



REPUBLIQUE DU BENIN

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE (MESRS)

UNIVERSITE D'ABOMEY-CALAVI (UAC)

ECOLE POLYTECHNIQUE D'ABOMEY-CALAVI (EPAC)

CENTRE AUTONOME DE PERFECTIONNEMENT
(CAP)

*Option : Bâtiment et Travaux Publics
(BTP)*

MEMOIRE DE FIN DE FORMATION POUR L'OBTENTION
DU DIPLOME DE MASTER / INGENIEUR DE CONCEPTION
GRADE MASTER

THEME

ETUDE STRUCTURALE D'UN BATIMENT DE TYPE R+1
(A USAGE D'HABITATION)

Réalisé et soutenu par :

AHOMAGNON Sergeor Samuel Sèvi Cédric

Sous la direction de :

Encadreur

Dr DATCHOSSA Tiambo Abbas

Maitre mémoire

Dr DOKO Kouandété Valery

Maître-Conférence des Universités du CAMES

Enseignant chercheur à l'EPAC/UAC

Année académique : 2022-2023

7ème Promotion

DEDICACES

Dédicaces

Je dédie le présent travail à :

- Mon père, Serge AHOMAGNON pour son accompagnement, son amour afin de me donner l'une des meilleures éducations et pour ses conseils tout au long de mon parcours ;
- Ma mère, Georgette KOSSOUHO qui a toujours œuvré pour ma réussite, par son amour, son soutien inconditionnel et ses précieux conseils ;

REMERCIEMENTS

Remerciements

L'élaboration du présent mémoire a été possible, grâce au soutien indéfectible et à la franche collaboration de plusieurs personnes. Je tiens donc à leur exprimer à travers ces lignes mes sincères remerciements et ma profonde gratitude.

Dans un premier temps, je tiens à dire merci au créateur « le Dieu Tout-puissant » pour ses merveilles dans ma vie et dans mon entourage. Nous tenons à témoigner nos vifs et sincères remerciements à l'endroit du :

- Dr. Valéry K. DOKO, Maître-conférences des Universités-CAMES pour avoir accepté nous accompagner dans ce travail. Cher professeur merci pour votre grande simplicité, votre amour et votre disponibilité à nous prodiguer des conseils et surtout dans le cadre de ce mémoire. Ce travail n'aurait pas abouti sans vous. Soyez béni ;
- Dr. Fidèle Paul TCHOBO, Directeur du CAP, Enseignant-chercheur à l'UAC, Maître de conférences des Universités du CAMES et à son personnel pour les savoirs et les connaissances qu'ils nous ont transmis durant notre formation ;
- Dr. Christophe AWANTO, Maître de Conférences des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC, Chef du Centre Autonome de Perfectionnement de l'EPAC honoraire, Enseignant-Chercheur à l'UAC ;
- Pr. Emmanuel OLODO, Docteur Ingénieur en Génie Civil, Professeur titulaire des Universités-CAMES ;
- Pr. Mohamed GIBIGAYE, Docteur Ingénieur en Génie Civil, Professeur titulaire des Universités-CAMES ;
- Dr. Victor S. GBAGUIDI, Docteur Ingénieur en Génie Civil, Maître de Conférences des Universités-CAMES ;
- Dr. Yvette KIKI, Docteur en Génie Civil, Maître de Conférences des Universités-CAMES ;
- Pr Félicien AVLESSI, Professeur Titulaire des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC, Recteur de l'UAC, Directeur Honoraire de l'EPAC ;
- Pr Mohamed M. SOUMANOU, Professeur Titulaire des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC, Directeur Honoraire de l'EPAC ;
- Pr Edmond C. ADJOVI, Professeur Titulaire des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC ;

- Pr Adolphe TCHEHOUALI, Professeur Titulaire des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC ;
- Pr Gérard GBAGUIDI-AÏSSE, Professeur Titulaire des Universités CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC ;
- Pr Toussaint VIGNINOUE, Professeur Titulaire des universités du CAMES, Chef département de géographie. Ses conseils et ses suggestions nous ont été bénéfiques au cours de nos diverses formations sur le campus ;
- Dr. Agathe SOUROUHOUI, Enseignant-Chercheur à l'EPAC ;
- Dr. Crespin YABI, Enseignant-Chercheur à l'EPAC ;
- De nos enseignants qui nous ont encadrés durant ce master et de tout le personnel du CAP ;
- De mes camarades du CAP,
- Mon frère Landry Fridaous et sa femme Carole AKPOVI pour leur amour et soutien durant toute ma formation ;
- Ma sœur Sergette pour ses précieux conseils ;
- Mes tantes Cécile, Mireille et Pulchérie pour leurs soutiens et prières ;
- Mes cousins Boris, Carlos, Nésie et Cadnel qui n'ont cessé de me motiver quand besoin se faisait sentir ;
- Mes amis Morel, Ronaldo, Giscard, Bruno etc qui ont été toujours pour moi d'un soutien sans faille ;
- M. MEDETO Cyrille pour son accompagnement
- Mlle KOUKPODE Bénédicte pour son soutien moral
- A tous ceux qui de près ou de loin ont toujours été là pour moi.
- Des membres du jury, pour avoir accepté donner de votre temps pour apprécier ce document, merci.

La liste n'est certainement pas exhaustive. De ce fait, j'exprime mes vifs remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué de quelque manière que ce soit, à l'édification de ma personne et à l'aboutissement de ce mémoire.

Listes des abréviations, acronymes et sigles

Signes	Définitions
BAEL	Béton Armé aux Etats Limites
DTU	Document Technique Unifié
A_{min} , A_{max}	Section d'acier minimale et maximale
A_s	Section des aciers tendus
A'_s	Section des aciers comprimés
A_t	Section d'un cours d'armature transversale
B	Aire du béton
B_r	Section réduite du béton
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
G	Charge permanente
M	Moment fléchissant
M_a	Moment sur appuis
M_{lu}	Moment limite à l'ELU
M_{ser}	Moment fléchissant à l'ELS
M_t	Moment fléchissant en travée
M_{rb}	Moment résistant béton
μ_{bu}	Moment fléchissant réduit à l'ELU
μ_{lu}	Moment fléchissant limite à l'ELU
PP_x	Poutres principales
N_{ser}	Effort normal de service
N_u	Effort normal ultime
Q	Charge d'exploitation
V	Effort tranchant
V_u	Effort tranchant ultime
V_{uo}	Effort tranchant réduit
A	Plus petit côté d'une section transversale
b_o	Largeur d'une lame

f_{bu}	Résistance de calcul du béton à la compression à l'ELU
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge
F_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{ed}	Résistance de calcul des aciers à l'ELU
f_{t28}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 jours d'âge
H	Hauteur réelle d'une section
l_f	Longueur de flambement
l_r	Longueur de recouvrement
l_s	Longueur de scellement droit
l_o	Longueur libre d'une pièce
N	Coefficient d'équivalence
h_v	Epaisseur d'une dalle
l_i	Portée de la travée i
S_t	Espacement des cadres en zone courante
S'_t	Espacement des cadres en zone de recouvrement
σ_s	Contrainte de traction des aciers tendus à l'ELS
σ_{sce}	Contrainte de compression équivalente des aciers comprimés
τ_{su}	Contrainte d'adhérence moyenne
ϕ_l	Diamètre des armatures longitudinales
ϕ_t	Diamètre des armatures d'âme
τ_{lim}	Contrainte tangente limite
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle
O.K	Vérification assurée
γ	Rapport du moment ultime au moment de service
A_s	Armatures supérieures
A_i	Armatures inférieures
Y	Axe neutre
Q	Charge uniformément répartie
P	Charge concentrée appliquée
q_{ser}	Charge uniformément répartie à l'ELS
q_u	Charge uniformément répartie à l'ELU
α	Angle d'inclinaison des armatures d'âme

β	Coefficient de flambement des poteaux
Z_b	Bras de levier de l'effort de compression du béton par rapport aux aciers tendus
γ_b	Coefficient partiel de sécurité du béton
γ_s	Coefficient partiel de sécurité de l'acier
η	Coefficient de fissuration
θ	Coefficient prenant en compte la durée d'application des charges
T	Durée d'application des charges
λ	Elancement géométrique
FPP	Fissuration peu préjudiciable
RDC	Rez-de-chaussée
R+1	Premier étage
HA	Haute Adhérence
h_o	Epaisseur de la table de compression
h_e	Epaisseur de l'entrevous
N	Nervure
R_x	Réactions aux appuis
B	Base de la poutre
$\overline{\sigma}_{sol}$	Contrainte admissible du sol
$\overline{\sigma}_s$	Résistance de calcul à traction de l'acier à l'ELS

Liste des tableaux

Tableau 1 : Les dimensions au rez de chaussée.....	3
Tableau 2 : Les dimensions de l'étage.....	2
Tableau 3: Les dimensions de l'édicule.....	2
Tableau 4: Descente des charges du plancher toiture-terrasse accessible	12
Tableau 5: Descente des charges des planchers hauts courants.....	13
Tableau 6: Descente des charges sur les poutrelles N12 et N13.....	13
Tableau 7: Descente des charges sur les poutrelles N1 et N2.....	14
Tableau 8: L'édicule	15
Tableau 9: Descente de charge sur les poutres de l'édicule.....	15
Tableau 10: Poutres principales du niveau R+1 : toiture terrasse.....	16
Tableau 11: Descente des charges sur les poutres principales de la toiture-terrasse accessible..	17
Tableau 12: Poutres du plancher courant	19
Tableau 13: Descente des charges sur les poutres du plancher courant	20
Tableau 14 : Descente des charges sur un poteau de type P1 le plus chargé du rez-de chaussée	24
Tableau 15: Descente des charges sur un poteau de type P1 le plus chargé du rez-de chaussée	30
Tableau 16: Descente des charges de l'escalier	44

Liste des figures

Figure 1: Coupe Plancher toiture-terasse	9
Figure 2: Coupe transversale du plancher haut RDC et 1 er étage	9
Figure 3: Schéma statique de la poutrelle N1	26
Figure 4: Schéma statique de la poutre B5.....	32
Figure 5: Schéma statique du poteau P1	41
Figure 6: Schéma statique de la volée.....	44

Liste des symboles et unités de mesures

Symbole	Désignation	Unités
Aa	Section d'armature en appui	m ²
Al	Section d'armature longitudinale	m ²
Amin	Section d'armature minimale déterminée par les règlements	m ²
Ar	Section d'armature de répartition	m ²
Aser	Section d'armature d'état limite de service	m ²
At	Section d'armature de travée ou transversale	m ²
Au	Section d'armature d'état limite ultime de résistance	m ²
Ax	Section d'armature du sens x-x	m ²
Ay	Section d'armature du sens y-y	m ²
A'	Section d'armature comprimée	m ²
A1	Section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée	m ²
A2	Section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée	m ²
Br	Section réduite du béton	m ²
G	Action permanente	kN
H	Hauteur	m
I	Moment d'inertie	Kg.m ²
L	Longueur	m
M	Moment fléchissant	N.m
Mf	Moment fléchissant totale	N.m

M_{ser}	Moment fléchissant d'état limite de service	N.m
M_t	Moment fléchissant de travée	N.m
M_u	Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance	N.m
M_w	Moment fléchissant de la gauche	N.m
M_e	Moment fléchissant de la droite	N.m
M_x	Moment fléchissant du sens x-x	N.m
N	Effort normal	N
N_{ser}	Effort normal d'état limite de service	kN
N_u	Effort normal d'état limite ultime de résistance	kN
P	Poids propre	N
Q	Action variable quelconque ; facteur de qualité	kN
S	Surface	m ²
T	Effort tranchant	kN
b	Largeur	m
b₁	Largeur de poteau	m
C	Enrobage	cm
D	Hauteur utile	m
e	Excentricité ; espacement	cm
f	Flèche	m
f_c	Contrainte caractéristique du béton à la compression	Mpa

fe	Limite élastique d'acier	Mpa
Ft	Contrainte caractéristique du béton à la traction	Mpa
G	Giron de la marche	cm
h	Hauteur	m
i	Rayon de giration	m
j	Nombre des jours	J
l	Longueur ; distance	M
lf	Longueur de flambement	M
Lx	La petite dimension du panneau de la dalle	M
Ly	La grande dimension du panneau de la dalle	M
Lo	Longueur libre	M
ql	Charge linéaire	kN/ml
qser	Charge linéaire d'état limite de service	kN/ml
qu	Charge linéaire d'état limite ultime de résistance	kN/ml
qp	Charge linéaire du palier	kN/ml
St	Espacement	Cm

Résumé

Ce projet présente une étude complète de la conception architecturale et structurelle d'un bâtiment d'habitation de type R+1 avec terrasse accessible.

Cette étude se compose en six grandes parties : La première partie présente le projet dans son ensemble, en décrivant les caractéristiques du bâtiment et le contexte réglementaire. La deuxième partie est dédiée à l'étude architecturale, avec une analyse détaillée des choix de conception, des matériaux et de l'organisation des espaces. La troisième partie aborde l'étude structurelle, incluant les calculs de dimensionnement et les vérifications de stabilité. La quatrième partie présente une analyse des résultats obtenus, en les comparant aux normes en vigueur et en discutant des solutions alternatives possibles. La cinquième partie propose une estimation des coûts et planification des travaux. Enfin la sixième partie propose des conclusions et des recommandations pour la mise en œuvre du projet.

Les prescriptions techniques utilisées sont les règles BAEL 91 révisées 99 - DTU P 18-702 et les normes françaises NF P06-004 ; NF P06-001.

La méthodologie utilisée est celle d'un calcul manuel appuyé de quelques formules établies sur Excel et l'utilisation du logiciel Robot Structural Analysis Professional 2014 qui ont consisté principalement en une descente de charges, un pré dimensionnement, un calcul complet des armatures et une étude de la fondation.

Mots-Clés : Dimensionnement, Bâtiment, Armature, Stabilité, BAEL 91 révisées 99

Abstracts

This project presents a complete study of the architectural and structural design of a R+1 residential building with an accessible terrace.

This study is made up of six main parts: The first part presents the project as a whole, describing the characteristics of the building and the regulatory context. The second part is dedicated to the architectural study, with a detailed analysis of design choices, materials and the organization of spaces. The third part addresses the structural study, including sizing calculations and stability checks. The fourth part presents an analysis of the results obtained, comparing them to current standards and discussing possible alternative solutions. The fifth part offers a cost estimate and work planning. Finally, the sixth part offers conclusions and recommendations for the implementation of the project.

The technical requirements used are the BAEL 91 rules revised 99 - DTU P 18-702 and the French standards NF P06-004; NF P06-001. The methodology used is that of a manual calculation supported by a few formulas established in Excel and the use of the Robot Structural Analysis Professional 2014 software which mainly consisted of a load descent, a pre-sizing, a complete calculation of the reinforcements and a study of the foundation.

Keywords: Sizing, Building, Reinforcement, Stability, BAEL 91 revised 99

Sommaire

Dédicaces	i
Remerciements	iii
Sommaire	xv
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 : Description du projet	2
CHAPITRE 2 : Hypothèses de calculs et caractéristiques des matériaux	4
CHAPITRE 3: Principe de la descente des charges et pré-dimensionnement des éléments porteurs	7
CHAPITRE 4: Descente des charges sur les éléments porteurs	12
CHAPITRE 5 : Dimensionnement des éléments porteurs	24
CHAPITRE 6 : Devis descriptif, Quantitatif et Estimatif	50
Conclusion	64
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	65
ANNEXES	68

INTRODUCTION

Dans le contexte actuel de développement urbain rapide, la conception de bâtiments à plusieurs étages, tels que les structures de type R+1 (Rez-de-chaussée + 1 étage), devient de plus en plus courante dans les projets de génie civil. Ces bâtiments, généralement destinés à un usage résidentiel, commercial ou mixte, requièrent une attention particulière à la fois sur le plan architectural et structurel pour répondre aux exigences de sécurité, de fonctionnalité et d'esthétique.

L'architecture moderne ne se limite plus à la simple création de structures fonctionnelles ; elle intègre des considérations esthétiques, environnementales et sociales, ce qui rend la phase de conception encore plus complexe. Parallèlement, l'ingénierie structurelle joue un rôle crucial en garantissant la stabilité et la durabilité de l'édifice face aux diverses charges et sollicitations, notamment celles dues aux conditions climatiques et aux activités humaines.

Concernant notre travail on a pour objet de définir les travaux à exécuter dans le cadre de la construction d'un bâtiment de type R+1 devant servir d'habitation.

Ce projet nous a été confié et nous avons procédé à son étude à travers notre mémoire de fin de formation dont le thème est intitulé :

« ETUDE STRUCTURALE D'UN BÂTIMENT DE TYPE R+1 A USAGE D'HABITATION A COTONOU (BENIN) ».

L'objectif de ce thème de mémoire est d'assurer l'exécution des travaux conformément aux spécifications techniques et aux règles de l'art.

Le présent mémoire, fruit de nos divers travaux, se présentera suivant les grandes lignes ci-après.

- Une première partie constituée de généralités sur le projet (présentation et description du projet, hypothèses et principes généraux, caractéristiques des matériaux...).
- Une deuxième partie qui consistera en un pré dimensionnement des éléments de la structure suivi d'une descente des charges manuelle).
- Une grande partie appelée « étude complète de la structure » qui renferme plusieurs composantes, à savoir le dimensionnement des éléments (structure du bâtiment), la quantification, l'estimation globale et la planification des travaux du projet.
- Enfin des annexes comprenant les plans d'ensemble et dessins d'exécution.

CHAPITRE 1 : Description du projet

Ce chapitre présente le cadre du projet étudié, en introduisant le bâtiment de type R+1 et les objectifs spécifiques que cette étude vise à atteindre, dans un contexte technique et réglementaire précis.

1.1. DESCRIPTION ARCHITECTURALE

Notre étude consiste à étudier l'ensemble des éléments d'un bâtiment en R+1. Le bâtiment sera érigé à Akpakpa PK10 dans le département du Littoral au Bénin. Selon les plans établis par l'architecte, on peut constater que la terrasse est accessible. L'ouvrage est conçu à usage d'habitation, Le rez de chaussée comporte Une pièce : Un séjour avec repas, Un coin cuisine, et Une garde à manger et l'étage comporte Quatre (04) pièces : Un Séjour, trois chambres et Un (01) dressing.

Les désignations et les superficies des locaux aux différents niveaux sont présentés dans les tableaux ci-après :

Tableau 1: Les dimensions au rez de chaussée

1	Longueur	16,45 m
2	Largeur	12,15 m
3	Hauteur sous plafond	3,20 m

Tableau 2: Les dimensions de l'étage

1	Longueur	17,95 m
2	Largeur	12,15 m
3	Hauteur sous plafond	3,20 m

Tableau 3: Les dimensions de l'édicule

1	Longueur	4,80 m
2	Largeur	3,30 m
3	Hauteur sous plafond	3,30 m

1.2 DESCRIPTION STRUCTURALE

La conception est la première étape et précède le dimensionnement de toute structure. Au cours du dimensionnement, le concepteur doit tenir compte des difficultés liées à l'étude technique, des retombées financières de son choix et à l'exécution de l'ouvrage. Il doit également veiller aux plans architecturaux, aux normes, aux dispositions constructives et à la faisabilité.

Ainsi, ce premier chapitre a permis de poser les bases du projet et de définir les objectifs qui orienteront l'ensemble de l'analyse structurale, en tenant compte des exigences fonctionnelles et des contraintes liées à ce type de construction.

CHAPITRE 2 : Hypothèses de calculs et caractéristiques des matériaux

Le dimensionnement précis des éléments d'une structure repose sur les hypothèses de calcul rigoureuses ainsi que sur une connaissance détaillée des matériaux utilisés. Ce chapitre vise à définir les hypothèses de calcul retenues pour cette étude, ainsi que les caractéristiques mécaniques et physiques des matériaux qui interviendront dans la conception et le dimensionnement du bâtiment de type R+1.

2.1 HYPOTHESES DE CALCUL

2.1.1 Choix du type de structure

L'immeuble est un bâtiment de type R+1 avec une terrasse inaccessible à usage d'habitation. Nous adoptons une structure mixte dont les éléments porteurs horizontaux sont les poutrelles et les poutres, et les éléments porteurs verticaux sont les poteaux et certains murs. La transmission des charges au sol est assurée par l'intermédiaire des semelles isolées et des semelles filantes.

L'étude structurale de ce bâtiment consiste à dimensionner les sections du béton et d'acier des éléments porteurs de la structure y compris les semelles de fondation.

2.1.2 Règlement utilisé

L'ouvrage sera dimensionné conformément aux règles techniques de conception, calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Ces règles sont inscrites dans le BAEL 91 modifié 99-DTU P 18-702, NF P06-004 et NF P06-001. Les conditions de mise en œuvre des matériaux seront prises comme suit :

- Durée d'application des charges : $t > 24h$, soit $\theta = 1$;
- Flexion simple sans reprise de bétonnage : $k = 1$;
- Fissuration peu préjudiciable en superstructure et préjudiciable en infrastructure ;
- Tenue au feu : deux heures trente minutes (2h30min).

2.1.3 Capacité portante du sol

La capacité portante ou la contrainte admissible fournie après les études géotechniques est égale à $\overline{\sigma}_{sol}=1$ bar. Elle a été obtenue à une profondeur à partir de 1,20 mètre. Les poutres et les poutrelles sont calculées en flexion simple et les poteaux à la compression simple.

2.2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

2.2.1 Béton

- ✓ La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge : $f_{c28} = 20\text{MP}_a$;
- ✓ La résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 jours d'âge :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 1,8\text{MP}_a ;$$

- ✓ Coefficient de sécurité du béton : $\gamma_b = 1,5$;
- ✓ La durée d'application des charges est supérieure à 24 h $\Rightarrow \theta = 1$;
- ✓ La résistance de calcul du béton en compression à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 11,33\text{MP}_a$$

- ✓ La durée d'application des charges est inférieure à 90 jours $\Rightarrow \theta = 1$;
- ✓ Le raccourcissement unitaire ultime du béton comprimé en flexion
 $\epsilon_{bu} = 3,5\%$

2.2.2 Acier

- ✓ Type d'acier : $F_e E400$;
- ✓ Coefficient de sécurité de l'acier : $\gamma_s = 1,15$;
- ✓ Limite d'élasticité garantie : $f_e = 400\text{MP}_a$;
- ✓ Module d'élasticité : $E_s = 200\,000\text{MP}_a$;
- ✓ Résistance de calcul des aciers à l'ELU : $\sigma_s' = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MP}_a$

2.3 Principes généraux

Le principe consistera à calculer les sections d'armatures à l'Etat Limite Ultime (ELU) et sera adopté pour tous les éléments porteurs que nous détaillerons dans nos calculs afin d'aboutir à l'objectif de cette étude. Le calcul des sections d'acier à l'ELU doit obéir aux hypothèses suivantes :

- Les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs sections géométriques ;
- La résistance du béton tendu est considérée comme nulle ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le raccourcissement relatif du béton est limité à 3,5‰ en flexion et 2‰ en compression simple ;

- L'allongement relatif de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10%.
- Le diagramme linéaire de déformation de la section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C.

Ainsi, ce chapitre a permis de clarifier les hypothèses de calcul adoptées et de préciser les propriétés des matériaux sélectionnés, éléments essentiels pour garantir la précision des simulations et le respect des normes de sécurité et de performance dans le cadre de l'étude structurale.

CHAPITRE 3: Principe de pré-dimensionnement des éléments porteurs

Le principe de la descente des charges est essentiel pour assurer la répartition des efforts exercés sur la structure du bâtiment, depuis les éléments supérieurs (planchers, toiture) jusqu'aux fondations. Ce chapitre examine le processus de transmission des charges dans le bâtiment R+1 à usage d'habitation, tout en abordant le pré-dimensionnement des éléments porteurs (murs, planchers, poutres) nécessaires pour garantir la stabilité et la sécurité de l'ensemble de la structure.

3.1 PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

3.1.1 Choix de types du plancher

Les couvertures des différents niveaux du bâtiment seront réalisées en planchers à corps creux et à poutrelles. Ce choix a été fait pour des raisons économiques et de la bonne qualité des isolations thermique et acoustique.

3.1.2 Pré-dimensionnement du plancher

3.1.2.1 Epaisseur du plancher (e)

Dans le cas de notre bâtiment, la plus grande portée des poutrelles entre nus des appuis est $L=400$ cm. L'épaisseur h_v du plancher est définie par :

$$\frac{L}{25} \leq h_v \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec } L \text{ la plus grande portée de nervure}$$

$$\frac{390}{25} \leq h_v \leq \frac{390}{20} \Rightarrow$$

$$15,6 \leq h_v \leq 19,5$$

Prenons $h_v=20$ cm

3.1.2.2 Les dimensions de la section en T

▪ Epaisseur de la table de compression (h_0)

$$h_0 \geq \frac{L_e}{25} \quad \text{Avec } L_e \text{ la longueur de l'entrevous}$$

$$h_0 \geq \frac{50}{25} = 2 \text{cm}$$

Prenons $h_0=5$ cm.

▪ **Détermination de la largeur de l'âme b_0**

$0,27d \leq b_0 \leq 0,5d$ avec $d=0,9e$ (hauteur utile)

$$0,3 \times 0,9 \times 20 \leq b_0 \leq 0,5 \times 0,9 \times 20 \Rightarrow 5,4 \leq b_0 \leq 9$$

Prenons $b_0=10$ cm

▪ **Hauteur de l'entrevous (h_e)**

$$h_e = h_v - h_0 \Rightarrow h_e = 20 - 5$$

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

Retenons les entrevous de 50x20x15.

Donc les planchers sont à corps creux de **15+5**.

