SATA AFRIQUE SA avec AG
Services - Agencement - Technologie - Aménagement
Missions d'Ingénieurs Conseils
Architecture et Ingénierie Civile
Urbanisme et Aménagement

Études structurales et de fondations sur radier général en présence de nappe phréatique : cas d'un bâtiment commercial R+3 avec mezzanine et sous-sol à Ouagadougou

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE

MASTER

SPÉCIALITÉ GÉNIE CIVIL- BÂTIMENT ET TRAVAUX PUBLICS

Présenté et soutenu publiquement le 17 juillet 2026 par

Lalipié Ousmane OUATTARA (20240207)

Encadrant 2iE : Dr Philbert NSHIMIYIMANA, Institut 2iE
Maître de stage : Gildas de SOUZA, SATA AFRIQUE SA
Structure d'accueil du stage : SATA AFRIQUE SA

Jury d'évaluation du stage :

Président : Pr Wend Kounni Igor OUEDRAOGO

Membres et correcteurs : Dr Yasmine Binta TRAORE

Dr Decroly DJOUBISSIE

Promotion 2025-2026

Dédicace

À la mémoire de mon oncle, Pr Aboubakar Sidiki OUATTARA,

Qui a été un pilier inébranlable et un guide précieux tout au long de ma vie. Ce travail est le fruit des valeurs de persévérance et d'excellence que tu m'as transmises.

Ton soutien indéfectible a tracé le chemin de mon parcours, et bien que tu ne sois plus là pour voir l'aboutissement de cette étape de ma vie, ton héritage continue de m'inspirer chaque jour.

Que ce mémoire témoigne de ma profonde gratitude et de mon affection éternelle.

Repose en paix, mon cher oncle.

Remerciements

Durant notre formation et au cours dudit stage pour la rédaction de ce mémoire, nous avons été soutenus par des personnes de valeur à qui nous exprimons notre sincère reconnaissance. Nous saisissons cette opportunité pour exprimer notre sincère gratitude et nos remerciements à :

- L'ensemble du corps professoral de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2IE) pour tous les efforts consentis à faire de nous un homme utile pour la société d'aujourd'hui et de demain ;
- Le Dr Philbert NSHIMIYIMANA, Enseignant-chercheur au département de Génie Civil et Directeur de mémoire ;
- Tout le personnel enseignant et administratif de la Fondation 2iE ;
- Le Gérant de SATA AFRIQUE SA, Souleymane ZERBO pour m'avoir accepté comme stagiaire ;
- L'ingénieur Gildas de SOUZA pour l'accompagnement ;
- L'ingénieur structure de SATA AFRIQUE SA, Armel TIENDREBEOGO pour m'avoir encadré ;
- Ma maman Marcelline BARRO pour tout son soutien depuis toujours ;
- Ma tante Nadine CUZIN-OUATTARA, pour son accompagnement et soutien multiforme durant mon cursus et hors du cadre d'étude ;
- Mon oncle Lassina SANGARE, pour son soutien multiforme ;
- Mes cousins Camille et Quentin OUATTARA pour leurs appuis, conseils et accompagnement ;
- Toute la famille pour son soutien ;
- Tout le personnel de SATA AFRIQUE SA pour le suivi l'encadrement ;
- Un merci particulier à mes amis rencontrés à 2iE, HAZOUME Chris Daniel et AGBEHADJI Yao qui ont été un soutien énorme durant notre cursus ;
- À tous les camarades de 2iE GC, GEAH et GEE 2024-2026 ;
- Tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à la rédaction du présent rapport.

Résumé

À Ouagadougou, les inondations dans les sous-sols des bâtiments montrent à quel point il est difficile de gérer les eaux souterraines. Lorsque la nappe phréatique remonte, l'eau s'infiltre à travers les murs en béton, ce qui rend ces espaces inutilisables et fragilise l'ouvrage à long terme. Ces infiltrations et défauts d'étanchéité au niveau des fondations illustrent parfaitement l'importance de la durabilité dans la construction.

Face à ces contraintes environnementales, l'ingénieur en génie civil doit intégrer la protection contre l'eau dès la phase de conception. C'est à cette condition seule qu'il peut garantir la sécurité, le confort des usagers et la longévité du bâtiment.

C'est dans cette optique que nous avons étudié un bâtiment commercial R+3 avec sous-sol et mezzanine à Ouagadougou où nous avons d'abord modélisé la structure du bâtiment sur le logiciel CYPECAD pour calculer le poids du bâtiment et étudier ses fondations. Nous avons obtenu une capacité portante du sol de 0,20 MPa et un tassement de 0,74 cm.

Ensuite, nous avons étudié la réaction du sol face aux variations du niveau des eaux souterraines. Enfin, nous avons analysé les problèmes futurs que le bâtiment pourrait subir, identifié leurs causes et proposé des solutions constructives pour les éviter et estimé sa durée de vie à 131 ans.

Finalement, nous avons conçu une structure plus légère, plus stable et plus facile à aménager pour les architectes. De plus, pour protéger le bâtiment contre l'eau, nous avons prévu un système de drainage afin de réduire les effets de la nappe phréatique sur les fondations.

Mots-clés : Fondation, centre commercial, contraintes hydrostatiques, solutions constructives, durabilité.

Abstract

In Ouagadougou, flooding in the basements of buildings shows how difficult it is to manage groundwater. When the water table rises, water seeps through the concrete walls, making these spaces unusable and weakening the structure in the long term. These infiltrations and waterproofing defects at the foundation level perfectly illustrate the importance of durability in construction.

Faced with these environmental constraints, the civil engineer must integrate water protection from the design phase. Only then can he guarantee the safety, comfort of users and the longevity of the building.

It is with this in mind that we studied an R+3 commercial building with basement and mezzanine in Ouagadougou where we first modeled the structure of the building on the CYPECAD software to calculate the weight of the building and study its foundations. We obtained a bearing capacity of the soil of 0.20 MPa and a compaction of 0.74 cm.

Next, we studied the reaction of the soil to variations in the level of the water underground. Finally, we analyzed the future problems that the building could suffer, identified their causes and proposed constructive solutions to avoid them and estimated its lifespan at 131 years.

In the end, we designed a structure that was lighter, more stable and easier for architects to set up. In addition, to protect the building from water, we have provided a drainage system to reduce the effects of the water table on the foundations.

Keywords: Foundation, shopping centre, hydrostatic constraints, construction solutions, sustainability.

Liste des abréviations

2D, 3D : 2 Dimensions, 3 Dimensions

BAEL 91 Modifié 99 : Béton Armé aux Etats Limites

DTU : Document Technique Unifié

DGRE : Direction Générale des Ressources en Eau

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite Ultime

LNBTP : Laboratoire National des Bâtiments et Travaux Publics

NF P : Norme Française de Génie Civil

RDC : Rez-De-Chaussée

R+1 : Rez-De-Chaussée + 1 étage

SATA AFRIQUE : Service-Agencement-Technologie-Aménagement

TN : Terrain Naturel

Sommaire

Dédicace ii

Remerciements iii

Résumé iv

Abstract v

Liste des abréviations vi

Sommaire vii

Table des matières viii

Liste des tableaux xi

Liste des figures xii

Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation de la structure d'accueil et de la zone d'étude 2

Chapitre II : Matériaux, outils et méthodologie de conception 13

Chapitre III : Présentation de résultats et discussion 43

Conclusion générale et recommandations 53

Bibliographie 55

Annexes 56

Table des matières

Dédicace ii

Remerciements iii

Résumé iv

Abstract v

Liste des abréviations vi

Sommaire vii

Table des matières viii

Liste des tableaux xi

Liste des figures xii

Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation de la structure d'accueil et de la zone d'étude 2

Introduction 2

I.1. Présentation de la structure d'accueil 2

I.2. Présentation de la zone d'étude 4

I.3. Présentation du projet 6

I.3.1. Contexte du projet 7

I.3.2. Justification de l'étude sur ce projet 8

I.3.3. Diagnostic 9

I.4. Objectifs et hypothèses de travail 10

I.4.1. Objectifs de l'étude 10

I.4.2. Les hypothèses de calcul 10

Conclusion 11

Chapitre II : Matériaux, outils et méthodologie de conception 13

Introduction 13

II.1. Les caractéristiques mécaniques des matériaux 13

II.2. Outils utilisés pour la réalisation de l'étude 14

II.2.1. Le logiciel de conception et de traitement de plans 2D AutoCAD 14
II.2.2. Le logiciel de dimensionnement de structure CYPECAD 14
II.3. Méthodologie de conception et étude de la structure du bâtiment 15
II.3.1. Conception des éléments de la structure du bâtiment 15
II.3.2. Pré-dimensionnement du plancher-dalle 15
II.3.3. Pré-dimensionnement des poteaux 16
II.3.4. Prédimensionnement des voiles 17
II.3.5. Prédimensionnement du radier 17
II.4. Modélisation de la structure du bâtiment et descente de charge sur le logiciel CYPECAD 18
II.4.1. Modélisation de la structure du bâtiment sur le logiciel CYPECAD 18
II.4.2. Descente de charges sur les éléments structuraux du bâtiment 18
II.5. Étude de la structure du bâtiment 21
II.5.1. Étude structurale du plancher-dalle 21
II.5.2. Etude structurale du poteau 23
II.5.3. Étude structurale des voiles 24
II.5.4. Étude structurale du radier 25
II.6. Étude des fondations du bâtiment 27
II.6.1. Reconnaissance du sol de fondation 28
II.6.2. Répartition des contraintes dans le sol 30
II.6.3. Calcul de la contrainte admissible 31
II.6.4. Calcul de tassement sur différentes couches 32
II.6.5. Analyse de l'influence de la nappe phréatique sur le radier avec le logiciel Géo fond 33
II.6.6. Vérification au soulèvement de la semelle 33
II.6.7. Simulation du modèle sur le logiciel Géo Fond 33
II.7. Étude de la pérennité du sous-sol 34
II.7.1. Étude des pathologies 34
II.7.1. Identification des pathologies potentielles de l'ouvrage 35

II.7.1. Causes des pathologies 36
II.7.1. Solutions constructives 37
II.7.2. Étude de durabilité du sous-sol de l'ouvrage 37
II.7.3. Les indicateurs de durabilité de l'ouvrage 37
II.7.4. Estimation de la durée de vie de l'ouvrage 38
II.8. Étude technico-économique et environnementale 39
II.8.1. Etude financière de la structure porteuse de l'ouvrage 39
II.8.2. Planning d'exécution de l'ouvrage 40
II.8.3. Étude des implications environnementales de l'ouvrage 40
Conclusion 41
Chapitre III : Présentation de résultats et discussion 43
Introduction 43
III.1. Résultats d'études structurales de superstructure 43
III.1.1. Dispositions constructives du plancher-dalle 43
III.1.2. Dispositions constructives des poteaux 44
III.1.3. Contrainte, tassement et profondeur d'ancrage 45
III.1.4. Dispositions constructives des voiles et du radier 48
III.1.5. Durée de vie et solutions constructives pour assurer la pérennité de l'ouvrage 50
III.1.6. Drainage périphérique 51
Conclusion 52
Conclusion générale et recommandations 53
Bibliographie 55
Annexes 56

Liste des tableaux

Tableau 1 : Tableau récapitulatif des surfaces du bâtiment 8
Tableau 2 : Charges permanentes toiture terrasse inaccessible 19
Tableau 3 : Charges permanentes planchers courants 19
Tableau 4 : Évaluation des charges permanentes sur la volée des escaliers 20
Tableau 5 : Évaluation des charges permanentes du palier de repos des escaliers 20
Tableau 6 : Charges permanentes des murs en maçonnerie 20
Tableau 7 : Évaluation des charges d'exploitation de l'ouvrage 21
Tableau 8 : Récapitulatif des résultats des essais géotechniques 29
Tableau 9 : Pronostic des pathologies de l'ouvrage 34
Tableau 10 : Récapitulatif des causes des pathologies 35
Tableau 11 : Récapitulatif de solutions aux pathologies repérées 36
Tableau 12 : Récapitulatif de matériaux pour l'exécution 39
Tableau 13 : Implications environnementales de l'ouvrage 41
Tableau 14 : 1-Détails de calcul de la contrainte admissible en fonction de la profondeur V
Tableau 15 : 2-Détails de calcul de tassement à différentes profondeurs VI
Tableau 16 : Récapitulatif des solutions curatives de pathologies XX

Liste des figures

Figure 1 : Organigramme de SATA AFRIQUE SA, SATA AFRIQUE 4
Figure 2 : Localisation du site du projet, Google Earth 5
Figure 3 : Carte aquifère du Burkina, DGRE 6
Figure 4 : Représentation de façades du bâtiment, SATA AFRIQUE 7
Figure 5 : Observations sur le chantier 10
Figure 6 : Modélisation de la structure sur CYPECAD, CYPECAD 18
Figure 7 : Répartition des bandes sur un plancher-dalle, de Henry Thonier tome 2, page 451 22
Figure 8 : Répartition des contraintes dans le sol de fondation, de traité de béton arme 3, page 8 30
Figure 9 : Répartition de contraintes sous semelles flexibles et rigides, Traité de béton armé 3, page 11 31
Figure 10 : Disposition des armatures de dalles 44
Figure 11 : Disposition des armatures de poteaux 45
Figure 12 : Courbe représentative de la variation de la contrainte admissible 46
Figure 13 : Courbe d'évolution du tassement en fonction de la profondeur d'ancrage des fondations 46
Figure 14 : Graphe d'évolution des forces stabilisantes et de soulèvement 48
Figure 15 : Disposition des armatures de voiles 49
Figure 16 : Dispositions constructives du radier 49
Figure 17 : Description du réseau de drainage 52

Introduction générale

La haute nappe phréatique de la zone de Ouagadougou impose une maîtrise rigoureuse des eaux souterraines pour garantir la sécurité et la durée de vie des ouvrages. Les données de la Direction Générale des Ressources en Eau (DGRE) situent cette nappe entre 5 et 30 mètres de profondeur, et les études géotechniques du sol sur notre terrain révèlent la nappe phréatique à 2,5 mètres. La réalisation de sous-sols dans ce milieu urbain devient un véritable défi d'ingénierie, où, lorsque cette eau entre en contact avec le béton ou le sol sous le bâtiment, elle crée de graves problèmes d'infiltration, de solidité et d'étanchéité. Ces dégâts empêchent d'utiliser correctement le sous-sol et risquent d'abîmer le bâtiment avec le temps, ce qui oblige à trouver de bonnes solutions de protection et d'étanchéité.

Dans notre projet, les plans prévoyaient un sous-sol de 3,35 mètres de hauteur et des fondations ancrées à 4,05 mètres sous le sol. Comme la nappe phréatique se trouve à 2,5 mètres, le sous-sol se retrouve plongé directement dans l'eau. Pendant les travaux, de l'eau s'est donc infiltrée à travers les murs et la pression de l'eau a poussé le radier vers le haut. La solution provisoire d'inonder le sous-sol pour le maintenir au sol par le poids de l'eau n'est pas durable et posera des problèmes plus tard.

Face à ces difficultés, nous avons décidé de reprendre les études pour répondre à la question suivante : « comment optimiser les études structurales et de fondations d'un centre commercial pour garantir la pérennité de sa structure et l'étanchéité de son sous-sol face aux contraintes de remontées de la nappe phréatique ?

L'objectif de notre étude est de répondre à cette question en présentant d'abord le projet et le contexte de l'étude dans le chapitre 1, ensuite, dans le chapitre 2 nous décrirons les différentes méthodologies de travail abordés dans nos études. Enfin, nous présenterons nos résultats obtenus avant de proposer des solutions constructives pour assurer la pérennité de la structure dans le chapitre 3.

Chapitre I : Présentation de la structure d'accueil et de la zone d'étude

Introduction

Ce chapitre a pour objectif de présenter, d'une part, la structure d'accueil au sein de laquelle s'est déroulé le présent stage de fin d'études, et d'autre part, la zone d'étude sur laquelle porte le projet objet de ce mémoire. Nous y aborderons successivement les activités et le domaine d'intervention de l'entreprise SATA AFRIQUE, l'organisation interne qui a encadré nos travaux, ainsi que le contexte géographique, géotechnique et hydrogéologique du site du projet à Ouagadougou. Cette présentation permettra de mieux cerner le cadre dans lequel s'inscrit l'étude structurale et de fondations développée dans la suite de ce document, notamment les contraintes liées à la présence d'une nappe phréatique qui influencent fortement le choix et le dimensionnement du système de fondation retenu.

I.1. Présentation de la structure d'accueil

SATA AFRIQUE est une Société à Responsabilité Limitée (S.A.R.L.) exerçant dans le domaine de l'Architecture, l'Ingénierie, l'Urbanisme, l'Aménagement et du Design. Elle a été créée en 2005, à la suite de la restructuration de la société Afrique Archi comptant ainsi plus de trente (30) ans d'expérience dans ces domaines. Son siège social est à Ouagadougou au Burkina Faso d'adresse : 01 BP 3610, Ouagadougou 01, Burkina Faso - Tél : (+226) 25 30 27 11 - Fax : (+226) 25 30 27 12 - Site web : www.satafrique.com ; coordonnées géographiques : 12°21'09" N 1°31'23" W, SATA AFRIQUE intervient dans plusieurs pays d'Afrique, notamment au Sénégal, au Mali, en Guinée Conakry, au Benin, en Côte d'ivoire, en Centre Afrique, au Nigéria, au Tchad, au Cameroun, au Togo … dans quatre grands domaines :

- Architecture : conception et construction de bâtiments et d'ouvrages ;
- Études techniques : solutions techniques en bâtiments, calcul de structures, aménagement de l'habitat rural, restauration d'immeubles et de maisons individuelles ;
- Décoration & Architecture d'intérieur : conception et aménagement d'espaces intérieurs, décoration, conception de motifs et de décors, agencement ;
- Design : conception de formes et d'objets pour le mobilier, les menuiseries, l'industrie et les monuments.

Les missions de SATA AFRIQUE sont diverses et variées et concernent les :

- Missions d'assistance et de conseil

1. Assistance technique et conseil auprès des services publics, d'organismes, de sociétés et des personnes physiques ;
2. Etudes préliminaires d'élaboration de programme de construction ;
3. Etablissement de programmes architecturaux ;
4. Expertise immobilière ;
5. Etat de sinistre.

❖ Missions de conception architecturale et technique

1. Elaboration d'esquisses ;
2. Elaboration d'avant-projet ;
3. Elaboration de projets d'exécution ou de dossiers de consultation des entreprises ;
4. Elaboration de schémas directeurs d'aménagement.

❖ Missions de suivi et contrôle général d'exécution des travaux

1. Organisation et supervision d'appel d'offres et de dépouillement d'offres ;
2. Direction et contrôle général de travaux exécutés par les entreprises ;
3. Surveillance générale des travaux ;
4. Etablissements des décomptes des ouvrages exécutés ;
5. Détermination des acomptes à régler aux entreprises ;
6. Réceptions provisoires et définitives des bâtiments et ouvrages.

SATA AFRIQUE dispose d'une équipe diversifiée et qualifiée allant des architectes, aux ingénieurs génie civil, ingénieurs électriciens, dessinateurs, secrétaires et administratifs, chauffeur et vigiles et collabore avec de nombreux partenaires de renom, comme la Banque Africaine de Développement (BAD), la Banque Internationale de Développement (BID), la Banque Centrale des États de l'Afrique de l'Ouest (BCEAO) et bien d'autres. SATA AFRIQUE est structuré selon l'organigramme défini ci-dessous :

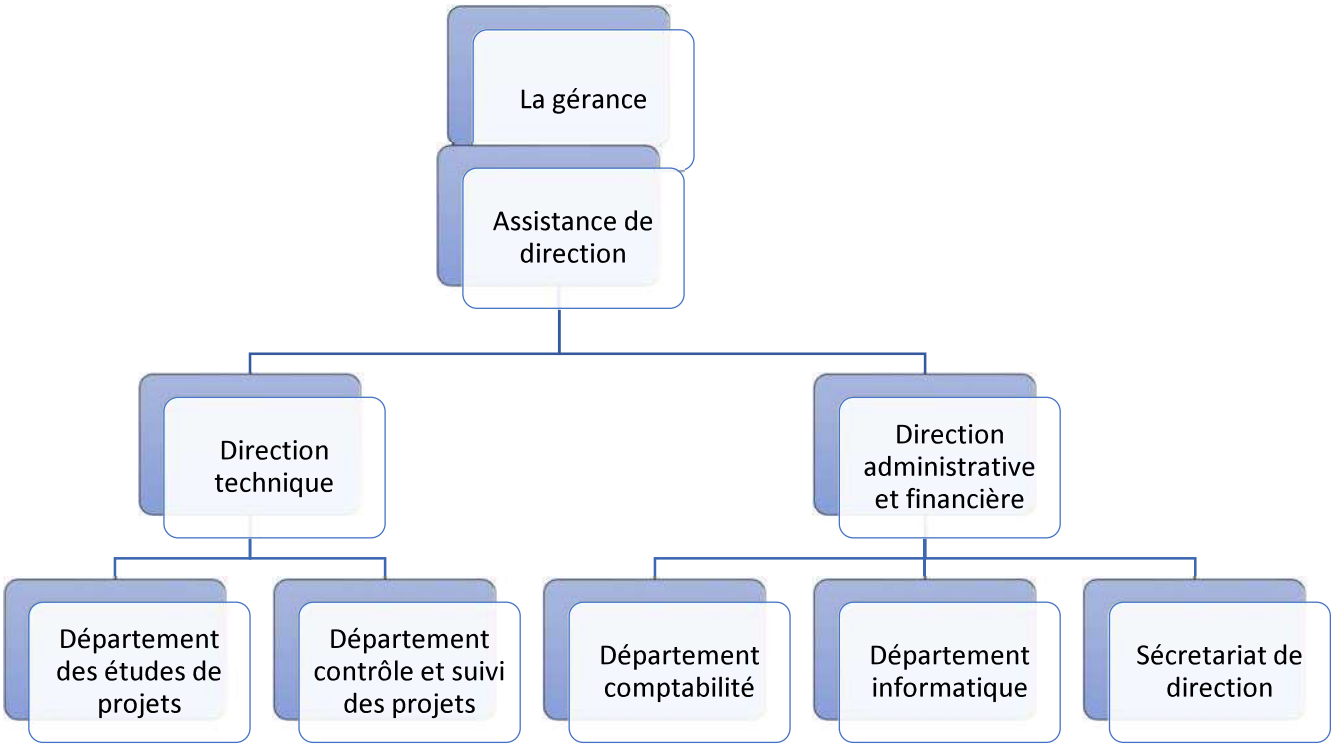


Figure 1 : Organigramme de SATA AFRIQUE SA, SATA AFRIQUE

I.2. Présentation de la zone d'étude

Le projet du centre commercial se situe dans le quartier Zogona au secteur 13 de la ville de Ouagadougou au Burkina Faso. Il est situé à une centaine de mètres de l'Université Joseph KI-ZERBO du côté EST et du côté NORD de la station TOTAL ZOGONA. Les coordonnées du site du projet se présentent en 12°22'39"N 1°29'38"W. La figure 2 montre l'emplacement du site du projet en fonction de la représentation de la ville de Ouagadougou sur la carte géographique.

Selon des études hydrographiques réalisées par la Direction Générale des Ressources en Eau (DGRE), la nappe phréatique de la zone du centre est située entre 5 et 30 m et les études de thèse de Ali Houmadi Mouhouyouddine qui porte sur les variations saisonnières de la nappe phréatique aux alentours de l'Université Joseph KI-ZERBO montrent la plus haute nappe à -1,3 m au-dessus du sol. Les études géotechniques de ce projet révèlent également la nappe phréatique à -2,5 m. Par manque d'informations précises sur le site du projet, nous nous référons à ces études dans la prise en compte de la nappe phréatique dans notre travail.

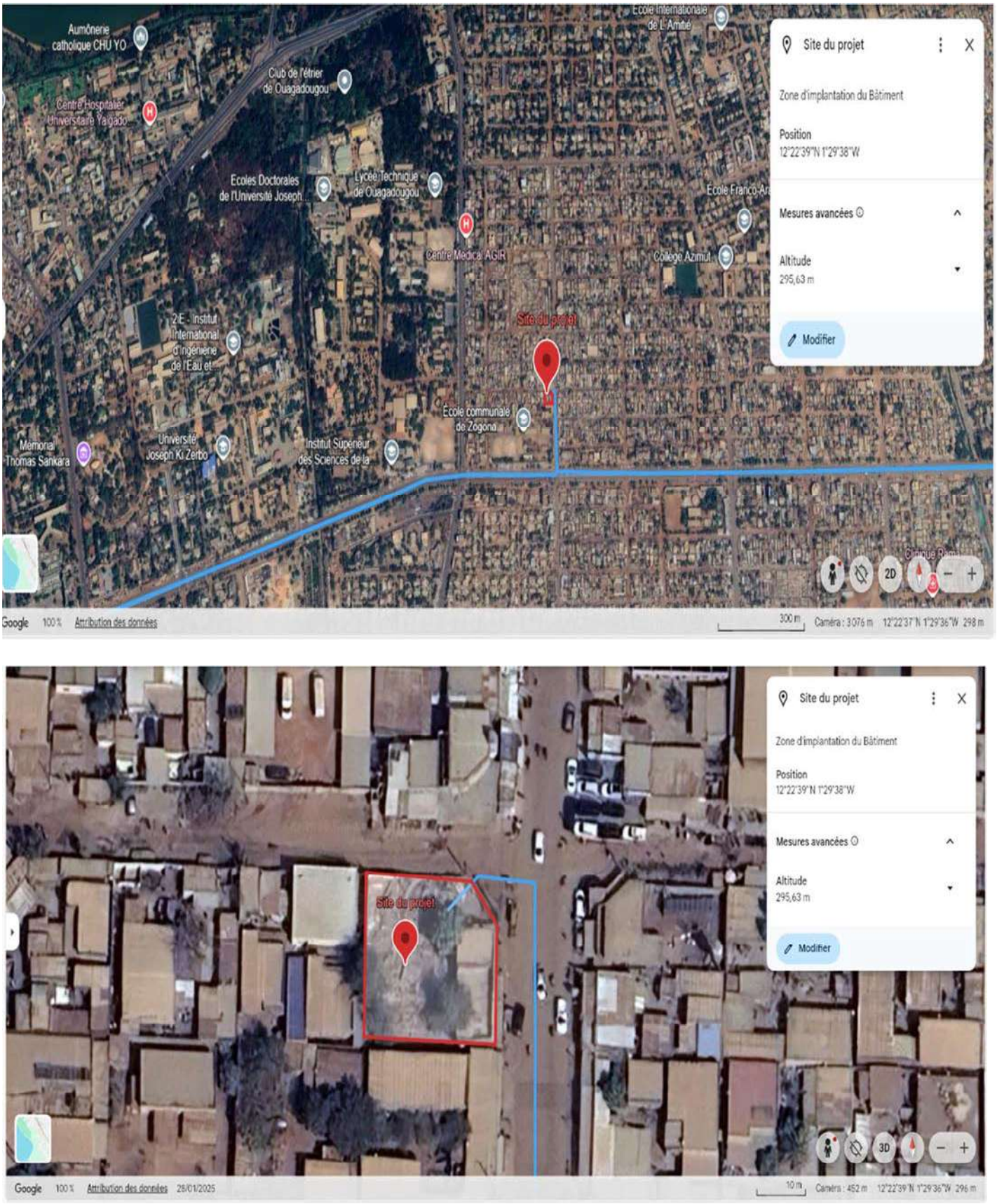


Figure 2 : Localisation du site du projet, Google Earth

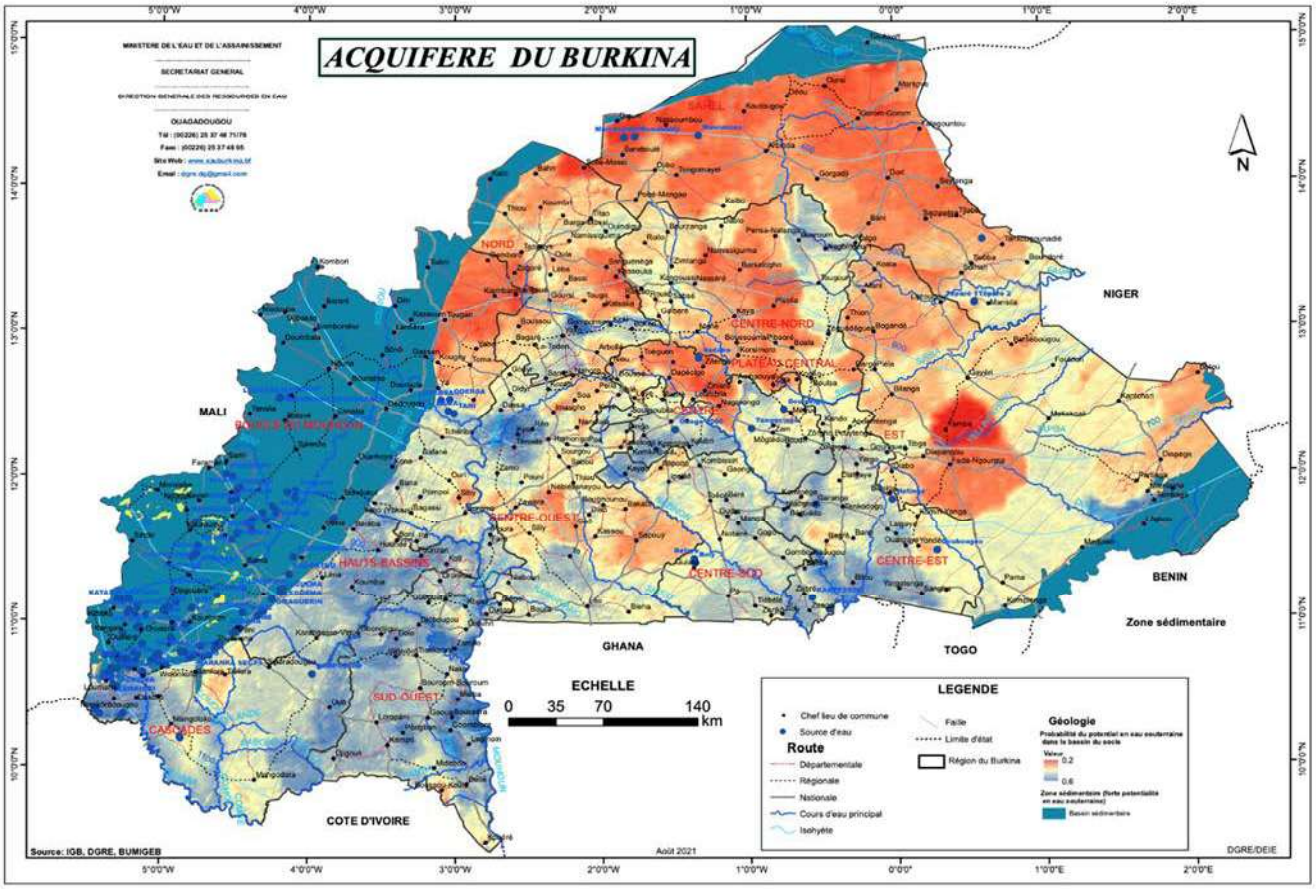


Figure 3 : Carte aquifère du Burkina, DGRE

I.3. Présentation du projet

Le projet sur lequel nous travaillons porte sur les études de structure d'un centre commercial à six (06) niveaux (R+3 avec mezzanine et sous-sol) réalisé dans le secteur 13 à Zogona dans la ville de Ouagadougou. Les études architecturales et d'ingénierie ont été réalisées par SATA AFRIQUE qui se charge également du suivi du chantier. Le projet comporte un sous-sol qui sera utilisé en magasin, un Rez-De-Chaussée qui servira d'espace commercial, suivi d'une mezzanine qui elle aussi servira d'espace commercial. Les trois autres niveaux sont destinés à être utilisés comme bureaux. La figure 4 illustre les images 3D du bâtiment.



Figure 4 : Représentation de façades du bâtiment, SATA AFRIQUE

I.3.1. Contexte du projet

Le développement urbain de la ville de Ouagadougou s'accompagne d'une densification verticale et d'une exploitation croissante du sous-sol pour répondre aux besoins de stockage et de stationnement des centres commerciaux : construire en hauteur n'est plus seulement un choix architectural, c'est devenu une nécessité pour répondre à l'effervescence commerciale de la capitale. C'est dans ce sens qu'est né le projet de construction d'un centre commercial R+3 avec sous-sol dans le quartier Zogona de la ville de Ouagadougou. Cependant, son contexte géologique est souvent caractérisé par la présence des défis hydrauliques saisonniers majeurs. Partant du constat général des ouvrages avec sous-sol de la ville de Ouagadougou qui subissent des infiltrations d'eau

rendant parfois ces espaces inutilisables, notre projet s'inscrit précisément dans cet environnement où la gestion des eaux souterraines est devenue un enjeu critique.

Le projet de construction porte sur un bâtiment R+3 avec sous-sol. L'emprise du bâtiment va de 23,15 m de longueur sur une largeur de 23,00 m donnant une surface au sol de 532,45 m². La description des pièces constitutives du bâtiment est présentée dans le tableau 1 :

Tableau 1 : Tableau récapitulatif des surfaces du bâtiment

N°	DÉSIGNATION	SURFACE TOTALE (m²)
1	SOUS-SOL	
	TOTAL SOUS-SOL	392,21
2	RDC	
	TOTAL RDC	524,60
3	NIVEAU MEZZANINE	
	TOTAL NIVEAU MEZZANINE	402,60
4	R+1	
	TOTAL NIVEAU R+1	413,56
5	R+2	
	TOTAL NIVEAU R+2	398,47
6	NIVEAU TECHNIQUE	
	TOTAL NIVEAU TECHNIQUE	426,77

I.3.2. Justification de l'étude sur ce projet

L'enjeu de ce projet est double : le sous-sol ne doit plus seulement supporter les lourdes charges gravitaires des quatre niveaux supérieurs, il doit aussi être conçu comme une véritable structure étanche pour empêcher les infiltrations d'eau. Il s'agit de garantir sa stabilité et sa pérennité face aux eaux souterraines ascendantes, transformant ainsi le sous-sol en une barrière impénétrable face aux assauts de la nappe et de proposer des solutions d'évacuation de ces eaux hors emprise du bâtiment.

Le choix de mener une étude approfondie sur la pérennité de ce système de cuvelage se justifie par trois enjeux fondamentaux :

- Maîtrise des risques de soulèvement : lors des phases de construction ou lorsque le bâtiment n'est pas totalement exploité, la poussée d'Archimède peut devenir supérieure au poids mort de la structure. Il est impératif alors de justifier le dimensionnement des éléments structuraux ou de proposer des solutions pour

prévenir tout risque de soulèvement qui entraînerait des désordres structurels irréversibles.

- Prévention des pathologies liées à l'humidité : pour un établissement recevant du public à vocation commerciale et un sous-sol utilisé comme magasin de stockage, toute infiltration d'eau ou remontée capillaire rendrait le sous-sol inexploitable et déprécierait la valeur du bâtiment.

- Optimisation de l'interaction sol-structure en milieu saturé : la présence d'eau réduit la capacité portante du sol. L'utilisation d'un logiciel de modélisation comme CYPECAD est essentielle pour simuler le comportement du radier sur un sol dont le module de réaction est altéré par la nappe. Cette démarche permet d'éviter un surdimensionnement coûteux tout en garantissant la durabilité des fondations face à l'agressivité potentielle des eaux souterraines sur les aciers.

I.3.3. Diagnostic

A notre arrivée au bureau, les études techniques étaient déjà réalisées et les travaux de construction avaient commencé. Les études ont été faites suivant une structure classique ossature de plancher-poutre-poteau et radier général en se basant sur les plans architecturaux fournis et des principes de dimensionnement du BAEL 91 modifié 99, des normes NF P06 001 et NF P06 004 pour les charges appliquées, du DTU 13.12 pour le calcul de la fondation.

En ce qui concerne les travaux sur chantier, nous avons remarqué des infiltrations d'eau à travers les parois du voile et aussi un soulèvement du radier dû aux pressions des eaux. Pour stabiliser le radier, il a été proposé de pomper l'eau aux alentours extérieurs des voiles pour la mettre dans le sous-sol. Ceci permet de stabiliser certes le radier en attendant d'appliquer toutes les charges du bâtiment et régler ainsi le problème de soulèvement, mais en contrepartie cette action agit sur la durabilité des éléments du sous-sol. Le contact permanent entre l'eau et le béton créer des phénomènes comme la corrosion des armatures à travers l'humidité et l'oxygène apporté, la carbonatation accélérée, la lixiviation du béton par dissolution de la portlandite dans l'eau, l'efflorescence sur la surface des bétons par transport des sels minéraux vers la surface et l'insalubrité car l'eau permanente crée un environnement pathogène. La figure 5 est représentative des observations faites sur le chantier.



Figure 5 : Observations sur le chantier

I.4. Objectifs et hypothèses de travail

I.4.1. Objectifs de l'étude

L'objectif général de notre étude est de concevoir une structure adaptée à un système de fondation et de drainage du bâtiment pour assurer sa durabilité face aux contraintes hydrostatiques de la nappe phréatique.

Cet objectif général sera atteint après l'atteinte des objectifs spécifiques préétablis :

- Modéliser et optimiser la structure du bâtiment à l'aide du logiciel CYPECAD en intégrant les interactions sol-structure et les sollicitations hydrostatiques spécifiques ;
- Etudier le système de fondation, de cuvelage et de drainage répondant aux défis de stabilité du bâtiment sous la pression des eaux souterraines ;
- Identifier et anticiper les pathologies potentielles liées à l'environnement agressif du sous-sol et définir des dispositions constructives pour garantir la durabilité de l'ouvrage sur sa durée de service.

I.4.2. Les hypothèses de calcul

Les réglementations constituent la base des études d'ingénierie car il s'agit des documents réglementaires qui regroupent des normes de conception, de mise en œuvre et de produits. Ils définissent des exigences obligatoires en matière de sécurité, d'accessibilité et de

performance environnementale et servent de référence commune à tous les acteurs du domaine pour assurer la solidité des ouvrages.

I.4.2.1. Les hypothèses de base

Les hypothèses de base et les règles de calcul utilisées pour les calculs sont les suivantes :

I.4.2.2. Les règlements et normes de calcul

Les règlements utilisés lors de cette étude sont :

- Le BAEL 91 modifié 99 ;
- Le DTU 13.12 ;
- Les normes françaises NF P06 001 et NF P06 004 pour les charges ;
- Les Eurocodes 2 et 7 pour le béton armé et la mécanique des sols.

I.4.2.3. Hypothèses pour les éléments de fondation

Les hypothèses de calcul de la fondation proviennent majoritairement des études géotechniques et il s'agit de :

- La contrainte admissible du sol est fixée à 0,23 MPa ;
- La profondeur d'ancrage du radier est de 4,05 m par rapport au TN ;
- Le coefficient de réaction du sol est de 2832 kN/m3 ;
- Les fissurations sont jugées très préjudiciables et les enrobages sont de 5 cm ;
- Poids des terres : 18 kN/m3
- Angle de frottement : $\varphi = 30°$
- Angle du talus $\beta = 0$
- Cohésion C=0
- Le calcul de tous les éléments de fondation se fera à l'ELS.

I.4.2.4. Hypothèses pour les éléments de superstructure

Pour la superstructure du bâtiment les hypothèses suivantes ont été établies :

- La fissuration est jugée peu préjudiciable et les enrobages seront de 3 cm ;
- Le bâtiment sera en structure plancher-poteau-radier.

Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons pu présenter la structure d'accueil SATA AFRIQUE ainsi que le contexte du projet qui fait l'objet de notre étude. Cette présentation a permis de mettre en évidence les spécificités du site, notamment la présence d'une nappe phréatique à

faible profondeur, qui constitue une contrainte majeure pour la conception des fondations du futur bâtiment commercial R+3 avec mezzanine et sous-sol. Ces éléments de contexte, tant institutionnels que techniques, serviront de base à la démarche méthodologique et aux choix de conception qui seront développés dans les chapitres suivants.

Chapitre II : Matériaux, outils et méthodologie de conception

Introduction

Après avoir présenté la structure d'accueil et la zone d'étude, ce chapitre s'attache à définir le cadre technique et méthodologique de notre travail. Il s'agit dans un premier temps de rappeler les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour la conception de l'ouvrage, à savoir le béton et l'acier, dont les propriétés conditionnent l'ensemble des calculs de dimensionnement. Nous présenterons ensuite les différents outils logiciels mobilisés pour la réalisation de cette étude, notamment les logiciels de conception et de traitement ainsi que le logiciel de dimensionnement de structures utilisé. Enfin, nous détaillerons la méthodologie adoptée pour la conception des éléments de la structure, en particulier les principes de pré-dimensionnement du plancher-dalle, des poteaux, des voiles et du radier. Ce chapitre pose ainsi les bases méthodologiques indispensables à la bonne compréhension des étapes de calcul développées dans la suite du mémoire.

II.1. Les caractéristiques mécaniques des matériaux

Le calcul des structures en béton armé est précédé de la définition de certaines conditions de travail qui concernent les matériaux qui seront utilisés pour la réalisation de l'ouvrage. Il s'agit là de définir des caractéristiques liées au béton et aussi à l'acier, conditions qui, doivent nécessairement satisfaire aux exigences du BAEL 91 modifié 99 et aux Eurocodes. Suivant les prescriptions, nous avons :

- ✓ La résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours : $\boldsymbol{fc28 = 30\ MPa}$;
- ✓ La résistance à la du béton : $ft28 = 0{,}6 + 0{,}06 * fc28 \leftrightarrow \boldsymbol{ft28 = 2{,}4\ MPa}$;
- ✓ Le coefficient partiel de sécurité du béton est : $\gamma s = 1{,}5$;
- ✓ La résistance du béton à l'ELU est :

  $fbu = \frac{0{,}85}{\theta * \gamma b} * fc28 \leftrightarrow fbu = \frac{0{,}85}{1*1{,}5} * 30 \Longrightarrow \boldsymbol{fbu = 17\ MPa}$;
- ✓ Le module de déformation longitudinale instantanée du béton à 28 jours :

  $E_{ij} = 1000 * \sqrt[3]{f_{c28}} \leftrightarrow \boldsymbol{E_{ij} = 3107\ MPa}$;
- ✓ Le module de déformation différée instantanée du béton à 28 jours :

  $E_{ij} = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} \leftrightarrow \boldsymbol{E_{vj} = 11497\ MPa}$
- ✓ La résistance du béton à l'ELS est : $fbs = 0{,}06 * fc28 \leftrightarrow \boldsymbol{ft28 = 1{,}8\ MPa}$;

- ✓ La limite d'élasticité de l'acier est de 500 MPa et son module longitudinal est $\boldsymbol{Es = 200\,000\,MPa}$;
- ✓ Le coefficient partiel de sécurité est : $\gamma s = 1{,}15$.

II.2. Outils utilisés pour la réalisation de l'étude

Une étude de structure allie plusieurs outils appelés logiciels de travail chacun dans sa spécialité pour concourir à l'accomplissement des différentes pièces documentaires livrables de l'ingénieur. Ces logiciels varient entre les logiciels de conception et de traitement de plans en 2D et les logiciels de dimensionnement structurel. Les logiciels que nous avons utilisés pendant notre étude sont présentés dans la suite du travail.

II.2.1. Le logiciel de conception et de traitement de plans 2D AutoCAD

Pour notre étude, nous avons utilisé AutoCAD principalement pour traiter les plans 2D du bâtiment à travers les fichiers DWG des architectes. Nous nous sommes servis du logiciel AutoCAD version 2025 pour modéliser notre structure de bâtiment : nous avons placé les poteaux, délimité les planchers et autres éléments porteurs du bâtiment en suivant les principes de pré-dimensionnement définis dans le BAEL 91 modifié 99 avant d'exporter les fichiers finaux vers le logiciel CYPECAD pour le dimensionnement.

Après dimensionnement du bâtiment sur CYPECAD, nous revenons sur AutoCAD pour traiter les plans de coffrage, de fondation et de ferraillage du bâtiment. Nous traitons tous les plans sur AutoCAD avant de les exporter en PDF pour en faire un document global final.

II.2.2. Le logiciel de dimensionnement de structure CYPECAD

CYPECAD est un logiciel destiné aux projets de bâtiments en béton armé, bois, maçonnerie et métalliques qui est adapté aux dernières normes en vigueur en termes de conception et de dimensionnement. Il permet l'analyse spatiale, le dimensionnement de tous les éléments structuraux, l'édition des armatures et des sections et l'obtention des plans de construction de la structure. Il réalise le calcul des structures tridimensionnelles composées d'éléments porteurs et de planchers (y compris la fondation) et le dimensionnement automatique des éléments de béton et mécaniques. Avec CYPECAD, nous disposons d'un outil précis et efficace pour résoudre les problèmes relatifs au calcul des structures en béton de tout type. Le logiciel CYPECAD a pour fonctionnalités :

- ➢ La modélisation 3D intégrée : saisie des éléments structurels directement dans une interface graphique 3D intuitive ;

- Calcul automatique : analyse des éléments finis avec prise en compte automatique des combinaisons de charges selon les normes choisies ;
- Ferraillage automatique : génération automatique des armatures pour les éléments en béton armé avec optimisation de sections ;
- Plans et note de calcul : production automatique des plans de coffrage, de ferraillage et des notes de calcul détaillées pour le contrôle technique ;
- Interopérabilité ; import de fichiers DWG/DXF pour servir de fond de plan, et export pour la collaboration BIM.

II.3. Méthodologie de conception et étude de la structure du bâtiment

II.3.1. Conception des éléments de la structure du bâtiment

En ingénierie, la conception de structure est l'étape clé de tout dimensionnement. A cette étape, il s'agit de donner des dimensions sommaires aux éléments de structure et de définir un système de fonctionnement et de transmission de charges du niveau le plus haut vers les fondations suivant les prescriptions techniques des réglementations. Dans cette partie, nous allons d'abord pré-dimensionner notre plancher, ensuite attribuer des dimensions aux poteaux, aux voiles, au radier et placer les différents éléments à leur place en suivant les plans architecturaux.

II.3.2. Pré-dimensionnement du plancher-dalle

Le plancher-dalle est une dalle continue reposant directement sur les poteaux, sans nervures ni poutres intermédiaires. Ce système a été retenu pour ce projet de bâtiment commercial de grande hauteur en raison de ses nombreux avantages techniques, architecturaux et économiques.

Sur le plan architectural, il permet de maximiser la hauteur libre sous plafond pour le passage des réseaux, d'offrir de grandes portées libres entre poteaux jusqu'à 8,5 m et d'assurer une flexibilité totale d'aménagement des plateaux particulièrement adaptée aux espaces locatifs des niveaux R+1 et R+2 de notre bâtiment.

Sur le plan structurel et technique, ce système confère une rigidité élevée à l'ossature grâce à l'encastrement des poteaux dans la dalle. Il présente également de bonnes performances acoustiques et de résistance au feu, liées à la masse et à l'homogénéité du béton.

Le poinçonnement constitue le point technique le plus critique car il s'agit d'un mode de rupture fragile où le poteau peut traverser la dalle sous l'effet des charges concentrées. Sa

maitrise nécessite une vérification rigoureuse autour d'un périmètre critique et si nécessaire la mise en place d'armatures spécifiques de poinçonnement.

D'un point de vue économique, l'absence de retombée de poutre offre une facilité de coffrage et une réduction de coût de construction à l'échelle d'un immeuble de plusieurs niveaux.

Le pré-dimensionnement de ce type de dalle suit les principes :

Epaisseur de la dalle

$$\boldsymbol{e = \frac{Lx}{22} \leftrightarrow e = \frac{6}{22} \leftrightarrow e = 30\ cm}$$

Domaine d'application de la méthode simplifiée du BAEL

$\frac{Ly}{2} \leq Lx \leq 2Ly \leftrightarrow \frac{8}{2} \leq 6 \leq 2 * 8 \leftrightarrow \mathbf{4 \leq 6 \leq 16}$ ***Condition vérifiée***

$\frac{b}{2} \leq a \leq 2b \leftrightarrow \frac{40}{2} \leq 30 \leq 2 * 40 \leftrightarrow \mathbf{20 \leq 30 \leq 80}$ ***Condition vérifiée***

$a \leq \frac{Lx'}{5}\ ; b \leq \frac{Ly'}{5} \leftrightarrow 30 \leq \frac{600}{5}\ ; 40 \leq \frac{800}{5} \leftrightarrow \mathbf{30 \leq 120\ ; 40 \leq 160}$ ***Condition vérifiée***

$\frac{L_{x_1}}{L_{x_2}} \in [0{,}5\ ;\ 2]\ ;\ \frac{L_{x_2}}{L_{x_3}} \in [0{,}5\ ;\ 2]\ ;\ \frac{L_{x_3}}{L_{x_4}} \in [0{,}5\ ;\ 2] \leftrightarrow$

$\mathbf{0,68\ ;\ 0,88\ ;\ 0,77 \in [0,5\ ;\ 2]}$ ***Condition vérifiée***

$\frac{L_{y_1}}{L_{y_2}} \in [0{,}5\ ;\ 2]\ ;\ \frac{L_{y_2}}{L_{y_3}} \in [0{,}5\ ;\ 2]\ ;\ \frac{L_{y_3}}{L_{y_4}} \in [0{,}5\ ;\ 2];\ \leftrightarrow$

$\mathbf{1,75\ ;\ 1,08;\ 0,59 \in [0,5\ ;\ 2]}$ ***Condition vérifiée***

$Q \leq \frac{2}{3} * G \leftrightarrow 4 \leq \frac{2}{3} * 10{,}11 \leftrightarrow \mathbf{4 < 6{,}74}$ ***Condition vérifiée***

Toutes les conditions étant vérifiées, nous calculerons la dalle suivant la méthode simplifiée du BAEL

II.3.3. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux qui supportent la dalle et transmettent les charges des niveaux supérieurs à la fondation. La stabilité des poteaux est assurée par sa section transversale qui contribue à limiter le flambement et cette section transversale est obtenue par prédimensionnement :

La plus petite dimension du poteau est obtenue par

$a = \frac{H}{15} \leftrightarrow a = \frac{4\ m}{15} \leftrightarrow a = 0{,}267\ m\ prenons\ \mathbf{a = 30\ cm}$ *Avec H la hauteur libre du poteau*

II.3.4. Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux qui supportent les dalles de sous-sol, contiennent la terre de remblai et sert de mur de séparation du sous-sol. Les voiles d'un sous-sol sont dimensionnés en flexion composée avec la poussée des terres qui agit sur les parois pour produire un moment de flexion et le poids de la dalle de sous-sol et les murs du RDC qui exercent un effort normal N.

Epaisseur des voiles

$$e_0 \geq \frac{h_e}{20} \leftrightarrow e_0 \geq \frac{4}{20} \leftrightarrow \boldsymbol{e_0 = 0,20\ m}\ avec\ h_e\ la\ hauteur\ libre\ de\ l'étage$$

II.3.5. Prédimensionnement du radier

Le radier est un élément structural horizontal de fondation qui est chargé de transmettre les charges de l'ouvrage au sol support. Son dimensionnement est fonction de la charge totale de l'ouvrage, de la surface totale exploitée, de la hauteur du bâtiment et des caractéristiques physiques du sol. Le radier est dimensionné comme une dalle renversée qui doit assurer non seulement la transmission des charges de la structure au sol support mais également être capable de résister aux forces qu'exercent le sol support sur le radier. En fonction de la nature du sol, le radier doit assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de certains éléments pendant la construction ou la mise en service de l'ouvrage. Il existe plusieurs types de radier (plats, nervurés, voutes) et nous optons pour des radiers nervurés pour notre étude.

Epaisseur du radier

$$\frac{Lmax}{8} \leq hr \leq \frac{Lmax}{5} \leftrightarrow \frac{8}{8} \leq hr \leq \frac{8}{5} \leftrightarrow 1 \leq hr \leq 1,6$$

$avec\ Lmax\ l'entre\ axe\ maximal\ entre\ les\ poteaux\ parallèles\ aux\ nervures$

$Nous\ prenons\ \boldsymbol{hr = 1,2\ m}$

En intégrant le coefficient de raideur K du sol on obtient :

$$hr \geq \sqrt[3]{(\frac{2}{\pi}Lmax)^4 * \frac{K}{Evj}} \leftrightarrow hr \geq \sqrt[3]{(\frac{2}{\pi} * 8)^4 * \frac{0.8 * 100}{11497}} \leftrightarrow$$

$hr \geq 1,67\ m\ \ Nous\ prenons\ \boldsymbol{hr = 1,70\ m}$

Epaisseur de la dalle du radier

$h \geq \frac{Lmax}{20} \leftrightarrow h \geq \frac{8}{20} \leftrightarrow \boldsymbol{h = 0,4\ m}$

Calcul du débordement

Le débord minimal est :

$L_d \geq \left(\frac{h}{2}\ ; 30\ cm\right) \leftrightarrow L_d \geq (20\ cm\ ; 30\ cm).$ *Nous prenoons* $\boldsymbol{L_d = 50\ cm}$

II.4. Modélisation de la structure du bâtiment et descente de charge sur le logiciel CYPECAD

II.4.1. Modélisation de la structure du bâtiment sur le logiciel CYPECAD

Après avoir défini les dimensions des éléments de structure de notre ouvrage, nous passons à présent sur le logiciel CYPECAD où nous modélisons notre structure en fonction des dimensions obtenues au point précédent. Ensuite nous appliquons les charges puis faisons la descente de charges sur chacun des éléments de structure. L'image suivante montre la modélisation de la structure du bâtiment sur CYPECAD.

