



Thème : «Etudes techniques détaillées d'un bâtiment R+6 avec sous-sol à usage de bureaux à Niamey au Niger»

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU  
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT  
OPTION : Génie-Civil/Bâtiment

---

Présenté et soutenu publiquement le 23/07/2015 Par :

**HISSEIN HAMID Diar**

**Travaux dirigés par : Dr Adamah Messan**  
Enseignant Chercheur à 2ie

**M. Ouattara Abdel-Aziz**  
Ingénieur de conception à SATA Afrique

Jury d'évaluation du stage :

**Président : Dr MESSAN Adamah**

**Membres et correcteurs : M. SIMAL Amadou**

**M. Decroly DJOUBISSIE D.**

Promotion [2014/2015]

## DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents, ma mère Djekhé **Hayar Kembé** et **Hamid Diar Djongoss**, ainsi qu'à mes frères et à mes amis.

Enfin, ma reconnaissance va à l'endroit de tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin dans l'accomplissement de cet œuvre.

## REMERCIEMENTS

Je rends grâce à Dieu pour m'avoir donné la force et le courage de venir à bout de ce travail.

Je tiens à témoigner ma profonde gratitude à mon Directeur de mémoire **Dr Adamah Messan** pour son assistance, sa passion de la recherche, sa disponibilité et ses précieux conseils qui ont énormément contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Mes sincères remerciements vont également à l'endroit de mon Maitre de stage **Monsieur Abdel-Aziz Ouattara**, j'aimerais vous exprimer toute ma gratitude pour vos appuis et l'encadrement Malgré vos multiples occupations.

Et aux personnels de SATA-Afrique responsable et agent confondus qui, avec un accueil fraternel et un sens de responsabilité sans faille se sont montrés disponibles durant toute la période du déroulement de mon mémoire par leur aide et leurs conseils.

Je remercie chaleureusement ma famille ainsi que mes amis pour leurs précieux soutiens et pour leurs générosités. Je témoigne toute mon affection.

Je remercie tout le corps professoral et administratif, les monsieurs et dames qui m'ont enseigné pendant toute ma formation à l'institut international de l'ingénierie de l'eau et l'environnement (2iE).

## RESUME

Le projet porte sur les études techniques détaillées d'un bâtiment R+6 avec sous-sol à usage de bureau au quartier Terminus à Niamey (Niger).

Pour mener à bien nos études, nous avons procédé à l'analyse des plans architecturaux mis à notre disposition et ensuite au dimensionnement proprement dit. Dans la partie dimensionnement les aspects qui ont été abordés sont entre autre :

La structure porteuse du bâtiment ; le réseau d'éclairage et de climatisation du bâtiment ; l'assainissement ; la sécurité incendie ; le devis estimatif et quantitatif et l'impact environnemental du projet.

Le dimensionnement des éléments structuraux a été effectué sur la base des formules du BAEL manuellement puis sur Logiciel aux fins d'une comparaison entre les méthodes.

Par la suite, nous avons effectué une étude comparative avec les résultats qui ont été obtenus par l'entreprise et nous avons remarqué que nos résultats sont en accord.

Pour le fonctionnement des différents équipements terminaux, il a été calculé une puissance totale de **468,6KVA** qui permettra de souscrire à un abonnement à la société de l'électricité en place et procéder à l'achat d'un groupe électrogène pour l'éclairage de remplacement.

La phase avant mètre détaillée et devis estimatif ont permis de calculer les quantités globales des matériaux et matériels (d'exécution et d'équipement). Le montant total toute taxe comprise de cet ouvrage est de **un milliards trois cent quarante-cinq million cinquante-un mille FRANCS (1 345 051 000 F CFA)**.

### **ABSTRAT**

The project is about the detailed of technical studies of a building R+6 with an underground to serve as an office business in Terminus at Niamey in Niger.

To succeed in our studies, we have proceeded by analyzing the architectural plans that were in our disposition and then we move to the proportion itself. In the part of proportion, the aspects that were mainly concerned were the supporting structure of the building; the light system and the air-conditioning of the building; the purification; the fire security; the estimate quantitative budget and the environmental impact of the project. The proportion of structural elements has been made based on formula of the BAEL manually then using the software in order to make a comparison between methods.

For the working of the different final equipment, the total result of the required power was about 468,6WVA which will allow to sign to a subscription to a given electricity company and buy an electric machine as a replacement. The phase before the estimative plans permitted to calculate the global quantities of tools and materials. The money required by the project is one billion three hundred forty five million fifty one thousand (1 345 051 000 CFA).

## LITE DES ABREVIATIONS

**2iE** : Institut International de l'Ingénierie de l'eau et de l'environnement

**BA** : Béton armé

**BAEL** : béton armé à l'état limite

**DTU** : Documents techniques unifiés

**ELU** : Etat limite ultime

**ELS** : Etat limite de service

**G** : Charge permanent

**LNBTP** : Laboratoire National du Bâtiment et des travaux publics

**NF** : Norme française

**P1** : Poteau intermédiaire

**P2** : Poteau de rive

**Q** : Charge d'exploitation

**R-1** : Sous-sol

**RDC** : Rez de Chaussée

**R+1** : Étage niveau 1

**R+2** : Étage niveau 2

**R+3** : Étage niveau 3

**R+4** : Étage niveau 4

**R+5** : Étage niveau 5

**R+6** : Étage niveau 6

**TTC** : Tout taxe compris

**TVA** : Taxe à valeur ajoutée

**VIH/SIDA** : Virus de l'immunodéficience humaine/syndromes immunodéficients acquis

## Table des matières

DEDICACE .....	I
REMERCIEMENTS .....	II
RESUME .....	III
ABSTRAT.....	IV
LITE DES ABREVIATIONS.....	V
Liste des tableaux .....	IX
Liste des figures .....	X
INTRODUCTION GENERALE.....	1
I-Description du projet.....	2
II-Présentation de l'entreprise d'accueil.....	2
III-Objectifs du travail .....	3
IV-Hypothèses de calcul.....	3
CHAPITRE I : DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE A CORPS CREUX.....	6
1.1-Détermination de l'épaisseur de la dalle.....	6
1.2-Ferraillage de la dalle de compression .....	6
1.3-Dimensionnement de la poutrelle.....	6
CHAPITRE II : DIMENSIONNEMENT DES POUTRES .....	11
2.3.1-Prédimensionnement des sections des poutres (voir le plan de poutraison annexe N°3) ...	11
2.3-2 Méthode de calcul .....	11
2.3-3 Les calculs des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants : .....	12
2.4-1 Calcul des armatures sur les appuis .....	14
2.4-2 Calcul des armatures longitudinales à la travée.....	16
2.5- Dimensionnement de la poutre le plus chargée Pt25 .....	19
2.5-1 Calcul des sollicitations.....	19
CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX .....	27
3.1-Dimensionnement des poteaux intermédiaires.....	27
3.1-1 Descente des charges sur le poteau intermédiaire .....	27
3.1-2 Prédimensionnement .....	28
3.1-3 Détermination des armatures longitudinales.....	28
3.2-dimensionnemnt des poteaux de rive.....	30
3.2-1 descentes des charges sur le poteau de rive.....	30

VI

3.2-3 Détermination des armatures longitudinales.....	31
CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE RADIER .....	33
4.1- Dimensionnement .....	33
4.1.1 Détermination de l'épaisseur du radier.....	33
4.2-Cacul des sollicitations.....	34
4.2-1 Calcul de sections des armatures .....	34
Chapitre V : dimensionnement du voile .....	36
5.1- Hypothèses des calculs.....	36
5.2-determination de moment et les charges de compression .....	36
5.3-determination des armatures .....	37
5.4 Vérification des contraintes.....	38
CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS.....	40
6.1-Predimensionnement des escaliers.....	40
6.1-1 Escaliers principaux .....	40
6.2-dimensionnemnt des escaliers .....	40
6.2-1 Détermination des charges.....	40
6.2-2 Calcul des armatures .....	42
CHIPTRE I : ECLAIRAGE.....	45
CHAPITRE II : ASSAINISSEMENT .....	47
2.1dimensionnement du réseau des eaux usées .....	47
CHAPITRE III : PROTECTION ET SECURITE INCENDIE.....	50
3.1 Prévention.....	50
3.1.1 Électricité .....	50
3.1.2 Les risques spéciaux.....	50
3.2 La prévision .....	51
3.2.1 Les dégagements .....	51
3.2.2 Le désenfumage et la ventilation.....	51
3.2.3 Éclairage.....	51
3.2.4 Installation des alarmes – détection.....	51
3.2.5 Signalisation – affichage .....	51
3.2.6 Moyens de lutte contre l'incendie.....	52
CHAPITRE IV : ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL.....	53
4.1. Introduction .....	53



4.2. Impacts sur le milieu biophysique .....	53
4.2.1 Impact sur la qualité de l'air et du milieu sonore .....	53
4.2.2 Impact sur le sol .....	53
4.2.3 Impact sur la végétation .....	53
4.2.4 Impact sur l'eau .....	53
4.3. Impacts sur le milieu socioéconomique et culturel .....	54
4.3.1 Impact sur les activités commerciales .....	54
4.3.2 Impact sur la santé et la sécurité des populations et des travailleurs du chantier .....	54
4.3.3 Impact sur l'emploi et le revenu .....	54
CHAPITRE V : DEVIS ESTIMATIFS ET QUANTITATIFS .....	56
CONCLUSION GENERALE.....	58
BIBLIOGRAPHIE .....	59
ANNEXE 2 PLANS ARCHITECTURAUX .....	61
ANNEXE 3. PLAN DE COFFRAGE .....	64
ANNEXE.4 DETAILS DE CALCUL DE Pt 25.....	70
ANNEXE.5 DETAILS DE CALCUL DE PT 18 .....	77
ANNEXE.6 CALCUL DES ARMATURES DE POTEAUX .....	83
ANNEXE.7 Plan d'installation électricité .....	93
ANNEXE 8 .....	101
ANNEXE 9 : CADRE DE DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF .....	102