▪ **Détermination de la largeur de table b**

$$\frac{b-b_0}{2} = \min \left\{ \frac{l_i}{10}, \frac{l_t}{2} \right\} \Rightarrow \frac{b-b_0}{2} = \min \left\{ \frac{400}{10}, \frac{50}{2} \right\} = \min \{40, 25\} \quad \text{Avec}$$

L_t = Entre nus des nervures de poutres

L_i = Portée de la travée considérée

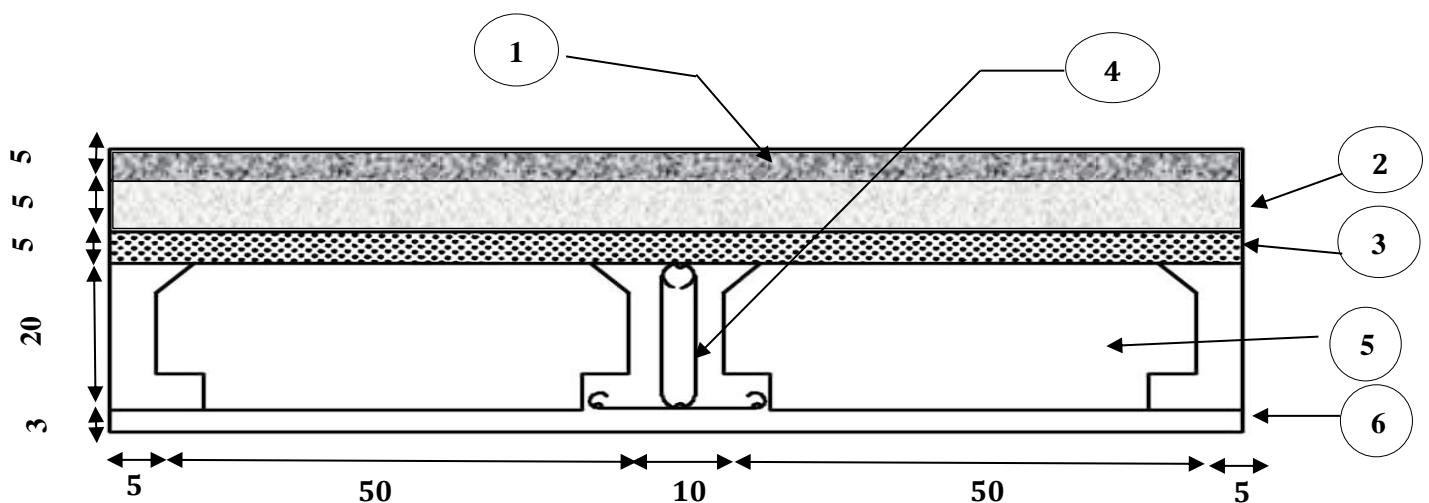
$$\Rightarrow \frac{b-b_0}{2} = 25 \Rightarrow b = (25 \times 2) + 10$$

$$\Rightarrow \mathbf{b = 60 \text{ cm}}$$

3.2 CONFIGURATION DES PLANCHERS A CORPS CREUX

3.2.1 Configuration du plancher toiture-terrasse

Le plancher toiture-terrasse est accessible. Il est composé des éléments suivants :



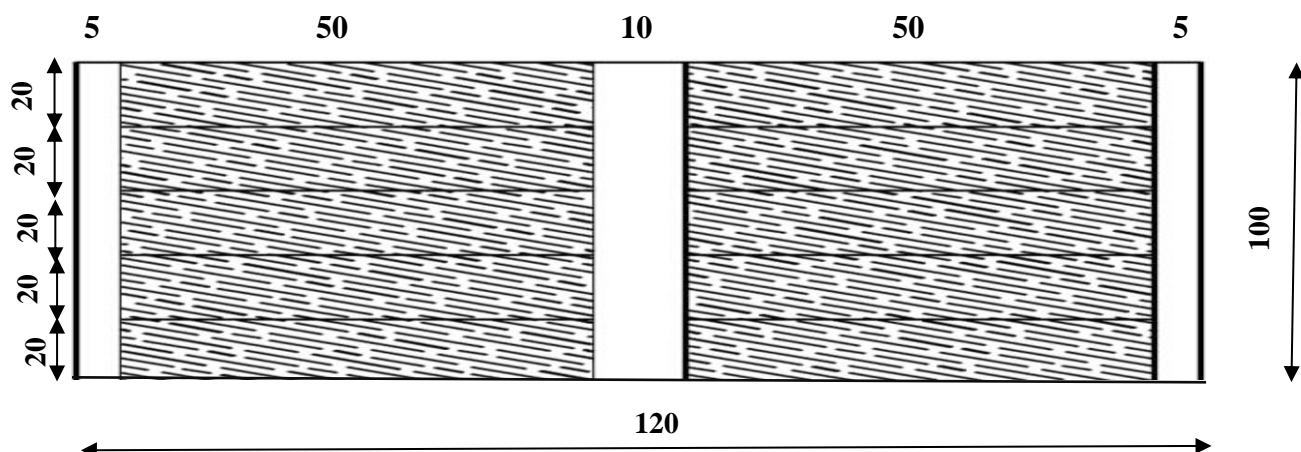


Figure 1: Coupe Plancher toiture-terrasse

1. Etanchéité multicouche : ép.= 5cm $W=18\text{kN/m}^3$
2. Forme de pente d'épaisseur moyenne 5cm : $W = 20\text{kN/m}^3$
3. Dalle de compression en béton armé ép. =5cm ; $W=25\text{kN/m}^3$
4. Poutrelles en béton armé ; $W=25\text{kN/m}^3$
5. Entrevous de $50 \times 20 \times 15$; $W = 14\text{kN/m}^3$
6. Enduit au mortier de ciment ép. = 3cm ; $W = 22\text{kN/m}^3$

3.2.2 Configuration des planchers courants

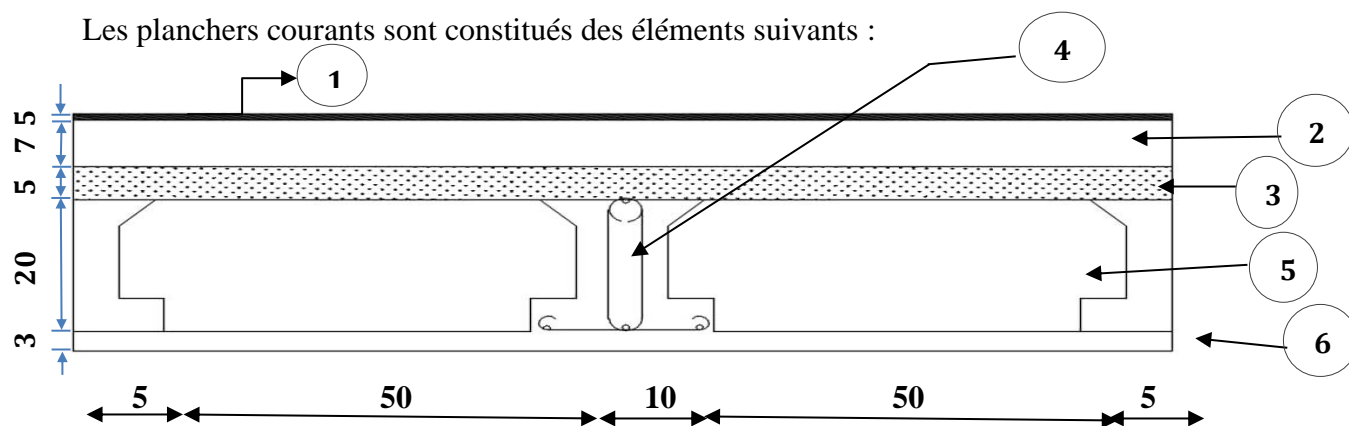


Figure 2: Coupe transversale du plancher haut RDC et 1er étage

1. Carreaux au sol d'épaisseur 1cm : $W = 22\text{kN/m}^3$
2. Mortier de pose des carreaux d'épaisseur 7cm : $W = 22\text{kN/m}^3$
3. Dalle de compression en béton armé ép. =5cm ; $W=25\text{kN/m}^3$
4. Poutrelles en béton armé ; $W=25\text{kN/m}^3$
5. Entrevous de $50 \times 20 \times 15$; $W = 14\text{kN/m}^3$

6. Enduit au mortier de ciment ép. = 3cm ; $W = 22\text{kN/m}^3$

7. Cloisons légères : $0,50\text{kN/m}^2$ -

3.3 PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PORTEURS

3.3.1 Pré-dimensionnement des poutres principales

▪ Détermination de la hauteur h_{pp}

En considérant la plus grande portée entre travées, la hauteur de la poutre principale est déterminée par la relation ci-après :

$$\frac{l}{12} \leq h_{pp} \leq \frac{l}{8} \text{ Avec } l : \text{ la plus grande portée entre travées de la poutre}$$

▪ Détermination de la base b

La base de la poutre est donnée par la relation suivante :

$$\frac{h_{pp}}{3} \leq b \leq \frac{h_{pp}}{2} \text{ Avec } h_{pp} : \text{ la hauteur de la poutre}$$

Exemple du pré-dimensionnement de la poutre principale hyperstatique la plus chargée A1

- LA1= 420cm

$$\text{Donc nous avons : } \frac{420}{12} \leq h_{A1} \leq \frac{420}{8} \Rightarrow 35 \leq h_{A1} \leq 52,5 \text{ Prenons } h = 50\text{cm}$$

$$\frac{50}{3} \leq b \leq \frac{50}{2} \Rightarrow 16,66 \leq b \leq 25 \text{ Prenons } b = 20\text{cm}$$

Soit **A1(20x50)**

3.3.2 Pré-dimensionnement des poteaux

3.3.2.1 Poteaux rectangulaires ou carrés

Les poteaux sont rectangulaires et de dimensions (a x b).

Soit :

λ : l'élancement du poteau

l_f : la longueur de flambement du poteau.

Par hypothèse $\lambda = 50$.

$l_f=0,7l_0$ avec $l_0=5\text{m}$ (longueur libre du poteau)

$l_f=3,50\text{m}$

$$\text{Or } \lambda = \frac{2\sqrt{3} l_f}{a} \Rightarrow a = \frac{\sqrt{12} l_f}{\lambda}$$

$$\Rightarrow a = \frac{\sqrt{12} \times 3,50}{50} = 0,24$$

$a = 25\text{cm}$

Nous choisissons des poteaux (25x25).

CHAPITRE 4: Descente des charges sur les éléments porteurs

Dans ce chapitre, nous nous penchons sur la descente des charges spécifiques exercées sur les éléments porteurs du bâtiment.

4.1 DESCENTE DES CHARGES SUR LES ELEMENTS PORTEURS

4.1.1 Descente des charges sur les planchers

4.1.1.1 Plancher toiture-terrasse

La toiture-terrasse est accessible.

Tableau 4: Descente des charges du plancher toiture-terrasse accessible

N°	Désignation	U	Quantité
I	<u>Charges permanentes(G)</u>		
1	Etanchéité multicouche : 0.05x18	kN/m ²	0.9
2	Forme de pente : 20 x 0,05	kN/m ²	1.0
4	Table de compression : 0,05 x 25	kN/m ²	1,25
5	Entrevous : $\frac{10 \times (0,5 \times 0,2 \times 0,15) \times 14}{1 \times 1,20}$	kN/m ²	1,75
6	Poutrelles : $\frac{2(0,10 \times 0,15 \times 1)25}{1 \times 1,20}$	kN/m ²	0,63
7	Enduits sous plancher : 22 x 0,03	kN/m ²	0,66
	Total (G)	kN/m ²	6,79
II	<u>Charges d'exploitation (Q)</u>		
	Plancher	kN/m ²	1,50

4.1.1.2 Planchers courants (R+1 et Rez-de-chaussée)

Tableau 5: Descente des charges des planchers hauts courants

N°	Désignation	U	Quantité
I	<u>Charges permanentes (G)</u>		
1	Revêtement en carreaux : 22 x 0,01	kN/m ²	0,22
2	Mortier de pose de carreaux : 22 x 0,07	kN/m ²	1,54
3	Table de compression : 0,05 x 25	kN/m ²	1,25
4	Entrevous : $\frac{10 \times (0,5 \times 0,2 \times 0,15) \times 14}{1 \times 1,20}$	kN/m ²	1,75
5	Poutrelles : $\frac{2(0,10 \times 0,15 \times 1)25}{1 \times 1,20}$	kN/m ²	0,63
6	Enduits sous plancher : 22 x 0,03	kN/m ²	0,66
7	Cloisons légères	kN/m ²	0,50
	Total (G)	kN/m ²	6,55
II	<u>Charges d'exploitation (Q)</u>		
	Plancher	kN/m ²	2,50

4.1.2 Descente des charges sur les poutrelles

4.1.2.1 Descente des charges sur les poutrelles de la toiture-terrasse

Soit 0,6m la largeur de plancher reprise par les poutrelles de la toiture terrasse :

Tableau 6: Descente des charges sur les poutrelles N12 et N13

N°	Désignation	U	Quantité
1	Charge permanente linéaire Toiture-terrasse : $g = 6,79 \times 0,60$	kN/m	4,1
2	Charge variable linéaire Toiture-terrasse : $q = 1,50 \times 0,60$	kN/m	0,90
N°	Désignation	U	Quantité

N°	Désignation	U	Quantité
3	Combinaison des charges linéaires ELU : $p_u = 1,35g + 1,5q$ $p_u = 1,35 \times 4,1 + 1,50 \times 0,90$	kN/m	6,79
	ELS : $p_{ser} = g + q$ $p_{ser} = 4,1 + 0,90$	kN/m	5

4.1.2.2 Descente des charges sur les poutrelles du plancher courant

Soit 0,6m la largeur de plancher reprise par les poutrelles du plancher courant :

Tableau 7: Descente des charges sur les poutrelles N1 et N2

N°	Désignation	U	Quantité
1	Charge permanente linéaire Toiture-terrasse : $g = 6,55 \times 0,60$	kN/ml	3,93
2	Charge variable linéaire Toiture-terrasse : $q = 2,50 \times 0,60$	kN/ml	1,50
3	Combinaison des charges linéaires ELU : $P_u = 1,35g + 1,5q$ $P_u = 1,35 \times 3,93 + 1,50 \times 1,50$	kN/ml	7,56
	ELS : $p_{ser} = g + q$ $p_{ser} = 3,93 + 1,50$	kN/ml	5,43

4.1.3 Descente de charges sur les poutres

- Pré-dimensionnement des poutres principales**

$0,3h \leq b \leq 0,5h$ Par cette inéquation, on tire la largeur b des poutres

$\frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{8}$ Avec L la plus grande portée de la poutre.

Tableau 8: L'édicule

Poutres	B	H	L en cm
C1	15	40	460
C2	15	40	460

4.1.3.1 Descente de charges sur les poutres de l'édicule

Tableau 9: Descente de charge sur les poutres de l'édicule

N°	Désignation	U	Quantité
	C1 (15x40)		
1	Charges permanentes linéaires		
	Poids propre C1 : 25 x 0,15 x 0,40	kN/ml	1,5
	$g = 1.5 + (0.6 + 4.6/2) * 6.79$	kN/ml	19,691
	Total (g) :	kN/ml	21.19
2	Charge d'exploitation linéaire : $q = 1 \times (4.6/2 + 0.6)$	kN/ml	2.9
3	Combinaison des charges linéaires ELU : $p_u = 1,35g + 1,5q$ $P_u = 1,35 \times 21.19 + 1,50 \times 2.9$ ELS : $p_{ser} = g + q$ $p_{ser} = 21.19 + 2.9$	kN/ml kN/ml	32.962 24.09
1	Charges permanentes linéaires		
	Poids propre C2 : 25 x 0,15 x 0,40	kN/ml	1,5

N°	Désignation	U	Quantité
	$g = 1.5 + (0.6 + 4.6/2) \times 6.79$	kN/ml	19,691
	Total (g) :	kN/ml	21.19
	Charge d'exploitation linéaire : $q = 1 \times (4.6/2 + 0.6)$	kN/ml	2.9
2	Combinaison des charges linéaires ELU : $p_u = 1.35g + 1.5q$ $P_u = 1.35 \times 21.19 + 1.50 \times 2.9$ ELS : $p_{ser} = g + q$ $p_{ser} = 21.19 + 2.9$	kN/ml kN/ml	32.96 24.09

Tableau 10: Poutres principales du niveau R+1 : toiture terrasse

Poutres	B	H	L en cm
B1	15	40	345
B2	15	40	345
B3	20	50	480
B4	20	50	480
B5	20	50	480
B6	20	50	480

4.1.3.2 Descente de charges sur les poutres de la toiture terrasse

NB : Notre descente de charges sur poutres se fera sur 3 poutres par niveau :

Les poutres B1, B4, et B5 sont les poutres qui feront l'objets de notre descente de charges au niveau de la toiture terrasse.

Tableau 11: Descente des charges sur les poutres principales de la toiture-terrasse accessible

N°	Désignation	U	Quantité
	B1 (15x40)		
1	Charges permanentes linéaires		
	Toiture-terrasse :	kN/ml	
	Poids propre : $25 \times 0,15 \times 0,4$	kN/ml	1,50
	$G=(0.6+3.9/2)*6.79$	kN/ml	17.32
	Total (g) :	kN/ml	18,82
2	Charge d'exploitation linéaire Toiture-terrasse : $q=1,50 \times (3,90/2+0,6)$	kN/ml	3,83
3	Combinaison des charges linéaires ELU : $p_u=1,35g+1,5q$ $P_u=1,35 \times 18,82+1,50 \times 3.83$ ELS : $p_{ser}= g+q$ $p_{ser}=18,82+3.83$	kN/ml kN/ml	31.16 22.65
	B4 (20x50)		
1	Charges permanentes linéaires		
	Toiture-terrasse :	kN/ml	
	Poids propre B2 : $25 \times 0,2 \times 0,50$	kN/ml	2,50
	$G= (3.7 \times 6.79)$	kN/ml	25.12

N°	Désignation	U	Quantité
	Total (g) :	kN/ml	27.62
2	Charge d'exploitation linéaire Toiture-terrasse : $q=(3.7 \times 1.5)$	kN/ml	5.55
3	Combinaison des charges linéaires ELU : $p_u=1,35g+1,5q$ $p_u=1,35 \times 27.62 + 1,50 \times 5.55$ ELS : $p_{ser}= g+q$ $p_{ser}=27.62+5.55$	kN/ml kN/ml	45.62 33.17
	Charges ponctuelles sur la poutre (CH 15*20)		
1	Charges permanentes linéaires		
	$G=0.15 \times 0.2 \times 25 \times 2.10$	KN	1.58
2	Charges d'exploitation linéaires Q	KN	0
	Combinaison de charge : $N_u=1.35 \times 1.58 + 1.5 \times 0$ $N_{ser}=g$	KN KN	2.133 1.58
	B5 (20x50)		
1	Charges permanentes linéaires		
	Toiture-terrasse : $6,79 \times (3,2+2,55)/2$	kN/ml	19,52
	Poids propre B5 : $25 \times 0,15 \times 0,50$	kN/ml	2.5
	Total (g) :	kN/ml	22,02
2	Charge d'exploitation linéaire Toiture-terrasse : $q=1,50 \times (3,2+2,55)/2$	kN/ml	4,31

N°	Désignation	U	Quantité
3	Combinaison des charges linéaires ELU : $p_u = 1,35g + 1,5q$ $P_u = 1,35 \times 22,02 + 1,50 \times 4,31$	kN/ml	36,195
	ELS : $p_{ser} = g + q$ $p_{ser} = 29,23 + 4,24$	kN/ml	26,33

Tableau 12: Poutres du plancher courant

Poutres	B	H	L en cm
A1	20	50	420
A2	20	50	420
A3	20	50	430
A4	20	50	640
A5	15	40	345
A6	20	50	476
A7	20	50	480
A8	20	50	480
A9	20	50	480

4.1.3.3 : Descente de charges sur les poutres du plancher courant

Les poutres A7, et A8 sont les poutres qui feront l'objets de notre descente de charges au niveau du plancher courant.

Tableau 13: Descente des charges sur les poutres du plancher courant

N°	Désignation	U	Quantité
	A7 : (20x50)		
1	Charges permanentes linéaires		
	$G=4.2 \times 6,55$	kN/ml	27.51
	Poids propre A7 : $25 \times 0,50 \times 0,20$	kN/ml	2,50
	Total (g) :	kN/ml	30.01
2	Charges d'exploitation linéaire		
	$Q=4.2 \times 2,50$	kN/ml	10.5
3	Combinaison des charges linéaires ELU : $P_u=1,35g+1,5q$ $P_u=1,35 \times 30.01+1,50 \times 10.5$	KN/ml	56.26
	ELS : $P_{ser}=g+q$ $P_{ser}=14,52+4,59$	kN/ml	40.51
4	Charge ponctuelles P :		
	1- Bande pleine BP1-1 : (40*20) : $G=0.4 \times 0.25 \times 25 \times 2.1$	kN	5.25
	2- Charge d'exploitation q :	kN	0
	Combinaison : $N_u=1.35 \times 5.25$ 3- $N_{ser}= 5.25$	KN KN	7.09 5.25
	A27 (20*70) : 4- $G=0.2 \times 0.7 \times 25 \times 4.2/2$	kN	7.35
	Combinaison de charge $N_u=1.35g$ $N_{ser}= g$	kN kN	9.92 7.35

N°	Désignation	U	Quantité
	A24 (25*70) : $G= 0.25*0.7*25*2.79$ $Q= 0 \text{ KN}$	kN	12.22
	Combinaison des charges linéaires ELU : $p_u=1,35g+1,5q$ $P_u=1,35*12.22+1,5*0$ ELS : $P_{ser}=g+q$ $P_{ser}=12.22$	kN kN	16.49 12.22
4	Charge ponctuelles P :		
	5- Bande pleine BP1-1 : (40*20) : $G=0.4*0.25*25*2.79$	kN	6.98
	Charge d'exploitation q :	kN	0
	Combinaison : $N_u=1.35*4.2$ $N_{ser}= 6.98$	kN	9.42
	A27 (20*70) : $G=0.2*0.7*25*4.2/2$	kN	7.35
	Combinaison de charge $N_u=1.35g$ $N_{ser}= g$	KN kN	9.92 7.35
1	Charges permanentes linéaires		
	Poids propre A8 : $g=25*0,5*0,20$	kN/ml	2.5
	$G=(4,2+1,37)/2 \times 6,55$	kN/ml	18,24
	Total (g) :	kN/ml	20,74
2	Charges d'exploitation linéaires		
	$q=(4,2+1,37)/2 \times 2,50$	kN/ml	6,96

N°	Désignation	U	Quantité
3	Combinaison des charges linéaires ELU : $p_u=1,35g+1,5q$ $P_u=1,35 \times 20.74 + 1,50 \times 6.96$	kN/ml	38.44
	ELS : $P_{ser}=g+q$ $P_{ser}=20.74+6.96$	kN/ml	27.70
4	Charges permanentes ponctuelles		
	Bande pleine BP1-1: $G= 25 \times 0,5 \times 0,20 \times 2.79$	kN	5.58
	Charges d'exploitation q	kN	0
	Combinaison des charges ELU : $P_u=1,35g+1,5q$ ELS : $P_{ser}=g+q$	kN	7.53
	A25 : $G = 25 \times 0,7 \times 0,20 \times 2.79$ $Q= 0 \text{ KN}$	KN	9.77
	Combinaison des charges ELU : $p_u=1,35g+1,5q$ ELS : $p_{ser}=g+q$	KN	13.18
	A24 : $g = 0.25 \times 0.7 \times 25 \times 2.79$ $Q=0 \text{ KN}$	KN	9.77
	Combinaison des charges linéaires ELU : $p_u=1,35g+1,5q$	kN	16.48
	ELS : $P_{ser}=g+q$	KN	12.21

N°	Désignation	U	Quantité
	A27 (20*70) : $G=0.2*0.7*25*2.79$ $Q=0$ KN	kN	9.77
	Combinaison de charge $Nu=1.35g$ $Nser= g$	KN kN	13.19 9.77

4.1.4 Descente des charges au pied de Poteau

Tableau 14: Descente des charges sur un poteau de type P1 le plus chargé du rez-de chaussée

N°	Désignation	U	Quantités
	P1(25x25 cm)		
1	CHARGES PONCTUELLE(G) SUR P1		
	Au 2^{ème} étage : édicule		
	Poids propre : $0.25^2 \times 3.2 \times 25$	KN	5
	C1 : (5.8×21.19)	KN	122.90
	C2 : (5.8×21.19)	KN	122.90
	Total :	KN	245.80
	Au(R+1)		
	Charge venant de 2^{ème} étage : édicule sur P1	KN	245.80
	B4-2 : $4.8/2 \times 27.62$	kN	66.29
	Poids propre Poteau : $25 \times 0.25^2 \times 3.20$	kN	5
	B4-3 : $(2.5 + (2.50/2 \times 6.79)) \times 4.60$	kN	50.54
	B10 : $(2.5 + 3.2)/2 \times (0.15 \times 0.3 \times 25)$	kN	3.22
	Total 1 : (Venant du 2eme étage + charges au r+1)	kN	370.85
	RDC		

N°	Désignation	U	Quantités
	Charge ponctuelle venant de R+1 sur P1	kN	370.85
	A7 (plancher courant) : $(4.2+2.2)/2 \times 30.01$	kN	96.03
	Poteau Poids : $25 \times 0,25^2 \times 3,20$	kN	5
	A25 : $(25 \times 0.15 \times 0.30) \times 4.2$	KN	4.75
	Total 2 : (Venant du R+1 + charges au RDC)	KN	476.63
2	CHARGES D'EXPLOITATION (Q)		
	2^{ème} Etage (Edicule)	KN	
	C1 : 2.9×2.9	KN	8.41
	C2 : 2.9×2.9	KN	8.41
	Total	KN	16.82
	(R+1) :	KN	
	Charge d'exploitation venant du 2^{ème} étage	KN	16.82
	B4-2: $(4.8/2 \times 5.55)$	kN	13.32
	B4-3 : (1.6×1.5)	kN	2.4
	Total 1: (charge venant de 2eme étage + charges de r+1)	kN	32.54
	(RDC) :		
	Charge d'exploitation venant du R+1	kN	32.54
	A7 (20*50) : $(4.2+2.2)/2 \times 10.5$	kN	33.6
	A25	kN	0
	Total 2: (charge venant de r+1 + charges de RDC)		66.14
	Combinaison des charges		
	ELU : $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$ $N_u = 1,35 \times 476.63 + 1,50 \times 66.14$	KN	742.66
	ELS : $N_{ser} = N_G + N_Q$ $P_{ser} = 476.63 + 66.14$	kN	542.77

4.1.5 Descente des charges en tête des semelles isolées

Désignation	Charge permanente (g) en KN	Charge d'exploitation (q) KN	Nu en KN	Nser en KN
S1	476.63	66.14	742.66	542.77

En conclusion, ce chapitre a permis de clarifier le rôle et la répartition des charges au sein des éléments porteurs, en assurant que chaque composant de la structure reçoit les efforts appropriés pour maintenir l'équilibre et la stabilité du bâtiment, conformément aux exigences de sécurité et de performances.

CHAPITRE 5 : Dimensionnement des éléments porteurs

Ce chapitre est consacré au dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment, qui constitue une étape essentielle pour assurer la stabilité et la sécurité de la structure.

6.1 Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments horizontaux en béton armé qui reprennent les charges transmises par les planchers et les répartissent sur les poutres. Elles ont une section en T.

6.1.1 Exemple de dimensionnement de la poutrelle N1 des planchers courants

6.1.1.1 Détermination des sollicitations

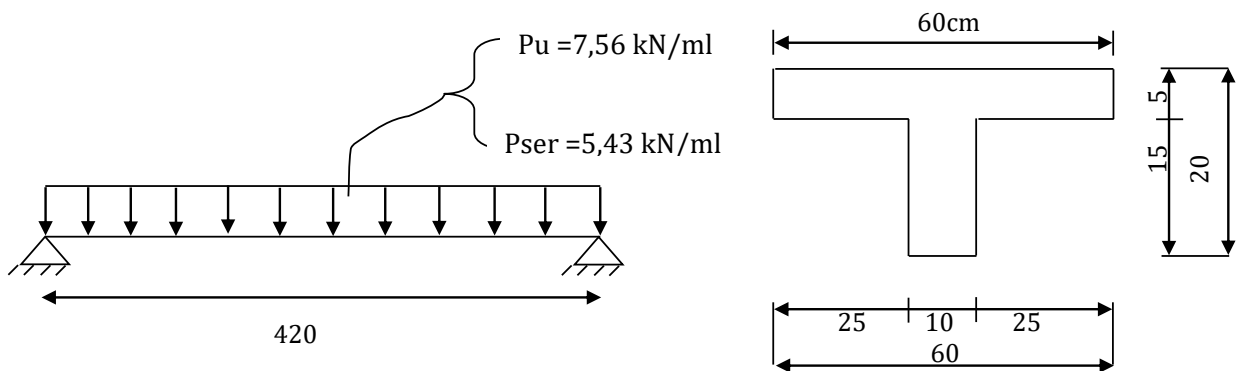


Figure 3 : Schéma statique de la poutrelle N1

- **Détermination des sollicitations**

En travée

1. Calcul des moments aux états-limites

$$M_{tu} = p_u \times \frac{l^2}{8} \Rightarrow 7,56 \times \frac{4,2^2}{8}$$

$$M_{tu} = 16,66 \text{ kN.m} = 0,016 \text{ MN.m}$$

$$M_{tser} = p_{ser} \times \frac{l^2}{8} \Rightarrow 5,43 \times \frac{4,2^2}{8}$$

$$M_{tser} = 11,97 \text{ kN.m} = 0,011 \text{ MN.m}$$

6.1.1.2 Calcul des sections d'armatures

5.1.1.2.1 Calcul des armatures longitudinales en travée

2. Calcul de γ

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} \Rightarrow \frac{16.66}{11.97} = 1.39$$

3. Moment de référence

$$M_{Tu} = b \cdot h_o \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_o}{2} \right) \Rightarrow 0,6 \times 0,05 \times 12,47 \times \left(0,9 \times 0,2 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0,058 \text{ MN.m}$$

4. Comparaison de M_{tu} à M_{Tu}

$$M_{tu} = 0,016 \text{ MN.m} < M_{Tu} = 0,058 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} < M_{Tu}$ Donc la section en T sera dimensionnée comme une section rectangulaire de dimension $b \times h$.

5. Calcul du moment réduit ultime

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \frac{0,016}{0,60 \times (0,9 \times 0,2)^2 \times 12,47} = 0,066$$

6. Calcul du moment réduit limite μ_{lu}

$$F_e E400 ; \theta=1 ; f_{c28} = 22 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa}$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050)$$

$$\Rightarrow \mu_{lu} = 10^{-4} (3440 \times 1,39 + 49 \times 22 - 3050) = 0,28$$

7. Comparaison de μ_{bu} à μ_{lu}

$$\mu_{bu} = 0,066 < \mu_{lu} = 0,28 \text{ donc la section ne nécessite pas d'aciers comprimés } A' = 0$$

8. Calcul du bras de levier

$$\mu_{bu} = 0,066 < 0,275 \Rightarrow Z_b = d (1 - 0,6 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0,9 \times 0,2 (1 - 0,6 \times 0,066) = 0,172 \text{ m}$$

9. Calcul des armatures tendues en travée

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{Z_b f_{ed}}$$

$$A_{tu} = \frac{0,016}{0,174 \times 347,83} \times 10^4 = 2,64$$

$$A_{tu} = 2,64 \text{ cm}^2$$

10. Calcul de la section d'armatures minimale

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_o \cdot d$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0,23 \times \frac{1,92}{400} \times 0,6 \times 0,9 \times 0,2 \times 10^4$$

$$A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = 2,64 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'ou } A_{tu} = 2,64 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures en travée**

Convenons de prendre 3HA12 totalisant une section de $3,39 \text{ cm}^2$ et 1HA10 comme armature de construction.