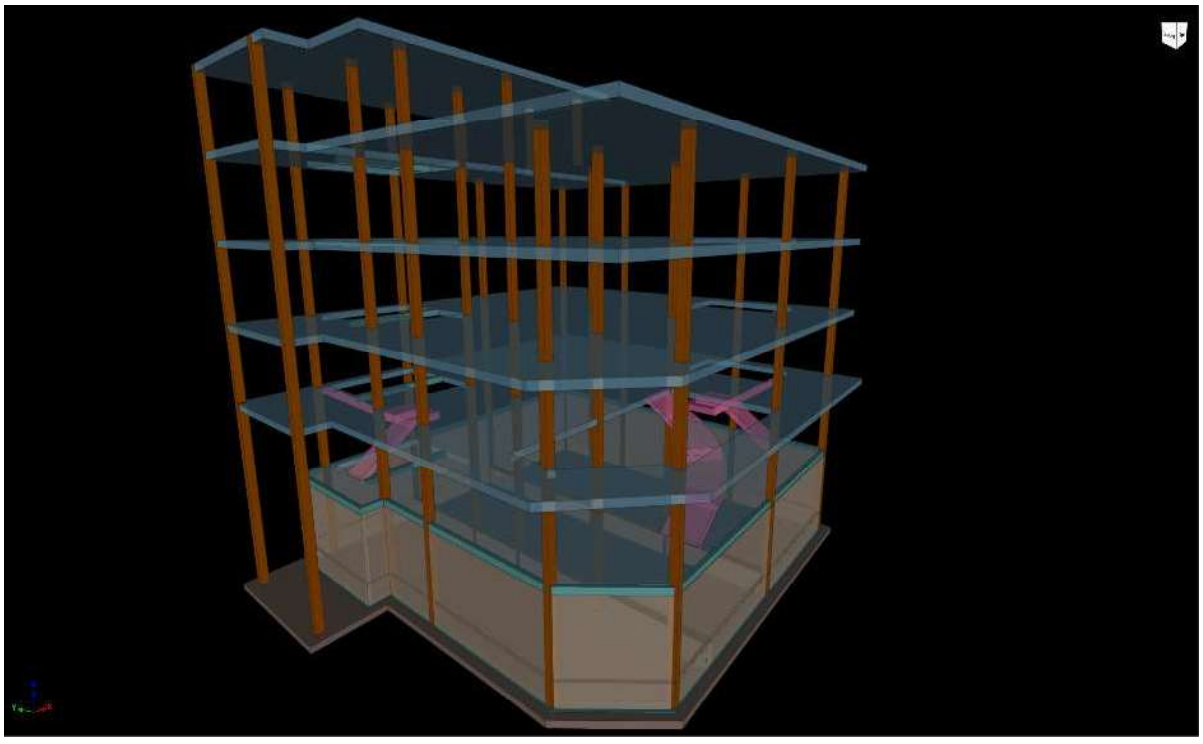


Figure 6 : Modélisation de la structure sur CYPECAD, CYPECAD

II.4.2. Descente de charges sur les éléments structuraux du bâtiment

La descente de charge, par définition, a pour but d'étudier le transfert des charges dans la structure ainsi que leur cheminement sur l'ensemble de ses éléments porteurs jusqu'aux fondations. Elle étudie les charges que supportent les différents éléments de structure depuis les

étages supérieurs jusqu'aux fondations et les transmissions d'efforts verticaux qui varient en fonction du type de plancher. Dans notre cas, les dalles transmettent leurs charges directement aux poteaux, qui à leur tour les transmettent au radier, et en fonction de la destination de l'ouvrage et des différents planchers, nous définissons les charges qui seront appliquées sur les planchers de l'ouvrage. Ces charges sont catégorisées en deux groupes (charges permanentes et charges d'exploitation) dont les composantes seront détaillées dans le tableau qui suivra :

- Les charges permanentes sont des charges qui s'exercent continuellement sur l'ouvrage pendant toute sa durée de vie. Elles regroupent principalement le poids propre des éléments de dessus des planchers. Pour le calcul avec le logiciel, nous ne tenons pas compte du poids propre des dalles dans l'évaluation des charges, car le logiciel le fait déjà. Les résultats d'évaluation des charges qui suivent sont sans le poids propre des dalles.

Les charges permanentes agissant sur le plancher haut toiture terrasse inaccessible sont consignées dans le tableau 2 :

Tableau 2 : Charges permanentes toiture terrasse inaccessible

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Charges surfaciques G (kN/m²)
Etanchéité	0 ,10	6	0,60
Forme de pente	0,10	22	2,20
Enduit sous face dalle	0,03	6	0,18
Faux plafond en plâtre	0,03	9	0,28
Total			**3,26**

Pour les planchers courants qui sont les planchers des autres niveaux du bâtiment, l'étude des charges est la suivante :

Tableau 3 : Charges permanentes planchers courants

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Charges surfaciques G (kN/m²)
Revêtement en carreau + mortier de pose	-	-	1
Cloison légère	-	-	1
Enduit sous face dalle	0,03	6	0,18
Faux plafond	0,03	9	0,28
Total			**2,46**

Nous allons à présent procéder à l'évaluation des charges sur les escaliers. Les résultats sont les suivants :

Tableau 4 : Évaluation des charges permanentes sur la volée des escaliers

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Charges surfaciques G (kN/m²)
Revêtement en carreau + mortier de pose	-	-	1
Paillasse	0,20	25	5
Marches	0,175	25	4,40
Total			**10,40**

Tableau 5 : Évaluation des charges permanentes du palier de repos des escaliers

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Charges surfaciques G (kN/m²)
Revêtement en carreau + mortier de pose	-	-	1
Palier de repos	0,20	25	5
Total			**6**

Le principe de la descente de charges sur les éléments d'un ouvrage doit aussi prendre en compte les charges linéaires des murs. Dans le tableau 6 apparaît un récapitulatif des charges linéaires des murs.

Tableau 6 : Charges permanentes des murs en maçonnerie

Désignation	Hauteur (m)	Poids volumique (kN/m2)	Charges surfaciques G (kN/m)
Mur en brique creuse de 10 cm	3,80	2,5	9,5
Mur en brique creuse de 15 cm	3,80	3	11,4
Mur en brique creuse de 20 cm	3,80	3,5	13,30
Acrotère	1	2,5	2,5

Les charges d'exploitation résultent des forces temporaires par unité de surface. Ces charges sont définies en fonction de la nature du plancher à considérer (les balcons, les planchers courants, les planchers accessibles et inaccessibles) et de la destination de l'ouvrage.

Tableau 7 : Évaluation des charges d'exploitation de l'ouvrage

Désignation	Charges surfaciques Q (kN/m²)
Toiture terrasse inaccessible	1
Plancher courant	1,5
Bureaux	2,5
Espace public	4
Toiture local technique	1,5
Escalier	3
Local stockage de produits	6

Après attribution des charges sur tous les éléments de structure les supportant, nous lançons les calculs sur CYPECAD afin d'obtenir des résultats significatifs avec lesquels nous établissons les dossiers d'exécution.

II.5. Étude de la structure du bâtiment

L'étude structurale du bâtiment consistera à dimensionner chaque élément porteur du bâtiment de sorte à assurer la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage et produire ainsi les notes de calcul et carnet de ferraillage de chacun de ses éléments porteurs. Nous allons dans cette partie présenter uniquement les formules et principes de calcul utilisés pour l'étude structurale des éléments et présenter les détails de calcul du logiciel CYPECAD dans la partie annexe. Pour cela nous allons suivre la même chronologie de succession des éléments que celle faite pendant le prédimensionnement.

II.5.1. Étude structurale du plancher-dalle

L'étude structurale du plancher-dalle est un peu différente par rapport aux autres types de plancher et le fait qu'il soit placé directement sur les poteaux mérite de lui porter une attention particulière. Le calcul de cette dalle se fait par bande en la considérant comme une dalle continue soit par la méthode de Caquot, soit par la méthode forfaitaire ou la méthode des trois moments tout en s'assurant que le poteau soit capable de supporter $0{,}4\ M_0$.

Evaluation des moments

Le moment isostatique se calcule dans le sens x d'une bande entre 2 poteaux.

$$M_{0x} = \frac{P_u * l_y * {l_x}^2}{8}$$

Répartition des bandes sur le panneau

La répartition des bandes sur le panneau se fait de la manière suivante :

- $L'_{ya} = 1{,}5 * \left(\frac{b}{2} + h\right)$, pour l'évaluation de la résistance de la dalle aux moments sur appuis ;
- $L'_{yt} = L'_{ya} + \frac{\boldsymbol{Lx}}{\boldsymbol{10}}$, pour l'évaluation de la résistance de la dalle aux moments en travée.

Il faudra s'assurer que les deux valeurs soient inférieures à $\boldsymbol{0,25\ L_y}$

La figure 6 est représentative du schéma de répartition des bandes sur un plancher-dalle :

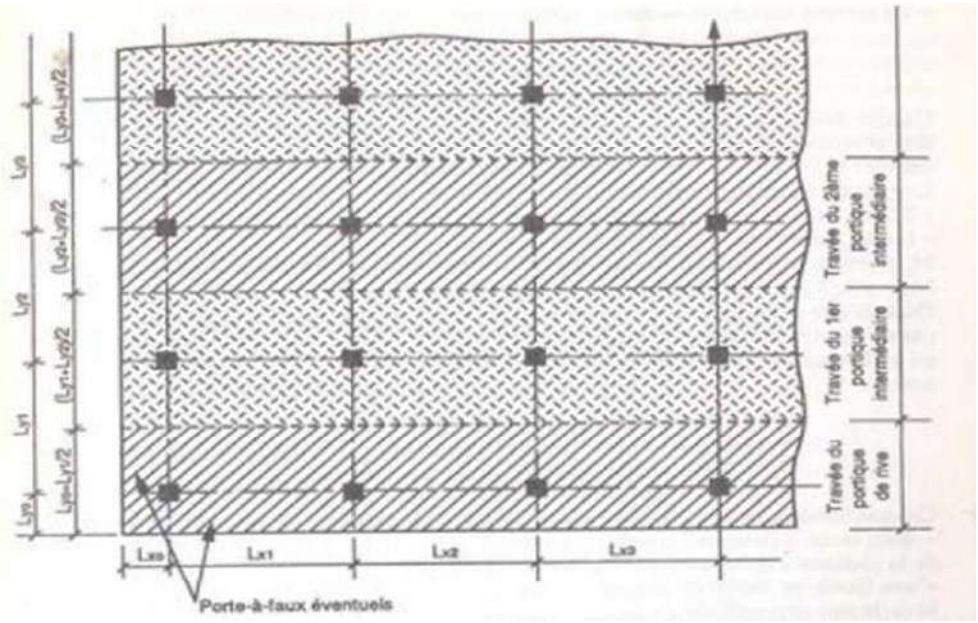


Figure 7 : Répartition des bandes sur un plancher-dalle, de Henry Thonier tome 2, page 451

Calcul des moments sur appuis

- ✓ Sur appuis de rive :

$M_{1ax} = 0{,}2 * M_{0x}$

- ✓ Sur appuis intermédiaires :

$M_{2ax} = 0{,}5 * M_{0x}$

Calcul des moments en travée

- ✓ Travée de rive :

$$M_{1-2tx} = \frac{P_u * (1{,}2 + a * 0{,}16)}{2}$$

- ✓ Travée intermédiaire :

$$M_{2-3tx} = \frac{P_u * (1 + a * 0{,}16)}{2}$$

Les moments ainsi obtenus seront pondérés par les coefficients de répartition de la figure ci-dessus correspondant aux moments dans les différentes bandes. Les moments en travée et sur appuis sont donc redistribués sur la largeur des bandes selon les valeurs de coefficient.

Evaluation des efforts tranchants

On évalue l'effort tranchant pour l'appui B dans le sens x en considérant la travée 1-2 isostatique :

$$V_u = \frac{P_u*(L_x-a)*(l_{y1}+l_{y2})}{4}$$

Le maillage étant le même dans le sens x comme dans le sens y, le résultat est le même suivant le sens y.

Vérification au poinçonnement

Pour la vérification au poinçonnement il faut s'assurer que $V \leq \frac{0{,}05*f_{c28}*(b+h)*d}{\gamma b}$

Si cette condition n'est pas vérifiée nous devons donc prévoir des armatures de poinçonnement au droit des poteaux. Les détails des plans d'exécution du plancher-dalle sont présentés à l'annexe 2.

II.5.2. Etude structurale du poteau

Calcul de la longueur de flambement

$$l_f = k * l_0 \; avec \begin{cases} k = \begin{cases} 0{,}7 : encastré - articulé \\ 0{,}5 : articulé - articulé \\ 1 : encastré - encastré \end{cases} \\ lo : hauteur\ libre\ du\ poteau \end{cases}$$

La formule de calcul du coefficient de rigidité axiale k est donnée par l'Eurocode :

$$k = 0{,}5 * \sqrt{1 + \frac{k_1}{0{,}45+k_1}} * \sqrt{1 + \frac{k_2}{0{,}45+k_2}}$$

La partie 1-6 de l'Eurocode prévoit une valeur forfaitaire du coefficient de rigidité k des poteaux de ce type de plancher de **0,85** compte tenu de l'encastrement imparfait en tête et en pied de ces poteaux dans les planchers qui sont souples à cause de leur faible épaisseur. C'est cette valeur qui servira de donnée d'entrée pour le calcul des poteaux sur le logiciel CYPECAD.

$$l_f = 0{,}85 * l_0$$

Calcul de l'élancement

$$\lambda = \frac{l_f * \sqrt{12}}{a} \; avec\; a: le\; plus\; petit\; côté\; du\; poteau$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \; ; \begin{cases} I = \frac{ab\hat{}3}{12} \\ B = a * b \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{cases}$$

Calcul de α

$$\alpha = \frac{0{,}85}{1 + 0{,}2 * (\frac{\lambda}{35})^2}$$

Calcul de la section d'acier longitudinale

$$A_{st} = \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r * f_{c28}}{0{,}9 * \gamma_s}\right) * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Calcul de la section d'acier minimale

$$A_{smin} = max \begin{cases} 4 * U \\ 0{,}2\% * B \end{cases}$$

Calcul de la section d'acier maximale

$$A_{smax} = \frac{5B}{100}$$

Les détails de plans d'exécution des poteaux figurent dans l'annexe 2 du document.

II.5.3. Étude structurale des voiles

L'étude structurale des voiles s'articulera autour de l'organigramme de dimensionnement suivant :

Sollicitations sur les voiles

Notre ouvrage étant situé dans une zone à nappe phréatique proche, nous considérons que l'eau prend toute la hauteur des voiles pour nous mettre dans les conditions défavorables :

$$Mser = \frac{2 * P * h}{9\sqrt{3}} \; avec\; P = \frac{1}{2} h^2 * (\gamma d * ko + \gamma w) \; ; \; ko = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

Calcul de l'effort normal

Les charges à considérer pour le calcul de l'effort normal sont le poids du voile, le poids du plancher et les charges d'exploitation.

Calcul de l'excentricité

$e = \frac{M}{N} \leftrightarrow$ pour $e < 4 * h$ le calcul se fait en flexion composée.

$$y_{RD} = \frac{n\overline{\sigma_{bc}} * d}{n\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}}$$

Calcul des aciers principaux

Moment réduit

$$M_{RB} = \frac{1}{2} b * y_{RD} * \overline{\sigma_{bc}} * (d - \frac{y_{RD}}{3})$$

Section d'acier

$$A_{smin} \geq \frac{0{,}23 * f_{tj} * b * d}{f_e} * \frac{e - 0{,}45 * d}{e - 0{,}185 * d}$$

Armature de répartition

$Amin \geq 0{,}08 * e_v \; avec \; e_v \; l'épaisseur \; du \; voile$

Les détails sur les plans d'exécution des voiles issus du logiciel CYPECAD sont consignés dans l'annexe 2 du document.

II.5.4. Étude structurale du radier

L'étude structurale du radier se fait comme celle d'une dalle renversée et doit assurer non seulement la transmission des charges de la structure au sol support, mais également être capable de résister aux forces qu'exerce le sol support sur le radier. En fonction de la nature du sol, le radier doit assurer une certaine stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de certains éléments pendant la construction ou la mise en service de l'ouvrage. Pour notre bâtiment, nous optons pour un radier nervuré dont les détails de calcul des nervures seront consignés à l'annexe du document.

Surface du radier

$$s_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Calcul du débordement

Le débord minimal est : $Ld \geq (\frac{h}{2} ; 30cm)$

Surface du radier $S_{radier} = S_{bat} + S_{debord}$

Vérification de la contrainte de cisaillement

On vérifie la condition suivante $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq 0{,}05 * f_{c28}$

$avec\ V_u = \frac{q_u * L_{max}}{2} = \frac{N_u * b}{S_{radier}} * \frac{L_{max}}{2}\ et\ N_{u1} = N_u + 1{,}35 * P_{radier}$

Vérification au non-poinçonnement

Il faut vérifier que

$$N_u \leq \frac{0{,}07 * \mu_c * h * f_{c2}}{\gamma_b}$$

$avec\ \mu_c\ le\ périmètre\ du\ contour\ projeté\ sur\ le\ plan\ moyen\ du\ radier$

$\mu_c = 2(a + b + 2 * h)$

Calcul de ferraillage

ELU :

$$q_u = \frac{1{,}35 * G + 1{,}5 * Q}{S_{radier}}$$

ELS :

$$q_u = \frac{G + Q}{S_{radier}}$$

Sollicitation

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly}$$

Le panneau porte sur deux sens si $\alpha > 0{,}4$

Détermination des coefficients $\mu_x = \frac{1}{8(1+2{,}40*\alpha^3)}\ et\ \mu_y = \alpha^2[1 - 0{,}95(1-\alpha)^2]$

Détermination des moments statiques

$Sens\ Lx : M_{0x} = \mu_x * P_u * {l_x}^2$

$Sens\ Ly : M_{0y} = \mu_y * M_{0x}$

Pour le panneau intermédiaire $Moment\ sur\ appuis : M_a = 0{,}5 * M_0$

$Moment\ en\ travée : M_t = 0{,}75 * M_0$

Section d'acier

Sens xx'

$Sur\ appuis : M_a = 0{,}5 * M_0$

$En\ travée : M_t = 0{,}75 * M_0$

Sens yy'

$Sur\ appuis : M_a = 0{,}5 * M_0$

$En\ travée : M_t = 0{,}75 * M_0$

Les détails de plans d'exécution du radier figurent dans l'annexe 2.

II.6. Étude des fondations du bâtiment

Les fondations d'une construction sont ses parties en contact avec le sol auxquelles elles reportent leurs charges et doivent remplir un certain nombre de précautions :

- Il faut fonder sur un bon sol au bon niveau pour servir d'appui à la profondeur idéale ;
- La connaissance du bon sol à travers les essais pour déterminer sa nature, ses caractéristiques physiques et mécaniques, ses possibilités de chargement et son épaisseur qui doit être suffisante pour parer à l'effet de poinçonnement de la couche ;
- S'assurer de l'impossibilité de glissement de la couche de sol sur laquelle on fonde ;
- Prendre garde que la présence de nappe phréatique peut entrainer des pertes de résistance du terrain ;
- Se méfier des sols hétérogènes qui peuvent introduire des tassements différentiels d'un point à un autre de la construction avec des risques de désordre. L'étude des tassements est nécessaire afin de se rendre compte s'ils sont compatibles avec une exploitation sans gêne, ni danger de la construction.

L'étude d'une fondation doit donc systématiquement tenir compte :

- ✓ De l'ouvrage et de ses déformations admissibles ;
- ✓ Des caractéristiques du sol d'assise ;

- ✓ Du coefficient de sécurité retenu.

La présence de nappe phréatique dans le sol rend particulière l'étude de celui-ci quitte à en déterminer ses caractéristiques physiques et mécaniques en présence de cette nappe. Nous nous fixons comme objectifs l'étude du :

- Système et type de fondations ;
- La contrainte admissible du sol à différentes profondeurs pour déterminer la côte d'assise idéale de la fondation ;
- Les tassements sur différentes couches constitutives du sol ;
- Du soulèvement du radier sous pressions hydrostatiques ;
- Des précautions particulières à observer avant, pendant et après l'exécution de l'ouvrage.

Pour atteindre ces objectifs, la connaissance du sol d'assise est primordiale.

II.6.1. Reconnaissance du sol de fondation

Des études géotechniques ont été réalisées par le LNBTP pour la caractérisation de la nature du sol à travers des essais :

- ❖ De sondages destructifs à l'aide d'une sondeuse LONG YEAR 34 dont les résultats figurent dans la partie annexe de notre document ;
- ❖ Pressiométriques à l'aide d'un pressiomètre MANARD de type GA, équipé de sonde BX de 60 mm de diamètre dont les résultats figurent dans le rapport géotechnique dans l'annexe du document ;
- ❖ Puits à ciel ouvert.

Le récapitulatif des résultats des différents essais apparait dans le tableau 8 :

Tableau 8 : Récapitulatif des résultats des essais géotechniques

Essai	Point de sondage	Désignation	Résultat obtenu
Essai destructif	SP1	±00 à -0,40 m	Grave argileuse très peu altérée
		-0,4 à -2,00 m	Cuirasse latéritique peu altérée
		-2,00 à -7,00 m	Arène sableuse peu kaolinisée
		-7,00 à 11,00 m	Sable grenu plus plaquettes de mica
		-11,00 à 12,00 m	Sable grenu issu d'un début de roche
	SP2	±00 à -0,40 m	Grave argileuse latéritique
		-1,00 à -2,00 m	Cuirasse latéritique peu altérée
		-2,00 à 5,00 m	Argile latéritique peu sableuse
		-5,00 à 7,00 m	Argile sableuse peu grenue
		-7,00 à 10,00 m	Sable grenu issu d'un début de roche
Essais pressiométriques	SP1	P1	5,32 - 26,1 bars
		E1	57,1 - 1570,0 bars
	SP2	P1	12,8 - 15,7 bars
		E1	250,98 - 987,0 bars
Puit à ciel ouvert	S1	±00 à -0,30 m	Remblai tout venant
		-0,30 à -0,60 m	Grave argileuse latéritique
		-0,60 à -1,40 m	Cuirasse latéritique très peu altérée
		-1,40 à 2,50 m	Carapace latérique peu altérée
		-2,50 à -4,00 m	Argile latéritique peu graveuse assez kaolinisée + intrusion de feldspath + microcristaux de quartz ± altérés ou oxydés
		-4,00 à 5,00 m	Arène argileuse assez kaolinisée + intrusion de feldspath + microcristaux de quartz ± altérés ou oxydés

Des résultats géotechniques qui sont présentés dans la partie annexe du document figure le diagramme des pressions limites qui va nous servir de guide dans le calcul des contraintes et de tassements à différentes profondeurs de sol. Ensuite nous simulerons notre fondation sur le

logiciel Géo fond en considérant la nappe phréatique se situe à 2,5 m de profondeur du TN puis nous déterminerons ses influences sur les calculs de fondation.

Compte tenu de ces caractéristiques physiques et mécaniques du sol, de la présence de nappe phréatique à 2,5 m de profondeur et compte tenu de la nature du bâtiment (sous-sol qui sera exploité comme magasin), il convient d'opter pour une fondation de bâtiment en radier général.

II.6.2. Répartition des contraintes dans le sol

Les travaux théoriques et expériences de Boussinesq montrent sur un plan horizontal une répartition des contraintes dans les sols argileux homogènes et isotropes comme une courbe en cloche ayant son maximum sous la charge. Cette contrainte verticale étant définie à une profondeur Z à la distance r de la charge Q et situé en un point M de la surface de la côte Z par :

$$P = \frac{3*Q}{2*\pi*Z^2} * cos^5\alpha$$

La figure 8 montre la répartition de cette contrainte dans le sol

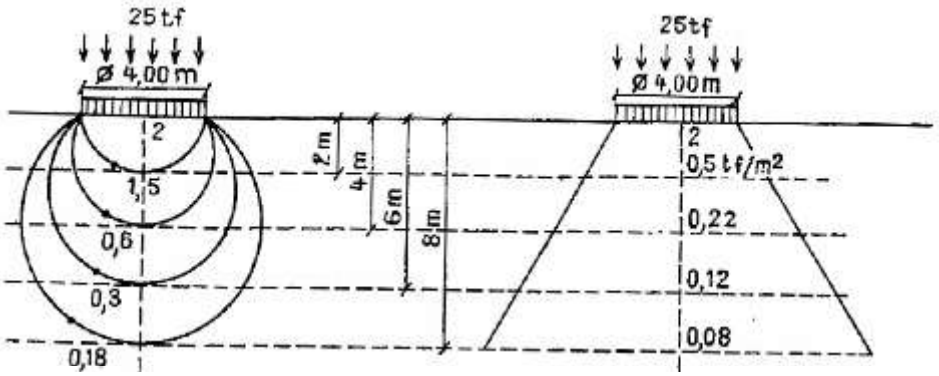


Figure 8 : Répartition des contraintes dans le sol de fondation, de traité de béton arme 3, page 8

La complexité du problème est qu'on ne connait pas avec exactitude la répartition des réactions du sol sous les massifs de fondation car elles dépendent de :

- Le mode de transmission des charges : fondation rigide ou flexible ;
- La nature du terrain (rocher, sol cohérent, sol pulvérulent) ;
- La profondeur de la semelle sous le sol extérieur ;
- Le temps, notamment pour les terrains à grains très fins dont la consolidation dépend de la teneur en eau ;
- L'importance de la surface chargée.

La répartition des contraintes dans le sol est fonction de l'épaisseur du radier. Qu'on ait une semelle flexible (faible épaisseur de radier) ou une semelle rigide (grande épaisseur de radier),

la répartition des contraintes dans le sol suit un principe de transmission en fonction de la position des charges ponctuelles sur le radier et le type de sol de fondation.

- Pour une répartition des contraintes dans le sol sous une semelle flexible, les sols cohérents possèdent par leur cohésion une certaine résistance à la traction dont le diagramme des pressions est matérialisé sur la figure 8 et cette semelle flexible nous offre une répartition proche de l'idéal recherché dans nos études de fondation. En effet, les pressions en rives sont plus grandes et profondes que pour les semelles rigides avec une surface moindre tandis que des pressions centrées tendent à répartir uniformément les diagrammes de pressions. L'influence du temps est considérée par perte d'eau interstitielle conduisant à une consolidation et une transformation progressive d'un sol cohérent en sol pulvérulent à diagramme de pressions inverses. La semelle flexible offre donc dans le temps une répartition uniforme et idéale pour le sol de fondation.
- Pour une répartition des contraintes dans le sol sous semelle rigide, les diagrammes de pressions dans les sols cohérents sont quasiment uniformes pour des charges centrées avec une accentuation aux extrémités tandis que pour les sols pulvérulents ils sont beaucoup plus importants au centre. Ceci provoque un poinçonnement du sol sur la surface d'influence.

Vu la répartion des contraintes dans le sol de fondation en fonction du type de semelle et étant donné que nous avons un sol cohérent sur l'emprise de notre bâtiment, nous optons pour une semelle flexible pour mieux répartir les forces agissantes sur la fondation et limiter au mieux de ce fait les tassements du sol. La repartion des contraintes sous différentes semelles est illustrée sur la figure 9.

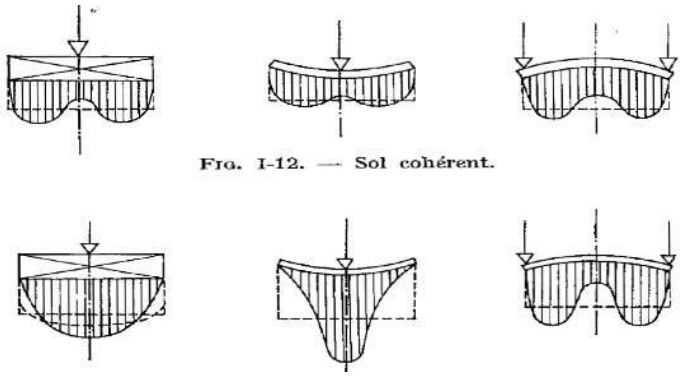


Figure 9 : Répartition de contraintes sous semelles flexibles et rigides, Traité de béton armé 3, page 11

II.6.3. Calcul de la contrainte admissible

Dans les calculs de contraintes, nous allons utiliser les formules de calcul du LNBTP à la différence que nous allons calculer cette contrainte à différentes profondeurs en faisant varier

les pressions limites obtenues lors de l'essai de pénétromètre dont les résultats figurent dans la partie annexe du document. Le détail de calcul des contraintes admissibles obtenus à différentes profondeurs est présenté dans le tableau 1 de l'annexe 4.

La formule de calcul de la contrainte admissible du sol de fondation est :

$$q_a \leq q_o + \frac{K}{F} * (P_l - P_0)$$

$Avec\ q_0 : la\ contrainte\ verticale\ totale\ initiale\ du\ sol\ au\ niveau\ de\ la\ fondation$;

$q_0 = 0{,}071\ MPa$

$K : facteur\ de\ portance\ du\ sol\ de\ 0{,}8\ comme\ indiqué\ dans\ le\ rapport\ géotechnique$;

$K = 0{,}8$

$F : coefficient\ de\ sécurité\ de\ 3$;

$P_l : pression\ limite\ nette\ équivalente$ à $1{,}5 * D$;

$P_0 :\ contrainte\ horizontale\ initiale\ du\ sol\ au\ repos\ au\ niveau\ de\ la\ fondation.$

$P_0 = q_0 * Ko = 0{,}5 * q_0 = 0{,}0354\ MPa$

Nous allons nous baser sur les résultats d'essais pressiométriques pour calculer les contraintes entre 3 et 6,40 m de profondeur car nous avons les valeurs les plus élevées de P_l dans cette fourchette.

Les résultats de calcul à différentes profondeurs sont illustrés sur la figure de contraintes dans la partie résultats et discussions.

II.6.4. Calcul de tassement sur différentes couches

Selon le DTU 13.12, le tassement final d'une fondation est la somme de deux termes, le tassement de consolidation dû à la composante sphérique du tenseur des contraintes et le tassement de réaménagement des grains dû à la composante déviatorique du tenseur des contraintes. Nos calculs se baseront sur les formules utilisées par le LNBTP :

$$S_C = \frac{\alpha}{9*E_c} * q_0 * \lambda_c * B \ \ et\ S_d = \frac{2}{9*E_d} * q_0 * B_0 * (\lambda_d * \frac{B}{B_0})^{\alpha}$$

$\alpha :\ coefficient\ de\ structure = 2/3$;

$E_c : module\ pressiométrique\ du\ sol\ dans\ le\ domaine\ sphérique$;

$E_d : module\ pressiométrique\ du\ sol\ dans\ le\ domaine\ déviatorique$

$$E_d = \frac{\sum h_i}{\sum \frac{h_i}{E_i}}\ ;$$

$q_0 : contrainte\ de\ calcul$

$B : largeur\ de\ la\ semelle$

$B_0 : rayon\ myen\ de\ référence = 60\ cm$

$\lambda_c\ et\ \lambda_d = coefficient\ de\ forme\ ;\ \lambda_c = 1{,}2\ et\ \lambda_d = 1{,}53$

Nous allons calculer les tassements pour chaque couche à la profondeur d'ancrage considérée et les détails de calcul sont consignés dans le tableau 2 l'annexe 2 du document et la figure de variation des tassements en fonction de la profondeur dans la partie résultats et discussion.

II.6.5. Analyse de l'influence de la nappe phréatique sur le radier avec le logiciel Géo fond

Pour prendre en compte l'influence de la nappe phréatique sur le sol de fondation, nous modélisons notre système de fondation sur le logiciel Géo Fond afin de faire une simulation et mieux apprécier les différentes variations de résultats de contrainte et tassement en présence et en l'absence d'eau dans le sol. La présence de cette nappe phréatique impose un calcul spécifique pour assurer la stabilité de notre ouvrage : le calcul de soulèvement du radier.

II.6.6. Vérification au soulèvement de la semelle

La vérification au soulèvement à l'ELU du radier consiste à s'assurer que le rapport des forces stabilisant le radier par les forces de soulèvement soient supérieures à 1,05.

Calcul de la force de soulèvement :

$$F_s = \gamma_{eau} * h_{eau} * S_{radier}$$

Calcul de la force stabilisation :

$$P_{stabilise} = P_{structure} + P_{radier} + P_{remblai} =$$

$$Si\ \frac{F_s}{P_{stabilise}} \geq 1{,}05\ \ donc\ le\ radier\ résistera\ au\ soulèvement$$

Les détails de calcul de soulèvement du radier à différentes profondeurs sont consignés dans le tableau 3 de l'annexe 2 tandis que son évolution est présentée sur la figure de soulèvement dans la partie Résultats du document.

II.6.7. Simulation du modèle sur le logiciel Géo Fond

Après évaluation des charges arrivant sur le sol de fondation à travers la modélisation et la descente de charges effectuées sur le logiciel CYPECAD, nous étudions notre fondation sur Géo Fond pour avoir l'influence de la nappe phréatique sur les valeurs des contraintes et de tassements.

Géo Fond est un logiciel de dimensionnement de fondations qui s'articule autour des fondations superficielles et profondes et permet de calculer la capacité portante et le tassement des sols sous charges. Il prend en compte une large gamme d'essais géotechniques (pressiomètre, œdomètre, pénétromètre et des essais de laboratoire) et propose plusieurs méthodes de calcul de dimensionnement (Meyerhof, Burland) et conformément aux référentiels Eurocode et DTU.

Des calculs effectués sur Géo Fond nous obtenons une contrainte admissible de 0,20 MPa et un tassement de 0,74 cm.

La note de calcul détaillant les calculs de fondation est présentée dans l'annexe 6.

II.7. Étude de la pérennité du sous-sol

II.7.1. Étude des pathologies

La pathologie des ouvrages peut être définie comme la science qui s'intéresse à l'étude des désordres, des dégradations et des dysfonctionnements des ouvrages durant leur durée de vie. Cette étude est en analogie avec la médecine humaine en cherchant d'abord à identifier les symptômes, ensuite à diagnostiquer les causes, à évaluer les risques et enfin à prescrire des remèdes pour réparer ou pour renforcer la structure pour limiter ces désordres. Notre projet étant en étude, nous allons nous intéresser à l'état de santé futur de notre ouvrage pour évaluer les différentes pathologies qui l'attaqueront durant sa durée de vie.

Tableau 9 : Pronostic des pathologies de l'ouvrage

N°	Pathologie	Origine	Eléments touchés	Gravité
1	Tassement différentiel	Géotechnique	Fondations et murs	3
2	Soulèvement hydraulique		Radier et structure	3
3	Fissuration du radier ou voiles	Structure	Béton armé enterré	3
4	Fissures en façades ou cloisons		Superstructure	2
5	Infiltration d'eau	Étanchéité	Sous-sol	3
6	Défaillance cuvelage		Parois enterré	2
7	Corrosion des armatures	Chimique	Béton armé	3
8	Attaque sulfatique		Radier et voiles	2
9	Lixiviation	Exécution	Béton de fondation	2
10	Malfaçons		Tout l'ouvrage	2

II.7.1. Identification des pathologies potentielles de l'ouvrage

Il s'agira dans cette partie d'identifier les dysfonctionnements futurs et probables de l'ouvrage pendant sa durée de vie afin d'anticiper les dysfonctionnements en prenant des dispositions nécessaires pour les éviter. Ces dispositions constructives sont prises en compte pendant la mise en œuvre de l'ouvrage. Dans cet ordre d'idée, nous avons recensé quelques pathologies que nous énumérons dans le Tableau 9 chacune avec sa gravité.

Après avoir identifié et classer toutes les pathologies susceptibles d'attaquer notre ouvrage, nous mettons à nu les causes probables qui peuvent conduire à la manifestation de ses pathologies.

Tableau 10 : Récapitulatif des causes des pathologies

N°	Pathologie	Origine	Causes des pathologies
1	Tassement différentiel	Géotechnique	Sol argileux gonflant, fluctuations de la nappe, pompage mal maîtrisé
2	Soulèvement hydraulique		Nappe à -2,5 m, sous-charge en phase de construction, poussée d'Archimède
3	Fissuration du radier et des voiles	Structure	Tassements différentiels du sol, excès d'eau dans le béton lors de l'exécution
4	Fissures en façades et cloisons		Tassements différentiels, retrait-gonflement des argiles, cycles saisonniers
5	Infiltration d'eau	Etanchéité	Nappe permanente, défaut d'étanchéité, fissuration du béton, fortes pluies tropicales
6	Défaillance de cuvelage		Vieillissement des matériaux, fissurations des parois, colmatage des drains
7	Corrosion des armatures	Chimique	Carbonatation accélérée, enrobage insuffisant, béton poreux
8	Attaque sulfatique		Sulfates dans les eaux souterraines, réaction avec C_3A du ciment, sol argileux riche en gypse
9	Lixiviation	Exécution	Circulation d'eau douce, béton poreux, rapport E/C élevé
10	Malfaçons		Fouilles mal exécutées, remblaiement prématuré, cuvelage défectueux, béton surdosé en eau

II.7.1. Causes des pathologies

Nous identifions les causes probables des pathologies recensées en fonction de leur origine et nous plaçons le récapitulatif dans le Tableau 10 et le détail des causes apparait dans l'annexe 5 du document.

Après identification des causes des pathologies, nous faisons ressortir les solutions constructives afin d'éviter ces pathologies durant la durée de vie de l'ouvrage.

Tableau 11 : Récapitulatif de solutions aux pathologies repérées

N°	Pathologie	Origine	Solutions aux pathologies
1	Tassement différentiel	Géotechnique	Arrêt des charges, surveillance, injection de sol suivi topographique annuel
2	Soulèvement hydraulique		Pompage d'urgence, lest provisoire, tirants d'ancrage, drainage sous-radier ou périphérique des voiles, suivi piézométrique permanent
3	Fissuration du radier/voiles	Structure	Bouchage provisoire, injection époxy ou joint souple, dalle de compression
4	Fissures en façades et cloisons		Étaiement si nécessaire, injection époxy, rejointoiement , stabilisation fondations et réparation
5	Infiltration d'eau	Etanchéité	Injection résine, cuvelage cristallisant intérieur, réfection étanchéité extérieure
6	Défaillance cuvelage		Piquage et reprise localisée, réfection complète et drain intérieur
7	Corrosion des armatures	Chimique	Mortier de réparation structurel, revêtement anti-carbonatation
8	Attaque sulfatique		Dérasement et pose de mortier, réfection imperméabilisation
9	Lixiviation	Exécution	Dérasement et mortier, traitement silicate et imperméabilisation
10	Malfaçons		Démolition et reconstruction éléments non conformes, contrôle extérieur systématique

II.7.1. Solutions constructives

Les solutions constructives apportées pour éviter ou limiter les dégradations de l'ouvrage figurent dans le Tableau 11. Pour le détail de ces solutions il faut se référer à l'annexe 5 du document.

II.7.2. Étude de durabilité du sous-sol de l'ouvrage

La durabilité d'un ouvrage est sa capacité à conserver ses fonctions d'usage, sa fiabilité et son aspect dans un environnement avec des frais de maintenance et d'entretien aussi réduit que possible. Elle s'articule principalement autour de trois (03) phénomènes qui l'affectent pendant la durée d'un ouvrage. Il s'agit de :

- La carbonatation qui correspond à la pénétration du dioxyde de carbone (CO_2) sur la profondeur de l'enrobage pour ensuite corroder l'acier ;
- L'alcali-réaction qui est la plus dangereuse car elle est interne et se traduit par des réactions chimiques qui s'opèrent entre le ciment et les granulats du béton. Ces réactions chimiques peuvent conduire à une diminution du pH qui provoque une dépassivassion de l'acier.

Il est donc impératif d'étudier la durabilité de notre ouvrage en fonction de chacun de ces phénomènes pour en tirer le maximum d'informations et garantir une sécurité pour notre ouvrage. Pour cela il est établi des indicateurs de durabilité qui nous permettent de contrôler un peu ces phénomènes.

II.7.3. Les indicateurs de durabilité de l'ouvrage

Il est mis en place un certain nombre de processus qui permettent de contrôler l'état de dégradation des ouvrages vis-à-vis des agents agresseurs. Il existe des indicateurs généraux et des indicateurs spécifiques à certains phénomènes de durabilité. Les indicateurs généraux de durabilité concernent essentiellement :

- ✓ La porosité accessible à l'eau, paramètre de premier ordre dans l'évaluation et la prévision de la durabilité, il renseigne sur la qualité des matériaux utilisés. L'importance des vides dans un ouvrage en béton armé influe beaucoup sur sa durabilité notamment sa capacité à laisser passer des corps extérieurs qui le plus souvent sont nuisibles soit au béton soit à l'acier ;
- ✓ La teneur en portlandite qui est un indicateur de durabilité important à deux niveaux, d'abord elle constitue une réserve de calcium qui réagit avec la silice pour former les ions silico-calco-alcalins qui sont nuisibles au béton armé ce qui la rend nocive à ce niveau. Ensuite, elle

assure un rôle positif du fait qu'elle est responsable de la libération des ions OH^- qui sont responsables du pH élevé dans le béton.

Quant aux indicateurs spécifiques de durabilité, ils varient entre :

✓ La quantité de silice libérée par les granulats qui correspond au degré de réactivité des granulats avec la portlandite dans le béton. La concentration critique en silice des granulats est fixé à 4%. Au-delà de cette valeur les granulats sont réactifs donc dangereux pour le béton.

✓ La quantité en alcalin équivalent qui est l'un des réactifs indispensables à la réaction d'alcali-réaction. En effet, la formation du gel de réaction dépend conjointement de la quantité de silice libérée par les granulats et aussi du taux d'alcalin présent dans la solution d'attaque. Par conséquent, il est possible d'admettre des quantités élevées de silice quand le taux d'alcalin dans la solution est faible.

II.7.4. Estimation de la durée de vie de l'ouvrage

En fonction des hypothèses de calcul établis, nous pouvons estimer la durée de vie de l'ouvrage qui correspond au temps pendant lequel l'enrobage des éléments structuraux en béton armé sera consommé.

$$X(t) = \gamma * f(HR) * k * \sqrt{t}$$

Avec : γ : $coefficient\ d'exposition$ à $la\ carbonatation$

$f(HR)$: $facteur\ de\ l'humidité\ relative\ de\ la\ zone$; $f(HR) = -3{,}5833 * HR^2 + 3{,}4833 * HR + 0{,}2$

k : $coefficient\ de\ transport\ du\ béton$; $k = \sqrt{365} * (\frac{1}{2{,}1 * \sqrt{Rc28}} - 0{,}06)$

t : $durée\ de\ vie\ de\ l'ouvrage\ (an)$

$X(t)$: $profondeur\ de\ carbonatation\ (cm)\ qui\ equivaut$ à $l'enrobage$

Choix de la résistance caractéristique du béton

En fonction de la classe d'exposition de notre ouvrage qui est fonction des caractéristiques de l'environnement, nous attribuons une résistance caractéristique du béton à notre ouvrage. Notre ouvrage étant modérément humide du fait de la fluctuation de la nappe phréatique, la classe d'exposition adéquat est XC3 et en fonction du tableau de valeurs nous avons une résistance caractéristique du béton $Rc28 = 30\ MPa$

Données

$Rc28 = 30\ MPa$; $e = 5\ cm$; $\gamma = 0{,}9\ car\ ouvrage\ exposé$ à $la\ pluie$;

$HR = 65\%\ pour\ la\ ville\ de\ Ouagadougou.$

Calcul

$$f(HR) = -3{,}5833 * 0{,}65^2 + 3{,}4833 * 0{,}65 + 0{,}2 = 0{,}95$$

$$k = \sqrt{365} * \left(\frac{1}{2{,}1 * \sqrt{30}} - 0{,}06\right) = 0{,}51$$

$$X(t) = \gamma * f(HR) * k * \sqrt{t} \leftrightarrow t = \left(\frac{e}{\gamma * f(HR) * k}\right)^2 ; AN : t = \left(\frac{5}{0{,}9 * 0{,}95 * 0{,}51}\right)^2 \leftrightarrow$$

$$t = 131\ ans$$

Les résultats obtenus dans cette partie feront l'objet de discussion dans la prochaine partie du document.

II.8. Étude technico-économique et environnementale

II.8.1. Etude financière de la structure porteuse de l'ouvrage

Le but d'un dimensionnement est de proposer des solutions techniques fiables pour que l'ouvrage puisse assurer la sécurité et le confort des usagers. Paradoxalement, tout en cherchant la sécurité pendant un dimensionnement, l'ingénieur doit aussi s'assurer d'optimiser au mieux pour alléger les frais de construction pour le maître d'ouvrage. Après donc le dimensionnement de la structure, il est primordial de faire ressortir les quantités de matériaux à utiliser pour la construction de l'ouvrage. Cette partie sera consacrée à la quantification du béton à mettre en œuvre et des armatures à utiliser pour renforcer l'ouvrage.

Le tableau 12 fait un récapitulatif de la quantité de matériaux à utiliser pour l'exécution des travaux et les détails de quantification sont consignés dans le tableau 4 de l'annexe 4.

Tableau 12 : Récapitulatif de matériaux pour l'exécution

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Béton dosé à 400 kg/m3	m^3	3229,56
2	Armature de HA20	kg	11818,33
3	Armature de HA16	kg	11106,5
4	Armature de HA14	kg	2332,69
5	Armature de HA12	kg	9619,84
6	Armature de HA10	kg	16005,65
7	Armature de HA8	kg	7610,1
8	Armature de HA6	kg	2504,92
9	Coffrage	m²	11730,40

II.8.2. Planning d'exécution de l'ouvrage

Quant au délai d'exécution de l'ouvrage, nous allons établir un planning avec le logiciel Ms Project où nous ferons ressortir le temps que prendra la construction de l'ouvrage en prenant en compte toutes les contraintes possibles. Après programmation et nivellement, nous obtenons une durée de travail de 235 jours. Prévisionnellement, les travaux débuteront le 03 août 2026 et se termineront le 20 août 2027 avec cinq (05) jours de travail par semaine et 11 jours fériés dans l'année. Pour faire gain de temps, nous pouvons :

- Réduire le temps de maturation du béton, temps correspondant à celui que doit faire le béton avant le décoffrage après études approfondies sur la formulation pour avoir une résistance élevée sur une courte durée ;
- Exploiter les samedis pour avancer dans les travaux ;
- Faire plusieurs équipes de travail pour maintenir les travaux 24h/24.

Les détails sur le planning d'exécution figurent à l'annexe 4

II.8.3. Étude des implications environnementales de l'ouvrage

La construction de notre bâtiment avec sous-sol au quartier Zogona de la ville de Ouagadougou a une particularité environnementale majeure qui est la nappe phréatique à -2,5 m de profondeur qui impose des contraintes spécifiques tant sur le plan technique qu'environnemental. Le Tableau 13 présente une notice d'impacts environnementaux et sociaux du site dans son ensemble et les détails des études figurent dans l'annexe 5 du document.

Tableau 13 : Implications environnementales de l'ouvrage

N°	Impact	Phase	Composante affectée	Intensité	Etendue	Durée	Importance	Mesure d'atténuation	Impact résiduel
1	Pollution de la nappe phréatique	Chantier	Eau souterraine	Forte	Temporaire	Temporaire	Majeure	Bacs de rétention, traitement des eaux pompées, rabattement limitée de la nappe	Modéré
2	Perturbation de la nappe par rabattement	Chantier	Eau souterraine	Moyenne	Locale	Temporaire	Modérée	Surveillance des bâtiments voisins	Faible
3	Emissions de poussières	Chantier	Air	Moyenne	Locale	Temporaire	Modérée	Arrosage périodique	Faible
4	Gaz d'échappement	Chantier	Air	Faible	Locale	Temporaire	Mineure	Entretien des engins	Négligeable
5	Nuisances sonores	Chantier	Milieu humain	Forte	Locale	Temporaire	Modérée	Horaires limités, port d'EPI	Faible
6	Déchets de chantier	Chantier	Sol	Moyenne	Locale	Temporaire	Modérée	Tri et valorisation des déchets	Faible
7	Modification du régime hydrogéologique	Exploitation	Eau souterraine	Moyenne	Locale	Permanente	Modérée	Drainage périphérique	Faible
8	Perturbation circulation	Chantier	Mobilité	Moyenne	Locale	Temporaire	Modérée	Plan de circulation, panneaux de signalisation	Faible
9	Pollution chronique par défaut de cuvelage	Exploitation	Eau souterraine	Forte	Locale	Permanente	Majeure	Cuvelage certifié, contrôles réguliers	Modéré
10	Consommation énergétique	Exploitation	Energie, climat	Moyenne	Globale	Permanente	Modéré	LED, panneaux solaires	Faible
11	Imperméabilisation et ruissellement	Exploitation	Eau pluviale	Moyenne	Locale	Permanente	Modéré	Noues, rétention eaux pluviales	Faible
12	Empreinte carbone matériaux	Construction	Climat	Moyenne	Globale	Ponctuelle	Modéré	Optimisation, fournisseurs locaux	Faible

Conclusion

Ce chapitre a permis de poser les fondements méthodologiques de notre étude en précisant les caractéristiques mécaniques des matériaux retenus, les outils logiciels employés pour la conception et le dimensionnement, ainsi que la démarche suivie pour le pré-dimensionnement des différents éléments porteurs de la structure : plancher-dalle, poteaux, voiles et radier. L'ensemble de ces éléments constitue le socle technique sur lequel repose la

démarche de calcul détaillée dans les chapitres suivants, notamment la modélisation de la structure du bâtiment et l'étude approfondie de ses différents composants.

Chapitre III : Présentation de résultats et discussion

Introduction

Dans cette partie, nous présenterons les différents résultats obtenus après nos études. Ces résultats feront l'objet d'une discussion suivant le plan d'étude, en commençant par les résultats de l'étude structurale. Ensuite, nous présenterons les résultats de l'étude de fondation. Après, nous aborderons les résultats de l'étude de pérennité de l'ouvrage. Nous terminerons par la quantification, les implications environnementales et le planning d'exécution des travaux.

III.1. Résultats d'études structurales de superstructure

III.1.1. Dispositions constructives du plancher-dalle

Contrairement aux autres types de dalles, le dimensionnement des planchers-dalles est critique au droit des poteaux où les efforts tranchants sont beaucoup plus élevés. Il est donc important de prévoir des renforts pour reprendre ces efforts, qui sont parfois insuffisants, et cela provoque d'autres efforts sur la dalle du fait de sa faible épaisseur, appelés efforts de poinçonnement, qu'il faut chercher à éliminer pour assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Les résultats du dimensionnement du plancher-dalle nous donnent pour une épaisseur de 30 cm des armatures de diamètre HA10 espacées de 15 cm en double nappe inférieure et supérieure. Quant aux armatures de renfort d'effort tranchant, nous avons un maillage d'armature HA14 espacées également de 15 cm.

Pour reprendre les efforts de poinçonnement des dalles au droit des poteaux, nous avons le choix entre trois possibilités : l'introduction des armatures inclinées à 45°, l'introduction des armatures de type poutre et l'introduction des goujons. Pour des raisons économiques et de disponibilité nous optons pour utiliser des armatures types poutres de 45 cm de largeur avec des armatures longitudinales de 5HA14 et des armatures transversales en HA10 espacées de 15 cm

Un aperçu de la disposition des armatures est présenté sur la figure 10 et les détails de plans de coffrage et de ferraillage sont présentés à l'annexe 2.