**Liste des tableaux**

Tableau 1: descente des charges sur la nervure .....	7
Tableau 2: Dimension des poutres .....	11
Tableau 3: descente des charges sur Pt18 .....	11
Tableau 4: calcul des moments .....	13
Tableau 5: calcul des efforts tranchants d'appui.....	14
Tableau 6: descente des charges sur la poutre 25 .....	19
Tableau 7: calcul des moments de Pt5 .....	20
Tableau 8: calcul des efforts tranchants d'appui.....	21
Tableau 9: descente des charges sur le P1 .....	27
Tableau 10: descente des charges sur le P2 .....	30
Tableau 11: Équipements électriques de l'immeuble.....	45
Tableau 12: Inventaire des équipements .....	47
Tableau 13: Calcul du diamètre des collecteurs d'eau usée.....	47
Tableau 14: choix de sections des gouttières .....	48
Tableau 15: récapitulatif de l'assainissement .....	49
Tableau 16: Les mesures d'atténuation.....	54
Tableau 17: Résumé de devis.....	57

**Liste des figures**

Figure 1: dalle à corps creux .....	6
Figure 2: coupe transversale d'une poutre en Té .....	6
Figure 3: ferrailage de la dalle .....	10
Figure 4: plan de ferrailage de Pt18 .....	18
Figure 5: plan de ferrailage de poutres le plus chargée .....	25
Figure 6: coupe longitudinale du poteau avec les planchers.....	27
Figure 7: coupe transversale de P1.....	29
Figure 8: coupe transversale de P2.....	32
Figure 9: plan de ferrailage du radier.....	35
Figure 10: Modélisation des charges sur le voile.....	36
Figure 11: plan de ferrailage du voile .....	39
Figure 12: modélisation de l'escalier .....	41
Figure 13: plan de ferrailage de l'escalier.....	43

## INTRODUCTION GENERALE

L'aboutissement d'un projet de construction d'un ouvrage de génie civil en générale est le fruit d'un long travail fait par une équipe pluridisciplinaire ayant des domaines de compétences assez variés. L'ingénieur en structure occupe une place de choix dans ce dispositif car ayant la lourde tâche d'analyser et de dimensionner les différents éléments porteurs de l'ouvrage pour assurer sa fonctionnalité, sa résistance mécanique pendant toute sa durée de vie sans autant causé de risque aux usagers et à moindre coût.

Pour qu'un immeuble soit stable, il faut d'une part, qu'il ait une structure adéquate et que cette structure à son tour transmette les charges au sol support par l'intermédiaire des fondations. Ceci afin de permettre à l'ouvrage de résister aux intempéries et aux charges qu'il reçoit. Ainsi pour effectuer les calculs il y'a certains paramètres techniques qui doivent être pris en compte tel que : l'étude géotechniques de sol support ; la prédestination de l'ouvrage ou des différentes pièces de l'ouvrage pour lesquelles le bâtiment sera conçu et en connaissant bien sûr les matériaux destinés à la réalisation de cet ouvrage .Par conséquent cela permettra d'éviter l'effondrement de l'immeuble. Comme exemple nous pouvons évoquer le cas de l'effondrement d'un immeuble à Lagos à l'origine de ce sinistre serait dû au rajout d'étages supplémentaires non pris en compte dans le dimensionnement des fondations.

C'est au vue de tout cela qu'il nous a été confié le projet «**études techniques détaillées d'un bâtiment R+6 avec sous-sol à usage de bureau à Niamey au Niger**»

L'étude s'effectuera sur la base des lois de la résistance des matériaux, de la réglementation existante du béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

Le but de cette présente étude est de proposer une répartition efficace des différents éléments porteurs du bâtiment que nous avons choisi et qu'ils seront en béton armé (poteaux, voile, poutre, dalle, radier) et dimensionnés en béton armé pour assurer une bonne transmission au sol des différentes sollicitations que l'ouvrage aura à supporter durant son exploitation. Par la suite nous allons effectuer l'installation de l'électricité, l'étude d'impact environnemental et sociale ; la plomberie ; la sécurité incendie et enfin le devis estimatif et quantitatif.

Les éléments porteurs du bâtiment seront calculés manuellement et nous allons effectuer une étude comparative avec Arche Ossature.

## GENERALITE

### **I-Description du projet**

Le projet de construction d'un immeuble R+6 avec sous-sol au quartier Terminus (Niamey) destiné à usage de bureau sur le site retenu à cet effet pour le compte de Mr IDDI ANGO. Ce bâtiment est équipé de trois escaliers interne, un escalier externe de secours et deux ascenseurs qui permettront d'accéder du sous-sol jusqu'aux différents niveaux du bâtiment.

La partie sous-sol est destinée à un parking. Les véhicules pourront accéder au sous-sol par une rampe avec une largeur roulable de 3,34m et avec une pente de 15%.

### **Caractéristique géométrique :**

Surface occupée : **1336,512 m<sup>2</sup>**

Sens longitudinal : **38,40m**

Sens transversal : **34,805m**

Hauteur totale : **31,75m**

**Voir les plans architecturaux en annexe N°1**

### **II-Présentation de l'entreprise d'accueil**

SATA AFRIQUE est une Société à Responsabilité Limitée (SARL) exerçant dans le domaine de l'Architecture, de l'Ingénierie, de l'Urbanisme, de l'Aménagement et du Design.

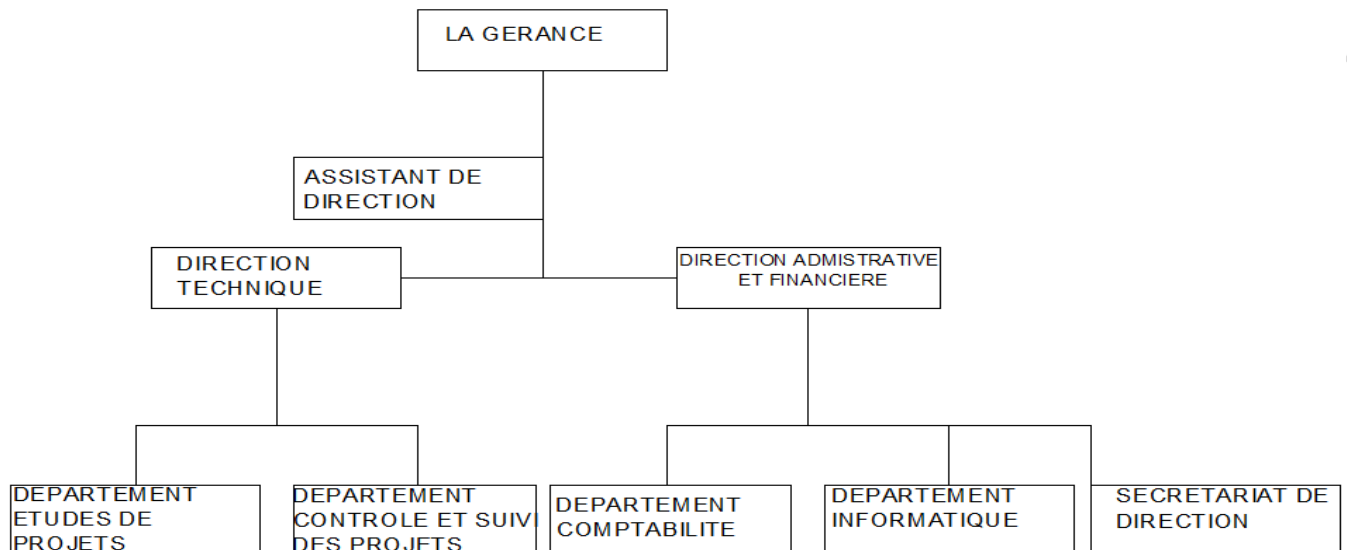
La société SATA AFRIQUE a été créée en 2005, suite à la restructuration de la société Afrique Archi.

Le Siège Social de SATA AFRIQUE est basé à Ouagadougou, au BURKINA FASO. Cette société dispose de représentations dans les pays suivants : Guinée Conakry, Mali, Nigéria, Cameroun, Madagascar, Benin et le Sénégal.

En plus des pays dans lesquels elle a ses représentations, elle intervient au Niger, en Gambie, au Tchad et au Togo.

- **Domaine d'activité**
  - Architecture
  - Etudes techniques d'ingénierie
  - Programmation d'infrastructures
  - Aménagement-restauration
  - Urbanisme et Aménagement de Territoire
  - Décoration-Architecture d'intérieur
  - Design

➤ **Organigramme de SATA Afrique**



### III-Objectifs du travail

L'objectif visé par ce travail est d'aboutir :

- ❖ Au dimensionnement structural du bâtiment ;
- ❖ D'établir des plans de coffrage pour chaque niveau ;
- ❖ Déterminer l'impact environnemental du projet et les dispositions à prendre en compte pour la réussite du projet ;
- ❖ Les plans d'éclairage du bâtiment ;
- ❖ L'assainissement du bâtiment ;
- ❖ La sécurité incendie du bâtiment ;
- ❖ Le devis estimatif et état récapitulatif.

### IV-Hypothèses de calcul

Les caractéristiques des matériaux retenus pour le calcul sont les suivants :

- ❖ Béton
  - La résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28jours est de  $f_{c28}=25\text{MPa}$
  - La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de 28jours est de  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$
  - La durée de l'application des charges est supérieure à 24 heures d'où  $\theta = 1$
  - Plus de la moitié des charges sont appliquées après 90 jours d'où  $\beta = 1$
- ❖ Acier
  - Les aciers utilisées seront de :
  - Les Hautes adhérences de nuance Fe E400
  - Le module de YOUNG est de  $E_s=200\ 000\text{MPa}$

- Le coefficient de fissuration de l'acier  $\eta = 1,6$  pour les HA
- Le coefficient d'adhérence des aciers est de  $\psi = 1,5$  pour les HA

❖ Milieu

Le milieu étant non agressif, on va considérer un calcul en fissuration peu préjudiciable pour les éléments en superstructure et pour les éléments en infrastructure (fondation) fissuration préjudiciable.

❖ Reconnaissance de sol

Dans le cadre du projet de construction de l'immeuble R+6 avec sous-sol au quartier Terminus (Niamey), le LNTP/N a procédé à une reconnaissance de sol (afin de déterminer les couches de sol et leur portance) sur le site retenu à cet effet pour le compte de Mr IDDI ANGO. Les travaux ont consisté à la réalisation de forages à la tarière la réalisation des essais sondage au pénétromètre dynamique lourd ainsi que les essais de standard pénétration test.