5.1.2 Calcul des armatures chapeaux sur appuis

$$M_{au} = -0,15 M_{tu} = -0,15 \times 0,016$$

$$M_{au} = -0,0024 \text{ MN.m}$$

$$M_{aser} = -0,15 M_{tser} = -0,15 \times 0,011$$

$$M_{aser} = -0,0016 \text{ MN.m}$$

1. Calcul du moment réduit ultime

$$\mu b_u = \frac{M_{au}}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu b_u = \frac{0,0024}{0,10 \times (0,9 \times 0,2)^2 \times 12,47} = 0,059$$

$\mu b_u = 0,059 < \mu l_u = 0,28$ donc la section ne nécessite pas d'aciers comprimés $A' = 0$

2. Calcul du bras de levier

$$Z_b = 0,9 \times 0,2(1 - 0,6 \times 0,059) = 0,174 \text{ m}$$

3. Calcul des armatures tendues sur appuis

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{Z_b f_{ed}}$$

$$A_{au} = \frac{0,0024}{0,174 \times 347,83} \times 10^4$$

$$\text{D'ou } A_{au} = 0,39 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures sur appuis**

Convenons de prendre 1HA8 dont la section est de $0,50 \text{ cm}^2$ comme armature chapeau sur appuis.

5.1.3 Calcul des armatures transversales

1. Effort tranchant maximal ($V_{u \max}$)

$$V_{u \max} = \frac{p_u}{2} \times l \Rightarrow V_{u \max} = \frac{7,56}{2} \times 4,2$$

$$V_{u \max} = 15,87 \text{ KN}$$

2. Effort tranchant réduit (V_{u0})

$$V_{u0} = V_{u\max} - \frac{5}{6} h \times P_u$$

$$V_{u0} = 15,87 - \frac{5}{6} 0,2 \times 7,56 = 14.61 \text{ KN}$$

3. Calcul de la contrainte tangente conventionnelle

$$\tau_{u0} = \frac{V_{u0}}{b_0 d} \Rightarrow \frac{14.61}{0,10 \times 0,9 \times 0,2} \times 10^{-3} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u0} = 0,80 \text{ MPa}$$

4. Contrainte tangentielle limite à L'ELU

Fissuration Peu Préjudiciable

$$\tau_{\text{lim}} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \min\left(\frac{0,2 \times 22}{1,5}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \min(2,93\text{MPa}; 5\text{MPa})$$

$$\tau_{\text{lim}} = 2,93\text{MPa}$$

$$\tau_{u0} = 0,80 \text{ MPa} < \tau_{\text{lim}} = 2,93\text{MPa} \text{ OK!}$$

5. Espacement maximal des armatures transversales

$$St_{\max} = \min \begin{cases} 0,9d \\ 40\text{cm} \\ 15\phi'_{\text{limin si } A' \neq 0} \end{cases} \Rightarrow St_{\max} = \min \begin{cases} 0,9 \times 0,9 \times 20 \\ 40\text{cm} \\ 0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} 16,20 \\ 40 \\ 0 \end{cases}$$

$$St_{\max} = 16,20\text{cm}$$

6. Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{\phi_l}{35} \\ \frac{h}{100} \\ \frac{b_0}{10} \end{cases} \Rightarrow \phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{12}{35} \\ \frac{200}{100} \\ \frac{100}{10} \end{cases} \Rightarrow \phi_t \leq \min \begin{cases} 5,71 \\ 2 \\ 10 \end{cases} \Rightarrow \phi_t \leq 5,71\text{mm}$$

Prenons $\phi_t = 6\text{mm}$

7. Pourcentage minimal d'armatures

$$\left(\frac{A_t}{b_0 S_t}\right)_{\min} \times f_{et} \geq 0,4\text{MPa} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 b_0}{f_{et}}$$

$$\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} = \frac{0,4 \times 0,10}{400} = 0,010\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} = 0,010 \text{ cm}^2/\text{cm} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} = \frac{1}{100} \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\text{Or } A_t = 2 \times A_{\phi_t} = 2 \times A_{\phi_6} \Rightarrow 2 \times 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq 100 \times 0,56 = 56 \text{ cm}$$

Prenons $S_t = 15 \text{ cm}$

8. Vérification de la condition de non fragilité

Cette condition impose la vérification de la relation : $A_s \geq \left(\frac{0,23b_0df_{t28}}{f_e}\right)$

- En travée : $A_s = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{tu} = 2,64 \text{ cm}^2$ (Condition vérifiée)
- Sur appui : $A_s = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{au} = 0,39 \text{ cm}^2$ (Condition vérifiée)

9. Vérification de l'Effort tranchant

Nous avons : $\tau_{uo} = 0,74 \text{ MPa} < \tau_{\lim} = 2,93 \text{ MPa}$ OK!

10. Influence de l'Effort tranchant au voisinage des appuis :

Sur l'acier, l'effort tranchant doit vérifier la condition suivante : $V_u < \bar{V}_u$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9b_0d\right) = 0,4 \times \left(\frac{22}{1,5} \times 0,9 \times 0,10 \times 0,18 \cdot 10^3\right) = 95,04 \text{ kN}$$

$$V_u = 15,87 \text{ kN} < \bar{V}_u = 95,04 \text{ kN} \text{ (Condition vérifiée)}$$

Sur l'acier, la relation suivante doit être aussi vérifiée :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} \times (V_u + H) \text{ avec } H = \frac{M_{\text{app max}}}{0,9d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \times \left(0,01587 + \frac{-2,1 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,18}\right) = -0,0000043 \text{ cm}^2$$

$$A_{au} = 0,39 \text{ cm}^2 \geq 0,0000043 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

11. Vérification de la jonction table-poutrelle

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{1,8d} \times \frac{(b-b_0)}{bh_0} = \frac{15,87 \cdot 10^{-3}}{1,8 \times 0,18} \times \frac{(0,60 - 0,10)}{0,60 \times 0,05} = 0,81 \text{ MPa}$$

Nous avons : $\tau_u = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,93 \text{ MPa}$ OK!

Tableau 15: Tableau récapitulatif des nervures

NERVURES		N1	N2	N12
Portée (m)		4.05	3.20	9.41
Travées	M _{tu} (kN.m)	16.66	9.67	75.15
	M _{tser} (kN.m)	11,97	6.95	55.34
Appuis	M _{au} (kN.m)	2,49	1.45	11.27
	M _{aser} (kN.m)	1,79	1.04	8.30
A _{tu} (cm ²)		2,64	1,61	1.25
A _{au} (cm ²)		0,39	0,24	1,87
V _{umax} (kN)		15.87	8.68	31.94
Armatures transversales		HA6 S _t =15cm	HA6 S _t =15cm	HA6 S _t =15cm
Ferrailage	1	3HA12	3HA10	3HA8
	2	1HA10	1HA8	1HA10
	3	Etrier HA6	Etrier HA6	Etrier HA6
	4	1HA8	1HA8	1HA8

5.2 DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé qui reprennent les charges transmises par les planchers et les transmettent aux poteaux. Elles ont une section rectangulaire.

Ici, nous avons des poutres isostatiques et des poutres continues. Nous utiliserons la méthode forfaitaire et le logiciel Autodesk Robot Structural 2014 pour les calculs.

Pour notre mémoire nous allons présenter les détails de calcul de la poutre principale **B5** de la toiture terrasse. Le reste vous sera présenté en annexes.

5.2.1 Détermination des sollicitations

Les sollicitations (moments fléchissant et efforts tranchants) sont déterminées par la méthode forfaitaire car :

$$Q/G=2,50/6,79=0,37 < 2 \leftrightarrow Q < 2 G$$

$$Q \leq 5 \text{KN/m}^2$$

Les travées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25. De plus, la fissuration est

non préjudiciable.

- **Calcul du rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées**

$$\alpha = \frac{q}{g+q}$$

$$g = 22.02 \text{ kN/ml}$$

$$q = 4.31 \text{ kN/ml}$$

$$\alpha = \frac{4.31}{22.02 + 4.31} = 0,16$$

5.2.2 Moments fléchissant et efforts tranchants

5.2.2.1 Schéma statique de la poutre principale B5 (20*50) de plancher terrasse

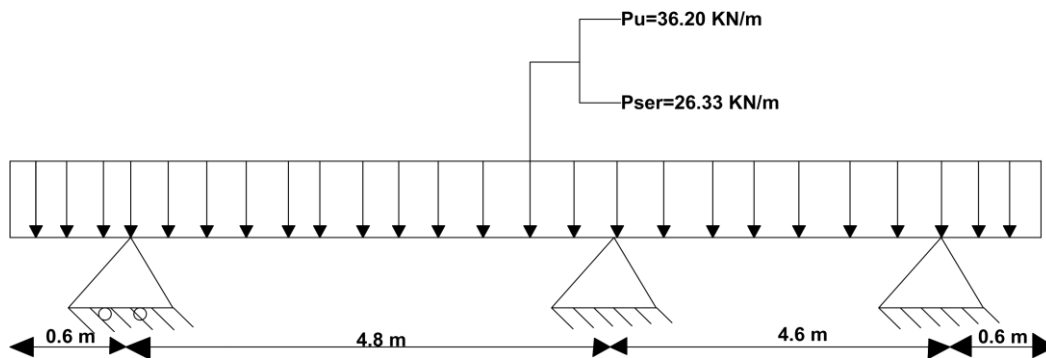


Figure 4: Schéma statique de la poutre B5

5.2.2.2 Calcul des sollicitations

- Calcul de la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée de comparaison

1. Travée 1

$$M_{01} = \frac{PL_1^2}{8}$$

$$M_{0u1} = \frac{36,20 \times 4.80^2}{8} = 104.26 \text{ kN.m}$$

$$M_{0ser1} = \frac{26,33 \times 4.80^2}{8} = 75,83 \text{ kN.m}$$

2. Travée 2

$$M_{0u2} = \frac{36.20 \times 4.6^2}{8} = 95.75 \text{ kN.m}$$

$$M_{0ser2} = \frac{26.33 \times 4.6^2}{8} = 69.64 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul du moment sur appuis à l'ELU et à l'ELS

$$M_A = M_C = 0 \text{ KN/m}$$

• Appui B (appui intermédiaire)

$$3. M_{Bu} \geq \text{Max} (0.6M_{0u1} ; 0.6M_{0u2}) = (62.56 ; 57.450)$$

$$M_{Bu} \geq 62.56 \text{ KN.m}$$

$$4. M_{Bser} \geq \text{Max} (0.6M_{0ser1} ; 0.6M_{0ser2}) = (45.50 ; 41.78)$$

$$M_{Bser} \geq 45.50 \text{ KN.m}$$

5. Moments en travée :

$$M_{t1} + \frac{M_B}{2} \geq \text{max} (1.05M_o ; (1 + 0.3\alpha)M_o)$$

$$\alpha = 0.16 \text{ donc on a } \text{MAX}(1.05; 1 + 0.3\alpha) = 1.05$$

$$M_{t1} + \frac{M_B}{2} \geq 1.05M_o$$

Ce qui donne pour chaque travée :

➤ AL'ELU :

$$\text{➤ Travée n° 1 : } M_{t1} \geq 1.05.M_{0u1} - \frac{M_{Bu}}{2} = 1.05 \times 104.26 - \frac{62.56}{2} = 78.19 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ Travée n° 2 : } M_{t2} \geq 1.05.M_{0u2} - \frac{M_{Bu}}{2} = 1.05 \times 95.75 - \frac{62.56}{2} = 69.26 \text{ KN.m}$$

➤ ELS :

$$\text{➤ Travée n° 1 : } M_{t1} \geq 1.05.M_{0ser1} - \frac{M_{Bser}}{2} = 1.05 \times 75.83 - \frac{45.50}{2} = 56.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ Travée n° 2 : } M_{t2} \geq 1.05.M_{0ser2} - \frac{M_{Bser}}{2} = 1.05 \times 69.64 - \frac{45.50}{2} = 50.37 \text{ KN.m}$$

$$\text{On doit également satisfaire : } M_t \geq +\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_o$$

➤ **L'ELU:**

Travée n°1 : $M_{tu1} \geq 0.62 M_{ou} = 64.64 \text{ KN.m}$

Travée n°2 $M_{tu2} \geq 0.62 * M_{ou} = 59.37 \text{ KN.m}$

➤ **A L'ELS :**

Travée 1 : $M_{t1ser} = 0.62 * 75.83 = 47.01 \text{ KN.m}$

Travée n2 : $M_{t2ser} = 0.62 * 69.64 = 43.18 \text{ KN.m}$

On prend les valeurs maximums :

➤ **ELU :**

Travée 1 : $M_{tu1} = \text{MAX} (64.64 ; 78.19) = 78.19 \text{ KN.m}$

Travée n 2 : $M_{tu2} = \text{MAX} (69.26 ; 59.37) = 69.26 \text{ KN.m}$

1

➤ **ELS :**

Travée 1 : $M_{tser1} = \text{MAX} (47.01 ; 56.87) = 56.87 \text{ KN.m}$

Travée n 2 : $M_{tser2} = \text{MAX} (50.37 ; 43.18) = 50.37 \text{ KN.m}$

2

De 1 et 2 on retient $M_{ser} = 56.87 \text{ KN.m}$ et $M_u = 78.19 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS**

Sur une travée, le moment varie paraboliquement ; le maximum est ainsi obtenu à des abscisses a de l'appui de gauche (w) et b de l'appui de droit (e) avec $L = a + b$ telles que

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \text{ et } b = L - a$$

$$V_w = -\frac{M_w + M_t}{2} \quad \text{et} \quad V_e = \frac{M_e + M_t}{2}$$

• **A L'ELU**

• **Travée 1**

$M_w = 0$; $M_e = 62.56 \text{ KN.m}$

kN.m , $M_t = 78.19 \text{ kN.m}$, $L = 4.80 \text{ m}$

$$a = \frac{4.8}{1 + \sqrt{\frac{62.56+78.19}{0+78.19}}} = 2.05\text{m}$$

$$b = 4.8 - 2.05 = 2.75 \text{ m}$$

$$V_w = -\frac{0+78.19}{2} = -39.10 \text{ kN}$$

$$V_e = \frac{62.56+78.19}{2} = 70.38 \text{ kN}$$

- **Travée 2**

$$M_w=62.56; M_e=0\text{kN.m}, M_t=69.26\text{kN.m}, L=3,10 \text{ m}$$

$$a = \frac{4.6}{1 + \sqrt{\frac{0+69.26}{62.56+69.26}}} = 2.67\text{m}$$

$$b = 4.6 - 2.67 = 1,92 \text{ m}$$

$$V_w = -\frac{62.56+69.26}{2} = -65,91 \text{ kN}$$

$$V_e = \frac{0+69.26}{2} = 34.63 \text{ kN}$$

- **ELS**

- **Travée 1**

$$M_w=0; M_e=45.50 \text{ KN.m}$$

$$\text{kN.m}, M_t=56.87\text{kN.m}, L=4.80 \text{ m}$$

$$a = \frac{4.8}{1 + \sqrt{\frac{45.50+56.87}{0+56.87}}} = 2.34\text{m}$$

$$b = 4.8 - 2.34 = 2.46 \text{ m}$$

$$V_w = -\frac{0+56.87}{2} = -28.44 \text{ kN}$$

$$V_e = \frac{45.50+56.87}{2} = 51.19 \text{ kN}$$

- **Travée 2**

$$M_w=45.50; M_e=0\text{kN.m}, M_t=50.37\text{kN.m}, L=4.6 \text{ m}$$

$$a = \frac{4.6}{1 + \sqrt{\frac{0+50.37}{45.50+50.37}}} = 2.67\text{m}$$

$$b = 4.6 - 2.67 = 1,93 \text{ m}$$

$$V_w = -\frac{45.50+50.37}{2} = -47.94 \text{ kN}$$

$$V_e = \frac{0+50.37}{2} = 25.19 \text{ kN.m}$$

$$\mathbf{Vu=70.38 \text{ KN} \quad Vser=51.19 \text{ KN}}$$

5.2.3 Calcul des sections d'armatures

Une fois les sollicitations de B5 sont déterminées, nous passerons au calcul des sections d'armatures nécessaires pour résister aux sollicitations. La fissuration étant peu préjudiciable, le dimensionnement est conduit à l'Etat Limite Ultime (ELU).

➤ Calcul des armatures longitudinales en travée

1. Calcul de γ

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} \Rightarrow \gamma = \frac{78.19}{56.87} = 1,37$$

2. Calcul du moment réduit ultime

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \frac{78190000}{200 * (0.9 * 500)^2 * 11.33} = 0,17$$

3. Calcul du moment réduit limite μ_{lu}

$$F_e E400 ; \theta=1 ; f_{c28} = 20 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa}$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050)$$

$$\Rightarrow \mu_{lu} = 10^{-4} (3440 \times 1,37 + 49 \times 20 - 3050) = 0,26$$

4. Comparaison de μ_{bu} à μ_{lu}

$$\mu_{bu}=0,17 < \mu_{lu}=0,26 \text{ donc la section ne nécessite pas d'aciers comprimés } A_u'=0$$

5. Calcul du bras de levier

$$\mu_{bu}=0,18 < 0,275 \Rightarrow Z_b = d (1 - 0,6 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0,9 \times 0,5 (1 - 0,6 \times 0,17) = 0,40 \text{ m}$$

6. Calcul de la section d'armatures tendues en travée

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{z_b f_{ed}}$$

$$A_{tu} = \frac{78190000}{400 \times 347,83} = 561.98 \text{ mm}^2$$

$$A_{tu} = 5.62 \text{ cm}^2$$

7. Calcul de la section d'armatures minimale

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_o \cdot d$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0,23 \times \frac{1.28}{400} \times 200 \times 0,9 \times 500 = 66.24 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = 5.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'ou } A_{tu} = 5.62 \text{ cm}^2$$

8. Choix des armatures en travée

Convenons de prendre 6HA12 totalisant une section de 6.79 cm².

➤ Calcul des armatures longitudinales sur appuis

Sollicitations

Sur appui B : $M_{Bu} \geq 62.56 \text{ kN.m}$

$M_{aser} = M_{Bser} \geq 45.50 \text{ kN.m}$

$M_{au} = 62.56 \text{ kN.m}$

$M_{aser} = 45.50 \text{ kN.m}$

9. Calcul de γ

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} \Rightarrow \frac{62.56}{45.50} = 1,37$$

10. Calcul du moment réduit ultime

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \frac{62560000}{200 \times (0,9 \times 500)^2 \times 11.33} = 0,14$$

11. Calcul du moment réduit limite μ_{lu}

$F_e E400$; $\theta=1$; $f_{c28} = 20 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa}$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050)$$

$$\Rightarrow \mu_{lu} = 10^{-4} (3440 \times 1,37 + 49 \times 20 - 3050) = 0,26$$

12. Comparaison de μ_{bu} à μ_{lu}

$\mu_{bu}=0,14 < \mu_{lu}=0,26$ donc la section ne nécessite pas d'aciers comprimés $A_{au}'=0$

13. Calcul de la section d'armatures tendues en travée

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{z_b f_{ed}}$$

$$\mu_{bu}=0,17 < 0,275 \Rightarrow Z_b = d (1 - 0,6 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0,9 \times 500 (1 - 0,6 \times 0,14) = 412 \text{ mm}$$

$$A_{tu} = \frac{62560000}{412 \times 347,83} \times 10^4 = 436.55 \text{ mm}^2$$

$$A_{au} = 4,37 \text{ cm}^2$$

14. Calcul de la section d'armatures minimale

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_o \cdot d$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0,23 \times \frac{1,28}{400} \times 200 \times 0,9 \times 500$$

$$A_{min} = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = 4.37 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'ou } A_{tu} = 4.37 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures sur appuis

Convenons de prendre 6HA10 totalisant une section de 4.71 cm^2 .

➤ Calcul des armatures transversales

- **Effort tranchant maximal ($V_{u\max}$)**

$$V_{u\max} = 70.38 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant réduit (V_{u0})**

$$V_{u0} = V_{u\max} - \frac{5}{6} h \times P_u$$

$$V_{u0} = 70.38 - \frac{5}{6} 0,5 \times 36.20 = 55,30 \text{ KN}$$

1. Calcul de la contrainte tangente conventionnelle

$$\tau_{u0} = \frac{V_{u0}}{b_0 d} \Rightarrow \frac{55300}{200 \times 0,9 \times 500} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u0} = 0.61 \text{ MPa}$$

2. Contrainte tangentielle limite à L'ELU

Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_{lim} = \min\left(\frac{0,2f_{ct28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \min\left(\frac{0,2 \times 20}{1,5}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \min(2,67\text{MPa}; 5\text{MPa})$$

$$\tau_{lim} = 2,93\text{MPa}$$

$\tau_{u0} = 0.61 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 2,67\text{MPa}$ OK! Nous adoptons des armatures d'âme droites ($\alpha=90^\circ$).

3. Calcul des armatures d'âme

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \times \frac{f_{et}}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_{u0} - 0,3Kf_{ct28}}{0,9 (\sin\alpha + \cos\alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau_{u0} - 0,3Kf_{ct28}}{0,9} \times \frac{\gamma_s \times b_0}{f_{et}}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,61 - 0,3 \times 1 \times 1,28}{0,9} \times \frac{1,15 \times 0,2}{400} \times 100 = 0,014 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 1,4 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{cm}$$

4. Pourcentage minimal d'armatures

$$\left(\frac{A_t}{b_0 S_t}\right)_{\min} \times f_{et} \geq 0,4\text{MPa} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4b_0}{f_{et}}$$

$$\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times 0,20}{400} \times 100 = 0,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 2.10^{-2} \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Alors on a $\frac{A_t}{S_t} \geq \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \Rightarrow$ Nous retenons $\frac{A_t}{S_t} \geq 2.10^{-2} \text{ cm}^2/\text{cm}$

5. Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \phi_l \\ \frac{h}{35} \\ \frac{b_0}{10} \end{array} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 12 \\ \frac{500}{35} \\ \frac{200}{10} \end{array} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 12 \\ 14 \\ 20 \end{array} \right\} ; \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

Prenons $\phi_t = 6 \text{ mm}$

$$\text{Or } A_t = 2 \times A_{\phi_t} = 2 \times A_{\phi_6} \Rightarrow 2 \times 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right) \geq 2.10^{-2} \text{ cm}^2/\text{cm} \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{2.10^{-2}} = \frac{0,56}{2.10^{-2}} = 28 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 24,35 \text{ cm}$$

6. Espacement maximal des armatures transversales

$$S_{\text{tmax}} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0,9d \\ 40 \text{ cm} \\ 15\phi'_{\text{lmin}} \text{ si } A' \neq 0 \end{array} \right\} \Rightarrow S_{\text{tmax}} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \times 0,9 \times 50 \\ 40 \text{ cm} \\ 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 40,5 \\ 40 \\ 0 \end{array} \right\} \Rightarrow S_{\text{tmax}} = 40 \text{ cm}$$

Retenons **$S_t = 25 \text{ cm}$**

7. Vérification de l'Effort tranchant

Nous avons : $\tau_{u0} = 0,67 \text{ MPa}$ $\tau_{\text{lim}} = 2,67 \text{ MPa}$ OK!

8. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Sur l'acier, l'effort tranchant doit vérifier la condition suivante : $V_u < \overline{V}_u$

$$\overline{V}_u = 0,4 \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 b_0 d \right) = 0,4 \times \left(\frac{20}{1,5} \times 0,9 \times 200 \times 500 \right) = 480 \text{ kN}$$

$V_u = 70,38 \text{ kN}$ $< \overline{V}_u = 480 \text{ kN}$ (Condition vérifiée).

9. Vérification de la flèche

$$f = \frac{M_{\max} L^2}{9,6.EI} \text{ Le moment d'inertie de de la section totale.}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,20 \times 0,5^3}{12} = 2.10^{-3} \text{ m}^4$$

$$E=32164,195 \text{ MPa et } M_{\max} = M_{tu} = 33,6 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow f = \frac{78.19, 10^{-3} \times 4.8^2}{9,6. \times 32164,195 \times 2.10^{-3}} = 0.0029 \text{ m}$$

$$f' = \frac{l}{500} = \frac{4.8}{500} = 0.0096 \text{ m}$$

Nous avons : $f = 0.0029 \text{ m} < f' = 0.0096 \text{ m}$ OK !

5.3 Dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux qui reçoivent les charges venant des poutres et les transmettent aux semelles de fondation. Nous allons dimensionner un poteau de type P1 le plus chargé du rez-de chaussée. Le reste sera dimensionné à l'aide du logiciel Robot 2012 et vous sera présenté en annexes.

5.3.1 Dimensionnement du poteau P1 (25x25)

5.3.1.1 Schéma statique du poteau P1

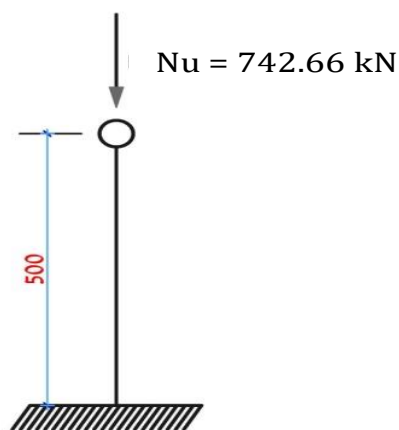


Figure 5: Schéma statique du poteau P1

5.3.1.2 Calcul des armatures longitudinales

1. Calcul de la section réduite du béton

$$B_r = (a-2cm)^2 = (25-2cm)^2 = 529 \text{ cm}^2$$

2. Calcul de l'élancement α et de β

$$l_0 = 5m$$

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 5 = 3,5m$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{a} = \frac{\sqrt{12} \times 3,50}{0,25} = 48,50$$

$$\lambda = 48,50 \leq 50 \Rightarrow \beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

$$\Rightarrow \beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{48,50}{35}\right)^2 = 1,38$$

$$\rightarrow \alpha = 0,85/\beta = 0,85/1,38$$

$$= 0,62$$

3. Calcul de la section des armatures longitudinales

La section d'armature longitudinale est : $A = \max (A_{th} ; A_{min})$

$$A_{th} = \frac{1}{f_{ed}} \times \left[(k \cdot \beta \cdot N_u - \frac{\sigma_{bu} \cdot B_r}{0,9}) \right]$$

$$A_{th} = \frac{1}{348} \times \left[(1 \times 1,38 \times 742660) - \frac{1 \times 11,33 \times 52900}{0,9} \right]$$

$$A_{th} = 10,31 \text{ cm}^2$$

4. Calcul de la section des armatures longitudinales

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 \times u(m) \\ \frac{0,2B}{100} \end{array} \right\} \Rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 \times 4 \times 0,25 = 4 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,2 \times 25 \times 25}{100} = 1,25 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{min} = 4 \text{ cm}^2. \text{ Par suite } A_s = A_{th} = 10,31 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures longitudinales**

Convenons de prendre 8HA14 totalisant une section de $12,32 \text{ cm}^2$

- **Vérification du pourcentage d'acier**

Cette condition impose la vérification de la relation : $0,2\%B < A_s < 5\%B$

$$\frac{0,2 \times 25 \times 25}{100} < 10,31 < \frac{5 \times 25 \times 25}{100} \Rightarrow \frac{0,2 \times 25 \times 25}{100} < 10,71 < \frac{5 \times 25 \times 25}{100}$$

$$\Rightarrow 1,25 < 10,31 < 31,25 \text{ (Condition vérifiée)}$$

5.3.1.3 Calcul des armatures transversales (cadres)

1. Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_{lmax}}{3} \text{ et } \Phi_t < 12 \text{ mm} \Rightarrow \Phi_t \geq \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm}$$

Retenons $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

2. Espacement des cadres en zone courante

$$S_t \leq \min \begin{cases} 15\Phi_{lmin} \\ a + 10 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq \min \begin{cases} 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm} \\ 25 + 10 = 35 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 21 \text{ cm}$$

Retenons $S_t = 21 \text{ cm}$

3. Espacement des cadres en zone de recouvrement

$$S_t' = \frac{l_r - 6}{2} \text{ Avec } l_r \geq 0,6 l_s$$

$$l_s = 40\Phi_{lmax} \text{ car FeE 400} \Rightarrow l_r \geq 24\Phi_{lmax} = 24 \times 1,4 = 33,6 \text{ cm on prend}$$

$$l_r \geq 30 \text{ cm}$$

Retenons $l_r = 30 \text{ cm}$

$$S_t' = \frac{30 - 6}{2} = 12 \text{ cm}$$

Retenons $S_t' = 12 \text{ cm}$

De ce qui précède, le poteau P1(25x25) le plus chargé nécessite la section minimale d'armatures.