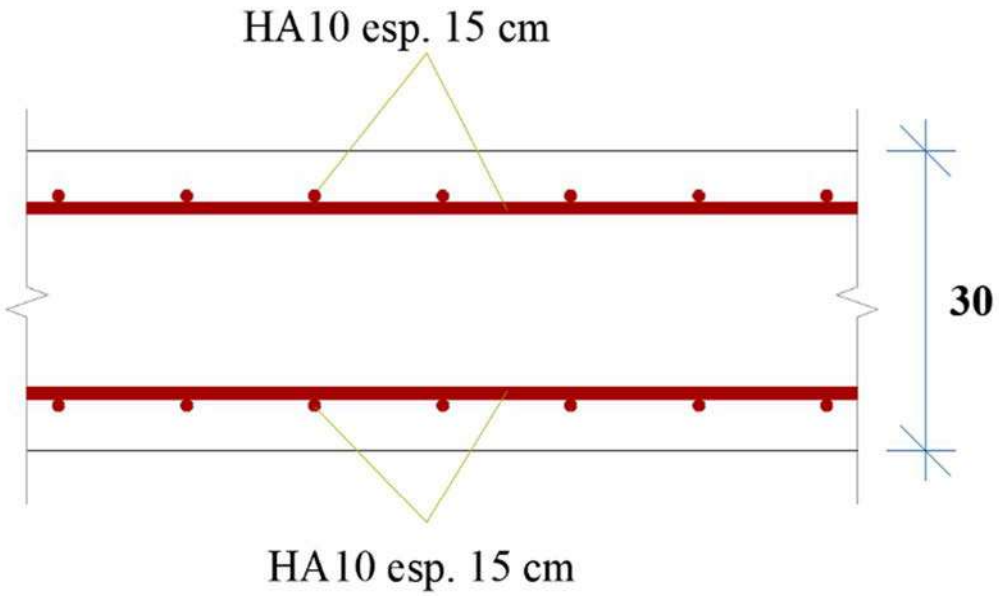


Figure 10 : Disposition des armatures de dalles

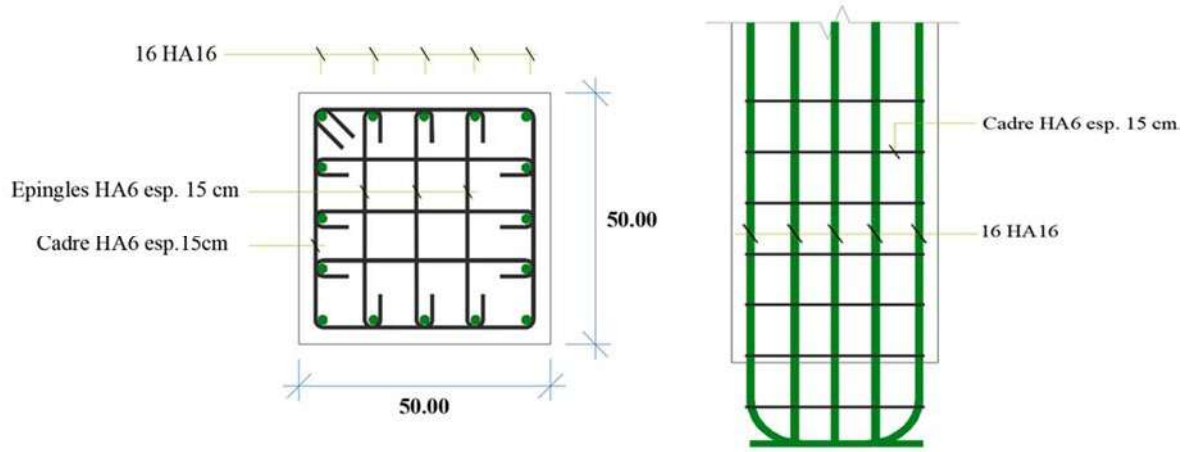
III.1.2. Dispositions constructives des poteaux

Le dimensionnement des poteaux et leur optimisation sur le logiciel CYPECAD nous a permis d'obtenir des sections de 40x30 cm ; 40x40 cm ; 45x40 cm et 50x50 cm.

La plus grande section des poteaux est de 50x50 cm avec des armatures longitudinales de coins de 4HA16 et de 6HA16 sur les deux faces X et Y et des armatures transversales en HA6 espacées de 15 cm tandis que la plus petite section de poteau est de 40x30 cm avec des armatures de coin de 4HA12 et 2HA10 sur les deux faces X et Y et les armatures transversales en HA6 espacées de 15 cm avec la face $X \leq Y$

Les plus grandes charges sont sur les poteaux du sous-sol dues à l'accumulation des charges de tout le bâtiment sur ces poteaux. De ce fait, les poteaux du sous-sol supportent les charges des autres poteaux des niveaux supérieures d'où leurs sections d'aciers plus élevées que celles des poteaux supérieurs. La plus petite section transversale des poteaux est obtenue en fonction de la hauteur du poteau dans l'optique d'éviter le flambement de ces sections puis par vérification

des poteaux inférieurs sous charges critiques. L'aperçu des armatures est présenté sur la figure 11 et les plans de ferraillage des poteaux sont présentés à l'annexe 2.



Section transversale Section longitudinale

Figure 11 : Disposition des armatures de poteaux

III.1.3. Contrainte, tassement et profondeur d'ancrage

À partir des résultats des essais géotechniques réalisés sur le terrain, nous avons utilisé la pression limite et le module du sol pour déterminer les paramètres qui influent sur le comportement du sol sous charges : la contrainte admissible du sol, le tassement et le soulèvement de la structure sous pressions hydrostatiques à différentes profondeurs. Les premiers résultats du calcul à la main sont présentés sur les graphes suivants où est illustrée la variation des différents paramètres influençant le comportement du sol en fonction de la profondeur d'assise de la fondation dans le sol.

La figure 12 est illustrative de la variation de la contrainte admissible prise à une profondeur du sol de 3 m qu'on fait varier de 0,10 cm jusqu'à 5 m. Le graphique décroissant indique une diminution de la contrainte admissible du sol à mesure qu'on va en profondeur. Cela est dû au fait que la contrainte induite par l'ouvrage sur le sol s'atténue avec la profondeur jusqu'à s'annuler. Les détails de calcul des contraintes sont présents dans le tableau 1 de l'annexe 4.

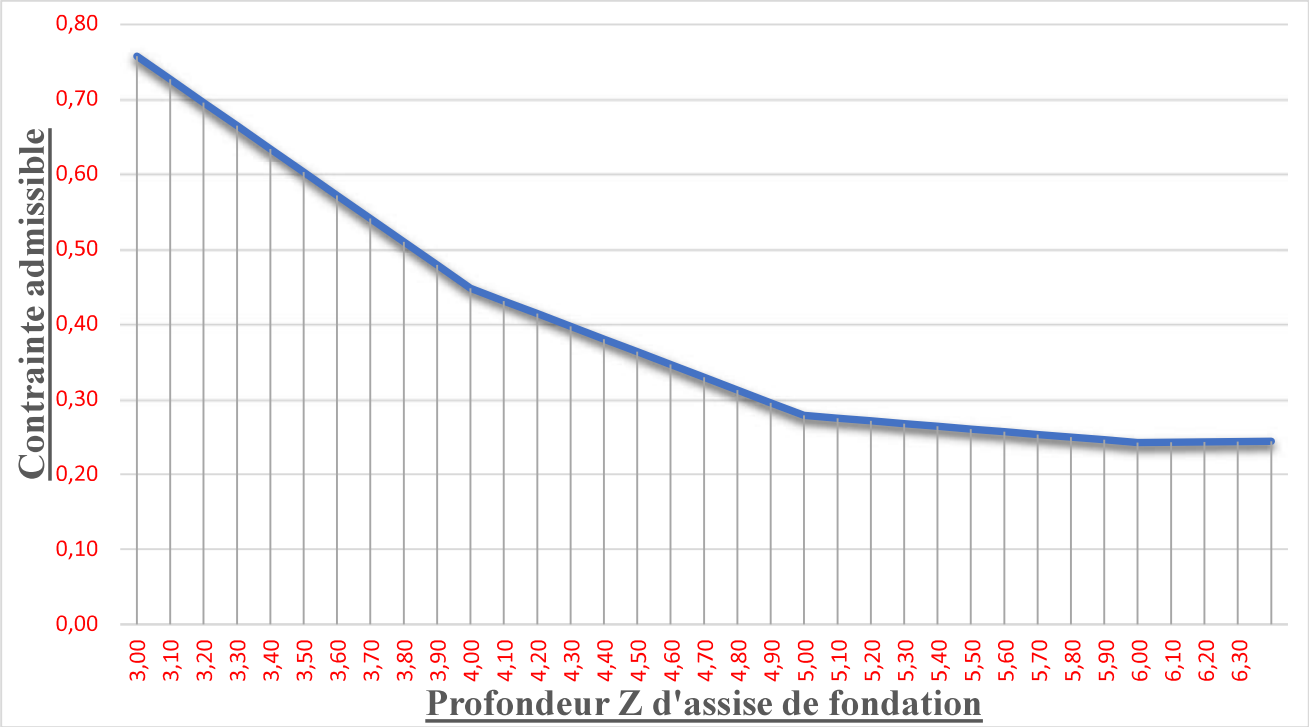


Figure 12 : Courbe représentative de la variation de la contrainte admissible

La figure 13 présente l'évolution du tassement du sol sous l'effet des charges du bâtiment et ce tassement est aussi fonction de la profondeur d'ancrage du radier et de l'épaisseur de la couche sur laquelle est fondé l'ouvrage.

Le graphe montre une allure croissante et progressive entre 3 et 4,90 m avec un tassement entre 0,40 cm et 1,67 cm qui est le pic du tassement avant que la courbe ne descende jusqu'à zéro. Les détails de calcul du tassement figurent dans le tableau 3 de l'annexe 4.

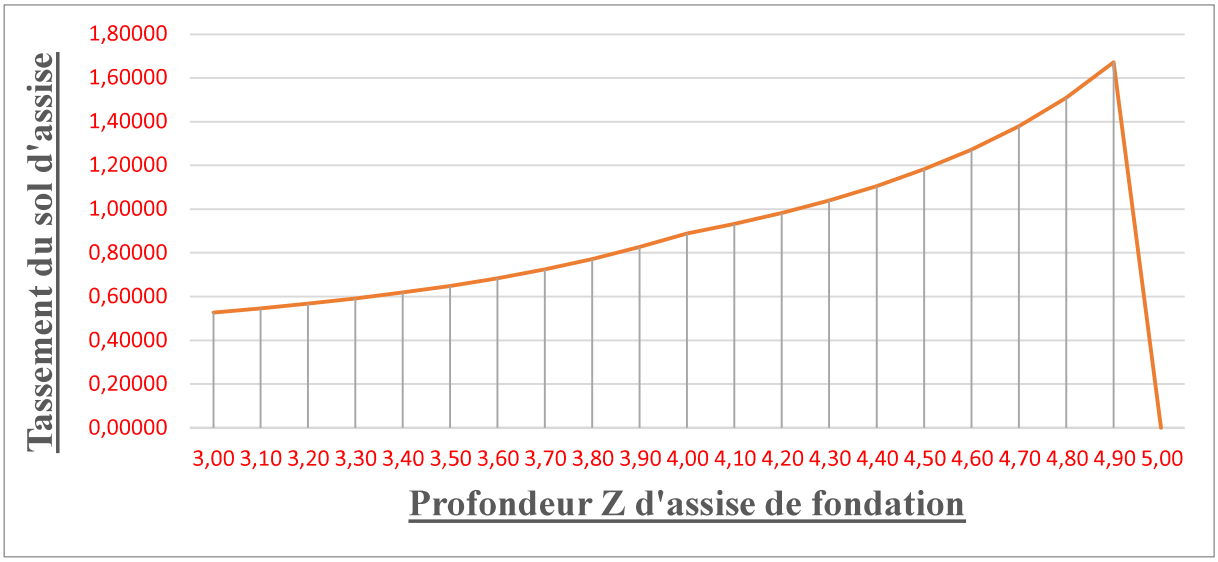


Figure 13 : Courbe d'évolution du tassement en fonction de la profondeur d'ancrage des fondations

Sur la base de ces deux résultats, nous choisissons de fixer notre fondation à D = 4,10 m et la contrainte admissible du sol à 0,24 MPa à la profondeur de $1{,}5 * D$ de sorte à obtenir un tassement de l'ordre de 0,93 cm. La différence de valeur avec les résultats géotechniques du LNBTP (0,23 MPa pour la contrainte admissible et 3,8 cm pour le tassement) est due à la différence d'hypothèses établie lors des calculs. En effet, le LNBTP calcule la contrainte admissible du sol à une profondeur du sol de $1{,}5 * D$ avec D la profondeur d'ancrage de la semelle, et le tassement à une profondeur de $B + 1{,}5 * D$ avec B la largeur de la semelle.

De la modélisation et du calcul de la fondation sur le logiciel Géo Fond, nous avons obtenu des valeurs de contraintes de l'ordre de 0,20 MPa et un tassement de 0,748 cm. La différence entre les valeurs obtenues peut être due à la précision des valeurs qu'on introduit comme données sur le logiciel et à la prise en compte de la nappe phréatique dans les calculs. Pour le logiciel qui intègre la nappe phréatique dans les calculs, elle peut influencer sur les caractéristiques mécaniques des particules solides du sol qui se matérialise par une diminution considérable de leur portance. En ce qui concerne le tassement, la faible valeur obtenue peut s'expliquer par le fait qu'en calculant en conditions drainée, il y aura une consolidation des grains solides par réduction des vides donc le sol résiste encore mieux au tassement.

L'étude des fondations dans la zone est assez particulière en considérant la présence de la nappe phréatique dans le milieu. Nous avons effectué les calculs de soulèvement du radier sous pressions hydrostatiques avec pour hypothèse que la nappe phréatique n'est pas dynamique et qu'elle se limite à 10 m du TN, hypothèse émise par manque d'informations sur la nature de la nappe.

Les résultats obtenus lors de la vérification au soulèvement sont présentés sur la figure 14 où nous avons la courbe d'évolution de la force d'eau sous le radier qui décroit progressivement sur la profondeur mais reste au-dessous de celle du poids de l'ouvrage montrant qu'il n'y aura pas de soulèvement du bâtiment sous les poussées hydrostatiques.

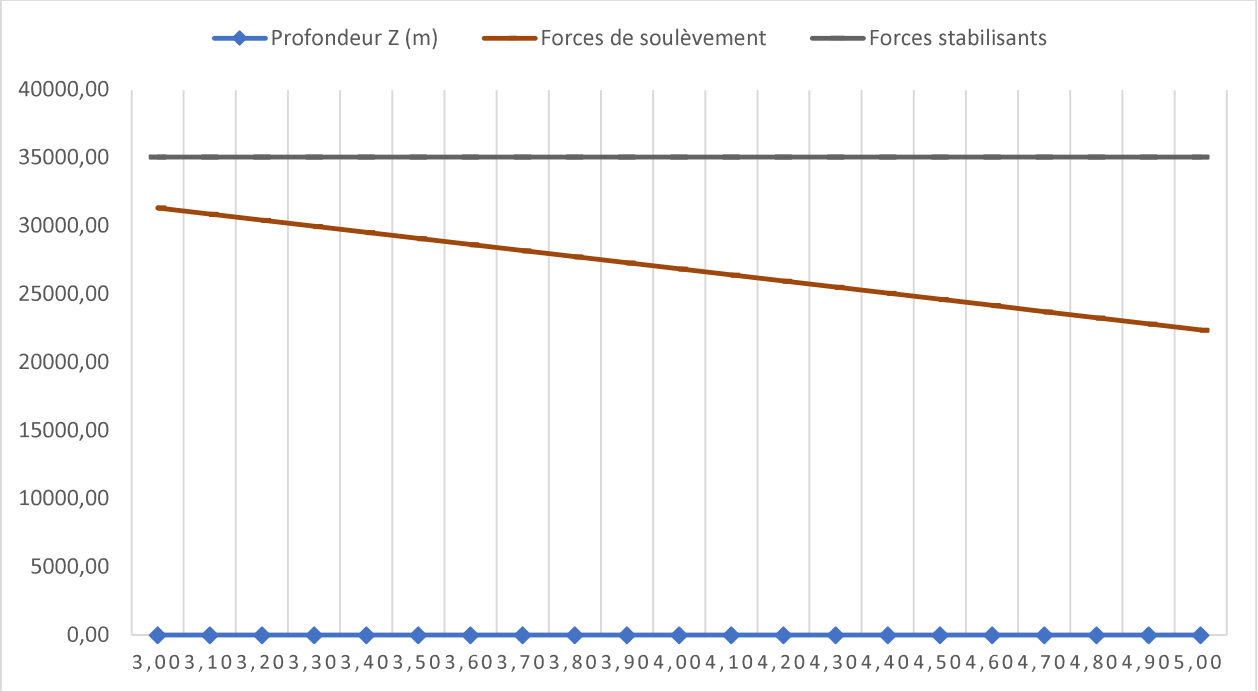


Figure 14 : Graphe d'évolution des forces stabilisantes et de soulèvement

III.1.4. Dispositions constructives des voiles et du radier

L'étude structurale des voiles nous a permis d'avoir pour une épaisseur de voile de 20 cm des armatures verticales de HA16 avec des espacements de 10 cm et des HA8 espacées de 10 cm pour les armatures de répartition. Les armatures de cette face de voiles ont été calculées en flexion composée en tenant compte de la force de poussée des terres et de la poussée de l'eau sur une hauteur de 1,6 m d'où la section élevée des armatures de cette face. L'autre face n'étant pas exposée à ces efforts supplémentaires de poussées de terre et de d'eau, nous obtenons des armatures verticales et de répartition en HA10 avec des espacements de 10 cm pour les aciers verticaux et 10 cm pour les aciers horizontaux de répartition. La figure 15 illustre ceci avec le couronnement des voiles sur une hauteur de 20 cm est fait avec 4HA16.

L'étude structurale du radier nous donne une épaisseur finale de radier de 75 cm dont 30 cm d'épaisseur de dalle et 45 cm de relevée de nervure avec une largeur variable de 70, 90 et 100 cm. Les nervures de notre ouvrage seront renversées et leurs bases élargies permettent de reprendre les efforts de poinçonnement des poteaux et aussi de les raidir afin de diminuer leurs efforts d'encastrement au niveau des dalles. La figure 15 présente les dispositions des armatures constituant les voiles.

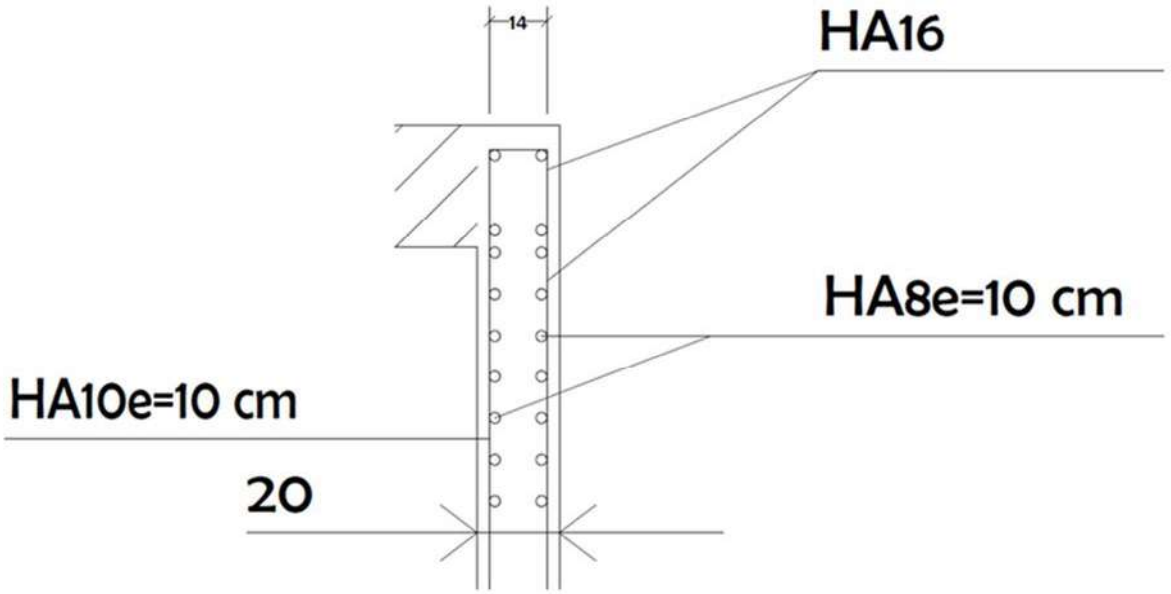


Figure 15 : Disposition des armatures de voiles

Le dimensionnement de la dalle du radier nous donne des armatures supérieures et inférieures de HA16 espacées de 25 cm dans les deux directions, et des HA20 espacées de 10 cm disposés sous les poteaux et nervures comme renforts aux efforts tranchants. L'élargissement des bases de nervures permettent d'éviter le poinçonnement de la dalle donc nous n'avons pas d'armature de poinçonnement sur la dalle. Les détails de ferraillage sont présents dans l'annexe 2 du document.

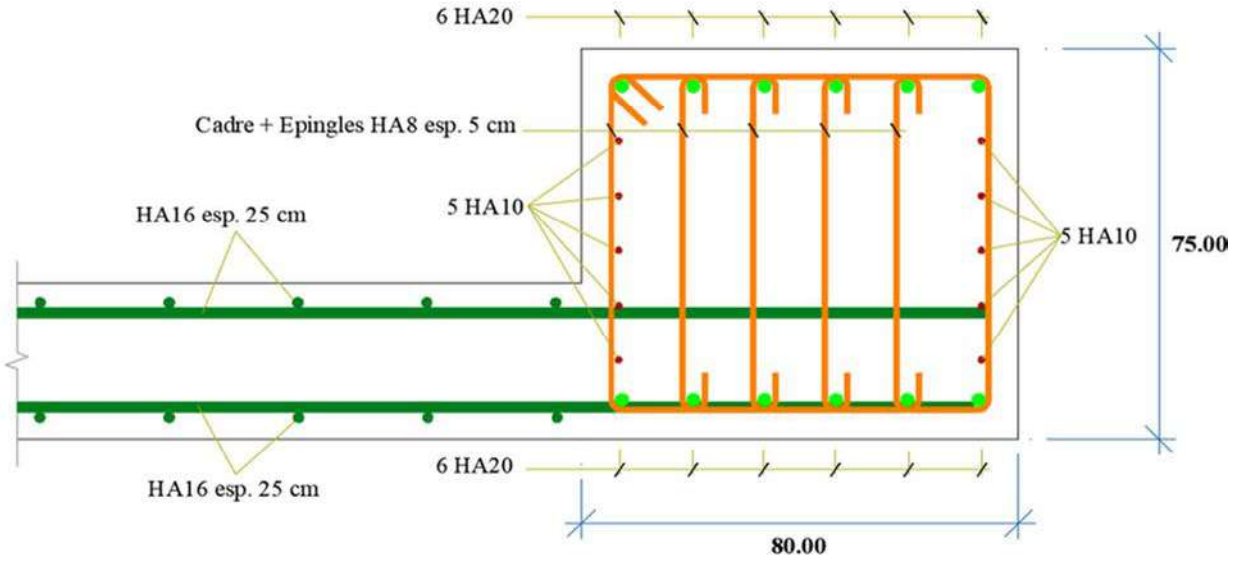


Figure 16 : Dispositions constructives du radier

Le dimensionnement de la nervure nous donne pour la nervure la plus chargée 6HA20 comme armatures principales, 6HA20 d'armatures de montage, 5 HA10 pour les armatures de peau et

des HA8 espacés de 5 cm comme armatures transversales. La figure 16 présente la disposition des armatures de voiles, de nervures et de radier, puis les détails sont à l'annexe 2.

III.1.5. Durée de vie et solutions constructives pour assurer la pérennité de l'ouvrage

Du pronostic des pathologies de l'ouvrage effectué plus haut dans le document, il ressort plusieurs origines de pathologies qui ont fait l'objet d'études dans notre document et nous nous servons de ces résultats d'études pour proposer des dispositions à prendre en compte afin d'éviter ces pathologies. Ainsi, les pathologies d'origine géotechnique sont traitées dans l'étude de fondation, celles d'origine structurelle sont traitées par l'étude structurale de l'ouvrage et les pathologies d'origine d'étanchéité, chimique et d'exécution sont traitées pendant l'étude de durabilité de l'ouvrage.

- Pendant notre étude de fondation nous avons estimé le tassement du sol sous charges du bâtiment à 0,74 cm qui est nettement inférieur à la limite admissible pour un bâtiment de ce type qui est de 5 cm. Nous concluons ainsi que le sol ne subira pas de tassement sous les charges du bâtiment qui puisse affecter son fonctionnement. La vérification au soulèvement de l'ouvrage sous les pressions hydrostatiques nous donne une force stabilisante du bâtiment de 35 090 kN et par manque de données, nous avons émis l'hypothèse selon laquelle la limite de la nappe phréatique est à -10 m du TN. Et nous avons obtenu après calcul une force de poussée des eaux de 26 427 kN à la profondeur de 4,10 m, ce qui nous amène à conclure que notre ouvrage ne subira pas de soulèvement sous la contrainte des poussées hydrostatiques. Cependant, juste après l'exécution du radier, nous aurons un soulèvement de radier causé par un déficit de charge du bâtiment de 23 067 kN qu'il faudra équilibrer avec des charges supplémentaires sur le radier. Il convient de proposer des dispositions à prendre en compte notamment pour évacuer ces eaux souterraines sous l'emprise du bâtiment pour diminuer l'impact de ces eaux sur le bâtiment (faire baisser la nappe) et optimiser ainsi l'interaction sol-structure. Les détails du drain que nous proposons sont présentés à l'annexe 2.
- L'étude structurale du bâtiment permet de prendre des dispositions pour assurer la sécurité et la stabilité de l'ouvrage. Il est important donc de respecter toutes les dispositions détaillées sur les plans d'exécution que nous avons établis afin de garantir cette stabilité et sécurité de l'ouvrage. Ces plans de ferraillage sont présentés dans l'annexe 2 du document.
- L'étude de durabilité de l'ouvrage nous a permis d'estimer la durée de vie de notre ouvrage à 131 ans, durée de vie qui est fonction de la résistance du béton, de l'enrobage, des conditions d'exécution, d'étanchéité et des caractéristiques des matériaux utilisés. Pour les

matériaux utilisés, il faudra s'assurer d'abord du type de ciment utilisé pour la réalisation, car une teneur élevée en portlandite pourrait être néfaste pour le béton armé si les granulats utilisés sont réactifs (forte libération de silice) ce qui réduit la durée de vie de l'ouvrage. Comme précautions, nous proposons l'utilisation des granulats dont le taux de silice est inférieur à 4% pour permettre d'exploiter au mieux le taux élevé de portlandite dans le ciment pour augmenter les performances mécaniques du béton armé et garantir ainsi sa durabilité dans le temps. Il faudra porter aussi une attention particulière à la porosité accessible à l'eau en réduisant les vides dans le béton à travers l'utilisation des granulats de petit diamètre et aussi s'assurer de bien vibrer le béton pendant le coulage. Cette porosité du béton à l'eau nous conduit à prendre des dispositions vis-à-vis de l'étanchéité du fait que l'ouvrage sera en contact permanent avec l'eau. Les détails sur l'étanchéité des parois du sous-sol ainsi que le drainage des eaux à la périphérie du bâtiment sont consignés à l'annexe 2 du document.

Pour assurer une durée de vie prolongée de l'ouvrage, il est important et primordial de respecter toutes ces dispositions ainsi énumérées afin d'éviter les pathologies qui pourraient être néfastes pour l'ouvrage et réduire ainsi sa durée de vie.

III.1.6. Drainage périphérique

Pour maintenir le radier hors du niveau de la nappe phréatique, nous proposons de réaliser des drains périphériques autour des voiles qui collecteront les eaux puis les achemineront vers une boîte de retenue où ces eaux seront traitées et réutilisées. Le drain périphérique est constitué de l'intérieur vers l'extérieur de :

- Une protection étanche des murs à l'extérieur avec un béton hydrofugé plus une couche bitumineuse appliquée en une couche ;
- Un dispositif d'étanchéité en géotextile thermosoudé non tissé qui empêche les infiltrations d'eau et le colmatage des drains ;
- Une enveloppe en matière non-tissé synthétique contenant du granulat concassé de classe 20/40. L'enveloppe doit contenir 160 à 200 dm3/m ;
- Une couche de protection en gravillons est placée au-dessus de l'enveloppe ;
- Un drain de type PVC annelé, flexible et uniformément perforé à cunette plate avec un diamètre entre 80 et 125 mm

La figure 17 montre les éléments constitutifs du réseau de drainage et les détails de plan de drainage sont présentés à l'annexe 2.

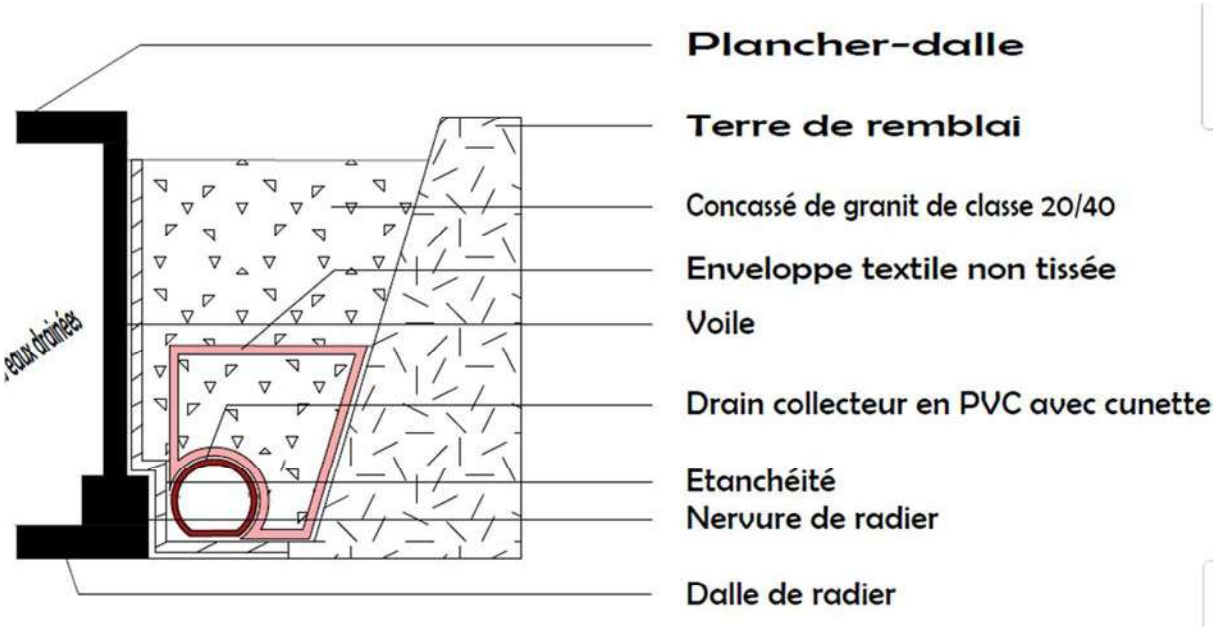


Figure 17 : Description du réseau de drainage

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de présenter et de discuter l'ensemble des résultats obtenus dans le cadre de l'étude structurale et de fondations du bâtiment commercial R+3 avec mezzanine et sous-sol. Les résultats relatifs au dimensionnement des éléments porteurs (plancher-dalle, poteaux et voiles) ont confirmé la cohérence des sections retenues avec les charges sollicitant la structure. L'étude des fondations, quant à elle, a mis en évidence l'influence significative de la nappe phréatique sur le comportement du sol de fondation, notamment à travers l'analyse de la contrainte admissible et des tassements calculés pour les différentes couches de sol. La comparaison des résultats obtenus en présence et en l'absence d'eau dans le sol, réalisée à l'aide du logiciel Géo Fond, a permis de mieux appréhender les risques associés, en particulier le soulèvement du radier, et de justifier les choix retenus pour garantir la stabilité de l'ouvrage. L'ensemble de ces résultats confirme la pertinence de la démarche méthodologique adoptée et constitue une base solide pour les recommandations formulées dans la suite de ce mémoire.

Conclusion générale et recommandations

Au terme de notre étude, il ressort les résultats :

- ✓ Nous avons à l'aide du logiciel CYPECAD proposé et étudié une structure de bâtiment statiquement très solide et stable avec les encastrements aux nœuds et un volume de béton total de 2 294 m3 de résistance caractéristique 30 MPa, des aciers de 60 998 kg de résistance FE500 ;
- ✓ Ensuite nous avons étudié la fondation suivant la méthode du LNBTP et sur le logiciel Géo Fond pour retenir une contrainte admissible de 0,20 MPa, un tassement de 0,74 cm et nous avons vérifié le soulèvement du bâtiment sous les pressions hydrostatiques, chose qui n'a pas été prise en compte dans le rapport du LNBTP. De cette vérification au soulèvement, il ressort un soulèvement du radier pendant la construction dont les dispositions pour y remédier ont été présentées dans le document ;
- ✓ Pour assurer la pérennité de notre bâtiment, nous avons effectué son pronostic afin d'en définir les dispositions constructives à prendre en compte pendant la construction pour éviter que sa structure soit touchée pendant sa durée de vie qui est estimée à 131 ans. Ces dispositions sont d'origine géotechnique, structurelle, d'exécution et le point le plus critique qui mérite un regard particulier est l'étanchéité ;
- ✓ Enfin nous avons effectué des études de coût, le planning, les implications environnementales et les risques qui peuvent survenir lors de l'exécution des travaux.

Tous ces résultats obtenus concourent à l'atteinte de nos objectifs spécifiques établis plus haut et donc nous avons atteint notre objectif général de l'étude.

Lors de notre étude, nous avons fait plusieurs observations sur les acteurs intervenants dans ces études. En fonction de celles-ci, nous formulons des recommandations à l'endroit d'abord du maître d'œuvre SATA AFRIQUE, à l'endroit du laboratoire effectuant les études géotechniques le LNBTP et à l'endroit de l'entreprise réalisant les travaux sur le chantier.

Nos recommandations adressées à SATA AFRIQUE en tant que maître d'œuvre concernent principalement les études et aussi le suivi de la réalisation des travaux et sont formulées :

- ➢ Faire des études de pérennité sur le projet pour assurer la pérennité de l'ouvrage et sa durabilité pendant la durée de vie de l'ouvrage ;

- Pendant l'élaboration de l'avant-projet, tenir compte des exigences formulées pendant les études complémentaires pour que les entreprises soumissionnaires les prennent en compte pendant l'exécution de l'ouvrage ;
- Bien définir les différents essais à réaliser et communiquer les résultats attendus des études géotechniques au LNBTP ;
- Faire appel à une mission G2Pro pour les études sur la nappe phréatique et son impact sur les caractéristiques mécaniques du sol ;
- Veiller au respect des dispositions constructives établies pendant les études par les entreprises d'exécution car un ouvrage peut être excellemment dimensionné avec toutes les précautions nécessaires, mais s'il n'est pas bien exécuté sur le chantier, il ne pourra pas assurer les fonctions pour lesquelles il a été conçu.

Au LNBTP nous recommandons :

- De fournir les informations nécessaires permettant de dimensionner les éléments structuraux des fondations notamment le coefficient de raideur k du sol ;
- Fournir les résultats des sondages réalisés jusqu'aux profondeurs réelles de calcul des contraintes et de tassement du sol ;
- Matérialiser le niveau de l'eau dans les graphiques de présentation des résultats des essais pressiométriques et donner aussi la couche d'épaisseur de la nappe phréatique ;
- Prendre en compte la présence d'eau dans le sous-sol dans le calcul des contraintes et tassement et la vérifier le soulèvement de l'ouvrage sous pressions hydrostatiques.

A l'endroit de l'entreprise d'exécution des travaux :

- L'entreprise chargée de l'exécution doit prendre en compte la sécurité de son personnel en les équipant avec les équipements de protection individuelle et collectifs afin de minimiser les risques sur le chantier ;
- L'entreprise doit respecter toutes les dispositions constructives énumérées lors de l'étude de pathologie et dans l'avant-projet afin de garantir la pérennité de l'ouvrage sur sa durée de vie et éviter ainsi les pathologies qui pourraient affecter cette pérennité ;
- L'entreprise doit planifier les travaux à réaliser sur tout le délai d'exécution donné par le maître d'œuvre afin d'avoir une vision large sur l'ensemble du projet et mieux organiser les travaux tout en considérant les perturbations potentielles.

Bibliographie

AFGC. (s. d.). *Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages*. Groupe de travail AFGC.

AFNOR. (1977). *NF P06-004 et NF P06-001*.

AFNOR. (Mars 1988). *DTU 13.12 : Règles de calcul des fondations superficielles*.

AFNOR. (Mai 1997). *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton armé, Partie 1-6*.

AFNOR. (1997). *Eurocode 7 : Calcul géotechnique*.

AFNOR. (Mai 2000). *DTU 14.1 : Travaux de bâtiment, travaux de cuvelage*.

AFNOR. (s. d.). *Précis chantier : Matériel et matériaux, mise en œuvre, normalisation*. Nathan.

BAEL 91 modifié 99. (1999). *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé*.

Calvat, G. (s. d.). *La maison de A à Z : le vocabulaire de la construction*. Alternatives.

Dunod. (1967). *Traité de béton armé 3 : les fondations*. Le Moniteur.

Forni, M. (s. d.). *Fondations spéciales et reprise en sous-œuvre*. Eyrolles.

LNBTP. (2019). *Rapport géotechnique du centre commercial*. Ouagadougou.

Mouhouyouddine, A. H. (15 juin 2015). *Analyse piézométrique et modélisation des signaux hydrologiques et gravimétriques dans les aquifères du socle en région soudano-sahélienne : cas de Ouagadougou*. Repéré à https://www.semanticscholar.org/paper/...

Renaud, H. (s. d.). *Choisir et réaliser les fondations*. Eyrolles.

Semelaigne, S. (2024). *Traité de béton armé 2 : du dimensionnement au chantier*. Le Moniteur.

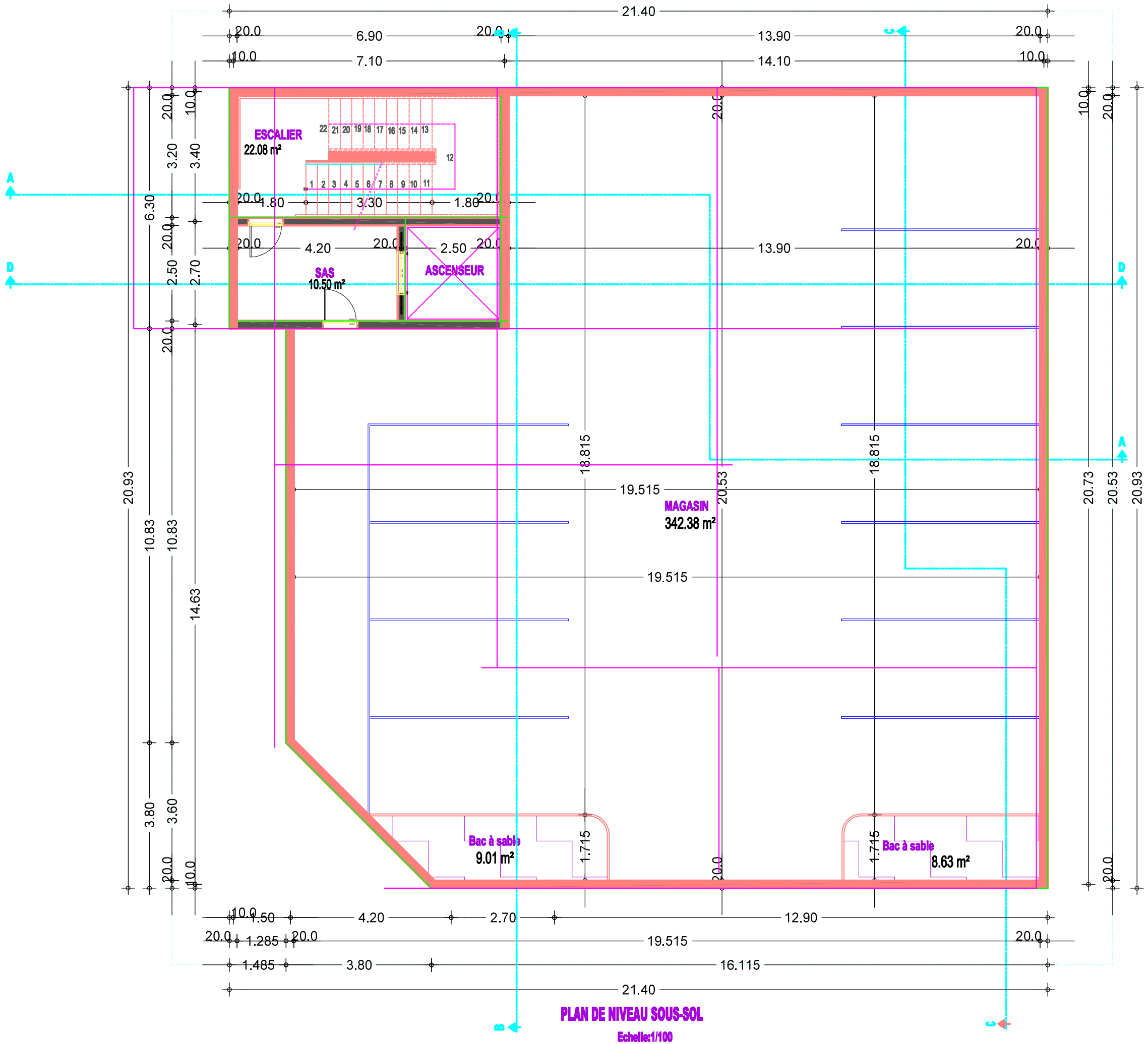
Thonier, H. (1991). *Calcul des structures* (Tome 2). Presses de l'École des Ponts et Chaussées.

Thonier, H. (1992). *Calcul de structures de bâtiment* (Tome 1). Presses de l'École des Ponts et Chaussées.

Annexes

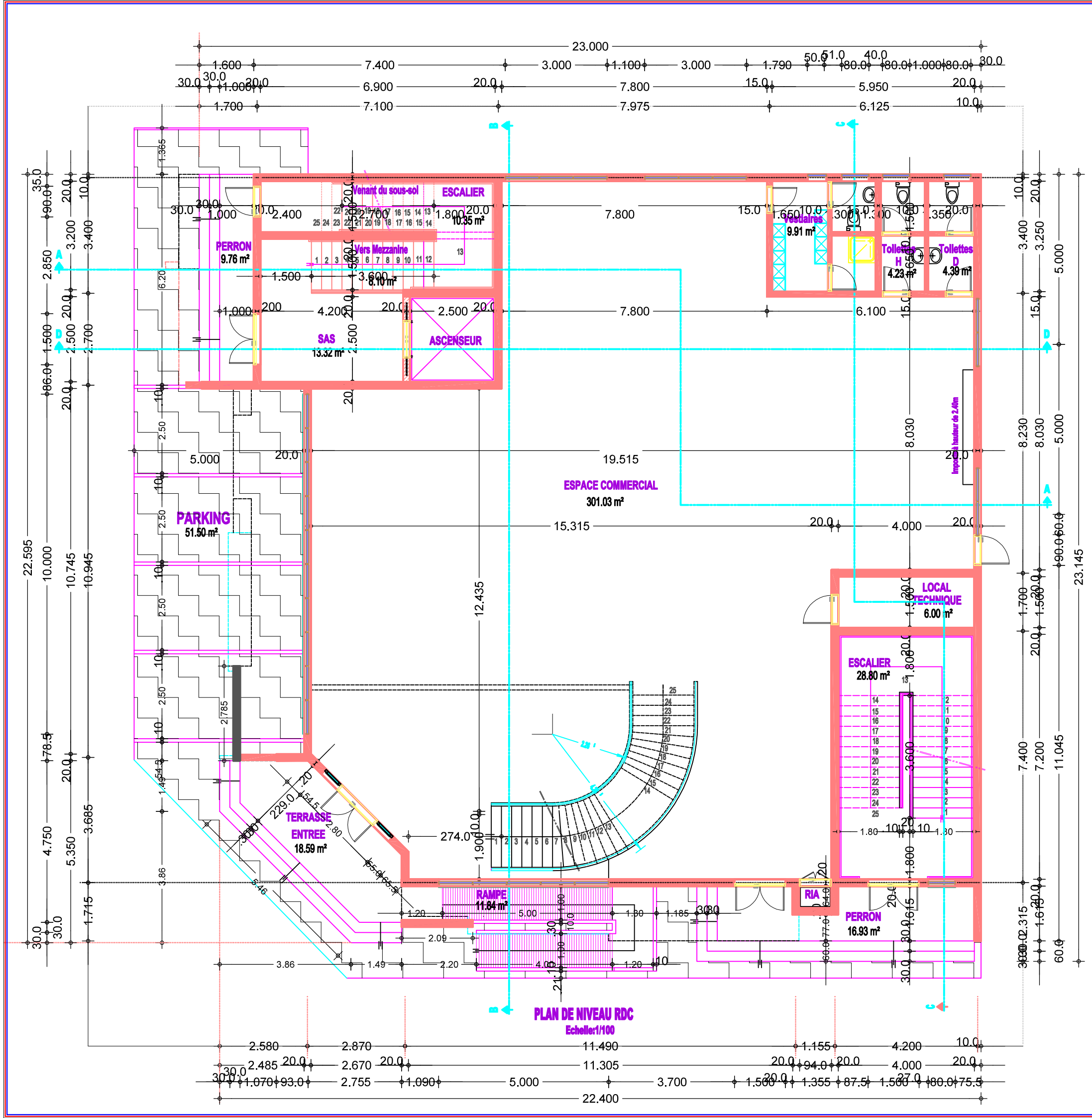
Annexe 1 : Présentation des plans architecturaux I
Annexe 2 : Présentation des plans d'exécution II
Annexe 3 : Résultats des sondages géotechniques III
Annexe 4 : Tableaux de calcul V
Annexe 5 : Études de pathologies de l'ouvrage X
Annexe 6 : Note de calcul de la fondation sur GéoFond XXII

Annexe 1 : Présentation des plans architecturaux



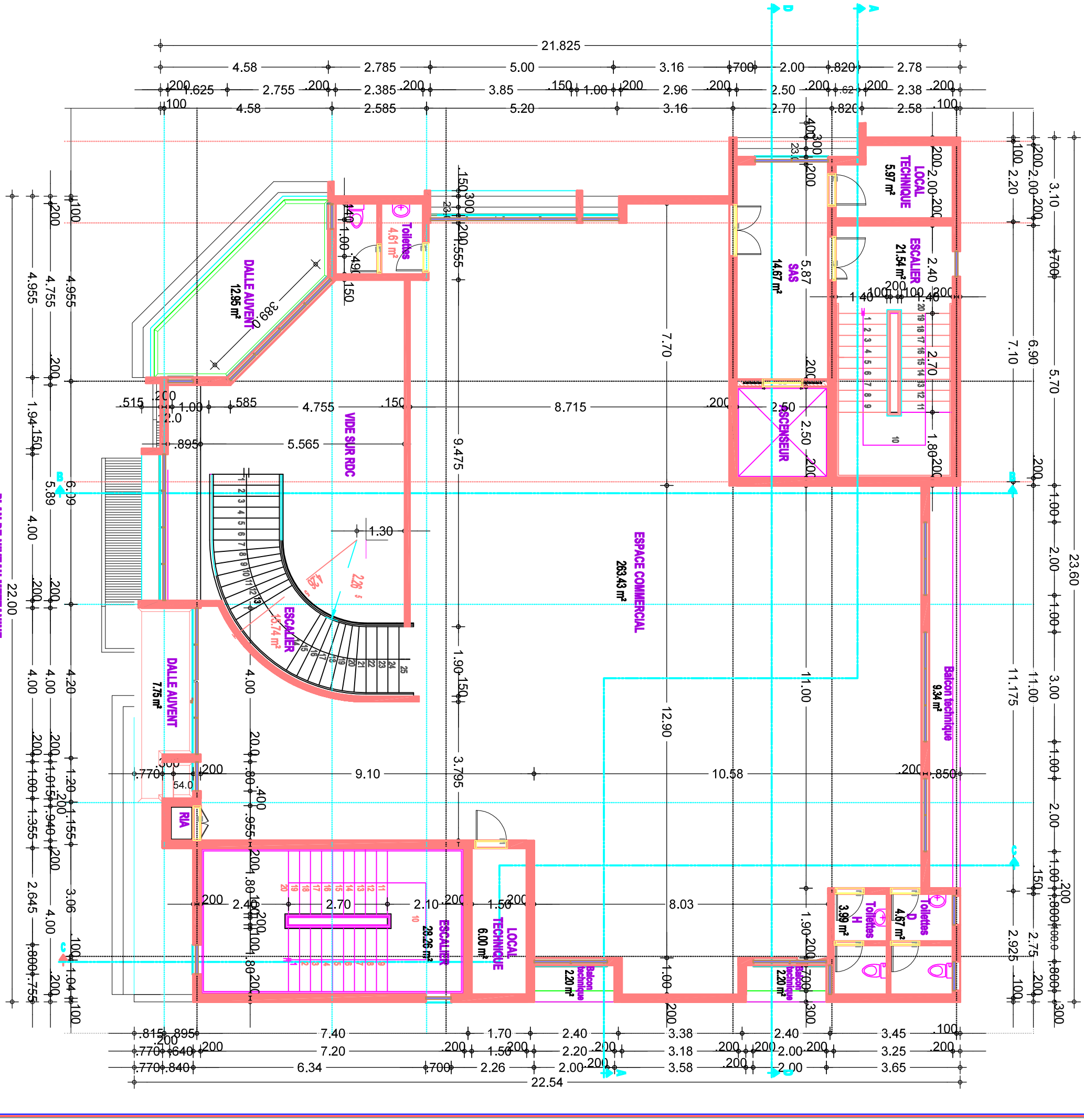
PLAN DE NIVEAU SOUS-SOL

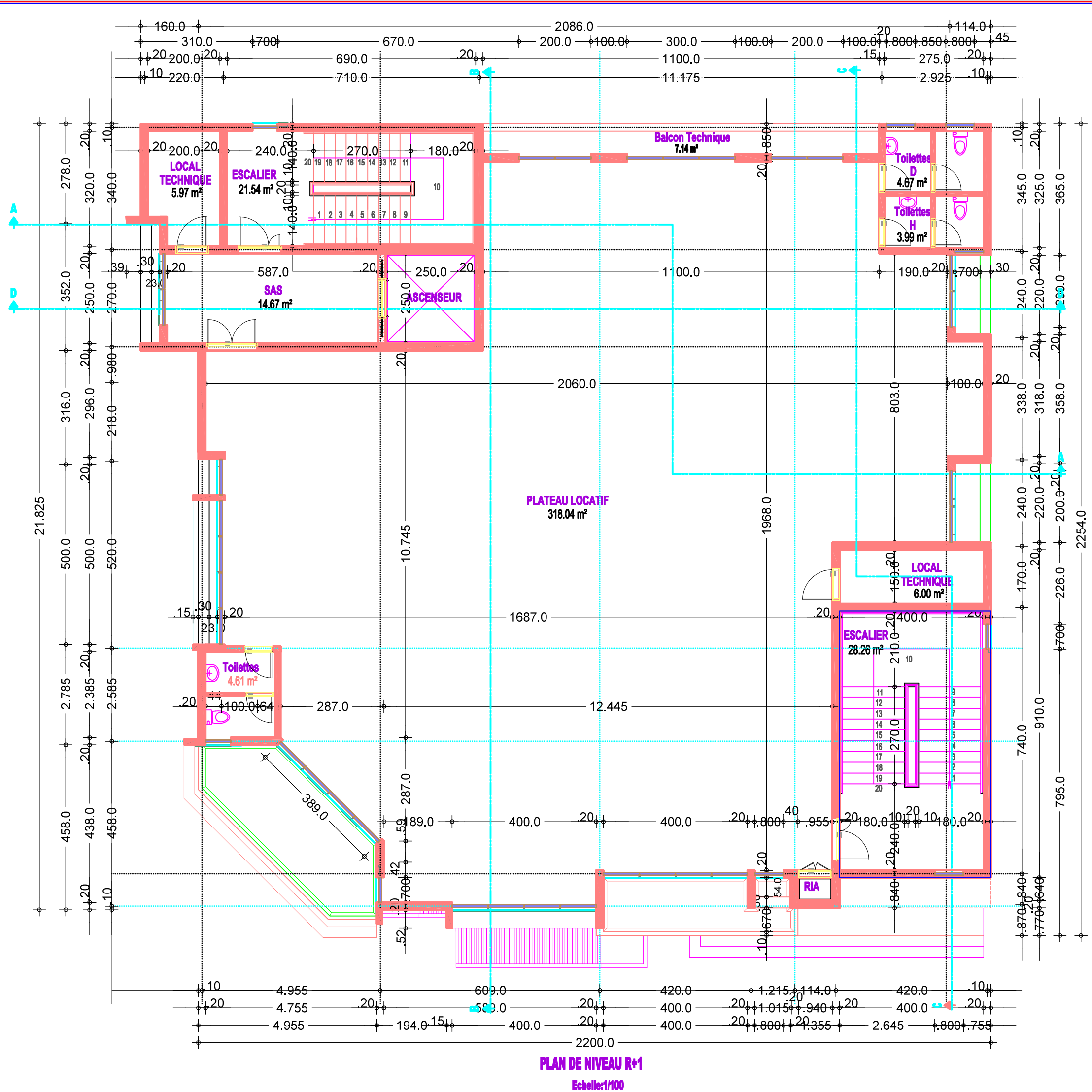
Echelle:1/100


PERRON
9.76 m²
Venant du sous-sol
ESCALIER
10.35 m²
Vers Mezzanine
SAS
13.32 m²
ASCENSEUR
Vestiaires
9.91 m²
Toilettes H
4.23 m²
Toilettes D
4.39 m²
PARKING
51.50 m²
ESPACE COMMERCIAL
301.03 m²
LOCAL TECHNIQUE
6.00 m²
ESCALIER
28.80 m²
TERRASSE ENTREE
18.59 m²
RAMPE
11.84 m²
RIA
PERRON
16.93 m²
PLAN DE NIVEAU RDC
Echelle:1/100