Les études du sol sont effectuées jusqu'à 10,30m de profondeur et le sol présente 10 couche des différentes qualités de l'une de l'autre (voir l'annexe N°2).

D'après les résultats des essais de laboratoire et des sondages aux pénétromètres dynamiques, on peut conclure que le terrain présente des caractéristiques géotechniques plus ou moins acceptables.

Ainsi dans l'ensemble un taux de travail de **3,0 bars** à **4,00 m** de profondeur peut être retenu sur ce site.

Cependant compte tenu de la nature des différentes couches de sol rencontrées en profondeur (matériaux à prédominance sableuse), il est recommandé de faire des protections autour des murs du sous-sol afin de minimiser les infiltrations de l'eau jusqu'aux fondations.

# PARTIE I : DIMENSIONNEMENT



## CHAPITRE I : DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE A CORPS CREUX

Nous avons choisi le plus grand panneau pour effectuer le dimensionnement et repartir sur l'ensemble du bâtiment.

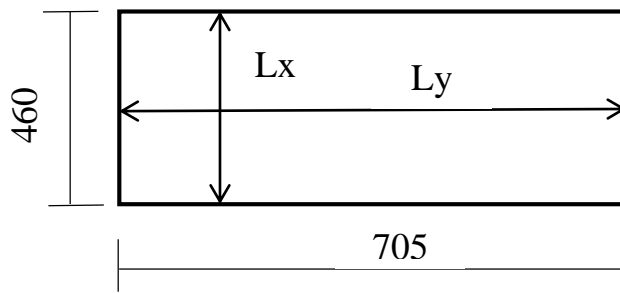


Figure 1: dalle à corps creux

### 1.1-Détermination de l'épaisseur de la dalle

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{l_x} \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{460}{25} \leq h \leq \frac{460}{20} \Rightarrow 18,4 \leq h \leq 23$$

Convenons de prendre une épaisseur de 20 cm (16+4) dont 4cm pour la dalle de compression.

### 1.2-Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression du plancher à corps creux peut être considérée comme une poutre continue appuyée sur les poutrelles. Vu les petites distances entre les poutrelles, les moments de flexion de la dalle sont trop faibles. C'est pourquoi le plus souvent on fait le ferrailage de cette dalle d'après les exigences purement constructives (par de treillis soudés constitués des fils de diamètre de 4 ou 6 mm). Dans ce projet nous faisons l'objet de choix de  $\emptyset 6$ . Mais d'après l'exigence constructive, l'espacement de barres principales d'un treillis ne doit pas dépasser 20cm donc nous sommes obligés de prendre **5HA6 = 1.41cm<sup>2</sup>**.

Dans la direction transversale on dispose la même barre et le même espacement que la direction longitudinale 5HA6/100cm

### 1.3-Dimensionnement de la poutrelle

Les poutrelles sont calculées comme une poutre en T reposant sur deux appuis simple.

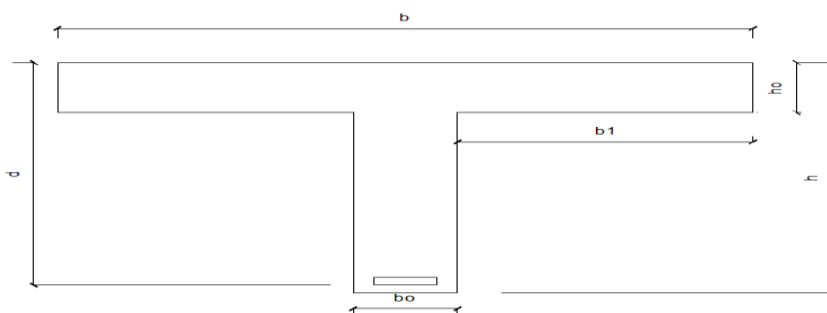


Figure 2: coupe transversale d'une poutre en T

### Prédimensionnement de la poutrelle

Selon le BAEL91 modifié 99 nous avons :

$$0,3d \leq b_o \leq 0,4d \text{ avec } d=0,9h \Rightarrow d=0,9 \times 20 = 18\text{cm}$$

$$0,3 \times 18 \leq b_o \leq 0,4 \times 18 \text{ avec } d=0,9h \Rightarrow 5,4\text{cm} \leq b_o \leq 7,2\text{cm}$$

Pour des raisons constructives la largeur de la nervure est comprise entre  $10\text{cm} \leq b_o \leq 12\text{cm}$  convenons de prendre 12cm

Détermination de la largeur de table de compression

$$\frac{b-b_o}{2} \leq \min\left(\frac{l_i}{10}, \frac{l_t}{2}\right) \Rightarrow \frac{b-b_o}{2} \leq \min\left(\frac{450}{10}, \frac{60}{2}\right)$$

$$\Rightarrow \frac{b-b_o}{2} = \min(45; 30)$$

$$\Rightarrow \frac{b-b_o}{2} \leq 30 \quad \text{avec } b_o=12 \quad \Rightarrow b \leq 2 \times 30 + 12 = 72\text{cm}$$

D'où **b=60cm**

Descente des charges

charges supportées par la poutrelle	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
• charge permanentes G		
Faux plafond en plâtre : $0,312\text{KN/m}^2 \times 0,6\text{m}$	0,1872	
plancher corps creux 16+4 : $2,85\text{KN/m}^2 \times 0,6\text{m}$	1,71	
Revêtement carreaux : $0,6\text{KN/m}^2 \times 0,6\text{m}$	0,36	
poids de la nervure : $0,1\text{m} \times 0,2\text{m} \times 25\text{KN/m}^3$	0,5	
• charges d'exploitation : $2,5\text{KN/m}^2 \times 0,6$		
Gtotal	2,76	
Qtotal		1,5
PU=1,35G+1,5Q		
PU=1,36x2,7572+1,5x1,5	5,976KN/ml	

Tableau 1: descente des charges sur la nervure

### Calcul du moment maximal $M_U$

$$M_U = \frac{P_U l^2}{8} \rightarrow M_U = \frac{5,9722 \times 4,6^2}{8} = 15,80\text{KN.m}$$

Calcul de la position de la fibre neutre

Calcul de  $\alpha_o$

$$\alpha_o = \frac{h_o}{d}$$

$$\alpha_o = \frac{4}{17,5} = 0,228$$

$$0,167 \leq \alpha_o \leq 0,259 \quad \rightarrow \quad \mu_u = 1,14\alpha_o - 0,57\alpha_o^2 - 0,07$$

$$\mu_u = 1,14 \times 0,228 - 0,57 \times 0,228^2 - 0,07 = 0,160$$

- Calcul du moment capable de la table

$$M_{tu} = b h_o f_{bc} \left( d - \frac{h_o}{2} \right)$$

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 0,6 \times 0,04 \times 14,2 \times \left( 0,175 - \frac{0,04}{2} \right) = 52,82 \text{ kN.m}$$

**$M_u < M_t$  : l'axe neutre est dans la table de compression**

On calcule la section d'armature comme une rectangulaire

calcul de  $\mu_{bu}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} \rightarrow M_{bu} = \frac{15,12}{60 \times 17,5^2 \times 14,2} \rightarrow \mu_{bu} = 0,058$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \text{ (pivot A)}$$

Détermination de  $\mu_l$

$$\mu_l = 0,8 \delta_l (1 - 0,4 \alpha_l) \text{ Avec } \alpha_l = 3,5 / ((3,5 + 10^3 \varepsilon_l) \text{ et } \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} =$$

$$\varepsilon_l = 0,00174 \text{ alors } \alpha_l = 0,668 \rightarrow \mu_l = 0,392$$

$$\mu_l > \mu_{bu} \text{ alors } A_{sc} = 0$$

- Détermination de la section des armatures tendues

$$A_{st} = \frac{M_U}{f_{st} z} \text{ avec } z = d(1 - 0,4 \alpha)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}}{0,8} \rightarrow \alpha = 0,075 \text{ alors } z = 0,175(1 - 0,4 \times 0,075) = 17 \text{ cm}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{15,12}{17 \times 348} = 2,56 \text{ cm}^2$$

### Calcul de section d'armature minimale $A_{smin}$

$$A_{smin} = \frac{0,23 \times b \times f_{t28} \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,6 \times 1,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{smin} \text{ ok! Donc la section d'armature à retenir est : } A_{st} = 2,56 \text{ cm}^2$$

### Choix des aciers

On prendra  $A_s = 3\text{HA } 12$  totalisant une section d'armature  $S = 3,39 \text{ cm}^2$

On prend 1 HA8 comme acier de montage en lit supérieur.

Détermination des armatures transversales

Nervure 12 x20cm<sup>2</sup>

Calcul de l'effort tranchant maximum

$$V_U = P_U \cdot \frac{L}{8} \rightarrow V_U = 5,976 \times \frac{4,5}{2}$$

$$V_U = 13,45KN$$

Calcul de la contrainte tangentielle  $\tau_U$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \cdot d} \rightarrow \tau_U = \frac{13,45}{17,5 \times 12}$$

$$\tau_U = 0,64MP_a$$

Vérification de la contrainte

$$\tau_{lim} \leq \min \left\{ 5MP_a; \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} \right\}$$

$$\tau_{lim} \leq \min \left\{ 5MP_a; \frac{0,2 \times 25}{1,5} \right\}$$

$$\tau_{lim} = 3,33MP_a > \tau_U = 0,64MP_a \text{ ok!}$$

Calcul du diamètre des armatures transversales  $\emptyset t$

$$\emptyset t \leq \min \left\{ \emptyset L; \frac{b}{10}; \frac{h}{35} \right\}$$

$$\emptyset t \leq \min \{ 12; 12; 5,71 \}$$

Nous adoptons 1HA6

Calcul des espacements St

$$St \leq \frac{0,9feAt}{b \cdot \gamma_s(\tau_U - 0,3kft28)}$$

$$At = At = 2 \times \Pi \times 0,3^2 = 0,56cm^2$$

$$St \leq \frac{0,9 \times 400 \times 0,56}{60 \times 1,15(0,64 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 27,8$$