Donc nous uniformisons les poteaux carrés.

5.4 Dimensionnement de l'escalier

Le type d'escalier est fourni par les plans architecturaux. Ses caractéristiques se présentent comme suit :

$h=17 \text{ cm}$ (Contremarche ou hauteur de marche)

$g=30 \text{ cm}$ (giron ou largeur de marche)

5.4.1 Calcul des épaisseurs de l'escalier

- **Epaisseur de la paillasse (ep.)**

La paillasse est une dalle pleine de **ep.10cm** inclinée suivant un angle de **29.54°**

5.4.2 Descente des charges de l'escalier

Tableau 16: Descente des charges de l'escalier

N°	Désignation	U	Quantité
I	<u>Charges permanentes (G)</u>		
1	Paillasse : 25 x 0,25 x 1	kN/m	6,25
2	Marches : 0,17/2 x 25	kN/m	2,13
3	Revêtement des marches en carreaux	kN/m	1,20
4	Enduits sous paillasse : 20 x 0,02	kN/m	0,40
	Total (G)	kN/m	9,98
II	<u>Charges d'exploitation (Q)</u>	kN/m	2,50
III	<u>Combinaisons des charges pour une bande de 1ml</u>		
	$P_u = 1,35 G + 1,50 Q$	kN/ml	17,22
	$P_{ser} = G + Q$	kN/ml	12,48

5.4.3 Schéma statique de l'escalier

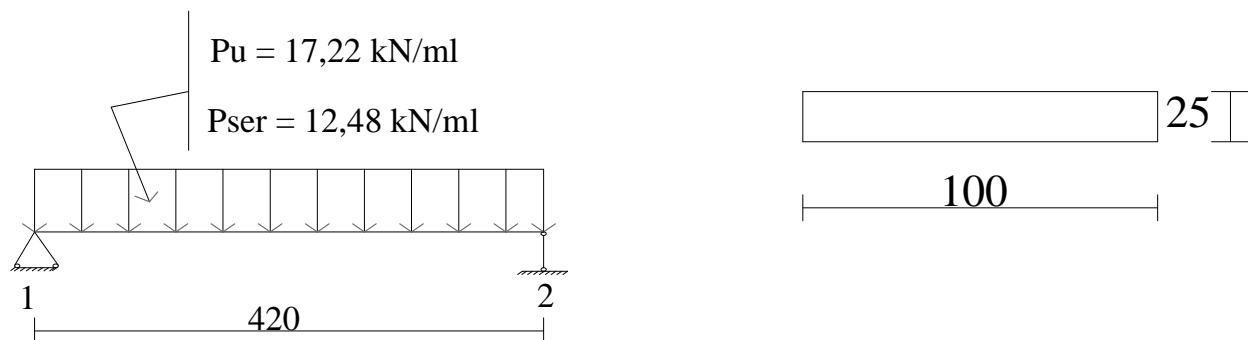


Figure 6: Schéma statique de la volée

5.4.4 Calcul des sollicitations

$$M_u = \frac{P_u L^2}{8}$$

$$M_u = \frac{17,22 \times 4,20^2}{8} = 37,97 \text{ kN.m/ml}$$

(Par bande de 1m ; b=1m)

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{8}$$

$$M_{ser} = \frac{12,48 \times 4,20^2}{8} = 27,52 \text{ kN.m/ml}$$

(Par bande de 1m ; b=1m)

1. Calcul de γ

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{37,97}{27,52} = 1,38$$

2. Calcul du moment réduit ultime

$$\mu b_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \Rightarrow \frac{37970000}{1000 \times (0,9 \times 250)^2 \times 12,47} = 0,060$$

3. Calcul du moment réduit limite μl_u

F_eE400 ; $\theta=1$; $f_{c28} = 20 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa}$

$$\mu l_u = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050)$$

$$\Rightarrow \mu l_u = 10^{-4} (3440 \times 1,38 + 49 \times 20 - 3050) = 0,22$$

4. Comparaison de μb_u à μl_u

$\mu b_u = 0,06 < \mu l_u = 0,22$ donc la section ne nécessite pas d'aciers comprimés $A_u' = 0$

5. Calcul du bras de levier

$$\mu b_u = 0,06 < 0,275 \Rightarrow Z_b = d (1 - 0,6 \times \mu b_u)$$

$$Z_b = 0,9 \times 250 (1 - 0,6 \times 0,06) = 21,69 \text{ cm}$$

6. Calcul de la section d'armatures principales (longitudinales)

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}}$$

$$A_u = \frac{37970000}{216.9 \times 347.83} = 5.03 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5.03 \text{ cm}^2$$

7. Calcul de la section d'armatures minimale

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_o \cdot d$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times \frac{1,80}{400} \times 1 \times 0,9 \times 0,25 \times 10^4$$

$$A_{\min} = 2,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = 5.03 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc } A_u = 5.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

8. Espacement maximal des armatures principales

$$S_{t\max} \leq \text{Min}\{3\bar{e} ; 33\text{cm}\} \Rightarrow S_{t\max} \leq \text{Min}\{3 \times 25\text{cm} ; 33\text{cm}\}$$

$$S_{t\max} \leq \text{Min}\{65\text{cm} ; 33\text{cm}\} \Rightarrow S_{t\max} \leq 33\text{cm}$$

$$\text{Retenons } S_t = 10 \text{ cm}$$

9. Choix des armatures principales

Nous pouvons choisir des **HA12** avec **$S_t = 10 \text{ cm}$** car nous avons :

$$\frac{1,13}{0,10} = 11,30 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_u = 5.03 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ OK !}$$

10. Calcul de la section des armatures de répartition (transversales)

$$A_r = \frac{A_u}{4}$$

$$A_r = \frac{5.03}{4}$$

$$A_r = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

11. Espacement maximal des armatures de répartition

$$S_{t\max} \leq \text{Min}\{4\bar{e} ; 45\text{cm}\} \Rightarrow S_{t\max} \leq \text{Min}\{4 \times 25\text{cm} ; 45\text{cm}\}$$

$$S_{t\max} \leq \text{Min}\{100\text{cm} ; 45\text{cm}\} \Rightarrow S_{t\max} \leq 45\text{cm}$$

$$\text{Retenons } S_t = 15 \text{ cm}$$

12. Choix des armatures de répartition

Nous pouvons choisir des **HA8** avec $S_t = 15 \text{ cm}$ car nous avons :

$$\frac{0,50}{0,15} = 3,33 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_r = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ OK !}$$

13. Calcul de la section des armatures chapeaux

$$A_c = 15\% A_u$$

$$A_c = 15\% \times 5.03$$

$$A_c = 0.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous pouvons choisir des **HA8** avec $S_t = 15 \text{ cm}$ car nous avons :

$$\frac{0,50}{0,15} = 3.33 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_c = 0.75 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ OK !}$$

5.5 DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES

Les fondations de notre projet sont constituées de semelles isolées et de semelles filantes. Certaines charges des niveaux supérieurs sont reprises par les poutres qui les transmettent aux poteaux de fondation qui les transmettent à leur tour aux semelles. Enfin les semelles isolées et filantes transmettent les charges au sol bon.

Ici, nous allons présenter les détails de calcul de la semelle isolée S_1 .

5.5.1 Dimensionnement de la semelle isolée S_1

La fissuration étant préjudiciable, le dimensionnement se fera à l'ELS.

1. Sollicitations

$$N_u = 742.66 \text{ kN}$$

$$N_{ser} = 542.77 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 1 \text{ bar} = 0.1 \text{ MPa}$$

2. Pré-dimensionnement de la semelle S_1

$$S = \frac{N_{ser}}{\sigma}$$

Relation homothétique :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A=B \text{ car } a = b$$

$$\text{Or } S = A \times B$$

$$A^2 = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$\Rightarrow A = \sqrt{\frac{542770}{0,1}} = 2329.74\text{mm soit } 2,3\text{m}$$

Nous choisissons **A=B=2.5 m**

3. Calcul de la hauteur de la semelle

$$\frac{A - a}{4} \leq d \leq \frac{B - b}{4} \Rightarrow d \geq \frac{250 - 25}{4}$$

$$\Rightarrow d \geq 60 \text{ Cm}$$

Prenons $d=60\text{cm}$

$$H=d+5\text{cm} \Rightarrow H=60+5$$

$$\Rightarrow \mathbf{H=65cm}$$

Soit **S₄ (250x250x65)**

4. Vérification de la contrainte engendrée par la semelle S

$$\text{Poids propre } S_1 = 2,50 \times 2,50 \times 0,65 \times 25 = 101.56\text{kN}$$

$$N_{ser} = 542.77 + 101.56 = 644.33\text{KN}$$

$$\sigma_{semelle} = \frac{N_{ser}}{A \times B}$$

$$\sigma_{semelle} = \frac{644330}{6250000} = 0,10\text{MPa} \geq \sigma_{sol} = 0,10 \text{ MPa Oui !}$$

5. Calcul de la section des armatures suivant la méthode des bielles

Sens (x)

$$A_x = \frac{N_u(A-a)}{8df_{ed}}$$

$$A_x = \frac{742660(2500 - 250)}{8 \times 450 \times 347,83}$$

$$A_x = 13.41\text{cm}^2$$

Sens (y)

$$A_y = \frac{N_u(B-b)}{8df_{ed}}$$

$$A_y = \frac{742660(2500 - 250)}{8 \times 450 \times 347,83}$$

$$A_y = 13.41\text{cm}^2$$

Compte tenu des dispositions constructives nous choisissons :

{ Suivant le sens (x): **12HA12** totalisant une section de 13.57cm^2 , **espacement = 21cm** }
 { Suivant le sens (y): **12HA12** totalisant une section de 13.57cm^2 , **espacement = 21cm** }

- Nous choisissons des semelles avec glaci.

- Hauteur de rive

$$h_1 \geq \max \begin{cases} 15cm \\ 6\Phi + 6cm \text{ barres sans crochets} \\ 12\Phi + 6cm \text{ barres avec crochets} \end{cases}$$

Dans notre cas, $h_1 \geq \max \begin{cases} 15cm \\ 12\Phi + 6cm \text{ barres avec crochets} \end{cases}$

$$h_1 \geq \max \begin{cases} 15cm \\ 12 \times 1.2 + 6cm = 20.4 cm \end{cases}$$

$$h_1 \geq 20.4 cm$$

Retenons $h_1 = 25 cm$

- Hauteur du glaci

$$h_2 = H - h_1$$

$$h_2 = 50 - 25$$

$$h_2 = 25 cm$$

Soit $S_1(250 \times 250 / 65 + 25)$

En conclusion, ce chapitre a permis de dimensionner les éléments porteurs du bâtiment de manière à garantir leur résistance aux sollicitations permanentes et variables, tout en respectant les critères de sécurité, de durabilité et de performance requis pour un bâtiment à usage d'habitation.

CHAPITRE 6 : Devis descriptif, Quantitatif et Estimatif

Cette partie aborde l'élaboration du devis descriptif, quantitatif et estimatif pour la construction de notre bâtiment. Il vise à détailler les quantités des matériaux nécessaires, à décrire les travaux à réaliser pour chaque étape de la construction, et à fournir une estimation des coûts associés, en tenant compte des éléments structuraux définis lors des phases précédentes de l'étude.

I- Devis descriptif

Le présent Devis descriptif a pour objet la description de l'exécution des différentes tâches entrant dans la réalisation des travaux de construction du bâtiment de type R+1.

6.1 CONSISTANCE ET REPARTITION DES TRAVAUX

Les travaux comprennent la construction du rez-de-chaussée et du premier étage.

Les travaux à exécuter sont répartis suivant les corps d'état ci-après.

- Terrassement – Gros- œuvre ;
- Menuiserie bois – Vitrerie ;
- Revêtements durs – sols et murs ;
- Plomberie sanitaire ;
- Electricité ;
- Peinture.

6.2 NORMES – AUTORISATIONS – QUALITÉ DES MATÉRIAUX

- L'ensemble des travaux seront exécutés conformément aux normes en vigueur au Bénin ;
- Les matériaux à fournir seront façonnés et mis en œuvre suivant les règles de l'Art et de la bonne construction.

6.3 TRAVAUX PREPARATOIRES

6.3.1 Installation de chantier

Les travaux d'installation du chantier comprennent :

- l'amenée et le repliement du matériel,
- la construction des locaux (séjour-repas, chambre, cuisine)

6.3.2 Nettoyage et décapage

Sur toute la parcelle, il sera procédé au désherbage, à l'abattage, au dessouchage de tous les arbres et arbustes et au nettoyage complet des détritiques de toutes sortes l'encombrant dans son état actuel.

6.3.3 Implantation

Elle se fera conformément aux plans. Les côtes de référence sont celles à indiquer sur le site. (0,00m sur les plans).

Pour l'implantation, il sera disposé en dehors de l'emprise du bâtiment, des chaises en bois blanc de 27 mm d'épaisseur sur 30 cm de largeur clouées sur potelets en teck de diamètres 8 à 10 cm.

Sur l'implantation seront fixés les repères suivants :

Les emprises des fondations : semelles filantes et isolées

- les axes des murs et des fondations ;
- les emprises des murs de soubassement ;
- la profondeur de fond de fouille en certains points.

6.4 Terrassement

6.4.1 Fouilles

Les dimensions des fouilles devront être conformes aux plans établis à cet effet.

Les fouilles en rigoles seront exécutées sous tous les murs de 0,15 m d'épaisseur. Elles seront en semelles isolées sous tous les poteaux. Les fouilles en trou pour les semelles isolées seront à une profondeur de (1,20m). Une réception du fond de fouilles se fera au préalable avant l'exécution des fondations.

6.4.2 Remblais provenant des fouilles

Les terres provenant des déblais pourront être utilisées en remblais si elles sont exemptes d'argile et de débris organiques.

6.4.3 Remblais d'apport

Les remblais d'apport seront réalisés en sable de rivière. Les remblais seront exécutés par couches successives de 0,10m d'épaisseur, soigneusement arrosées et compactées.

6.4.4 Terres excédentaires

Toutes les terres excédentaires ou jugées impropres à l'utilisation seront enlevées et évacuées hors du terrain.

6.5 BETONS – MAÇONNERIES

Les maçonneries seront exécutées en agglomérés de ciment pleins ou creux. Les agglomérés régulièrement arrosés seront utilisés 21 jours après leur fabrication. Les surplombs et les fruits ne seront pas tolérés. Les arêtes de maçonneries devront être bien dressées et non épaufrées.

Tous les bétons armés confectionnés seront en ciment CPA avec agrégats (graviers et sable), acier et eau de gâchage. L'exécution des bétons sera conforme aux règles de l'art et aux prescriptions techniques.

Les dimensions et sections des ouvrages en B.A. seront conformes aux plans, les agrégats et l'eau de gâchage répondront aux conditions d'exécution des travaux. Les armatures présenteront les qualités mécaniques conformes aux normes en vigueur. Il sera prévu en plus des armatures définies par le calcul, des renforts en certains points particuliers de façon à réduire au maximum les risques de fissuration dus aux effets de retrait et de dilatation.

Les moules et coffrages présenteront une rigidité suffisante pour résister sans déformation sensible aux charges et aux chocs qu'ils sont susceptibles de subir pendant l'exécution des travaux. L'étanchéité des moules et coffrages devra être suffisante pour éviter les pertes de laitance au moment du pilonnage ou de mise en vibration.

Les réservations en polystyrène seront effectuées dans les ouvrages en B.A. pour le passage des canalisations et pour la fixation des divers matériaux et éléments, afin d'éviter des percements pouvant entraîner des désordres ultérieurs.

Ces travaux comprennent :

- le béton de propreté ;
- les fondations ;

- la forme de dallage, la forme de pente et planchers hauts ;
- les travaux de béton armé (chaînages, poteaux, poutres, dalles comprenant coffrage et ferrailage) ;
- les maçonneries.

6.5.1 Béton de propreté

Après le contrôle des fonds de fouilles, il sera exécuté sous toutes les semelles un béton de propreté dosé à 150 kg/m³ ciment pour 400 l de sable et 800 litres de gravier par m³ de béton, d'épaisseur 0,05m .

6.5.2 Fondations

Après traçage des semelles sur le béton de propreté, l'Entrepreneur procédera à l'exécution des fondations en béton armé dosé à 250 kg/m³ de ciment par m³ de béton, respectivement pour les semelles isolées et filantes, pour 400 litres de sable et 800 litres de gravier par m³ de béton. Cette exécution ne pourra se faire sans la réception du coffrage et du ferailage mis en place.

6.5.3 Forme de dallage, forme de pente, planchers hauts

Exécution de dallage sur remblai compacté comprenant :

- Armature en HA6 formant le quadrillage 25 cm x 25 cm
- Dallage en béton de 0,10 m d'épaisseur dosé à 300 kg de ciment, pour 400 litres de sable et 800 litres de gravier par m³ de béton.

Exécution de plancher haut composé de corps creux de 15cm et d'une table de compression en béton armé dosé à 350 kg de ciment, pour 400 litres de sable et 800 litres de gravier par m³ de béton.

6.5.4 Béton Armé

Les travaux de béton armé devront être conformes aux calculs et plans établis à cet effet. Le dosage est de 350 kg de ciment pour 400 l de sable et de 800 l de gravier par m³ de béton .

Cette rubrique concerne les parties de l'ouvrage telles que chaînages bas et hauts, poteaux, poutres, poutrelles préfabriquées, table de compression, dalle pleine, marches, dessus placards, dalle de couverture des fosses septiques, puisards et regards. Cette énumération n'est pas limitative.

L'exécution des bétons sera conforme aux règles de l'art et aux prescriptions techniques.

6.5.5 Maçonneries

Les maçonneries comprennent :

- les murs de soubassement ;
- les murs en élévation ;
- les hourdis ;
- les fosses septiques – puisards – regards – avaloirs.

6.5.5.1 Murs de soubassement

Les murs de soubassement sont en agglos pleins de 0,15 m dosés à 250 kg de ciment hourdés au mortier dosé à 350 kg. L'arase du soubassement sera exécutée au mortier dosé à 350 kg de ciment.

6.5.5.2 Murs en élévation

Les murs en élévation seront en agglos creux de 15cm. Ils seront dosés à 250 kg de ciment hourdés au mortier.

6.5.5.3 Fosse septique - Puisard - Regard

Il est prévu une (01) fosse septique de 15 usagers et une (01) fosse septique de 10 usagers. Elles seront en agglos pleins de 0,15 m avec enduit étanche et système de ventilation pour le filtre.

Le puisard sera construit en agglos pleins de 0,15 m non enduits, espacés pour permettre l'infiltration des eaux en plusieurs endroits. Il est prévu des avaloirs pour recueillir les eaux pluviales, et des regards pour les eaux usées. Il est prévu quatre (04) puisards et quatre (04) regards.

Les PVC d'évacuation d'eaux pluviales déverseront les eaux dans les avaloirs qui seront réalisés en agglos creux de 0,15 m avec les dimensions ci-après : 50 cm x 50 cm x 80 cm. Ils seront remplis d'une couche de sable et de gravier de type 15-25.

6.5.5.4 Planchers

Les planchers hauts sont des planchers nervurés composés de poutrelles, de hourdis creux de 15cm d'épaisseur dosés à 250 kg et d'une dalle de compression de 5cm d'épaisseur en béton armé dosé à 350kg/m³.

Toutes les réservations nécessaires seront mises en place avant le coulage de la dalle de compression.

6.6 ENDUITS ET REVETEMENTS

Les travaux comprennent :

- les enduits verticaux ;
- les enduits horizontaux ;
- la forme de pente ;
- le carrelage au sol
- la faïence
- la chape.

6.6.1 Enduits verticaux

Lisses, au mortier dosé à 400 kg de ciment par m³ de sable sec, les enduits verticaux s'exécuteront sur les parements intérieurs et extérieurs des murs en agglomérés de ciment et en béton armé.

Leur épaisseur doit être :

- 2 cm pour les faces extérieures des murs verticaux ;
- 1,5 cm pour les faces intérieures des murs verticaux.

6.6.2 Enduits horizontaux

Lisses, au mortier dosé à 400 kg de ciment, épaisseur 1,5 cm, en sous-face des planchers hauts, des poutres, des dalles pleines et des auvents.

6.6.3 Carrelage au sol

Les carreaux grès cérame de type 30 x 30 seront posées dans toutes les pièces et les dégagements y compris les escaliers. Les carreaux grès cérame 30 x 30 seront également posés dans les toilettes sur bain de mortier dosé à 500 kg/m³ de ciment par mètre cube de mortier d'épaisseur 0,03 au minimum. Les plinthes seront en grès cérame de même nature, format et coloris.

6.6.4 Faïence

Il sera prévu de carrelage en faïence de couleur blanche aux murs sur une hauteur de 1,80 m dans les toilettes et cuisine. Les carreaux de faïence seront également posés sur la table de cuisine.

6.6.5 Forme de pente

Au mortier dosé à 400 kg de ciment et 8 kg de SIKALITE, en surface des toitures-terrasses. La pente moyenne sera de 1 %.

6.7 MENUISERIE BOIS – ALUMINUM – VITRERIE

Ils comprennent : portes, fenêtres, etc.

6.7.1 Portes

Toutes les portes en bois seront posées sur cadres en bois. Les serrures, les paumelles et les poignets seront de premier choix. Les serrures au fond des toilettes seront munies de dispositif de blocage de l'intérieur.

Les travaux à exécuter dans ce cadre comprennent la fourniture et la pose des portes en bois massif sur cadre en bois ;

Tous les ouvrages seront au choix du Maître d'œuvre

6.7.2 Fenêtres

Toutes les fenêtres seront en baies vitrées coulissantes montées sur des cadres en aluminium.

6.7.3 Garde-corps

Tous les garde-corps seront en aluminium vitré.

6.7.4 Protection des bois

Toutes les menuiseries bois seront traitées en usine ou en atelier par le menuisier, immédiatement après fabrication et avant pose sur bois parfaitement secs, avec un produit hydrofuge assurant en

même temps, la stabilisation en profondeur et la couche d'impression incolore et pouvant garantir au moins dix ans de référence d'emploi : ce traitement sera réalisé sur toutes les faces des bois au trempé et les qualités ignifuges insecticides et fongicides en nécessitant l'emploi.

6.7.5 Menuiseries à vernir (précautions à prendre)

Ces menuiseries ne devront en aucun cas, être tâchées par les projections de ciment. Il est donc indispensable qu'elles soient :

- protégées pendant la pose par un papier Kraft ou tout autre moyen ;
- lavées à l'éponge douce dès l'exécution des scellements ou enduits ;
- protégées des projections de ciment ou de peinture venant d'ouvrages voisins.

6.8 PLOMBERIE - SANITAIRE

Elle comprend :

- les canalisations ;
- les appareils sanitaires ;
- les accessoires sanitaires

Les travaux seront réalisés conformément aux normes en vigueur.

Les appareils et accessoires sanitaires seront de bonne qualité et soumis à l'appréciation du maître d'œuvre.

6.8.1 Canalisations

Le circuit à réaliser sera prévu encastrer tant pour l'évacuation des eaux pluviales, des eaux usées, des eaux vannes que pour l'alimentation en eau potable qui sera prévue en tuyaux PVC appropriés et non en tubes galvanisés. Seuls les raccords en 15/21 seront en cuivre écroué et écrou laiton ou en cuivre chromé.

Les évacuations seront aussi en tubes PVC et de diamètres appropriés selon les utilisations :

- eaux pluviales Ø 100
- eaux vannes Ø 100
- eaux usées Ø 75.

Dans tous les cas, il sera prévu des jonctions correctes pour éviter des puits d'eau en cas de surpression.

L'ensemble du réseau d'alimentation sera soumis à un essai de pression

6.8.2 Appareils sanitaires et robinetterie

Les appareils sanitaires retenus (en accord avec le maître d'ouvrage) devront être d'excellente qualité et situés aux emplacements prévus sur les plans.

Les WC à l'Anglaise seront en porcelaine vitrifiés avec réservoir similaire. Ils auront un robinet d'arrêt attendant au réservoir et seront fixés au sol par vis en laiton cache-tête ou laiton chromé.

Les lavabos seront en porcelaine vitrifiée. Ils seront posés sur console en fond brute. La douchière sera munie d'un robinet d'arrêt. Il sera prévu une douchière avec raccord flexible et accessoires de douche chromés mobiles.

6.8.3 Accessoires sanitaires

Ils regroupent :

- Porte-papier hygiénique ;
- Glace à tain biseautée ;
- Tablette de lavabo ;
- Porte savon ;
- Porte serviette.

6.9 ELECTRICITE

Les travaux à réaliser comprennent la fourniture et la pose de l'ensemble des installations électriques, courants forts et courants faibles, à savoir :

- le tableau général basse tension (TGBT) ;
- le réseau de terre ;
- les connexions équipotentiellles ;
- les chemins de câble ;
- la distribution principale ;
- les armoires divisionnaires ;

- la distribution secondaire ;
- les appareils d'éclairage ;
- l'équipement force et autres usages ;
- le brassage d'air.

Les travaux devront être exécutés conformément aux prescriptions des normes et règlements en vigueur.

Avant la réception des travaux l'entreprise devra fournir :

- Trois séries de tous les plans et schémas des installations exécutées , un schéma dans chaque tableau électrique.
- La fourniture de l'électricité afférente sera à la charge du Maître de l'ouvrage.

6.10 PEINTURE

Les travaux de peinture seront exécutés selon les règles de l'art. Les teintes seront choisies par le Maître d'Ouvrage.

6.11 AMENAGEMENTS EXTERIEURS

6.11.1 Voiries - Réseaux - Divers (VRD)

D'une part, elles seront en terre améliorée au ciment compactées sur 110 cm. D'autre part, des pavés seront posés sur remblais compacté. Ils seront délimités par des bordures en béton armé. Des pentes seront adoptées conformément au plan de masse sur ces voies et pavés pour la bonne évacuation des eaux pluviales hors du site.

6.11.2 Nettoyage de mise en service

Les nettoyages de mise en service ont pour but de livrer tout le bâtiment en parfait état de propreté pour la réception provisoire avant prise de possession par le Maître de l'Ouvrage.

Ils se résument comme suit :

- nettoyage des revêtements du sol ;
- nettoyage des revêtements muraux ;
- nettoyage des appareils et accessoires sanitaires.

II- DEVIS QUANTITATIF & ESTIMATIF

Le devis quantitatif nous permettra d'avoir une vision claire des besoins et des coûts d'un projet avant de commencer les travaux. Cette partie indique les quantités précises de chaque matériau ou service nécessaire et estime les coûts associés à chaque élément quantitatif.

