 \text{ cm}$

AN :

$$\bar{S}_t = \{15 \times 1,2 ; 22 + 10 ; 40\}$$

$$\bar{S}_t = \{18 ; 32 ; 40\}$$

$$\bar{S}_t = 18 \text{ cm}$$

Prenons donc $S_t = 15 \text{ cm}$

2.5 Diamètre des armatures d'âme

Soit Φ_t le diamètre des armatures d'âme, tel que :

$$\Phi_t \leq \text{min} \{\Phi_l ; h/35 ; b/10\}$$

AN :

$$\Phi_t \leq \text{min} \{14 ; 400/35 ; 220/10\}$$

$$\Phi_t \leq \text{min} \{14 ; 11,42 ; 22\}$$

On a, $\Phi_t \leq 11,42 \text{ mm}$,

Sachant que : $\Phi_t = 0,3 \cdot \Phi_l = 0,3 \cdot 14 = 4,2 \text{ mm}$

Prenons donc : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

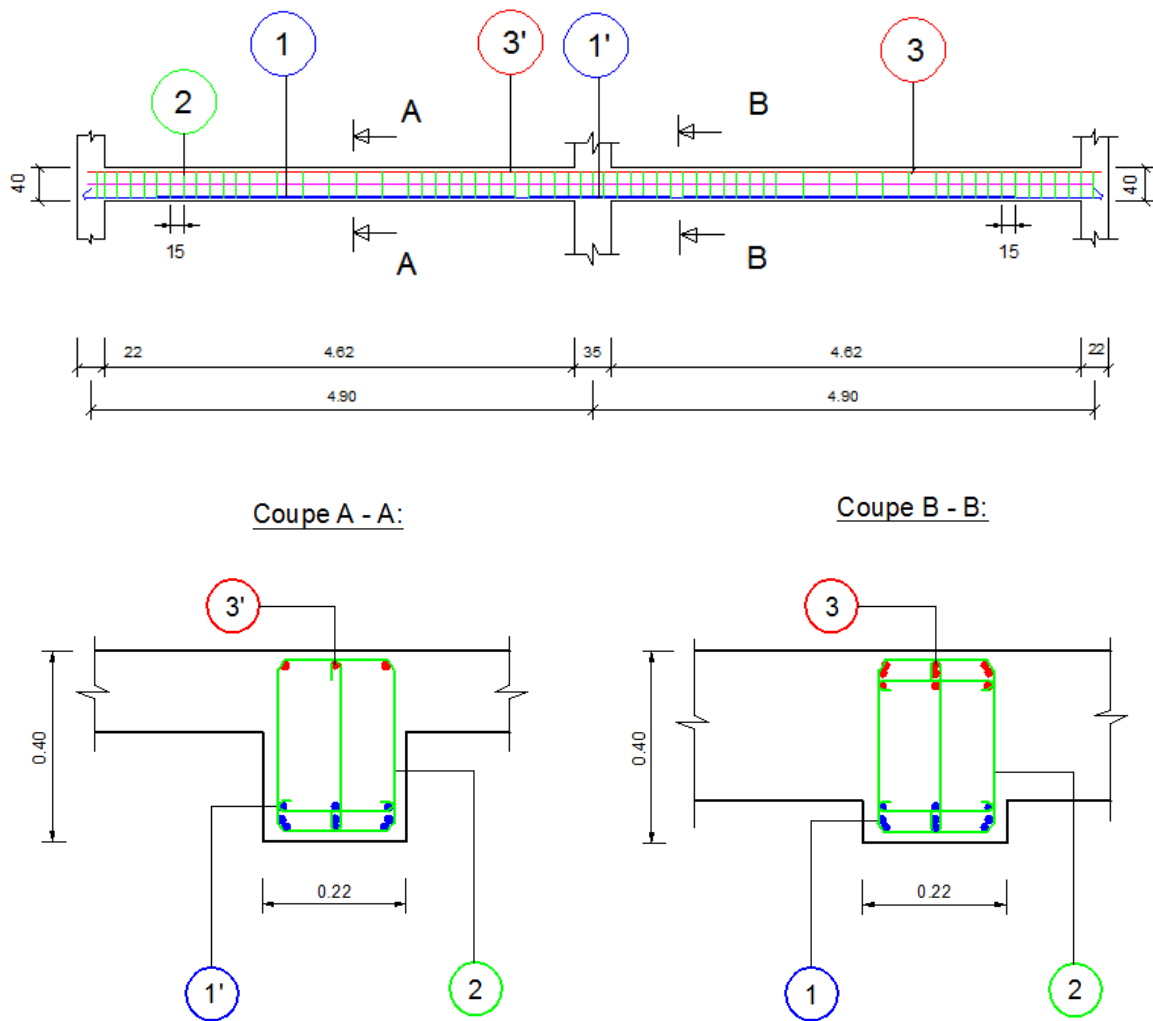
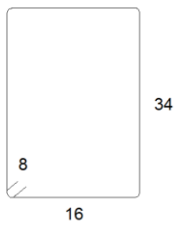


Figure 20: Plan de ferrailage et nomenclature d'une poutre (barre FE).

NOMENCLATURE					
N°	Diamètre [mm]	Nombre	Espacement [cm]	Forme	Longueur développé par barre [m]
1	HA 16	9	5,30	—————	4,00
1'	HA 12	9	5,30	—————	4,00
2	HA 6		15,00		1,00
3	HA 20	9	5,00	—————	4,00
3'	HA 10	3	6,50	—————	4,00

3. PLANCHER :

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols. Ces deux principales fonctions sont :

- une fonction de résistance mécanique, il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

3.1 Condition à satisfaire :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3 \alpha)M_0; 1,5M_0\}$$

Avec :

- M_0 : moment maximale dans la travée de référence (isostatique soumise aux mêmes charges et de même portée que la travée étudiée),
- M_w et M_e : valeurs absolues des moments respectivement sur l'appui de gauche et sur l'appui de droite de la travée continue,
- $\alpha = \frac{q_B}{g+q_B}$

Où :

- q_B = sommes des charges variables,
- g = sommes des charges permanentes

3.2 Caractéristique des matériaux :

3.2.1 Béton :

- Résistance de calcul :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

- Contrainte limite à l'E.L.S

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

3.2.2 Aciers :

- Résistance de calcul :

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad f_{ed} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

- Contrainte limite à l'E.L.S

Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation de service

3.3 Dimensionnement du plancher :

3.3.1 Evaluation des charges:

- Charge permanente :

Poids propre de la dalle :	$25 \times 0,17 = 4,25 \text{ kN/m}^2$
Chape de revêtement de 2cm :	$20 \times 0,02 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
Total	$G = 4,65 \text{ kN/m}^2$
- Charge variable :

Charge d'exploitation :	$Q = 5 \text{ kN/m}^2$
-------------------------	------------------------

Ces charges doivent être déterminées pour la combinaison d'actions la plus défavorable, c'est-à-dire:

- A l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
- A l'ELS : $G + Q$

Soient :

- p_u : la charge sur le plancher à l'ELU ;
- p_{ser} : la charge sur le plancher à l'ELS.

AN :

$$P_u = (1,35 \times 4,65) + (1,5 \times 5) = 13,78 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{ser} = 4,65 + 5 = 9,65 \text{ kN/m}^2$$

3.3.2 Méthode de calcul utilisée :

On a :

- $\frac{q}{g} = \frac{5}{4,75} = 1,05 < 2$
- $q = 5 \text{ kN/m}^2 \leq 5 \text{ kN/m}^2$
- fissuration : ne compromettant pas la tenue des cloisons ni celle des revêtements ;
- inertie des travées : le moment d'inertie dans toutes les travées est constant
- portées : toutes les travées sont égales

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,90}{4,90} = 1$$

$$\Rightarrow 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = 1 \leq 1,25$$

D'où on appliquera la méthode forfaitaire de calcul des planchers.

Le principe de cette méthode consiste à autoriser des transferts de moment entre les sections sur appuis et en travée (et réciproquement).

Les armatures de la dalle sont déterminés à partir des moments isostatiques au centre de la dalle M_{0x} et M_{0y} , correspondants respectivement aux sens l_x et l_y .

3.3.3 Vérification du sens de la dalle :

On a le coefficient $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \alpha = \frac{4,67}{5,00} = 0,934$

$\alpha = 0,934 > 0,40$: donc le panneau porte dans les deux sens l_x et l_y .

3.3.4 Moment au centre de la dalle :

Selon les règles de BAEL 91 modifiées 99 :

Pour une dalle de dimension l_x et l_y reposant librement sur son pourtour et supportant une charge p uniformément répartie, les moments au centre de la plaque M_{0x} et M_{0y} , par bande de largeur unité sont donnés par :

- Suivant le sens de la petite portée : $M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$
- Suivant le sens de la grande portée : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Avec :

M_{0x} : Moment de flexion au centre de la plaque dans le sens de la petite portée ;

M_{0y} : Moment de flexion au centre de la plaque dans le sens de la grande portée.

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport α par le tableau ci-dessous qui donne, pour les cas considéré, les mêmes résultats que les abaques de Pigeaud :

Tableau 29: Valeurs des coefficients μ_x et μ_y .

l_x/l_y	μ_x	μ_y
0,40	0,110	
0,45	0,102	
0,50	0,095	
0,55	0,088	
0,60	0,081	0,305
0,65	0,0745	0,369
0,70	0,068	0,436
0,75	0,062	0,509
0,80	0,056	0,595
0,85	0,051	0,685
0,90	0,046	0,778
0,95	0,041	0,887
1,00	0,037	1,000

Comme $\alpha = 0,93$, les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont déterminées par interpolation.

On a : $\mu_x = 0,042$ et $\mu_y = 0,863$.

D'où :

Tableau 30: Moment de la dalle isostatique

lx [m]	ly [m]	μ_x	μ_y	A L'ELU (MN.m/ml)		A L'ELS (MN.m/ml)	
				M0x	M0y	M0x	M0y
4,67	5,00	0,042	0,863	0,0126	0,0109	0,0088	0,0076

3.3.5 Moment réel sur la dalle :

Les moments dans les panneaux réels sont égaux aux moments isostatiques multipliés par des coefficients forfaitaires.

Soient : M_{ax} , M_{ay} : Les moments aux appuis ;

M_{tx} , M_{ty} : Les moments en travée.

Tels que :

- Suivant la petite portée lx : $M_{app.G x} = 0,60 M_{ox}$, $M_{tx} = 0,85 M_{ox}$ et $M_{app.D x} = 0,30 M_{ox}$
- Suivant la grande portée ly : $M_{app.G y} = 0,50 M_{oy}$, $M_{ty} = 0,85 M_{oy}$ et $M_{app.D y} = 0,30 M_{oy}$

D'où :

Tableau 31: Moment réel unitaire sur la dalle à l'ELU

Moment en [MN.m/ml]	Suivant lx			suivant ly		
	M (app.G) x	Mtx	M (app.D) x	M (app.G) y	Mty	M (app.D) y
Valeur	0,00757	0,01073	0,00379	0,00545	0,00828	0,00327

Tableau 32: Moment unitaire réel sur la dalle à l'ELS

Moment en [MN.m/ml]	Suivant lx			suivant ly		
	M (app.G) x	Mtx	M (app.D) x	M (app.G) y	Mty	M (app.D) y
Valeur	0,00530	0,00751	0,00265	0,00381	0,00580	0,00229

3.3.6 Armature principale sur la dalle :

La fissuration est peu préjudiciable donc le calcul sera mené à l'ELU.

Pour ce calcul, on va suivre l'organigramme de calcul présenté dans l'ANNEXE I.1

a) Type de section :

- si $\mu_{bu} \leq \mu_{tu}$: SSA
- si $\mu_{bu} \geq \mu_{tu}$: SDA

Avec

μ_{lu} : Moment réduit limite tel que $\mu_{lu} = 0.317\gamma - 0.1730$ pour Fe E500, $f_{c28} = 25\text{MPa}$ et $\Theta = 1$;

$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$: le moment réduit ;

$d = 0.9h = 0.9 \times 0.17 = 0.15\text{m}$

$b_0 = 1\text{ m}$ suivant la petite portée l_x et suivant la grande portée l_y ;

Tableau 33: Type de section d'armature :

	Suivant l_x			Suivant l_y		
	App. G	Travée	App. D	App. G	Travée	App. D
M_u [MN.m]	0,00757	0,01073	0,00379	0,00545	0,00828	0,00327
M_{ser} [MN.m]	0,00530	0,00751	0,00265	0,00381	0,00580	0,00229
$\gamma = M_u/M_{ser}$	1,428	1,428	1,428	1,428	1,428	1,432
μ_{bu} [MN.m]	0,023	0,032	0,011	0,016	0,025	0,010
μ_{lu} [MN.m]	0,280	0,280	0,280	0,280	0,280	0,281
$(\mu_{bu} \leq \mu_{lu})?$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui
Type de Section	SSA	SSA	SSA	SSA	SSA	SSA

b) Les armatures principales :

$$A = \text{Max}(A_u ; A_{min})$$

Tels que :

- ❖ $A_{min} = \text{Max}(b_0 \frac{h}{1000} ; 0,23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e})$: la condition de non fragilité.
- ❖ $A_u = \frac{M_u}{z_b \cdot f_{ed}}$, la section d'armature ;

Avec :

- $b_0 = 1\text{ m}$ suivant la petite portée l_x et la grande portée l_y ;
- $h = 0,17\text{ m}$
- $d = 0,9h = 0,9 \times 0,17 = 0,15\text{ m}$
- $z_b = d(1 - 0,6\mu)$ (calcul simplifié car $\mu_{bu} < 0,30$)
- $d = 0,9h = 0,9 \times 0,17 = 0,15\text{ m}$

On a

Suivant l_x et l_y :

$$A_{min} = \text{Max}\left(\frac{100 \times 17}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,10}{500}\right)$$

$$= \text{Max}(1,7 ; 1,45)$$

$$A_{min} = 1,70\text{ cm}^2$$

Et les autres calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 34: Valeur des sections d'armature de la dalle.

	Suivant Lx			Suivant Ly		
	App. G	Travée	App. D	App. G	Travée	App. D
Mu [MN.m]	0,00757	0,01073	0,00379	0,00545	0,00828	0,00327
Mser [MN.m]	0,00530	0,00751	0,00265	0,00381	0,00580	0,00229
$\gamma = Mu/Mser$	1,428	1,428	1,428	1,428	1,428	1,432
μ_{bu} [MN.m]	0,023	0,032	0,011	0,016	0,025	0,010
μ_{lu} [MN.m]	0,280	0,280	0,280	0,280	0,280	0,281
$(\mu_{bu} \leq \mu_{lu})?$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui
Type de Section	SSA	SSA	SSA	SSA	SSA	SSA
Zb (m)	0,151	0,150	0,152	0,151	0,151	0,152
Au (cm²)	1,15	1,64	0,57	0,83	1,26	0,49
Amin (cm²)	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70
A (cm²)	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70
Choix d'armature	4 HA 8	4 HA 8	4 HA 8	4 HA 8	4 HA 8	4 HA 8

3.3.7 Armature d'âme :

La nécessité des armatures d'âmes dépend des conditions que nous avons déjà vues pour le dimensionnement de la poutre au paragraphe 2.4 :

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d} : \text{Contrainte tangente conventionnelle ;}$$

V_u : Effort tranchant par unité de longueur

Tel que :

- au milieu de Lx : $V_u = \frac{P}{3l}$
- au milieu de Ly : $V_u = \frac{P}{2l_x + l_y}$

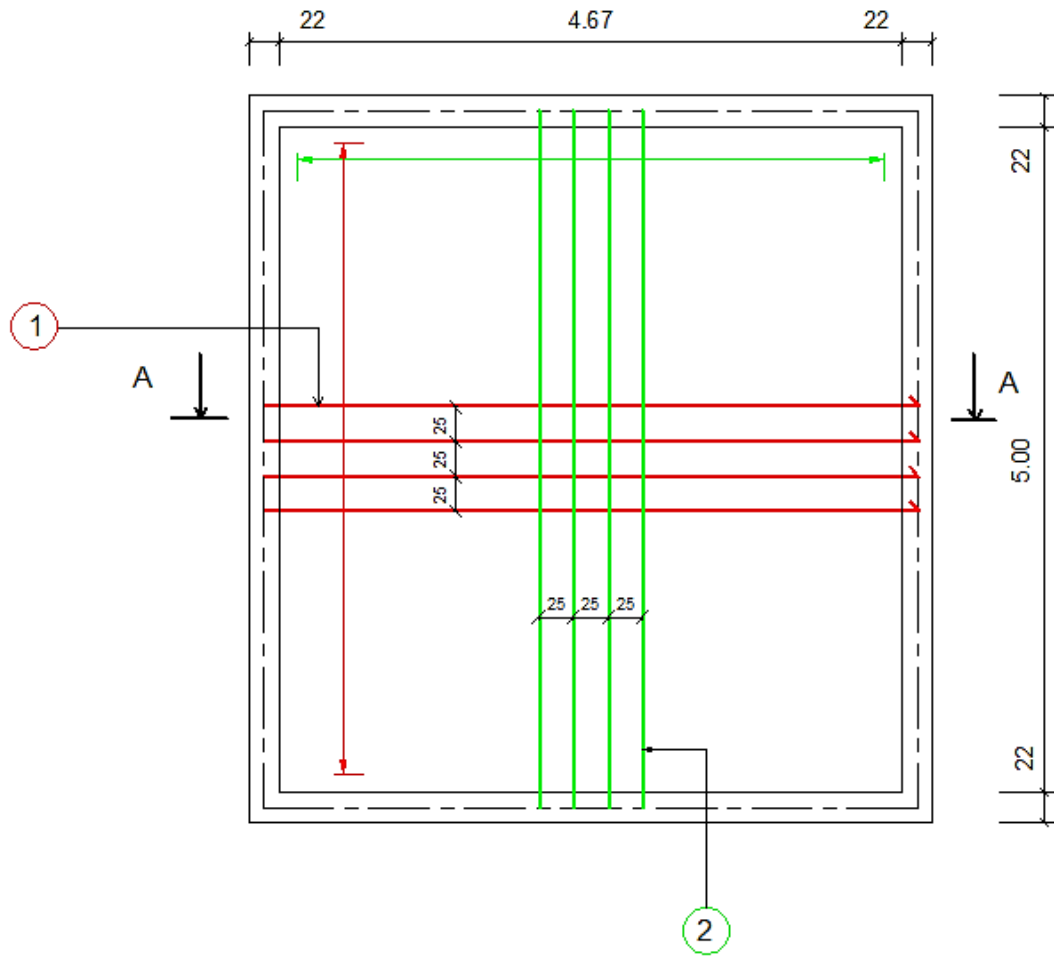
P : Charge totale uniformément répartie sur la plaque

Comme : $l_x = 4,67 \text{ m}$, $l_y = 5,00 \text{ m}$, $b_o = 1,00 \text{ m}$, $d = 0,15 \text{ m}$

D'où :

Tableau 35: Vérification de la nécessité des armatures d'âmes pour la dalle.