Convenons de prendre St=15cm

Vérification de l'espacement minimal admissible

$$St \leq \min(0,9d; 40cm) \rightarrow St \leq \min(15,75; 40cm)$$

$$St < 15,75 \text{ ok!}$$

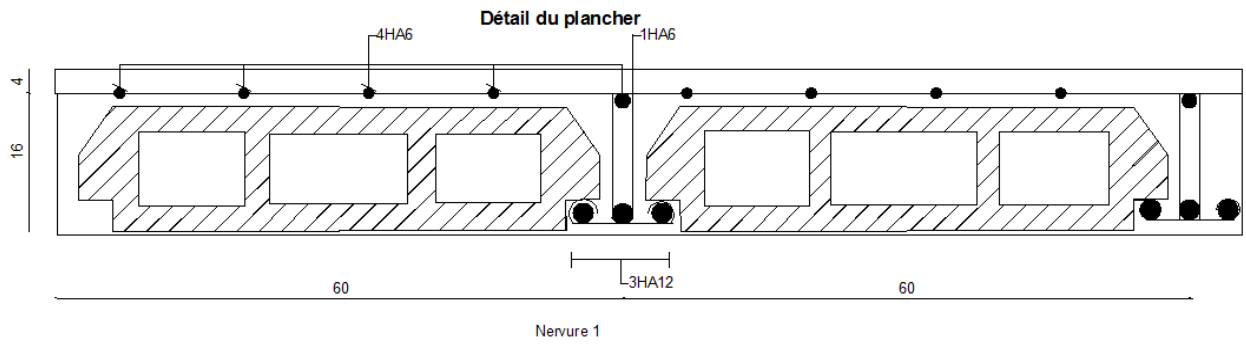


Figure 3: ferrailage de la dalle

## CHAPITRE II : DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Nous effectuerons les calculs sur trois poutres qui sont effectivement la poutre plus chargée ; la poutre moyennement chargée et la poutre la moins chargée. Par la suite nous pouvons classer les poutres en trois familles en fonction des charges supportées et qui seront réparties sur l'ensemble du bâtiment.

### 2.3.1-Prédimensionnement des sections des poutres (voir le plan de poutraison annexe N°3)

numéro des poutres	portée (cm)	l/20	hauteur (cm)	l/16	d=0,9h	0,3d	base (cm)	0,4d	section retenue (cm <sup>2</sup> )
Pt1	705	35,25	40	44,0625	36	10,8	20	14,4	40x20
Pt5	705	35,25	40	44,0625	36	10,8	20	14,4	40x20
Pt11	705	35,25	40	44,0625	36	10,8	20	14,4	40x20
Pt16	705	35,25	40	44,0625	36	10,8	20	14,4	40x20
Pt8	778	38,9	40	48,625	36	10,8	20	14,4	40x20
Pt18	464,49	23,225	40	29,0306	36	10,8	20	14,4	40x20
Pt20	616,2	30,81	40	38,5125	36	10,8	20	14,4	40x20
Pt22	715	35,75	40	44,6875	36	10,8	20	14,4	40x20
Pt23	865,15	43,258	50	54,0719	45	13,5	20	18	50x20
Pt24	445,48	22,274	40	27,8425	36	10,8	20	14,4	40x20
Pt27	865,15	43,258	50	54,0719	45	13,5	20	18	50x20

Tableau 2: Dimension des poutres

### 2-Descente des charges sur la poutre moyennement chargée Pt18 (voir l'annexe N°3)

N°	Lx(m)	Lx/2	g(KN/m <sup>2</sup> )	q(KN/m <sup>2</sup> )	G=Lxg/2	Q=Lxq/2	GU(KN/ml)	QU(KN/ml)	p=G+Q(KN/ml)	Pu=GU+QU(KN/ml)
Pt18.1	4,73	2,36	3,76	2,50	17,86	5,91	24,11	8,86	23,77	32,97
	Total				17,86	5,91	24,11	8,86	23,77	32,97
Pt18.2	4,73	2,36	3,76	2,50	17,86	5,91	24,11	8,86	23,77	32,97
	Total				17,86	5,91	24,11	8,86	23,77	32,97
Pt18.3	3,45	1,73	8,79	0,00	8,79	0,00	11,87	0,00	8,79	11,87
	Total				8,79	0,00	11,87	0,00	8,79	11,87

Tableau 3: descente des charges sur Pt18

### 3-Calcul des sollicitations

#### 2.3-2 Méthode de calcul

Vérifions les conditions d'application de la méthode forfaitaires. si les conditions ne sont pas toutes réunies donc nous appliquerons la méthode de Caquot.

- $Q \leq \max\left(2G; \frac{5KN}{m^2}\right) \rightarrow 2G = 2 \times 5,76 = \frac{11,52KN}{m^2}$   
 $Q = 2,5KN/m^2 < 5KN/m^2 \text{ ok!}$
- La fissuration est peu préjudiciable(ELU).ok !

- Les moments quadratiques des sections transversales sont identiques dans toutes les travées ok !
- Calcul du rapport

$$\frac{L1}{L2} = 0,40 \notin [0,8; 1,25] \text{ n'est pas vérifiée}$$

D'où nous appliquons la méthode de Caquot.

**Voir les détails de calculs en annexe 4**

**2.3-3 Les calculs des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :**


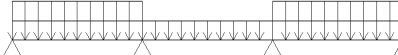

	0,3	Travée 1	0,3	Travée 2	0,3	Travée 3	0,3
Longueur réelle l		3,5		8,7		6,7	
Longueur fictive l'		3,5		6,86		6,7	
$L^3$		42,875		322,83		300,76	
$L^3w^3+l^3e^3$			365,70		623,59		
$8,5x(l^3w+l^3e)$			88,06		115,26		
<b>1<sup>er</sup> cas de chargement</b>							
		32,97		32,97		11,87	
Moment sur appui M (KN/ml)	0		140,92		127,97		0
Moment en travée indépendante $M_0$ (KN/m)		50,48		311,94		72,70	
Moment en travée intermédiaire $M_t$ (KN/ml)		-19,98		177,495		8,72	
<b>2<sup>eme</sup> cas de chargement</b>							
		32,97		8,86		11,87	
Moment sur appui M (KN/ml)	0		107,33		102,82		0
Moment en travée indépendante $M_0$ (KN)		50,48		228,11		72,70	
Moment en travée intermédiaire $M_t$ (KN/ml)		-3,185		123,04		21,29	
<b>3<sup>eme</sup> cas de chargement</b>							
		<b>8,86</b>		<b>32,97</b>		<b>11,87</b>	
Moment sur appui M (KN/ml)	0		136,65		127,99		0
Moment en travée indépendante $M_0$ (KN)		36,92		311,94		72,70	
Moment en travée intermédiaire $M_t$ (KN/ml)		-31,405		179,63		8,72	

Tableau 4: calcul des moments



1 <sup>er</sup> cas (kN)			
Vo travée indépendante	57,70	143,42	41,15
Vmax	97,96	144,94	56,16
2 <sup>e</sup> cas (kN)			
Vo travée indépendante	57,70	104,88	41,45
Vmax	88,37	105,40	56,14
3 <sup>e</sup> cas (kN)			
Vo travée indépendante	42,19	143,42	41,45
Vmax	81,23	144,45	56,16

Tableau 5: calcul des efforts tranchants d'appui

#### 2.4- Calcul des armatures longitudinales

##### 2.4-1 Calcul des armatures sur les appuis

Le moment maximum sur l'appui est **140,92KN.m**

$$A_{stB} = \frac{M_B}{z f_{su}}$$

Calcul du moment réduit

$$\mu_{bu} = \frac{M_B}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{140,92 \cdot 10^{-3}}{0,20 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,247 \quad \mu_u = 0,246$$

$$\mu_u > \mu_{AB} = 0,186 \quad \Rightarrow \text{correspond au pivot B}$$

$$\mu_l = \frac{M_l}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_l 10^3} \text{ avec } \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1,74 \cdot 10^{-3} \times 10^3} = 0,668$$

$$\mu_l u = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,3916$$

$$\mu_l u = 0,3916 > \mu_{bu} = 0,246 \quad (A_{sc} = 0)$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

### Calcul de $\alpha_u$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,246}) = 0,359 \quad \alpha_u = \mathbf{0,359}$$

### Calcul du bras de levier $z_u$

$$z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) \Rightarrow z_u = 0,45(1 - 0,4 \times 0,359) = 0,308 \quad z_u = \mathbf{38,5cm}$$

$$A_{stB} = \frac{140,92 \cdot 10^{-3}}{0,385 \times 348} = 10,52 \quad \Rightarrow A_{stB} = \mathbf{10,52cm^2}$$

### Calcul de section d'armature minimale $A_{Smin}$

$$A_{Smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{Smin} = 0,23 \times 20 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,09cm^2$$

$$A_{Smin} < A_{stB} = 10,52cm^2$$

Choix de section d'armature **3HA25** totalisant une section globale de **14,73cm<sup>2</sup>**

L'acier **HA25** n'est pas disponible directement sur le marché et doit faire l'objet d'une commande spéciale. Il faut ajouter à cela, le fait que l'acier est plus cher que le béton par conséquent, nous adopterons une démarche qui tend à maximiser la quantité de béton et minimiser la section d'acier. Au-delà de ce qui précède nous passons à une section de : **30x60cm<sup>2</sup>**

Après avoir effectué des opérations en suivant la même procédure des calculs nous avons obtenues : **A<sub>stB</sub>=7,54cm<sup>2</sup>**

Choix des armatures retenues est de : **3HA12+3HA14=8,01cm<sup>2</sup>**

Nous pouvons aussi prendre 3HA8 qui vont jouer le rôle des armatures constructives.