N°	DESIGNATIONS DES OUVRAGES	U	Quantité	P.U.	Prix total
0	TRAVAUX PREPARATOIRES-AMENAGEMENT EXTERIEUR				
0.1	TRAVAUX PREPARATOIRES				
0.2	Implantation des ouvrages	FF	FF	FF	250000
	TOTAL 0				250000
NIVEAU RDC					
I	GROS-ŒUVRES				
1.1	TERRASSEMENT				
1.1.1	Fouilles en excavation	m ³	127.4152	2500	318538
1.1.2	Remblai provenant des fouilles	m ³	120.0408	1500	180061.2
1.1.3	Remblai en terre d'apport	m ³	9.3564	8500	79529.4
	Sous total 1.1				498560
1.2	FONDATIONS ET REZ DE CHAUSSEE				
1.2.1	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m ³	4.773	55000	262515
1.2.2	Béton armé pour semelles isolées dosé à 350 kg/m3	m ³	19.934	165000	3289110
1.2.3	Béton armé pour semelles filantes dosé à 300 kg/m3	m ³	56.7712	135000	7664112

N°	DESIGNATIONS DES OUVRAGES	U	Quantité	P.U.	Prix total
1.2.4	Béton armé pour chainages dosé à 300 kg/m ³	m ³	11.251	135000	1518885
1.2.5	Béton armé pour dallage au sol dosé à 300 kg/m ³	m ³	19.029	135000	2568915
1.2.6	Maçonneries en agglos pleins de 20 pour soubassement	m ²	117.6008	9500	1117207.6
1.2.7	Maçonneries en agglos pleins de 15 pour soubassement	m ²	230.1548	8500	1956315.8
1.2.8	Maçonneries en agglos pleins de 10 pour soubassement	m ²	5.4464	6000	32678.4
1.2.9	Maçonneries en agglos creux de 20 en élévation	m ²	204.8	9000	1843200
1.2.10	Maçonneries en agglos creux de 15 en élévation	m ²	324.6496	8000	2597196.8
1.2.11	Maçonneries en agglos creux de 10 en élévation	m ²	12.32	5500	67760
1.2.12	Maçonneries en agglos creux de 10 en élévation pour clôture	m ²	145.25	5500	798875
1.2.13	Plancher à corps creux de 15+5 cm y compris nervures et dalle de compression dosée à 350 Kg/m ³	m ²	237.59	30000	7127700
1.2.14	Béton armé pour poteaux dosé à 350 kg/m ³	m ³	7.6	165 000	1254000
1.2.15	Béton armé pour raidisseurs (clôture) dosé à 300 kg/m ³	m ³	0.9	135000	121500
1.2.16	Béton armé pour poutres dosé a 350 kg/m ³	m ³	24.65475	165000	4068033.75
1.2.17	Béton armé pour escalier dosé a 300 kg/m ³	m ³	2.6761	135000	361273.5

N°	DESIGNATIONS DES OUVRAGES	U	Quantité	P.U.	Prix total
1.2.18	Béton armé pour pergola dosé a 300 kg/m3	m ³	1.2438	135000	167913
	Sous total 1.2				36 817 191
2.1	R+1				
2.1.1	Béton armé pour chainages dosé à 300 kg/m3	m ³	12.202	135000	1647270
2.1.2	Maçonneries en agglos creux de 20 en élévation	m ²	288.672	9000	2598048
2.1.3	Maçonneries en agglos creux de 10 en élévation	m ²	8.352	5500	45936
2.1.4	Plancher à corps creux de 15+5 cm y compris nervures et dalle de compression dosée à 350 Kg/m3	m ²	161.02	30000	4830600
2.1.5	Béton armé pour poteaux dosé à 350 kg/m3	m ³	2.688	165 000	443520
2.1.6	Béton armé pour poutres dosé a 300 kg/m3	m ³	8.5148	135000	1149498
2.1.7	Béton armé pour escalier dosé a 300 kg/m3	m ³	2.6761	135000	361273.5
	Sous total 2.1				11 076 146
3.1	EDICULE ESCALIER				
3.1.1	Béton armé pour chainages dosé à 300 kg/m3	m ³	1.3474	135000	181899
3.1.2	Maçonneries en agglos creux de 20 en élévation	m ²	47.25	9000	425250
3.1.3	Maçonneries en agglos plein de 20 pour acrotère	m ²	60.36	9000	543240
3.1.4	Plancher à corps creux de 15+5 cm y compris nervures et dalle de compression dosée à 350 Kg/m3	m ²	29.85	30000	895500

N°	DESIGNATIONS DES OUVRAGES	U	Quantité	P.U.	Prix total
3.1.5	Béton armé pour poteaux dosé à 350 kg/m ³	m ³	0.432	165 000	71280
3.1.6	Béton armé pour poutres dosé a 300 kg/m ³	m ³	1.4706	135000	198531
	Sous total 3.1				2 315 700
	TOTAL				50 957 636

Arrêté le présent devis à un montant de cinquante millions neuf cent cinquante-sept mille six cent trente-six (50.957.636) FCFA.

En conclusion, ce chapitre a permis de dresser un devis précis et détailler, tant sur le plan quantitatif qu'économique, en vue de la réalisation du projet. Il fournit ainsi une estimation réaliste des coûts, contribuant à la planification financière du chantier tout en garantissant le respect des contraintes techniques et des exigences de qualité d'un bâtiment de type R+1 à usage d'habitation.

Conclusion

L'étude structurale d'un bâtiment de type R+1 à usage d'habitation réalisée dans le cadre de ce mémoire a permis de démontrer l'importance d'une approche méthodique et rigoureuse dans la conception et la dimension des structures porteuses. En tenant compte des différentes contraintes, qu'elles soient géotechniques, architecturales ou réglementaires, il a été possible de concevoir une structure assurant à la fois la sécurité, la durabilité et le confort des occupants.

En somme, les résultats fondamentaux de ce mémoire sont les suivants :

- Structure ossaturée
- Planchers à corps creux de 15+5 pour tous les niveaux ;
- Fondation superficielle : Semelles isolées sous poteau , semelles filantes sous murs ;
- Plus grand diamètre HA 14.

L'analyse des sollicitations, la vérification des éléments structuraux tels que les fondations, les poteaux, les poutres et la dalle, ainsi que l'optimisation des matériaux ont constitué les étapes clés de cette étude. De plus les méthodes de calculs menées manuellement et à l'aide du logiciels Autodesk Robot Structural ont permis de valider les choix techniques tout en respectant les normes en vigueur.

La conclusion principale qui émerge de cette analyse est que l'ingénieur civil doit non seulement se conformer aux exigences techniques, mais aussi anticiper les défis liés aux contraintes environnementales et aux évolutions technologiques.

Enfin, cette étude constitue une base solide pour des projets futurs plus complexes, et offre des pistes d'amélioration pour une meilleure optimisation des coûts et de la durabilité des structures. Les recommandations issues de cette recherche peuvent également servir de guide dans le cadre de projets similaires à plus grande échelle.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

N°	TITRES	AUTEURS	EDITIONS	ANNEE
1	Calcul des éléments simple et des structures de bâtiments	Jean-Pierre MOUGIN	EYROLLES	1994
2	Pratique de BAEL 91 Cours avec exercices	Jean PERCHAT Jean ROUX	EYROLLES	1994
3	BAEL 91 modifié 99 et DTU associé	Jean-Pierre MOUGIN	EYROLLES	2000
4	Résistance des matériaux	Mir MOSCOU	I. MIROLIOUBOV	1986
5	Conception et calcul de structures de bâtiments, Tome 1	Henry THONIER	EYROLLES	1999
6	Etude structurale d'un immeuble de type R+4 à Niamey abritant le premier siège du Groupe Piscines des joyaux en Afrique	SOIFEINE Abdou Soiluhi		2015-2016
7	Conception et dimensionnement du Centre Régional de Sciences Mathématiques (CRSM-Saliou Touré) d'Abidjan (Côte d'Ivoire)	M'PO M'BIMA KouagouSoukou		2018-2019
8	Conception et dimensionnement d'un bâtiment de type R+1 à usage de garage et salle d'archives à Cotonou	George ANATO		2023

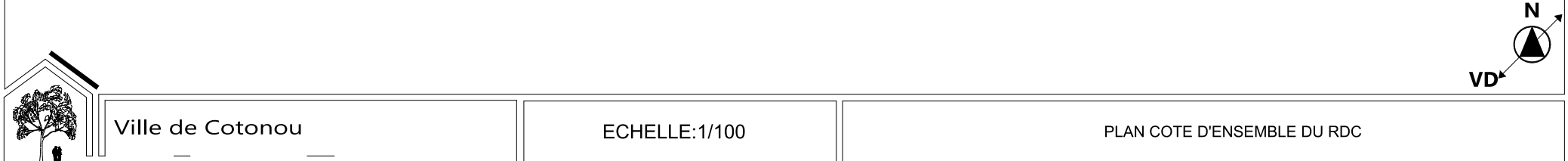
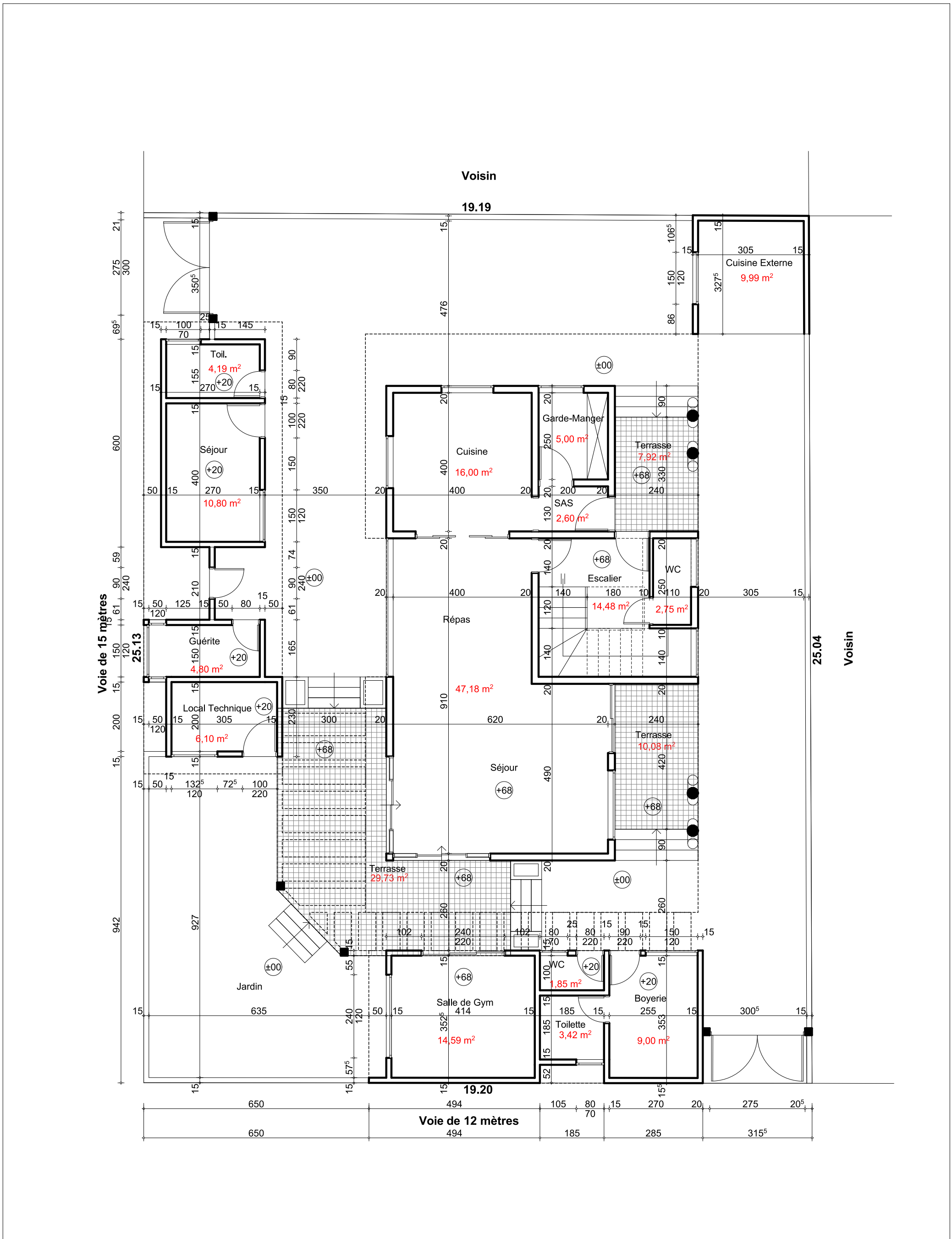
Table des matières

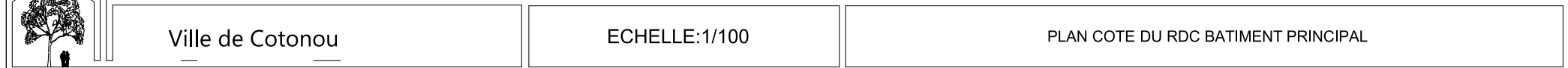
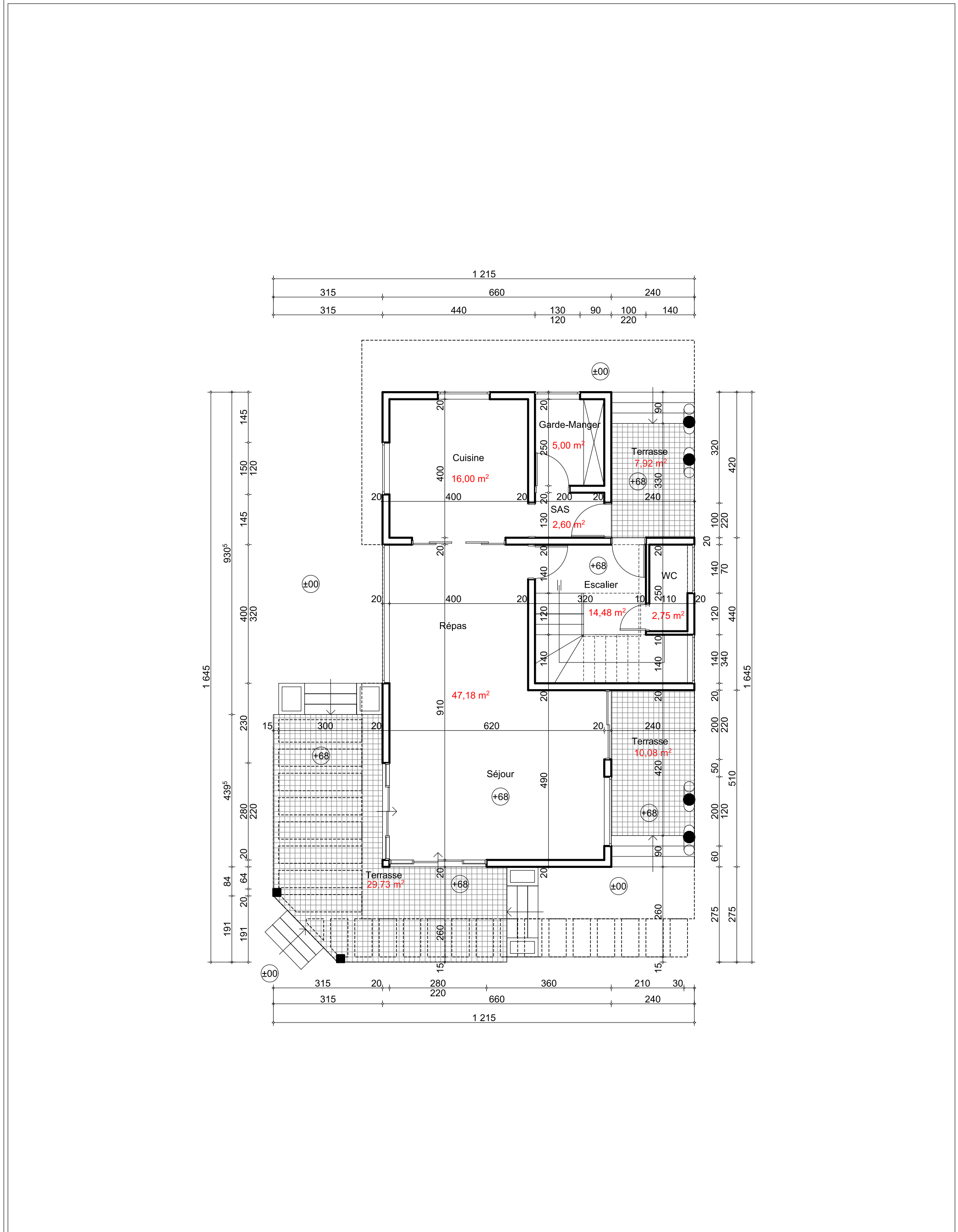
DEDICACES	i
REMERCIEMENTS	iii
Listes des abréviations, acronymes et sigles	v
Liste des figures	ix
Liste des symboles et unités de mesures	x
Sommaire	xv
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 : Description du projet	2
1.1. DESCRIPTION ARCHITECTURALE.....	2
CHAPITRE 2 : Hypothèses de calculs et caractéristiques des matériaux	4
2.1.1 Choix du type de structure	4
2.1.2 Règlement utilisé	4
2.1.3 Capacité portante du sol	4
2.2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	5
2.2.1 Béton	5
2.2.2 Acier.....	5
2.3 Principes généraux	5
CHAPITRE 3: Principe de la descente des charges et pré-dimensionnement des éléments porteurs	7
3.1 PRINCIPE DE LA DESCENTE DES CHARGES	Erreur ! Signet non défini.
3.1.1 Charges permanentes (G).....	Erreur ! Signet non défini.
3.1.2 Charges d'exploitation (Q).....	Erreur ! Signet non défini.
3.2 PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....	7
3.2.1 Choix de types du plancher	7
3.2.2 Pré-dimensionnement du plancher.....	7
3.2.2.1 Epaisseur du plancher (e)	7
3.2.2.2 Les dimensions de la section en T	7
3.3 CONFIGURATION DES PLANCHERS A CORPS CREUX	8
3.3.1 Configuration du plancher toiture-terrasse	8
3.3.2 Configuration des planchers courants.....	9
3.4 PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PORTEURS	10
3.4.1 Pré-dimensionnement des poutres principales	10
3.4.2 Pré-dimensionnement des poteaux	10
3.4.2.1 Poteaux rectangulaires ou carrés	10
CHAPITRE 4: Descente des charges sur les éléments porteurs	12
4.1 DESCENTE DES CHARGES SUR LES ELEMENTS PORTEURS.....	12

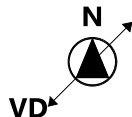
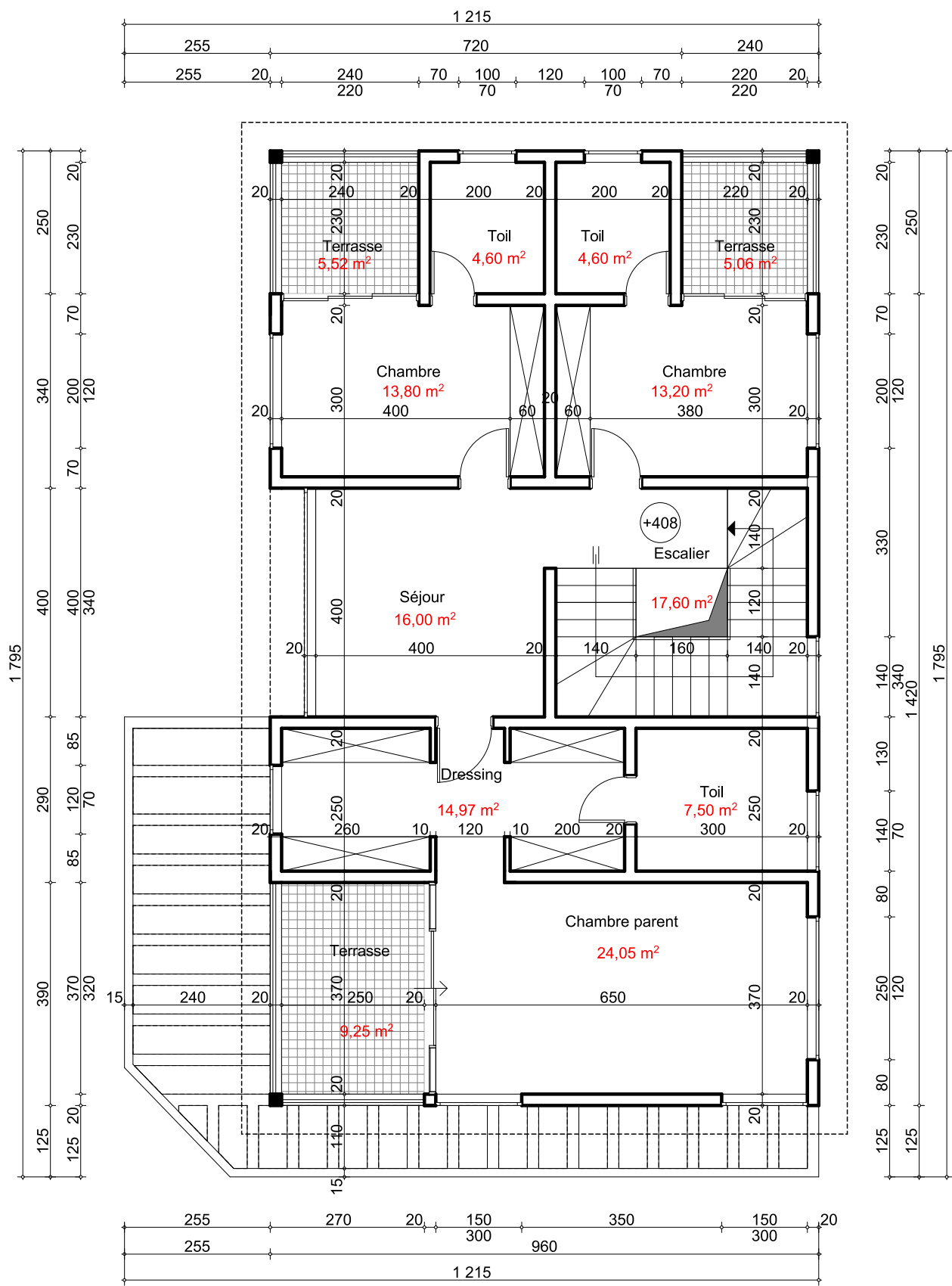
4.1.1 Descente des charges sur les planchers	12
4.1.1.1 Plancher toiture-terrasse	12
4.1.2 Descente des charges sur les poutrelles	13
4.1.2.1 Descente des charges sur les poutrelles de la toiture-terrasse	13
4.1.2.2 Descente des charges sur les poutrelles du plancher courant.....	14
4.1.3 Descente de charges sur les poutres.....	14
4.1.3.2 Descente de charges sur les poutres de la toiture terrasse	17
4.1.5 Descente des charges en tête des semelles isolées	25
CHAPITRE 5 : Dimensionnement des éléments porteurs.....	26
5.1.2 Calcul des armatures chapeaux sur appuis	28
5.1.3 Calcul des armatures transversales	28
5.2 DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	31
5.2.1 Détermination des sollicitations.....	31
5.2.2 Moments fléchissant et efforts tranchants	32
5.2.2.1 Schéma statique de la poutre principale B5 (20*50) de plancher terrasse	32
5.2.2.2 Calcul des sollicitations	32
5.2.3 Calcul des sections d'armatures	36
5.3 Dimensionnement des poteaux	41
5.3.1 Dimensionnement du poteau P1 (25x25)	41
5.3.1.1 Schéma statique du poteau P1.....	41
5.3.1.3 Calcul des armatures transversales (cadres).....	43
5.4 Dimensionnement de l'escalier	43
5.4.2 Descente des charges de l'escalier	44
5.4.3 Schéma statique de l'escalier	44
5.4.4 Calcul des sollicitations.....	45
5.5 DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES	47
5.5.1 Dimensionnement de la semelle isolée S ₁	47
CHAPITRE 6 : Devis descriptif, Quantitatif et Estimatif.....	50
6.1 CONSISTANCE ET REPARTITION DES TRAVAUX.....	50
6.2 NORMES – AUTORISATIONS – QUALITÉ DES MATÉRIAUX.....	50
6.3 TRAVAUX PREPARATOIRES.....	50
6.3.1 Installation de chantier	50
6.3.2 Nettoyage et décapage	51
6.3.3 Implantation.....	51
6.4 Terrassement.....	51
6.4.1 Fouilles	51

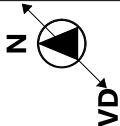
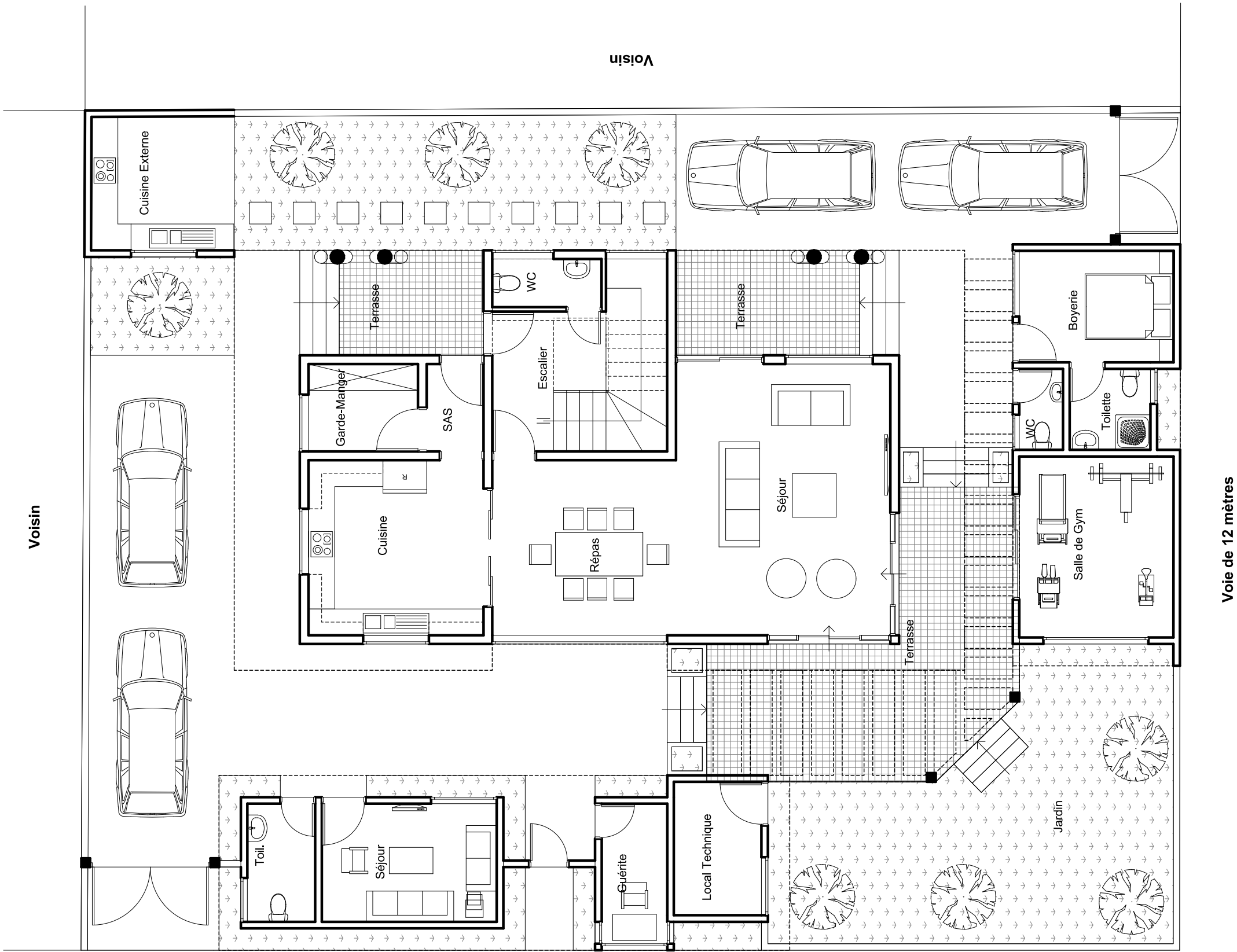
6.4.2 Remblais provenant des fouilles.....	51
6.4.3 Remblais d'apport	52
6.4.4 Terres excédentaires	52
6.5 BETONS – MAÇONNERIES.....	52
6.5.1 Béton de propreté	53
6.5.2 Fondations	53
6.5.3 Forme de dallage, forme de pente, planchers hauts.....	53
6.5.4 Béton Armé	53
6.5.5 Maçonneries	54
6.5.5.1 Murs de soubassement.....	54
6.5.5.2 Murs en élévation	54
6.5.5.3 Fosse septique - Puisard - Regard.....	54
6.5.5.4 Planchers.....	54
6.6 ENDUITS ET REVETEMENTS	55
6.6.1 Enduits verticaux	55
6.6.2 Enduits horizontaux.....	55
6.6.3 Carrelage au sol	55
6.6.4 Faïence.....	56
6.6.5 Forme de pente	56
6.7 MENUISERIE BOIS – ALUMINUM – VITRERIE	56
6.7.1 Portes	56
6.7.2 Fenêtres.....	56
6.7.3 Garde-corps	56
6.7.4 Protection des bois.....	56
6.7.5 Menuiseries à vernir (précautions à prendre)	57
6.8 PLOMBERIE - SANITAIRE	57
6.8.1 Canalisations.....	57
6.8.2 Appareils sanitaires et robinetterie	58
6.8.3 Accessoires sanitaires	58
6.9 ELECTRICITE.....	58
6.10 PEINTURE	59
6.11 AMENAGEMENTS EXTERIEURS	59
6.11.1 Voiries - Réseaux - Divers (VRD)	59
6.11.2 Nettoyage de mise en service.....	59
Conclusion	64
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	65