PLAN DE NIVEAU MEZZANINE

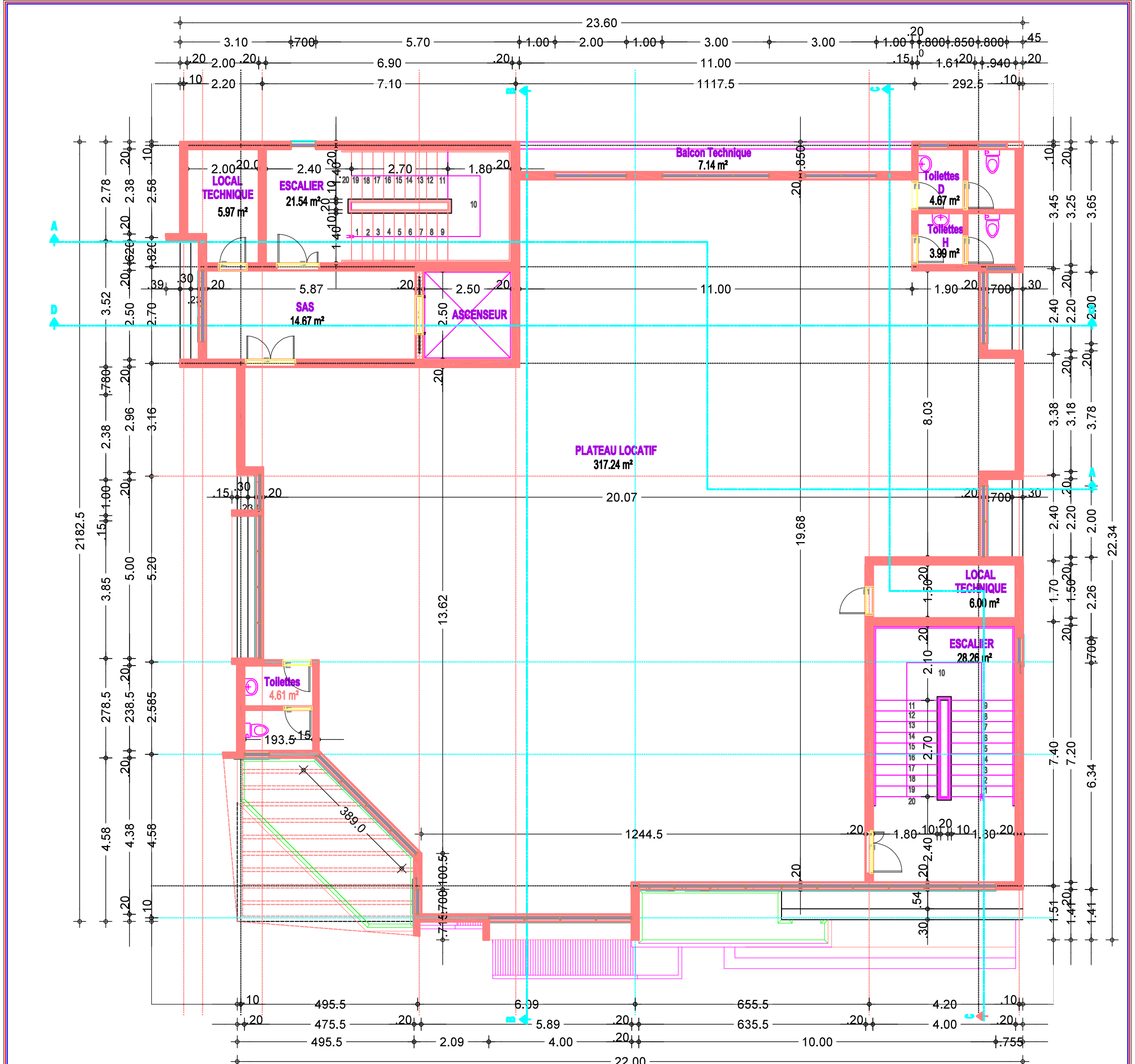
Echelle:1/100





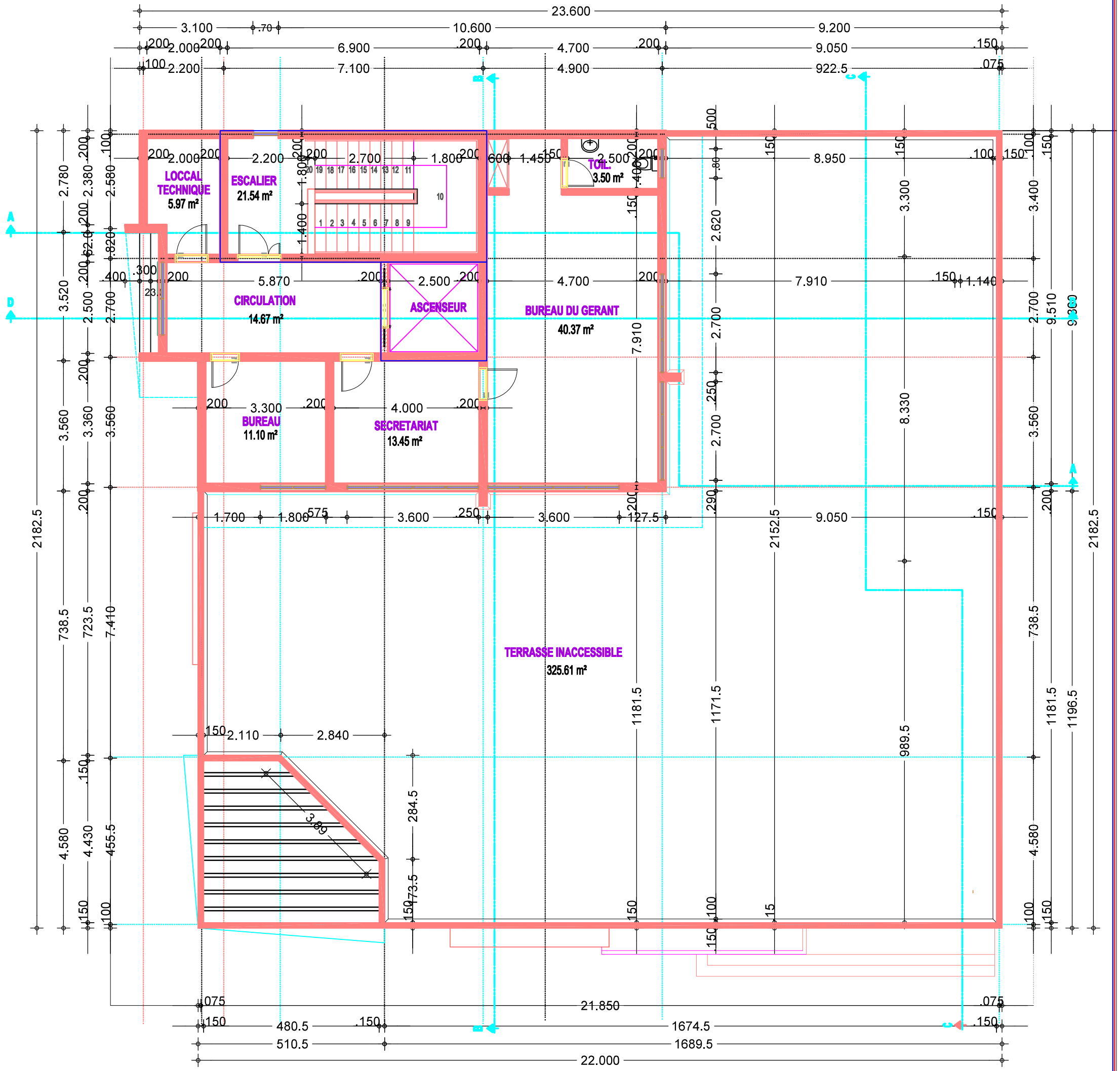
PLAN DE NIVEAU R+1

Echelle:1/100



PLAN DE NIVEAU R+2

Echelle:1/100



PLAN DE NIVEAU R+3

Echelle:1/100

COUPE A - A

Echelle:1/100

18.85

.45 4.00 3.40 3.40 3.40 3.20 1.00

.15 .15 .15 2.20 .20 80.0 80.0 .30 70.0 1.00

-0.45 0.00

LOCCAL TECHNIQUE

LOCCAL TECHNIQUE

LOCCAL TECHNIQUE

LOCCAL TECHNIQUE

1.52 1.92 1.70 1.87 1.78 1.10 2.00

-3.55 -1.52 2.08 5.70 8.93 12.46

ESCALIER ESCALIER ESCALIER ESCALIER

4.00 7.40 10.80 14.20 17.40 18.40

BUREAU DU GERANT

3.00 .20 1.00

1.40 1.60 1.20

MAGASIN ESPACE COMMERCIAL ESPACE COMMERCIAL PLATEAU LOCATIF PLATEAU LOCATIF TERRASSE ACCESSIBLE

SOUS-SOL RDC MEZZANINE R+1 R+2 R+3

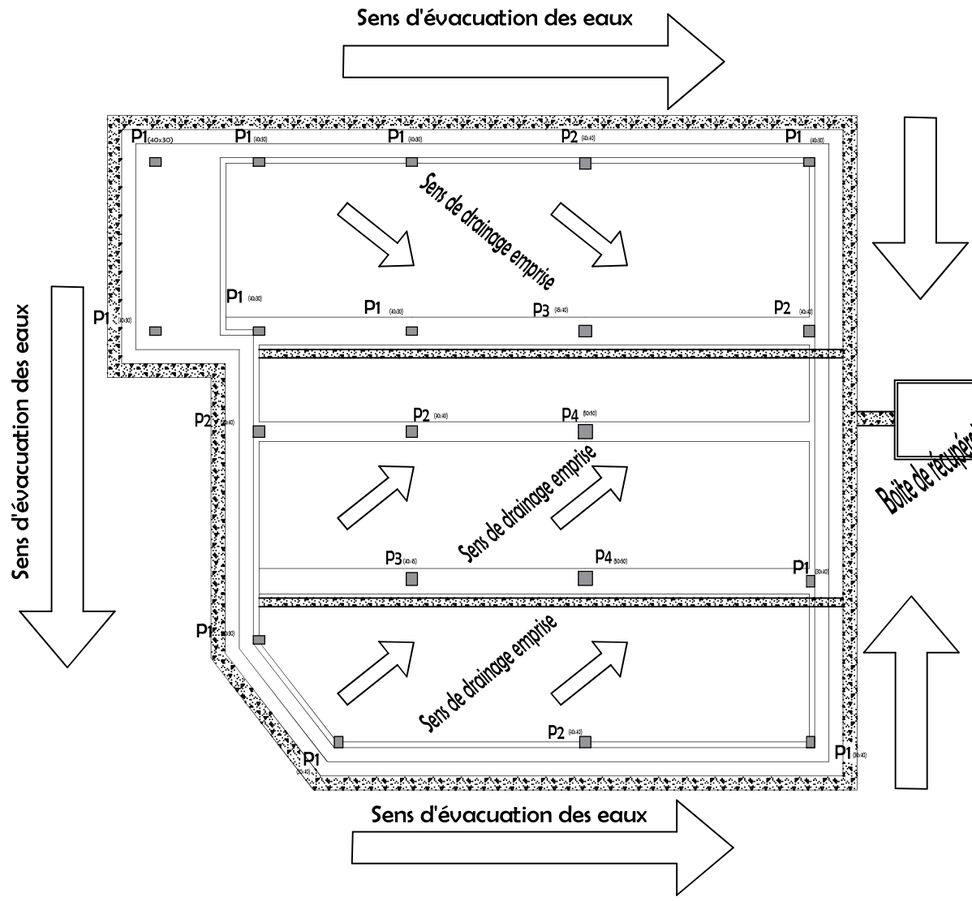
3.35 20.0 3.80 .20 3.20 .20 3.20 .20 3.20 .20 .800 .100

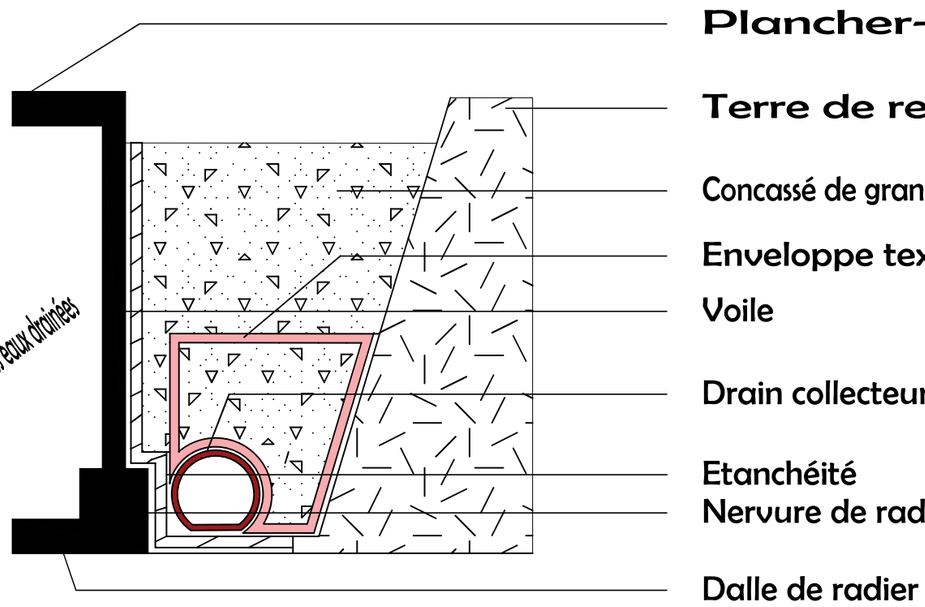
.45 2.20 .20 70.0 70.0 .20 .30 80.0 65.0 .15

4.45 10.00 1.60

1605.0

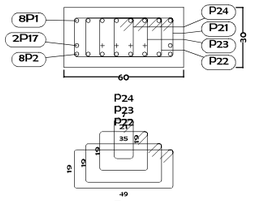
Annexe 2 : Présentation des plans d'exécution





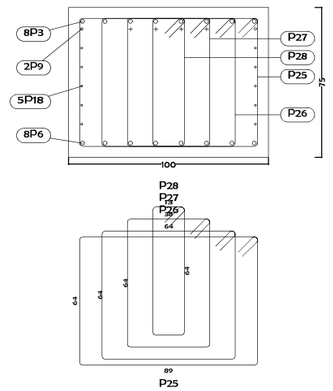
Plan de drainage périphérique

Section A



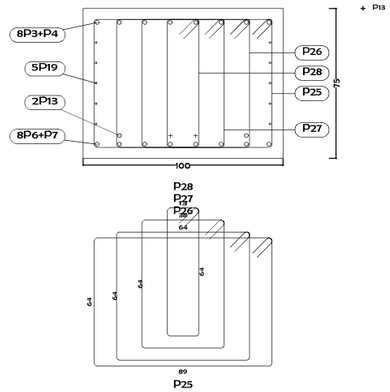
6P21HA6 L=150
6P22HA6 L=121
6P23HA6 L=93
6P24HA6 L=65

Section B



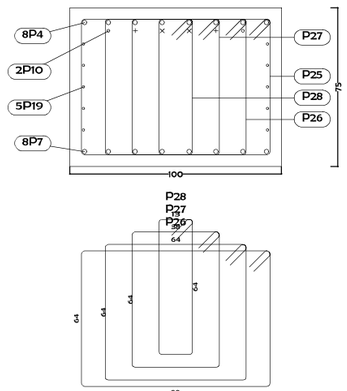
395P25HA10 L=326
395P26HA10 L=275
395P27HA10 L=224
395P28HA10 L=173

Section C



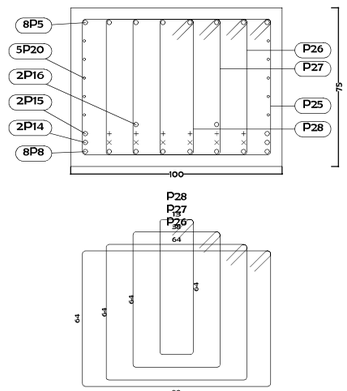
395P25HA10 L=326
395P26HA10 L=275
395P27HA10 L=224
395P28HA10 L=173

Section D



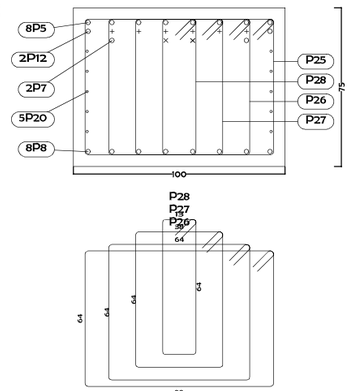
395P25HA10 L=326
395P26HA10 L=275
395P27HA10 L=224
395P28HA10 L=173

Section E



395P25HA10 L=326
395P26HA10 L=275
395P27HA10 L=224
395P28HA10 L=173

Section F

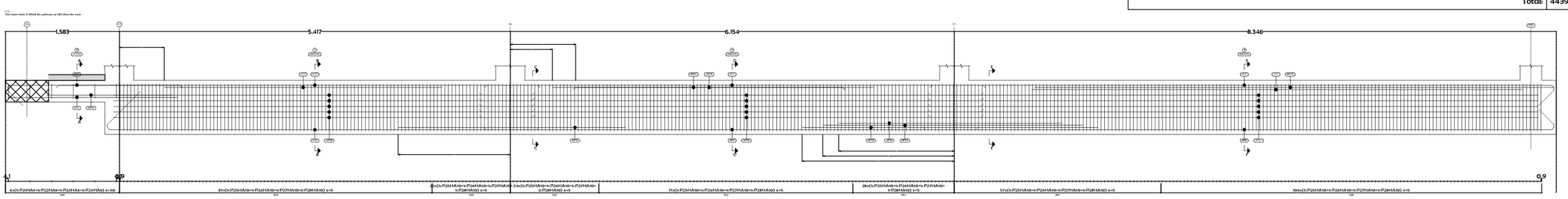


395P25HA10 L=326
395P26HA10 L=275
395P27HA10 L=224
395P28HA10 L=173

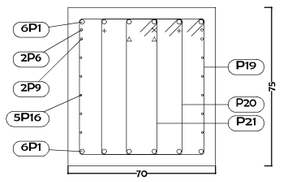
LG4

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
LG4	1	HA20	8	238 / 37	270	2160	53.3
	2	HA20	8	235	235	1880	46.4
	3	HA20	8	665	665	5320	131.2
	4	HA20	8	690	690	5520	136.1
	5	HA20	8	863 / 37	895	7160	176.6
	6	HA20	8	65 / 599	665	5320	131.2
	7	HA20	12	680	680	8160	201.2
	8	HA20	8	873 / 32	905	7240	178.5
	9	HA12	6	385	385	2310	20.5
	10	HA14	4	445	445	1780	21.5
	11	HA12	2	370	370	740	6.6
	12	HA20	8	720	720	5760	142.1
	13	HA20	4	315	315	1260	31.1
	14	HA20	8	410	410	3280	80.9
	15	HA20	8	360	360	2880	71.0
	16	HA20	2	310	310	620	15.3
	17	HA20	6	175	175	1050	25.9
	18	HA10	10	580	580	5800	35.8
	19	HA10	10	695	695	6950	42.8
	20	HA10	10	845	845	8450	52.1
	21	HA6	6	19 / 6 / 49	150	900	2.0
	22	HA6	6	19 / 6 / 35	121	726	1.6
	23	HA6	6	19 / 6 / 21	93	558	1.2
	24	HA6	6	19 / 6 / 7	65	390	0.9
	25	HA10	395	64 / 10 / 89	326	128770	793.9
	26	HA10	395	64 / 10 / 64	275	108625	669.7
	27	HA10	395	64 / 10 / 38	224	88480	545.5
	28	HA10	395	64 / 10 / 13	173	68335	421.3
				Total+10%:			4439.8

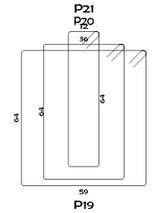
HA6:	6.2
HA10:	2817.3
HA12:	29.8
HA14:	23.6
HA20:	1562.9
Total:	4439.8



Section A



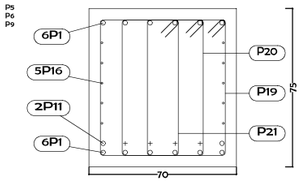
+ P5
× P6
△ P9



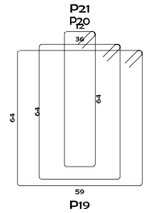
P19

217P19HA8 L=263
217P20HA8 L=215
217P21HA8 L=168

Section B



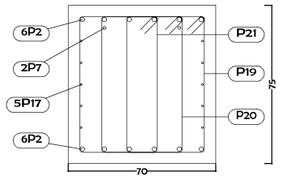
+ P11

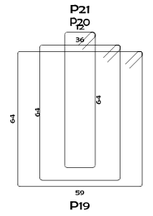


P19

217P19HA8 L=263
217P20HA8 L=215
217P21HA8 L=168

Section C

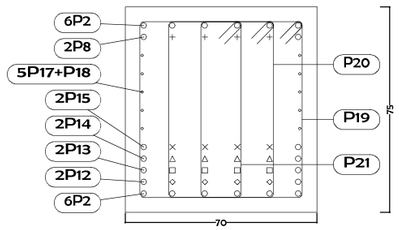




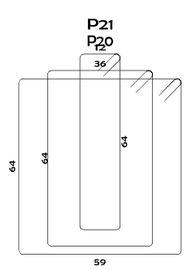
P19

217P19HA8 L=263
217P20HA8 L=215
217P21HA8 L=168

Section D



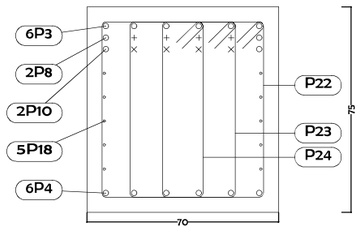
+ P8
× P15
△ P14
□ P13
◇ P12



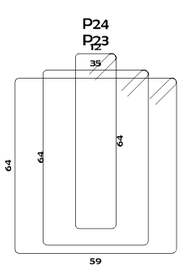
P19

217P19HA8 L=263
217P20HA8 L=215
217P21HA8 L=168

Section E



+ P8
× P10

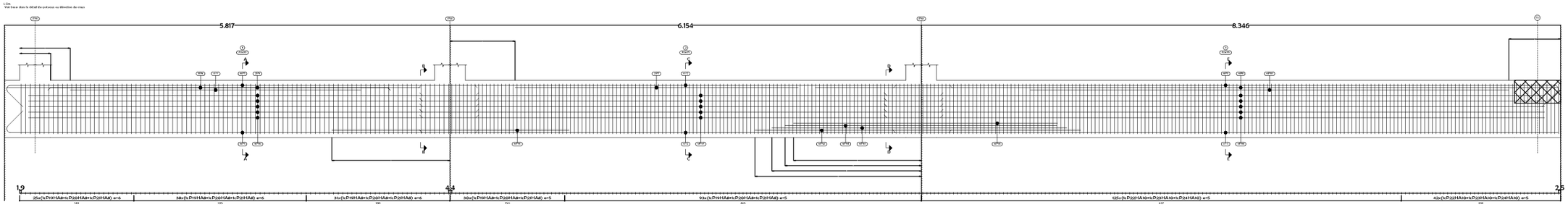


P22

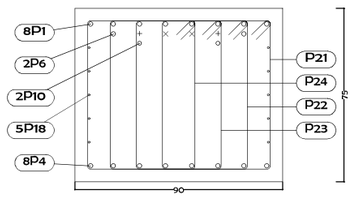
167P22HA10 L=266
167P23HA10 L=219
167P24HA10 L=172

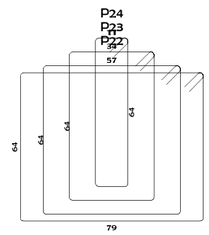
Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
LG15	1	HA20	12	613, 32	645	7740	190.9
	2	HA20	12	690	690	8280	204.2
	3	HA20	6	868, 32	900	5400	133.2
	4	HA20	6	870	870	5220	128.7
	5	HA20	2	540	540	1080	26.6
	6	HA12	3	440	440	1320	11.7
	7	HA14	2	370	370	740	8.9
	8	HA20	6	970	970	5820	143.5
	9	HA12	4	380	380	1520	13.5
	10	HA20	6	625	625	3750	92.5
	11	HA20	6	310	310	1860	45.9
	12	HA20	6	425	425	2550	62.9
	13	HA20	6	385	385	2310	57.0
	14	HA20	6	355	355	2130	52.5
	15	HA20	6	345	345	2070	51.0
	16	HA8	10	585	585	5850	23.1
	17	HA8	10	680	680	6800	26.8
	18	HA8	10	860	860	8600	33.9
	19	HA8	217	64, 8, 59	263	57071	225.2
	20	HA8	217	64, 8, 36	215	46655	184.1
	21	HA8	217	64, 8, 12	168	36456	143.9
	22	HA10	167	64, 10, 59	266	44422	273.9
	23	HA10	167	64, 10, 35	219	36573	225.5
	24	HA10	167	64, 10, 12	172	28724	177.1
				Total+10%:			2790.2
				HA8:			700.7
				HA10:			744.2
				HA12:			27.7
				HA14:			9.8
				HA20:			1307.8
				Total:			2790.2

Produit par une version éducative de CYPE



Section A

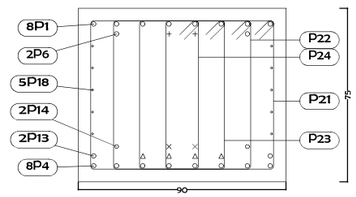


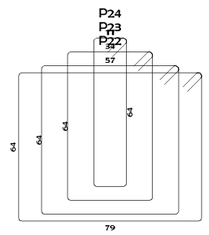


P21

205P21HA8 L=303
205P22HA8 L=258
205P23HA8 L=212
205P24HA8 L=167

Section B

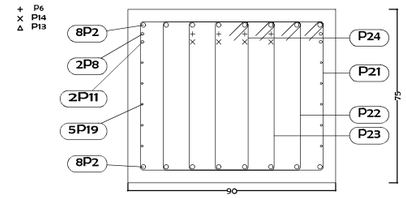


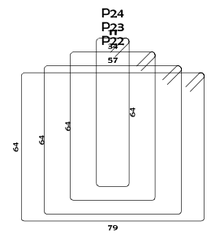


P21

205P21HA8 L=303
205P22HA8 L=258
205P23HA8 L=212
205P24HA8 L=167

Section C

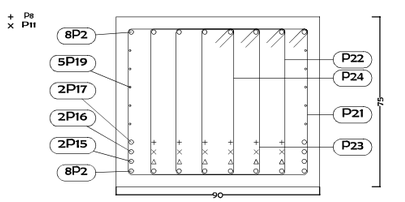


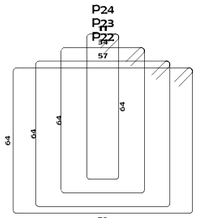


P21

205P21HA8 L=303
205P22HA8 L=258
205P23HA8 L=212
205P24HA8 L=167

Section D

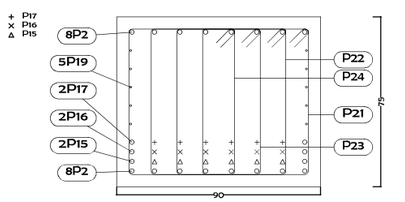


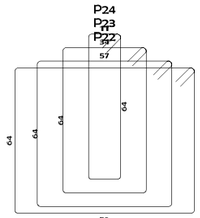


P21

205P21HA8 L=303
205P22HA8 L=258
205P23HA8 L=212
205P24HA8 L=167

Section E

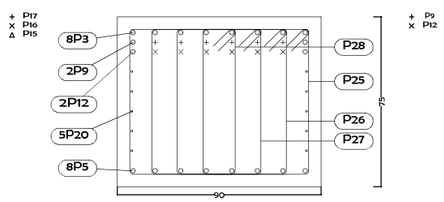


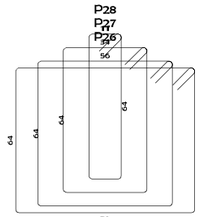


P21

205P21HA8 L=303
205P22HA8 L=258
205P23HA8 L=212
205P24HA8 L=167

Section F





P25

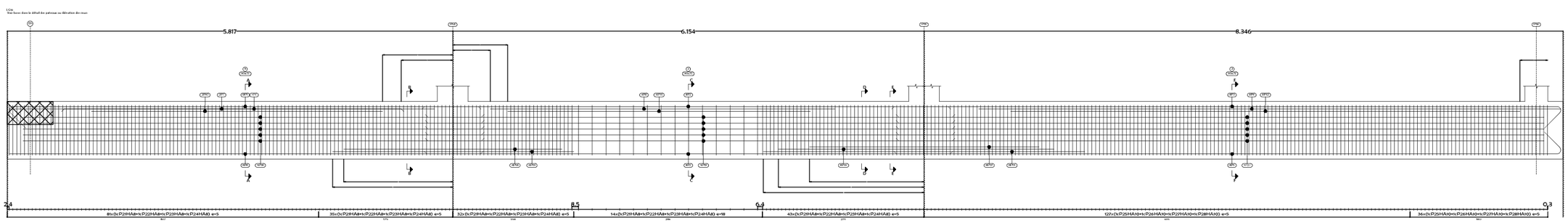
163P25HA10 L=306
163P26HA10 L=261
163P27HA10 L=216
163P28HA10 L=171

LG16

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
LG16	1	HA20	8	613	645	5160	127.3
	2	HA20	16	685	685	10960	270.3
	3	HA20	8	873	905	7240	178.5
	4	HA20	8	615	615	4920	121.3
	5	HA20	8	868	900	7200	177.6
	6	HA20	4	555	555	2220	54.7
	7	HA16	2	440	440	880	13.9
	8	HA12	6	450	450	2700	24.0
	9	HA20	8	760	760	6080	149.9
	10	HA16	2	380	380	760	12.0
	11	HA12	6	395	395	2370	21.0
	12	HA20	8	665	665	5320	131.2
	13	HA20	6	315	315	1890	46.6
	14	HA16	4	285	285	1140	18.0
	15	HA20	8	420	420	3360	82.9
	16	HA20	8	360	360	2880	71.0
	17	HA20	8	300	300	2400	59.2
	18	HA8	10	600	600	6000	23.7
	19	HA8	10	685	685	6850	27.0
	20	HA8	10	845	845	8450	33.3
	21	HA8	205	64 / 8 / 79	303	62115	245.1
	22	HA8	205	64 / 8 / 57	258	52890	208.7
	23	HA8	205	64 / 8 / 34	212	43460	171.5
	24	HA8	205	64 / 8 / 11	167	34235	135.1
	25	HA10	163	64 / 10 / 79	306	49878	307.5
	26	HA10	163	64 / 10 / 56	261	42543	262.3
	27	HA10	163	64 / 10 / 34	216	35208	217.1
	28	HA10	163	64 / 10 / 11	171	27873	171.8
						Total+10%:	3698.8

HA8:	928.9
HA10:	1054.6
HA12:	49.5
HA16:	48.2
HA20:	1617.6
Total:	3698.8

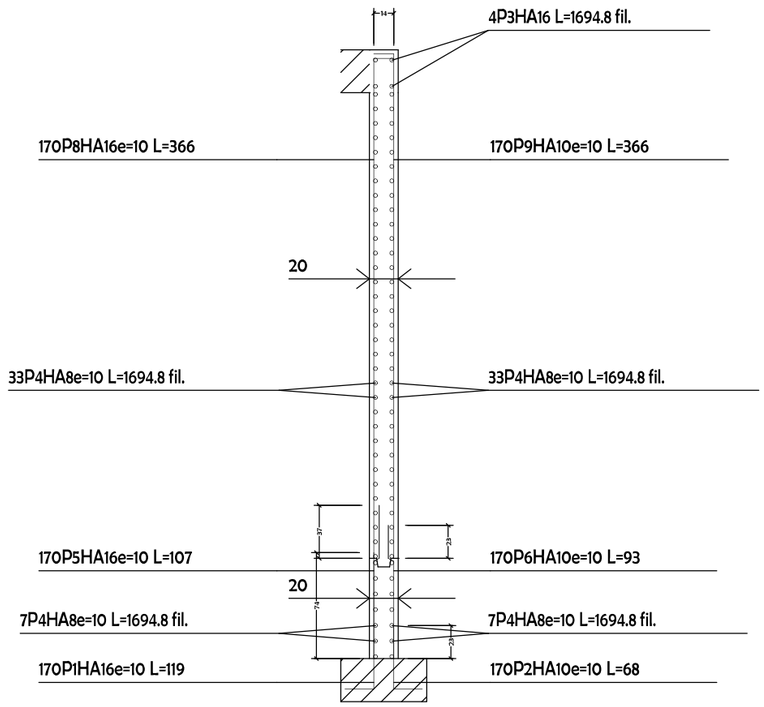
Produit par une version éducative de CYPE



Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
M6	1	HA16	170	119	20230	319.3
	2	HA10	170	68	11560	71.3
	3	HA16	4	VAR.	6780	107.0
	4	HA8	80	VAR.	335600	531.1
	5	HA16	170	107	18190	287.1
	6	HA10	170	93	15810	97.5
	7	HA8	1785	22	39270	155.0
	8	HA16	170	366	62220	982.0
	9	HA10	170	366	62220	383.6
				Total+10%:		3231.7
					HA8:	759.1
					HA10:	607.7
					HA16:	1864.9
					Total:	3231.7

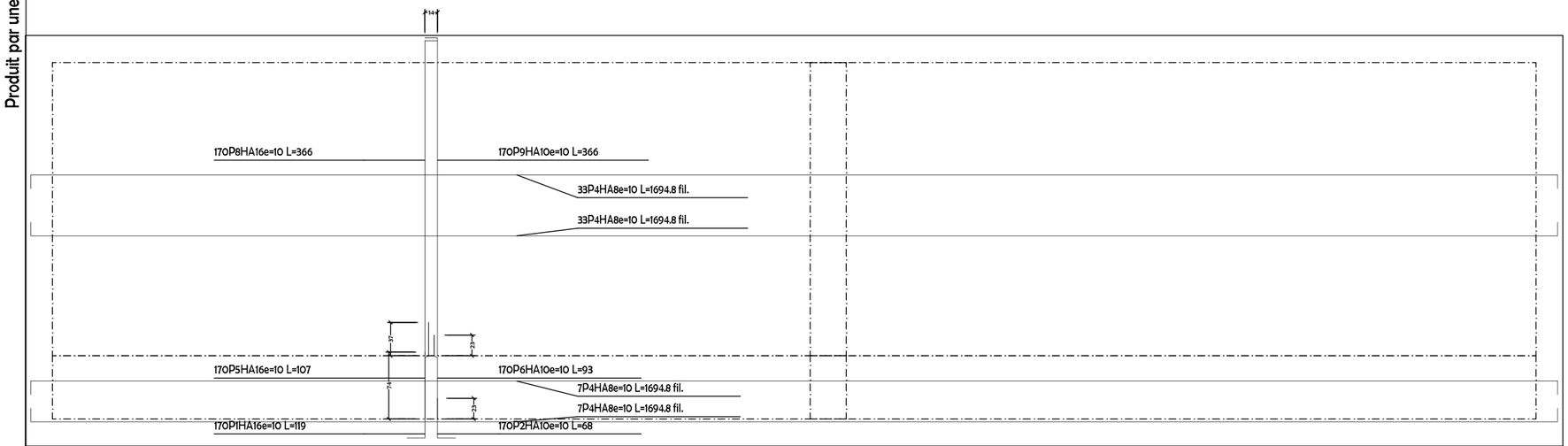


P(7) Mur M6 Niveau 1
Transversaux :
- Nb. Étriers: 2
- Diamètre: HA8
- Sép. Verticale: 20 cm
- Sép. Horizontale: 20 cm



P(7) Mur M6 Niveau 0
Transversaux :
- Nb. Étriers: 2
- Diamètre: HA8
- Sép. Verticale: 20 cm
- Sép. Horizontale: 20 cm





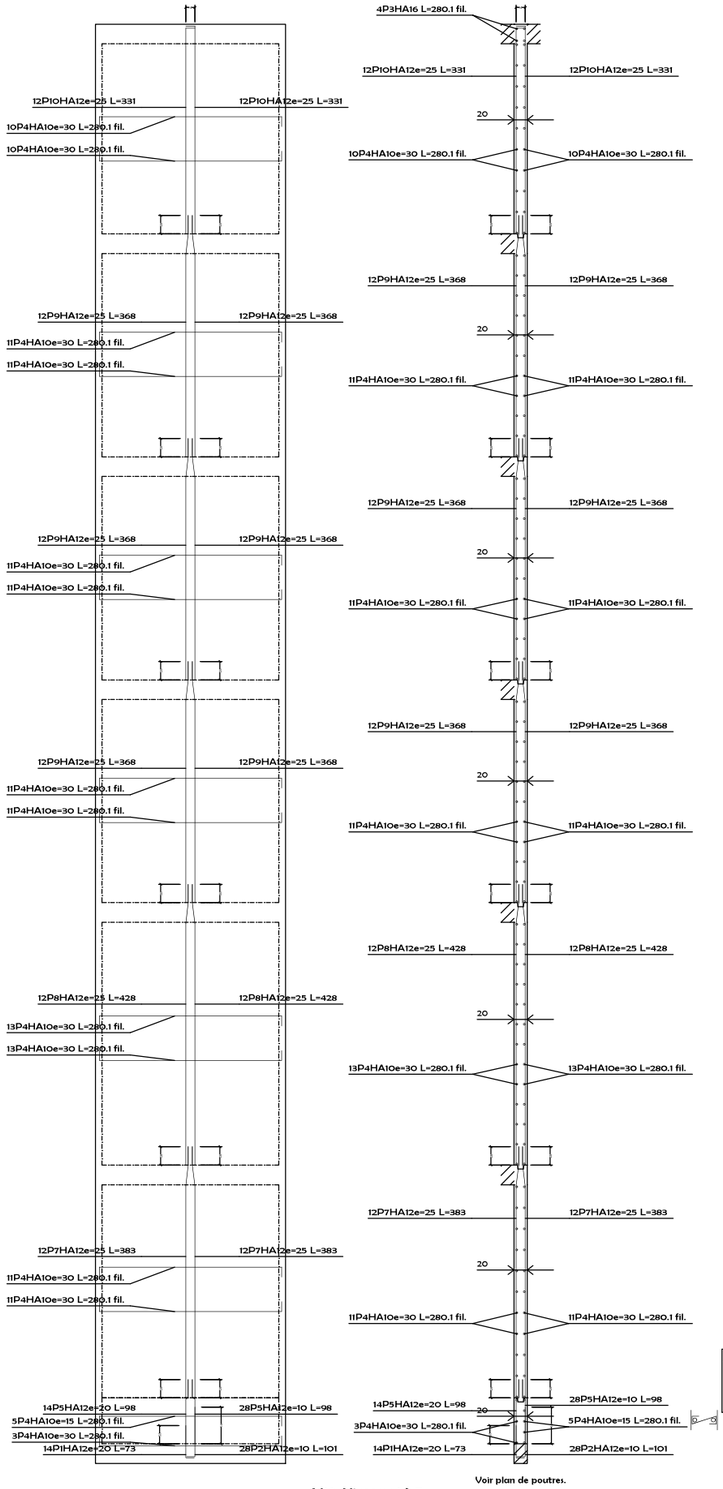
M6: Niveaux 1 à 2

Voir plan de poutres.

Échelle: 1:50
Etude structurale du mémoire
Les renforts locaux des ouvertures ne sont détaillés.

Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE



Voir plan de poutres.

M10: Niveaux 1 à 7

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
M10	1	HA12	14	73	1022	9.1
	2	HA12	28	101	2828	25.1
	3	HA16	4	VAR.	1120	17.7
	4	HA10	142	VAR.	39760	245.1
	5	HA12	42	98	4116	36.5
	6	HA8	42	22	924	3.6
	7	HA12	24	383	9192	81.6
	8	HA12	24	428	10272	91.2
	9	HA12	72	368	26496	235.2
	10	HA12	24	331	7944	70.5
					Total+10%:	897.2

HA8:	4.0
HA10:	269.6
HA12:	604.1
HA16:	19.5
Total:	897.2

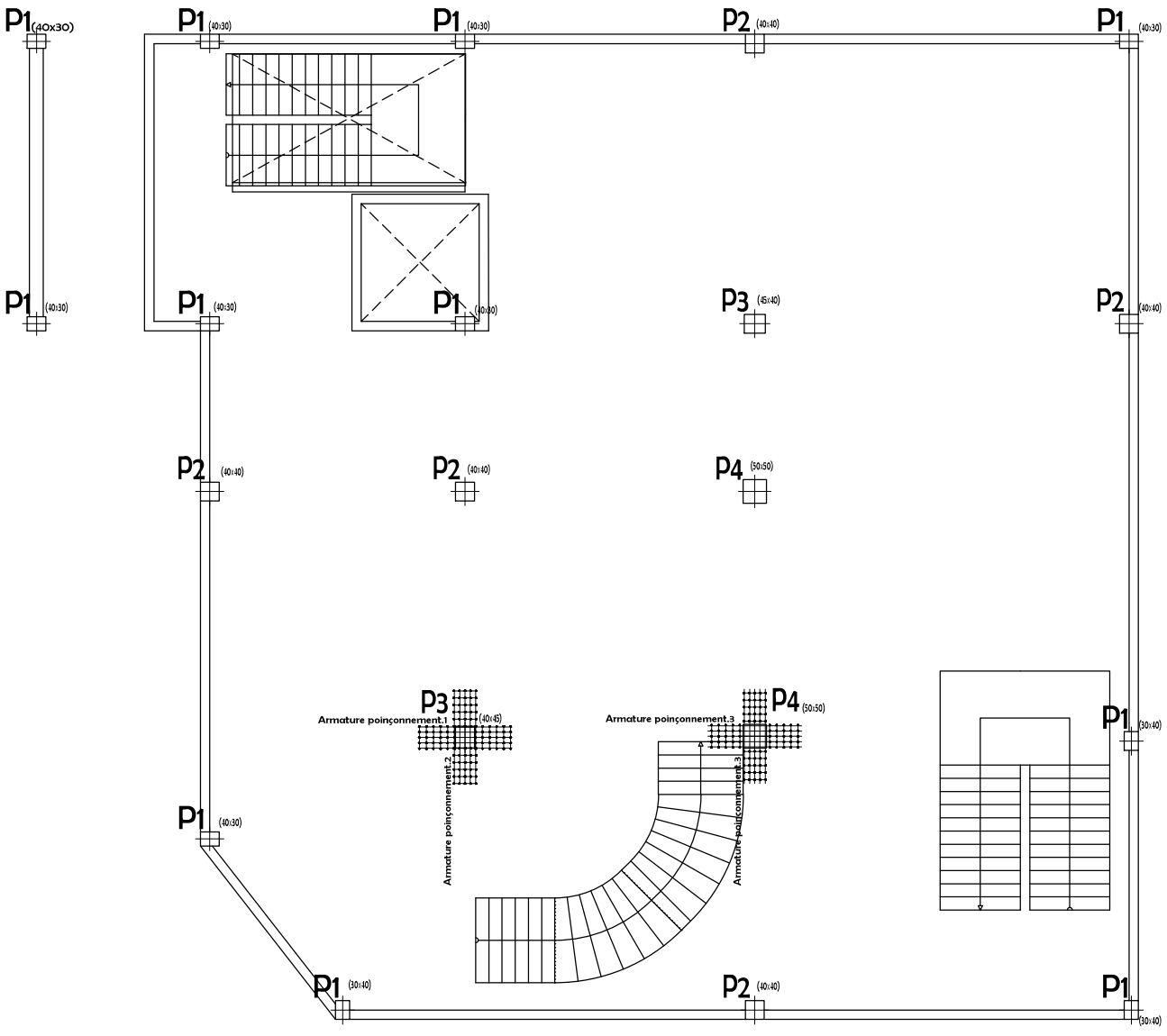
Échelle: 1:50
Etude structurale du mémoire
Les renforts locaux des ouvertures ne sont détaillés.

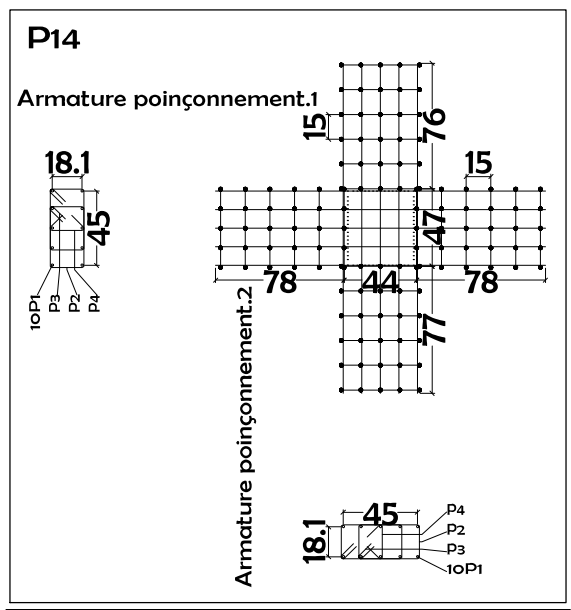
Produit par une version éducative de CYPE
Produit par une version éducative de CYPE
Produit par une version éducative de CYPE

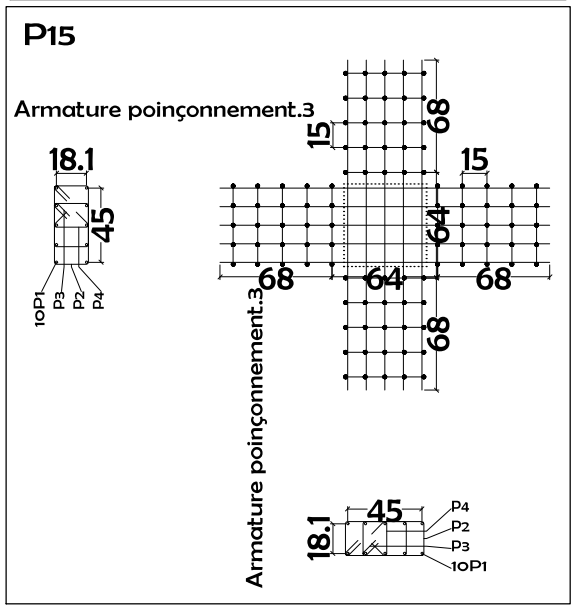
Produit par une version éducative de CYPE

Résumé Acier Armature de poinçonnement et Plan de ferraillage		Long. total (m)	Poids+10% (kg)	Total
Fe E500	HA10	134.2	91	
	HA14	80.0	106	197

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P14	1	HA14	20	200	200	4000	48.3
	2	HA10	24	21, 10, 47	156	3744	23.1
	3	HA10	24	21, 10, 24	108	2592	16.0
	4	HA10	24	10, 21	41	984	6.1
					Total+10%:		102.9
P15	1	HA14	20	200	200	4000	48.3
	2	HA10	20	21, 10, 47	156	3120	19.2
	3	HA10	20	21, 10, 24	108	2160	13.3
	4	HA10	20	10, 21	41	820	5.1
					Total+10%:		94.5
					HA10:		91.2
					HA14:		106.2
					Total:		197.4



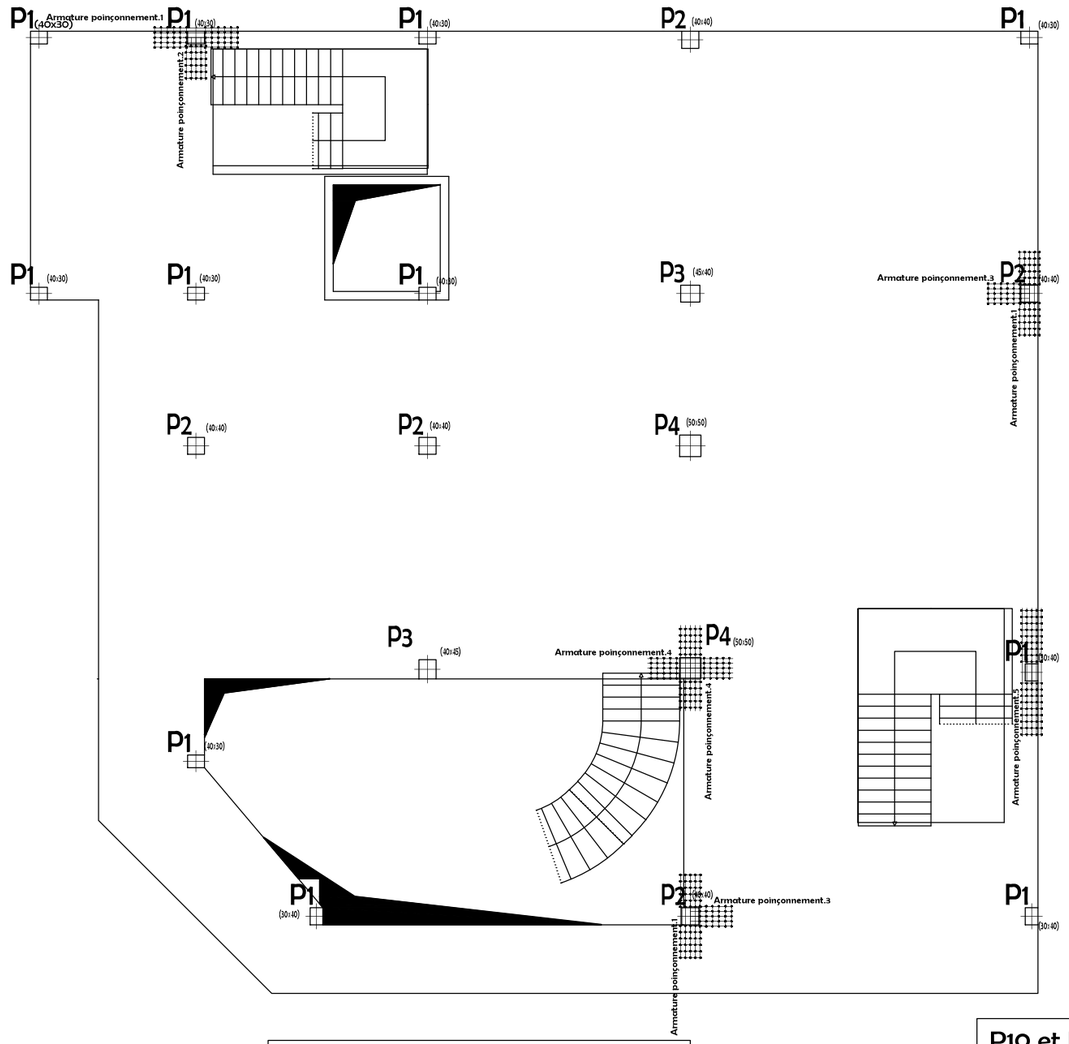




Renforts de poinçonnement
PH-SOUS-SOL
Échelle de la vue en plan: 1:100
Échelle pour le détail: 1:50

Produit par une version éducative de CYPE

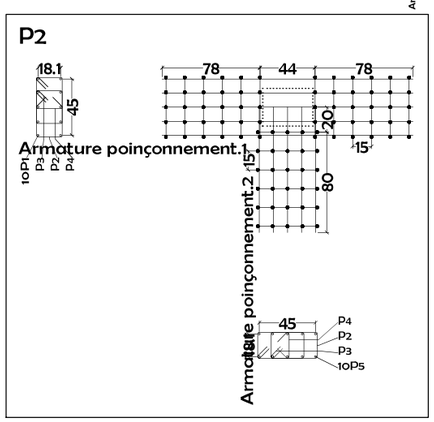
Produit par une version éducative de CYPE



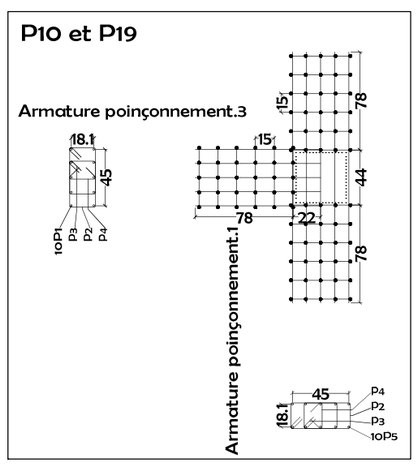
Résumé Acier Armature de poinçonnement et Plan de ferraillage		Long. total (m)	Poids+10% (kg)	Total
Fe E500	HA10	280.6	190	
	HA14	160.0	213	403

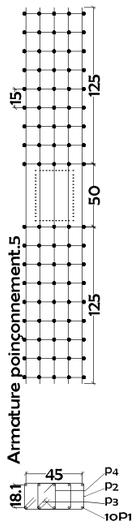
Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P2	1	HA14	10	200	200	2000	24.2
	2	HA10	18	21, 10, 47	156	2808	17.3
	3	HA10	18	21, 10, 24	108	1944	12.0
	4	HA10	18	10, 21	41	738	4.6
	5	HA14	10	100	100	1000	12.1
						Total+10%:	77.2
P10=P19	1	HA14	10	100	100	1000	12.1
	2	HA10	18	21, 10, 47	156	2808	17.3
	3	HA10	18	21, 10, 24	108	1944	12.0
	4	HA10	18	10, 21	41	738	4.6
	5	HA14	10	200	200	2000	24.2
						Total+10%:	77.2
						(x2):	154.4
P15	1	HA14	20	200	200	4000	48.3
	2	HA10	20	21, 10, 47	156	3120	19.2
	3	HA10	20	21, 10, 24	108	2160	13.3
	4	HA10	20	10, 21	41	820	5.1
						Total+10%:	94.5
P16	1	HA14	10	300	300	3000	36.3
	2	HA10	18	21, 10, 47	156	2808	17.3
	3	HA10	18	21, 10, 24	108	1944	12.0
	4	HA10	18	10, 21	41	738	4.6
						Total+10%:	77.2
						HA10:	190.6
						HA14:	212.7
						Total:	403.3