	Suivant la petite portée lx	Suivant la petite portée ly
P [MN/m ²]	0,01378	0,01378
Vu [MN/ml]	0,00098	0,00096
τ_u [Mpa]	0,00015	0,00015
C1 [Mpa]	1,167	1,167
Armature d'âme	Pas nécessaire	Pas nécessaire



Coupe A - A:

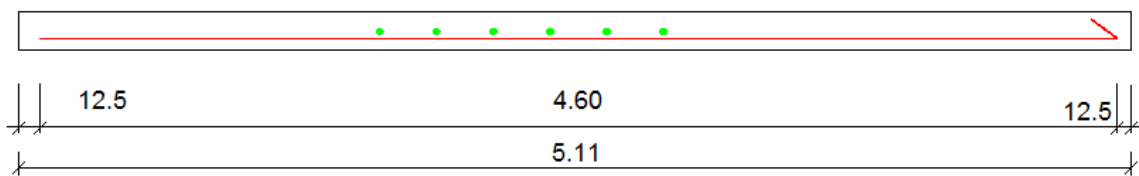


Figure 21: Plan de ferrailage du plancher

NOMENCLATURE					
N°	Dimension [mm]	Nombre	Espacement [cm]	Forme	Longueur développé [m]
1	HA 8	16	25	—————	4.90
2	HA 8	20	25	—————	5.22

4. ESCALIER :

Le calcul d'un escalier consiste à déterminer les armatures de la paillasse. Pour se faire, il faut commencer par la modélisation de la structure puis choisir la méthode adéquate de calcul des sollicitations.

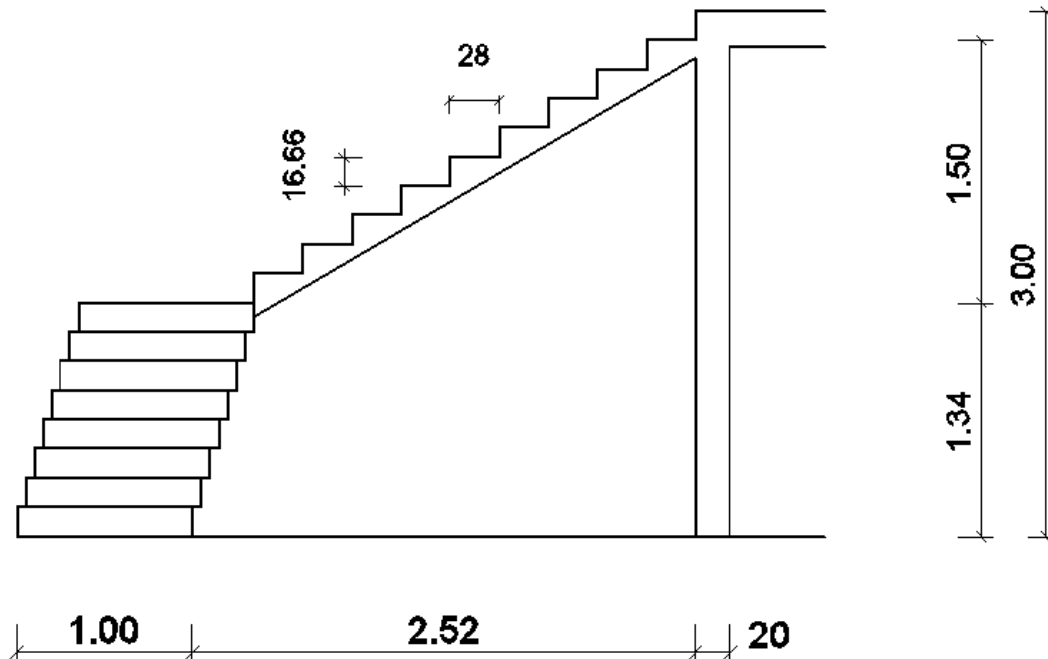


Figure 22: Croquis de l'escalier.

4.1 Evaluation des charges :

Le calcul se fera par mètre linéaire aussi bien dans le sens de l'embranchement que celui de l'escalier lui-même.

4.1.1 Charges permanentes :

Tableau 36: Valeur des surcharges sur l'escalier.

	Désignation	charge	unité
Charges reparties sur la marche et le palier	Marche : (0,1666 x 2200 x 1,00)	367	daN/ml
	Chape de revêtement en mortier de ciment :(e= 2cm)	36	daN/ml
	Garde-corps	50	daN/ml
	Paillasse : (0,10 x 2500 x 1,00)	250	daN/ml
	TOTAL	703	daN/ml

4.1.2 Charges d'exploitation :Escalier : $Q = 250 \text{ daN/ml}$ 4.1.3 Combinaison d'action :

$$\begin{aligned}
 - \text{ A l'ELU, on a : } q &= 1,35G + 1,5Q \\
 &= (1,35 \times 703) + (1,5 \times 250) \\
 &= \mathbf{1\ 323 \text{ daN/ml}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ A l'ELS, on a : } q' &= G + Q \\
 &= 703 + 250 \\
 &= \mathbf{953 \text{ daN/ml}}
 \end{aligned}$$

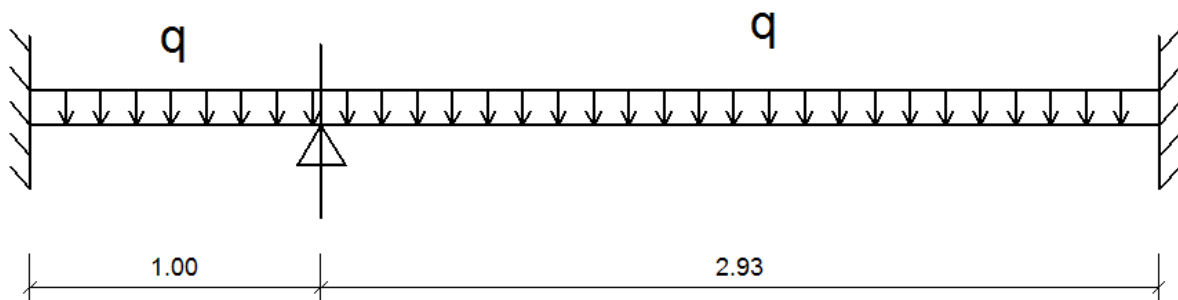


Figure 23: Schéma de calcul de l'escalier.

4.2 Sollicitations :4.2.1 Effort tranchant :Pour $0 \leq x \leq L$

$$\text{On a : } V(x) = V_A - qx$$

$$\text{Avec } V_A = \frac{qL}{2} \text{ alors } V(x) = \frac{qL}{2} - qx$$

$$\text{D'où : } V(0) = \frac{qL}{2} - qx_0 = \frac{qL}{2}$$

$$V(L) = \frac{qL}{2} - qL = -\frac{qL}{2}$$

$$V(x) = 0 \Rightarrow x_0 = \frac{V_A}{q} = \frac{qL}{2q} = \frac{L}{2}$$

4.2.2 Moments fléchissant :

Pour $0 \leq x \leq L$ on a : $M(x) = V_{AX} - q \frac{x^2}{2}$

Le moment maximal est alors : $M_{\max} = V_{AX0} - q \frac{x_0^2}{2}$ avec $x_0 = \frac{V_A}{q} = \frac{L}{2}$

$$M_{\max} = \frac{V_A^2}{2P_1} = \frac{qL^2}{8}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

On a le tableau suivant :

Tableau 37: Valeur des moments isostatiques sur l'escalier.

	A L'ELU (MN.m/ml)		A L'ELS (MN.m/ml)	
	M0x	M0y	M0x	M0y
Palier	0,0017	0,0017	0,0013	0,0013
Marche	0,0110	0,0013	0,0110	0,0013

4.3 Détermination des armatures longitudinales :

L'escalier est soumis à une flexion simple donc on va suivre l'organigramme de calcul dans l'annexe pour déterminer les sections d'armatures par mètre linéaire.

Avec :

- $A_u = \frac{M_u}{z_b \cdot f_{ed}}$, la section d'armature ;
- $A_{\min} = \text{Max}(b_0 \frac{h}{1000}; 0,23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e})$: la condition de non fragilité.

On a :

Suivant lx :

$$\begin{aligned} A_{\min} &= \text{Max} \left(\frac{100 \times 10}{1000}; 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,10}{500} \right) \\ &= \text{Max} (1,00 ; 0,870) \end{aligned}$$

$$A_{\min} = 1,00 \text{ cm}^2$$

Suivant ly :

$$A_{min} = \text{Max} \left(\frac{100 \times 10}{1000}; 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,10}{500} \right)$$

$$= \text{Max} (1,00 ; 0.870)$$

$$A_{min} = 1,00 \text{ cm}^2$$

Et les autres calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants.

Tableau 38 : Section d'armature longitudinale :

Pour le palier :

Appuis	Suivant lx			Suivant ly		
	Gauche	Travée	Droite	Gauche	Travée	Droite
coeff de cont.	0,60	0,83	0,30	0,60	0,83	0,30
Mu [MN.m]	0,001	0,001	0,000	0,001	0,001	0,000
Mser [MN.m]	0,000	0,001	0,000	0,000	0,001	0,000
$\gamma = \text{Mu}/\text{Mser}$	1,420	1,420	1,420	1,420	1,420	1,420
μ_{bu} [MN.m]	0,004	0,006	0,002	0,004	0,006	0,002
μ_{lu} [MN.m]	0,277	0,277	0,277	0,277	0,277	0,277
section	SSA	SSA	SSA	SSA	SSA	SSA
Zb [m]	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090
Au [m ²]	0,000015	0,000020	0,000007	0,000015	0,000020	0,000007
Au [cm ²]	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
choix d'acier	3 HA 8	3 HA 8	3 HA 8	3 HA 8	3 HA 8	3 HA 8

Pour le volet 2 :

Appuis	suivant lx			Suivant ly		
	Gauche	Travée	Droite	Gauche	Travée	Droite
coeff de cont.	0,60	0,83	0,30	0,60	0,83	0,30
Mu [MN.m]	0,009	0,012	0,004	0,001	0,001	0,000
Mser [MN.m]	0,006	0,008	0,003	0,001	0,001	0,000
$\gamma = \text{Mu}/\text{Mser}$	1,389	1,389	1,389	1,389	1,389	1,389
μ_{bu} [MN.m]	0,065	0,090	0,033	0,008	0,010	0,004
μ_{lu} [MN.m]	0,267	0,267	0,267	0,267	0,267	0,267
section	SSA	SSA	SSA	SSA	SSA	SSA
Zb [m]	0,086	0,085	0,088	0,090	0,089	0,090
Au [m ²]	0,000227	0,000318	0,000111	0,000025	0,000035	0,000013
Au [cm ²]	2,266	3,184	1,110	1,000	1,000	1,000
choix d'acier	3 HA 10	6 HA 10	3 HA 8	3 HA 8	3 HA 8	3 HA 8

Chapitre VII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

A. Type de fondation :

Il existe trois types :

- ✚ Les fondations superficielles :
 - Semelle :
 - **Isolées** : directement sous les poteaux et reliées par des longrines ;
 - **Filantes** : sous les murs
 - Radier : des dalles carrés ou rectangulaire de grande surface.
- ✚ Les fondations semi-profondes : fondations sur puits
- ✚ Les fondations profondes : fondations sur pieux

B. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend :

- du **type d'ouvrage à fonder**, donc des charges appliquées à la fondation ;
- de la **résistance dynamique du sol et de la portance du sol** donnée par des appareils de mesures comme le pénétromètre dynamique dans notre cas.

D'où l'importance de faire une bonne reconnaissance des sols.

Si la couche superficielle est suffisamment résistante, il sera quand même nécessaire de faire une reconnaissance de sol sous le niveau de la fondation sur une profondeur de deux fois la largeur de la fondation et s'assurer que les couches du dessous sont assez résistantes mais si la couche superficielle n'est pas assez résistante, une reconnaissance des sols devra être faite sur une profondeur plus importante et on choisira toujours la fondation la plus économique.

Dans notre cas il s'agit d'un sol limoneux rougeâtre qui est suffisamment résistante avec une résistance dynamique :

- $q_d > 8,00$ MPa de 0,50 à 1,00 m de profondeur
- $q_d > 12,00$ MPa au-delà de 1,00 m

Et le refus relatif est à 3,20 m avec une résistance $q_d > 26$ MPa.

D'où le choix d'une fondation superficielle avec des semelles isolée.

C. Dimensionnement :

Le dimensionnement de la semelle se fait à l'ELS suivant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

- $N_{ser} = 0,371$ [MN] : la charge appliquée au poteau transmise à la semelle ;
- S : la section de la semelle en [m²];
- $\bar{\sigma}_{sol} = q_d/30 = 80/30 = 2,67$ bar, la contrainte admissible du sol.

Soit : $S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$

1. Pour le poteau F-1 :

Prenons une semelle carrée de côté B donc $S = B \times B$.

Alors : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}}$

AN :

On a : $B \geq \sqrt{\frac{0,37}{0,267}}$

$$B \geq 1,18 \text{ m}$$

Soit $B = 1,20$ m

2. Pour le poteau F-4 :

Prenons une semelle rectangulaire de longueur L et de largeur l donc $S = L \times l$.

Alors : $S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$

AN :

$$S \geq \frac{0,64}{0,267}$$

$$S \geq 2,40 \text{ m}^2$$

Soit $S = 2,50 \text{ m}^2$, avec $l = 1,25$ m on a : $L = 2,00$ m

Partie C : TECHNOLOGIE DE MISE EN ŒUVRE

Chapitre VIII. PREPARATION DU CHANTIER

A. Installation de chantier :

Avant de commencer le travail de construction, il faut établir le plan d'installation du chantier comportant :

- La clôture du terrain : isolation du chantier de la voie publique afin d'éviter la sécurité, les accidents...
- Les panneaux de signalisation : extérieure (panneaux relatif au permis de construire dans la voie publique en disant les intervenants du projet, le type du projet... et une signalisation routière au bord des accès...) et intérieure (consignes de sécurité individuelles tels que porte de casque ; masque anti-poussière ; lunette de protection et les consignes de sécurité en cas d'incendie...);
- Les voies d'accès dans le terrain;
- La circulation intérieure ;
- L'installation des cantonnements : bureaux, réfectoire, sanitaires, hébergements, magasin...
- L'installation des ateliers : atelier de ferrailage, de coffrage, de préfabrication...
- L'installation des autres réseaux si nécessaire : eau, électricité, égout etc.

B. Les personnels :

Afin de mener un travail efficace et rapide sur le chantier, il nous faut :

- Un *conducteur de travaux* : pour conduire les activités du chantier en gérant les personnels, prévoyant les matériels et matériaux nécessaires et surtout contrôlant la mise en œuvre de l'ouvrage ;
- Un *chef de chantier* : pour guider l'exécution des travaux suivant les plannings d'exécution ;
- Des *chefs d'équipes* : pour gérer les ouvriers en partageant leurs tâches et en leurs donnant des disciplines ;
- Des ouvriers spécialisés, manœuvre, magasinier, topographe, conducteur d'engins...

C. Les matériels :

Pour cet ouvrage, on aura besoin des matériels comme :

1. Les engins de terrassement

Pour effectuer les différents travaux de terrassement, on aura besoin des :

- Engins d'excavation : Pelle mécanique hydraulique : Pour purger le terrain, creuser les tranchées et charger les matériaux ;
- Engins de transport : Camion benne : pour transporter les fournitures nécessaires au chantier (remblai, granulats...).
- Engins d'assistance : Compacteur et niveleuse: pour le compactage et la finition du terrain, et pour la mise en place des remblais.



Figure 24: Les engins de terrassement.

2. Les matériels d'implantation :

On exige du théodolite, des piquets, d'équerre, du niveau à bulle, des cordeaux... afin de finir l'implantation de ce bâtiment.



Figure 25: Quelques matériels d'implantation.

3. Les matériels de bétonnage :

Pour exécuter le bétonnage, on aura besoin des différents matériels comme la bétonnière, le pervibrateur, les brouettes, les seaux...



Figure 26: Les matériels de bétonnage.

4. Les matériels de coffrage et de décoffrage :

Les matériels de coffrage et de décoffrage nécessaires sont : du serre joints, des chevillettes, pince, du marteau, des écrous, du scie, ...

5. Les matériels de ferrailage :

De cisaille à main ou à levier, de tenaille, de cintreuse à main, de burin... sont nécessaire pour les armatures.

6. Les matériels de maçonnerie :

Il nous faut des seaux, truelles, taloches, auges, fil à plomb, niveau à bulle, massette, burin... pour faire une maçonnerie.



Figure 27: Matériels pour maçonnerie.

D. Implantation de l'ouvrage :

L'implantation consiste à matérialiser sur le terrain tous les tracés géométriques pour faciliter la réalisation d'un ouvrage. Elle doit être conforme à celui imposé dans le « plan d'implantation ».

Ce plan nous indique :

- Les terrassements à exécuter ;
- La délimitation des rigoles et des tranchées ;
- La position des puits, des pieux, des semelles isolés ou continus pour les fondations ;
- Le passage des réseaux de canalisation et l'emplacement des regards, fosses et galeries techniques ;
- Les tracés des murs :
 - de façade ;
 - de pignon ;
 - de refend ;
 - et des poteaux et des parties des murs (trumeaux).