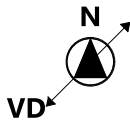
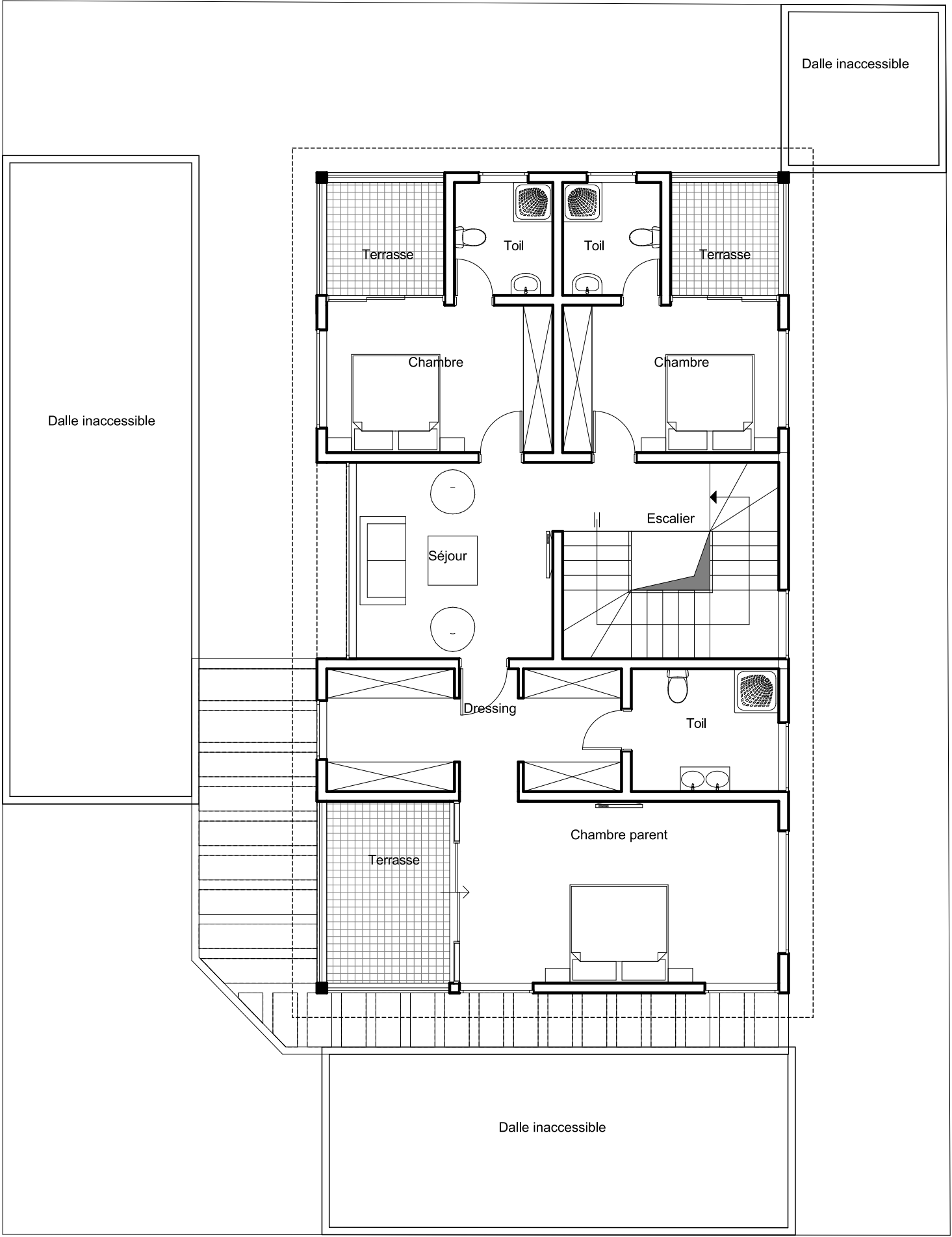
ANNEXES

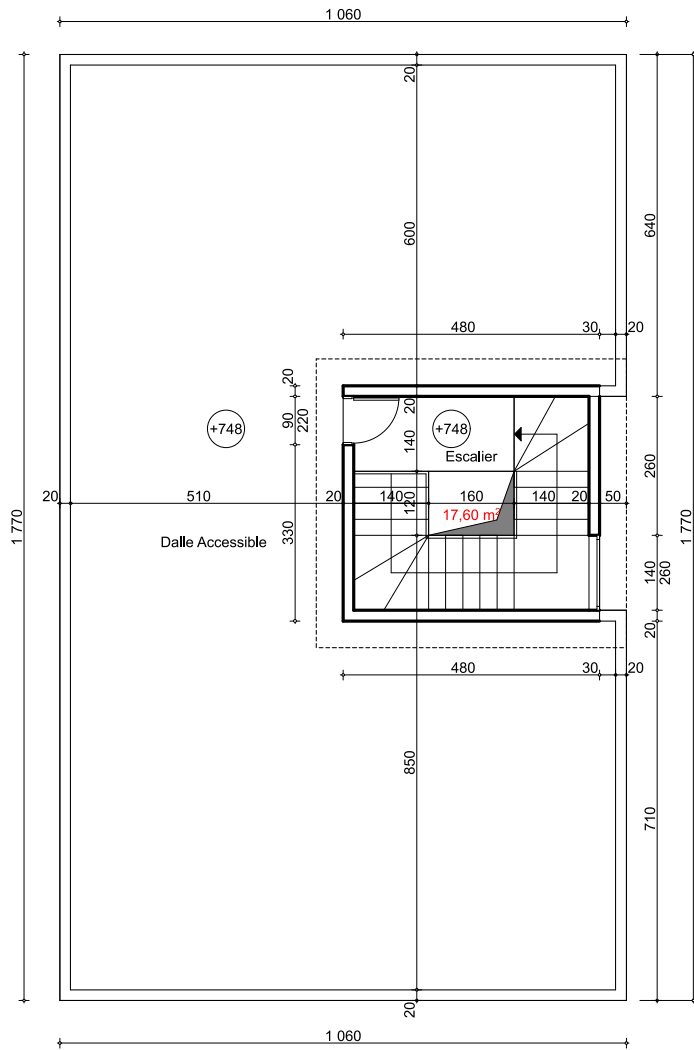












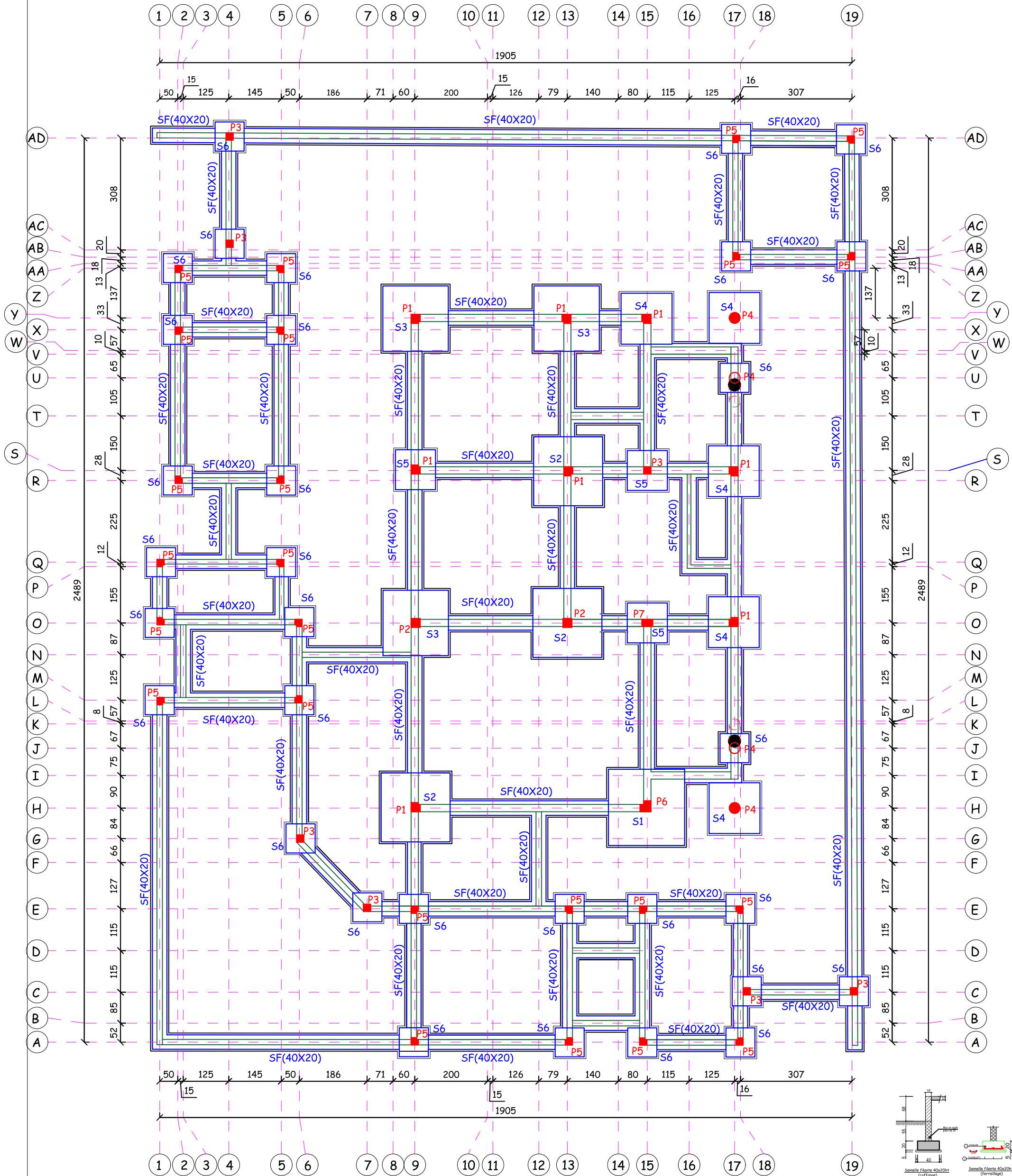


TABLEAU DES POTEAUX					
Noms	a(cm)	b(cm)	c(cm)	d(cm)	Nbre
P1	25	25	20	20	8
P2	25	25	/	/	2
P3	20	20	/	/	7
P4	30	/	/	/	4
P5	20	20	15	15	24
P6	30	30	20	20	1
P7	20	30	/	/	1

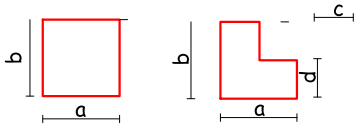
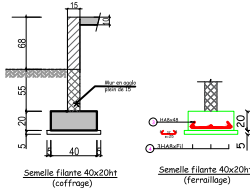


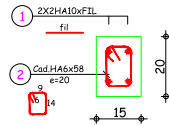
TABLEAU DES SEMELLES				
Désignations	A(cm)	B(cm)	H(cm)	Nbre
S1	210	210	50	1
S2	190	190	45	3
S3	180	180	40	3
S4	140	140	30	5
S5	110	110	25	3
S6	80	80	25	32

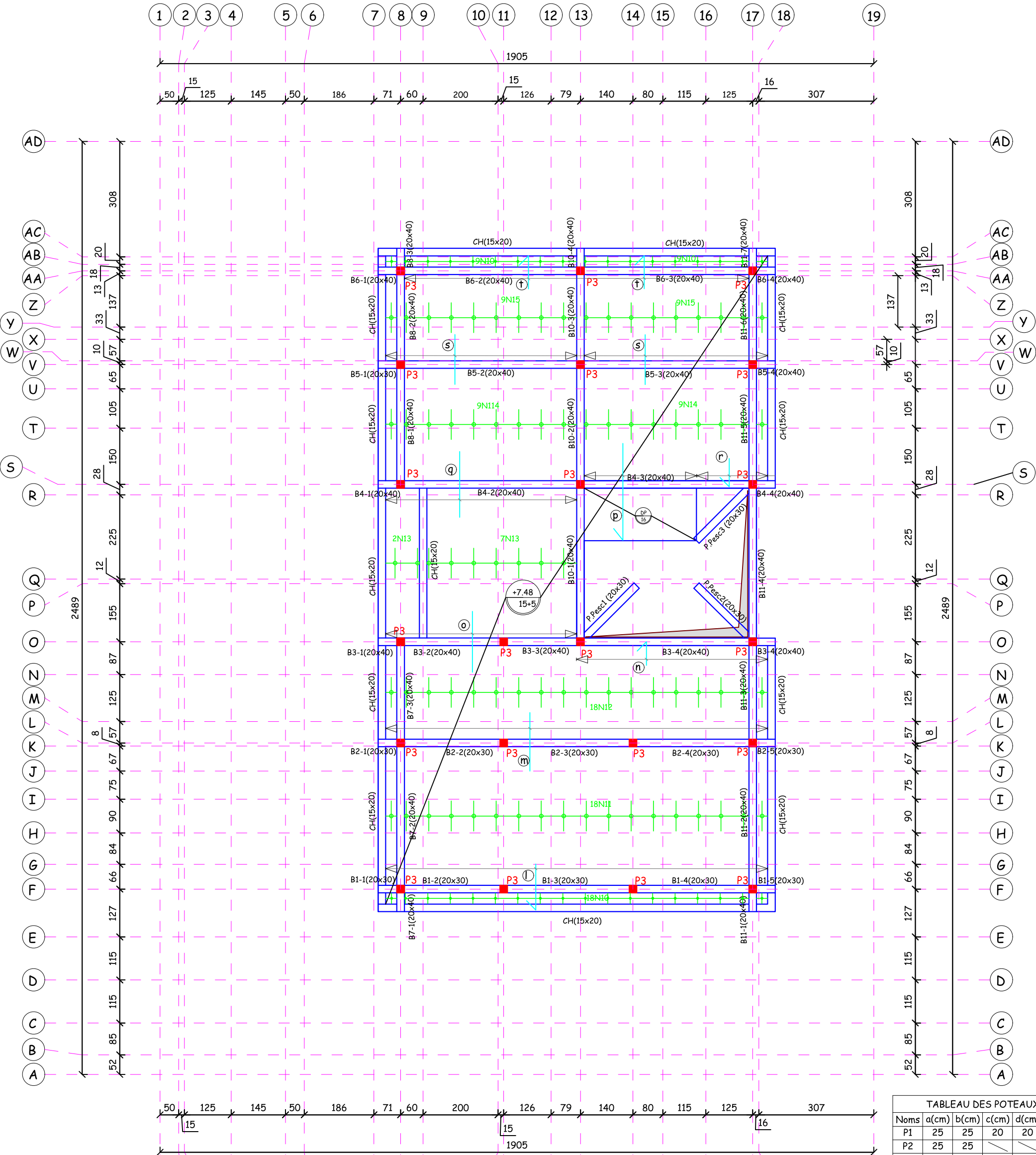
NOTAS

- Contrainte du béton FC28= 25 MPa
- Aciers FeE 400
- Recouvrement des aciers: 40Ø minimum
- Enrobage des aciers: 4 cm en fondation et 3 en élévation
- Profondeur des fouilles:
1.2 m pour les semelles isolées
0.8 m pour les semelles filantes



Chainage CH(15x20)



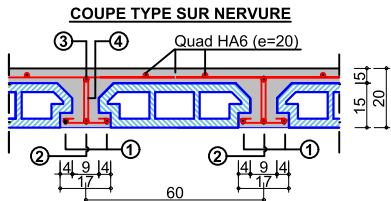


NOTAS

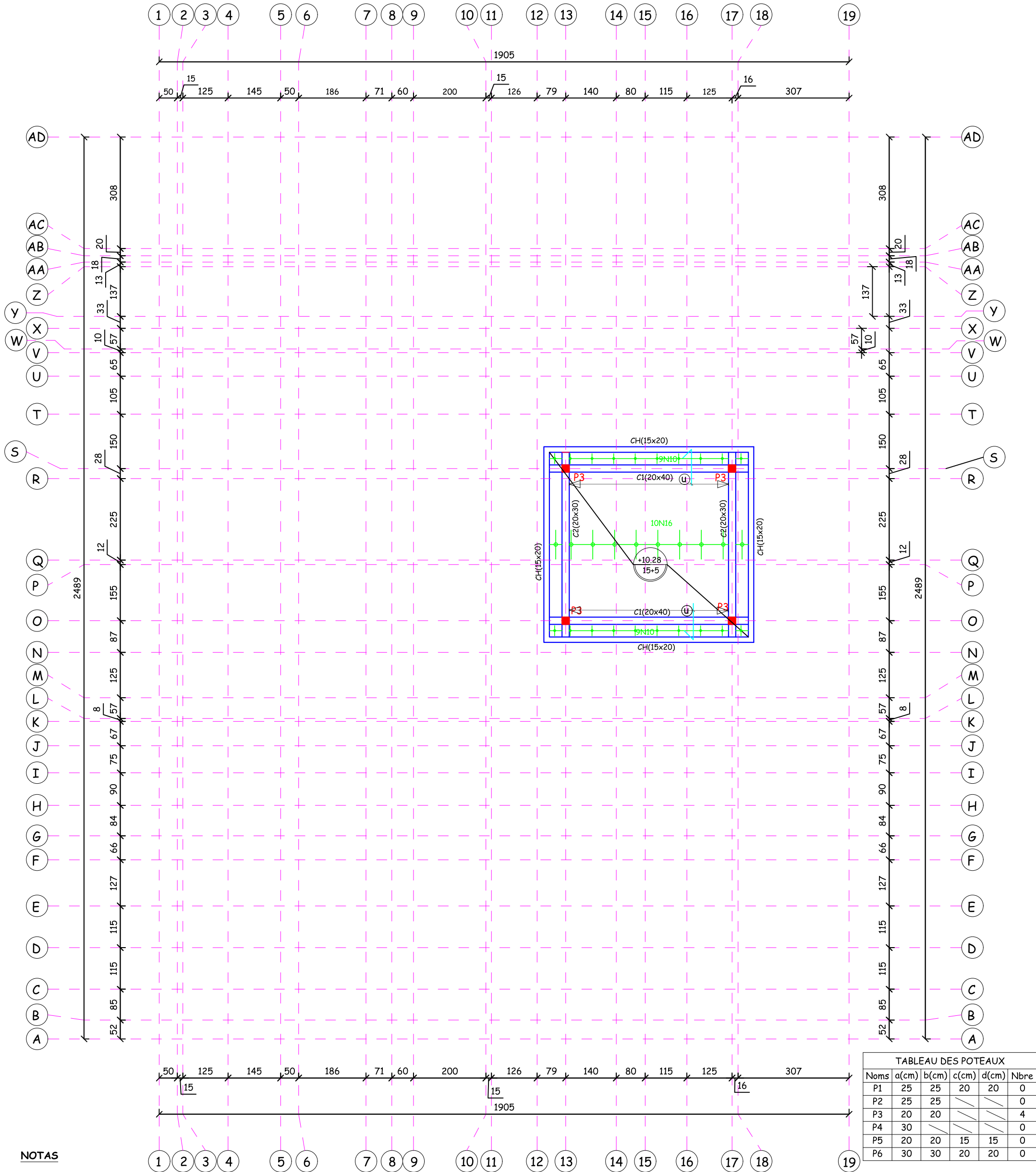
- Contrainte du béton FC28= 25 MPa
- Aciers FeE 400
- Recouvrement des aciers: 40Ø minimum
- Enrobage des aciers: 4 cm en fondation et 3 en élévation
- Profondeur des fouilles: 1.2 m pour les semelles isolées 0.8 m pour les semelles filantes

LEGENDE	
■	Poteau continuant
▨	Poteau démarrant
□	Poteau s'arrêtant

TABLEAU DES POTEAUX					
Noms	a(cm)	b(cm)	c(cm)	d(cm)	Nbre
P1	25	25	20	20	0
P2	25	25	/	/	0
P3	20	20	/	/	21
P4	30	/	/	/	0
P5	20	20	15	15	0
P6	30	30	20	20	0



PLAN DE POUTRAISON R+1



NOTAS

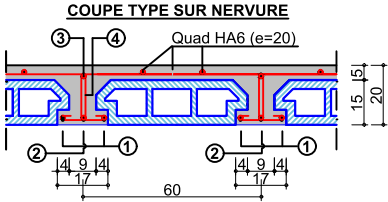
- Contrainte du béton FC28= 25 MPa
- Aciers FeE 400
- Recouvrement des aciers: 40Ø minimum
 - Enrobage des aciers: 4 cm en fondation et 3 en élévation
- Profondeur des fouilles:
 - 1.2 m pour les semelles isolées
 - 0.8 m pour les semelles filantes