P2

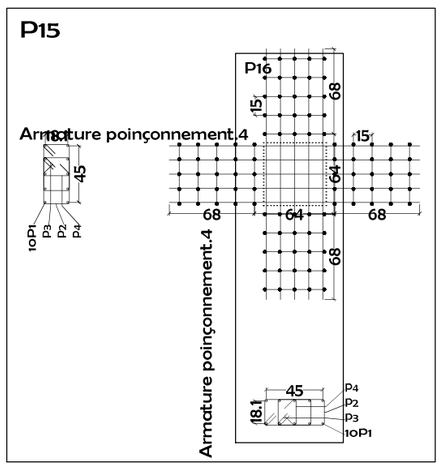


P10 et P19





P15



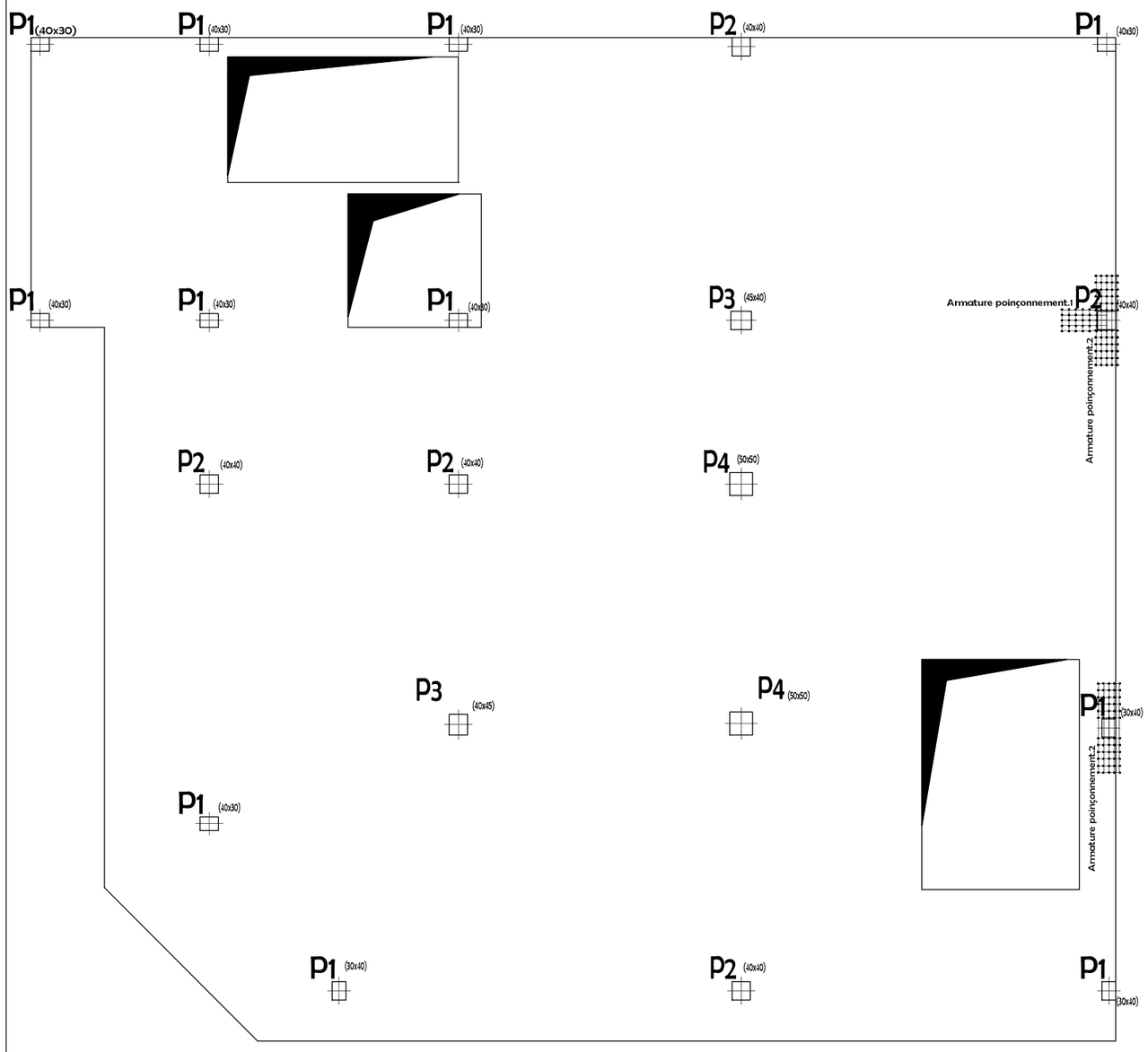
Renforts de poinçonnement
PH-RDC
Échelle de la vue en plan: 1:100
Échelle pour le détail: 1:50

Produit par une version éducative de CYPE
Produit par une version éducative de CYPE
Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

Résumé Acier Armature de poinçonnement et Plan de ferraillage		Long. total (m)	Poids+10% (kg)	Total
Fe E500	HA10	91.5	62	
	HA14	50.0	66	128

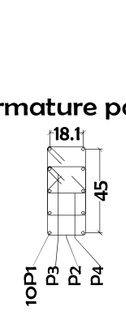
Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P10	1	HA14	10	100	100	1000	12.1
	2	HA10	18	21, 10, 47	156	2808	17.3
	3	HA10	18	21, 10, 24	108	1944	12.0
	4	HA10	18	10, 21	41	738	4.6
	5	HA14	10	200	200	2000	24.2
						Total+10%:	77.2
P16	1	HA14	10	200	200	2000	24.2
	2	HA10	12	21, 10, 47	156	1872	11.5
	3	HA10	12	21, 10, 24	108	1296	8.0
	4	HA10	12	10, 21	41	492	3.0
						Total+10%:	51.4
						HA10:	62.1
						HA14:	66.5
						Total:	128.6

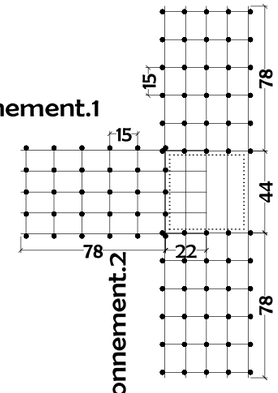


Renforts de poinçonnement
PH-MEZZA
Échelle de la vue en plan: 1:100
Échelle pour le détail: 1:50

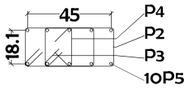
P10

Armature poinçonnement.1

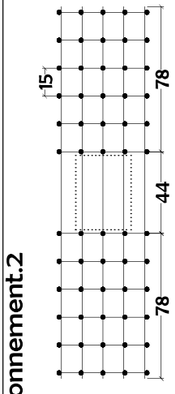




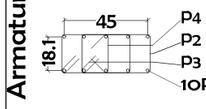
Armature poinçonnement.2



P16



Armature poinçonnement.2



Produit par une version éducative de CYPE

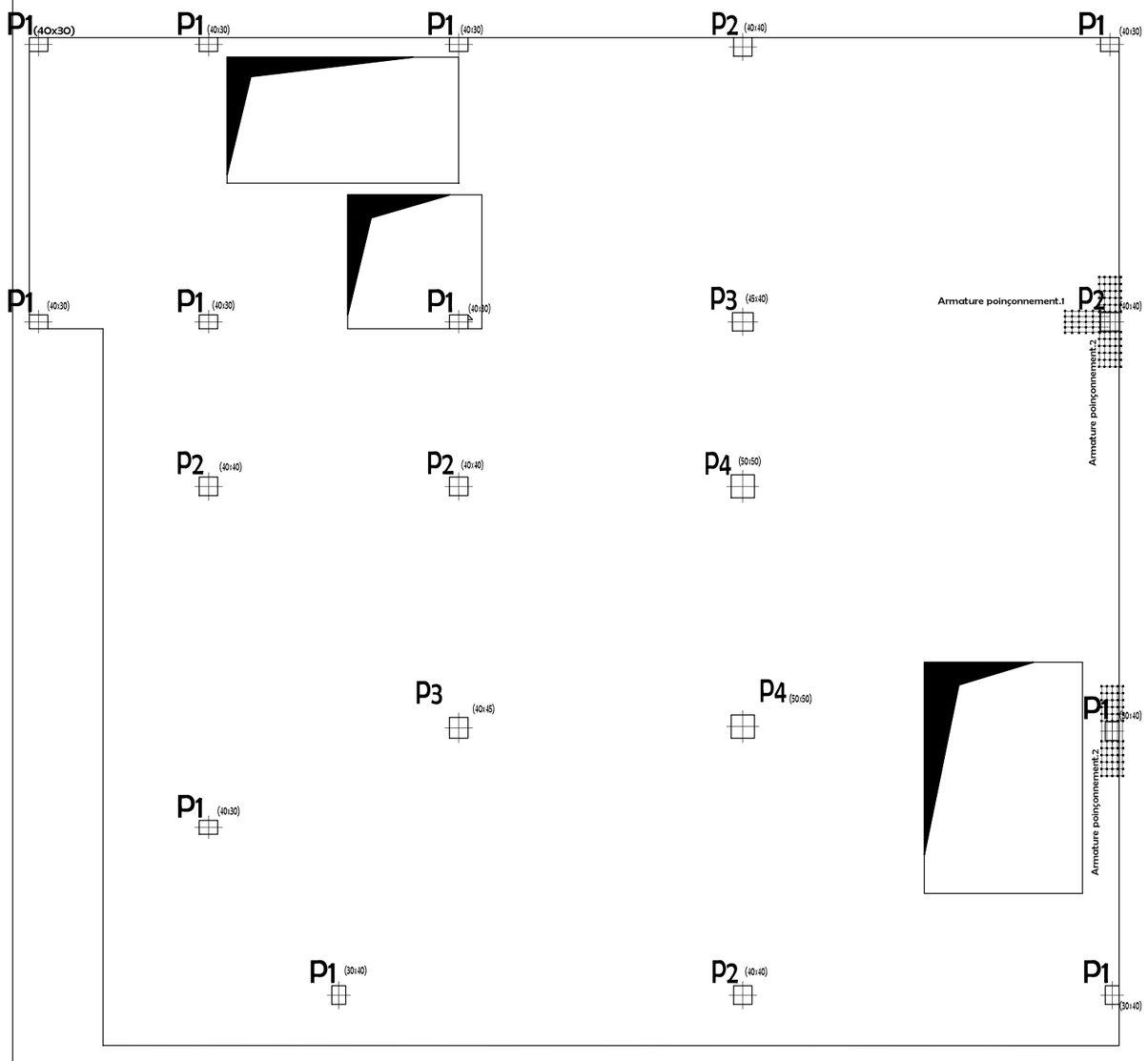
Produit par une version éducative de CYPE

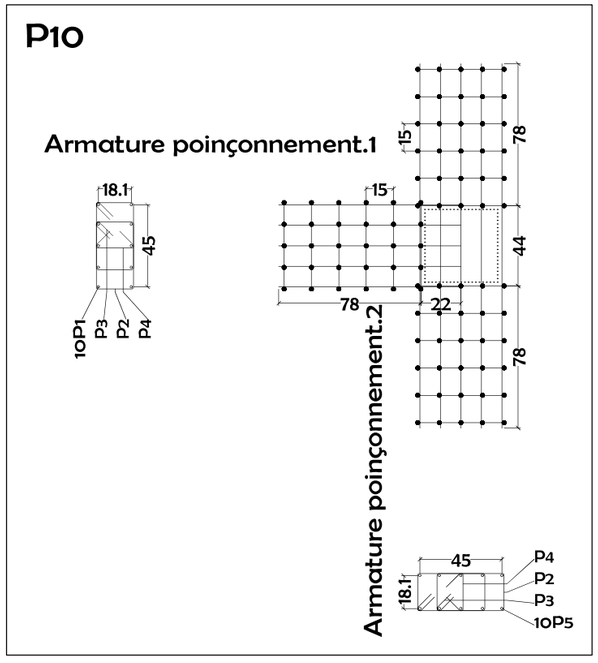
Produit par une version éducative de CYPE

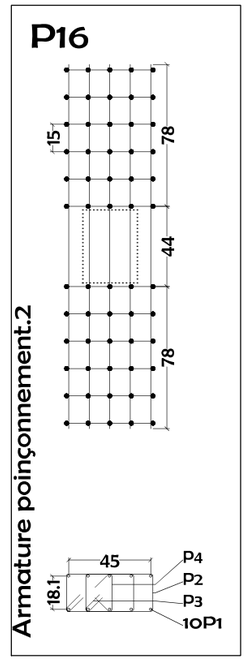
Produit par une version éducative de CYPE

Résumé Acier Armature de poinçonnement et Plan de ferraillage		Long. total (m)	Poids+10% (kg)	Total
Fe E500	HA10	91.5	62	
	HA14	50.0	66	128

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P10	1	HA14	10	100	100	1000	12.1
	2	HA10	18	21, 10, 47	156	2808	17.3
	3	HA10	18	21, 10, 24	108	1944	12.0
	4	HA10	18	10, 21	41	738	4.6
	5	HA14	10	200	200	2000	24.2
					Total+10%:		77.2
P16	1	HA14	10	200	200	2000	24.2
	2	HA10	12	21, 10, 47	156	1872	11.5
	3	HA10	12	21, 10, 24	108	1296	8.0
	4	HA10	12	10, 21	41	492	3.0
					Total+10%:		51.4
						HA10:	62.1
						HA14:	66.5
						Total:	128.6







Renforts de poinçonnement
PH-R+1
Échelle de la vue en plan: 1:100
Échelle pour le détail: 1:50

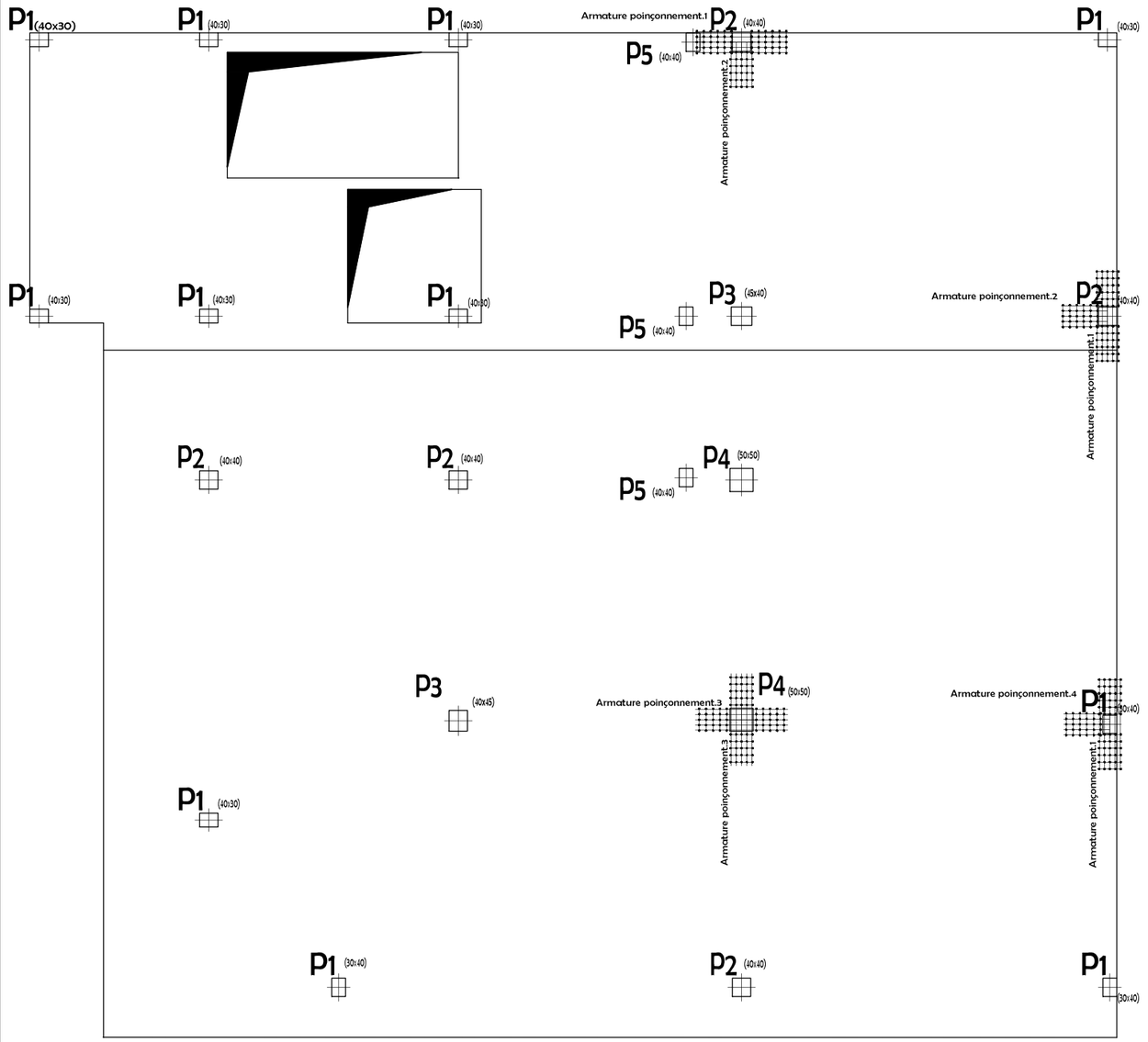
Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

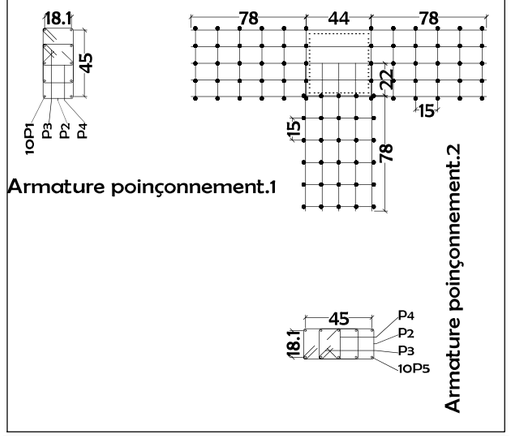
Produit par une version éducative de CYPE

Renforts de poinçonnement
PH-R+2
Échelle de la vue en plan: 1:100
Échelle pour le détail: 1:50

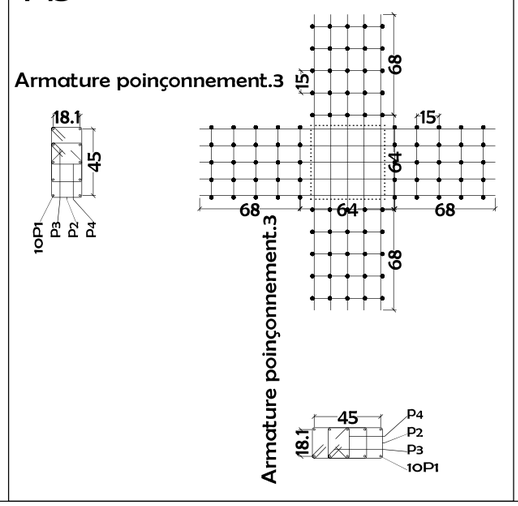


Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P4=P10	1	HA14	10	200	200	2000	24.2
	2	HA10	18	21, 10, 47	156	2808	17.3
	3	HA10	18	21, 10, 24	108	1944	12.0
	4	HA10	18	10, 21	41	738	4.6
	5	HA14	10	100	100	1000	12.1
						Total+10%:	77.2
						(x2):	154.4
P15	1	HA14	20	200	200	4000	48.3
	2	HA10	20	21, 10, 47	156	3120	19.2
	3	HA10	20	21, 10, 24	108	2160	13.3
	4	HA10	20	10, 21	41	820	5.1
						Total+10%:	94.5
						HA10:	116.0
						HA14:	132.9
						Total:	248.9

P4 et P10



P15



Produit par une version éducative de CYPE
Produit par une version éducative de CYPE
Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

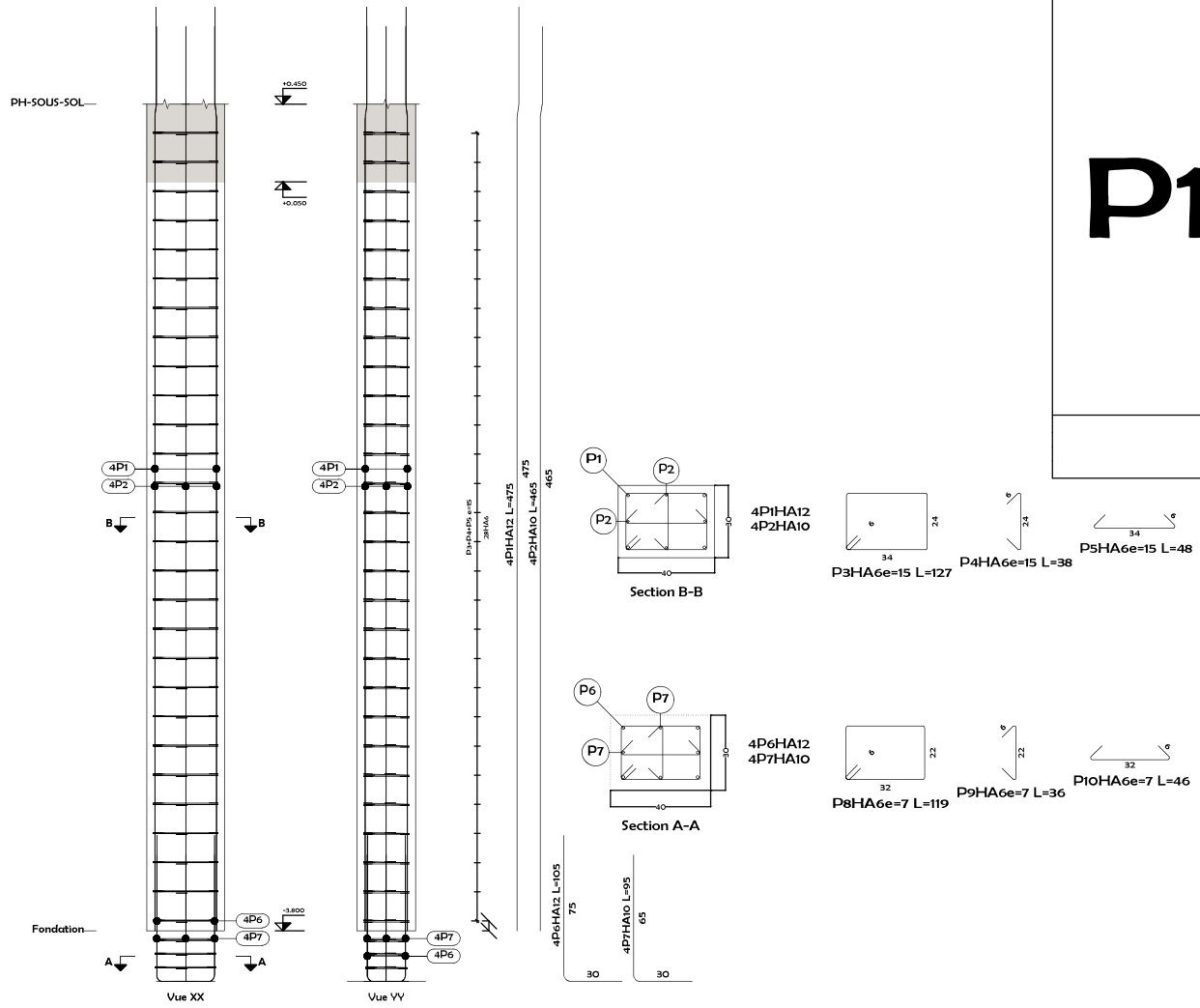
Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

P1

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P1	1	HA12	4	418 / 50	475	1900	16.9
	2	HA10	4	419 / 40	465	1860	11.5
	3	HA6	28	6 / 24 / 34	127	3556	7.9
	4	HA6	28	6 / 24	38	1064	2.4
	5	HA6	28	6 / 34	48	1344	3.0
	6	HA12	4	30 / 75	105	420	3.7
	7	HA10	4	30 / 65	95	380	2.3
	8	HA6	3	6 / 22 / 32	119	357	0.8
	9	HA6	3	6 / 22	36	108	0.2
	10	HA6	3	6 / 32	46	138	0.3
				Total+10%:			53.9
				HA6:			16.1
				HA10:			15.1
				HA12:			22.7
				Total:			53.9

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA12	4	475	1900
2	HA10	4	465	1860
3	HA6	28	127	3556
4	HA6	28	38	1064
5	HA6	28	48	1344
6	HA12	4	105	420
7	HA10	4	95	380
8	HA6	3	119	357
9	HA6	3	36	108
10	HA6	3	46	138



Acier: Fe E500 (45.7 kg). Ratio: 81.51 kg/m3		Niveau: Nervures, PH-SOUS-SOL
Béton: B30 (0.51 m3)	Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 5.95 m2	Enrobage géométrique: 3 cm	

Niveau: PH-SOUS-SOL
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

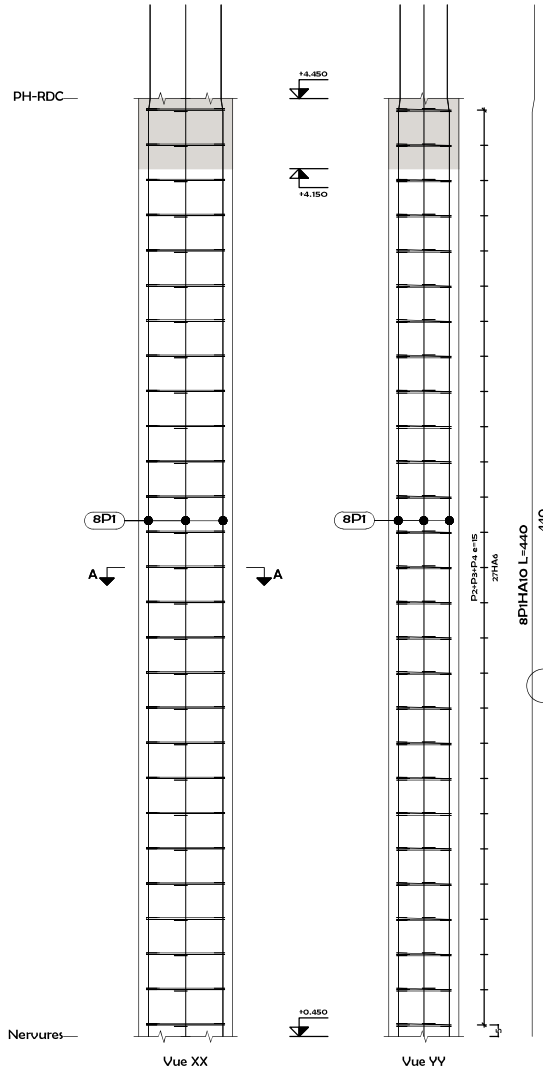
Produit par une version éducative de CYPE

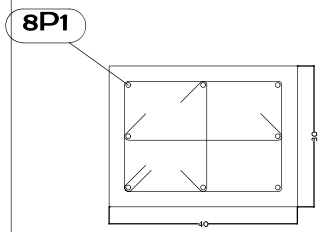
Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

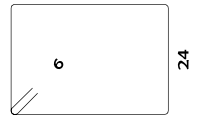
Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P1	1	HA10	8	394 40	440	3520	21.7
	2	HA6	27	6 24 34	127	3429	7.6
	3	HA6	27	6 24	38	1026	2.3
	4	HA6	27	6 34	48	1296	2.9
				Total+10%:			38.0
				HA6:			14.1
				HA10:			23.9
				Total:			38.0

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA10	8	440	3520
2	HA6	27	127	3429
3	HA6	27	38	1026
4	HA6	27	48	1296

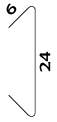




Section A-A



8P1HA10



P2HA6e=15 L=127



P3HA6e=15 L=38

P4HA6e=15 L=48

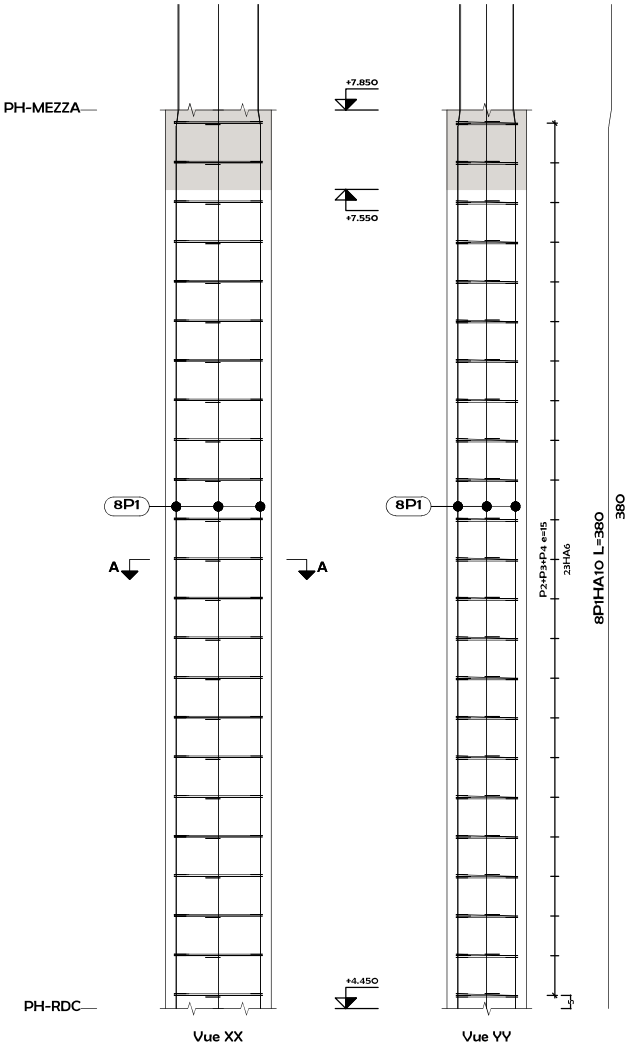
Acier: Fe E500 (37.9 kg). Ratio: 71.80 kg/m3	Niveau: PH-RDC
Béton: B30 (0.48 m3) / Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 5.60 m2 / Enrobage géométrique: 3 cm	

Niveau: PH-RDC
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

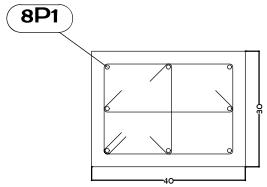
Produit par une version éducative de CYPE



P1

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P1	1	HA10	8	334 40	380	3040	18.7
	2	HA6	23	6 24 34	127	2921	6.5
	3	HA6	23	6 24	38	874	1.9
	4	HA6	23	6 34	48	1104	2.4
				Total+10%:			32.5
				HA6:			11.9
				HA10:			20.6
				Total:			32.5

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA10	8	380	3040
2	HA6	23	127	2921
3	HA6	23	38	874
4	HA6	23	48	1104

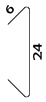


Section A-B

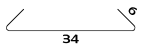
8P1HA10



P2HA6e=15 L=127



P3HA6e=15 L=38



P4HA6e=15 L=48

Acier: Fe E500 (32.6 kg). Ratio: 72.58 kg/m3	Niveau: PH-MEZZA
Béton: B30 (0.41 m3) / Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 4.76 m2 / Enrobage géométrique: 3 cm	

Niveau: PH-MEZZA
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

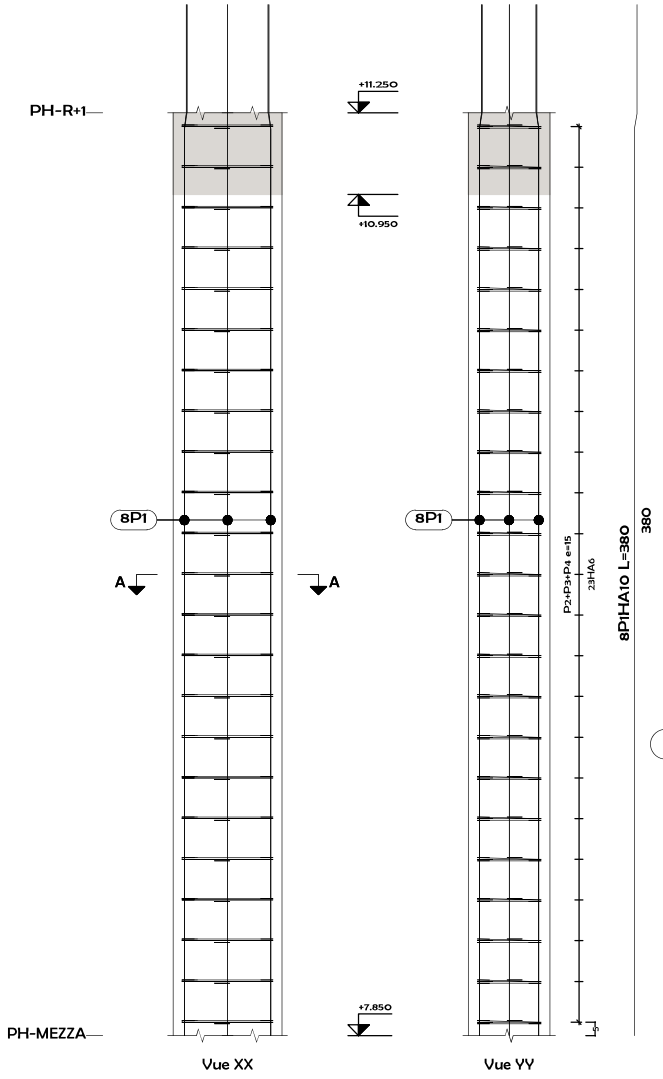
Produit par une version éducative de CYPE

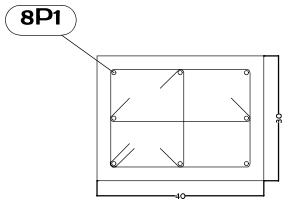
Produit par une version éducative de CYPE

P1

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P1	1	HA10	8	334 / 40	380	3040	18.7
	2	HA6	23	6 / 24 / 34	127	2921	6.5
	3	HA6	23	6 / 24	38	874	1.9
	4	HA6	23	6 / 34	48	1104	2.4
				Total+10%:			32.5
				HA6:			11.9
				HA10:			20.6
				Total:			32.5

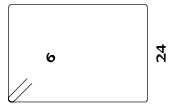
Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA10	8	380	3040
2	HA6	23	127	2921
3	HA6	23	38	874
4	HA6	23	48	1104



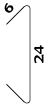


Section A-A

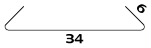
8P1HA10



P2HA6e=15 L=127



P3HA6e=15 L=38



P4HA6e=15 L=48

Acier: Fe E500 (32.6 kg). Ratio: 72.58 kg/m3		Niveau: PH-R+1
Béton: B30 (0.41 m3)	Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 4.76 m2	Enrobage géométrique: 3 cm	

Niveau: PH-R+1
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE

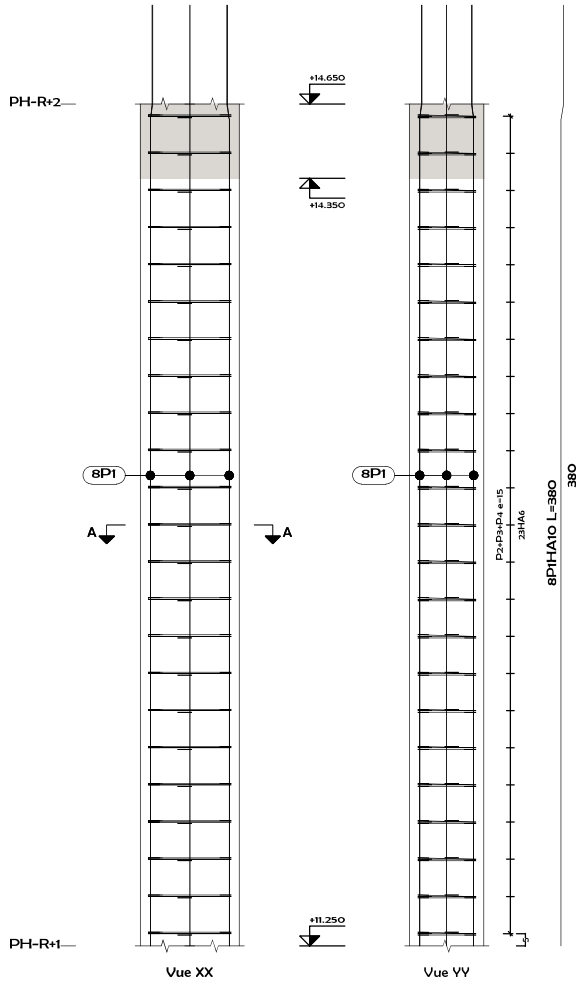
Produit par una versión educativa de CYPE

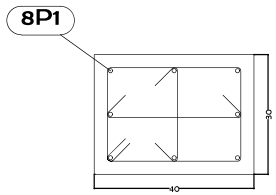
Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

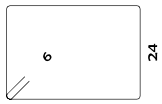
Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P1	1	HA10	8	334 40	380	3040	18.7
	2	HA6	23	6 24 34	127	2921	6.5
	3	HA6	23	6 24	38	874	1.9
	4	HA6	23	6 34	48	1104	2.4
				Total+10%:			32.5
				HA6:			11.9
				HA10:			20.6
				Total:			32.5

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA10	8	380	3040
2	HA6	23	127	2921
3	HA6	23	38	874
4	HA6	23	48	1104

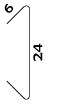




Section A-A

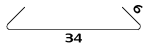


8P1HA10



P2HA6e=15 L=127

P3HA6e=15 L=38



P4HA6e=15 L=48

Acier: Fe E500 (32.6 kg). Ratio: 72.58 kg/m3	Niveau: PH-R+2
Béton: B30 (0.41 m3) Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 4.76 m2 Enrobage géométrique: 3 cm	

Niveau: PH-R+2
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE

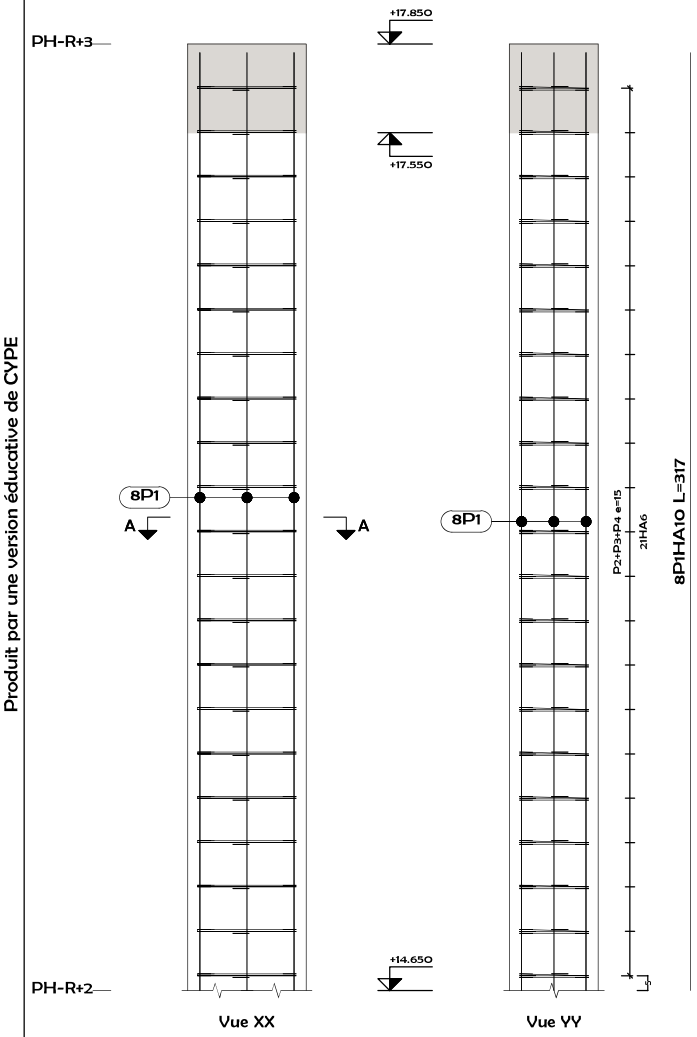
Produit par une version éducative de CYPE

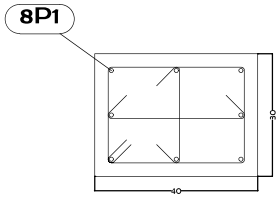
Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

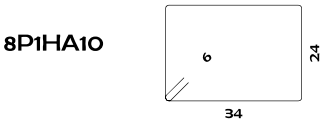
Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P1	1	HA10	8	317	317	2536	15.6
	2	HA6	21	6, 24, 34	127	2667	5.9
	3	HA6	21	6, 24	38	798	1.8
	4	HA6	21	6, 34	48	1008	2.2
				Total+10%:			28.1
				HA6:			10.9
				HA10:			17.2
				Total:			28.1

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA10	8	317	2536
2	HA6	21	127	2667
3	HA6	21	38	798
4	HA6	21	48	1008

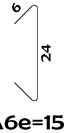




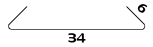
Section A-A



P2HA6e=15 L=127



P3HA6e=15 L=38



P4HA6e=15 L=48

Acier: Fe E500 (28.1 kg). Ratio: 66.57 kg/m3	Niveau: PH-R+3
Béton: B30 (0.38 m3) | Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 4.48 m2 | Enrobage géométrique: 3 cm	

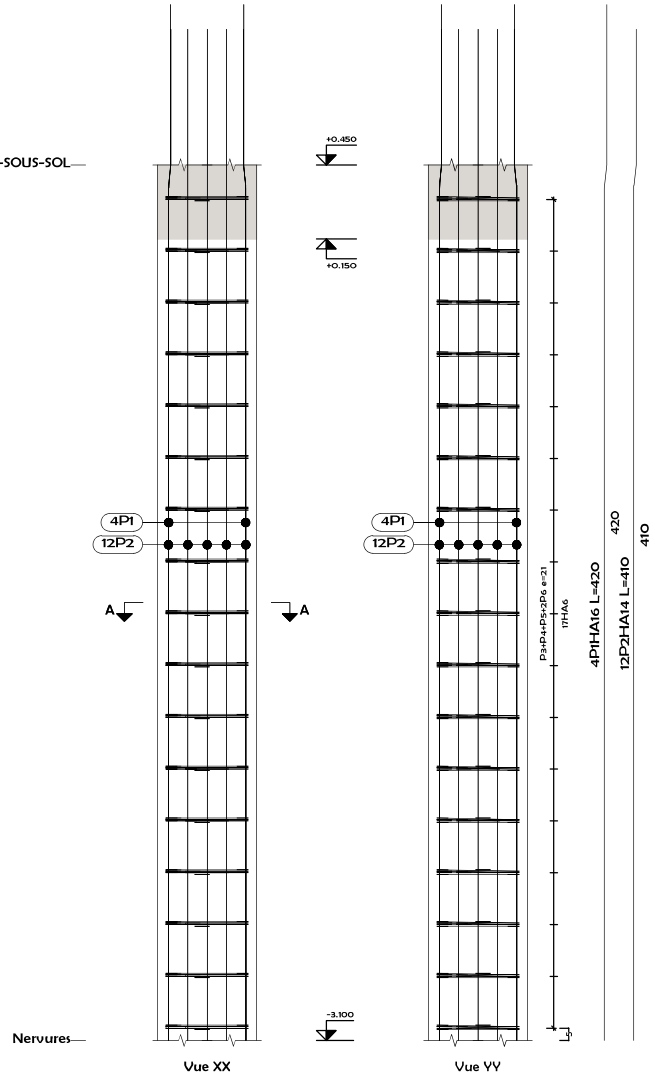
Niveau: PH-R+3
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

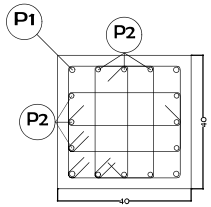
Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

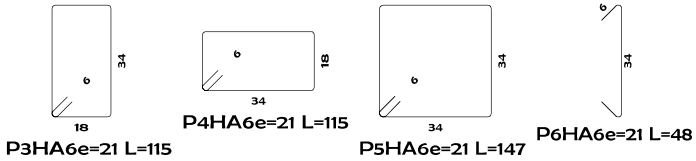
Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE





Section A-A



Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P2	1	HA16	4	345 65	420	1680	26.5
	2	HA14	12	347 55	410	4920	59.5
	3	HA6	17	6 34 18	115	1955	4.3
	4	HA6	17	6 18 34	115	1955	4.3
	5	HA6	17	6 34 34	147	2499	5.5
	6	HA6	34	6 34	48	1632	3.6
						Total+10%:	114.1
						HA6:	19.5
						HA14:	65.4
						HA16:	29.2
						Total:	114.1

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA16	4	420	1680
2	HA14	12	410	4920
3	HA6	17	115	1955
4	HA6	17	115	1955
5	HA6	17	147	2499
6	HA6	34	48	1632

Acier: Fe E500 (114.2 kg). Ratio: 182.77 kg/m3		Niveau: PH-SOUS-SOL
Béton: B30 (0.57 m3)	Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 5.68 m2	Enrobage géométrique: 3 cm	

Niveau: PH-SOUS-SOL
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

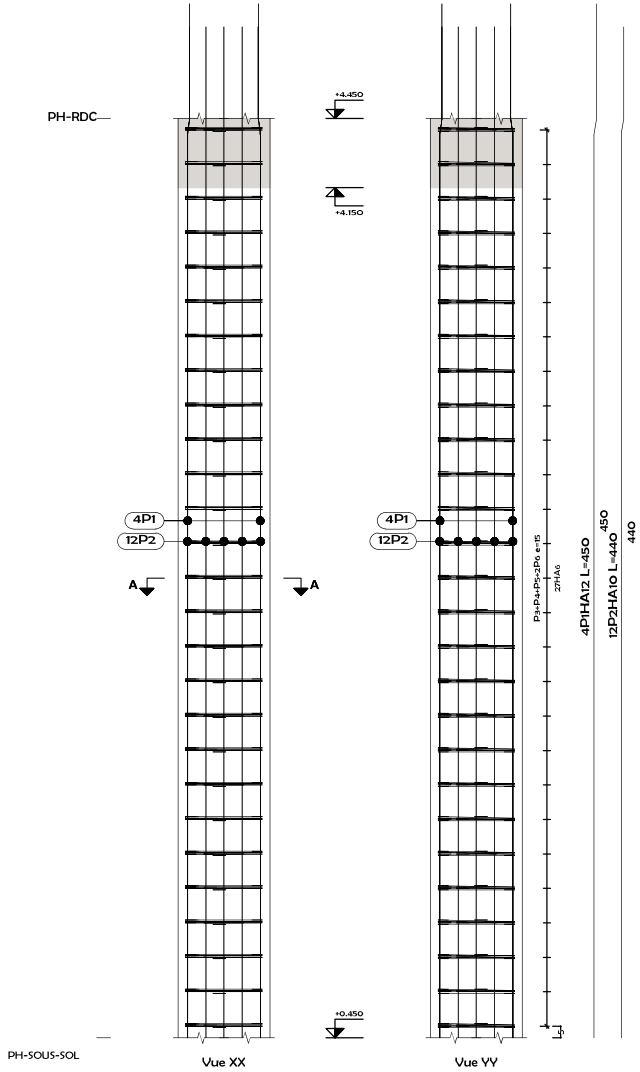
Produit par une version éducative de CYPE

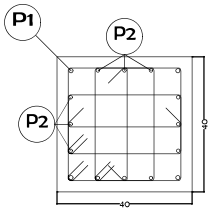
Produit par une version éducative de CYPE

P2

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P2	1	HA12	4	393 / 50	450	1800	16.0
	2	HA10	12	394 / 40	440	5280	32.6
	3	HA6	27	34 / 6 / 18	115	3105	6.9
	4	HA6	27	18 / 6 / 34	115	3105	6.9
	5	HA6	27	6 / 34 / 34	147	3969	8.8
	6	HA6	54	6 / 34	48	2592	5.8
						Total+10%:	84.7
						HA6:	31.2
						HA10:	35.9
						HA12:	17.6
						Total:	84.7

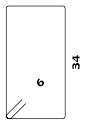
Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA12	4	450	1800
2	HA10	12	440	5280
3	HA6	27	115	3105
4	HA6	27	115	3105
5	HA6	27	147	3969
6	HA6	54	48	2592





Section A-A

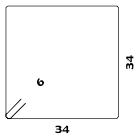
4P1HA12
12P2HA10



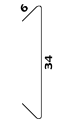
P3HA6e=15 L=115



P4HA6e=15 L=115



P5HA6e=15 L=147



P6HA6e=15 L=48

Acier: Fe E500 (84.6 kg). Ratio: 120.12 kg/m3	Niveau: PH-RDC
Béton: B30 (0.64 m3) / Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 6.40 m2 / Enrobage géométrique: 3 cm	

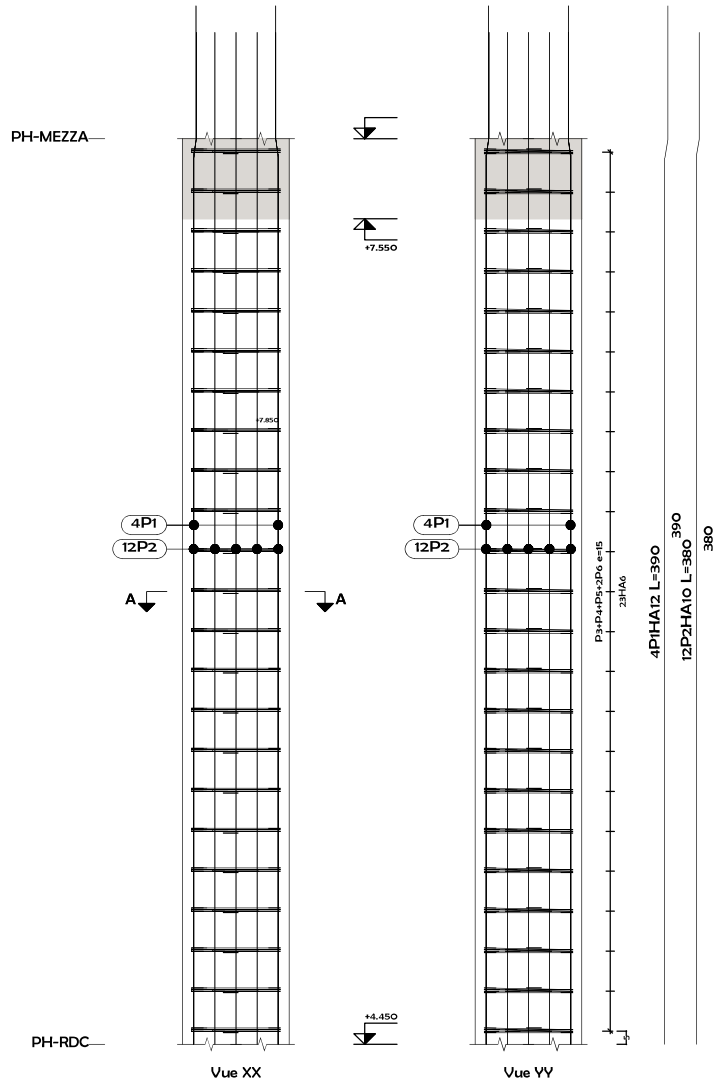
Niveau: PH-RDC
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

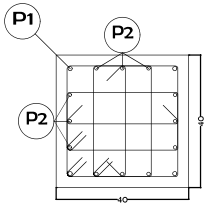
Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE



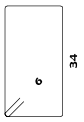
Vue XX

Vue YY



4P1HA12
12P2HA10

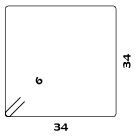
Section A-A



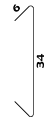
P3HA6e=15 L=115



P4HA6e=15 L=115



P5HA6e=15 L=147



P6HA6e=15 L=48

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P2	1	HA12	4	333 50	390	1560	13.9
	2	HA10	12	334 40	380	4560	28.1
	3	HA6	23	34 6 18	115	2645	5.9
	4	HA6	23	18 6 34	115	2645	5.9
	5	HA6	23	6 34 34	147	3381	7.5
	6	HA6	46	6 34	48	2208	4.9
						Total+10%:	72.8
						HA6:	26.6
						HA10:	30.9
						HA12:	15.3
						Total:	72.8

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA12	4	390	1560
2	HA10	12	380	4560
3	HA6	23	115	2645
4	HA6	23	115	2645
5	HA6	23	147	3381
6	HA6	46	48	2208

Acier: Fe E500 (72.7 kg). Ratio: 121.52 kg/m3		Niveau: PH-MEZZA
Béton: B30 (0.54 m3)	Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 5.44 m2	Enrobage géométrique: 3 cm	