Détermination des armatures transversales

Poutre 30 x60cm<sup>2</sup>

Effort tranchant maximum

$$V_{Umaxi} = 144,94KN$$

Calcul de la contrainte tangentielle  $\tau_U$

$$\tau_U = \frac{V_{Umaxi}}{bd} \rightarrow \tau_U = \frac{144,94}{53 \times 30}$$

$$\tau_U = 0,91MPa$$

Vérification de la contrainte

$$\tau_{lim} \leq \min \left\{ 5MPa; \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} \right\}$$

$$\tau_{lim} \leq \min \left\{ 5MPa; \frac{0,2 \times 25}{1,5} \right\}$$

$$\tau_{lim} = 3,33MPa > \tau_U = 0,91MPa \text{ ok!}$$

Calcul du diamètre des armatures transversales  $\phi_t$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_L; \frac{b}{10}; \frac{h}{35} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 14; 30; 17,14 \}$$

Nous adoptons 1HA6

Calcul des espacements  $St$

$$St \leq \frac{0,9feAt}{b \cdot \gamma_s(\tau_U - 0,3kft28)}$$

$$At = At = 4 \times \Pi \times 0,3^2 = 1,13cm^2$$

$$St \leq \frac{0,9 \times 400 \times 1,13}{30 \times 1,15(0,9 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 43,67$$

Convenons de prendre  $St = 15cm$

Vérification de l'espacement minimal admissible

$$St \leq \min(0,9d; 40cm) \rightarrow St \leq \min(40,5; 40cm)$$

$$St < 40 \text{ ok!}$$

#### 2.4-2 Calcul des armatures longitudinales à la travée

Le moment maximum à la travée est de **179,63**

$$A_{st} = \frac{M_t}{z f_{su}}$$

Calcul du moment réduit

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{179,63 \cdot 10^{-3}}{0,30 \times 0,53^2 \times 14,17} = 0,15 \quad \mu_u = 0,15$$

$$\mu_u < \mu_{AB} = 0,186 \quad \Rightarrow \text{correspond au pivot A}$$

**Calcul de  $\alpha_u$**

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,15}) = 0,204 \quad \alpha_u = 0,204$$

**Calcul du bras de levier  $z_u$**

$$z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) \Rightarrow z_u = 0,53(1 - 0,4 \times 0,204) = 0,4867 \quad z_u = 48,67cm$$

$$A_{St} = \frac{179,63 \cdot 10^{-3}}{0,4867 \times 348} = 10,60 \quad \Rightarrow A_{St} = 10,60 \text{ cm}^2$$

Calcul de section d'armature minimale  $A_{Smin}$

$$A_{Smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{Smin} = 0,23 \times 30 \times 53 \times \frac{2,1}{400} = 1,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin} < A_{St} = 10,60 \text{ cm}^2$$

Choix de section d'armature **3HA14+3HA16** totalisant une section globale de **10,65 cm<sup>2</sup>**

Détermination des armatures transversales

Poutre 30 x 60 cm<sup>2</sup>

Effort tranchant maximum

$$V_{Umaxi} = 143,42 \text{ KN}$$

Calcul de la contrainte tangentielle  $\tau_U$

$$\tau_U = \frac{V_{Umaxi}}{bd} \rightarrow \tau_U = \frac{143,42}{53 \times 30}$$

$$\tau_U = 0,90 \text{ MPa}$$

Vérification de la contrainte

$$\tau_{lim} \leq \min \left\{ 5 \text{ MPa}; \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} \right\}$$

$$\tau_{lim} \leq \min \left\{ 5 \text{ MPa}; \frac{0,2 \times 25}{1,5} \right\}$$

$$\tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa} > \tau_U = 0,90 \text{ MPa} \text{ ok!}$$

Calcul du diamètre des armatures transversales  $\phi_t$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_L; \frac{b}{10}; \frac{h}{35} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 16; 30; 17,14 \}$$

Nous adoptons 1HA6

Calcul des espacements  $S_t$

$$S_t \leq \frac{0,9 f_e A_t}{b \cdot \gamma_s (\tau_U - 0,3 k f_{t28})}$$

$$A_t = A_t = 4 \times \Pi \times 0,3^2 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \frac{0,9 \times 400 \times 1,13}{30 \times 1,15(0,9 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 43,67$$

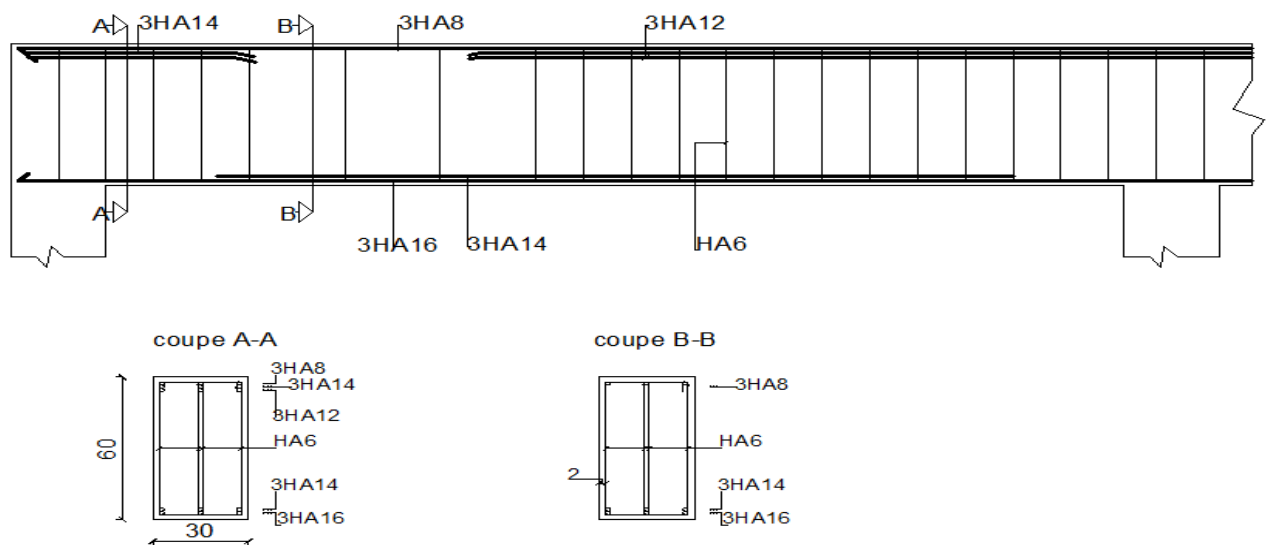
Convenons de prendre  $St=30\text{cm}$

Vérification de l'espace minimal admissible

$$St \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq \min(47,7; 40\text{cm})$$

$St < 40$  ok!

### Plan de ferrailage des poutres moyennement chargée



**Figure 4: plan de ferrailage de Pt18**

#### Poutre 18 : poutre moyennement chargée

En suivant les mêmes procédures qu'on a utilisées lors du calcul de la poutre la plus chargée on obtient alors les résultats suivants :

Section du béton est de  $20 \times 65 \text{cm}^2$

Section des armatures en appuis est de :  $3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 = 10,64 \text{cm}^2$  et  $3\text{HA}8$  (armatures constructives).

Sections des armatures en travées est de :  $6\text{HA}12 = 6,78 \text{cm}^2$

#### **Analyse des résultats**

Nous remarquons que la section du béton a une différence de 5 cm, les armatures aux appuis sont identiques et en travée, nous avons aussi une différence de  $3,87 \text{cm}^2$  alors cette différence est entraînée par la réduction de la section du béton de 5cm.

**Voir les plans de ferrailage en annexe 4.1**

## 2.5- Dimensionnement de la poutre le plus chargée Pt25

### Descente des charges sur les poutres le plus chargée (voir l'annexe 3)

N°	Lx(m)	Lx/3	g (KN/m <sup>2</sup> )	q (KN/m <sup>2</sup> )	G=Lxg/2	Q=lxq/2	GU (KN/ml)	QU (KN/ml)	p=G+Q (KN/ml)	Pu=GU+QU (KN/ml)
Pt25.1	4,62	2,31	5,76	2,50	13,31	5,78	17,97	8,66	19,09	26,63
	4,64	2,32	5,76	2,50	13,37	5,80	18,05	8,70	19,17	26,75
					26,68	11,58	36,02	17,36	38,25	53,38
Pt25.2	4,62	2,31	5,76	2,50	13,31	5,78	17,97	8,66	19,09	26,63
	4,64	2,32	5,76	2,50	13,37	5,80	18,05	8,70	19,17	26,75
					26,68	11,58	36,02	17,36	38,25	53,38

Tableau 6: descente des charges sur la poutre 25

### 2.5-1 Calcul des sollicitations

#### ✓ Méthode de calcul

Vérifions les conditions d'application de la méthode forfaitaires. si les conditions ne sont pas toutes accomplies donc nous appliquerons la méthode de Caquot.

- $Q \leq \max\left(2G; \frac{5KN}{m^2}\right) \rightarrow 2G = 2 \times 5,76 = 11,52KN/m^2$   
 $Q = 2,5KN/m^2 < 11,52KN/m^2$  ok!
- La fissuration est peu préjudiciable(ELU).ok !
- Les moments quadratiques des sections transversales sont identiques dans toutes les travées ok !
- Calcul du rapport  
 $\frac{L1}{L2} = 0,72 \notin [0,8; 1,25]$  n'est pas vérifiée  
 D'où nous appliquons la méthode de Caquot.

#### Voir les détails de calculs en annexe 5

Les calculs des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

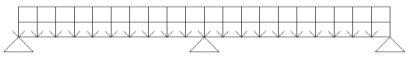
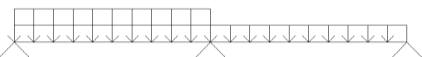

	0,3	Travée 1	0,3	Travée 2	0,3
Longueur réelle l		8,6		3,5	
Longueur fictive l'		8,6		3,5	
$L^3$		636		42,875	
$L^3w+1^3e^3$			678,93		678,875
$8,5x(l^3w+1^3e)$			102,85		102,85
<b>1<sup>er</sup> cas de chargement</b> 		53,38		53,38	
Moment sur appui M (KN/ml)	0		252,14		127,97
Moment en travée indépendante $M_0$ (KN/m)		181,81		331,64	
Moment en travée intermédiaire $M_t$ (KN/ml)		55,77		205,57	
<b>2<sup>eme</sup> cas de chargement</b> 		53,38		36,02	
Moment sur appui M (KN/ml)	0		193,82		102,82
Moment en travée indépendante $M_0$ (KN)		181,81		223,785	
Moment en travée intermédiaire $M_t$ (KN/ml)		84,90		126,875	
<b>3<sup>eme</sup> cas de chargement</b> 		<b>36,02</b>		<b>53,38</b>	
Moment sur appui M (KN/ml)	0		228,46		
Moment en travée indépendante $M_0$ (KN)		122,68		331,64	
Moment en travée intermédiaire $M_t$ (KN/ml)		8,456		217,41	