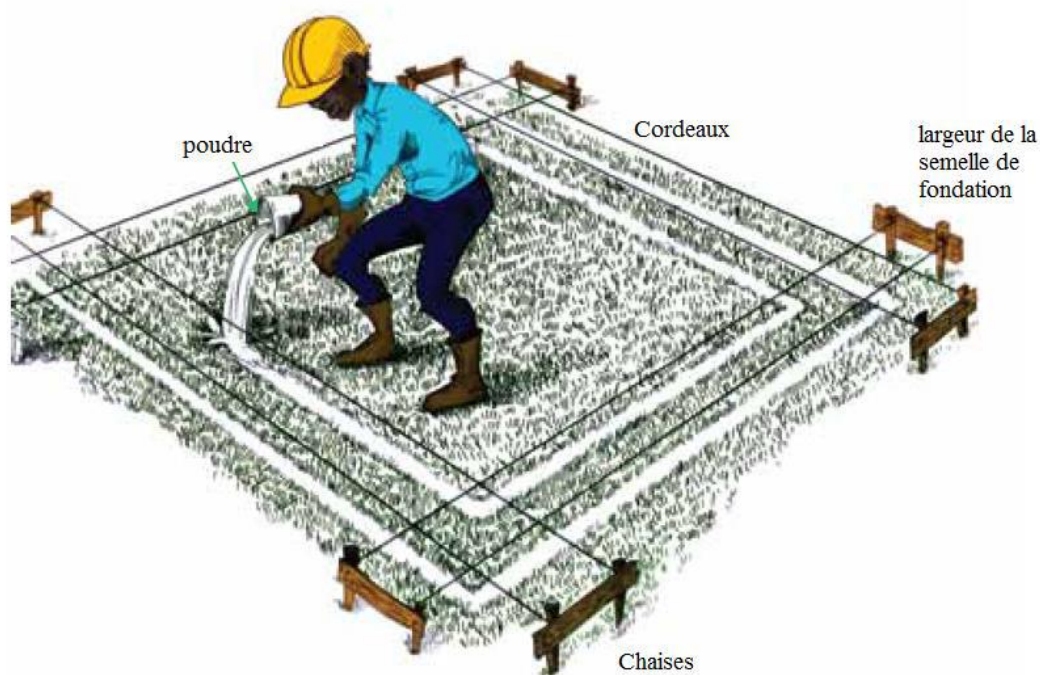


Tableau 39: Implantation

1. Réalisation de l'implantation

1.1 Le piquetage :

Le but est de matérialiser au moins deux axes, généralement orthogonaux, à l'aide des instruments d'optique.

Pour cela, il faut établir une ligne de base hors de l'emprise de la construction, parallèlement à l'axe longitudinal du bâtiment.

1.2 Le nivellement du terrain :

Comme son nom l'indique, le nivellement cherche à réparer les différents niveaux en vue de procéder à tous travaux de fouille ou de terrassement. Pour ce faire on réalise en général un quadrillage à grande maille. A l'intersection des lignes du quadrillage on place des piquets munis de repères altimétriques qui serviront plus tard à l'exécution des fouilles et des terrassements.



Figure 28: Excavation en masse.

1.3 Les pratiques du chantier :

A partir de la ligne de base d'implantation (axes de route), on détermine l'emplacement de la ligne directrice suivi de piquetage.

Le repérage du bâtiment s'effectue par l'établissement des piquets aux angles. Ce travail est suivi par la mise en place des chaises d'implantation :

- les chaises d'angles ;
- les chaises pour les murs de refend.

Nous obtenons ainsi les lignes principales du bâtiment en les matérialisant par des cordons placés sur les chaises.

Les poteaux et les semelles sont implantés suivant leurs axes.

Chapitre IX. LES MATERIAUX DE CONSTRUCTIONS.

1. Les liants :

Les liants sont des produits généralement employés sous forme de poudres fines et qui, gâchés avec l'eau en pâte plus au moins épaisse, durcissent et forment une masse dure et compacte analogue à la roche naturelle.

D'après la pétrification on classe les liants en deux sortes :

1.1 Les liants hydrauliques :

Les liants hydrauliques sont des produits ayant la propriété de durcir au contact de l'eau, et qui après durcissement conservent leur résistance et leur stabilité sans être au contact de l'air ce qui les différencie des liants aériens, même sous l'eau.

Ce sont des matériaux qui font l'objet de fabrications industrielles et de contrôles garantissant leur conformité aux normes. La conformité est attestée par la marque « NF – liants hydrauliques » apposée sur les sacs.

4.2 Les liants aériens :

Lorsqu'ils sont additionnés d'eau ils ne se pétrifient qu'au contact de l'air.

2. Ciment :

Le ciment est un liant hydraulique car il a la propriété de s'hydrater et de durcir en présence d'eau.

Les ciments les plus usuels font l'objet de la norme NF P 15 – 301 « Les liants hydrauliques CIMENT COURANT, composition, spécifications et critères de conformités ».

On va utiliser pour la construction le CEM I 42,5 et le CEM II 32,5.

CEM I 42,5 : ciment de structure courant c'est-à-dire destiné pour le béton armé sollicité comme le poteau, la poutre, le plancher, semelle...

3. L'eau de gâchage

Nécessaire à l'hydratation du ciment, elle facilite aussi la mise en œuvre du béton, dans la mesure où on n'abuse pas de cette influence par un excès d'eau qui diminue les résistances et la durabilité du béton.

L'eau doit être propre et ne doit pas contenir d'impuretés nuisibles (matières organiques, alcalis). Le gâchage à l'eau de mer est à éviter, surtout pour le béton armé. L'eau potable convient toujours.

La quantité d'eau varie avec un très grand nombre de facteurs (dosage en ciment, granulats, consistance recherchée du béton frais). Le dosage en eau est donné par le rapport pondéral C/E (liant/eau) qui est optimal pour une valeur voisine de 2. Il est souhaitable de s'en rapprocher. En général, les valeurs du rapport C/E sont comprises entre 1,66 et 2,5. Il convient de tenir compte de l'eau apportée par les granulats.

Bref, les caractéristiques des eaux requises pour la conception des mortiers et des bétons sont précisées dans la norme NF P 18 – 303.

4. Les Granulats pour béton :

Les gravillons pour béton proviennent du concassage extrait de carrière. Les gravillons devront être propres, dur et exempts de corps étrangers, de matière organique, de poussières, vases et argiles adhérent ou non aux grains. Ils seront purgés de terre et lavés si on reconnaît la nécessité.

La granulométrie adoptée des gravillons pour la confection des bétons sera de **5/15** et **15/25**. Ils devront être stockés sur des aires parfaitement nettoyés et drainés et ne doivent pas présenter des effets d'alcali réaction avec le ciment.

Caractéristiques :

Tableau 40: Caractéristique des granulats pour béton.

	5 /15	15/25
Classe granulométrique	6,3 / 20	16/31,5
Poids spécifique (T /m3)	2,862	2,866
Densité apparente (T/m3)	1,524	1,452
Coefficient de forme (CF)	0,20	0,23
Coefficient d'aplatissement (CA)	19,0	16,0

5. Sable

Un sable de bonne granulométrie doit contenir à la fois des grains fins, moyens et gros. Les grains fins se disposent dans les intervalles entre les gros pour combler les vides. Le mortier obtenue est ainsi plus résistant et d'une meilleure compacité.

Pour une meilleur qualité du béton ou du mortier, le sable utilisé devra être du sable de rivière non micacée, dépourvue de terre, d'impuretés, de scories et notamment d'argiles.

La désignation du sable correspond à la norme NF P 18 – 304 :

- Sable fin : tamis **0,080 / 0,315 mm**
- Sable moyen : tamis **0,315 / 1,25 mm**
- Sable gros : tamis **1,25 / 5 mm**

Les sables ne devront pas renfermer des grains dont la plus grande dépasse :

- Sable pour crépis et enduits : **2.5 mm** ;
- Sable pour béton armé : **5 mm** ;
- Sable pour béton de fondation : **plus de 10 mm.**

6. Acier

Les aciers sont livrés en barre de 12 m de diamètres 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 millimètres.

Les aciers utilisés comme armatures sont désignés par:

- Leur limite élastique conventionnelle E en MPa;
- Leur nuance (doux, mi-dur, dur)
- Leur forme (lisse ou haute adhérence)

Par la combinaison de ces caractéristiques on distingue principalement :

- **Les ronds lisses**, dont la surface est lisse. Ce sont des aciers doux ; leur résistance est moyenne, ils sont souples et élastiques ;
- **Les aciers à haute adhérence (HA)** : la surface présente des reliefs (crantages, crénelures, stries, nervures en hélice) qui améliorent l'adhérence de la barre au béton. Ces aciers sont très résistants, mais peu souples : ils se cassent facilement si on les tord sans précautions.

Les aciers utilisés pour les armatures sont des barres à haute adhérence et ont les qualifications suivantes :

Tableau 41: Caractéristique des aciers à haute adhérence.

Caractéristique	A haute adhérence, symbole HA	
Dénomination	Fe E400	Fe E500
Limite élastique en MPa	$f_e = 400$	$f_e = 500$
Résistance à la rupture σ_R en MPa	$\sigma_R \geq 480$	$\sigma_R \geq 550$
Allongement à la rupture	14%	12%
Coefficient de scellement, Ψ_s	1,5	
Coefficient de fissuration, η	1,6	
Diamètres courants an [mm]	6-8-10-12-14-16-20-25-32-40	

6.1 Stockage des aciers

Les aciers sont déchargés et posés sur une surface plane et propre. Ils sont rangés par nuances dans des zones différentes selon leurs diamètres.

6.2 Nomenclature

Il faut, avant de façonner les armatures, prendre connaissance du travail à réaliser qui est dessiné sur le plan de ferrailage et détaillé sur la nomenclature, tableau qui donne toutes les informations nécessaires pour couper et façonner les aciers.

Tableau 42: Nomenclature des armatures.

N°	Diamètre [mm]	Nombre	Forme	Schéma

6.3 Coupe des aciers

Pour couper les barres on utilise le banc de coupe, composé de deux tables équipées d'une cornière de guidage des barres, munie d'une butée, et d'une cisaille à levier, qui coupe les aciers jusqu'à 20 mm. Pour les aciers de diamètre inférieur à 12 mm, on peut utiliser une cisaille à main.

6.4 Façonnage des aciers

Pour façonner les barres selon la forme demandée, on utilise une cintreuse à main. Plus pratiquement, on utilise souvent une table en madrier sur laquelle sont fixées des petites barres en acier $\varnothing 12$ ou $\varnothing 14$ appelé goujons. On trace des marques pour obtenir les dimensions voulues. Le pliage se fait au moyen de griffe à couder.

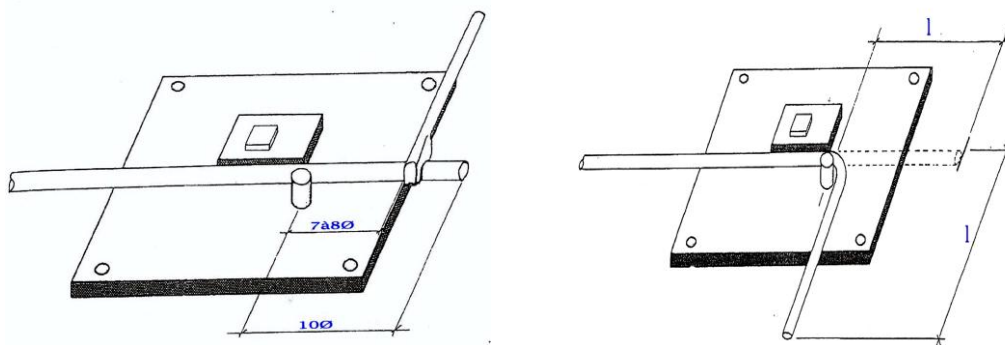
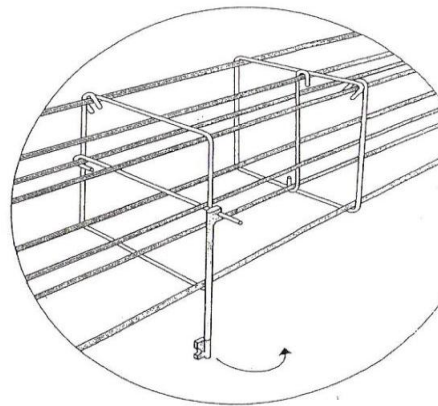
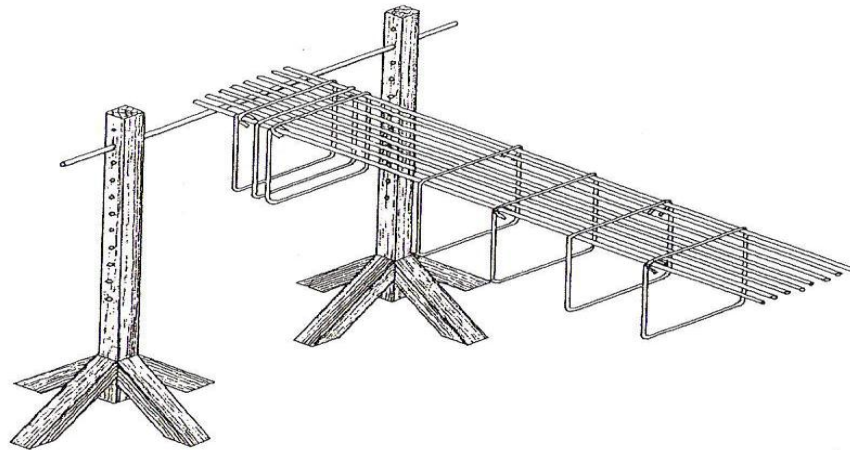


Figure 29: Pliage avec la griffe.

6.5 Assemblage x des aciers

Pour monter l'armature, il faut successivement :

1. Marquer sur les filants la position des cadres et des épingles conformément au plan de ferrailage
2. Placer les cadres en alternant la position de leur fermetures (toujours en haut, à droite puis à gauche) et les lier aux filants avec du fil d'attache (fil d'acier doux de 1 à 2 mm de diamètre) à l'aide d'une pince à ferraille ;
3. suspendre le montage sur des chevalets ;
4. placer les épingles et les attacher.



7. Le béton

Il est préparé en mélangeant des granulats, de l'eau avec du liant hydraulique (chaux ou ciment). Le liant utilisé pour le béton armé ne peut être que le ciment, en effet, la chaux est oxyde le fer. A noté qu'il est strictement important de respecter le dosage en eau prescrit parce que l'excès d'un demi- litre d'eau diminue la résistance du béton de plusieurs Méga Pascal.

7.1 Dosage

Généralement, dans la pratique, pour 1m³ de béton avec du ciment CEM I 42.5 on adopte les compositions suivantes selon le dosage en ciment.

Tableau 43: Dosage du béton.

Ciment [Kg/m ³]	Sables [L]	Gravillons [L]	Eau [L]	fc28 [MPa]
200	400	800	110	12-16
300	400	800	160	16-20
350	450	850	180	20-25
400	450	850	210	25-30

7.2 Mode d'exécution

7.2.1 Bétonnage manuelle

1. Préparer une surface plane et propre ;
2. Verser le gravier puis le sable ;
3. Mélanger jusqu'à obtenir un mélange homogène ;
4. Reconstituer le tas et verser le ciment au milieu
5. Mélanger
6. Creuser au centre un cratère ;
7. Verser un peu d'eau dans le cratère ;
8. Ramener le mélange dans le cratère avec la pelle ;
9. Mélanger en ajoutant peu à peu de l'eau jusqu'à obtenir une pâte épaisse ;
10. Tout le mélange doit avoir la même consistance de pâte épaisse et le même aspect homogène, huileux, brillant.

7.2.2 Bétonnage avec la bétonnière

1. Faire tourner la bétonnière orienter la cuve à 45° avec la verticale et verser une partie de l'eau nécessaire et une partie du gravier dans la cuve.
2. Verser le ciment, de l'eau et le sable ;
3. Verser tous les graviers qui restent ;
4. Ajouter le reste de l'eau jusqu'à obtenir une pâte homogène et épaisse.
5. Laisser tourner 2 à 3 minutes. Ensuite vider le béton dans la brouette en basculant la cuve avec le volant

Chapitre X. MISE EN ŒUVRE DES OUVRAGES.

A. Les mortiers :

Les mortiers sont obtenus par mélange homogène d'agrégats : le sable, avec une matière active : le liant (ciment ou chaux), le tout gâché avec certaine quantité d'eau et d'adjuvants (si on en a besoin). De la proportion des composants dépendent en grande partie la qualité et la résistance du mortier mise en œuvre. Le rapport quantité de liant sur quantité de mortier prend le nom de "dosage" ; celui-ci permet de classer les mortiers en plusieurs catégories :

1. Catégorie de mortier :

1.1 Mortier normal :

C'est un mortier qui contient en volume une partie de liant pour trois parties de sable normal. Avec ces proportions le liant remplit les vides du sable, c'est à dire que 1m^3 de sable plus $1/3$ de m^3 de liant ne fournit qu'un m^3 de mortier.

$$1\text{m}^3 \text{ de sable} + 1/3 \text{ liant (m}^3) = 1\text{m}^3 \text{ de mortier.}$$

1.2 Mortier maigre :

Le volume de liant est inférieur au volume des vides.

$$1\text{m}^3 \text{ de sable} + \text{liant} \leq 1\text{m}^3 \text{ de mortier.}$$

1.3 Mortier gras :

Le volume de liant est supérieur au volume des vides.

$$\frac{\text{volume de mortier}}{\text{volume de sable}} > 1$$

2. Dosage

Il sera dosé selon sa nature d'emploi. Puisqu'il est destiné à faire :

- Des enduits ;
- Des joints de maçonnerie ;
- Des chapes.

On va présenter dans le tableau ci-dessous leur dosage respectif avec la quantité des matériaux qui le compose :

Tableau 44: Dosage et quantité des matériaux qui composent le mortier.

Désignation	Dosage [kg/m ³]	Quantité de Ciment		Quantité de sable		Quantité d'eau	
		[kg]	[Sacs]	[l]	[brouette]	[l]	[brouette]
Enduit	350	350	7	400	8	175	17.5
Chape	400	400	8	400	8	200	20
Joint	300	300	6	400	8	150	15

Mais sur le chantier, on utilise du brouette et du seau pour quantifier ces matériaux de construction (sable, gravillons, eau) dont 1 brouette = 50 l et 1 seau = 10 l.

3. Mode d'exécution :

- Quantifier les matériaux constituant le mortier ;
- Mesurer le sable avec du brouette et l'eau avec du seau pour faciliter la mise en oeuvre ;
- Mélanger le sable et le ciment à sec suivant leurs proportions définies, en utilisant de pelles ou d'une bétonnière ;
- Ajouter progressivement l'eau qui est préalablement mesurée, jusqu'à l'obtention de la plasticité recommandée.

4. Le coffrage et le décoffrage :

4.1 Le coffrage

Le coffrage est une étape importante d'une construction dans le cas où on doit couler du béton. En effet, c'est cet assemblage qui va maintenir le béton jusqu'à ce qu'il soit sec.

Le coffrage a donc pour but de permettre au béton de prendre la forme souhaitée et de maintenir le matériau jusqu'à sa prise. Il doit être réalisé convenablement pour ne pas gaspiller le béton et pour éviter que la terre ne s'y mélange.

Le coffrage peut être métallique ou en bois mais il faut que les règles suivantes soient respectées:

- La surface du coffrage devra présenter une correcte planéité et doit épouser la forme exacte des ouvrages à coffrer ;
- Les coffrages devront être étanches pour empêcher les fuites des laitances ;
- Les coffrages devront aussi parfaitement raidis pour éviter toutes déformations surtout au moment du coulage du béton;
- Il faut se servir de cales ou de piquets pour raidir le coffrage et assurer sa stabilité ;
- Les fonds de coffrage seront toujours nettoyés et arrosés avant le coulage du béton.

Grâce au coffrage, le béton ne se répand partout et on bénéficie de guide pour couler la dalle.