Niveau: PH-MEZZA
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE

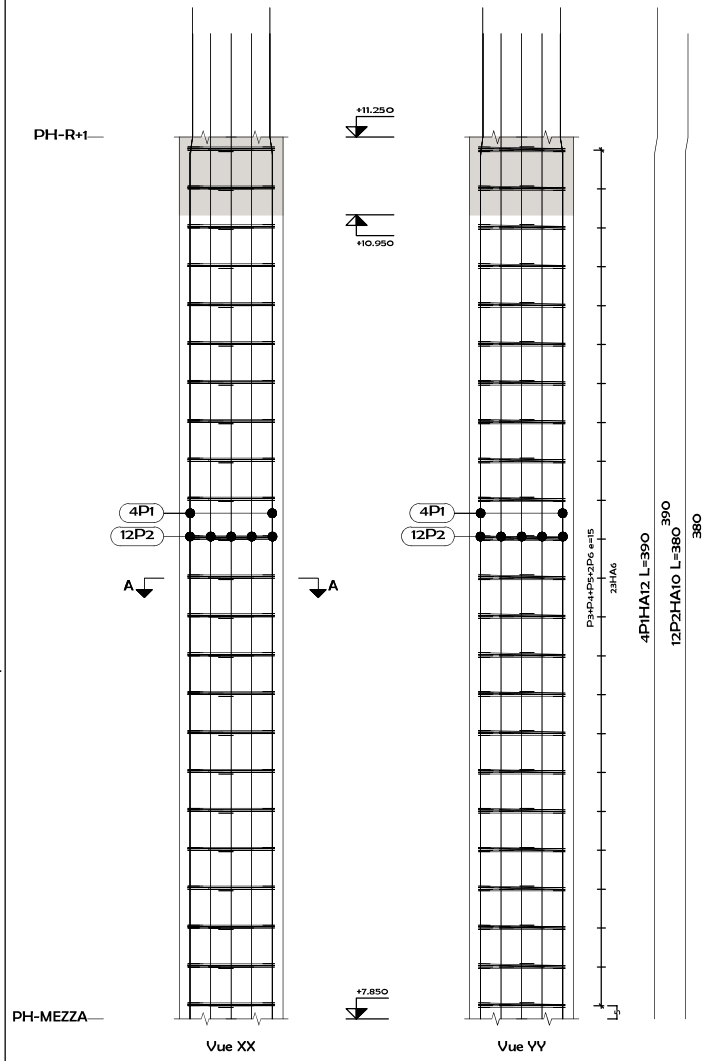
Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

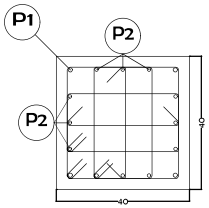
Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P2	1	HA12	4	333 50	390	1560	13.9
	2	HA10	12	334 40	380	4560	28.1
	3	HA6	23	34 6 18	115	2645	5.9
	4	HA6	23	18 6 34	115	2645	5.9
	5	HA6	23	6 34 34	147	3381	7.5
	6	HA6	46	6 34	48	2208	4.9
						Total+10%:	72.8
						HA6:	26.6
						HA10:	30.9
						HA12:	15.3
						Total:	72.8

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA12	4	390	1560
2	HA10	12	380	4560
3	HA6	23	115	2645
4	HA6	23	115	2645
5	HA6	23	147	3381
6	HA6	46	48	2208



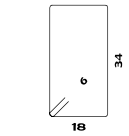
Vue XX

Vue YY



Section A-A

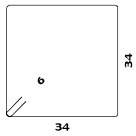
4P1HA12
12P2HA10



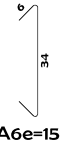
P3HA6e=15 L=115



P4HA6e=15 L=115



P5HA6e=15 L=147



P6HA6e=15 L=48

Acier: Fe E500 (72.7 kg). Ratio: 121.52 kg/m3	Niveau: PH-R+1
Béton: B30 (0.54 m3)	Dimension maximale des granulats: 15 mm
Coffrage: 5.44 m2	Enrobage géométrique: 3 cm

Échelle 1:20

Niveau: PH-R+1
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

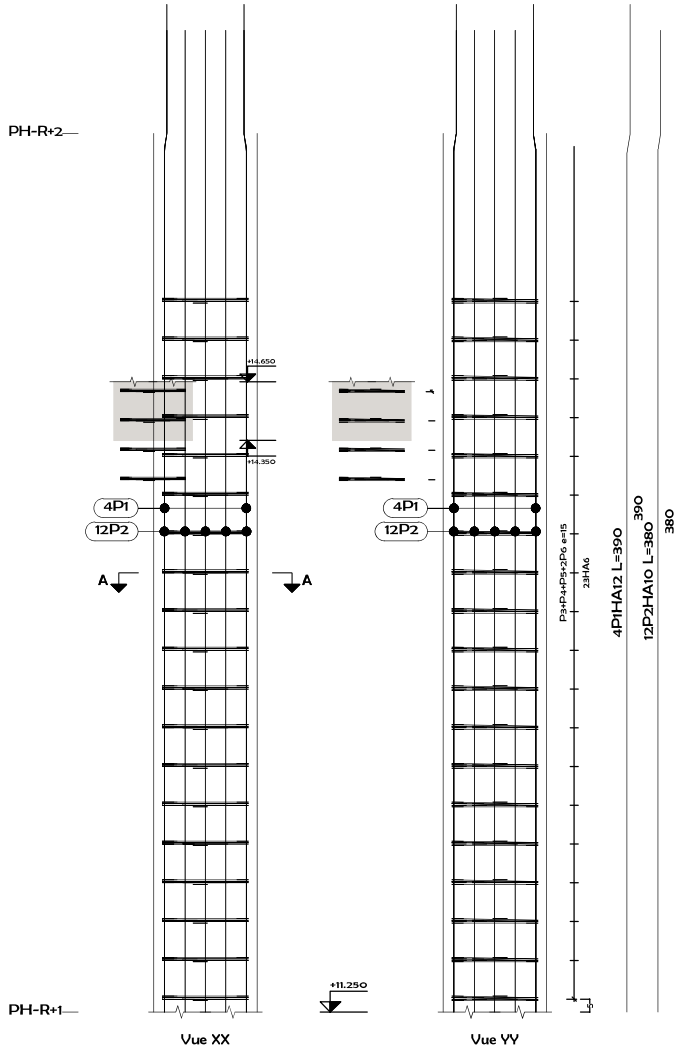
Produit par une version éducative de CYPE

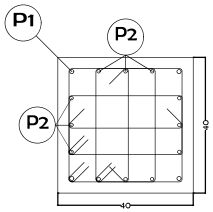
Produit par une version éducative de CYPE

P2

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P2	1	HA12	4	333 / 50	390	1560	13.9
	2	HA10	12	334 / 40	380	4560	28.1
	3	HA6	23	34 × 18, 6	115	2645	5.9
	4	HA6	23	18 × 34, 6	115	2645	5.9
	5	HA6	23	6 × 34 × 34	147	3381	7.5
	6	HA6	46	6 / 34	48	2208	4.9
						Total+10%:	72.8
						HA6:	26.6
						HA10:	30.9
						HA12:	15.3
						Total:	72.8

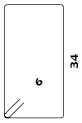
Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA12	4	390	1560
2	HA10	12	380	4560
3	HA6	23	115	2645
4	HA6	23	115	2645
5	HA6	23	147	3381
6	HA6	46	48	2208



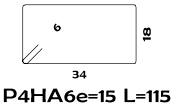


Section A-A

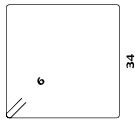
4P1HA12
12P2HA10



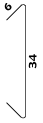
P3HA6e=15 L=115



P4HA6e=15 L=115



P5HA6e=15 L=147



P6HA6e=15 L=48

Acier: Fe E500 (72.7 kg). Ratio: 121.52 kg/m3		Niveau: PH-R+2
Béton: B30 (0.54 m3)	Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 5.44 m2	Enrobage géométrique: 3 cm	

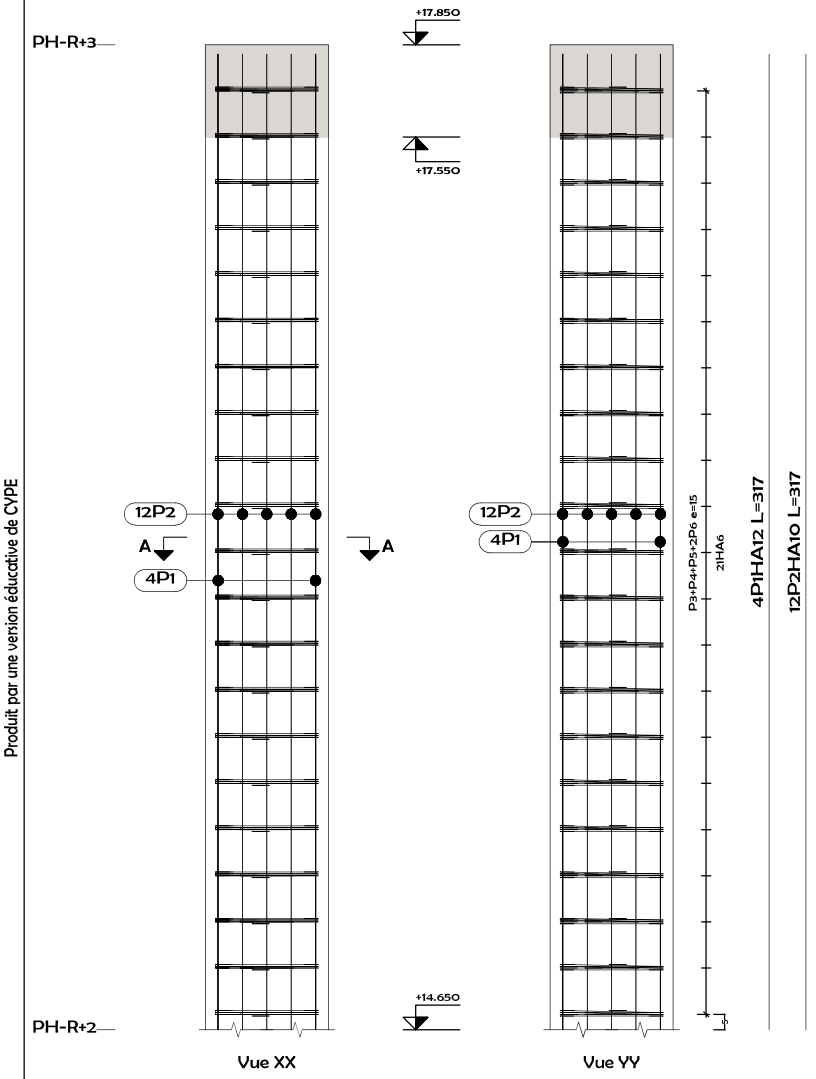
Niveau: PH-R+2
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

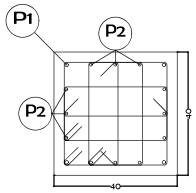
Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE



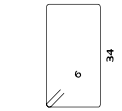
Vue XX

Vue YY

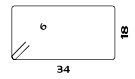


Section A-A

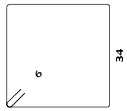
4P1HA12
12P2HA10



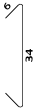
P3HA6e=15 L=115



P4HA6e=15 L=115



P5HA6e=15 L=147



P6HA6e=15 L=48

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P2	1	HA12	4	317	317	1268	11.3
	2	HA10	12	317	317	3804	23.5
	3	HA6	21	34, 6, 18	115	2415	5.4
	4	HA6	21	18, 6, 34	115	2415	5.4
	5	HA6	21	34, 6, 34	147	3087	6.9
	6	HA6	42	6, 34	48	2016	4.5
					Total+10%:		62.7
					HA6:		24.4
					HA10:		25.9
					HA12:		12.4
					Total:		62.7

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA12	4	317	1268
2	HA10	12	317	3804
3	HA6	21	115	2415
4	HA6	21	115	2415
5	HA6	21	147	3087
6	HA6	42	48	2016

Acier: Fe E500 (62.4 kg). Ratio: 110.85 kg/m3		Niveau: PH-R+3
Béton: B30 (0.51 m3)	Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 5.12 m2	Enrobage géométrique: 3 cm	

Niveau: PH-R+3
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

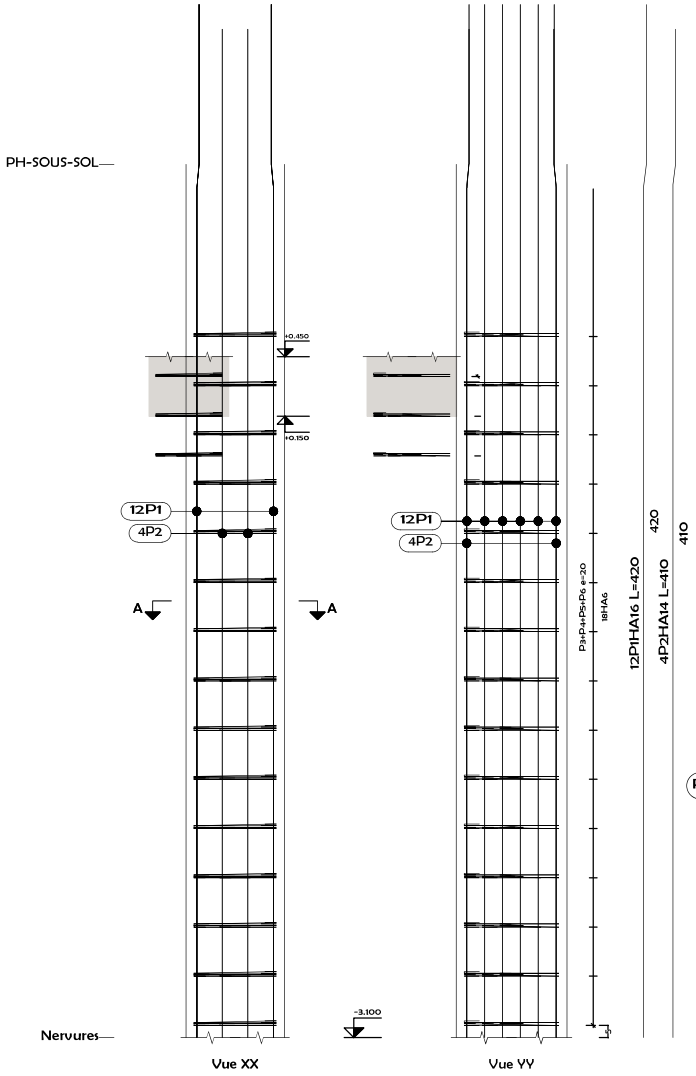
Produit par une version éducative de CYPE

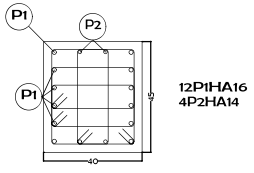
P3

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P3	1	HA16	12	345 65	420	5040	79.5
	2	HA14	4	347 55	410	1640	19.8
	3	HA6	18	39 6 13	115	2070	4.6
	4	HA6	18	25 6 34	128	2304	5.1
	5	HA6	18	10 6 34	99	1782	4.0
	6	HA6	18	39 6 34	157	2826	6.3
					Total+10%:		131.2

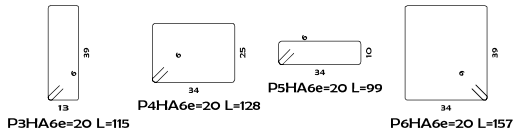
HA6: 22.0
HA14: 21.7
HA16: 87.5
Total: 131.2

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA16	12	420	5040
2	HA14	4	410	1640
3	HA6	18	115	2070
4	HA6	18	128	2304
5	HA6	18	99	1782
6	HA6	18	157	2826





Section A-A



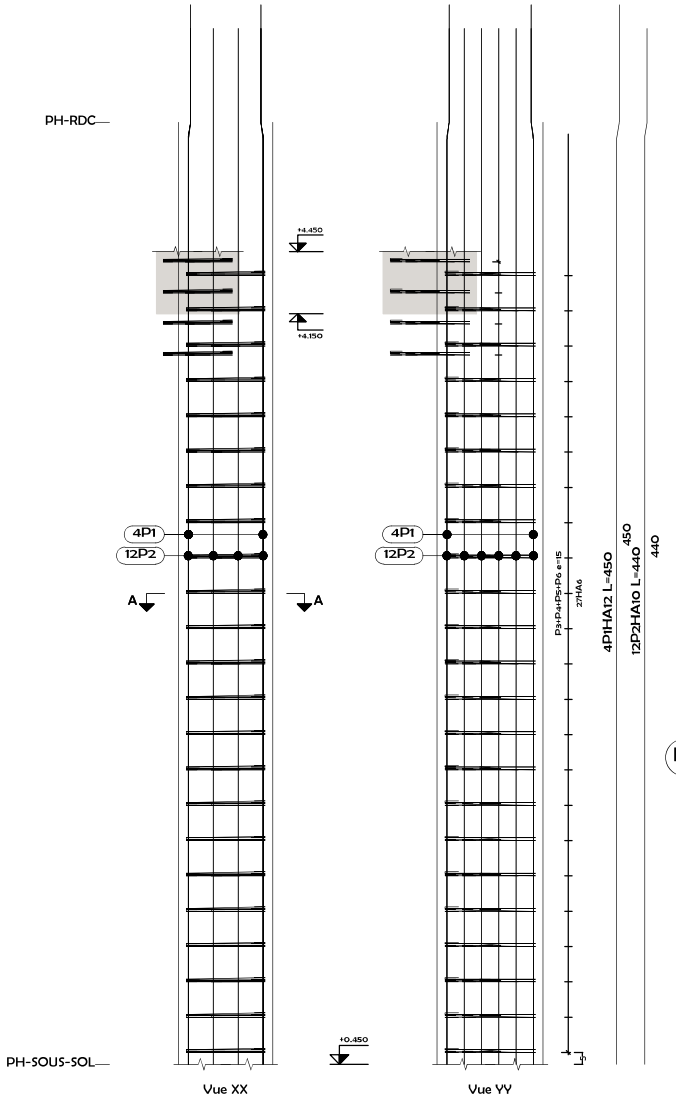
Acier: Fe E500 (131.2 kg). Ratio: 186.70 kg/m3	Niveau: PH-SOUS-SOL
Béton: B30 (0.64 m3) | Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 6.04 m2 | Enrobage géométrique: 3 cm	

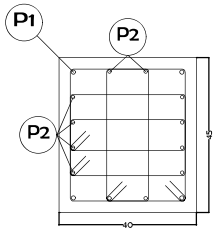
Niveau: PH-SOUS-SOL
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

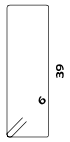
Produit par une version éducative de CYPE



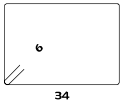


Section A-A

4P1HA12
12P2HA10



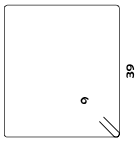
P3HA6e=15 L=114



P4HA6e=15 L=127



P5HA6e=15 L=98



P6HA6e=15 L=157

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P3	1	HA12	4	393 50	450	1800	16.0
	2	HA10	12	394 40	440	5280	32.6
	3	HA6	27	39 6 13	114	3078	6.8
	4	HA6	27	24 6 34	127	3429	7.6
	5	HA6	27	10 6 34	98	2646	5.9
	6	HA6	27	6 39 34	157	4239	9.4
					Total+10%:		86.1

HA6:	32.6
HA10:	35.9
HA12:	17.6
Total:	86.1

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA12	4	450	1800
2	HA10	12	440	5280
3	HA6	27	114	3078
4	HA6	27	127	3429
5	HA6	27	98	2646
6	HA6	27	157	4239

Acier: Fe E500 (86.1 kg). Ratio: 108.69 kg/m3		Niveau: PH-RDC
Béton: B30 (0.72 m3)	Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 6.80 m2	Enrobage géométrique: 3 cm	

Niveau: PH-RDC
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

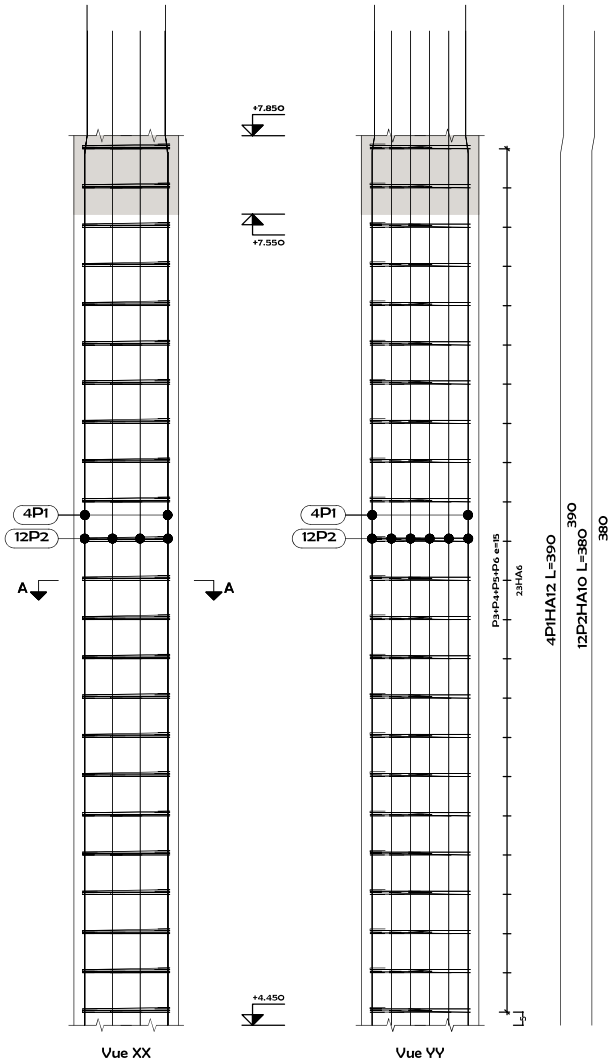
Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

P3

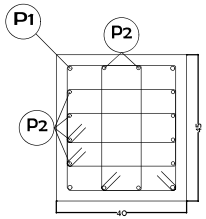
Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P3	1	HA12	4	333 / 50	390	1560	13.9
	2	HA10	12	334 / 40	380	4560	28.1
	3	HA6	23	39 / 6 / 13	114	2622	5.8
	4	HA6	23	24 / 6 / 34	127	2921	6.5
	5	HA6	23	10 / 6 / 34	98	2254	5.0
	6	HA6	23	6 / 39 / 34	157	3611	8.0
				Total+10%:			74.0
				HA6:			27.8
				HA10:			30.9
				HA12:			15.3
				Total:			74.0

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA12	4	390	1560
2	HA10	12	380	4560
3	HA6	23	114	2622
4	HA6	23	127	2921
5	HA6	23	98	2254
6	HA6	23	157	3611



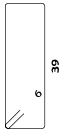
Vue XX

Vue YY

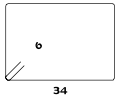


Section A-A

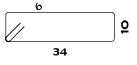
4P1HA12
12P2HA10



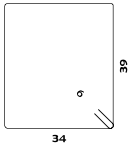
P3HA6e=15 L=114



P4HA6e=15 L=127



P5HA6e=15 L=98



P6HA6e=15 L=157

Acier: Fe E500 (74.0 kg). Ratio: 109.94 kg/m3	Niveau: PH-MEZZA
Béton: B30 (0.61 m3) / Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 5.78 m2 / Enrobage géométrique: 3 cm	

Résumé Acier Poteaux		Long. total (m)	Poids+10% (kg)	Total
Fe E500	HA6	408.3	100	
	HA10	167.2	113	
	HA12	46.8	46	259

Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

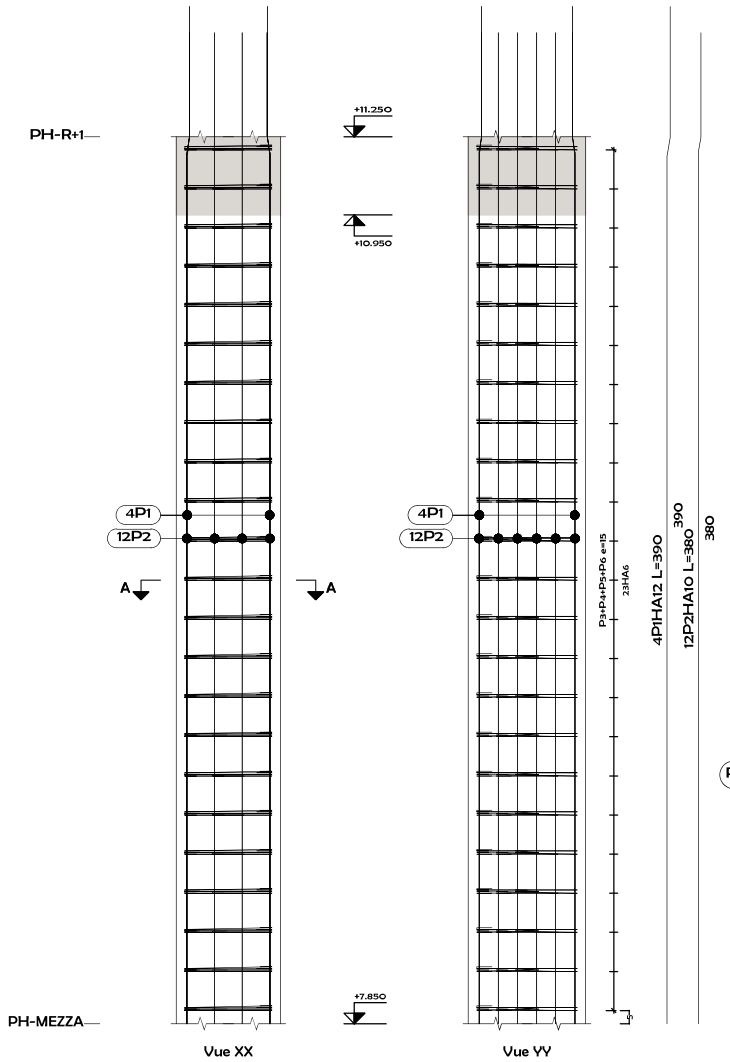
Produit par une version éducative de CYPE

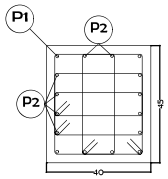
Produit par une version éducative de CYPE

P3

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P3	1	HA12	4	333 / 50	390	1560	13.9
	2	HA10	12	334 / 40	380	4560	28.1
	3	HA6	23	39 / 6 / 13	114	2622	5.8
	4	HA6	23	24 / 6 / 34	127	2921	6.5
	5	HA6	23	10 / 6 / 34	98	2254	5.0
	6	HA6	23	6 / 39 / 34	157	3611	8.0
					Total+10%:		74.0
					HA6:		27.8
					HA10:		30.9
					HA12:		15.3
					Total:		74.0

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA12	4	390	1560
2	HA10	12	380	4560
3	HA6	23	114	2622
4	HA6	23	127	2921
5	HA6	23	98	2254
6	HA6	23	157	3611



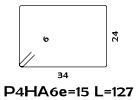


Section A-A

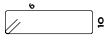
4P1HA12
12P2HA10



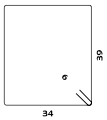
P3HA6e=15 L=114



P4HA6e=15 L=127



P5HA6e=15 L=98



P6HA6e=15 L=157

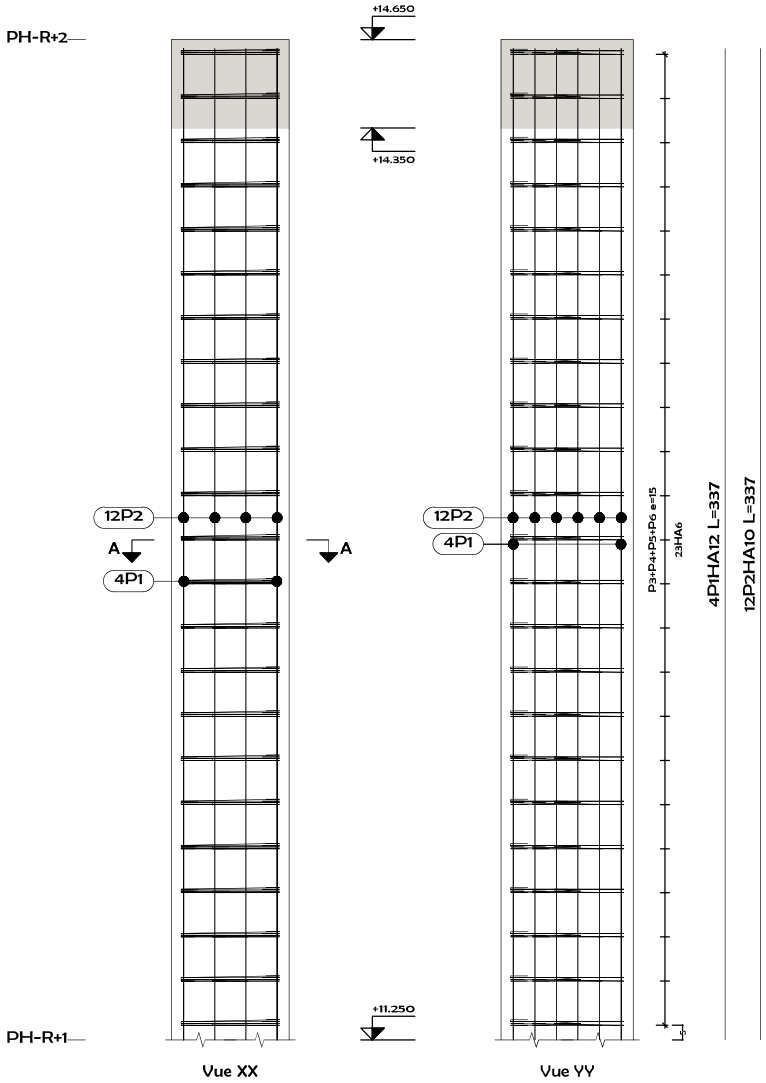
Acier: Fe E500 (74.0 kg). Ratio: 109.94 kg/m3		Niveau: PH-R+1
Béton: B30 (0.61 m3)	Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 5.78 m2	Enrobage géométrique: 3 cm	

Niveau: PH-R+1
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE

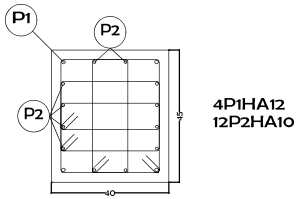
Produit por una versión educativa de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE



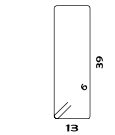
Vue XX

Vue YY

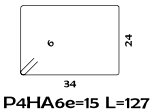


Section A-A

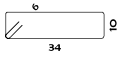
4P1HA12
12P2HA10



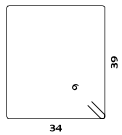
P3HA6e=15 L=114



P4HA6e=15 L=127



P5HA6e=15 L=98



P6HA6e=15 L=157

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P3	1	HA12	4	337	337	1348	12.0
	2	HA10	12	337	337	4044	24.9
	3	HA6	23	39, 6, 13	114	2622	5.8
	4	HA6	23	24, 6, 34	127	2921	6.5
	5	HA6	23	10, 6, 34	98	2254	5.0
	6	HA6	23	39, 9, 34	157	3611	8.0
				Total+10%:			68.4
					HA6:		27.8
					HA10:		27.4
					HA12:		13.2
					Total:		68.4

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA12	4	337	1348
2	HA10	12	337	4044
3	HA6	23	114	2622
4	HA6	23	127	2921
5	HA6	23	98	2254
6	HA6	23	157	3611

Acier: Fe E500 (68.4 kg). Ratio: 101.66 kg/m3		Niveau: PH-R+2
Béton: B30 (0.61 m3)	Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 5.78 m2	Enrobage géométrique: 3 cm	

Niveau: PH-R+2
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

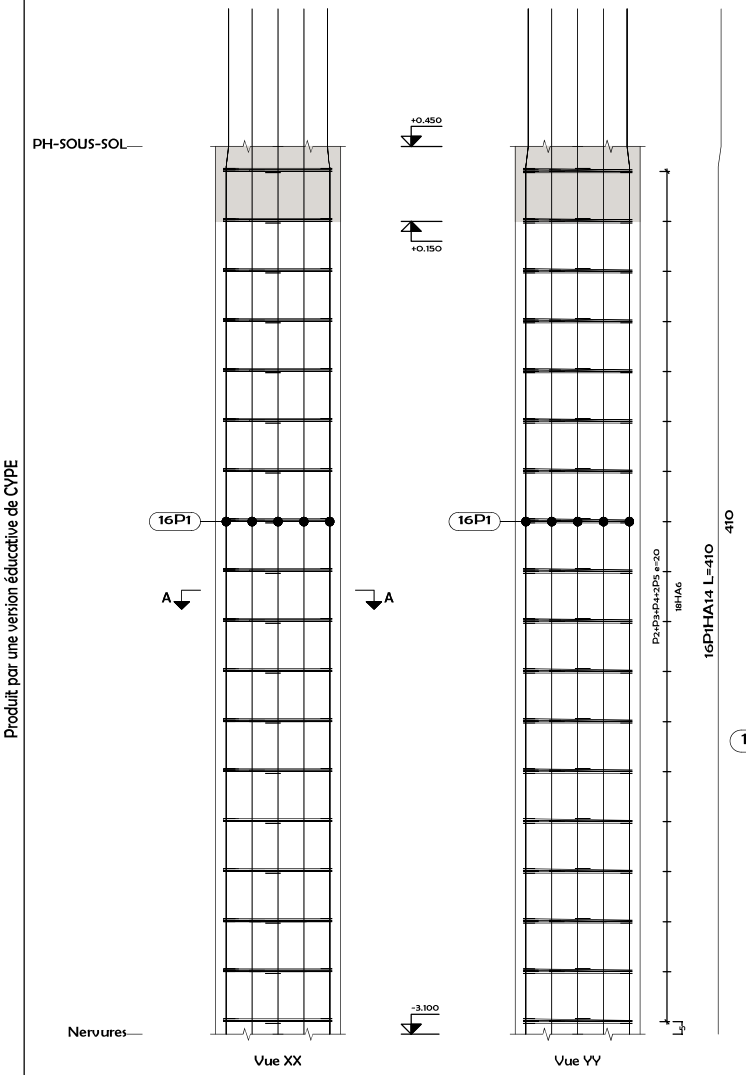
Produit par une version éducative de CYPE

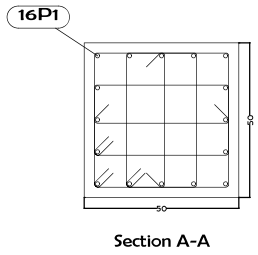
Produit par une version éducative de CYPE

P4

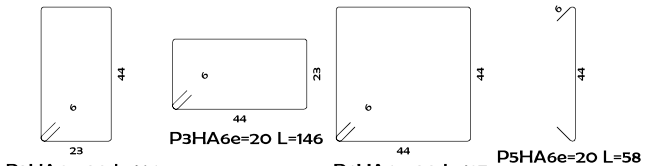
Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P4	1	HA14	16	347 / 55	410	6560	79.3
	2	HA6	18	44 / 6 / 23	146	2628	5.8
	3	HA6	18	23 / 6 / 44	146	2628	5.8
	4	HA6	18	6 / 44 / 44	187	3366	7.5
	5	HA6	36	6 / 44	58	2088	4.6
					Total+10%:		113.3
					HA6:		26.1
					HA14:		87.2
					Total:		113.3

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA14	16	410	6560
2	HA6	18	146	2628
3	HA6	18	146	2628
4	HA6	18	187	3366
5	HA6	36	58	2088





16P1HA14



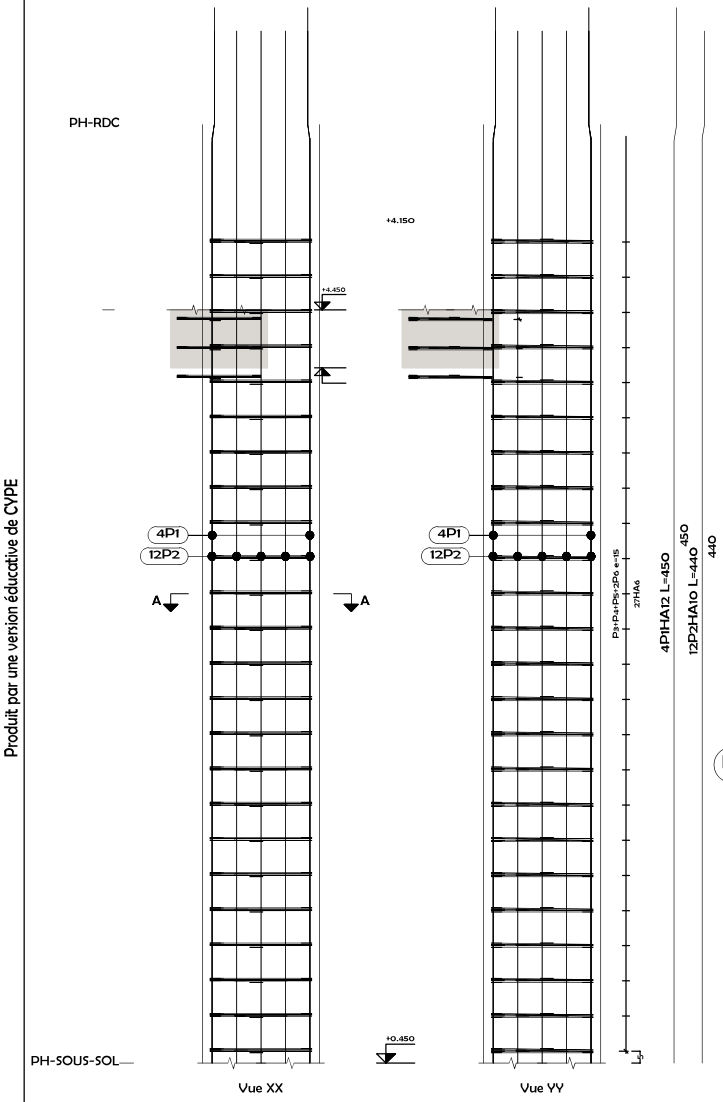
Acier: Fe E500 (113.3 kg). Ratio: 116.10 kg/m3	Niveau: PH-SOUS-SOL
Béton: B30 (0.89 m3)	Dimension maximale des granulats: 15 mm
Coffrage: 7.10 m2	Enrobage géométrique: 3 cm
	Échelle 1:20

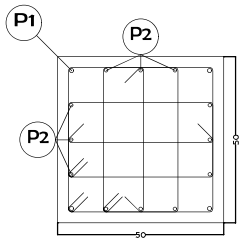
Niveau: PH-SOUS-SOL
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE
Produit par une version éducative de CYPE
Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

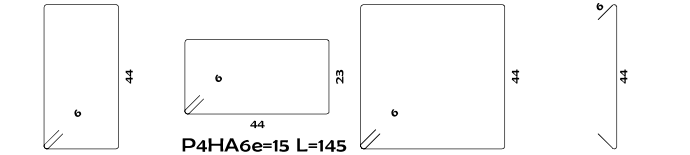
Produit par une version éducative de CYPE





Section A-A

4P1HA12
12P2HA10



Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P4	1	HA12	4	393 / 50	450	1800	16.0
	2	HA10	12	394 / 40	440	5280	32.6
	3	HA6	27	44 / 6 / 23	145	3915	8.7
	4	HA6	27	23 / 6 / 44	145	3915	8.7
	5	HA6	27	6 / 44 / 44	187	5049	11.2
	6	HA6	54	6 / 44	58	3132	7.0
					Total+10%:		92.6
					HA6:		39.1
					HA10:		35.9
					HA12:		17.6
					Total:		92.6

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA12	4	450	1800
2	HA10	12	440	5280
3	HA6	27	145	3915
4	HA6	27	145	3915
5	HA6	27	187	5049
6	HA6	54	58	3132

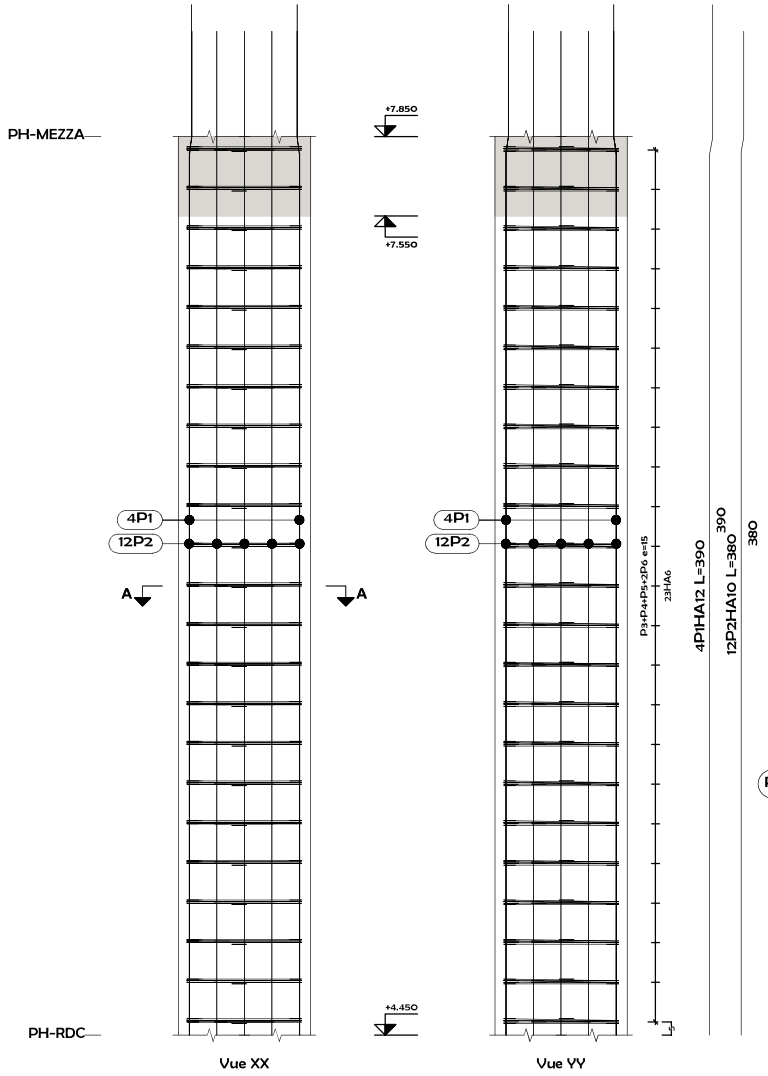
Acier: Fe E500 (92.5 kg). Ratio: 84.07 kg/m3		Niveau: PH-RDC
Béton: B30 (1.00 m3)	Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 8.00 m2	Enrobage géométrique: 3 cm	

Niveau: PH-RDC
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

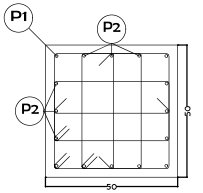
Produit par une version éducative de CYPE



P4

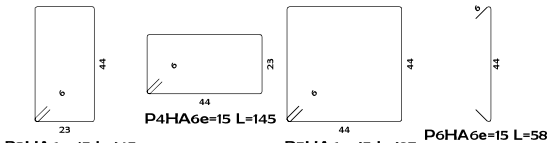
Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P4	1	HA12	4	333 50	390	1560	13.9
	2	HA10	12	334 40	380	4560	28.1
	3	HA6	23	44, 6, 23	145	3335	7.4
	4	HA6	23	23, 6, 44	145	3335	7.4
	5	HA6	23	6, 44, 44	187	4301	9.5
	6	HA6	46	6, 44	58	2668	5.9
					Total+10%:		79.4
					HA6:		33.2
					HA10:		30.9
					HA12:		15.3
					Total:		79.4

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA12	4	390	1560
2	HA10	12	380	4560
3	HA6	23	145	3335
4	HA6	23	145	3335
5	HA6	23	187	4301
6	HA6	46	58	2668



Section A-A

4P1HA12
12P2HA10



P3HA6e=15 L=145 P4HA6e=15 L=145 P5HA6e=15 L=187 P6HA6e=15 L=58

Acier: Fe E500 (79.5 kg). Ratio: 84.98 kg/m3		Niveau: PH-MEZZA
Béton: B30 (0.85 m3)	Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 6.80 m2	Enrobage géométrique: 3 cm	

Niveau: PH-MEZZA
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

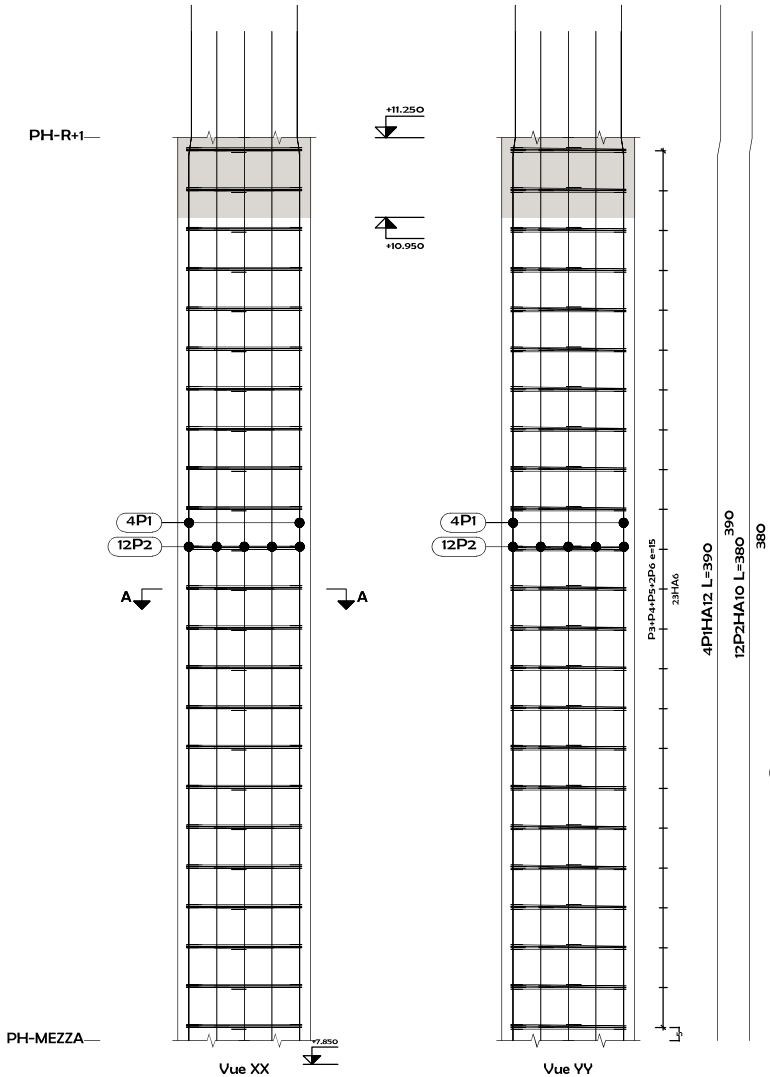
Produit par une version éducative de CYPE

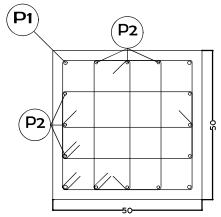
Produit par une version éducative de CYPE

P4

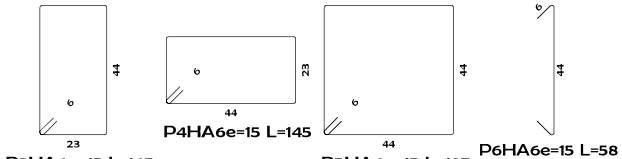
Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P4	1	HA12	4	333 / 50	390	1560	13.9
	2	HA10	12	334 / 40	380	4560	28.1
	3	HA6	23	44 / 6 / 23	145	3335	7.4
	4	HA6	23	23 / 6 / 44	145	3335	7.4
	5	HA6	23	6 / 44 / 44	187	4301	9.5
	6	HA6	46	6 / 44	58	2668	5.9
					Total+10%:		79.4
					HA6:		33.2
					HA10:		30.9
					HA12:		15.3
					Total:		79.4

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA12	4	390	1560
2	HA10	12	380	4560
3	HA6	23	145	3335
4	HA6	23	145	3335
5	HA6	23	187	4301
6	HA6	46	58	2668





4P1HA12
12P2HA10



Acier: Fe E500 (79.5 kg). Ratio: 84.98 kg/m3		Niveau: PH-R+1
Béton: B30 (0.85 m3)	Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 6.80 m2	Enrobage géométrique: 3 cm	

Niveau: PH-R+1
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

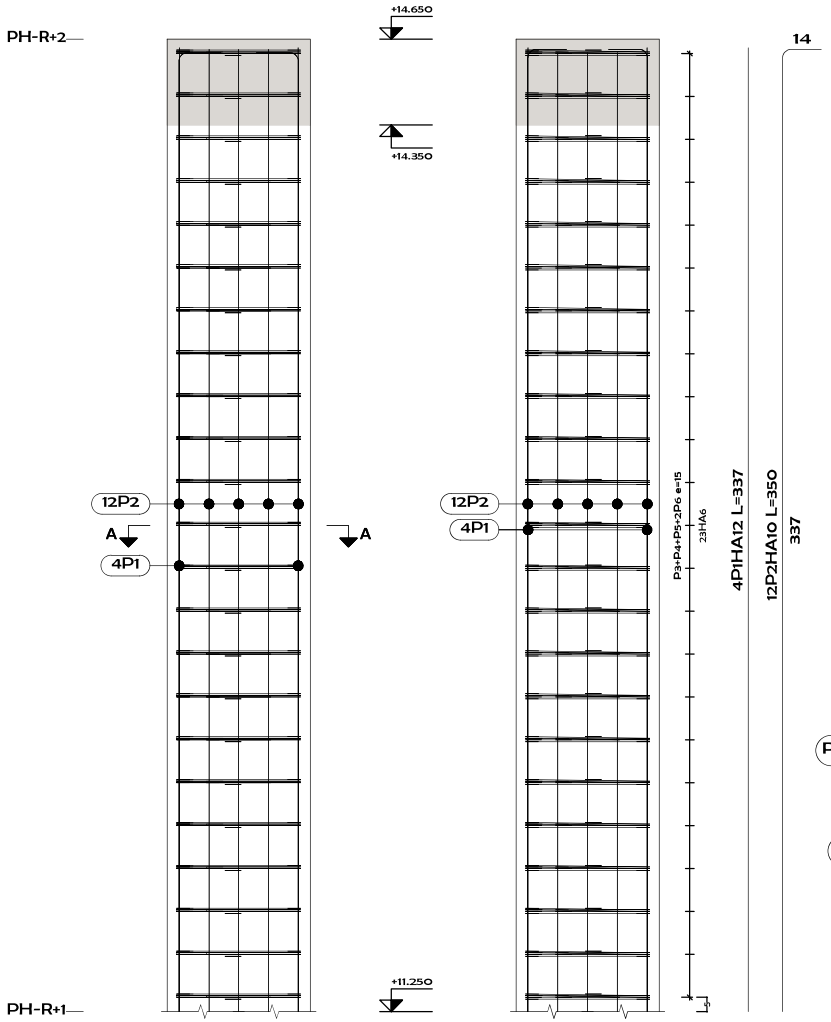
Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

P4

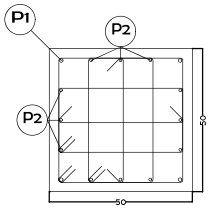
Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P4	1	HA12	4	337	337	1348	12.0
	2	HA10	12	337, 14	350	4200	25.9
	3	HA6	23	44, 6, 23	145	3335	7.4
	4	HA6	23	23, 6, 44	145	3335	7.4
	5	HA6	23	6, 44, 44	187	4301	9.5
	6	HA6	46	6, 44	58	2668	5.9
					Total+10%:		74.9
					HA6:		33.2
					HA10:		28.5
					HA12:		13.2
					Total:		74.9

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA12	4	337	1348
2	HA10	12	350	4200
3	HA6	23	145	3335
4	HA6	23	145	3335
5	HA6	23	187	4301
6	HA6	46	58	2668



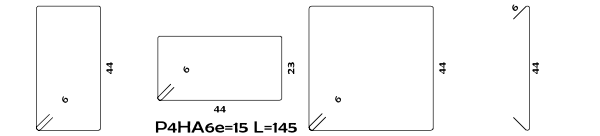
Vue XX

Vue YY



Section A-A

4P1HA12
12P2HA10



P3HA6e=15 L=145

P4HA6e=15 L=145

P5HA6e=15 L=187

P6HA6e=15 L=58

Acier: Fe E500 (74.9 kg). Ratio: 80.15 kg/m3		Niveau: PH-R+2
Béton: B30 (0.85 m3)	Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 6.80 m2	Enrobage géométrique: 3 cm	