Tableau 7: calcul des moments de Pt5

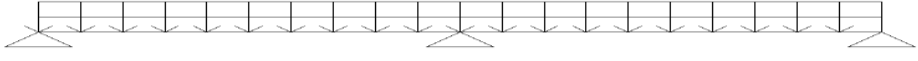
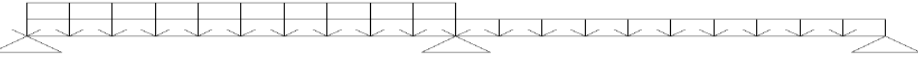

1 <sup>er</sup> cas (kN)		
Vo travée indépendante	139,32	188,16
Vmax	187,62	223,92
2 <sup>e</sup> cas (kN)		
Vo travée indépendante	139,32	126,97
Vmax	176,45	154,39
3 <sup>e</sup> cas (kN)		
Vo travée indépendante	94,01	188,16
Vmax	137,78	220,57

Tableau 8: calcul des efforts tranchants d'appui

Détermination de la section d'armature de la poutre le plus chargée Pt25

### Acier sur appuis

✓ Sur appui B où le moment est maximum

Calcul du moment réduit

$$\mu_{bu} = \frac{M_B}{bd^2f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{252,14 \cdot 10^{-3}}{0,20 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,686 \quad \mu_u = 0,686$$

$$\mu_u > \mu_{AB} = 0,186 \quad \Rightarrow \text{correspond au pivot B}$$

$$\mu_{lu} = \frac{M_l}{bd^2f_{bu}}$$

$$\mu_{lu} = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_l 10^3} \text{ avec } \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1,74 \cdot 10^{-3} \times 10^3} = 0,668$$

$$\mu_{lu} = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,3916$$

$$\mu_{lu} = 0,3916 < \mu_{bu} = 0,686 \quad (A_{sc} \neq 0)$$

Les armatures comprimées sont nécessaire.

$$A_{sc} = \frac{M - M_l}{(d - d')f_{sc}}$$

$$M_l = \mu_{lu} b d^2 f_{bu} = 0,3916 \times 20 \times 36^2 \times 14,17 \Rightarrow M_l = 143,83 \text{ KN.m}$$



$$A_{Sc} = \frac{252,14 - 143,83}{(36 - 2,5) \times 348} = 9,29 \text{ cm}^2$$

### Calcul de $\alpha_l$

$$\alpha_l = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_l}) \Rightarrow \alpha_l = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,3916}) = 0,668 \quad \alpha_l = 0,668$$

### Calcul du bras de levier $z_l$

$$z_l = d(1 - 0,4\alpha_l) \Rightarrow z_u = 0,36(1 - 0,4 \times 0,668) = 26,38 \quad z_u = 26,38 \text{ cm}$$

$$A_B = \frac{M_l}{z_{f_{su}}} + A_{Sc}$$

$$A_B = \frac{143,83 \cdot 10^{-3}}{0,2638 \times 348} + 9,29 = 24,96 \quad \Rightarrow A_{stB} = 24,96 \text{ cm}^2$$

### Calcul de section d'armature minimale $A_{Smin}$

$$A_{Smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{Smin} = 0,23 \times 20 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 0,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin} < A_B = 21,12 \text{ cm}^2$$

Choix de section d'armature **3HA25+3HA20** totalisant une section globale de **24,15 cm<sup>2</sup>**

Les aciers **HA20** et **HA25** ne sont pas disponibles directement sur le marché et doivent faire l'objet d'une commande spéciale. Il faut ajouter à cela, le fait que l'acier est plus cher que le béton par conséquent, nous adopterons une démarche qui tend à maximiser la quantité de béton et minimiser la section d'acier. Au-delà de ce qui précède nous passons à une section de : **30x70 cm<sup>2</sup>**.

Après les calculs effectués avec la section **B=30x70 cm**, nous avons obtenu **A=7,13 cm<sup>2</sup>**

Choix définitif est **3HA12+3HA14=8,01 cm<sup>2</sup>**

Détermination des armatures transversales

Poutre 30 x 70 cm<sup>2</sup>

Effort tranchant maximum

$$V_{Umaxi} = 223,92 \text{ KN}$$

Calcul de la contrainte tangentielle  $\tau_U$

$$\tau_U = \frac{V_{Umaxi}}{bd} \rightarrow \tau_U = \frac{223,92}{63 \times 30}$$

$$\tau_U = 1,18 \text{ MPa}$$

Vérification de la contrainte

$$\tau_{lim} \leq \min \left\{ 5MPa; \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} \right\}$$

$$\tau_{lim} \leq \min \left\{ 5MPa; \frac{0,2 \times 25}{1,5} \right\}$$

$$\tau_{lim} = 3,33MPa > \tau_U = 1,18MPa \text{ ok!}$$

Calcul du diamètre des armatures transversales  $\phi_t$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_L; \frac{b}{10}; \frac{h}{35} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 16; 30; 20 \}$$

Nous adoptons 1HA8

Calcul des espacements  $St$

$$St \leq \frac{0,9f_e A_t}{b \cdot \gamma_s (\tau_U - 0,3kft28)}$$

$$A_t = A_t = 4 \times \Pi \times 0,4^2 = 2,011cm^2$$

$$St \leq \frac{0,9 \times 400 \times 2,011}{20 \times 1,15 (1,18 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 18$$

Convenons de prendre  $St=10cm$

Vérification de l'espacement minimal admissible

$$St \leq \min(0,9d; 40cm) \rightarrow St \leq \min(56,7; 40cm)$$

$$St < 30 \text{ ok!}$$

✓ Travée la plus chargée

$$A_{St_2} = \frac{M_{t_2}}{z f_{su}} \quad \text{Avec } M_{t_2} = M_{maxi} \text{ est le moment en travée 2 et vaut } 217,41KN.m$$

Calcul du moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_{t_2}}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{217,41 \cdot 10^{-3}}{0,30 \times 0,63^2 \times 14,17} = 0,129 \quad \mu_u = 0,129$$

$$\mu_u < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{correspond au pivot A}$$

Calcul de  $\alpha_u$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,129}) = 0,173 \quad \alpha_u = 0,173$$

Calcul du bras de levier  $z_l$

$$z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) \Rightarrow z_u = 0,63(1 - 0,4 \times 0,173) = 0,5863 \quad z_u = 58,63cm$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z f_{su}}$$

$$A_{st} = \frac{217,41 \cdot 10^{-3}}{0,5863 \times 348} = 10,65 \quad \Rightarrow A_{st} = 10,65 \text{ cm}^2$$

**Calcul de section d'armature minimale  $A_{smin}$**

$$A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{smin} = 0,23 \times 30 \times 63 \times \frac{2,1}{400} = 2,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} < A_{st} = 10,65 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA14+3HA16** totalisant une section globale de **10,65 cm<sup>2</sup>**

Détermination des armatures transversales

Poutre 30 x 70 cm<sup>2</sup>

Effort tranchant maximum

$$V_{U01maxi} = 188,16 \text{ KN}$$

Calcul de la contrainte tangentielle  $\tau_U$

$$\tau_U = \frac{V_{Umaxi}}{bd} \rightarrow \tau_U = \frac{188,16}{63 \times 30}$$

$$\tau_U = 1 \text{ MPa}$$

Vérification de la contrainte

$$\tau_{lim} \leq \min \left\{ 5 \text{ MPa}; \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} \right\}$$

$$\tau_{lim} \leq \min \left\{ 5 \text{ MPa}; \frac{0,2 \times 25}{1,5} \right\}$$

$$\tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa} > \tau_U = 1 \text{ MPa} \text{ ok!}$$

Calcul du diamètre des armatures transversales  $\emptyset t$

$$\emptyset t \leq \min \left\{ \emptyset L; \frac{b}{10}; \frac{h}{35} \right\}$$

$$\emptyset t \leq \min \{ 16; 30; 11,43 \}$$

Nous adoptons 1HA8

Calcul des espacements  $S_t$

$$S_t \leq \frac{0,9 f_e A_t}{b \cdot \gamma_s (\tau_U - 0,3 k f_{t28})}$$

$$A_t = A_t = 4 \times \pi \times 0,3^2 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{0,9 \times 400 \times 2,011}{30 \times 1,15 (1,18 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 21,44$$

Convenons de prendre  $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification de l'espacement minimal admissible

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(57; 40 \text{ cm})$$

$S_t = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$  ok!

### Plan de ferrailage de la poutre le plus chargée

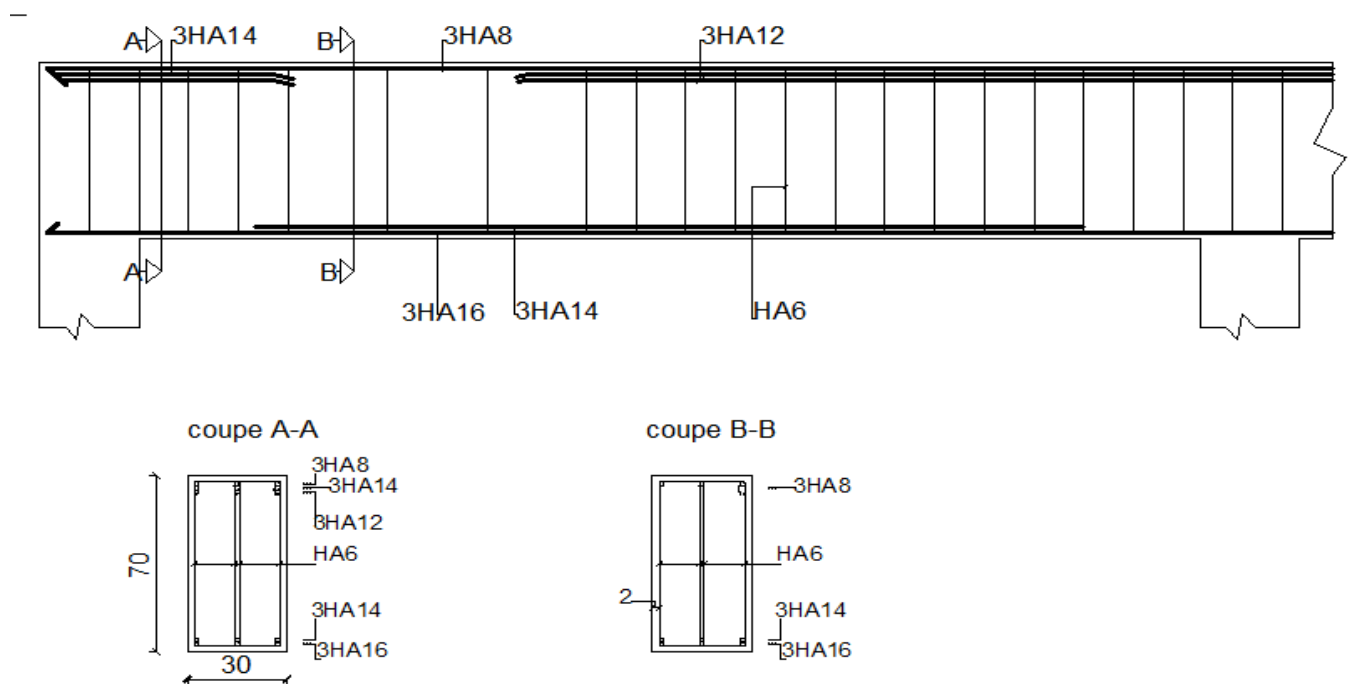


Figure 5: plan de ferrailage de poutres le plus chargée

Poutre 25 : poutre la plus chargée

Nous avons dimensionné avec le logiciel Arche Ossature en utilisant les mêmes hypothèses (acier et béton) qu'on a utilisées lors de dimensionnement manuel alors on obtient la section du béton et de l'acier suivantes :