4.2 Le décoffrage :

Le décoffrage doit être au moins 2 jours après coulage pour les parois et pour les fonds au moins un délai de 21 jours est nécessaire.

Les arêtes du béton coulé deviennent fragiles une fois que le béton a séché, il faut donc être méticuleux. Pour ce faire, il faut :

- Retirer un à un les piquets de maintien placés lors du coulage du béton, de même pour les chevillettes de maçon plantées dans le sol ;
- Décoller doucement les planches du béton pour ne pas briser les arêtes en donnant quelques coups de marteau sur les planches pour désolidariser le coffrage du béton (ou utiliser de l'huile de décoffrage qui est à enduire aux planches de coffrage avant le coulage du béton pour faciliter cette opération de décoffrage).

Il ne faut surtout pas insérer un burin ou un tournevis dans les interstices, autrement cette action abîmerait le béton qui vient d'être coulé.

5. Vibration du béton :

A part les granulats, le liant, l'eau et éventuellement les adjuvants, le béton frais est composé aussi des bulles d'air.

En effet, la vibration de béton a pour objectif non seulement d'éliminer les bulles d'air, mais aussi d'obtenir un parement de qualité et une résistance mécanique optimale en favorisant l'adhérence des matériaux sur les armatures et la solidité du béton.

Le béton doit être vibré dès sa mise en œuvre. Cette action se fait à l'aide d'une aiguille vibrante dont les étapes d'exécution sont comme suit :

- Plonger rapidement le pervibrateur dans le béton et remonter le lentement ;
- Pour les éléments verticaux (poteaux), vibrer par couches de 50 à 60 cm en faisant pénétrer le pervibrateur de 10 à 15 cm dans la couche de béton précédente ;
- Refaire cette action jusqu'à où le béton ne se tasse plus, les bulles cessent de se dégager, la laitance commence à apparaître en surface et le bruit émis par le pervibrateur se stabilise

6. Les armatures pour béton armé :

6.1 Les travaux de ferrailages :

Pour les travaux de ferrailage, on suit les étapes suivantes :

- Façonner les barres en les coupant longitudinalement à la cisaille ou aux mandrins (surtout pour les aciers HA) en tenant compte du plan d'exécution ;
- Assembler les par ligature en utilisant des fils recuits.

Il faut que les barres assemblées soient de même nuance et pendant ce travail, il faut toujours suivre les plans de ferrailage.

6.2 Les cales béton :

Ils permettent assurer l'enrobage des aciers afin de les protéger contre le phénomène d'oxydation.

Or, cet enrobage est en fonction du type du site de l'ouvrage, il doit au moins égal à :

- 4 cm pour le cas de la fissuration très préjudiciable;
- 3 cm pour les parements non coffrés soumis à des actions agressives, ou à des intempéries, ou à des condensations (cas exceptionnel);
- 2 cm pour le cas de fissuration préjudiciable ;
- 1 cm pour le cas de fissuration peu préjudiciable.

Pour ce faire :

- Construire un moule de profondeur « e » selon l'épaisseur de la cale nécessaire;
- Remplir le moule de mortier ;
- Introduire des boucles de fil à ligaturer.
- Couper le mortier en blocs avant que le mortier ne durcisse trop

7. Les travaux en superstructure :

7.1 Le poteau :

Pour la mise en œuvre du poteau, on va suivre les étapes suivantes :

- Avant que le béton de la semelle ne cesse complètement, tracer sur celui-ci le contour de la section de poteau ;
- Réaliser l'amorce en béton de 4 à 8 cm d'épaisseur ;
- Installer la moitié du coffrage en laissant un espace ouvert ;
- Mettre-y le ferrailage munies de cales pour faciliter l'enrobage ;
- Fermer le coffrage (tous les 1 m, clouez un bastaing horizontalement sur les panneaux du coffrage);

- Utiliser un fil à plomb pour vérifier la verticalité du coffrage ;
- Couler et vibrer le béton (à l'aide d'une aiguille vibrante);
- Décoffrer après début le durcissement ;
- Faire la cure béton après le décoffrage en l'arrosant 3 fois par jour pendant 7 jours.

7.2 Poutre :

Les poutres sont exécutées selon la procédure suivante :

- Tracer les arases inférieures de la poutre sur le poteau ;
- Mettre le fond de coffrage et les étais ;
- Mettre en place les armatures en utilisant toujours des cales et aussi les armatures d'attente;
- Coffrer la poutre et mouiller le avant le coulage du béton;
- Couler et vibrer le béton ;
- Décoffrer les joues le lendemain mais le fond doit rester un peu plus longtemps

7.3 Plancher :

C'est la dalle en béton coulée sur place (ou dalle pleine) qui est prévue pour le plancher.

Pour sa réalisation, on procède ainsi :

7.3.1 Préparer l'emplacement

- Tracer les arases inférieures et supérieures sur les murs ;
- Mettre le fond de coffrage et les étais pour le soutenir;

7.3.2 Réaliser le coffrage

- Réaliser le coffrage et désolidariser la dalle au moyen d'un joint de désolidarisation de 10 mm d'épaisseur au moins à la bordure du bâtiment;
- Mettre les joints de dilatation d'épaisseur de 10 à 20 mm pour favoriser la dilatation du béton et pour éviter son soulèvement et son éclatement ;

7.3.3 Placer les armatures

Placer les armatures en ménageant en périphérie une marge de 3 cm car ils doivent être entièrement enrobés par le béton et en surélevant de 4 à 5 cm par rapport au sol en le calant par des cales béton

7.3.4 Couler le béton

- Couler le béton et égaliser-le au fur et à mesure en tirant la règle bien en appui sur les planches et les joints de dilatation ;

- Vibrer le béton ou tapoter les planches de coffrage pour faire remonter la laitance de ciment ;
- Lisser la surface à la taloche par des mouvements circulaires ;
- Le lendemain du bétonnage, procéder à la cure du béton.
- Décoffrer la dalle après 24 h au moins

7.4 Escalier :

Pour sa réalisation, il faut suivre les étapes suivantes :

- Dessiner le profil des marches sur le mur ;
- Déterminer l'inclinaison de l'escalier et mettre la planche du fond suivant cette pente en le calant par des étais;
- Après avoir découpé les planches à la hauteur des marches, fixer les contre le mur avec des tasseaux (les tasseaux sont mis du côté extérieur des marches pour éviter de les couler dans le béton);
- Donner un espace de 10 cm au moins entre le coffrage du fond et les contremarches ;
- Placer l'armature déjà groupé (en treillis soudé) entre le fond et les contremarches ;
- Séparer ce treillis de la planche de fond en les calant par des cales bétons et assurer aussi qu'ils ne touchent pas les contre marches.
- Couler le béton de bas vers le haut en lui faisant assez consistant ;
- En même temps, vibrer le béton surtout sur les angles ;
- Le lendemain, décoffrer l'escalier.

7.5 Mur de remplissage :

La maçonnerie du mur de remplissage se fait comme suit :

- Placer des briques comme guides aux extrémités des murs et étendre un cordeau qui fixera le niveau à respecter pour chaque rangée ;
- Etendre une couche de mortier uniformément sur la zone à l'aide de la truelle ;
- Mouiller les briques avant sa pose afin qu'elles n'absorbent pas toute l'eau du mortier ;
- Poser les briques situées dans les coins ;
- Poser la première rangée de briques qui est directement sur le lit de mortier, tasser bien jusqu'à ce que ce dernier ne fasse plus qu'1 cm d'épaisseur ;
- Frapper légèrement les briques posées avec le manche de la truelle pour les mieux placés ;
- Régler le cordeau de maçon pour commencer la rangée suivante ;

- La pose de toutes les autres briques, posées dans l'alignement de la première, doit être précédée de l'application d'une couche de mortier sur la face (de 1 cm d'épaisseur) qui touchera la brique précédemment posée ;
- Enlever le surplus de mortier à l'aide de la truelle et vérifier avec le niveau à bulle l'ajustement vertical des briques.

Dans tous les cas, il faut contrôler régulièrement le travail à l'aide d'un niveau à bulle et il faut aussi respecter le type d'appareillage choisi pour la maçonnerie.

Le mortier de pose est dosé à 350 kg/m³ avec un ciment CEM II 32.5.

8. Les travaux de finition :

8.1 Le revêtement

- Préparer le sol de support, il doit être solide, sain, propre, sec et plan ;
- Etaler le mortier à la truelle par portion de 1m² environ en toujours vérifiant sa planéité à l'aide d'une grande règle de maçon et d'un niveau ;
- Railler le mortier-colle avec de la spatule dentée pour que les carreaux y adhèrent bien ;
- Placer les carreaux et tapoter-les légèrement ;
- Vérifier leur planéité à l'aide du niveau à bulle



Pose des carreaux

Vérification de sa planéité

Figure 30: Pose des carreaux.

8.2 L'enduit

Comme on a vu précédemment, l'enduit n'est qu'un mélange pâteux ou une forme de mortier.

Il sert à protéger les murs en maçonnerie des intempéries et participent à l'esthétique du bâtiment en permettant de réaliser des surfaces planes et décoratives.

On va appliquer l'enduit traditionnel, évidemment à base de ciment, dont son exécution suit les étapes suivantes :

8.3 Préparation du mur :

- Débarrasser les poussières ou les produits qui pourraient empêcher la bonne adhérence de l'enduit au mur ;
- Humidifier la surface de la maçonnerie.

8.4 Mettre la première couche ou le gobetis :

Destinée à accrocher l'enduit sur le mur.

- Préparer un mortier fortement chargé en liant (mortier gras) ;
- Projeter le manuellement (avec de la truelle) ou à la machine (tyrolienne) avec une épaisseur de 2 à 4 mm au maximum ;

8.5 Mettre la deuxième couche ou le corps d'enduit :

Qui assure l'imperméabilité du mur.

- Préparer un mortier contenant moins de liant que le gobetis ;
- Projeter le et assurer d'avoir une couche de 10 à 12 mm;
- Refouler à la taloche et dresser régulièrement ;

8.6 Mettre la troisième couche ou la finition :

Evite le faïençage, la fissuration et constitue le parement pour l'aspect définitif.

- Préparer un mortier contenant le plus moins de liant ;
- Projeter le avec une épaisseur très mince ;
- Talocher pour avoir une surface lisse.

Partie D : ANALYSE FINANCIERE DU PROJET

DESIGNATION DES TRAVAUX		UNIT E	Quantité	Prix Unitaire [Ar]	Prix Total [Ar]
<u>A - OUVRAGES EN SUPERSTRUCTURE</u>					
1.1	Maçonnerie de briques artisanales				
1.2	Epaisseur mur: 22 cm	m2	443	21 700,00	9 611 798,00
1.3	Epaisseur mur: 11 cm	m2	7	22 750,00	158 112,00
1.4	Béton armé dosé à 350 kg/m3 de ciment	m3	38	490 000,00	18 928 700,00
1.5	Armature en fer Tor y compris ligature	kg	2 897	5 000,00	14 486 250,00
1.6	Coffrage ouvrages en Béton Armé	m3	4	547 500,00	2 190 000,00
1.7	Enduit au mortier de ciment dosé à 350kg/m3	m2	485	7 500,00	3 637 650,00
1.8	Chape au mortier de ciment dosé à 450kg/m3	m2	137	11 000,00	1 508 870,00
SOUS-TOTAL					50 521 380,00
<u>B - ASSAINISSEMENT</u>					
2.1	Fourniture et pose fosse toutes eaux en BA pour 6 personnes + regard 50x50 compris toutes sujétions de mise en œuvre	U	1	1 450 000,00	1 450 000,00
2.2	Confection puisard y compris raccords et toutes sujétions de mise en œuvre	U	1	450 000,00	450 000,00
2.3	Regard 40x40x40	U	8	45 000,00	360 000,00
2.4	Canalisations en PVC	ml	72	11 000,00	799 590,00
SOUS-TOTAL					3 059 590,00
<u>C - CARRELAGE-REVETEMENT</u>					
3.1	Revêtement sol en carreaux de grès cérame	m2	171	35 000,00	6 003 130,00
3.2	Revêtement mural en carreaux faïence sur 1,5m de hauteur	m2	37	30 000,00	1 112 400,00
3.3	Revêtement sol en carreaux antidérapant	m2	67	35 000,00	2 346 120,00
SOUS-TOTAL					9 461 650,00
<u>D - MENUISERIE BOIS</u>					
4.1	Porte pleine 70x200 en bois dur du pays pour intérieur et extérieur, avec serrureries	U	1,0	148 000,00	148 000,00
4.2	Porte pleine 80x200 en bois dur du pays pour intérieur et extérieur, avec serrureries	U	9,0	160 000,00	1 440 000,00
4.3	Porte pleine 90x200 en bois dur du pays pour intérieur et extérieur, avec serrureries	U	1,0	180 000,00	180 000,00
4.4	Fenêtre vitrée fixe 70X40 en bois	U	1,0	28 000,00	28 000,00
4.5	Fenêtre vitrée fixe 90X40 en bois	U	1,0	36 000,00	36 000,00
4.6	Fenêtre vitrée fixe 100X40 en bois	U	1,0	40 000,00	40 000,00
4.7	Fenêtre coulissante 100X100 en bois	U	7,0	100 000,00	700 000,00
4.8	Fenêtre coulissante 1,50X100 en bois	U	5,0	150 000,00	750 000,00
SOUS-TOTAL					3 322 000,00

E - MENUISERIE METALLIQUES					
5.1	Porte pleine 90x200 pour extérieur, avec serrureries	U	3,0	385 000,00	1 155 000,00
5.2	Porte pleine 180x200 pour extérieur, avec serrureries	U	1,0	693 000,00	693 000,00
5.3	Porte pleine 320x200 pour extérieur, avec serrureries	U	1,0	1 300 000,00	1 300 000,00
5.4	Grille de protection pour fenêtre vitrée 70X40	U	1,0	26 600,00	26 600,00
5.5	Grille de protection pour fenêtre vitrée90X40	U	1,0	34 200,00	34 200,00
5.6	Grille de protection pour fenêtre vitrée100X40	U	1,0	38 000,00	38 000,00
5.7	Grille de protection pour fenêtre vitrée100X100	U	7,0	95 000,00	665 000,00
5.8	Grille de protection pour fenêtre vitrée 1,50X100	U	5,0	142 500,00	712 500,00
5.9	Garde-corps pour terrasse	ml	16,0	90 000,00	1 440 000,00
SOUS-TOTAL					6 064 300,00
F - ELECTRICITE					
6.1	Fourniture et pose d'interrupteur en simple allumage	U	12,0	4 000,00	48 000,00
6.2	Fourniture et pose d'interrupteur en va-et-vient	U	14,0	4 500,00	63 000,00
6.3	Fourniture et pose plafonnier	U	25,0	18 000,00	450 000,00
6.4	Fourniture et pose de prise courant simple	U	16,0	6 000,00	96 000,00
6.5	Fourniture et pose de prise spécialisée	U	8,0	10 000,00	80 000,00
SOUS-TOTAL					737 000,00
G - PLOMBERIE/ SANITAIRE					
7.1	Vasque à poser avec accessoires et robinet mitigeur	U	2,0	120 000,00	240 000,00
7.2	Receveur de douche avec accessoires et robinet mitigeur	U	2,0	150 000,00	300 000,00
7.3	W.C. à l'anglaise avec accessoires	U	3,0	160 000,00	480 000,00
7.4	Evier en inox 2 bacs avec accessoires	U	2,0	30 000,00	60 000,00
SOUS-TOTAL					1 080 000,00
H - PEINTURE					
8.1	Badigeon à la chaux aluné	m2	719,7	1 000,00	719 660,00
8.2	Peinture hydrofuge pour: Intérieur	m2	603,3	3 500,00	2 111 445,00
8.3	Peinture hydrofuge pour: Extérieur	m2	258,4	3 500,00	904 260,00
SOUS-TOTAL					3 735 365,00

RECAPITULATION :

DESIGNATION	MONTANT
A - OUVRAGE EN SUPERSTRUCTURE	50 521 380,00
B - ASSAINISSEMENT	3 059 590,00
C - CARRELAGE-REVETEMENT	9 461 650,00
D - CHARPENTE-COUVERTE	6 230 500,00
E - MENUISERIE EN ALUMINIUM ET BOIS	3 322 000,00
F - MENUISERIE METALLIQUES	6 064 300,00
G - ELECTRICITE	737 000,00
H - PLOMBERIE/ SANITAIRE	1 080 000,00
I - PEINTURE	3 735 365,00
TOTAL EN ARIARY	84 211 785,00

Arrêté le présent devis estimatif à la somme de QUATRE VINGT QUATRE MILLIONS DEUX CENT ONZE MILLE SEPT CENT QUATRE VINGT CINQ ARIARY.

CONCLUSION :

Ce projet de construction contribue à la résolution des problèmes d'insuffisance de boutique dans cet endroit.

Construire un bâtiment est une opération qui nécessite la maîtrise des différentes étapes à respecter.

Dans la première partie, on a présenté l'environnement du projet qu'on a pu étudier la zone d'influence, la justification et la structure architecturale du projet.

On a abordé dans la deuxième partie l'étude technique car sans ces études la construction ne pourra être mise en œuvre. On a commencé par le pré-dimensionnement des éléments en béton armé afin d'évaluer les charges verticales et horizontales agissant sur le portique et de dimensionner enfin les éléments porteurs de la structure et surtout la fondation.