Niveau: PH-R+2
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

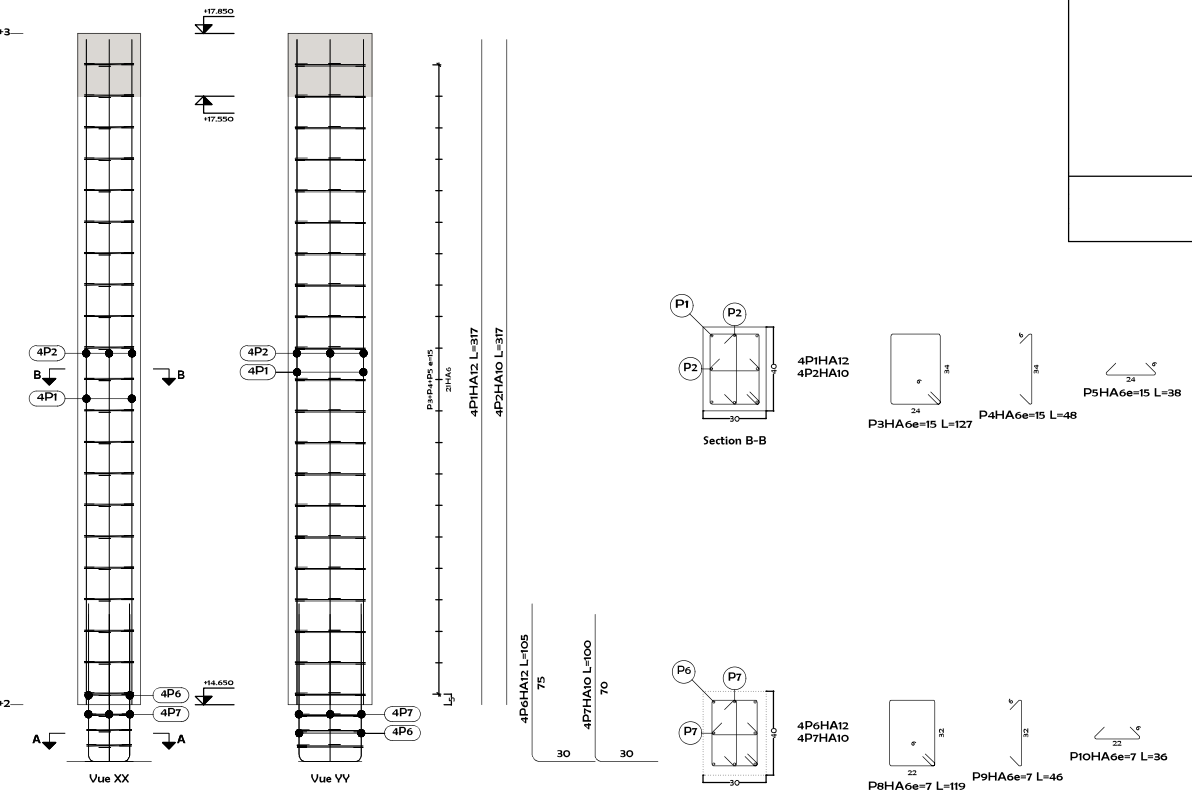
Produit par une version éducative de CYPE

Produit par une version éducative de CYPE

P5

Élément	Pos.	Diam.	Nb.	Schéma (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P5	1	HA12	4	317	317	1268	11.3
	2	HA10	4	317	317	1268	7.8
	3	HA6	21	6 / 34 / 24	127	2667	5.9
	4	HA6	21	6 / 34	48	1008	2.2
	5	HA6	21	6 / 24	38	798	1.8
	6	HA12	4	30 / 75	105	420	3.7
	7	HA10	4	30 / 70	100	400	2.5
	8	HA6	3	6 / 32 / 22	119	357	0.8
	9	HA6	3	6 / 32	46	138	0.3
	10	HA6	3	6 / 22	36	108	0.2
				Total+10%:			40.2
				HA6:			12.4
				HA10:			11.3
				HA12:			16.5
				Total:			40.2

Pos.	Diam.	Nb.	Long. (cm)	Total (cm)
1	HA12	4	317	1268
2	HA10	4	317	1268
3	HA6	21	127	2667
4	HA6	21	48	1008
5	HA6	21	38	798
6	HA12	4	105	420
7	HA10	4	100	400
8	HA6	3	119	357
9	HA6	3	46	138
10	HA6	3	36	108

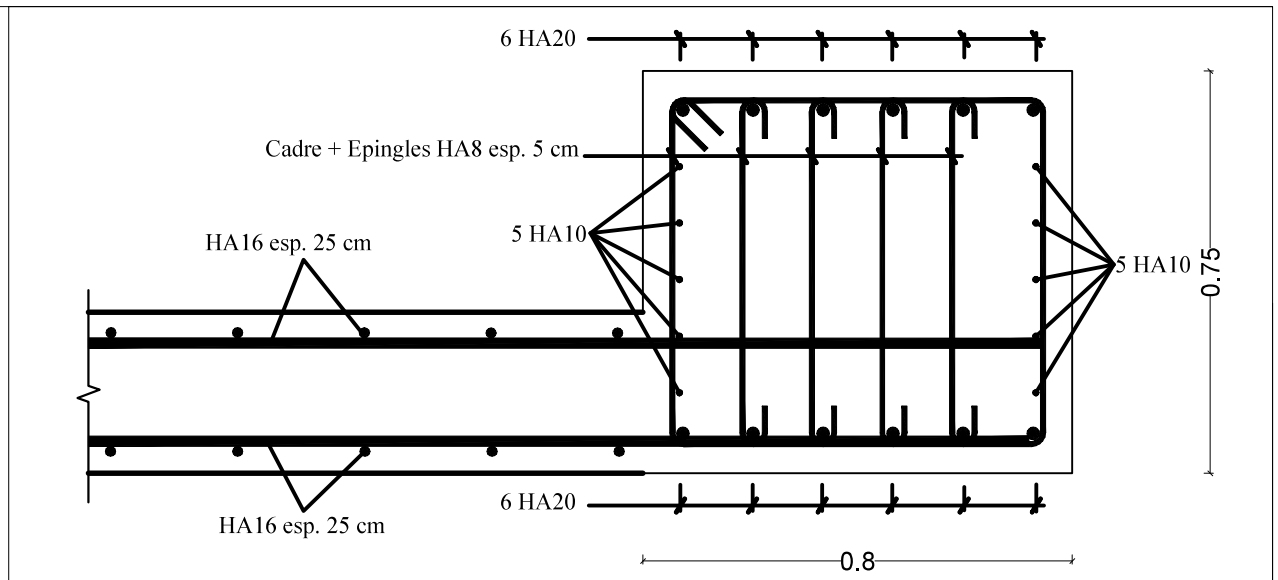


Acier: Fe E500 (31.9 kg). Ratio: 75.53 kg/m3		Niveau: PH-R+3
Béton: B30 (0.38 m3)	Dimension maximale des granulats: 15 mm	Échelle 1:20
Coffrage: 4.48 m2	Enrobage géométrique: 3 cm	

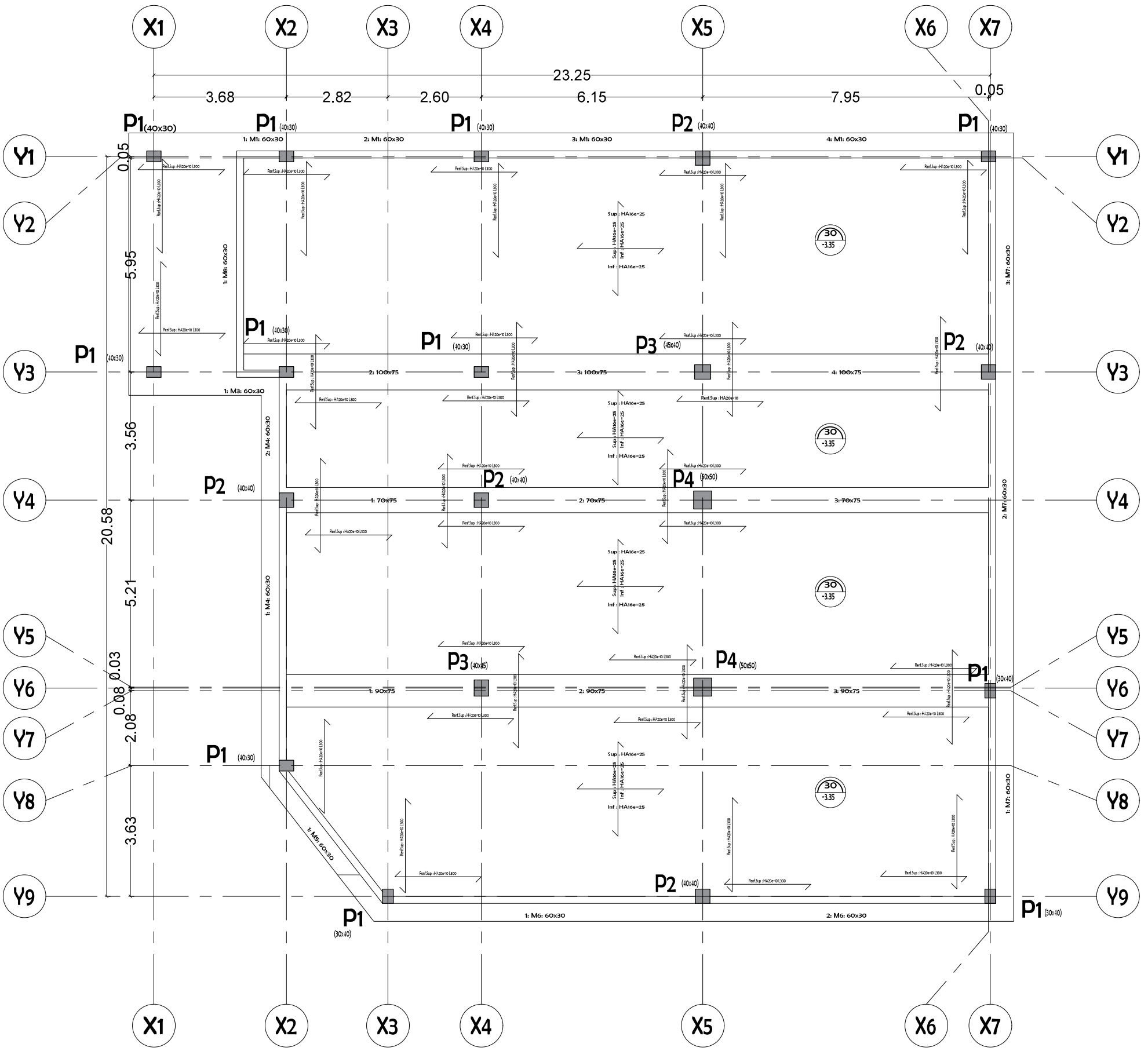
Niveau: PH-R+3
Béton: B30
Acier des barres: Fe E500
Acier des cadres: Fe E500

Produit par une version éducative de CYPE

Fondation
Béton: B30
Aciers dans la fondation: Fe E500
Échelle: 1:50

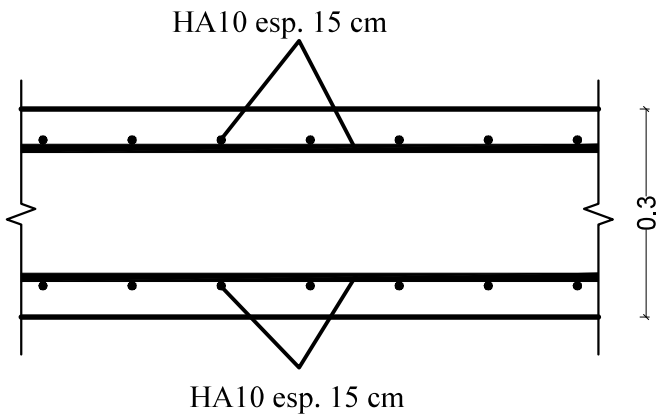


Détails radier

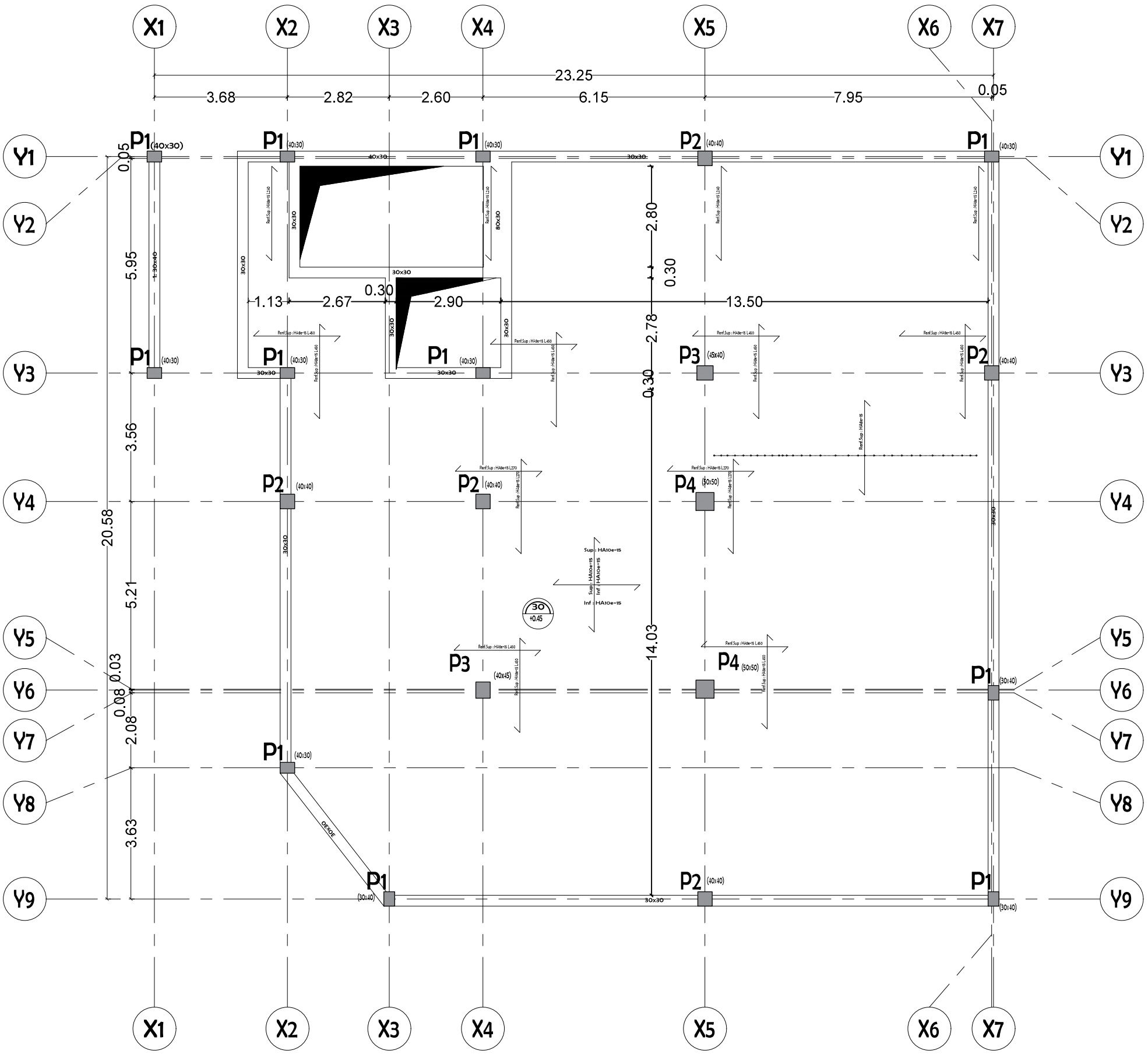


Plan de coffrage radier

PH-SOUS-SOL
Fondation
Béton: B30
Aciers dans les planchers: Fe E500
Échelle: 1:50

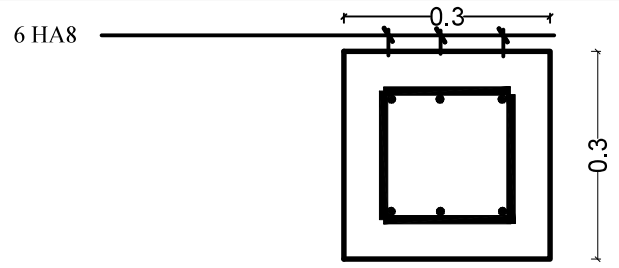


Détails Plancher-dalle

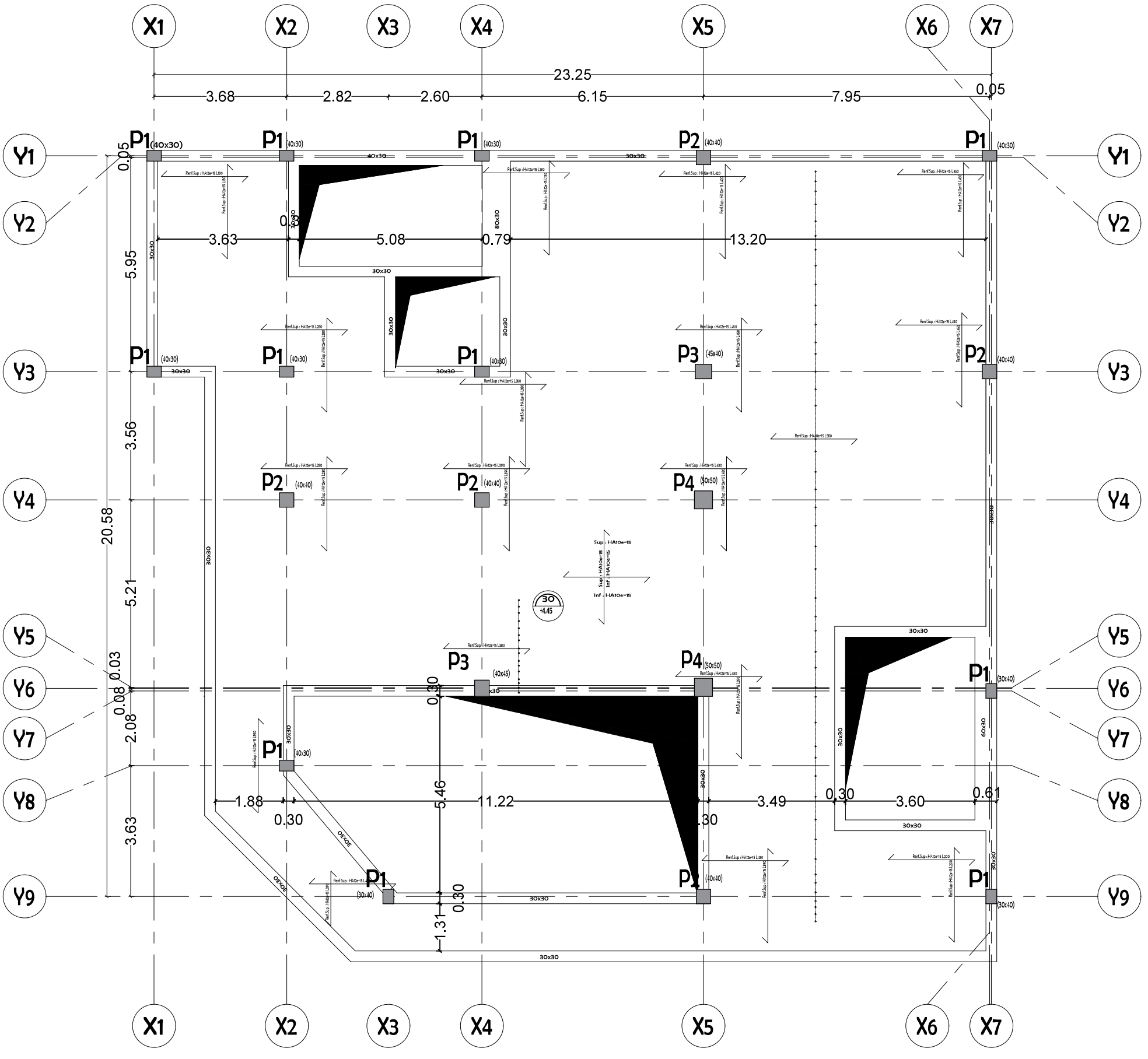


Plan de coffrage PH-Sous sol

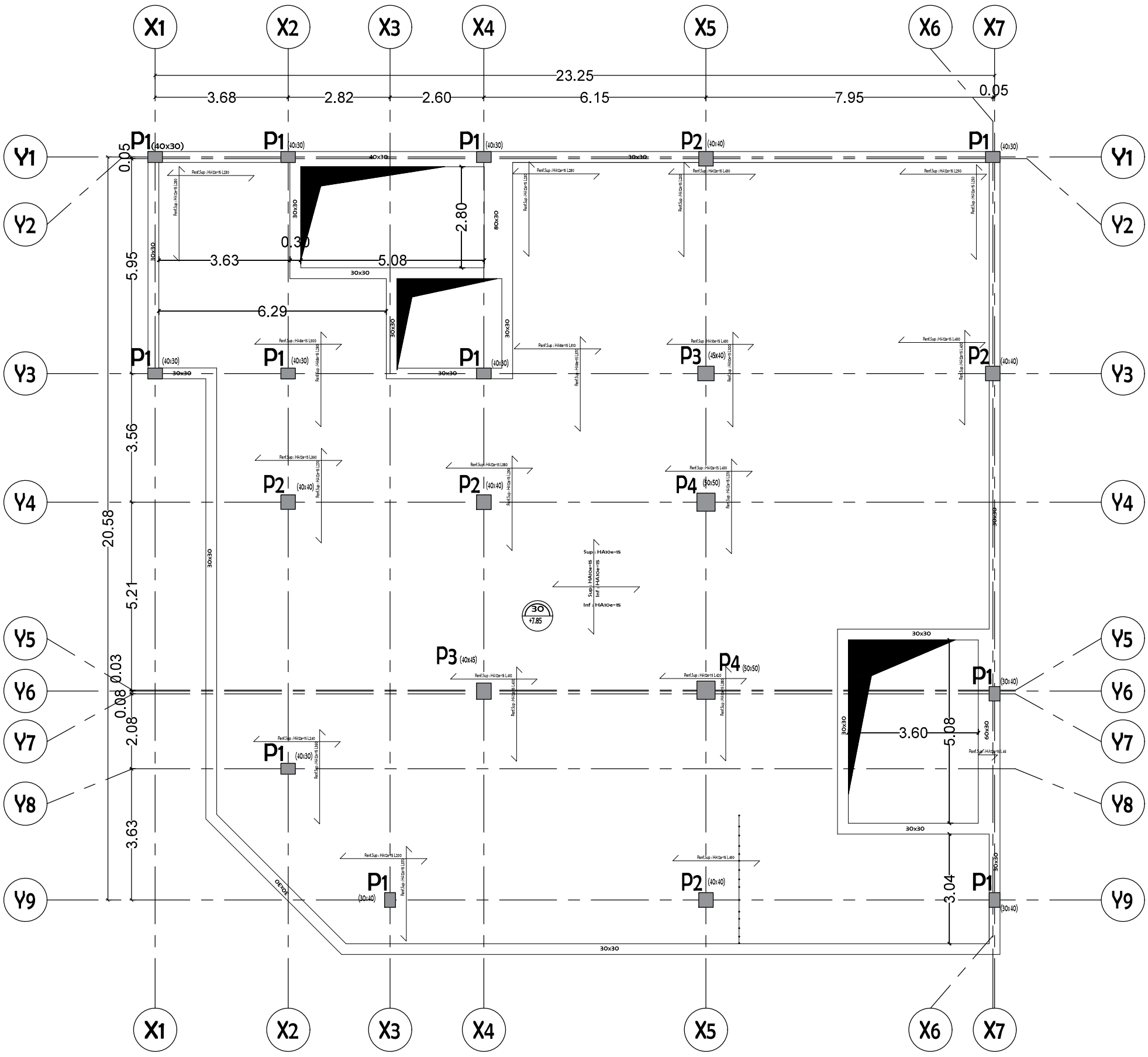
PH-RDC
Fondation
Béton: B30
Aciers dans les planchers: Fe E500
Échelle: 1:50



Détails Poutre noyée

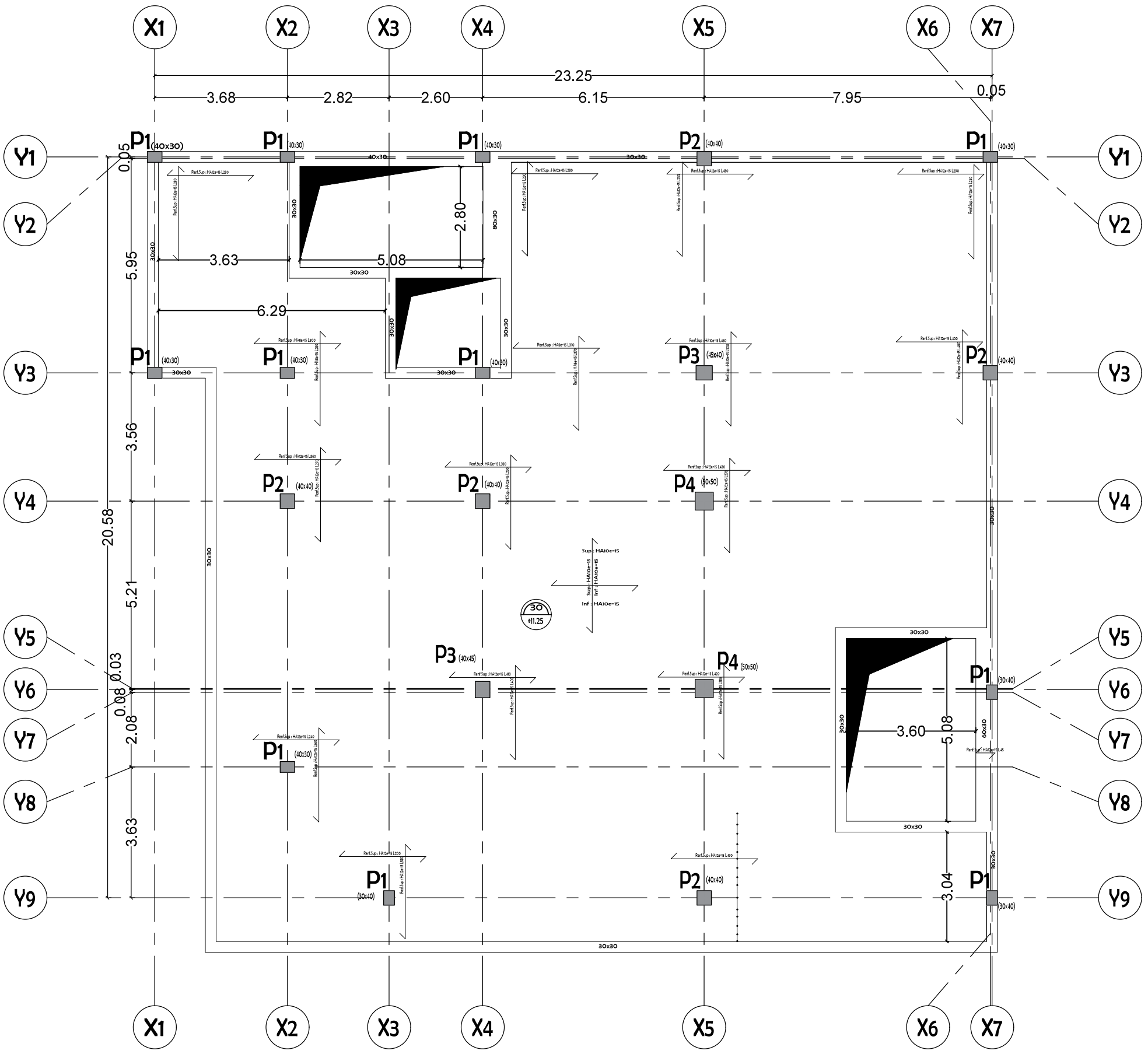

X1
X2
X3
X4
X5
X6
X7
Y1
Y2
Y3
Y4
Y5
Y6
Y7
Y8
Y9
23.25
3.68
2.82
2.60
6.15
7.95
0.05
20.58
0.05
5.95
3.56
5.21
0.03
0.08
2.08
3.63
3.63
5.08
0.79
13.20
1.88
0.30
5.46
11.22
3.49
0.30
3.60
0.61
1.31
0.30
P1 (40x30)
P1 (40x30)
P1 (40x30)
P2 (40x40)
P1 (40x30)
P1 (40x30)
P1 (40x30)
P1 (40x30)
P2 (40x40)
P3 (45x40)
P2 (40x40)
P2 (40x40)
P2 (40x40)
P4 (50x50)
P3 (40x45)
P4 (50x50)
P1 (40x30)
P1 (40x30)
P1 (30x40)
P1 (30x40)
P1 (30x40)
30x30
40x30
30x30
80x30
60x30
40x30
30x30
30x30
30

PH-MEZZA
Fondation
Béton: B30
Aciers dans les planchers: Fe E500
Échelle: 1:50



Plan de coffrage PH-Mezzanine

PH-R+1
Fondation
Béton: B30
Aciers dans les planchers: Fe E500
Échelle: 1:50



Plan de coffrage PH-R+1

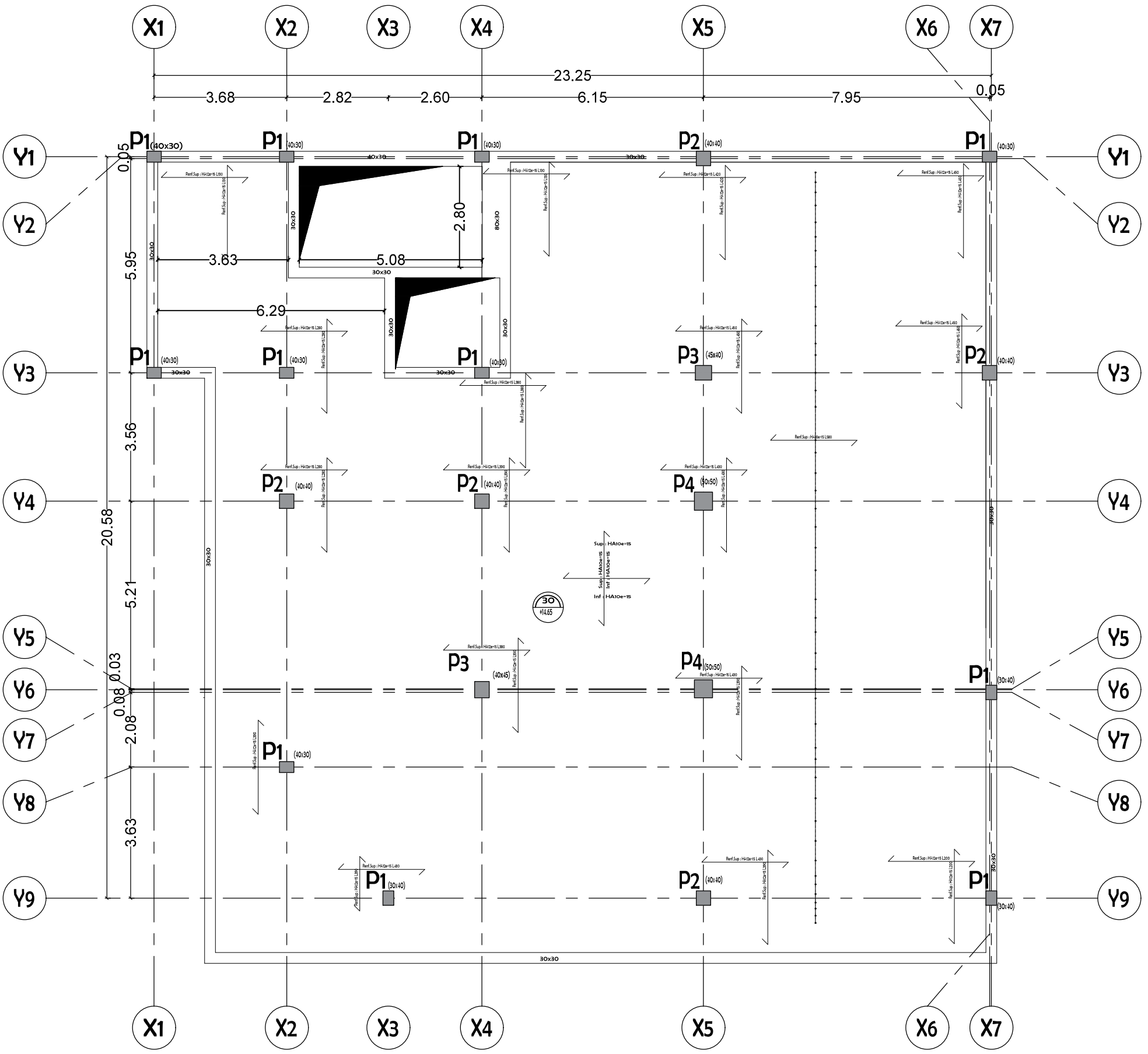
PH-R+2

Plan de ferraillage fondation

Béton: B30

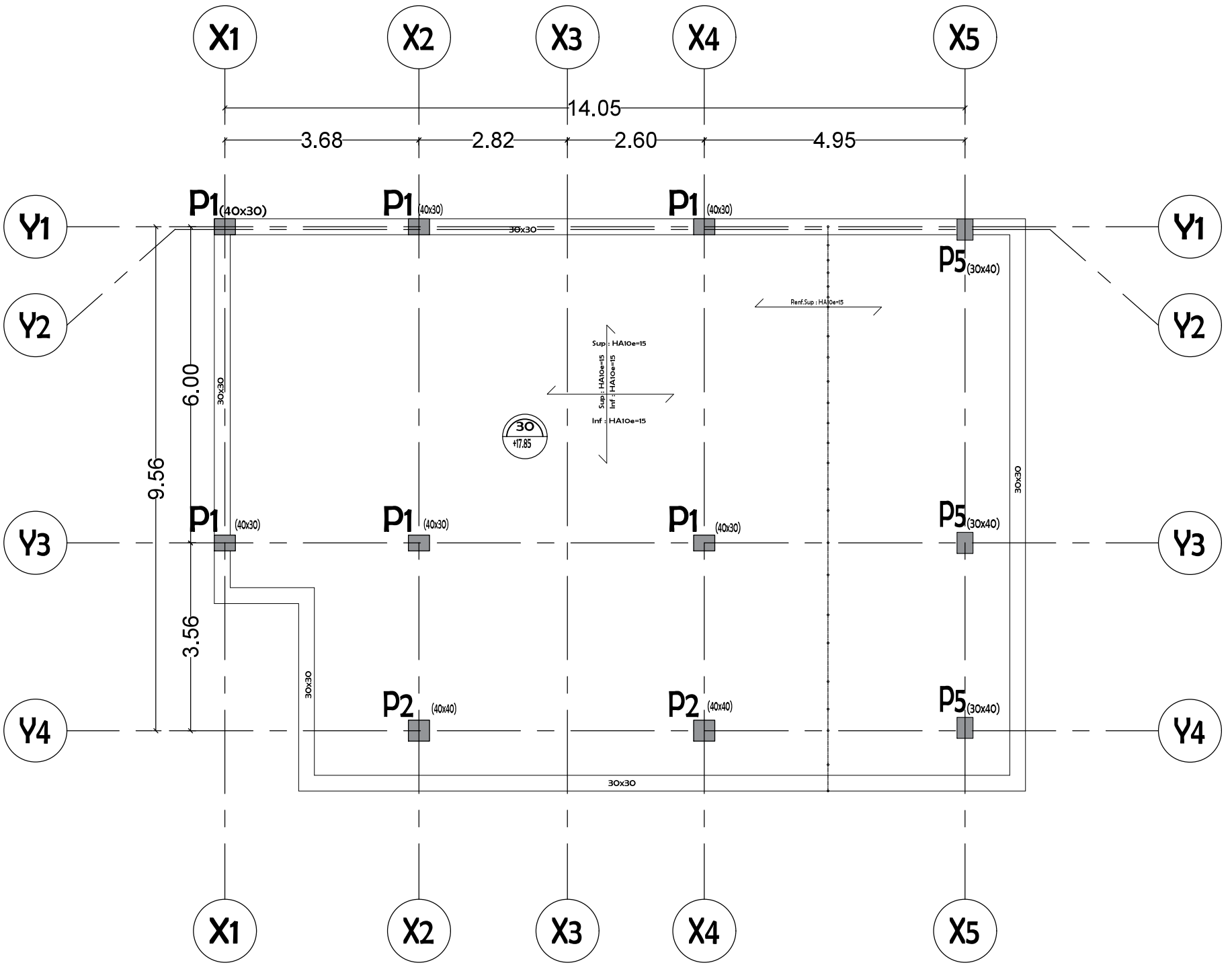
Fe E500

Échelle: 1:50



Plan de coffrage PH-R+2

PH-R+3
Fondation
Béton: B30
Aciers dans les planchers: Fe E500
Échelle: 1:50



Plan de coffrage PH-R+3

Annexe 3 : Résultats des sondages géotechniques

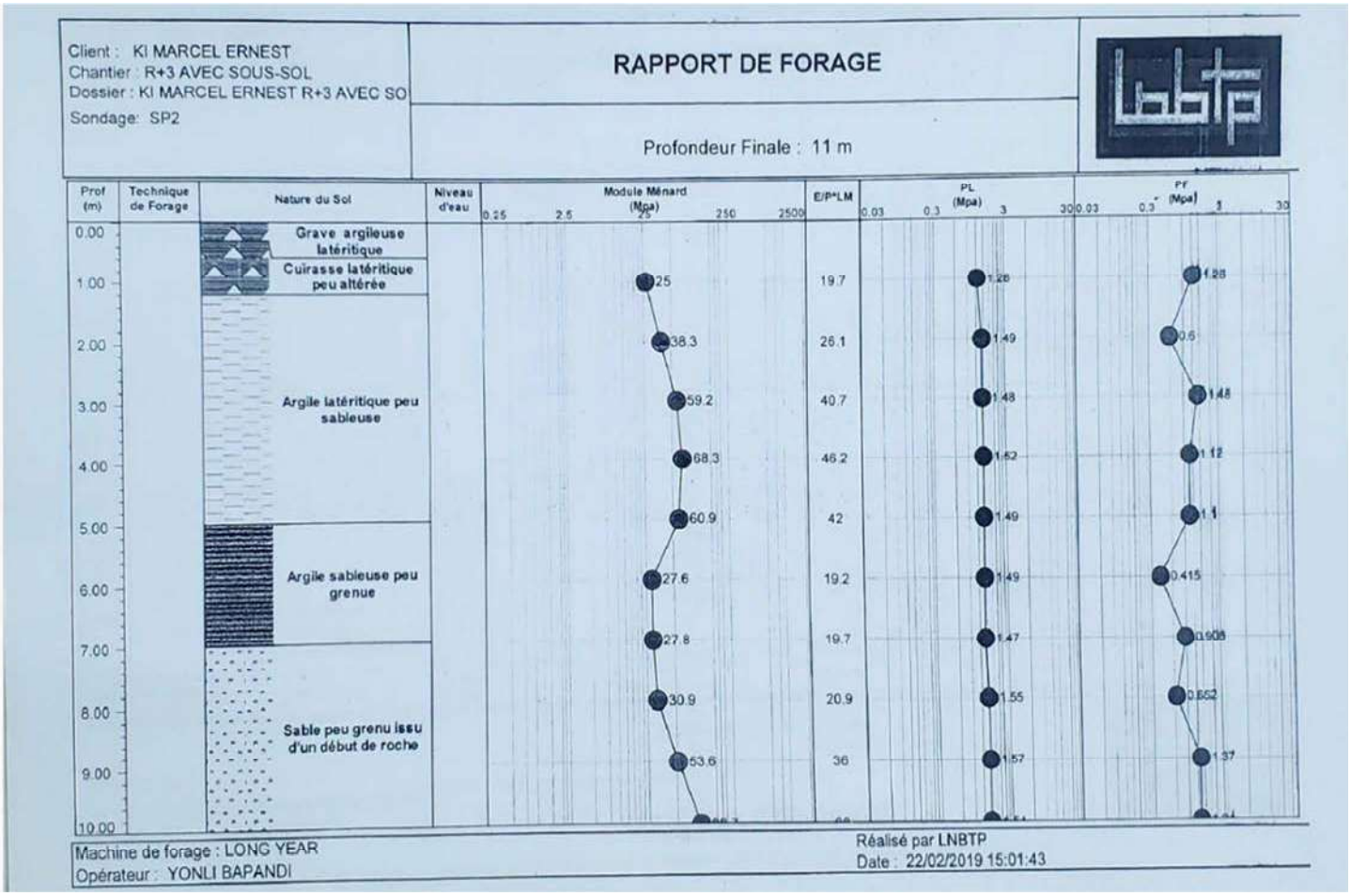
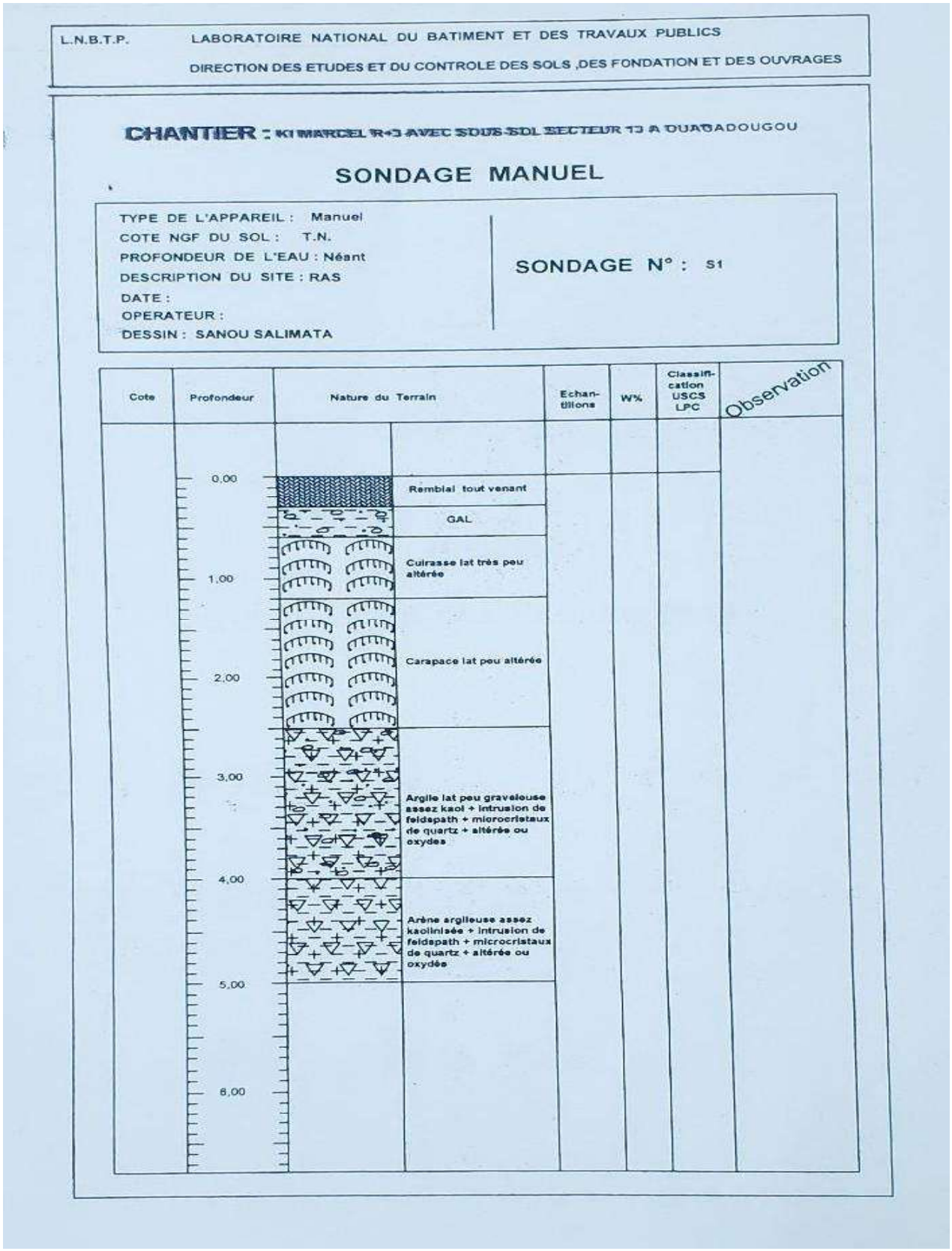


Figure 18 : Résultats des essais pressiométriques



L.N.B.T.P. LABORATOIRE NATIONAL DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

DIRECTION DES ETUDES ET DU CONTROLE DES SOLS ,DES FONDATION ET DES OUVRAGES

CHANTIER : KI MARCEL R+3 AVEC SOUS-SOL SECTEUR 13 A OUAGADOUGOU

SONDAGE MANUEL

TYPE DE L'APPAREIL : Manuel
COTE NGF DU SOL : T.N.
PROFONDEUR DE L'EAU : Néant
DESCRIPTION DU SITE : RAS
DATE :
OPERATEUR :
DESSIN : SANOU SALIMATA

SONDAGE N° : S1

Cote	Profondeur	Nature du Terrain	Echantillons	W%	Classification USCS LPC	Observation
	0,00	Remblai tout venant				
		GAL				
	1,00	Cuirasse lat très peu altérée				
	2,00	Carapace lat peu altérée				
	3,00	Argile lat peu gravelouse assez kaol + intrusion de feldspath + microcristaux de quartz + altérée ou oxydes				
	4,00	Arène argileuse assez kaolinisée + intrusion de feldspath + microcristaux de quartz + altérée ou oxydée				
	5,00					
	6,00					

Figure 19 : Résultats de sondage manuel

Annexe 4 : Tableaux de calcul

$$q_a \leq q_o + \frac{K}{F} * (P_l - P_0)$$

Tableau 14 : 1-Détails de calcul de la contrainte admissible en fonction de la profondeur

Profondeur Z (m)	qo (MPa)	F	K	Pl (Mpa)	Po (Mpa)	qa (Mpa)
3,00	0,0708	3	0,8	2,610	0,0354	0,76
3,10	0,0708	3	0,8	2,494	0,0354	0,73
3,20	0,0708	3	0,8	2,378	0,0354	0,70
3,30	0,0708	3	0,8	2,262	0,0354	0,66
3,40	0,0708	3	0,8	2,146	0,0354	0,63
3,50	0,0708	3	0,8	2,030	0,0354	0,60
3,60	0,0708	3	0,8	1,914	0,0354	0,57
3,70	0,0708	3	0,8	1,798	0,0354	0,54
3,80	0,0708	3	0,8	1,682	0,0354	0,51
3,90	0,0708	3	0,8	1,566	0,0354	0,48
4,00	0,0708	3	0,8	1,450	0,0354	0,45
4,10	0,0708	3	0,8	1,386	0,0354	0,43
4,20	0,0708	3	0,8	1,323	0,0354	0,41
4,30	0,0708	3	0,8	1,259	0,0354	0,40
4,40	0,0708	3	0,8	1,195	0,0354	0,38
4,50	0,0708	3	0,8	1,132	0,0354	0,36
4,60	0,0708	3	0,8	1,068	0,0354	0,35
4,70	0,0708	3	0,8	1,004	0,0354	0,33
4,80	0,0708	3	0,8	0,940	0,0354	0,31
4,90	0,0708	3	0,8	0,877	0,0354	0,30
5,00	0,0708	3	0,8	0,813	0,0354	0,28
5,10	0,0708	3	0,8	0,800	0,0354	0,27
5,20	0,0708	3	0,8	0,786	0,0354	0,27
5,30	0,0708	3	0,8	0,773	0,0354	0,27
5,40	0,0708	3	0,8	0,759	0,0354	0,26
5,50	0,0708	3	0,8	0,746	0,0354	0,26
5,60	0,0708	3	0,8	0,732	0,0354	0,26
5,70	0,0708	3	0,8	0,719	0,0354	0,25
5,80	0,0708	3	0,8	0,705	0,0354	0,25
5,90	0,0708	3	0,8	0,692	0,0354	0,25
6,00	0,0708	3	0,8	0,678	0,0354	0,24
6,10	0,0708	3	0,8	0,680	0,0354	0,24
6,20	0,0708	3	0,8	0,681	0,0354	0,24
6,30	0,0708	3	0,8	0,683	0,0354	0,24
6,40	0,0708	3	0,8	0,684	0,0354	0,24

$$S_c = \frac{\alpha}{9 * E_c} * q_0 * \lambda_c * B \text{ et } S_d = \frac{2}{9 * E_d} * q_0 * B_0 * (\lambda_d * \frac{B}{B_0})^{\alpha}$$

Tableau 15 : 2-Détails de calcul de tassement à différentes profondeurs

Profondeur Z (m)	a	E (MPa)	E (MPa)	qo (MPa)	Lamda c	Lamda d	B (cm)	Bo (cm)	Sc (cm)	Sd(cm)	S
3,00	0,67	50,7	38,407	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,24046	0,2865	0,52698
3,10	0,67	48,17	37,546	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,25309	0,2931	0,54619
3,20	0,67	45,64	36,630	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,26712	0,3004	0,56754
3,30	0,67	43,11	35,654	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,28279	0,3086	0,59144
3,40	0,67	40,58	34,614	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,30042	0,3179	0,61835
3,50	0,67	38,05	33,500	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,32040	0,3285	0,64889
3,60	0,67	35,52	32,306	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,34322	0,3406	0,68385
3,70	0,67	32,99	31,023	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,36954	0,3547	0,72426
3,80	0,67	30,46	29,640	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,40024	0,3713	0,77151
3,90	0,67	27,93	28,145	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,43649	0,3910	0,82749
4,00	0,67	25,4	26,937	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,47997	0,4085	0,88849
4,10	0,67	23,95	25,967	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,50903	0,4238	0,93282
4,20	0,67	22,5	24,948	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,54183	0,4411	0,98293
4,30	0,67	21,05	23,876	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,57915	0,4609	1,04005
4,40	0,67	19,6	22,748	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,62200	0,4838	1,10576
4,50	0,67	18,15	21,558	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,67169	0,5105	1,18215
4,60	0,67	16,7	20,302	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,73001	0,5420	1,27206
4,70	0,67	15,25	18,973	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,79942	0,5800	1,37943
4,80	0,67	13,8	17,565	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,88342	0,6265	1,50992
4,90	0,67	12,35	16,070	0,0708	1,11	1,14	2093	60	0,98714	0,6848	1,67191
5,00	0,67	10,9	0,000	0,0708	1,11	1,14	2093	60	1,11846	#DIV/0!	#DIV/0!