Section du béton est de  $30 \times 70 \text{ cm}^2$

Section des armatures en appuis est de :  $4\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 10,68 \text{ cm}^2$  et  $4\text{HA}8$  (armatures constructives)

Sections des armatures en travées est de :  $4\text{HA}16 + 4\text{HA}16 = 16,08 \text{ cm}^2$

### Analyse des résultats

La section du béton est réduite 0.08cm<sup>2</sup>

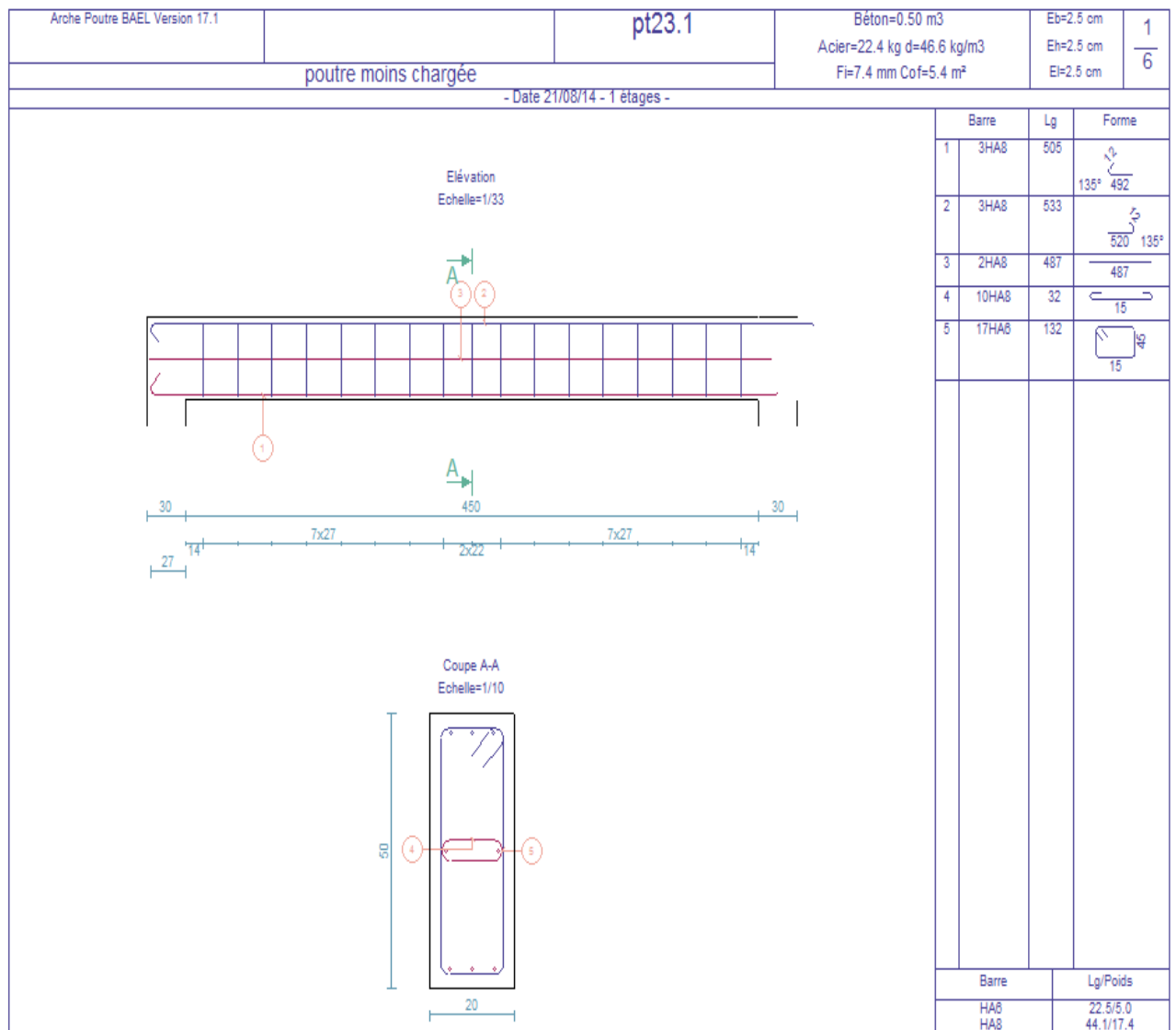
Au niveau des appuis, la section des armatures définie par le logiciel est plus de 2.67cm<sup>2</sup> et en travée, la différence est de 5.43cm<sup>2</sup>. Cela est entrainé car le logiciel a misé beaucoup plus sur le béton que l'acier.

**Voir les plans de ferrailage en annexe 5.1**

**Dimensionnement de la poutre le moins chargée**

Cette poutre sera dimensionnée à l'aide du logiciel (Arche ossature), en gardant les mêmes hypothèses qui ont été utilisées lors de dimensionnement manuel.

**Le plan de ferrailage de Pt23**



### CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

#### 3.1-Dimensionnement des poteaux intermédiaires

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé travaillant en compression simple ou en flexion composée selon les cas de chargement. Ils sont chargés de reprendre des charges provenant de poutres et ensuite de les transmettre au radier. Ce dernier transmettra à son tour au sol support les charges descendues. Dans ce projet nous considérons deux (2) types des poteaux qui sont : le type un (1) constituant des poteaux intermédiaires et le type deux (2) sont des poteaux de rive. Dans ce présent chapitre nous effectuerons d'abord la descente des charges sur les poteaux, puis le Prédimensionnement de leurs sections de béton et enfin nous calculerons la section des armatures en fonction de la section définitive de poteau qui sera arrêté (qui permettra le meilleur compris acier béton).

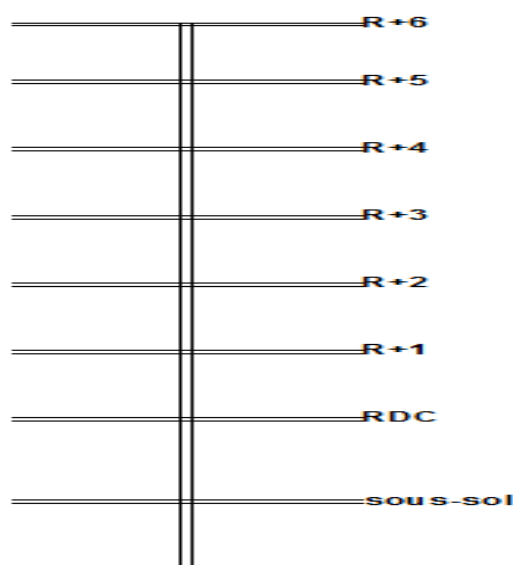


Figure 6: coupe longitudinale du poteau avec les planchers

#### 3.1-1 Descente des charges sur le poteau intermédiaire

SOUS-SOL	Charges permanentes				
	dallage + enduit	376,2	6,14	4,63	10 694,69
	poutre	200	6,14	4,63	2 154,00
	charge venant du RDC				91 764,46
	<b>G0</b>				<b>104 613,15</b>
	Charges d'exploitation				
	Charge variable	250	6,14	4,63	7 107,05
	charge venant du RDC				50 098,68
	<b>Q0</b>				<b>57 205,73</b>
	Pu (1,35G +1,5Q)				227 036,34

Tableau 9: descente des charges sur le P1

### 3.1-2 Prédimensionnement

On ne connaît que  $P_u=2,27$  MN imposons une coté  $C=30$ cm

Calcul d'élanement  $\lambda$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{c} \quad \text{Calculons d'abord } L_f$$

$L_f = 0,7 \times L_0$  Car nous sommes dans le cas d'un bâtiment à étage multiple.

$$L_f = 0,7 \times 3,9 = 2,73m$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 2,73}{0,3} = 31,52 < 50$$

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

$$\beta = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left( \frac{31,52}{35} \right)^2 = 1,162$$

$$k = \frac{1}{\frac{f_{bc} + 0,0085 f_e}{0,9} + \frac{1}{\gamma_s}} = 0,0534$$

$$Br = k \times \beta \times P_u = 0,053; 4 \times 2,27 \times 1,162 = 0,1408 \text{ m}^2$$

$$Cr = 0,02 + \sqrt{Br} = 0,02 + \sqrt{0,1408} = 39,5 \text{ cm} > 30\text{cm} \text{ alors } C = a = 30\text{cm}$$

$$b = 0,02 + \frac{Br}{c - 0,02} = 0,02 + \frac{0,1408}{0,3 - 0,02} = 52,29\text{cm}$$

Convenons de prendre  $b=60$ cm et  $a=30$ cm

### 3.1-3 Détermination des armatures longitudinales

$\frac{h}{a} = \frac{390}{30} = 12\text{cm} < 15$  Alors ce poteau est un poteau court dont la rupture ne peut se produire par la fatigue des matériaux.