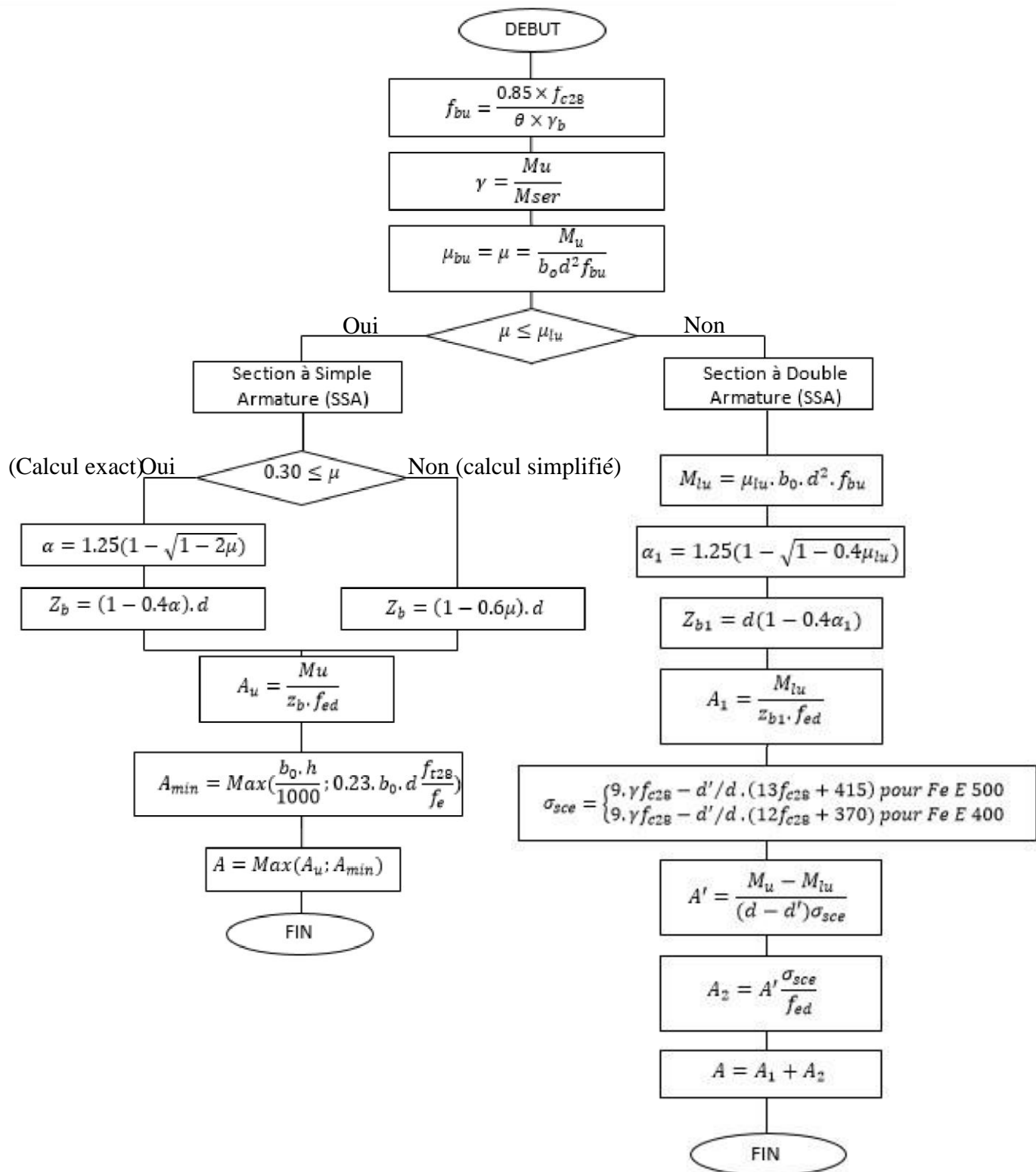
La troisième partie c'est la technologie de mise en œuvre qui décrit les étapes nécessaires à suivre avant de commencer le chantier.

Ainsi cette étude m'a permis de savoir et comprendre le métier sur le domaine de la construction d'un bâtiment.

ANNEXES

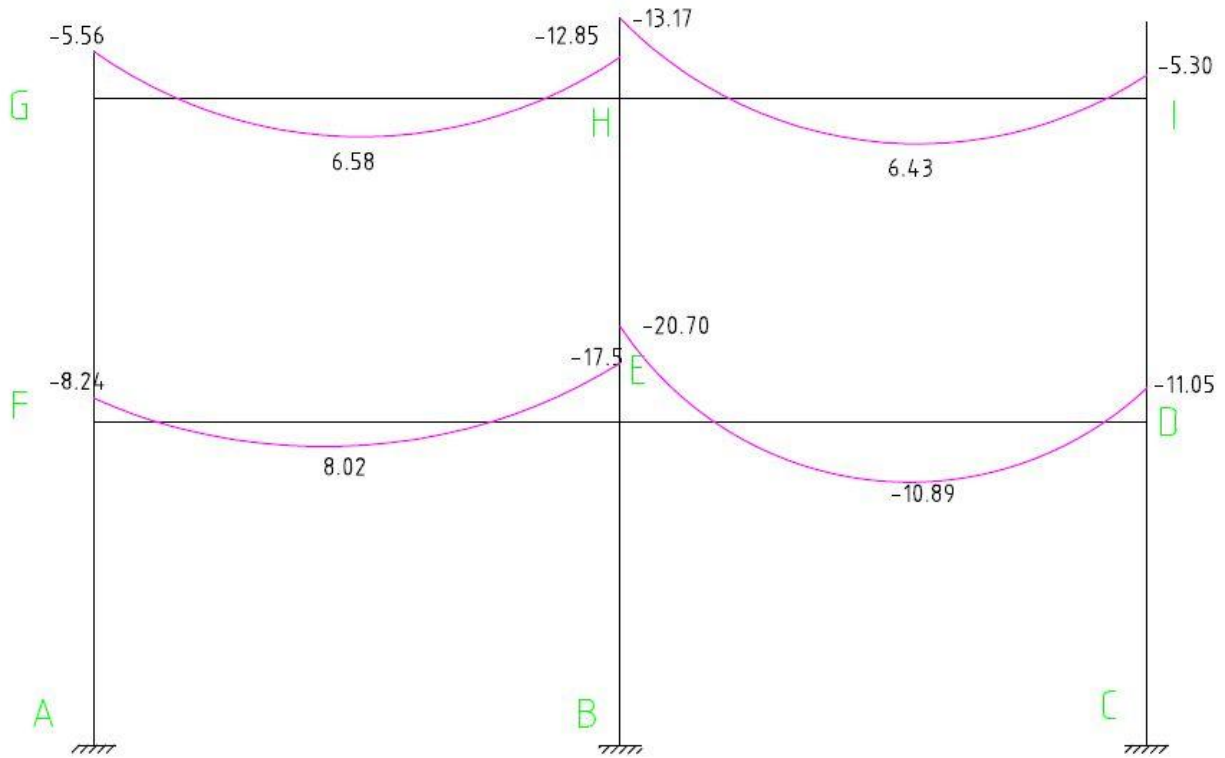
ANNEXE I. ORGANIGRAMME DE CALCUL

I.1 ORGANIGRAMME DE CALCUL DES ELEMENTS SOUMIS EN FLEXION SIMPLE A L'ELU :

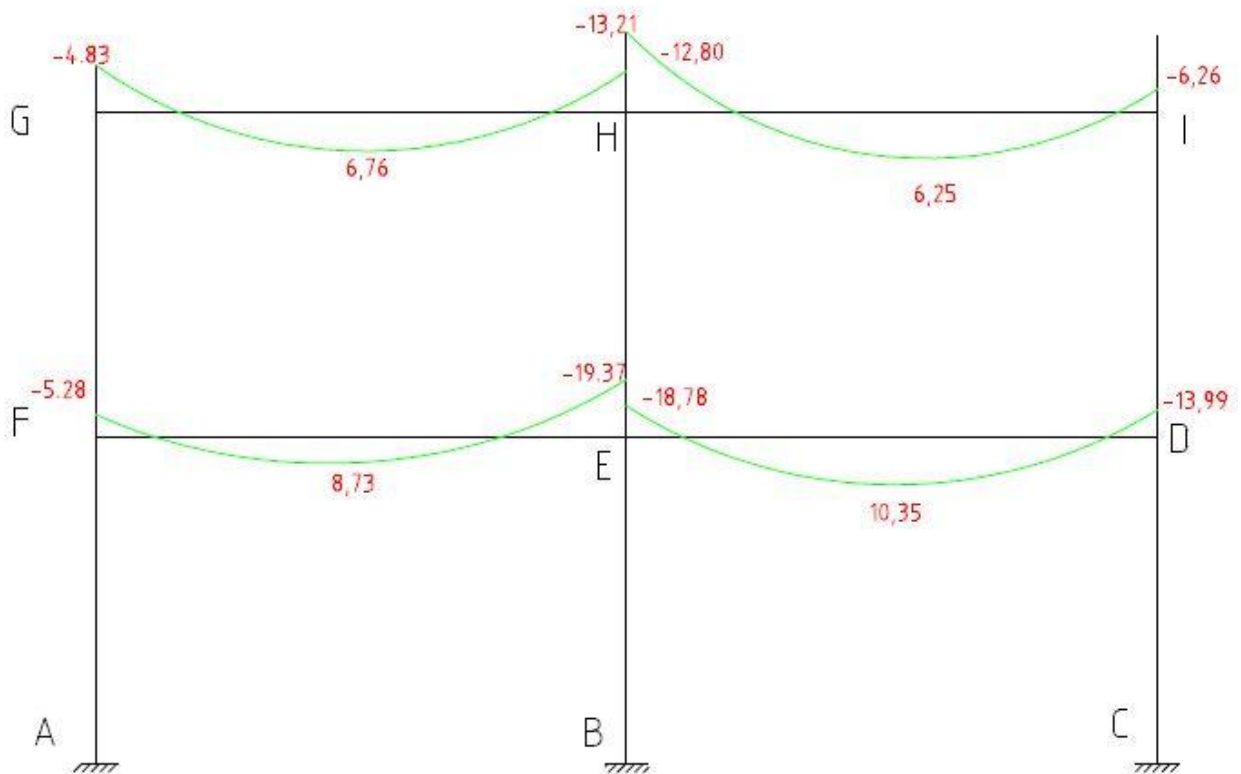


**ANNEXE II. COURBES DES MOMENTS ET LES EFFORTS
TRANCHANTS.**

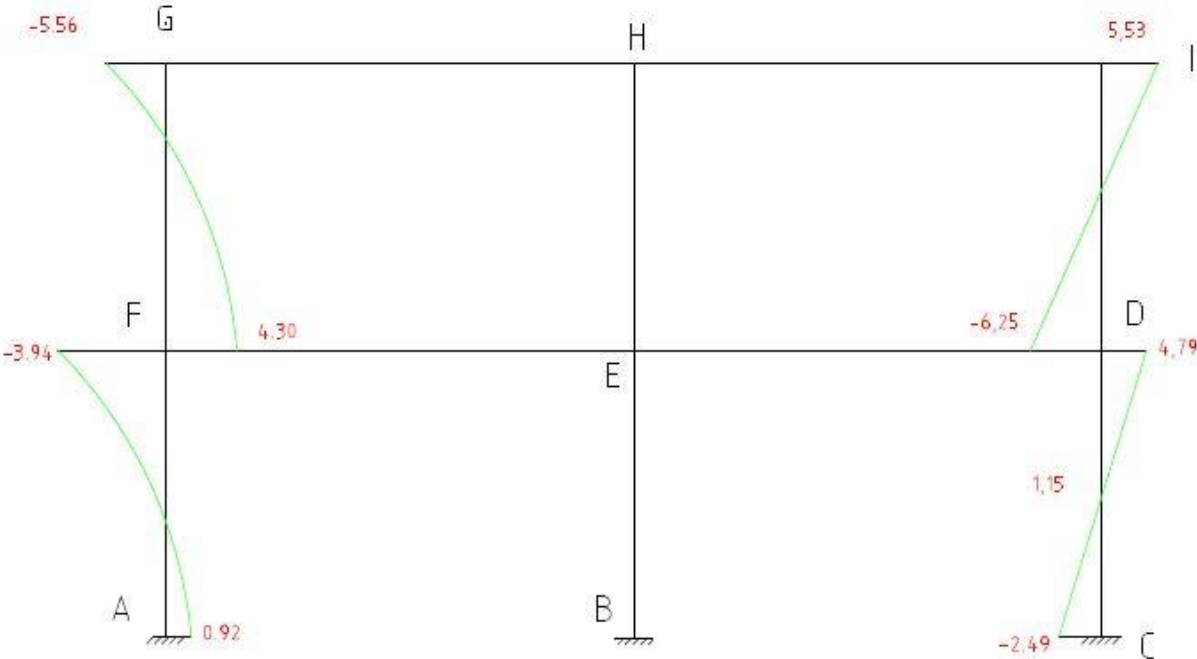
II.1 COURBES DES MOMENTS FLECHISSANTS A L'ELU



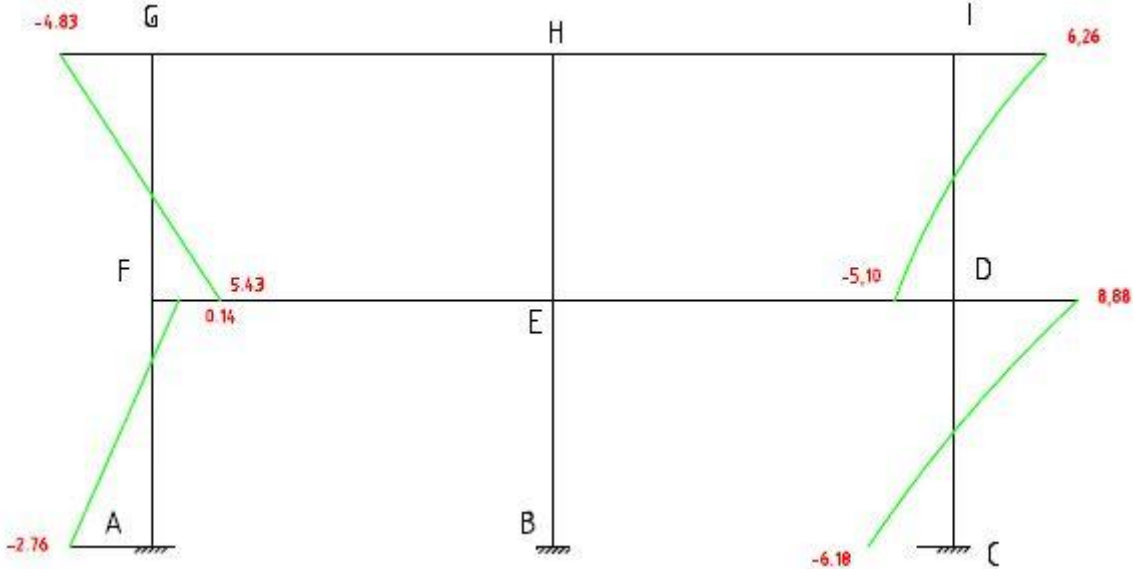
Moments fléchissant sur les poutres à l'ELU avec vent droite en [Tf.ml].



Moments fléchissant sur les poutres à l'ELU avec vent gauche en [Tf.ml].

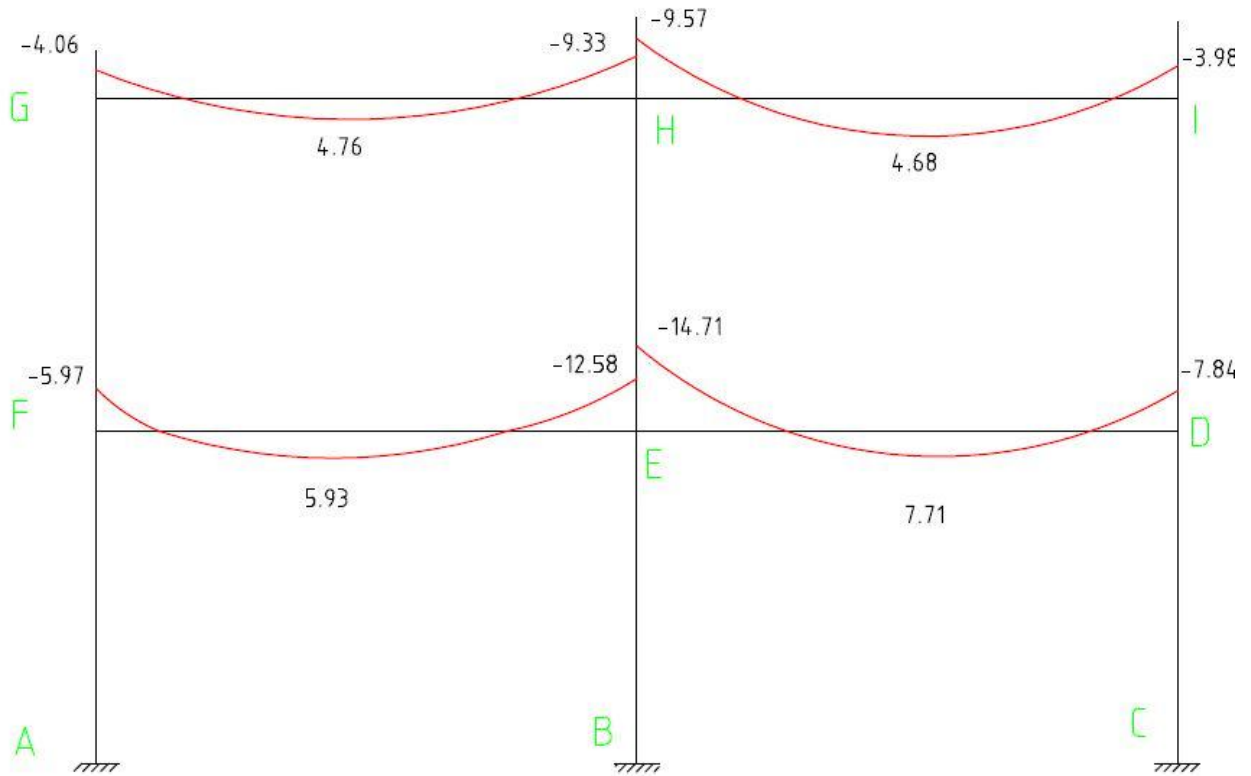


Moments fléchissant sur les poteaux à l'ELU avec vent gauche en [Tf.m].

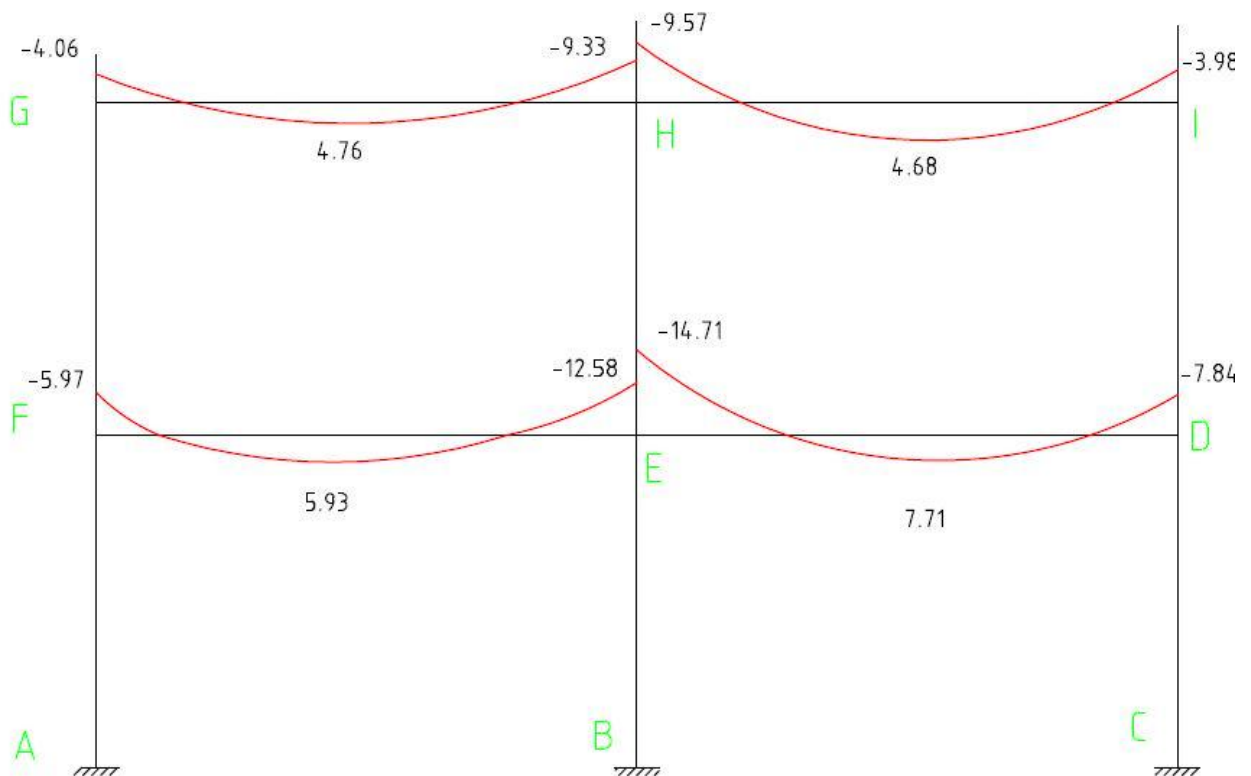


Moments fléchissant sur les poteaux à l'ELU avec vent droite en [Tf.m].