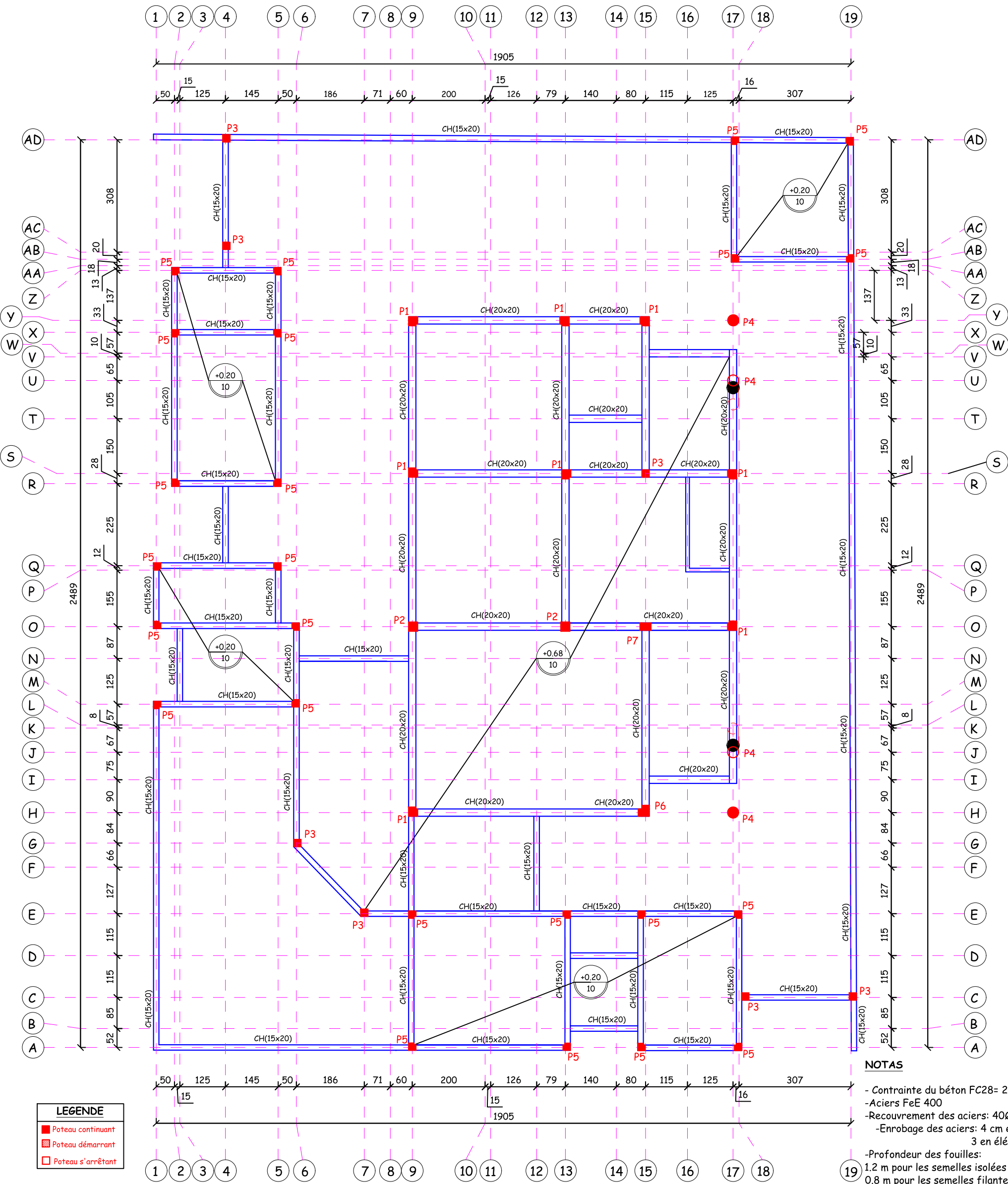
LEGENDE

Poteau continuant

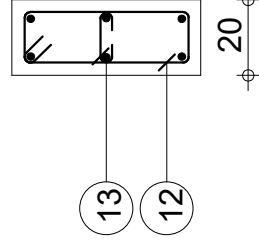
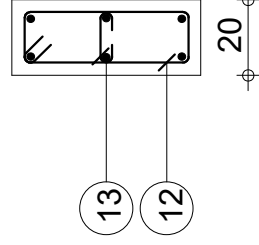
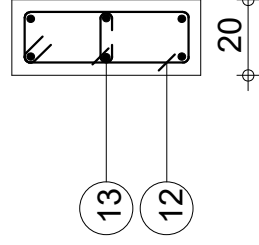
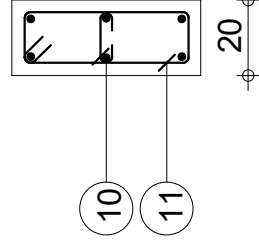
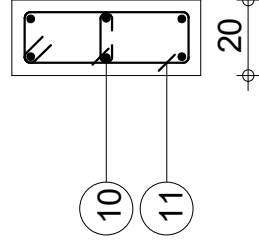
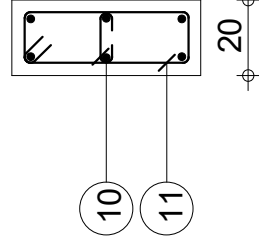
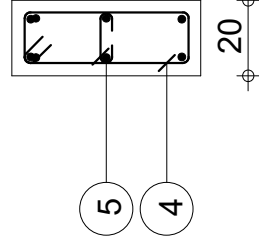
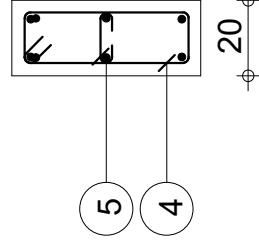
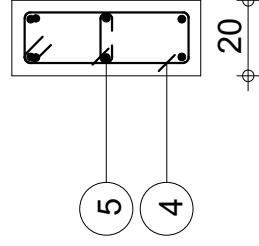
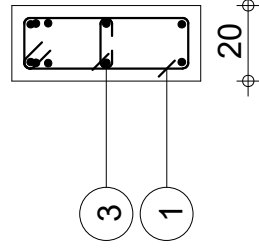
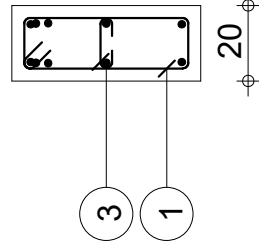
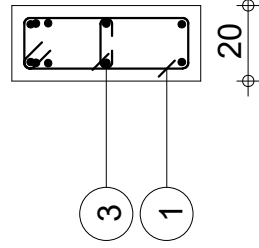
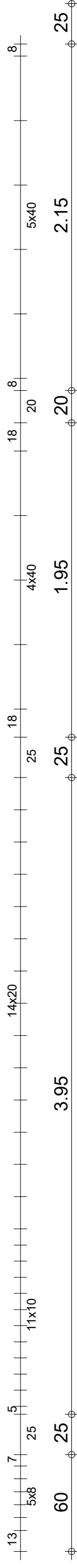
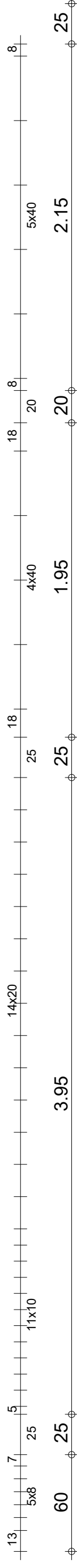
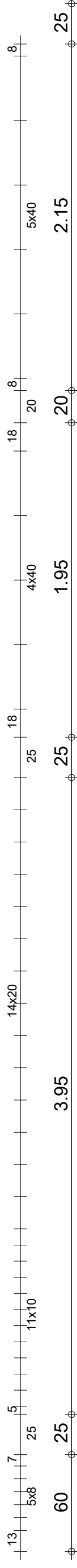
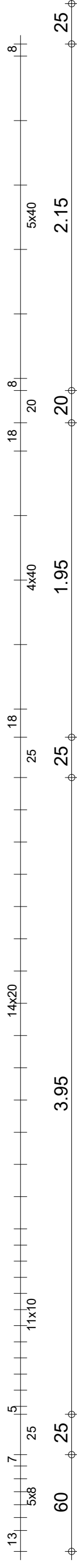
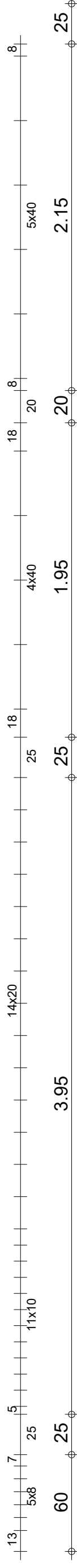
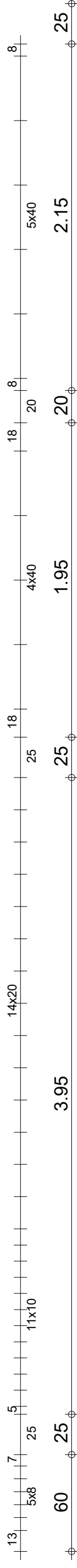
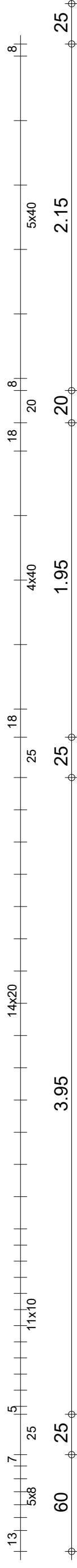
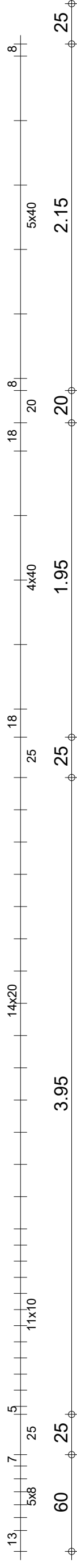
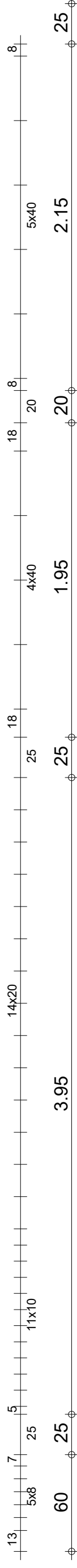
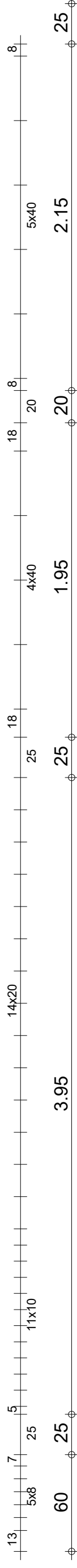
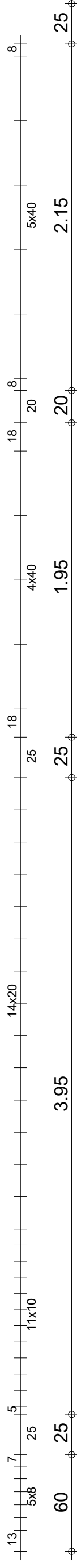
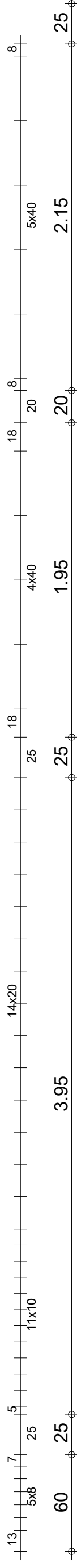
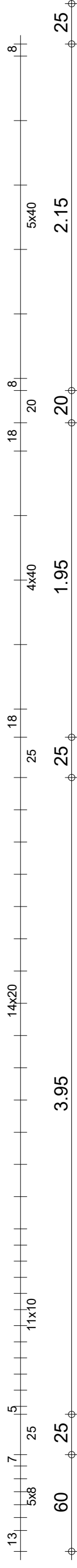
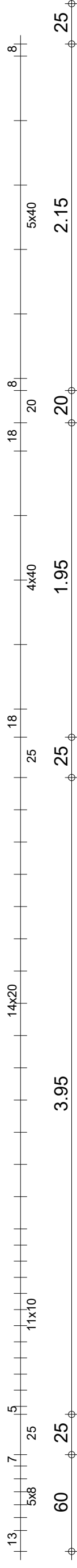
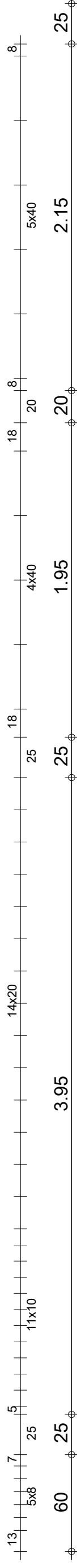
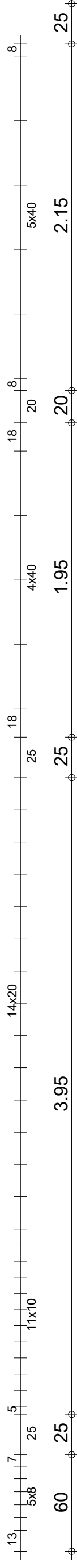
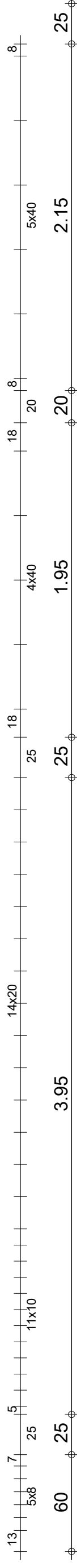
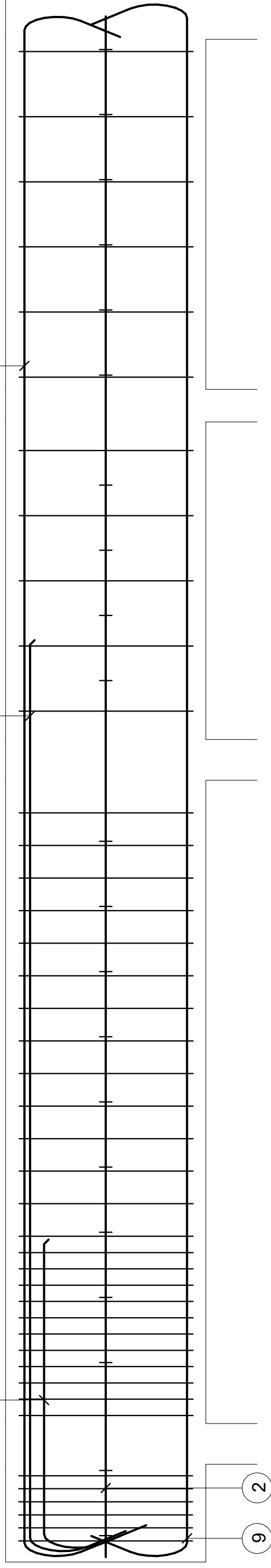
Poteau démarrant

Poteau s'arrêtant





PLAN DE DALLAGE
(COFFRAGE)

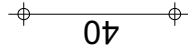
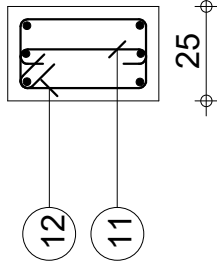
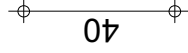
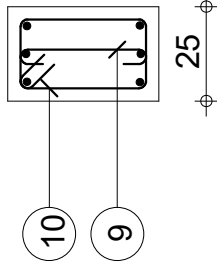
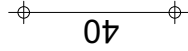
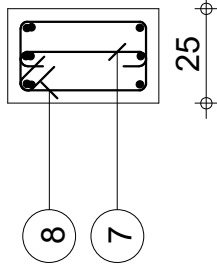
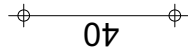
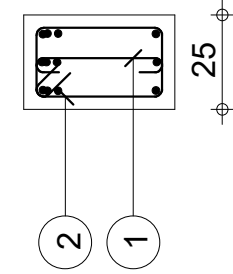
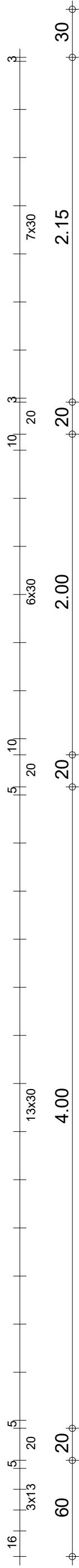
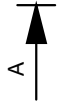


Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme		
①	42HA 6	l=1.28	31	④	25HA 6	l=1.28	31	⑦	2HA 14	l=5.84	00	⑩	4HA 6	l=26	00		
②	2HA 10	l=9.46	00	⑤	9HA 6	l=26	00	⑧	2HA 16	l=2.17	00	⑪	5HA 6	l=1.28	31		
③	2HA 6	l=26	00	⑥	2HA 14	l=9.95	00	⑨	2HA 14	l=10.03	00	⑫	6HA 6	l=1.28	31		
Tél. _____ Fax _____																	
RDC				A7				Nombre 1									
								Béton : BETON = 0.96 m3				Acier HA 400 = 69.2 kg					
								Enrobage inférieur 3 cm				Enrobage supérieur 3 cm					
PROJET DE CONSTRUCTION R+1								Section 20x50								Enrobage latéral 3 cm	
								Densité = 108.3 kg/ m3				Echelle pour la vue 3.79cm/m x 9.33cm/m				Page 1/1	
								Surface du coffrage = 11.5 m2								Echelle pour la section 1:20	

Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
①	42HA 6	l=1.28	31	④	25HA 6	l=1.28	31	⑦	2HA 14	l=5.84	00	⑩	4HA 6	l=26	00
②	2HA 10	l=9.46	00	⑤	9HA 6	l=26	00	⑧	2HA 16	l=2.17	00	⑪	5HA 6	l=1.28	31
③	2HA 6	l=26	00	⑥	2HA 14	l=9.95	00	⑨	2HA 14	l=10.03	00	⑫	6HA 6	l=1.28	31
Tél. _____ Fax _____															
RDC				A7				Nombre 1							
								Béton : BETON = 0.96 m3				Acier HA 400 = 69.2 kg			
								Enrobage inférieur 3 cm				Enrobage supérieur 3 cm			
PROJET DE CONSTRUCTION R+1				Section 20x50				Densité = 108.3 kg/ m3				Echelle pour la vue 3.79cm/m x 9.33cm/m			
								Surface du coffrage = 11.5 m2				Echelle pour la section 1:20			

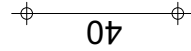
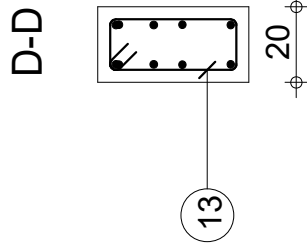
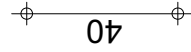
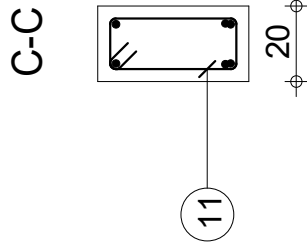
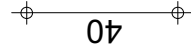
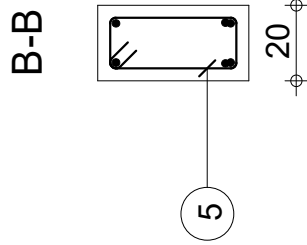
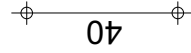
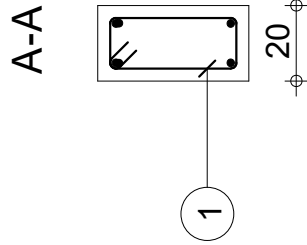
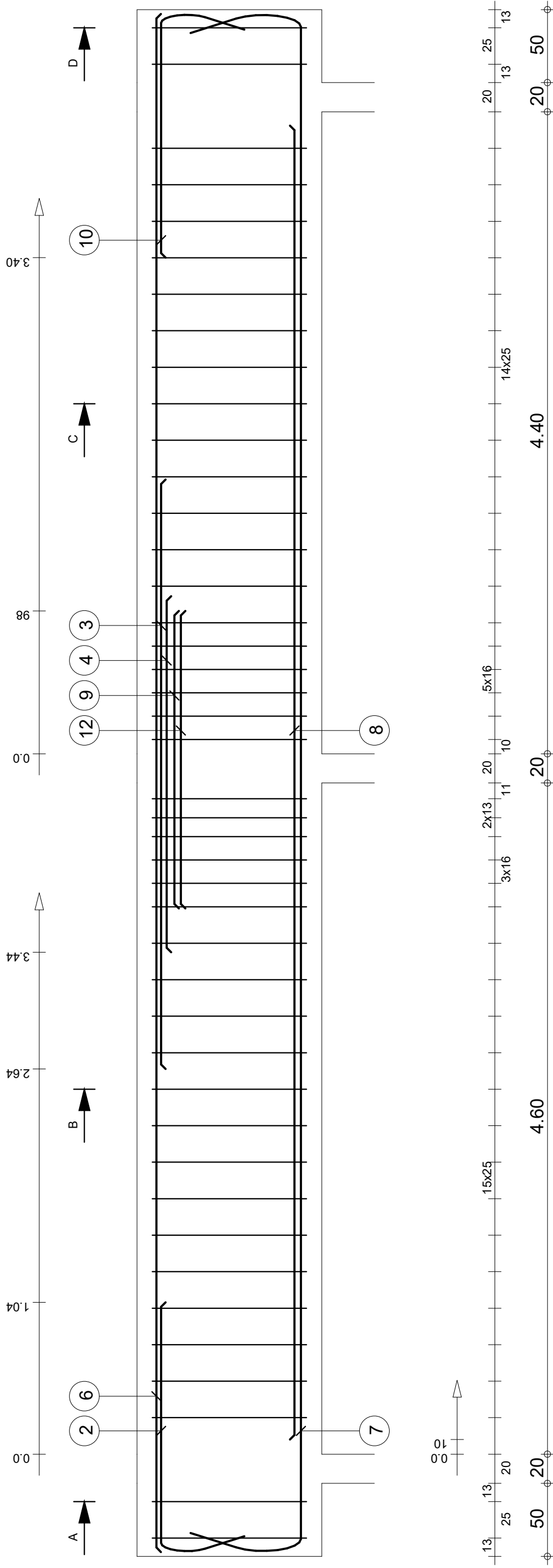
RDC																A7															
PROJET DE CONSTRUCTION R+1																Section 20x50															
Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme												
①	42HA 6	=1.28	31	④	25HA 6	=1.28	31	⑦	2HA 14	=5.84	00	⌀ ¹⁴ [_g] ₄	⑩	4HA 6	=26	00	⑬	6HA 6	=26	00	5 14										
②	2HA 10	=9.46	00	⑤	9HA 6	=26	00	⑧	2HA 16	=2.17	00	⌀ ⁵ 14	⑪	5HA 6	=1.28	31															
③	2HA 6	=26	00	⑥	2HA 14	=9.95	00	⑨	2HA 14	=10.03	00	⌀ ⁵ 14	⑫	6HA 6	=1.28	31															
																Tél.				Fax				Acier HA 400 = 69.2 kg							
																Nombre 1				Béton : BETON = 0.96 m3				Acier HA 400 = 35 kg							
																				Enrobage inférieur 3 cm				Enrobage supérieur 3 cm							
																				Densité = 108.3 kg/ m3				Echelle pour la vue 3.79cm/m x 9.33cm/m							
																				Surface du coffrage = 11.5 m2				Echelle pour la section 1:20							
																								Page 1/1							

RDC																A7															
PROJET DE CONSTRUCTION R+1																Section 20x50															
Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme												
①	42HA 6	=1.28	31	④	25HA 6	=1.28	31	⑦	2HA 14	=5.84	00	⌀ ¹⁴ [_g] ₄	⑩	4HA 6	=26	00	⑬	6HA 6	=26	00	5 14										
②	2HA 10	=9.46	00	⑤	9HA 6	=26	00	⑧	2HA 16	=2.17	00	⌀ ⁵ 14	⑪	5HA 6	=1.28	31															
③	2HA 6	=26	00	⑥	2HA 14	=9.95	00	⑨	2HA 14	=10.03	00	⌀ ⁵ 14	⑫	6HA 6	=1.28	31															
																Tél.				Fax				Acier HA 400 = 69.2 kg							
																Nombre 1				Béton : BETON = 0.96 m3				Acier HA 400 = 35 kg							
																				Enrobage inférieur 3 cm				Enrobage supérieur 3 cm							
																				Densité = 108.3 kg/ m3				Echelle pour la vue 3.79cm/m x 9.33cm/m							
																				Surface du coffrage = 11.5 m2				Echelle pour la section 1:20							
																								Page 1/1							

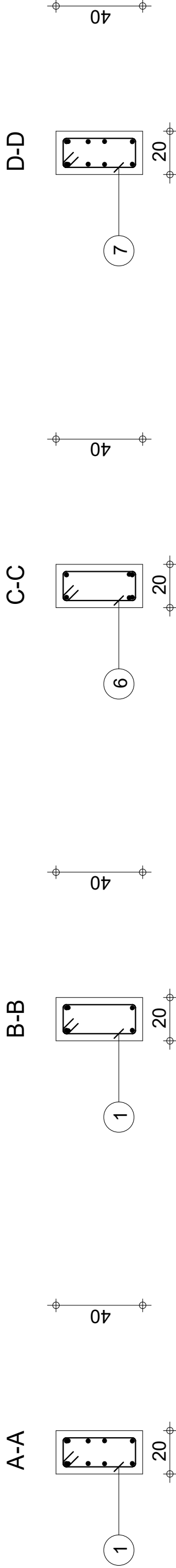
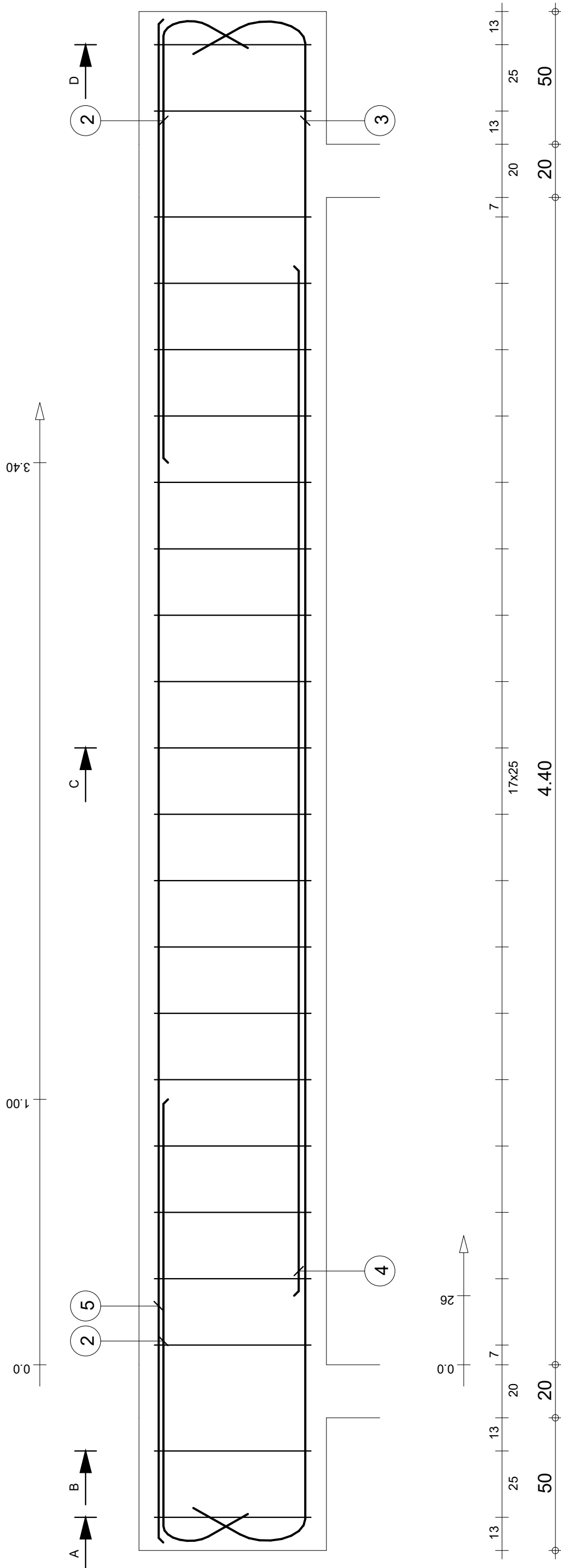


Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
(1)	4HA 8 = 49	00	$\frac{6}{\text{---}} \frac{34}{\text{---}}$	(4)	3HA 12 = 9,97	00	$\frac{9}{\text{---}} \frac{9.59}{\text{---}}$	(7)	14HA 8 = 49	00	$\frac{6}{\text{---}} \frac{34}{\text{---}}$
(2)	4HA 8 = 1,22	31	$\frac{19}{\text{---}} \frac{10}{\text{---}} \frac{34}{\text{---}}$	(5)	3HA 12 = 1,83	00	$\frac{9}{\text{---}} \frac{1.64}{\text{---}}$	(8)	14HA 8 = 1,22	31	$\frac{19}{\text{---}} \frac{10}{\text{---}} \frac{34}{\text{---}}$
(3)	3HA 12 = 5,58	00	$\frac{9}{\text{---}} \frac{5.39}{\text{---}}$	(6)	3HA 14 = 10,08	00	$\frac{9}{\text{---}} \frac{9.59}{\text{---}}$	(9)	7HA 8 = 49	00	$\frac{6}{\text{---}} \frac{34}{\text{---}}$
								(10)	7HA 8 = 1,22	31	$\frac{19}{\text{---}} \frac{10}{\text{---}} \frac{34}{\text{---}}$
								(11)	8HA 8 = 49	00	$\frac{6}{\text{---}} \frac{34}{\text{---}}$
								(12)	8HA 8 = 1,22	31	$\frac{19}{\text{---}} \frac{10}{\text{---}} \frac{34}{\text{---}}$

RDC	PROJET DE CONSTRUCTION R+1	A8	Section 25x40	Tél.	Fax		
				Nombre 1			
				Béton : BETON = 0.965 m3	Acier HA 400 = 82.8 kg		
				Enrobage inférieur 3 cm	Acier HA 400 = 22.2 kg		
				Enrobage supérieur 3 cm		Enrobage latéral 3 cm	
		Densité = 108.8 kg/ m3 Surface du coffrage = 10.1 m2	Echelle pour la vue 3.77cm/m x 10.9cm/m Echelle pour la section 1:20	Page 1/1			



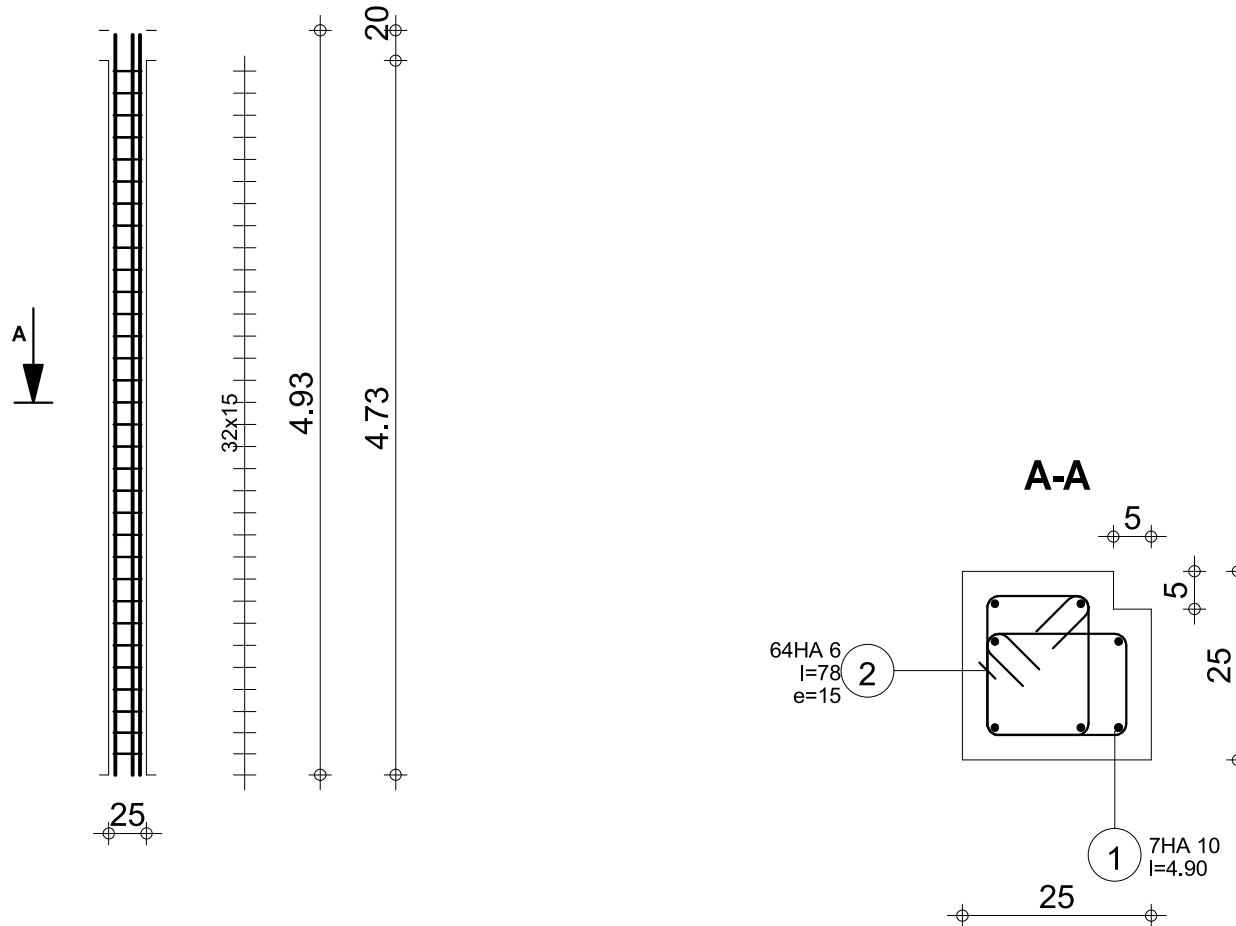
Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
①	2HA 6	l=1.08	31	④	2HA 12	l=2.44	00	⑦	2HA 14	l=11.02	00	⑩	2HA 12	l=1.86	00
②	2HA 12	l=1.90	00	⑤	20HA 6	l=1.08	31	⑧	2HA 14	l=9.00	00	⑪	19HA 6	l=1.08	31
③	2HA 12	l=4.04	00	⑥	2HA 8	l=10.54	00	⑨	2HA 12	l=2.04	00	⑫	2HA 10	l=2.04	00
Tél. _____ Fax _____															
R+1		B5										Nombre 1			
PROJET DE CONSTRUCTION R+1		Section 20x40										Enrobage inférieur 3 cm			
												Enrobage supérieur 3 cm			
												Densité = 107.7 kg/ m3			
												Surface du coffrage = 10.6 m2			
												Echelle pour la vue 3.45cm/m x 10.9cm/m			
												Echelle pour la section 1:20			
												Page 1/1			



Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
①	2HA 6	I=1.08	31	④	2HA 14	I=3.88	00	⑦	2HA 6	I=1.08	31
②	4HA 12	I=1.86	00	⑤	2HA 8	I=5.74	00				
③	2HA 14	I=6.23	00	⑥	18HA 6	I=1.08	31				

EDICULE		Tél.		Fax			
		C1				Nombre 1	
		PROJET DE CONSTRUCTION R+1		Section 20x40			
Béton : BETON = 0.464 m3		Acier HA 400 = 35.6 kg					
Enrobage inférieur 3 cm		Enrobage supérieur 3 cm		Enrobage latéral 3 cm			
Densité = 87.93 kg/ m3		Echelle pour la vue 6.17cm/m x 10.9cm/m		Page 1/1			
Surface du coffrage = 5.88 m2		Echelle pour la section 1:20					

Pos.	Armature	Code	Forme
①	7HA 10 l=4.90	00	4.90
②	64HA 6 l=78	31	<div> <div>14</div> <div>8</div> <div>20</div> </div>



Echelle: 1/100

COTONOU

Tél.