Tableau : 3-Vérification au soulèvement de l'ouvrage

Profondeur Z (m)	Peau (kN/m3)	heau (m)	Sradier (m^2)	Pstruc (kN)	Pradier (kN)	Premblai (kN)	Fs (kN)	Ps (kN)	Stabilité
3,00	10	7,00	447,902	31730	3359,265	779,94	31 353,14	35 089,27	VRAI
3,10	10	6,90	447,902	31730	3359,265	779,94	30 905,24	35 089,27	VRAI
3,20	10	6,80	447,902	31730	3359,265	779,94	30 457,34	35 089,27	VRAI
3,30	10	6,70	447,902	31730	3359,265	779,94	30 009,43	35 089,27	VRAI
3,40	10	6,60	447,902	31730	3359,265	779,94	29 561,53	35 089,27	VRAI
3,50	10	6,50	447,902	31730	3359,265	779,94	29 113,63	35 089,27	VRAI
3,60	10	6,40	447,902	31730	3359,265	779,94	28 665,73	35 089,27	VRAI
3,70	10	6,30	447,902	31730	3359,265	779,94	28 217,83	35 089,27	VRAI
3,80	10	6,20	447,902	31730	3359,265	779,94	27 769,92	35 089,27	VRAI
3,90	10	6,10	447,902	31730	3359,265	779,94	27 322,02	35 089,27	VRAI
4,00	10	6,00	447,902	31730	3359,265	779,94	26 874,12	35 089,27	VRAI
4,10	10	5,90	447,902	31730	3359,265	779,94	26 426,22	35 089,27	VRAI
4,20	10	5,80	447,902	31730	3359,265	779,94	25 978,32	35 089,27	VRAI
4,30	10	5,70	447,902	31730	3359,265	779,94	25 530,41	35 089,27	VRAI
4,40	10	5,60	447,902	31730	3359,265	779,94	25 082,51	35 089,27	VRAI
4,50	10	5,50	447,902	31730	3359,265	779,94	24 634,61	35 089,27	VRAI
4,60	10	5,40	447,902	31730	3359,265	779,94	24 186,71	35 089,27	VRAI
4,70	10	5,30	447,902	31730	3359,265	779,94	23 738,81	35 089,27	VRAI
4,80	10	5,20	447,902	31730	3359,265	779,94	23 290,90	35 089,27	VRAI
4,90	10	5,10	447,902	31730	3359,265	779,94	22 843,00	35 089,27	VRAI
5,00	10	5,00	447,902	31730	3359,265	779,94	22 395,10	35 089,27	VRAI

Tableau : Devis quantitatif de la structure

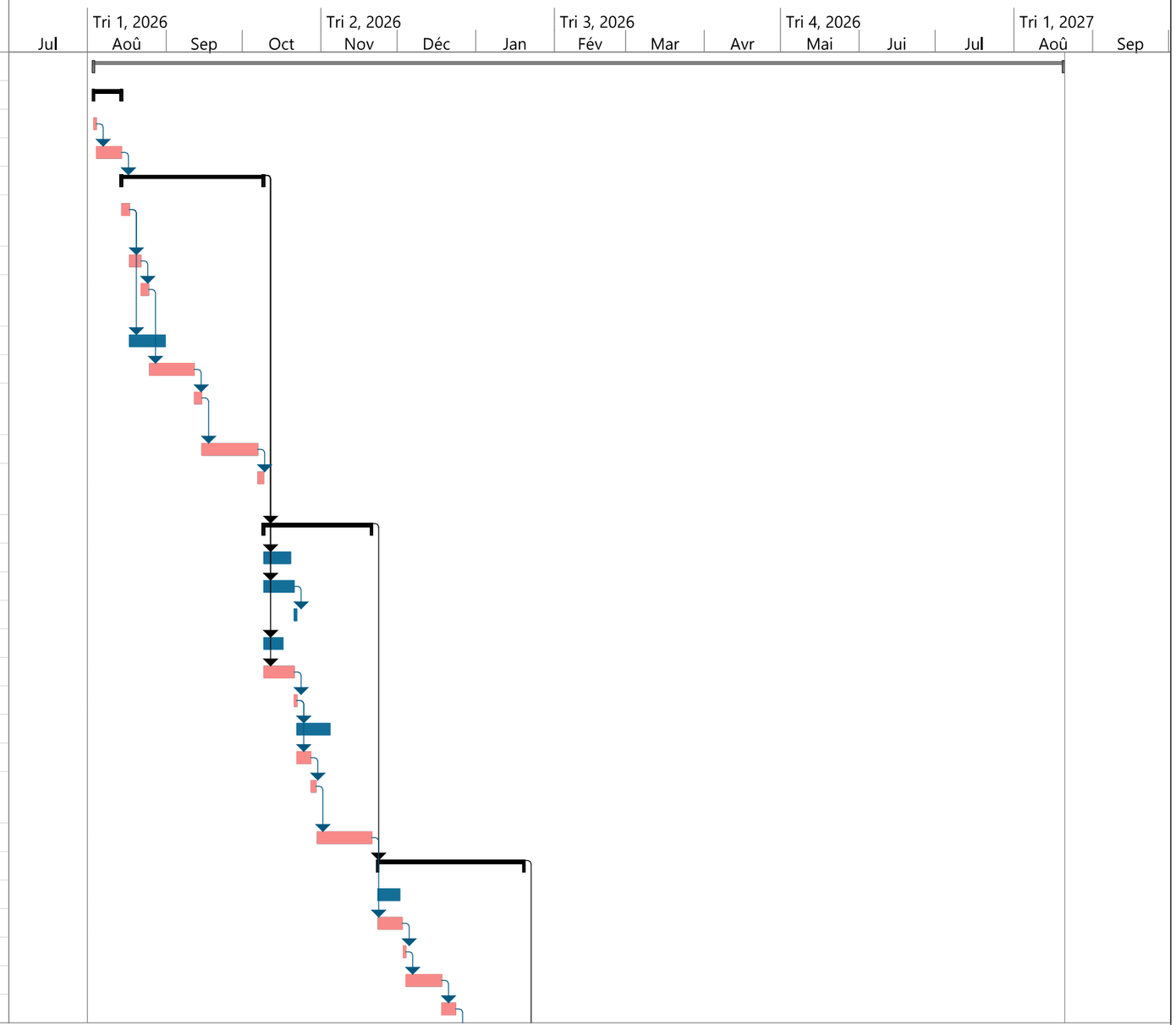
N°	Désignation	Unité	Quantité	P. Unitaire	P. Total
I-TRAVAUX PREPARATOIRES					
I.1	Décapage et nivelage du terrain	m²	536,56	1750	938 984
I.2	Excavation de terres	m3	2199,90	750	1 649 928
Sous total I					**2 588 912**
II-TRAVAUX DE FONDATION					
II.1	**Béton de propreté de 5 cm dosé à 150 kg/m3**	**m3**	**26,83**	**65 000**	**1 743 827**
II.2	**Béton hydrofugé dosé à 400 kg/m3 pour radier d'épaisseur 30 cm**	**m3**	**160,97**	**175 000**	**28 169 505**
II.2.1	Armatures de HA20 pour radier	kg	1438,4	-	-
II.2.2	Armatures de HA16 pour radier	kg	3074	-	-
II.2.3	Armatures de HA14 pour radier	kg	190,9	-	-
II.3	**Béton hydrofugé dosé à 400 kg/m3 pour nervures de radier**	**m3**	**115,26**	**175 000**	**20 171 025**
II.3.1	Armatures de HA20 pour nervures de radier	kg	10379,93	-	
II.3.2	Armatures de HA16 pour nervures de radier	kg	48,2	-	-
II.3.3	Armatures de HA14 pour nervures de radier	kg	53,39	-	-
II.3.4	Armatures de HA12 pour nervures de radier	kg	226,34	-	-
II.3.5	Armatures de HA10 pour nervures de radier	kg	7969,05	-	-
II.3.6	Armatures de HA8 pour nervures de radier	kg	4787,26	-	-
II.3.7	Armatures de HA6 pour nervures de radier	kg	6,2	-	-
II.3.8	Coffrage de nervures de radier	m²	516,096	-	-
II.4	**Rembai d'apport pour vides cavitaires du radier**	**m3**	**647,01**	**3 500**	**2 264 534**
Sous total II					**52 348 890**
III-TRAVAUX DE SOUS-SOL					
III.1	**Béton dosé à 400 kg/m3 pour poteaux**	**m3**	**14,70**	**160 000**	**2 351 440**
III.1.1	Armature de HA16 pour poteaux	kg	783,2	-	-
III.1.2	Armature de HA14 pour poteaux	kg	1463,7	-	-
III.1.3	Armature de HA12 pour poteaux	kg	249,7	-	-
III.1.4	Armature de HA10 pour poteaux	kg	429	-	-
III.1.6	Armature de HA6 pour poteaux	kg	741,9	-	-
III.1.7	Coffrage de poteaux	m²	161,98	-	-

III.2	**Béton dosé à 400 kg/m3 pour voiles d'épaisseur 20 cm**	**m3**	**195,98**	**175 000**	**34 296 955**
III.2.1	Armature de HA16 pour voiles	kg	7201,1	-	-
III.2.3	Armature de HA12 pour voiles	kg	3679,1	-	-
III.2.4	Armature de HA10 pour voiles	kg	4139,4	-	-
III.2.5	Armature de HA8 pour voiles	kg	3716,3	-	-
III.2.6	Coffrage des voiles	m²	1482,06	-	-
III.3	**Béton armé dosé à 400 kg/m3 pour dalle de planchers PH-Sous-sol d'épaisseur 30 cm**	**m3**	**323,61**	**160 000**	**51 777 984**
III.3.2	Armature de HA14 pour dalle	m	106,2	-	-
III.3.3	Armature de HA12 pour dalle	m	462,8	-	-
III.3.4	Armature de HA10 pour dalle	m	397,1	-	-
III.3.5	Armature de HA8 pour dalle	m	1574,1	-	-
III.3.7	Coffrage de la dalle de plancher	m²	1672,83	-	-
Sous total III					**88 426 379**
IV-TRAVAUX DE RDC					
VI.1	**Béton dosé à 400 kg/m3 pour poteaux**	**m3**	**12,92**	**160 000**	**2 067 200**
VI.1.3	Armature de HA12 pour poteaux	kg	140,8	-	-
VI.1.4	Armature de HA10 pour poteaux	kg	549,7	-	-
VI.1.5	Armature de HA8 pour poteaux	kg	0	-	-
VI.1.6	Armature de HA6 pour poteaux	kg	430,32	-	-
VI.1.7	Coffrage de poteaux	m²	142,4	-	-
VI.2	**Béton armé dosé à 400 kg/m3 pour dalle de planchers d'épaisseur 30 cm**	**m3**	**324,57**	**160 000**	**51 930 608**
VI.2.2	Armature de HA14 pour dalle	kg	212,7	-	-
VI.2.3	Armature de HA12 pour dalle	kg	1791,4	-	-
VI.2.4	Armature de HA10 pour dalle	kg	498,2	-	-
VI.2.5	Armature de HA8 pour dalle	kg	557,6	-	-
VI.2.6	Armature de HA6 pour dalle	kg	0	-	-
VI.2.7	Coffrage de la dalle de plancher	m²	1746,17	-	-
Sous total IV					**53 997 808**
V-TRAVAUX DE MEZZANINE					
V.1	**Béton dosé à 400 kg/m3 pour poteaux**	**m3**	**10,98**	**160 000**	**1 757 120**
V.1.3	Armature de HA12 pour poteaux	kg	137,7	-	-
V.1.4	Armature de HA10 pour poteaux	kg	504,7	-	-
V.1.6	Armature de HA6 pour poteaux	kg	385,9	-	-
V.1.7	Coffrage de poteaux	m²	121,04	-	-
V.2	**Béton dosé à 400 kg/m3 pour dalle de planchers d'épaisseur 30 cm**	**m3**	**359,78**	**160 000**	**57 564 195**
V.2.2	Armature de HA14 pour dalle	kg	66,5	-	-

V.2.3	Armature de HA12 pour dalle	kg	758,5	-	-
V.2.4	Armature de HA10 pour dalle	kg	389,7	-	-
V.2.5	Armature de HA8 pour dalle	kg	577,3	-	-
V.2.7	Coffrage de la dalle de plancher	m²	1798,88	-	-
Sous total V					**59 321 315**
VI-TRAVAUX DE R+1					
VI.1	**Béton dosé à 400 kg/m3 pour poteaux**	**m3**	**10,98**	**160 000**	**1 757 120**
VI.1.3	Armature de HA12 pour poteaux	kg	137,7	-	-
VI.1.4	Armature de HA10 pour poteaux	kg	504,7	-	-
VI.1.6	Armature de HA6 pour poteaux	kg	385,9	-	-
VI.1.7	Coffrage de poteaux	m²	121,04	-	-
VI.2	**Béton dosé à 400 kg/m3 pour dalle de planchers d'épaisseur 30 cm**	**m3**	**367,516**	**160 000**	**58 802 560**
VI.2.2	Armature de HA14 pour dalle	kg	66,5	-	-
VI.2.3	Armature de HA12 pour dalle	kg	759	-	-
VI.2.4	Armature de HA10 pour dalle	kg	471,6	-	-
VI.2.5	Armature de HA8 pour dalle	kg	552,9	-	-
VI.2.7	Coffrage de la dalle de plancher	m²	1837,58	-	-
Sous total VI					**60 559 680**
VII-TRAVAUX DE R+2					
VII.1	**Béton dosé à 400 kg/m3 pour poteaux**	**m3**	**10,98**	**160 000**	**1 757 120**
VII.1.3	Armature de HA12 pour poteaux	kg	129,3	-	-
VII.1.4	Armature de HA10 pour poteaux	kg	455,5	-	-
VII.1.6	Armature de HA6 pour poteaux	kg	374,9	-	-
VII.1.7	Coffrage de poteaux	m²	121,04	-	-
VII.2	**Béton dosé à 400 kg/m3 pour dalle de planchers d'épaisseur 30 cm**	**m3**	**367,516**	**160 000**	**58 802 560**
VII.2.2	Armature de HA14 pour dalle	kg	132,9	-	-
VII.2.3	Armature de HA12 pour dalle	kg	1041,2	-	-
VII.2.4	Armature de HA10 pour dalle	kg	1355,4	-	-
VII.2.5	Armature de HA8 pour dalle	kg	592,4	-	-
VII.2.7	Coffrage de la dalle de plancher	m²	1837,58	-	-
Sous total VII					**60 559 680**
VIII-TRAVAUX DE R+3					
VIII.1	**Béton dosé à 400 kg/m3 pour poteaux**	**m3**	**3,712**	**160 000**	**593 920**
VIII.1.3	Armature de HA12 pour poteaux	kg	74,3	-	-
VIII.1.4	Armature de HA10 pour poteaux	kg	85,7	-	-
VIII.1.6	Armature de HA6 pour poteaux	kg	186	-	-
VIII.1.7	Coffrage de poteaux	m²	41,6	-	-
VIII.2	**Béton dosé à 400 kg/m3 pour dalle de planchers d'épaisseur 30 cm**	**m3**	**129,24**	**160 000**	**20 678 144**

VIII.2.2	Armature de HA14 pour dalle	kg	39,9	-	-
VIII.2.3	Armature de HA12 pour dalle	kg	32	-	-
VIII.2.4	Armature de HA10 pour dalle	kg	2395,3	-	-
VIII.2.5	Armature de HA8 pour dalle	kg	39,5	-	-
VIII.2.7	Coffrage de la dalle de plancher	m²	646,192	-	-
Sous total VIII					**21 272 064**
Total général					**346 725 838**

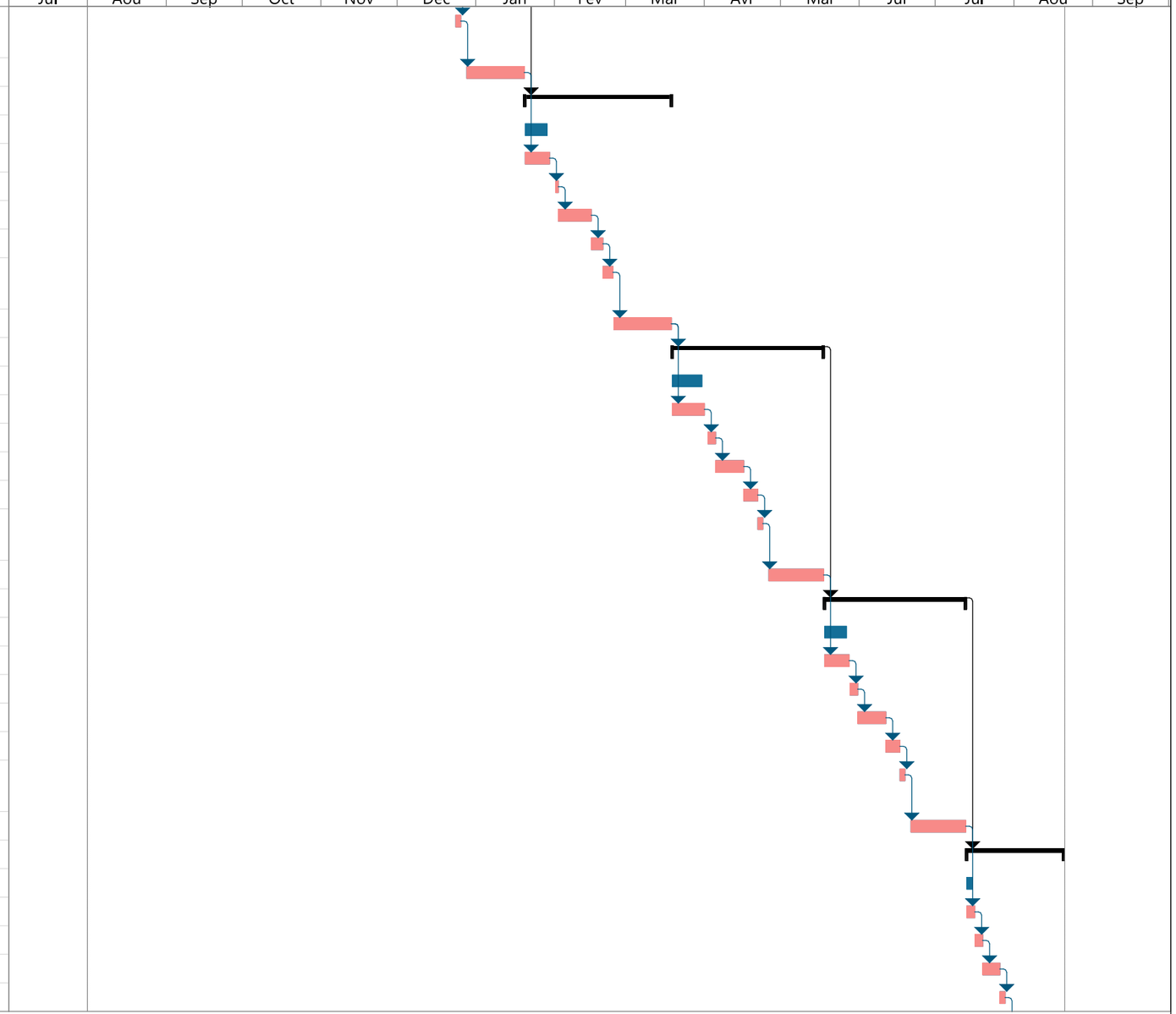
N°	Mode de Tâche	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin	Prédécesseurs	Marge totale
0		**Planning d'exécution des travaux**	**235 jour**	**Lun 03/08/2**	**Ven 20/08/2**		**0 jour?**
1		**1 Travaux préparatoires**	**8 jours**	**Lun 03/08/2**	**Ven 14/08/2**		**0 jour**
2		1.1 Décapage et nivellage du terr	1 jour	Lun 03/08/26	Mar 04/08/2		0 jour
3		1.2 Excavation de terres	7 jours	Mar 04/08/2	Ven 14/08/26	2	0 jour
4		**2 Travaux d'exécution de radier**	**35 jours**	**Ven 14/08/2**	**Ven 09/10/2**	**3**	**0 jour?**
5		2.1 Béton de propreté de 5 cm dosé à 150 kg/m3	1 jour?	Ven 14/08/26	Lun 17/08/26		0 jour?
6		2.2 Ferraillage du radier	4 jours	Lun 17/08/26	Ven 21/08/26	5	0 jour
7		2.3 Béton hydrofugé dosé à 400 kg/m3 pour radier d'épaisseur	1 jour	Ven 21/08/26	Lun 24/08/26	6	0 jour
8		2.4 Ferraillage de nervures de ra	9 jours	Lun 17/08/26	Lun 31/08/26	5	25 jours
9		2.5 Coffrage de nervures de radi	12 jours	Mar 25/08/2	Ven 11/09/26	7	0 jour
10		2.6 Béton hydrofugé dosé à 400 kg/m3 pour nervures de radier	1 jour	Ven 11/09/26	Lun 14/09/26	9	0 jour
11		2.7 Maturation du béton	14 jours	Lun 14/09/26	Mar 06/10/2	10	0 jour
12		2.8 Rembai d'apport pour vides cavitaires du radier	2 jours	Mar 06/10/26	Ven 09/10/26	11	0 jour
13		**3 Travaux d'exécution du Sous-sol**	**27 jours**	**Ven 09/10/2**	**Ven 20/11/2**	**4**	**0 jour**
14		3.1 Ferraillage de poteaux	6 jours	Ven 09/10/26	Lun 19/10/26	4	21 jours
15		3.2 Coffrage de poteaux	7 jours	Ven 09/10/26	Mer 21/10/2	4	19 jours
16		3.3 Béton dosé à 400 kg/m3 pou	1 jour	Mer 21/10/2	Jeu 22/10/26	15	19 jours
17		3.4 Ferraillage de voiles	5 jours	Ven 09/10/26	Ven 16/10/26	4	22 jours
18		3.5 Coffrage de voiles	7 jours	Ven 09/10/26	Mer 21/10/2	4	0 jour
19		3.6 Béton dosé à 400 kg/m3 pou	1 jour	Mer 21/10/2	Jeu 22/10/26	18	0 jour
20		3.7 Coffrage de dalle de plancher	8 jours	Jeu 22/10/26	Mer 04/11/2	19	11 jours
21		3.8 Ferraillage de dalle de planch	3 jours	Jeu 22/10/26	Mar 27/10/2	19	0 jour
22		3.9 Béton dosé à 400 kg/m3 pour dalle de plancher	2 jours	Mar 27/10/26	Jeu 29/10/26	21	0 jour
23		3.10 Maturation du béton	14 jours	Ven 30/10/26	Ven 20/11/26	22	0 jour
24		**4 Travaux d'exécution du RDC**	**35 jours**	**Lun 23/11/26**	**Mar 19/01/2**	**13**	**0 jour**
25		4.1 Ferraillage de poteaux	6 jours	Lun 23/11/26	Mar 01/12/2		29 jours
26		4.2 Coffrage de poteau	7 jours	Lun 23/11/26	Mer 02/12/2	23	0 jour
27		4.3 Béton dosé à 400 kg/m3 pou	1 jour	Jeu 03/12/26	Ven 04/12/26	26	0 jour
28		4.4 Coffrage de dalle de plancher	8 jours	Ven 04/12/26	Ven 18/12/26	27	0 jour
29		4.5 Ferraillage de dalle plancher	3 jours	Ven 18/12/26	Mer 23/12/2	28	0 jour



Projet : Planning d'exécution d
Date : Lun 15/06/26

Fractionnement critique	Récapitulatif inactif	Jalons externes	
Tâche	Tâche manuelle	Échéance	
Fractionnement	Durée uniquement	Retard	
Jalon	Report récapitulatif manuel	Chemin de la tâche récapitulative du successeur pil	
Récapitulative	Récapitulatif manuel	Progression manuelle	
Récapitulatif du projet	Début uniquement	Critique	
Tâche inactive	Fin uniquement		
Jalon inactif	Tâches externes		

N°	Mode de Tâche	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin	Prédécesseurs	Marge totale
30		4.6 Béton dosé à 400 kg/m3 pour dalle de plancher	2 jours	Mer 23/12/26	Ven 25/12/26	29	0 jour
31		4.7 Maturation du béton	14 jours	Lun 28/12/26	Mar 19/01/27	30	0 jour
32		**5 Travaux d'exécution de MEZZANINE**	**35 jours**	**Mer 20/01/27**	**Jeu 18/03/27**	**24**	**0 jour**
33		5.1 Ferraillage de poteaux	6 jours	Mer 20/01/27	Jeu 28/01/27		124 jours
34		5.2 Coffrage de poteau	7 jours	Mer 20/01/27	Ven 29/01/27	31	0 jour
35		5.3 Béton dosé à 400 kg/m3 pou	1 jour	Lun 01/02/27	Mar 02/02/27	34	0 jour
36		5.4 Coffrage de dalle de plancher	8 jours	Mar 02/02/27	Lun 15/02/27	35	0 jour
37		5.5 Ferraillage de dalle plancher	3 jours	Lun 15/02/27	Ven 19/02/27	36	0 jour
38		5.6 Béton dosé à 400 kg/m3 pour dalle de plancher	2 jours	Ven 19/02/27	Mar 23/02/27	37	0 jour
39		5.7 Maturation du béton	14 jours	Mer 24/02/27	Jeu 18/03/27	38	0 jour
40		**6 Travaux d'exécution du R+1**	**35 jours**	**Ven 19/03/27**	**Lun 17/05/27**	**39**	**0 jour**
41		6.1 Ferraillage de poteaux	6 jours	Ven 19/03/27	Mar 30/03/27		29 jours
42		6.2 Coffrage de poteau	7 jours	Ven 19/03/27	Mer 31/03/27	39	0 jour
43		6.3 Béton dosé à 400 kg/m3 pou	1 jour	Ven 02/04/27	Lun 05/04/27	42	0 jour
44		6.4 Coffrage de dalle de plancher	8 jours	Lun 05/04/27	Ven 16/04/27	43	0 jour
45		6.5 Ferraillage de dalle plancher	3 jours	Ven 16/04/27	Mer 21/04/27	44	0 jour
46		6.6 Béton dosé à 400 kg/m3 pour dalle de plancher	2 jours	Mer 21/04/27	Ven 23/04/27	45	0 jour
47		6.7 Maturation du béton	14 jours	Lun 26/04/27	Lun 17/05/27	46	0 jour
48		**7 Travaux d'exécution du R+2**	**35 jours**	**Mar 18/05/27**	**Lun 12/07/27**	**40**	**0 jour**
49		7.1 Ferraillage de poteaux	6 jours	Mar 18/05/27	Mer 26/05/27		29 jours
50		7.2 Coffrage de poteau	7 jours	Mar 18/05/27	Jeu 27/05/27	47	0 jour
51		7.3 Béton dosé à 400 kg/m3 pou	1 jour	Ven 28/05/27	Lun 31/05/27	50	0 jour
52		7.4 Coffrage de dalle de plancher	8 jours	Lun 31/05/27	Ven 11/06/27	51	0 jour
53		7.5 Ferraillage de dalle plancher	3 jours	Ven 11/06/27	Mer 16/06/27	52	0 jour
54		7.6 Béton dosé à 400 kg/m3 pour dalle de plancher	2 jours	Mer 16/06/27	Ven 18/06/27	53	0 jour
55		7.7 Maturation du béton	14 jours	Lun 21/06/27	Lun 12/07/27	54	0 jour
56		**8 Travaux d'exécution du R+3**	**25 jours**	**Mar 13/07/27**	**Ven 20/08/27**	**48**	**0 jour**
57		8.1 Ferraillage de poteaux	2 jours	Mar 13/07/27	Jeu 15/07/27		23 jours
58		8.2 Coffrage de poteau	3 jours	Mar 13/07/27	Ven 16/07/27	55	0 jour
59		8.3 Béton dosé à 400 kg/m3 pou	1 jour	Ven 16/07/27	Lun 19/07/27	58	0 jour
60		8.4 Coffrage de dalle de plancher	4 jours	Lun 19/07/27	Lun 26/07/27	59	0 jour
61		8.5 Ferraillage de dalle plancher	2 jours	Lun 26/07/27	Mer 28/07/27	60	0 jour



Projet : Planning d'exécution d
Date : Lun 15/06/26

Fractionnement critique	Récapitulatif inactif	Jalons externes	
Tâche	Tâche manuelle	Échéance	
Fractionnement	Durée uniquement	Retard	
Jalon	Report récapitulatif manuel	Chemin de la tâche récapitulative du successeur pil	
Récapitulative	Récapitulatif manuel	Progression manuelle	
Récapitulatif du projet	Début uniquement	Critique	
Tâche inactive	Fin uniquement		
Jalon inactif	Tâches externes		

N°		Mode de Tâche	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin	Prédécesseurs	Marge totale
62			8.6 Béton dosé à 400 kg/m3 pour dalle de plancher	1 jour	Mer 28/07/27	Jeu 29/07/27	61	0 jour
63			8.7 Maturation du béton	14 jours	Jeu 29/07/27	Ven 20/08/27	62	0 jour



Projet : Planning d'exécution d
Date : Lun 15/06/26

Fractionnement critique		Récapitulatif inactif		Jalons externes	
Tâche		Tâche manuelle		Échéance	
Fractionnement		Durée uniquement		Retard	
Jalon		Report récapitulatif manuel		Chemin de la tâche récapitulative du successeur pil	
Récapitulative		Récapitulatif manuel		Progression manuelle	
Récapitulatif du projet		Début uniquement		Critique	
Tâche inactive		Fin uniquement			
Jalon inactif		Tâches externes			

Annexe 5 : Études de pathologies de l'ouvrage

La pathologie d'un ouvrage est définie comme la science qui étudie les désordres, les dégradations et les dysfonctionnements d'un ouvrage durant sa durée de vie. Cette étude est en analogie avec la médecine humaine qui cherche d'abord à identifier les symptômes, ensuite à diagnostiquer les causes, à évaluer les risques et enfin prescrire des remèdes pour réparer ou pour renforcer les dysfonctionnements identifiés. Ces étapes d'analyse sont définies concrètement par :

- Une manifestation des pathologies en signes visibles ou mesurables qui indiquent le dysfonctionnement de l'ouvrage. Elles s'identifient à des défauts esthétiques (efflorescence, écaillement des peintures…), des altérations de la matière (corrosion des armatures…), et des déformations structurelles.
- Une étiologie qui s'intéresse aux causes des pathologies et se dissocie en causes intrinsèques (erreurs de conception, défaut de mise en œuvre, choix de matériaux inadaptés), et causes extrinsèques (agressions environnementales, chocs, incendies…), aussi l'évolution des sols (variations de la nappe phréatique ou les phénomènes de retrait-gonflement des argiles sous les fondations).
- Un diagnostic qui s'appuie sur des examens visuels, des essais non destructifs ou des prélèvements pour définir si les désordres peuvent être qualifiés de passifs ou actifs.
- Un pronostic qui évalue « l'état de santé future » de l'ouvrage en s'assurant de la sécurité des usagers et la durabilité de la structure. Dans notre étude, nous nous intéresserons au pronostic de l'ouvrage car notre projet est encore en phase d'étude.
- Une thérapeutique qui propose des solutions techniques allant d'un simple traitement de surface à un rechemisage de la structure.

Dans la suite de notre travail, nous allons directement à la phase de pronostic du fait que notre ouvrage est encore en phase d'étude donc nous ne pouvons que prévoir les pathologies auxquelles il sera exposé.

1. Identification des pathologies potentielles de l'ouvrage

Le pronostic de l'ouvrage consiste à identifier les dysfonctionnements futurs auxquels sera exposé l'ouvrage pendant sa durée de vie. Il a pour but d'anticiper sur les dysfonctionnements en prenant les dispositions nécessaires pour les éviter. Ces dispositions sont dites constructives et sont prises en compte pendant la mise en œuvre de l'ouvrage. Dans cet ordre d'idée, les pathologies probables varient entre :

Pathologies d'origine géotechnique et hydrologique

❖ ***Tassements différentiels des fondations***

Quand la terre est mal excavée et que le pompage n'est pas bien maîtrisé, cela peut entrainer un rabattement de la nappe phréatique qui se manifeste par l'assèchement et la consolidation du sol argileux. Tout ceci peut entrainer l'affaissement de certaines parties de la fondation parfois en quelques jours.

❖ ***Soulèvement hydraulique***

Pendant les travaux de construction du sous-sol où toutes les charges ne sont pas appliquées, l'ouvrage peut subir des poussées hydriques vers le haut selon le principe d'Archimède sous l'effet des fluctuations de la nappe phréatique. C'est le point le plus critique pour notre bâtiment du fait de la présence de la nappe phréatique à -2,5 m avec le risque que la pression hydrostatique soit supérieure au poids du sous-sol pendant sa construction.

❖ ***Variations saisonnières du niveau de la nappe***

En fonction que la nappe soit dynamique ou pas, il peut subvenir des variations du niveau des eaux souterraines en fonction des saisons (hausse pendant la saison pluvieuse et baisse pendant celle sèche) entrainant une alternance de tassements et de soulèvements. Cette variation provoque des dégâts dans les murs manifestés par des fissures appelées fractures ou lézards.

Pathologies structurelles des éléments porteurs

❖ ***Fissuration du radier***

Les dalles en béton armé présentent souvent des fissures qui proviennent de plusieurs facteurs : la fluctuation du niveau de la nappe phréatique, l'absence de désolidarisation du support, le passage de gaines de réservation dans la dalle de radier qui réduit son l'épaisseur, les sols argileux pour lesquels les variations d'eau constituent un facteur déclenchant.

❖ ***Fissurations structurelles de la superstructure***

Un sol argileux subit parfois le phénomène de retrait et de gonflement et peut induire des tassements différentiels qui se manifestent par des désordres (fissures) touchant la structure : fissurations verticales, souvent horizontales ou obliques, qui recoupent systématiquement les points faibles que sont les ouvertures situées dans les murs, cloisons et plafonds.

❖ ***Instabilité des parois de voiles***

Quand les eaux ne sont pas bien drainées autour des voiles et le cuvelage mal mis en œuvre, cela peut provoquer la montée de la nappe et l'accroissement important de la poussée hydrostatique qui induit des dommages énormes pour l'ouvrage.

Pathologies d'étanchéité et d'humidité

❖ ***Infiltrations et venues d'eau***

Les déformations, les fissures et les infiltrations d'eau sont les principales manifestations des désordres observables en superstructure tandis qu'en sous-sol, ce sont les infiltrations d'eau et l'humidité.

❖ ***Défaillance du cuvelage***

Une défaillance de cuvelage provoque le colmatage des drains et la fissuration de la paroi. Il convient alors de coupler le drain avec un revêtement extérieur des parois d'imperméabilisation ou d'étanchéité.

Pathologies chimiques du béton armé

❖ ***Corrosion des armatures***

Le contact permanent entre l'eau souterraine et le béton d'enrobage accélère la carbonatation et s'en suit alors l'épaufrure qui est une corrosion provoquant un gonflement interne qui fait éclater le béton.

❖ ***Attaques sulfatiques***

La rencontre entre le gypse dissout (sulfate de calcium) entrainé par le ruissellement et le C3A du ciment au niveau des fondations conduit à la formation de sel de Candlot ou ettringite qui s'accompagne d'un fort taux de gonflement et fait éclater le béton.

❖ ***Lixiviation du béton***

L'état dynamique de la nappe accélère la lixiviation du béton qui résulte de la dissolution de la chaux libre (Ca (OH)2) dans l'eau douce réduisant progressivement la résistance mécanique du béton.

Pathologies liées à la conception et à l'exécution

❖ ***Défauts de conception***

En général, une pathologie résulte d'un enchaînement de facteurs et non d'une cause unique et sont catégorisés en défauts de conception, vices des matériaux, défauts d'exécution et liés à l'usage.

❖ ***Qualité du béton en milieu humide***

L'excès d'eau dans le béton entraine une chute de résistance, un retrait excessif, un ressuage du béton frais qui conduit à sa fissuration. Ce problème est récurrent pour la plupart des bétons coulés avec de la bétonnière où l'eau de gâchage est mal maîtrisée.

Après avoir défini et classer ces pathologies qui sont susceptibles d'attaquer notre ouvrage, nous mettons à nue les causes probables qui peuvent conduire à la manifestation de ses pathologies.

2. Causes probables de la manifestation de ces pathologies

Dans la partie précédente de notre document nous avons fait un pronostic des pathologies probables pouvant affecter notre ouvrage. Dans cette partie, nous allons faire ressortir les causes qui peuvent occasionner la manifestation de ces pathologies avec des justifications techniques. Pour cela nous irons dans le même ordre d'énumération des pathologies :

Causes d'origine géotechnique et hydrologique

❖ ***Tassements différentiels des fondations***

La nature des sols argileux est la base de tout tassement différentiel dû à leur forte sensibilité aux variations de la teneur en eau : ils se gonflent en présence d'eau et se rétractent au séchage. Sous les fondations, ceci entraine des déformations volumiques non uniformes du fait de la non-uniformité des charges. L'état hydrique du sol est continuellement modifié suite à la présence de la nappe phréatique et surtout dans un contexte de fluctuation saisonnière dans un pays tropical. En plus de cela, un pompage mal maîtrisé lors des travaux d'excavation peut entrainer un rabattement de la nappe induisant la consolidation rapide et inégale des couches argileuses sous-jacentes.

❖ ***Soulèvement hydraulique***

La pression exercée par la nappe phréatique sur le radier est la cause principale du soulèvement hydraulique. Dans notre contexte où la nappe est localisée à -2,5 m, la pression qu'elle exerce peut-être supérieure à celle de l'ouvrage en phase de construction. Le soulèvement survient de ce déséquilibre entre poussée d'Archimède et poids de l'ouvrage

et est aggravé par les remontées capillaires dans les sols argileux qui maintiennent le degré de saturation élevé même en l'absence d'eau.

❖ ***Variations saisonnières du niveau de nappe***

Le contexte saisonnier de la ville de Ouagadougou en particulier est marqué par une fluctuation du niveau de la nappe phréatique. La nappe monte pendant la saison pluvieuse et fait gonfler les couches argileuses pour donner suite à leur saturation et s'abaisse en saison sèche entrainant une diminution du volume des sols argileux. Cette alternance répétée d'humidification et de dessiccation sollicite les fondations et les murs en soulèvement et tassement et l'accumulation de la fatigue se manifeste par des fissures de grandes ouvertures.

Causes des pathologies structurelles

❖ ***Fissuration du radier***

Plusieurs facteurs sont à l'origine de la fissuration du radier. En première position nous avons la variation de volume des couches de sol argileux qui génère des contraintes de flexion non uniformes dans la dalle. Deuxièmement le passage de réservations et de gaines dans le radier constitue des zones faibles par la faible épaisseur de la dalle et les contraintes sont élevées à ce niveau, donc exposées aux fissures. La raideur de la structure ne favorise pas la désolidarisation entre le radier et les voiles, ce qui empêche la libre déformation des éléments sous l'effet des variations thermiques et hygrométriques. En fin, le séchage prématuré du béton frais par excès d'eau entraine des microfissures importantes sur la dalle de radier.

❖ ***Fissurations structurelles de la superstructure***

L'origine des fissurations de superstructure vient des tassements différentiels qui distribue les efforts parasites aux éléments de structure. La variation du volume des sols argileux est le facteur déclenchant des fissures qui proviennent de la concentration des contraintes et des déplacements verticaux entre appui de murs.

❖ ***Instabilité des parois de voiles***

L'absence ou l'insuffisance de drains autour des voiles est la cause principale de l'instabilité des voiles. En effet, si l'évacuation des eaux autour des voiles est mal maîtrisée, il peut subvenir une montée des eaux aux périphériques dont les forces s'associent à celle de la

terre de remblai pour solliciter les parois des voiles par des efforts de renversement. Lorsque le cuvelage est mal mis en œuvre, des voies d'infiltration peuvent être laissées pour saturer progressivement le remblai.

Causes des pathologies d'étanchéité et d'humidité

❖ ***Infiltrations et venues d'eau***

La présence permanente de la nappe phréatique à faible profondeur maintient la pression hydrostatique sur les parois de voiles et le radier, les défauts d'exécution du système d'étanchéité et la fissuration du béton laissent des voies que peut emprunter l'eau.

❖ ***Défaillance du cuvelage***

Le vieillissement des matériaux d'imperméabilisation, la fissuration des parois en béton armé sous l'effet des mouvements du sol et le colmatage des drains peuvent provoquer la défaillance de cuvelage. En saison sèche, les membranes d'étanchéité peuvent être fragilisées par les amplitudes thermiques et cela provoque une fatigue thermomécanique.

Causes des pathologies chimiques du béton

❖ ***Corrosion des armatures***

La corrosion des armatures dans notre cas survient lorsque la couche protectrice des aciers est progressivement détruite par carbonatation, phénomène résultant de la réaction entre le ciment le et le CO2 qui réduit le pH du béton jusqu'à dépassiver l'acier. Le contact permanent de la nappe phréatique joue un rôle crucial dans ce processus de dépassivassion en accélérant la pénétration du CO2 si l'enrobage n'est pas assez suffisant.

❖ ***Attaques sulfatiques***

La dissolution du gypse dans l'eau souterraine produisant des sulfates dans le sol est à l'origine des attaques sulfatiques. Les sulfates ainsi produits réagissent avec le C3A du ciment pour former des ettringites secondaires et cette réaction provoque une augmentation de volume et génère des contraintes internes de traction supérieures à celles du béton. Ceci provoque l'éclatement du béton et s'amplifie en présence de sol argileux chargé de sulfates.

❖ ***Lixiviation du béton***

La lixiviation est causée par la dissolution de la portlandite au contact de l'eau douce et est plus active quand la nappe phréatique est active et que le béton présente une forte porosité.

La résistance mécanique du béton est alors réduite du fait de la diminution progressive du pH.

Causes liées à la conception et à l'exécution

❖ ***Défauts de conception***

Les pathologies identifiées ont toutes leur origine depuis la conception de l'ouvrage à travers le choix des matériaux non adaptés à l'environnement humide et agressif du site, des erreurs de dimensionnement du radier en ne tenant pas compte de la poussée hydrostatique, la non prise ne compte des contraintes géotechniques et le comportement saisonnier de la nappe phréatique.

❖ ***Malfaçons d'exécution***

Les malfaçons d'exécution sont une cause des causes directes et souvent déterminantes dans l'apparition des pathologies. Ces malfaçons peuvent venir des fouilles mal exécutées, de la mise en œuvre de cuvelage défectueux, d'insuffisance de compactage.

❖ ***Qualité du béton en milieu humide***

La mauvaise qualité du béton mis en œuvre sur les chantiers est la cause transversale qui aggrave les pathologies et affecte la durée de vie d'un ouvrage. La qualité du béton est principalement liée à la porosité accessible à l'eau à travers le rapport fort E/C et un béton de mauvaise qualité ouvre la voie aux agents agresseurs qui l'attaquent et réduit sa durée de vie.

Faces à ces pathologies qui peuvent causer d'énormes dégâts à notre ouvrage, il est important de chercher à les éviter dès la conception de l'ouvrage. Pour cela nous proposons des solutions constructives pour minimiser au maximum les dysfonctionnements qui peuvent résulter de ces pathologies.

3. Solutions préventives des pathologies susceptibles de s'attaquer à l'ouvrage

Dans cette partie nous proposons des solutions préventives pour anticiper certains dysfonctionnements de l'ouvrage.

Solutions aux pathologies d'origine géotechnique et hydrologique

❖ ***Contre les tassements différentiels des fondations***

La première tâche à effectuer pour empêcher les tassements différentiels c'est la réalisation des études géotechniques approfondies prenant en compte toutes les contraintes environnementales et géotechniques du site avant tout travaux sur le chantier. A travers ces études, il sera dégagé les caractéristiques des couches argileuses, leur indice de plasticité, leur sensibilité au retrait-gonflement, et la variation de leurs caractéristiques mécaniques en présence et à l'absence d'eau. En se basant sur ces informations, le dimensionnement de la fondation doit être suffisant pour éviter tout tassement et proposer les bonnes épaisseurs de semelles ou de radier.

En phase travaux, le rabattement de la nappe doit se faire progressivement et bien contrôlé avec l'utilisation de pompe adaptée pour éviter la consolidation précoce des argiles.

❖ ***Contre le soulèvement hydraulique***

La solution la mieux adaptée à cette pathologie est la vérification au soulèvement de la construction sous l'effet de la poussée d'Archimède dès la phase de construction. Il s'agira de vérifier que le poids propre du bâtiment reste toujours supérieur à celui de l'eau. Si toute fois cette condition n'est pas vérifiée, on pourra :

- Augmenter le poids du radier par son épaisseur ou par lest de bâtiment ;
- Placer des ancrages anti-soulèvement par ancrage de tirant traversant les couches pour s'ancrer en profondeur dans les couches résistantes ;
- Maintenir la pompe de rabattement pendant toute la phase de construction jusqu'à équilibre entre charges de l'ouvrage et poussée d'Archimède.

❖ ***Contre les variations saisonnières de la nappe***

Un système de drainage périphérique comme nous l'avons proposé plus haut dans notre document permet de s'affranchir des variations cycliques saisonnières. Il s'agira de placer des tubes PVC perforés en pied de fondation sur du gravier enveloppé dans un géotextile anti-colmatant et le tout sera raccordé à un puit de stockage. Cette eau pourra être traitée et utilisée pour les besoins en eau du bâtiment et cela permettra de maintenir le niveau de la nappe sous le radier.

Solutions aux pathologies structurelles

❖ ***Contre la fissuration du radier***

Pour assurer la redistribution des charges différentielles provenant du sol, le radier doit être conçu et dimensionné comme un radier général nervuré qui sera suffisamment rigide. Son

épaisseur doit être supérieure à 25 cm et son ferraillage en double nappe pour éviter les fissures dues au retrait.

Ensuite, les gaines de réservations doivent être minimisées au maximum pour éviter de réduire l'épaisseur de la dalle de radier, et une attention doit être accordée à la cure du béton dès la mise en œuvre avec des bâches humides ou produits de cure adéquats.

❖ ***Contre les fissurations structurelles de la superstructure***

Dimensionner correctement la fondation permet d'éviter les fissures structurelles de la superstructure.

❖ ***Contre l'instabilité des parois de soutènement***

La disposition d'un drain à la périphérie des voiles est obligatoire pour évacuer l'eau autour du bâtiment et laisser les voiles en contact du remblai seul.

Ensuite, le dimensionnement des voiles devra intégrer le cas de charge le plus défavorable c'est-à-dire prendre en compte les poussées des terres et de l'eau même si le drainage empêche l'accumulation d'eau à grande hauteur.

Solutions aux pathologies d'étanchéité et d'humidité

❖ ***Contre les infiltrations d'eau***

Les solutions contre l'infiltration des eaux reposent sur deux stratégies :

D'abord l'étanchéité extérieure qui va constituer la barrière principale doit être réalisée avec imperméabilisation par des couches de membranes bitumineuses armées et adaptés au contexte. Une couche de béton de protection sera appliquée pour protéger l'étanchéité des chocs et perforations.

Le second niveau d'étanchéité est interne et constitue le cuvelage qui est une barrière de sécurité et sera réalisé par application de cuvelage de mortier hydrofuge sur les faces intérieures des voiles et du radier.

❖ ***Contre la défaillance de cuvelage***

Il sera primordial de choisir des matériaux d'étanchéité adaptés à l'environnement, respecter les délais et conditions de mise en œuvre préconisés par le fabriquant pour garantir la durabilité des systèmes d'étanchéité. Après mise en œuvre, il faut prévoir un plan de maintenance périodique des dispositifs d'étanchéité, de drainage et de puits de relevage puis remplacer les dispositifs défectueux.

Solutions aux pathologies chimiques du béton

❖ ***Contre la corrosion des armatures***

Pour lutter contre la corrosion des armatures, nous pouvons d'abord augmenter l'enrobage du béton des éléments enterrés jusqu'à 5 cm, ensuite utiliser un béton de qualité qui maintient une porosité accessible à l'eau faible avec l'utilisation d'adjuvent.

❖ ***Contre les attaques sulfatiques***

Pour empêcher les attaques chimiques, il est nécessaire d'utiliser un ciment résistant aux sulfates avec une teneur en C3A inférieure à 5%, ce qui réduit les chances de réaction pour la formation de l'ettringite. On obtient un béton compact et peu perméable qui empêche les infiltrations des agents agresseurs.

❖ ***Contre la lixiviation***

En réduisant l'eau de gâchage dans le béton, en utilisant des matériaux de granulométrie bien continue et en vibrant bien le béton lors de sa mise en œuvre, on contribue à lutter contre la lixiviation.

Solutions aux pathologies de conception et d'exécution

❖ ***Amélioration de la conception***

Construire robuste est la première ligne défensive contre les pathologies sur un ouvrage et implique une connaissance approfondie dans les études géotechniques, environnementales et structurales. Ces spécialistes doivent fournir des documents complets prenant en compte tourtes les contraintes naturelles, architecturales et environnementales notamment la présence de la nappe phréatique.

❖ ***Contrôle rigoureux de l'exécution***

Pour la réalisation de structure de qualité, il faut miser plus sur le contrôle de l'exécution de tous les travaux et de la réception des matériaux de construction sur le chantier. Ce contrôle doit être confié à un organe extérieur à l'entreprise et au maître d'œuvre qui doit accomplir sa mission sans avoir de conflit d'intérêt.

❖ ***Formulation et mise en œuvre du béton en milieu humide***

Pour des éléments en béton en contact permanent avec l'eau, la formulation du béton doit soigneusement étudiée pour respecter les conditions de mise en œuvre comme le rapport E/C faible, l'utilisation d'adjuvent, un béton à forte résistance et en définissant clairement les méthodes et amplitudes de vibration.

I.4. Solution en cas non-respect de la méthodologie de construction

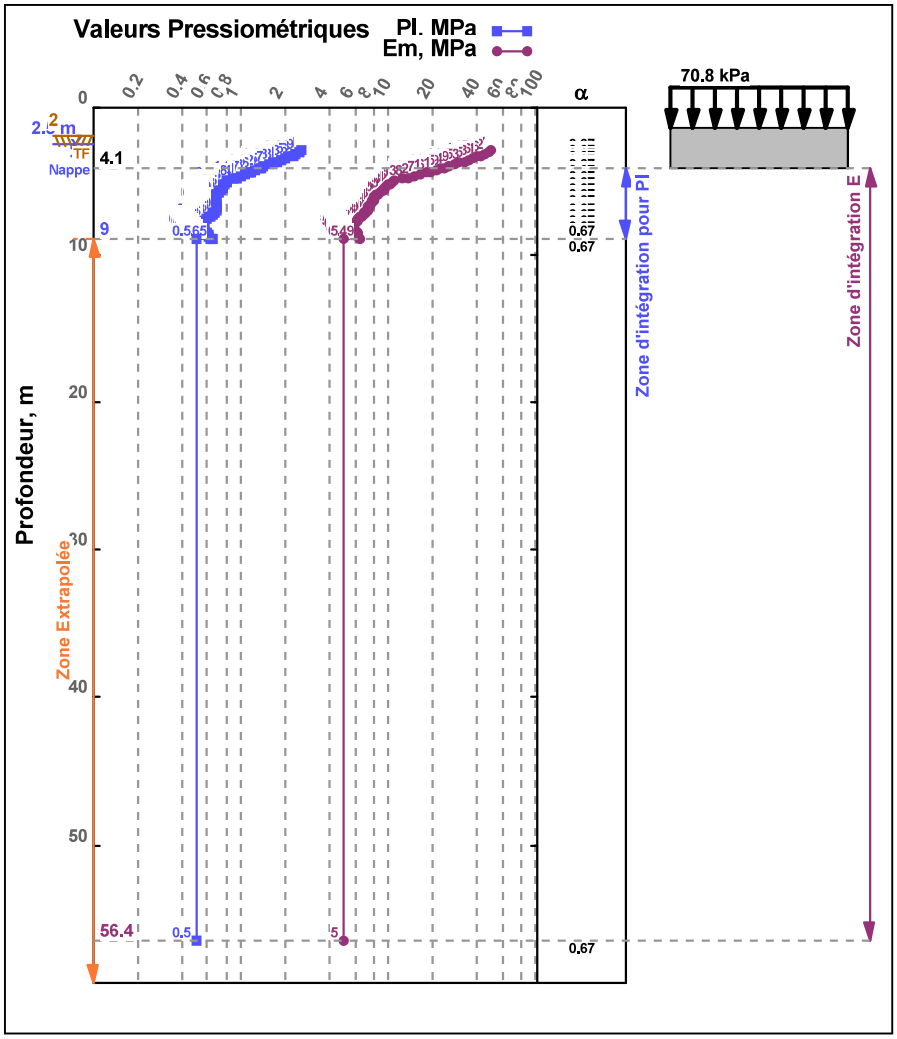
Nous sommes conscients des difficultés de respect des normes dans nos construction surtout quand il n'y a pas un contrôle rigoureux. De ce fait, nous proposons des solutions curatives dès la phase d'étude de notre ouvrage nous permettant de prendre les dispositions nécessaires pour limiter les dégâts aux quels nous serons confrontés en cas de non-respect des règles de construction. Cependant, toute intervention curative doit être précédée d'un diagnostic précis réalisé par un ingénieur spécialisé, afin d'identifier l'étendue exacte des désordres, leurs causes actives et les risques structurels associés avant toute décision de réparation. Ces solutions sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 16 : Récapitulatif des solutions curatives de pathologies

N°	Pathologie	Urgence immédiate	Court terme	Long terme
1	Tassement différentiel	Arrêt des charges, surveillance	Injection de sol	Suivi topographique annuel
2	Soulèvement hydraulique	Pompage d'urgence, lest provisoire	Tirants d'ancrage, drainage sous-radier	Suivi piézométrique permanent
3	Fissuration du radier	Caractérisation, bouchage provisoire	Injection époxy ou joint souple	Dalle de compression
4	Fissures façades/cloisons	Étaiement si nécessaire	Injection époxy, rejointoiement	Stabilisation fondations et réparation
5	Instabilité des éléments de soutènement	Évacuation, butons provisoires	Barbacanes, drain géotextile	Doublage intérieur béton armé
6	Infiltration d'eau	Injection résine polyuréthane expansive	Cuvelage cristallisant intérieur	Réfection étanchéité extérieure
7	Défaillance cuvelage	—	Piquage et reprise localisée	Réfection complète et drain intérieur

8	Corrosion des armatures	Piquage, décapage, passivant	Mortier de réparation structurel	Revêtement anti-carbonatation
9	Attaque sulfatique	—	Dérasement et mortier	Réfection imperméabilisation
10	Lixiviation	—	Dérasement et mortier	Traitement silicate et imperméabilisation
11	Malfaçons	—	Démolition/reconstruction éléments non conformes	Contrôle extérieur systématique

Annexe 6 : Note de calcul de la fondation sur GéoFond



Fondation : Semelle rectangulaire
Largeur : 20.93 m, Longueur : 21.4 m
Aire : 448 m²
Encastrement : 2.1 m
Base de la fondation : 4.1 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :
Argiles et limons A, craies A

Poids des terres au-dessus de la fondation :
après travaux = 18 kN/m³
avant travaux = 18 kN/m³

Contrainte verticale finale q'0 : 21.8 kPa (calculée)
Contrainte verticale initiale σ'v0 : 57.8 kPa (calculée)

α = 0.67 (fixé)

Profondeur de la nappe: 2.5 m/TN

Fichier : Etude de fondation

GEOFOND© V1.4.6 du 18/09/2025 développé par GEOS
site web : http://www.geos.fr e-mail : logiciels@geos.fr
GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares
92500 Rueil-Malmaison
Tél : + 33 (0)1 49 04 68 10

Données :

N°	Etat-limite	q' (kPa)	δ (°)	V_d(kN)	H_d(kN)
1	ELS	70.8	0	3.171e+00	

Capacité portante suivant le DTU 13.12 :

N°	q_{min}(kPa)	q_{max}(kPa)	q_{ref}(kPa)	k_p	p_{le}(MPa)	i_δ	B_c(m)	q_u(kPa)	C.P. (kPa)
1	70.8	70.8	70.8	0.845	0.683	1	20.9	599	200 vérifié

Tassements suivant le DTU 13.12 :

N°	q_{ref}(kPa)	E_c(MPa)	E_d(MPa)	λ_c	λ_d	S_c(cm)	S_d(cm)	S_f(cm)
1	70.8	6.08	5.34	1.1	1.13	0.367	0.381	0.748