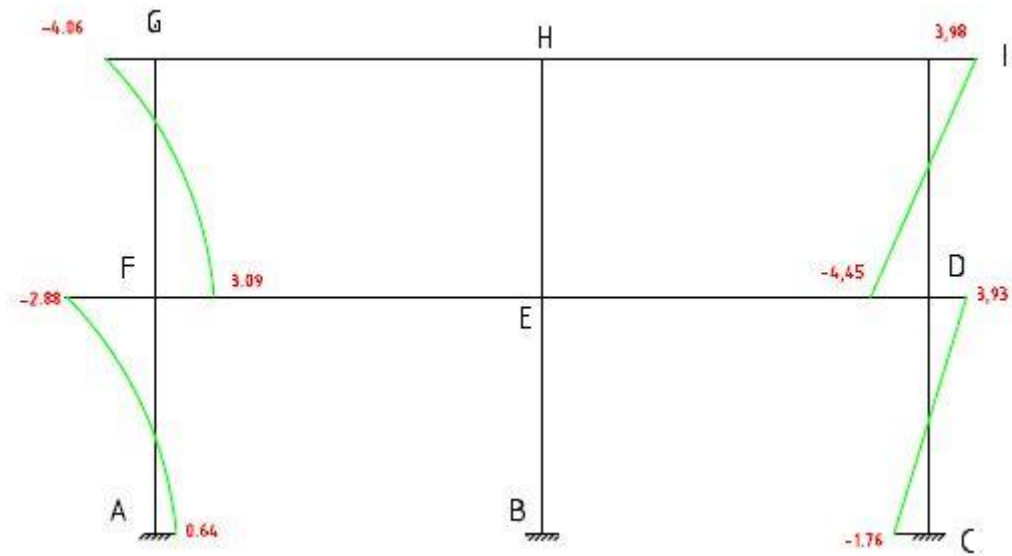
II.2 COURBE DES MOMENTS FLECHISSANTS A L'ELS :



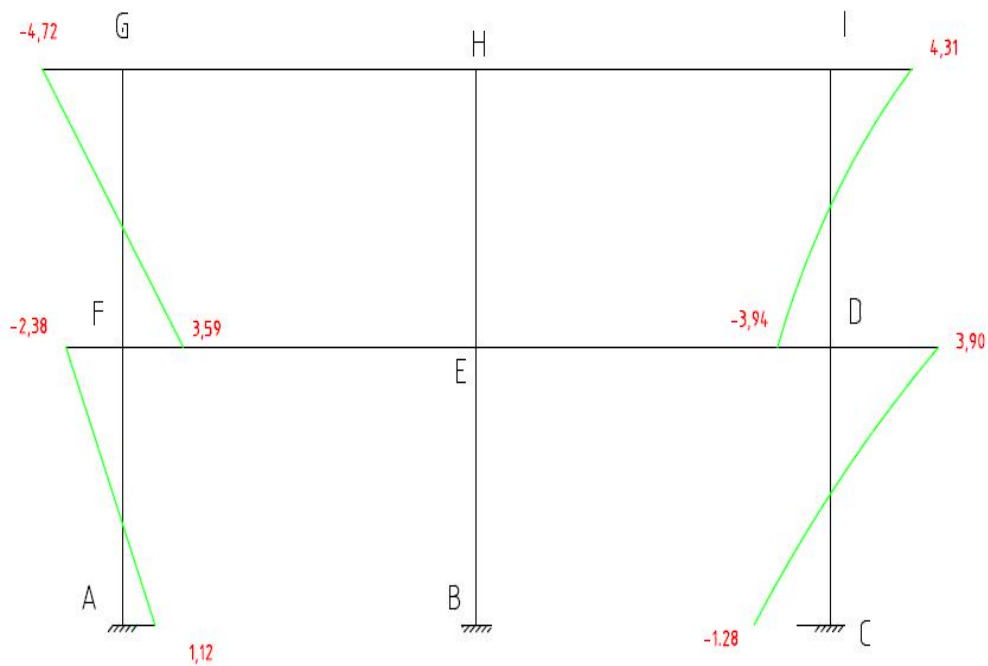
Moments fléchissant sur les poutres à l'ELS avec vent gauche en [T.m].



Moments fléchissant sur les poutres à l'ELS avec vent droite en [T.m].

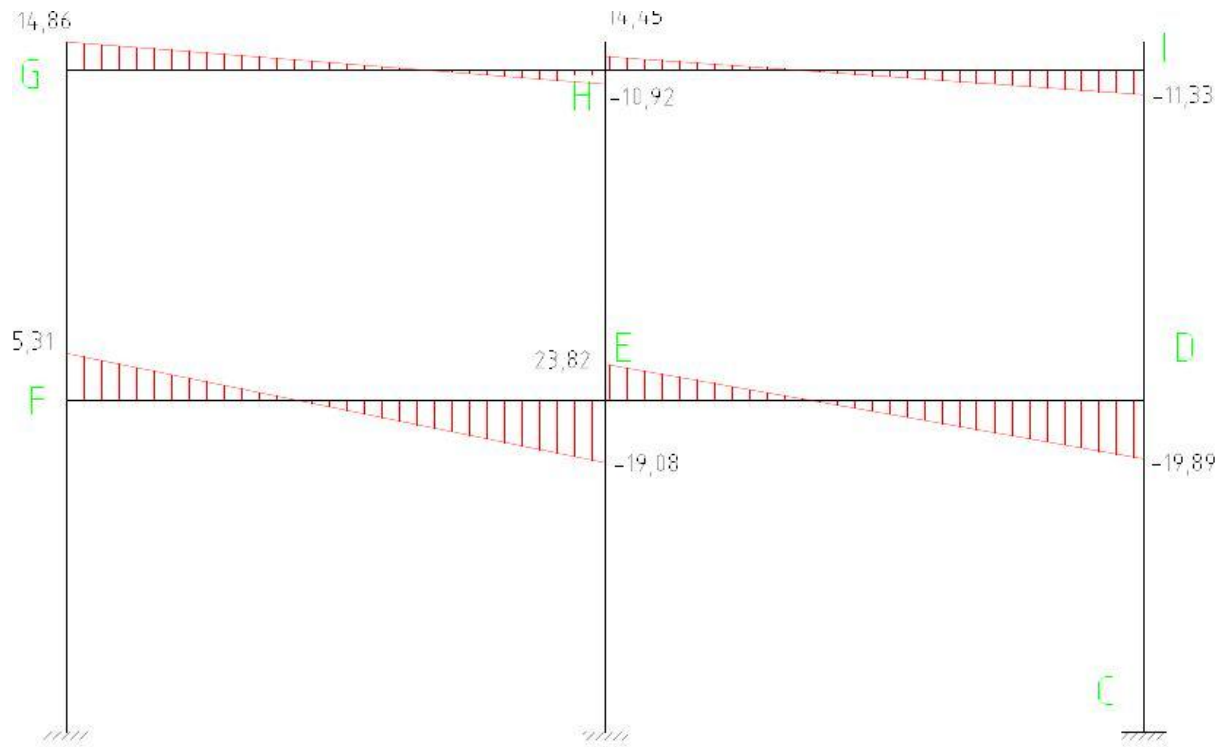


Moments fléchissant sur les poteaux à l'ELS avec vent gauche en [T.m].



Moments fléchissant sur les poteaux à l'ELS avec vent droite en [T.m].

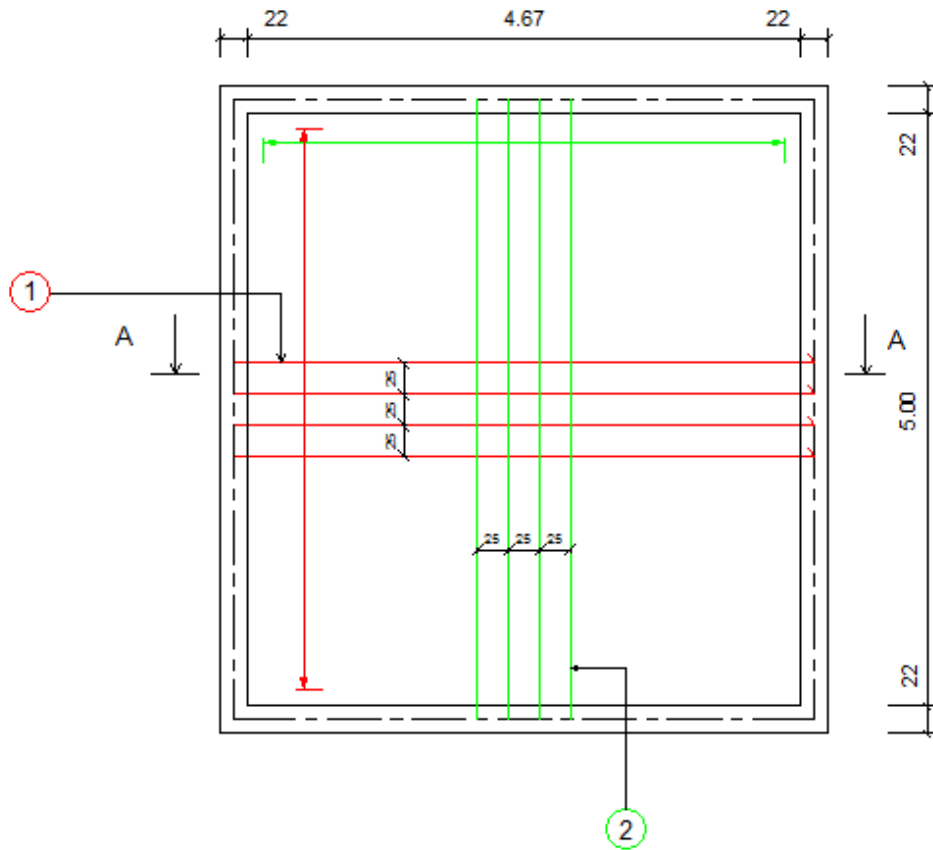
II.3 COURBE DES EFFORTS TRANCHANTS A L'ELU :



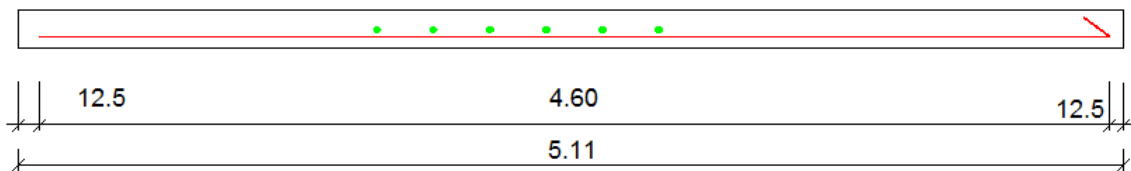
Efforts tranchants sur les poutres à l'ELU avec vent à gauche en [T].

ANNEXE III. PLAN DE FERRAILLAGES

III.1 PLANCHER :

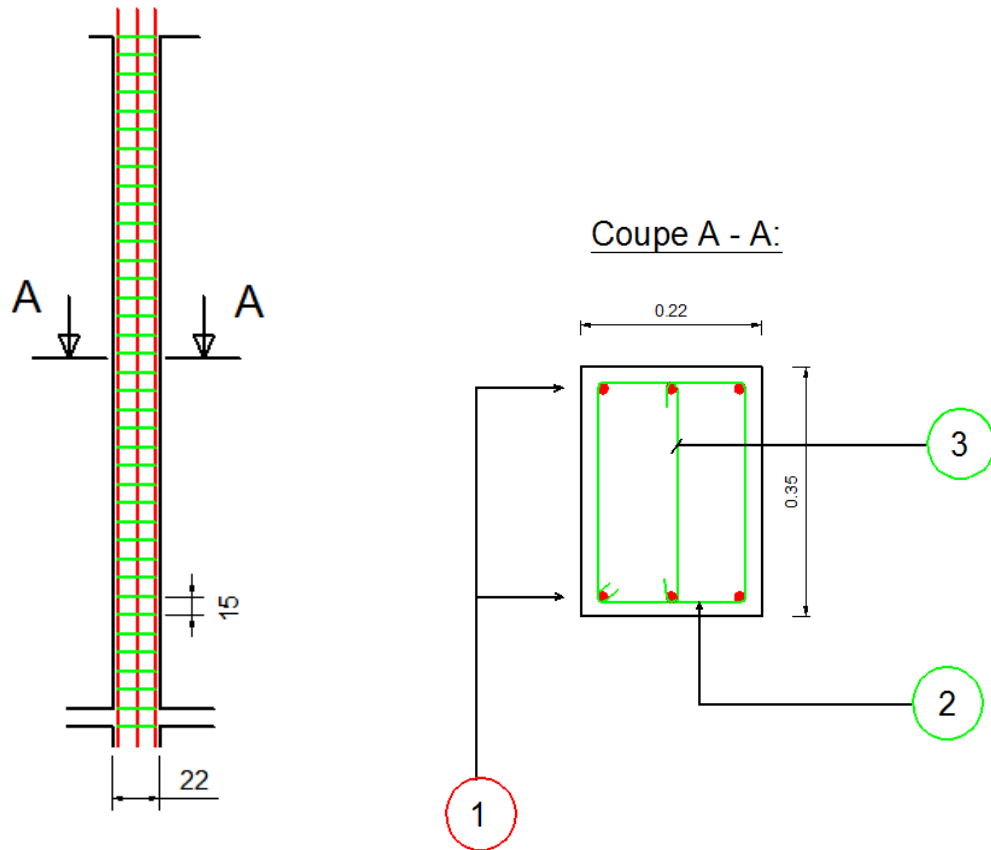



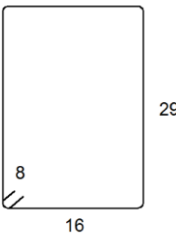
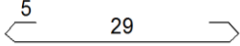
Coupe A - A:



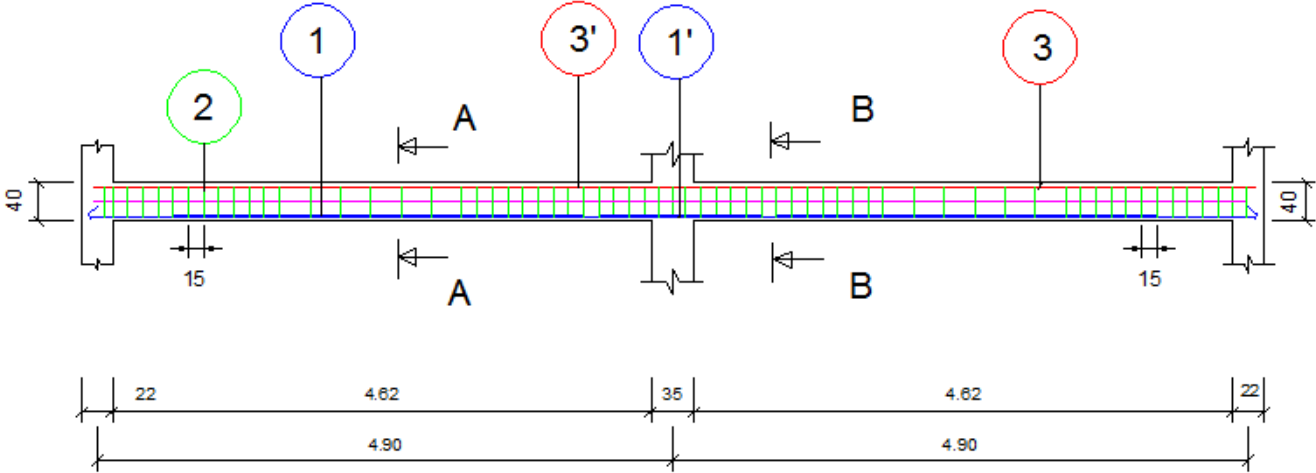
NOMENCLATURE					
N°	Diamètre [mm]	Nombre	Espacement [cm]	Forme	Longueur développé [m]
1	HA 8	16	25	—————	4.90
2	HA 8	20	25	—————	5.22

III.2 POTEAU :

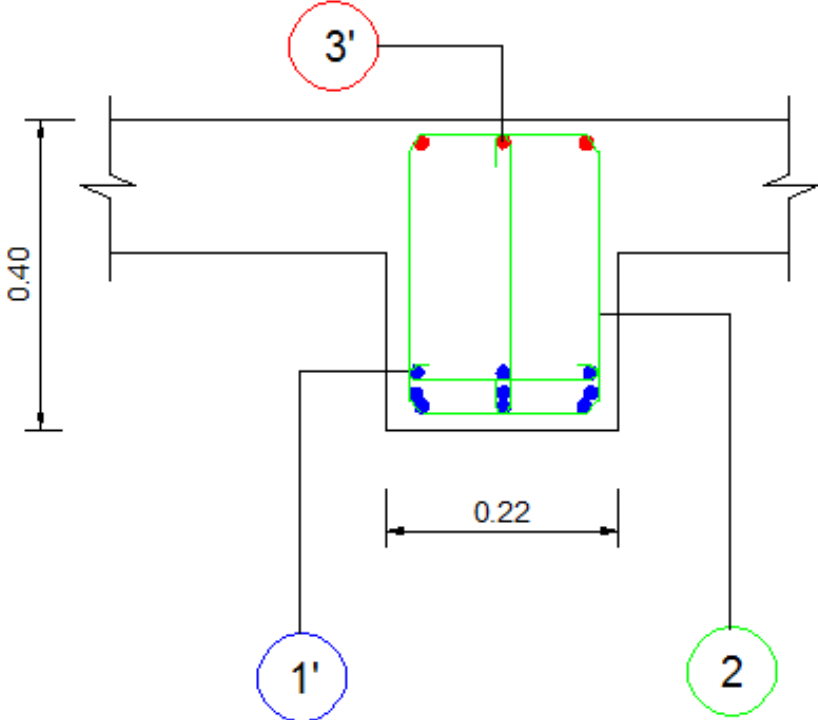


NOMENCLATURE					
N°	Diamètre [mm]	Nombre	Espacement [cm]	Forme	Longueur développé par barre [m]
1	10	6	6.50		3.20
2	6	15	21.00		0.90
3	6	15	21.00		0.39