Fax

RDC

PROJET DE CONSTRUCTION R+1

P1

Section 25x25

Acier HA 400 = 21.1 kg Béton : BETON = 0.296 m3

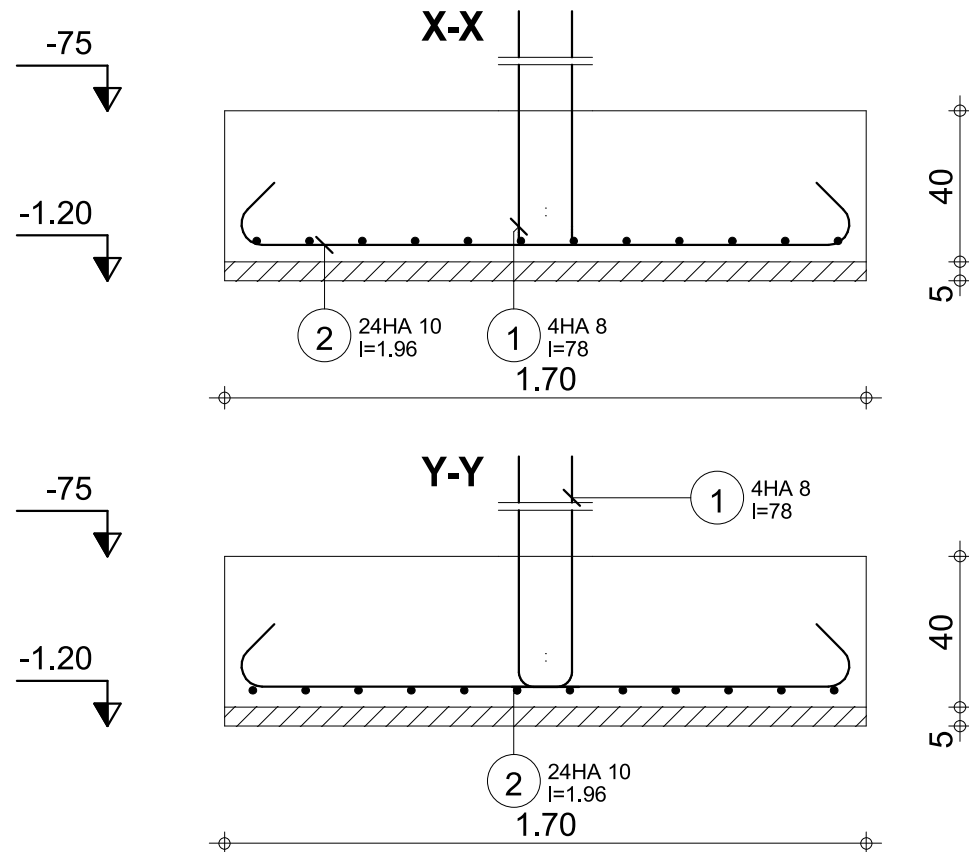
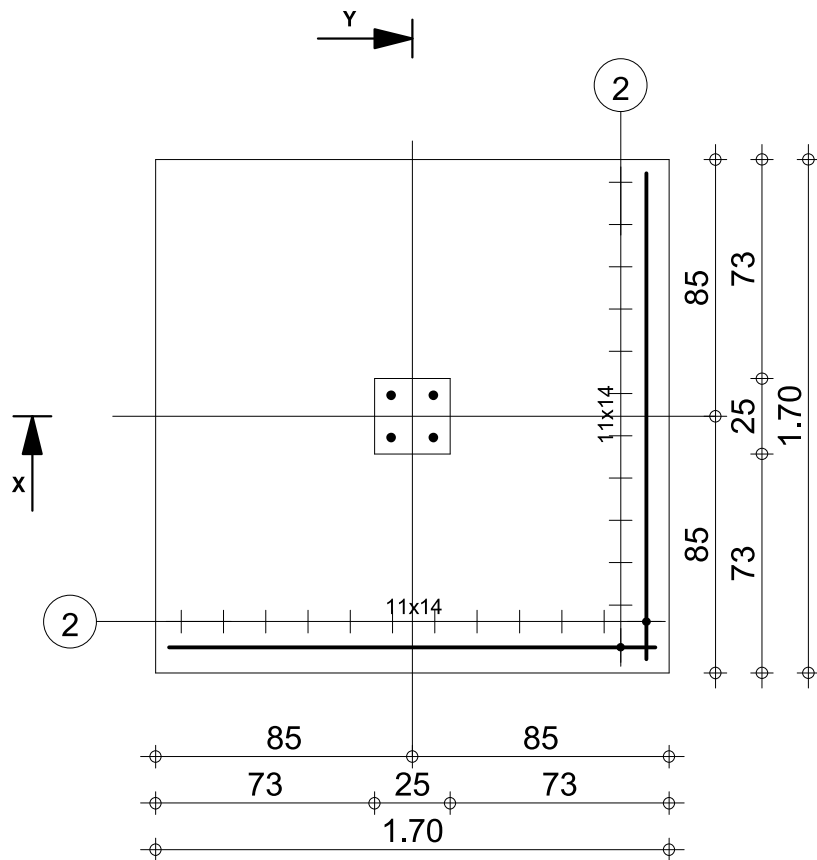
Acier HA 400 = 11.1 kg Surface du coffrage = 4.93 m2

Enrobage 3 cm

Echelle pour la vue 1/50

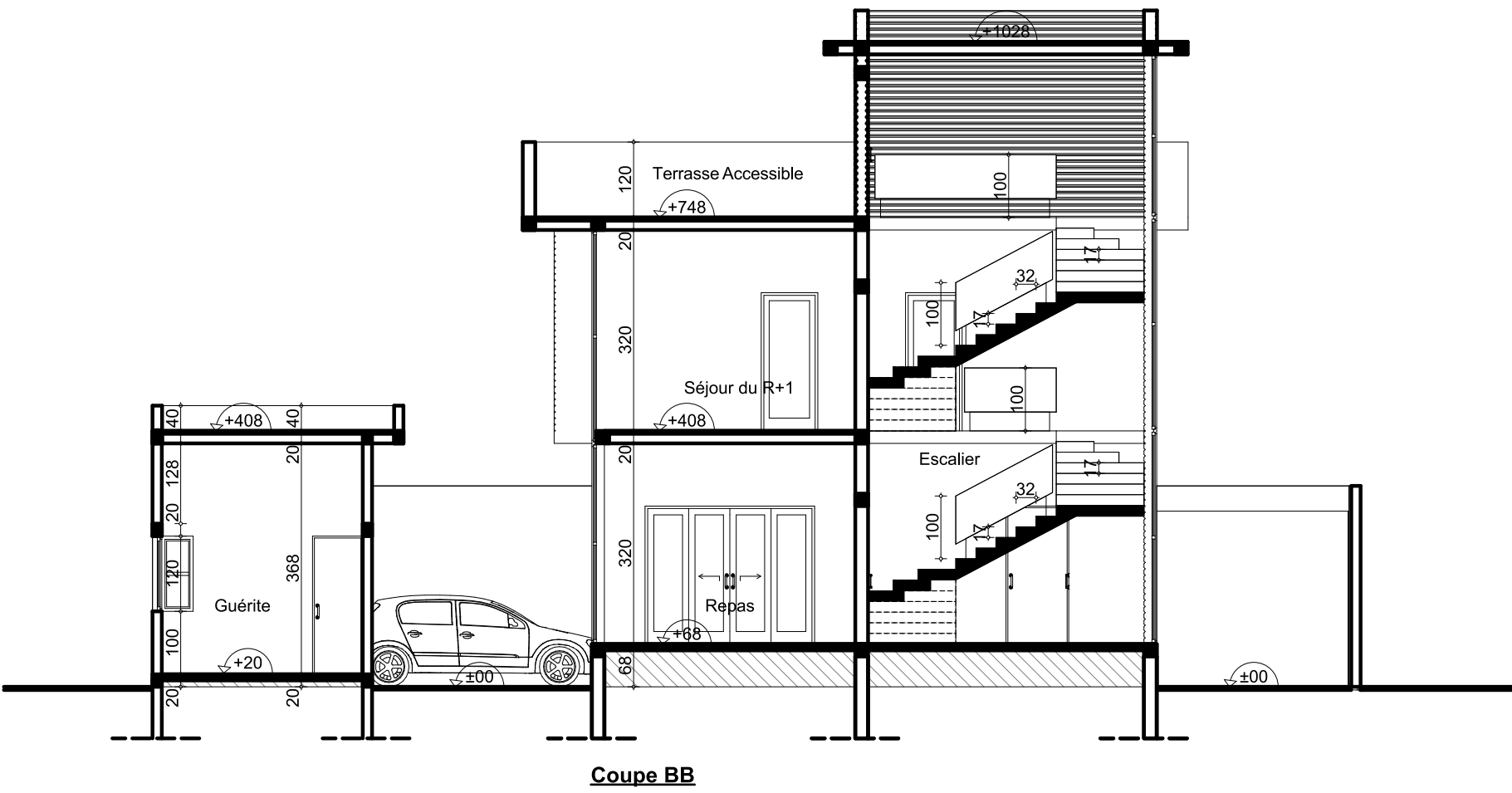
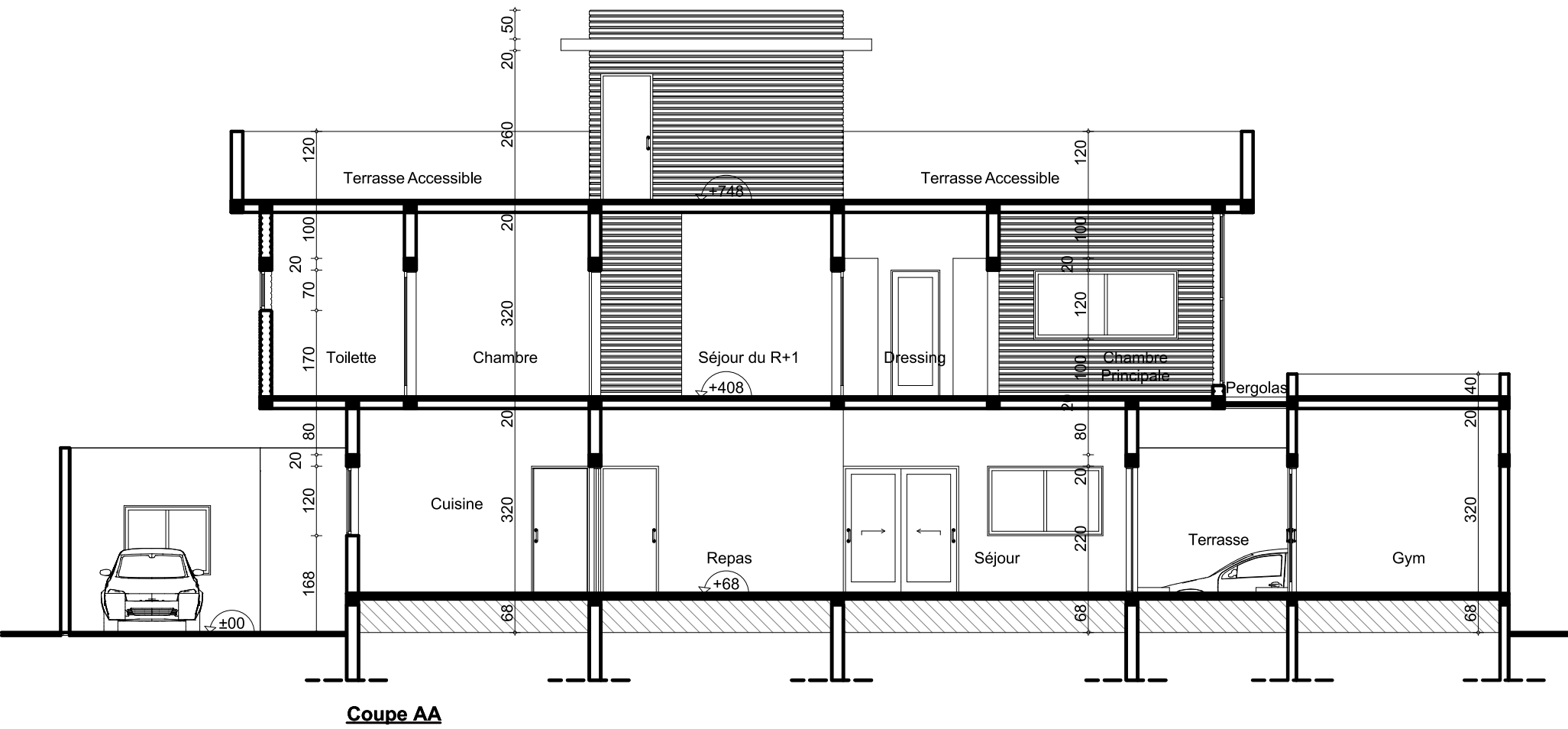
Echelle pour la section 1/10

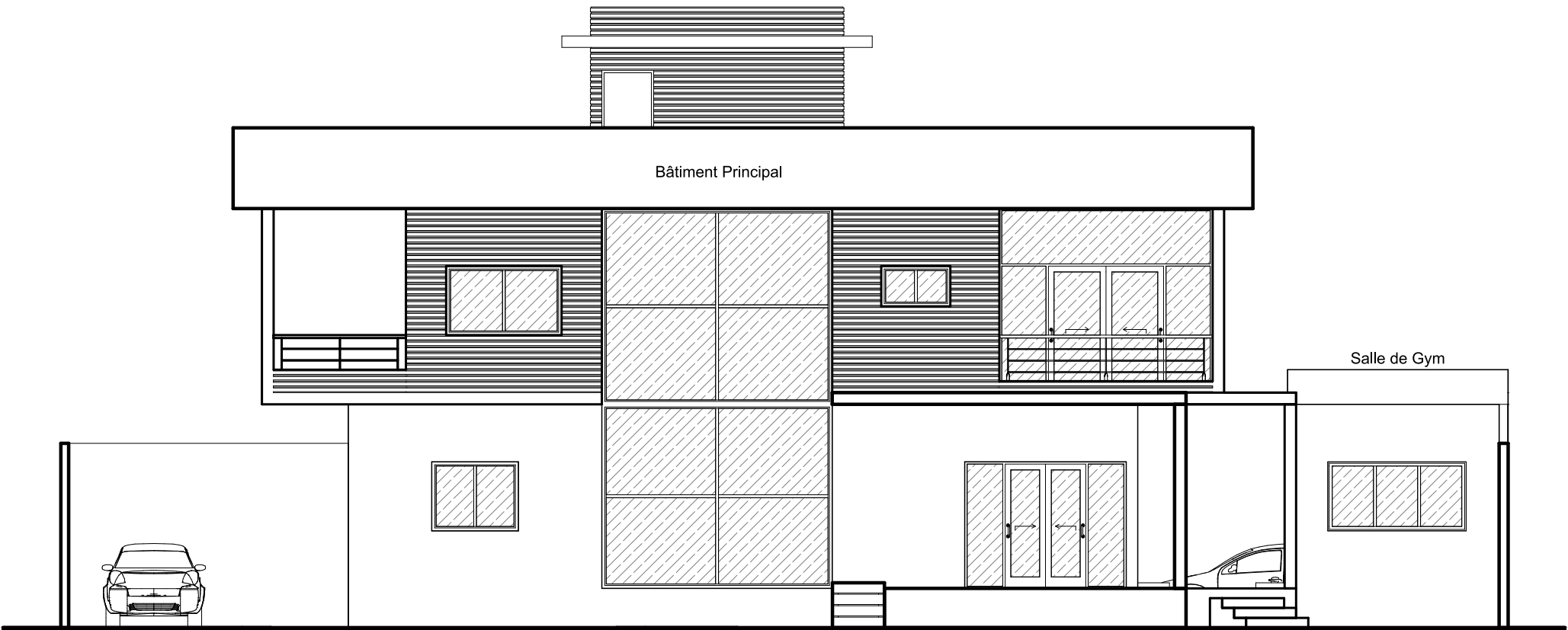
Page 1/1



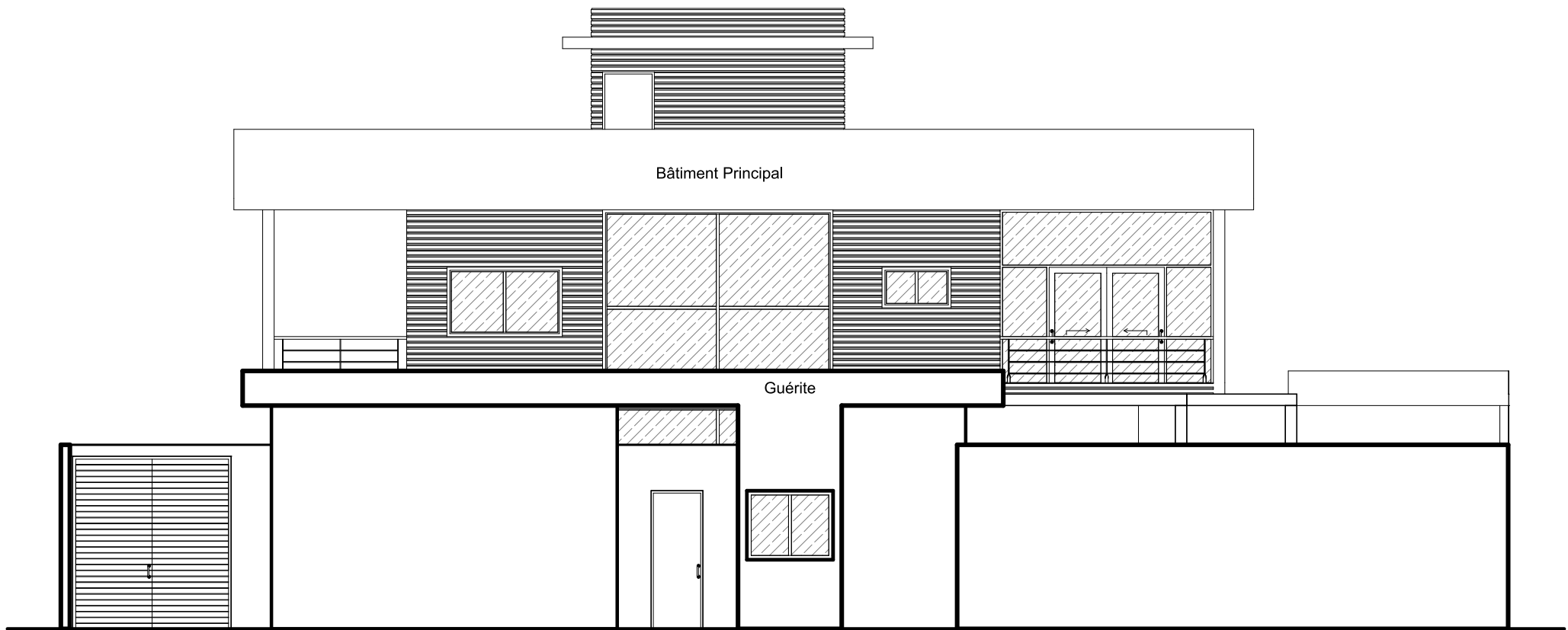
Pos.	Armature	Code	Forme
①	4HA 8 l=78	00	
②	24HA 10 l=1.96	00	

Projet de construction d'un bâtiment de type R +1		COTONOU	Tél.	Fax	Acier HA 400 = 30.2 kg	
Fissuration peu préjudiciable					Béton : BETON = 1.16 m3	
FONDATION		S1	Nombre 1	Surface du coffrage = 2.72 m2	Enrobage c1 = 4 cm, c2 = 3 cm	
				Densité = 26.03 kg/ m3	Echelle pour la vue 1/25	Page 1/1



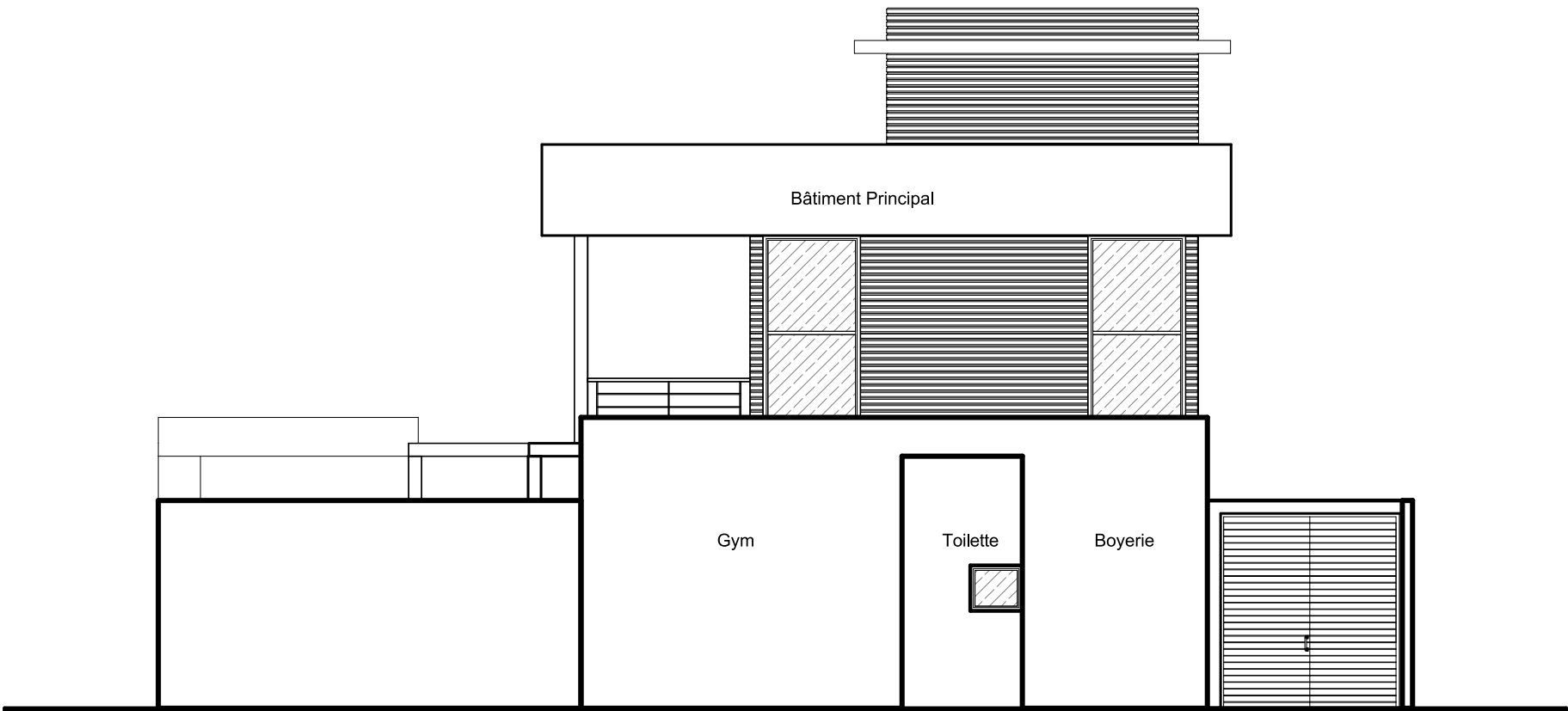


Façade Principale (OUEST)



Façade Principale (OUEST) depuis la Rue

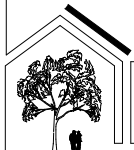


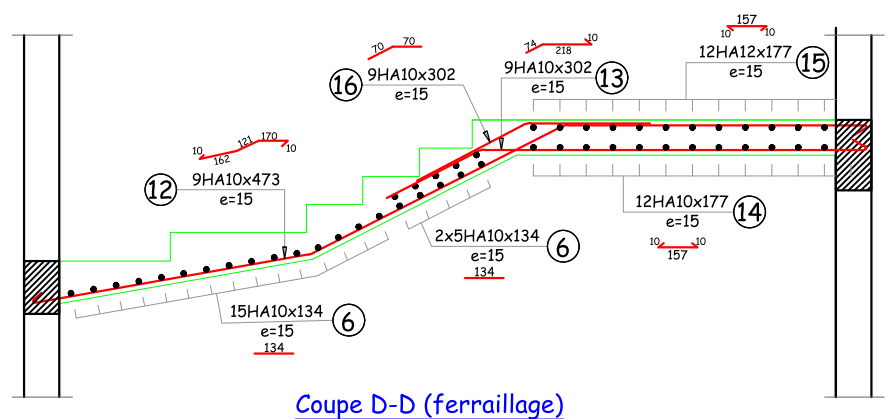


Façade Latérale Droite (SUD) depuis la Rue



Façade Arrière (EST)





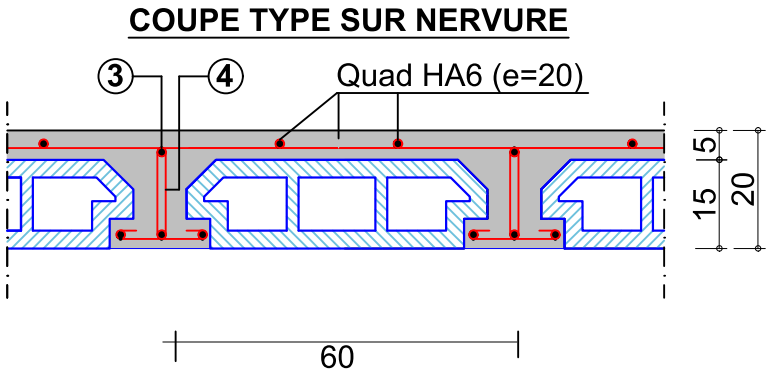


TABLEAU RECAPITULATIF DES NERVURES

Nervure	Portée (m)	Section (cm2)		NUMEROS DES ACIERS					Epaisseur du plancher
		calculée	mise	1	2	3	4	5 (quadrillage)	
PLANCHER HAUT RDC									
N1	3,52	1,37	1,51	2HA8	1HA8	1HA8	HA6 e= 18	HA 6 e=20	15+5
N2	2,70	0,78	1,51	2HA8	1HA8	1HA8	HA6 e= 18	HA 6 e=20	15+5
N3	3,06	1,02	1,51	2HA8	1HA8	1HA8	HA6 e= 18	HA 6 e=20	15+5
N4	1,30	0,17	1,51	2HA8	1HA8	1HA8	HA6 e= 18	HA 6 e=20	15+5
N5	2,20	0,50	1,51	2HA8	1HA8	1HA8	HA6 e= 18	HA 6 e=20	15+5
N6	2,50	0,65	1,51	2HA8	1HA8	1HA8	HA6 e= 18	HA 6 e=20	15+5
N7	4,00	1,76	2,07	2HA10	1HA8	1HA8	HA6 e= 18	HA 6 e=20	15+5
N8	4,00	2,97	3,05	2HA12	1HA10	1HA8	HA6 e= 18	HA 6 e=20	15+5
N9	1,30	0,17	1,51	2HA8	1HA8	1HA8	HA6 e= 18	HA 6 e=20	15+5
N10	0,30	0,01	1,51	2HA8	1HA8	1HA8	HA6 e= 18	HA 6 e=20	15+5
N11	3,72	1,95	2,07	2HA10	1HA8	1HA8	HA6 e= 18	HA 6 e=20	15+5
N12	2,50	0,83	1,51	2HA8	1HA8	1HA8	HA6 e= 18	HA 6 e=20	15+5
N13	4,00	2,29	2,70	2HA10	1HA12	1HA8	HA6 e= 18	HA 6 e=20	15+5
N14	3,00	1,22	1,51	2HA8	1HA8	1HA8	HA6 e= 18	HA 6 e=20	15+5
N15	2,30	0,70	1,51	2HA8	1HA8	1HA8	HA6 e= 18	HA 6 e=20	15+5
N16	4,00	1,81	2,07	2HA10	1HA8	1HA8	HA6 e= 18	HA 6 e=20	15+5

TABLEAU DES CHAPEAUX

N°	Aciers	Façonnages
a	HA10X98	10 88
b	HA10X108	10 98
c	HA10X117	10 107
d	HA10X195	10 185
e	HA10X118	118
f	HA10X73	10 63
g	HA10X163	163
h	HA10X262	10 252
i	HA10X200	200
j	HA10X110	10 100
k	HA10X240	10 230
l	HA10X133	10 123
m	HA10X156	156
n	HA10X73	10 63
o	HA10X163	163
p	HA10X262	10 252
q	HA10X175	175
r	HA10X85	10 75
s	HA10X133	133
t	HA10X98	10 88
u	HA10X110	10 100





PERSPECTIVE 1



PERSPECTIVE 2