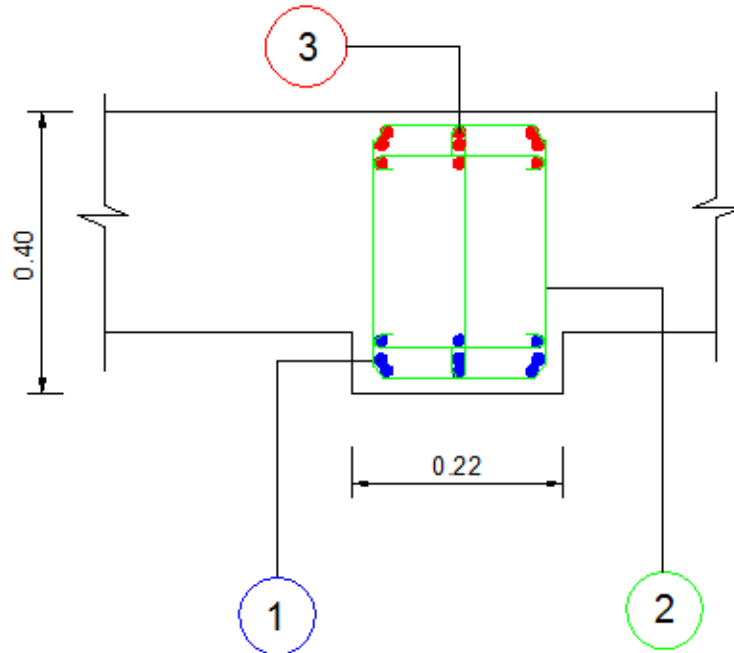
III.3 POUTRE :

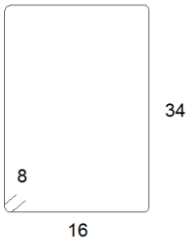


Coupe A - A:



Coupe B - B:

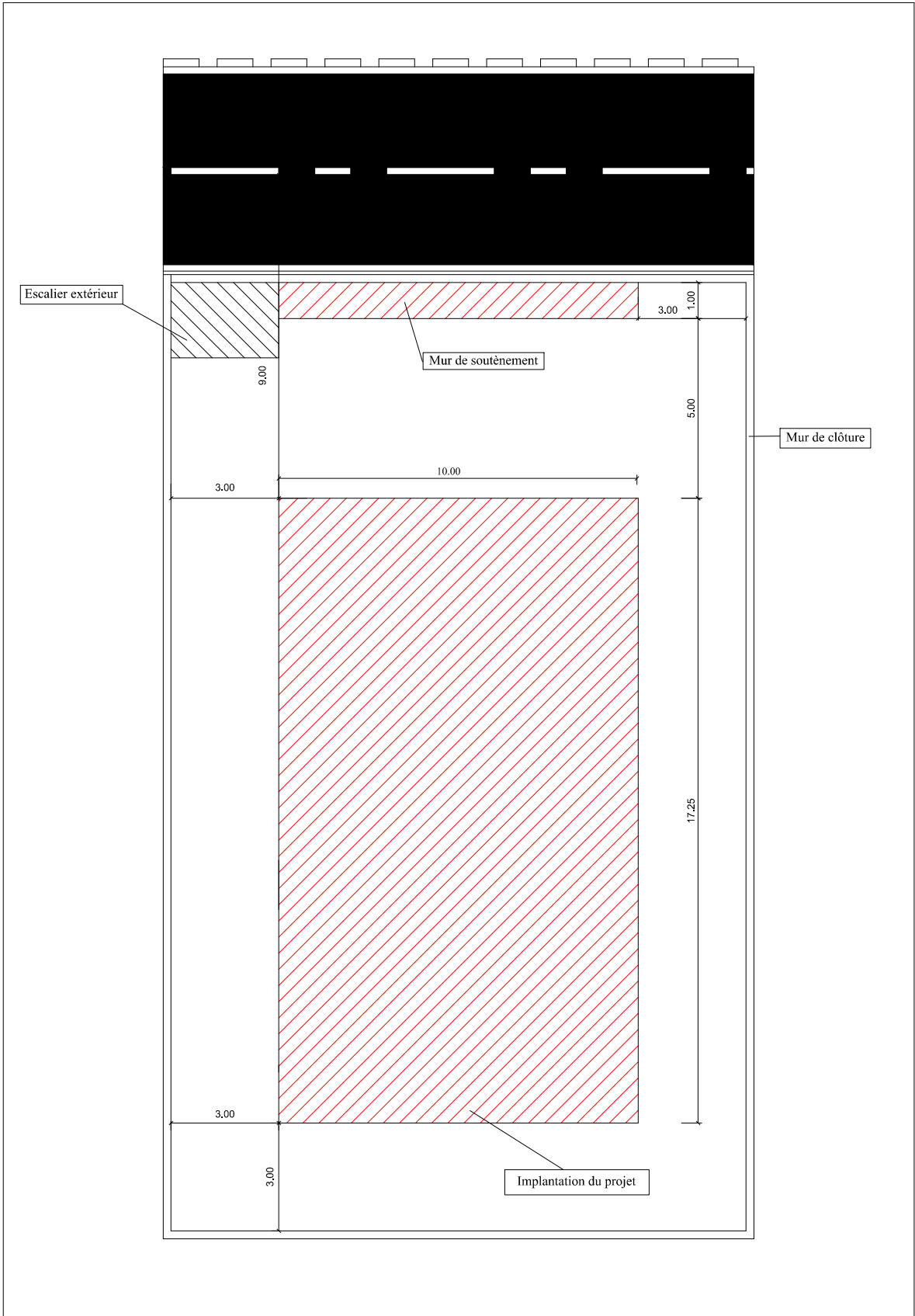


NOMENCLATURE					
N°	Diamètre [mm]	Nombre	Espacement [cm]	Forme	Longueur développé par barre [m]
1	HA 16	9	5,30	—————	4,00
1'	HA 12	9	5,30	—————	4,00
2	HA 6		15,00		1,00
3	HA 20	9	5,00	—————	4,00
3'	HA 10	3	6,50	—————	4,00

ANNEXE IV : PLAN ARCHITECTURALE

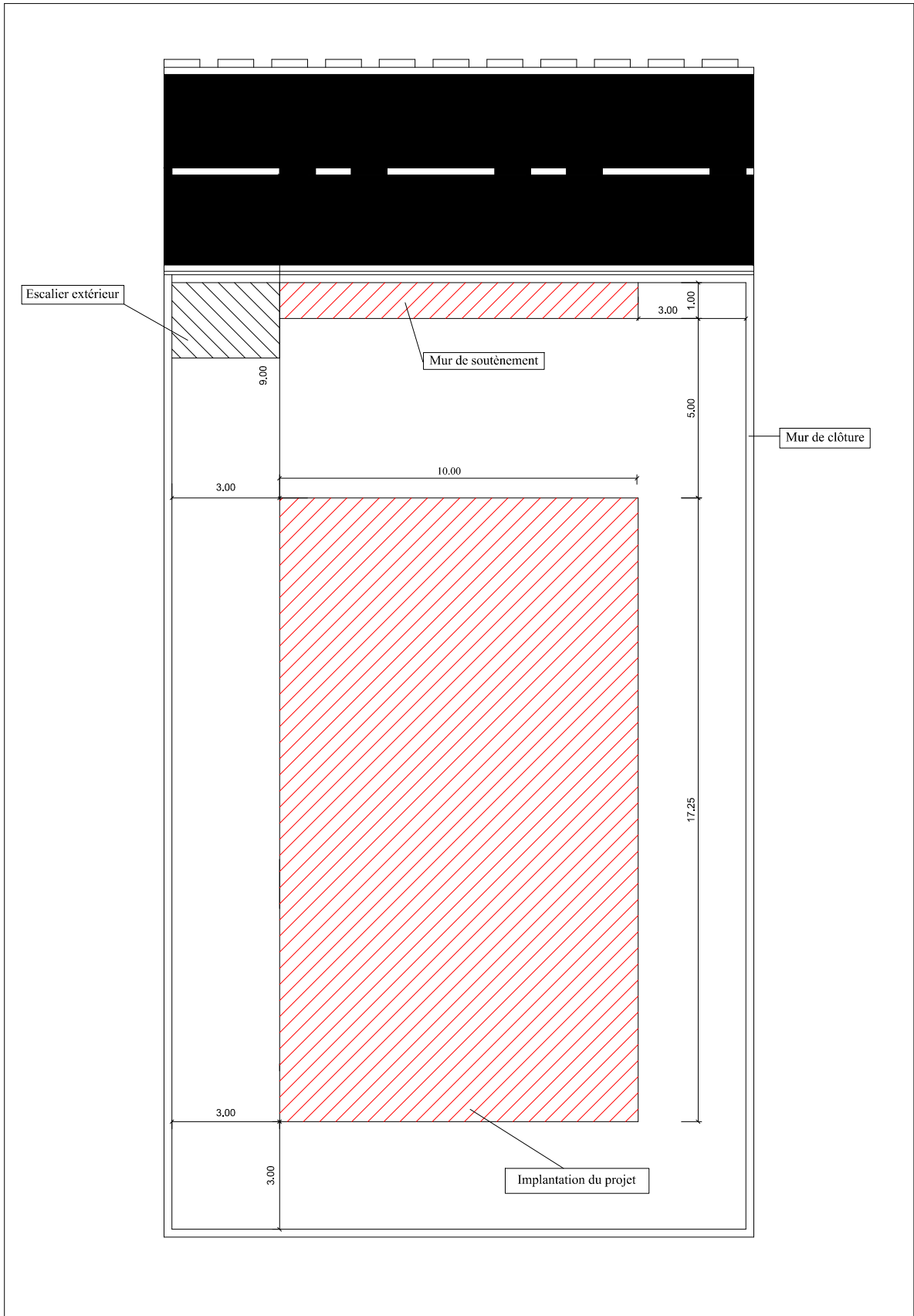
PLAN DE SITUATION





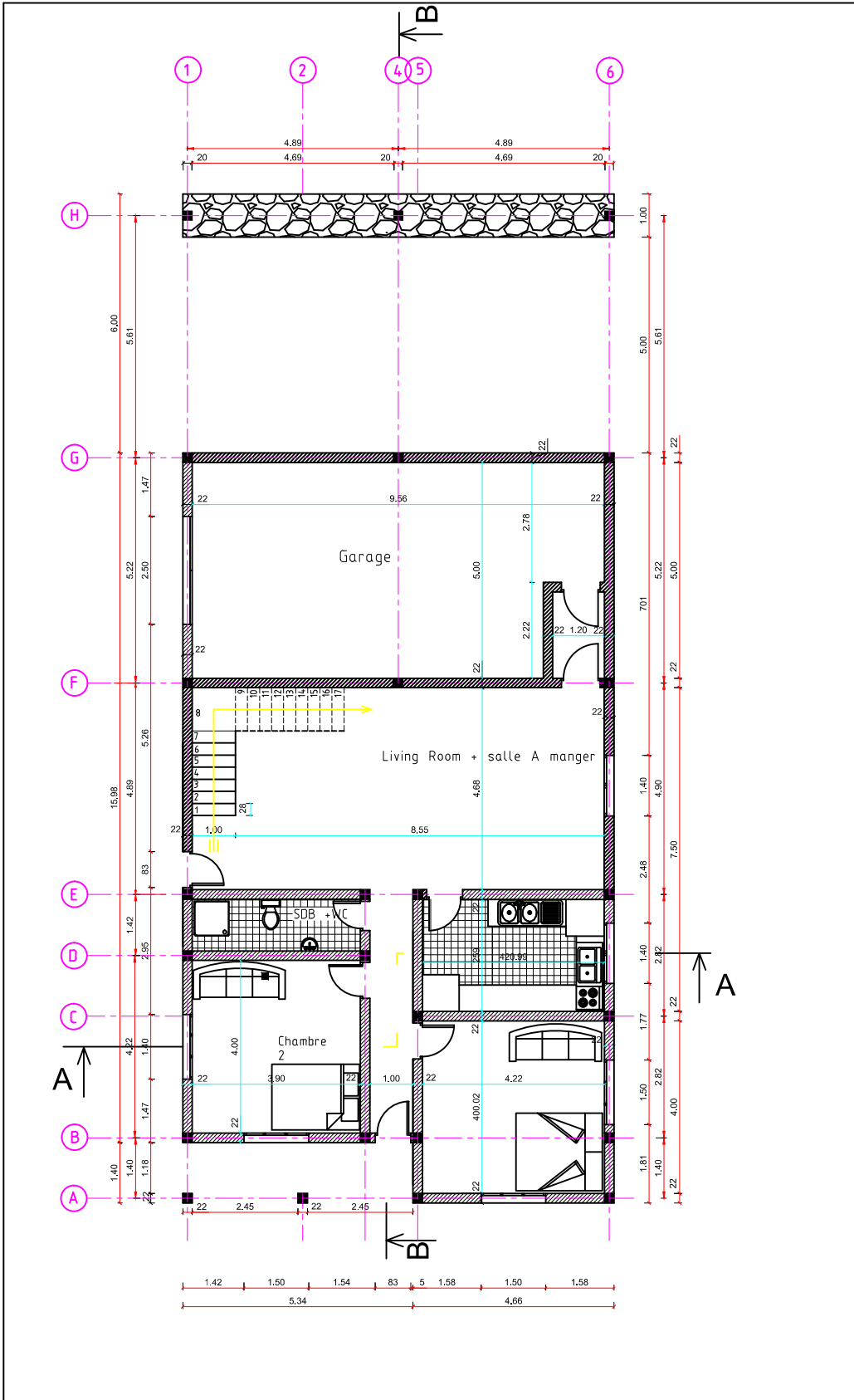
PLAN DE MASSE

Echelle: 1/100	E.S.P.A
RAKOTONIRINA Fenohasina	
Janvier 2018	

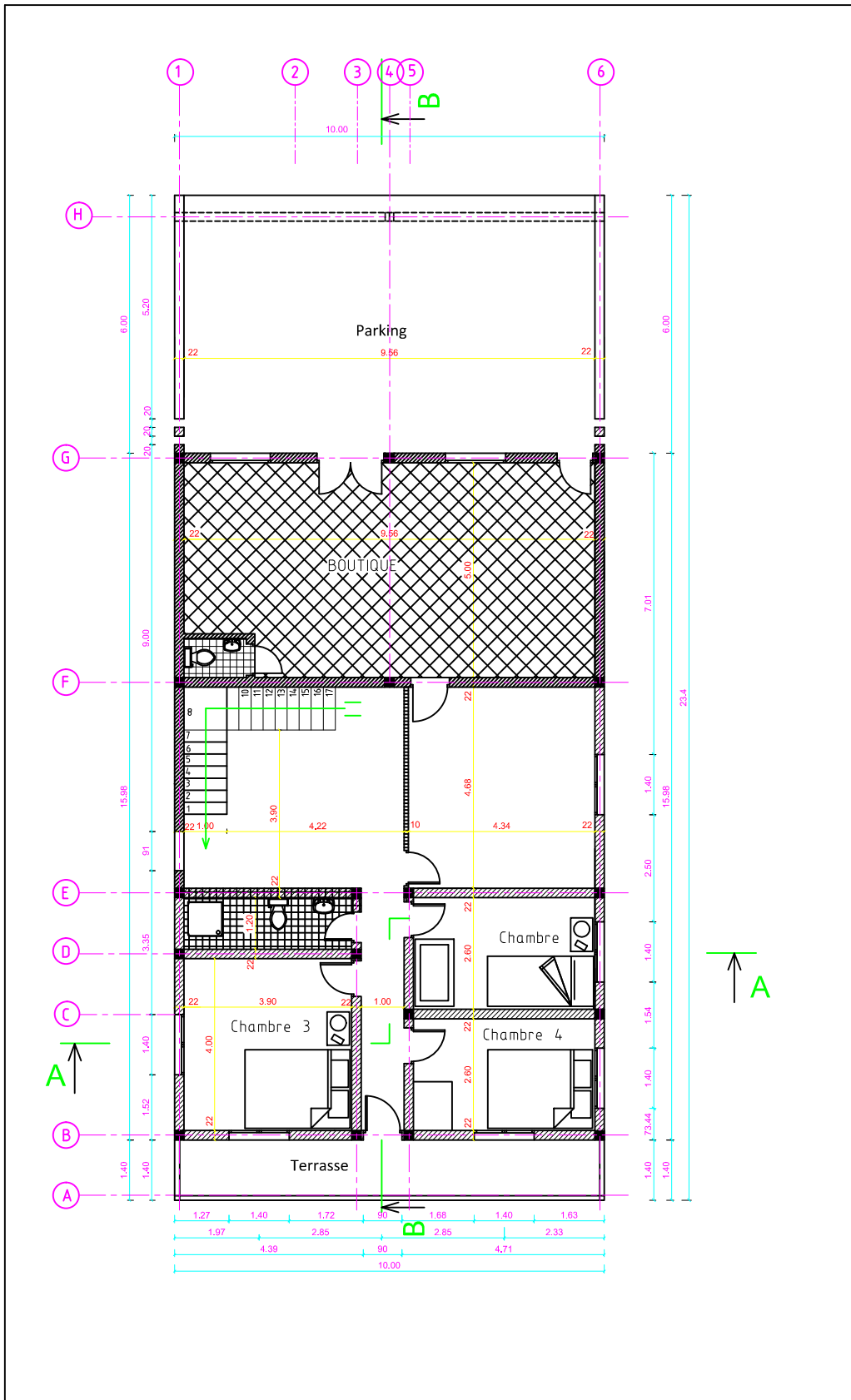


PLAN D'IMPLANTATION

Echelle: 1/100	E.S.P.A
RAKOTONIRINA Fenohasina	
Janvier 2018	



Vue en plan R.D.C	Echelle: 1/100	E.S.P.A
	RAKOTONIRINA Fenohasina	
	Janvier 2018	



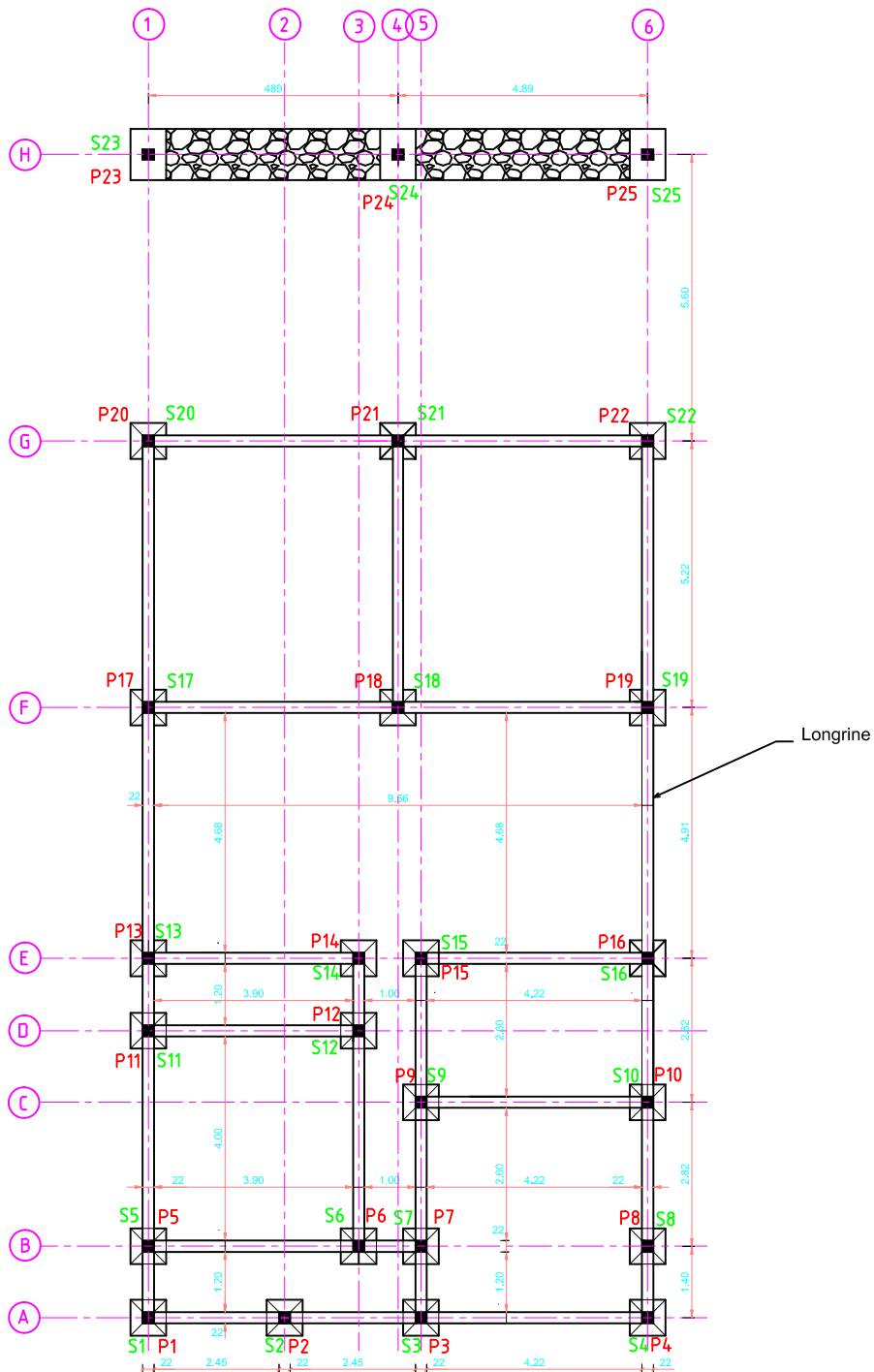
VUE EN PLAN ETAGE

Echelle: 1/100

E.S.P.A

RAKOTONIRINA
Fenohasina

Janvier 2018



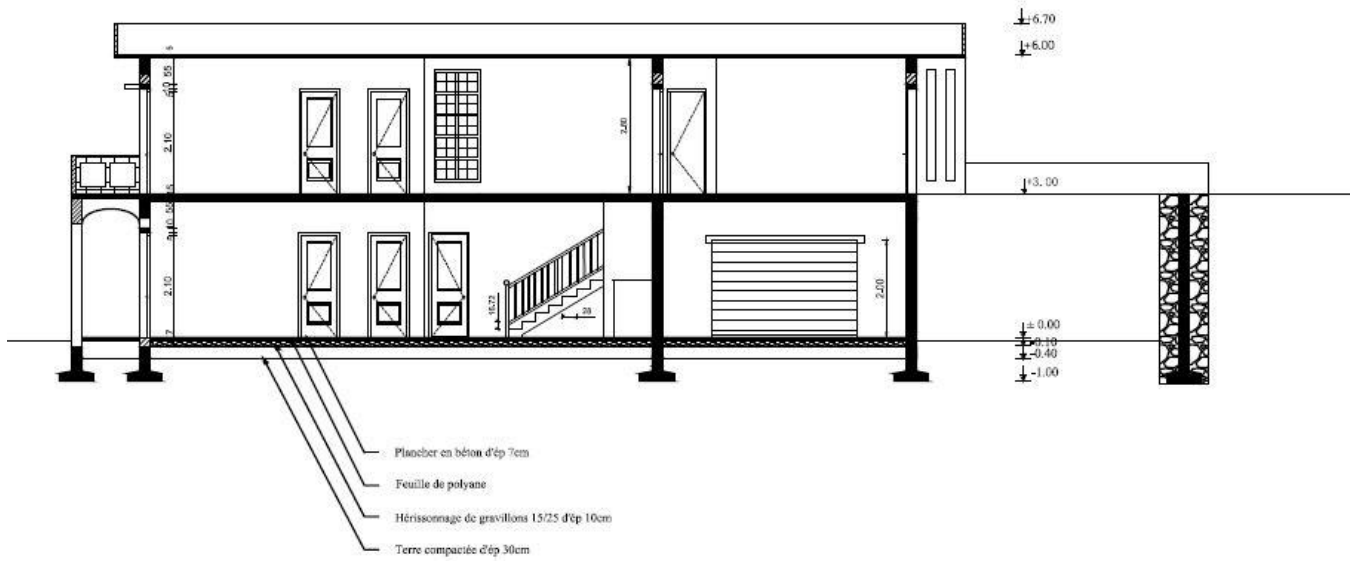
Plan de fondation

Echelle: 1/100

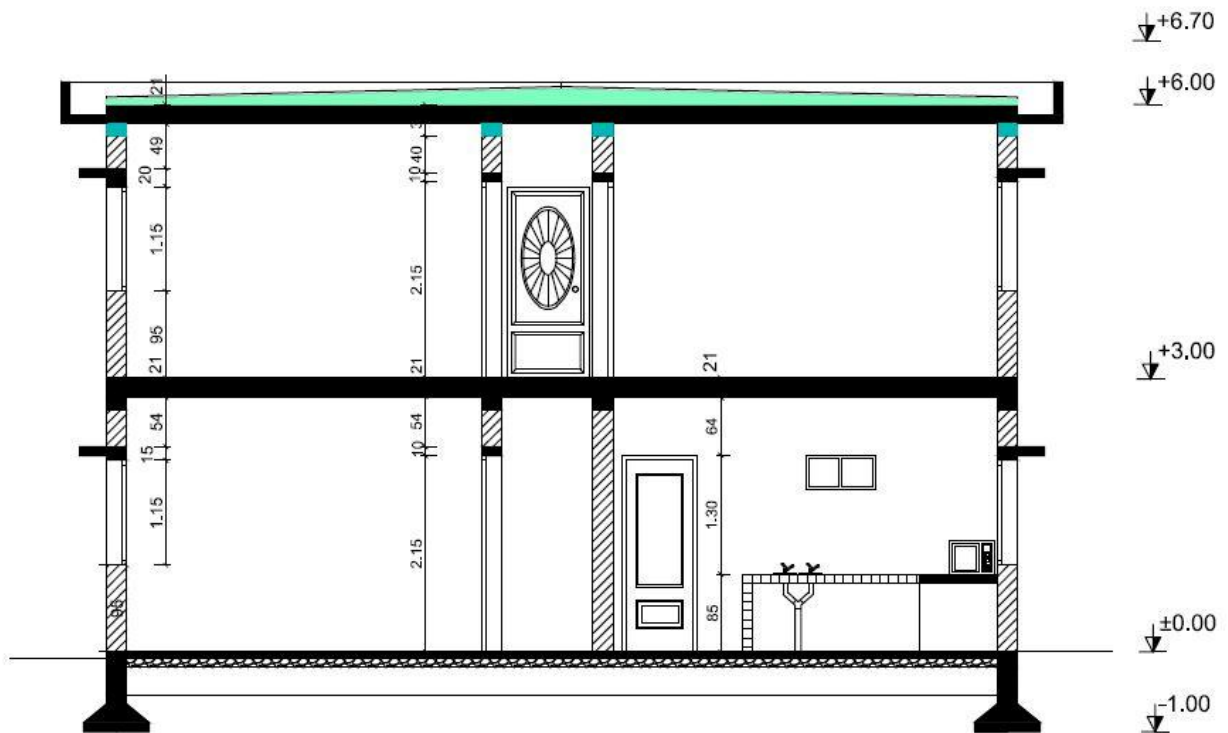
E.S.P.A

RAKOTONIRINA
Fenohasina

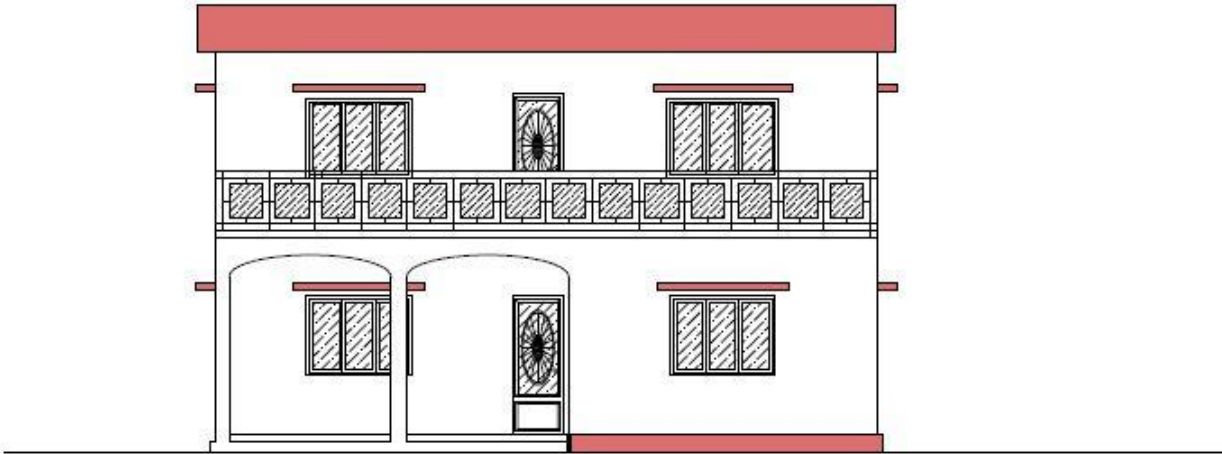
Janvier 2018



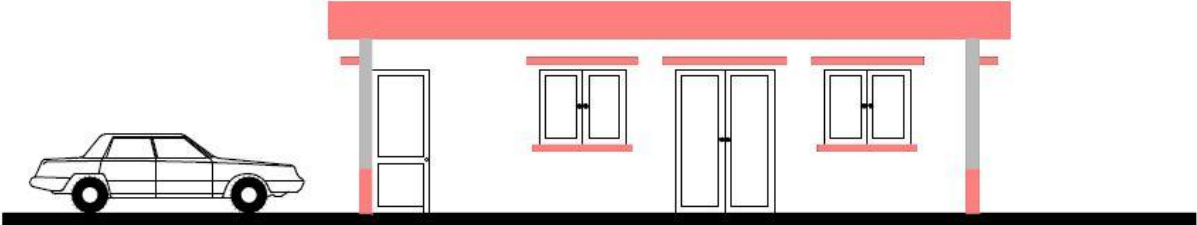
Coupe B-B



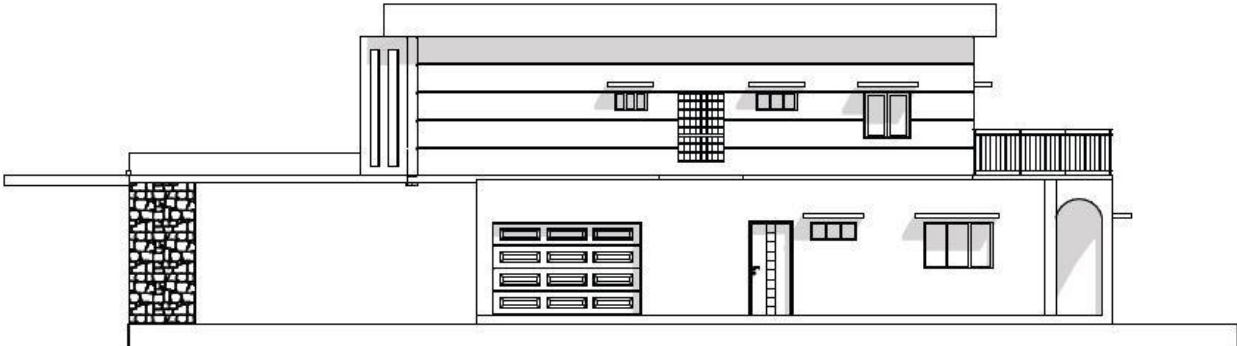
Coupe A-A



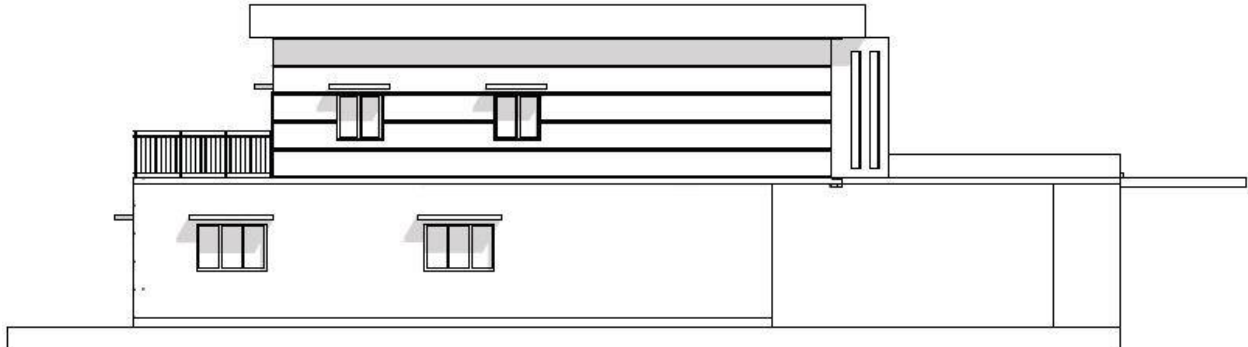
Façade postérieur



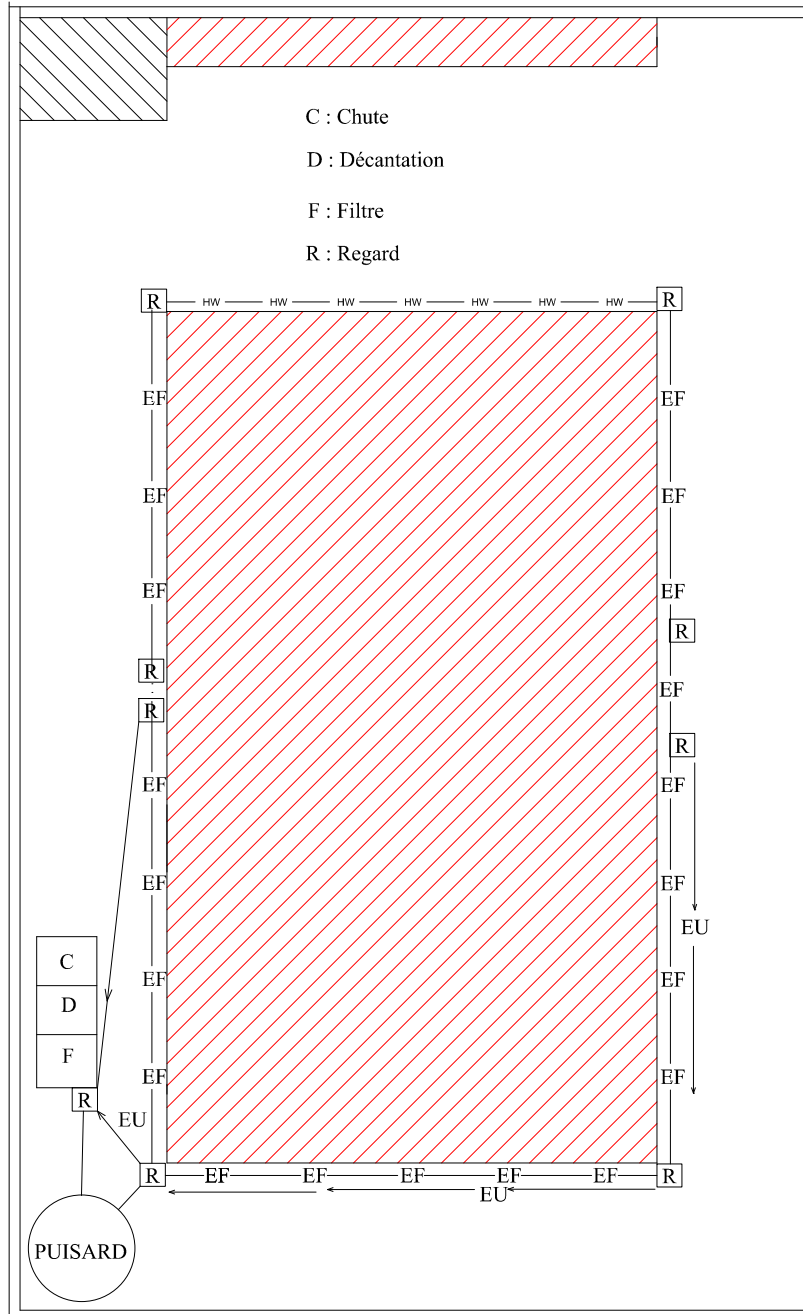
Façade principale



Façade latérale droite



Façade latérale gauche



Rapport-gratuit.com 
 LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

PLAN D'ASSAINISSEMENT

Echelle: 1/100

E.S.P.A

RAKOTONIRINA Fenohasina

Janvier 2018