Déterminons la capacité limite de résistance

$$P_{ur} = \frac{Br f_{c28}}{1,35} + \frac{A f_e}{1,15}$$

$$Br = (b - 2)(a - 2) = (60 - 2)(30 - 2) = 1624\text{cm}^2$$

$$A = A_{min} = \text{Max}[20ab ; 8(a + b)]$$

$$A = A_{min} = \text{Max}[20 \times 0,3 \times 0,6 ; 8(0,3 + 0,6)] = \text{Max}[3,6 ; 7,2]$$

$$A = 7,2\text{cm}^2$$

$$P_{ur} = \frac{1624 \times 25}{1,35} + \frac{7,2 \times 400}{1,15} = 3,26\text{MN} > P_u = 2,27\text{MN} \text{ Alors la section minimale d'acier est suffisante.}$$

$$d_{max} = \min(40cm ; a + 10 cm) = \min(40cm; 30 + 10cm)$$

$d_{max} = 40cm$  or  $d = h - 2e_l = 60 - 4 = 46cm > d_{max}$  on exclue uniquement le choix de 4HA.choix retenu  $4HA12 + 4HA10 = 7,66cm^2$

### Déterminons les armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{12}{3} = 4mm$$

$\phi_t \geq 4mm$  convenons de prendre  $\phi_t = 6mm$

Espacement :  $S_t \leq \min(15\phi_{lmin} ; 40cm ; a + 10cm) = \min(15cm ; 40cm ; 40cm)$

$$S_t = 15cm$$

### La longueur de recouvrement

$$l_r \geq 24\phi_{lmax} = 24 \times 1,2 = 28,8$$

$$l_r = 30cm$$

### Plan de ferrailage P1

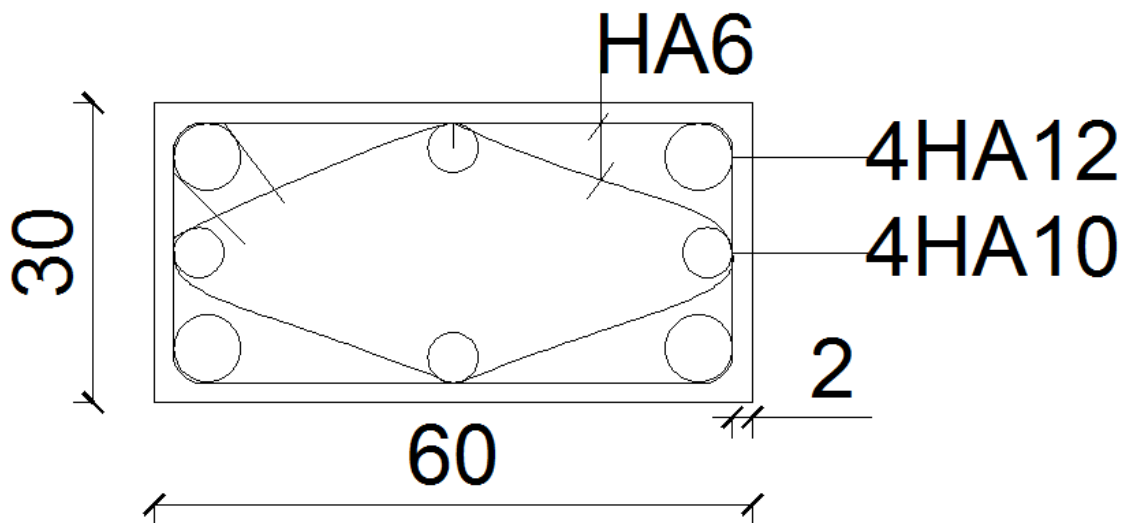


Figure 7: coupe transversale de P1

Suivant les mêmes procédures que nous avons procédé à déterminer la section de poteau et la section des armatures pour les différents niveaux.

**Voir en annexe 6.1** calculs des poteaux intermédiaires de niveau supérieur du bâtiment.

### Les résultats et analyses des résultats définis calculés manuellement et celle du logiciel

Poteau intermédiaire (P1)

Le logiciel donne la section du béton et celle des aciers suivants :



-la section du béton est de 30x60cm<sup>2</sup> donc c'est quasi identique que celle calculée manuellement.

-la section des aciers est de 10HA10=7.85cm<sup>2</sup>, en calculant manuellement on obtient les résultats suivants : 4HA12+4HA10=7.66cm<sup>2</sup> c'est identique.

**Voir les plans de ferrailage en annexe 6.2**

### 3.2-dimensionnement des poteaux de rive

#### 3.2-1 descentes des charges sur le poteau de rive

SOUS-SOL	Charges permanentes				
	dallage + enduit	376,2	6,14	2,32	5 358,89
	mur	175	6,14	3,7	3 975,65
	poutre	200	6,14	2,32	1 692,00
	charge venant du RDC				78 949,63
	<b>G0</b>				<b>89 976,18</b>
	Charges d'exploitation				
	charge variable	250	6,14	2,32	3 561,20
	charge venant du RDC				25 277,73
	<b>Q0</b>				<b>28 838,93</b>
	Pu (1,35G +1,5Q)				164 726,23

**Tableau 10: descente des charges sur le P2**

#### 2-2 Prédimensionnement

On ne connaît que Pu=1,65 MN imposons C=30cm

Calcul d'élanement  $\lambda$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{c} \quad \text{Calculons d'abord } L_f$$

$L_f = 0,7 \times L_0$  Car nous sommes dans le cas d'un bâtiment à étage multiple.

$$L_f = 0,7 \times 3,9 = 2,73m$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 2,73}{0,3} = 31,52 < 50$$

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

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{31,52}{35}\right)^2 = 1,162$$

$$k = \frac{1}{\frac{fbc}{0,9} + \frac{0,0085fe}{\gamma_s}} = 0,0534$$

$$Br = k \times \beta \times Pu = 0,0534 \times 1,65 \times 1,162 = 0,10238 \text{ m}^2$$

$$Cr = 0,02 + \sqrt{Br} = 0,02 + \sqrt{0,10238} = 34 \text{ cm} > 30\text{cm} \text{ alors } C = a = 30\text{cm}$$

$$b = 0,02 + \frac{Br}{c-0,02} = 0,02 + \frac{0,10238}{0,3-0,02} = 38,6\text{cm}$$

Convenons de prendre  $b=40\text{cm}$  et  $a=30\text{cm}$

### 3.2-3 Détermination des armatures longitudinales

$\frac{h}{a} = \frac{390}{30} = 12\text{cm} < 15$  Alors ce poteau est un poteau court dont la rupture ne peut se produire par la fatigue des matériaux.

Déterminons la capacité limite de résistance

$$P_{ur} = \frac{Br f_{c28}}{1,35} + \frac{A f_e}{1,15}$$

$$Br = (b - 2)(a - 2) = (40 - 2)(30 - 2) = 1064\text{cm}^2$$

$$A = A_{min} = \text{Max}[20ab ; 8(a + b)]$$

$$A = A_{min} = \text{Max}[20 \times 0,3 \times 0,4 ; 8(0,3 + 0,4)] = \text{Max}[2,4 ; 5,6]$$

$$A = 5,6\text{cm}^2$$

$$P_{ur} = \frac{1064 \times 25}{1,35} + \frac{5,6 \times 400}{1,15} = 2,95\text{MN} > Pu = 1,65\text{MN} \text{ Alors la section minimale d'acier est suffisante.}$$

$$d_{max} = \min(40\text{cm} ; a + 10 \text{ cm}) = \min(40\text{cm}; 30 + 10\text{cm})$$

$$d_{max} = 40\text{cm} \text{ or } d = h - 2el = 40 - 4 = 36\text{cm} < d_{max}$$

$$\text{choix } 4HA14 = 6,16\text{cm}^2$$

### Déterminons les armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{14}{3} = 4,67\text{mm}$$

$$\phi_t \geq 4,67\text{mm} \text{ convenons de prendre } \phi_t = 6\text{mm}$$

$$\text{Espacement : } S_t \leq \min(15\phi_{lmin} ; 40\text{cm} ; a + 10\text{cm}) = \min(21\text{cm} ; 40\text{cm} ; 40\text{cm})$$

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

### La longueur de recouvrement

$$l_r \geq 24\phi_{lmax} = 24 \times 1,4 = 33,6 \quad l_r = 35\text{cm}$$

### Plan de ferrailage P2

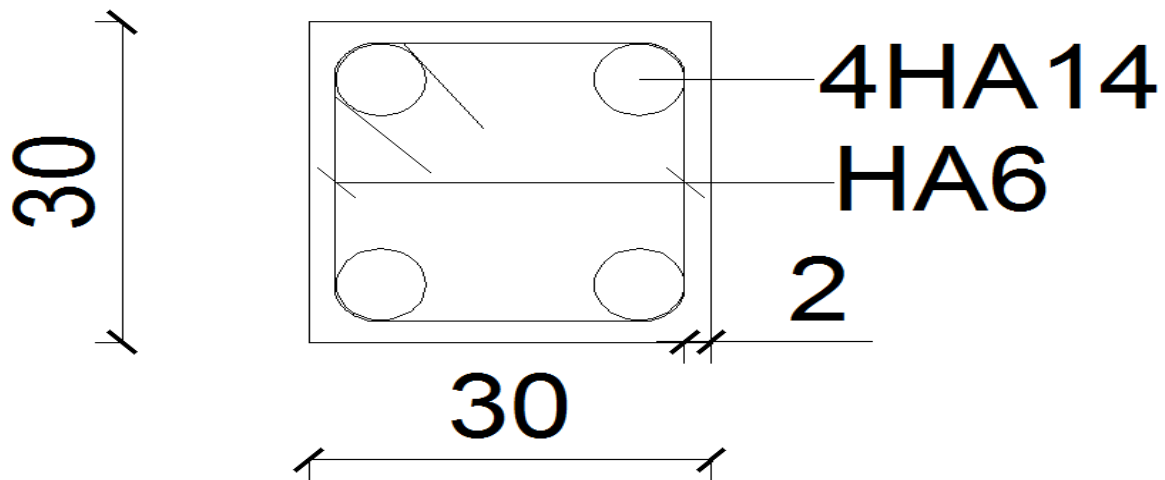


Figure 8: coupe transversale de P2

**Voir en annexe 6.2 calculs des poteaux de rive de niveau supérieur du bâtiment.**

Pour des raisons d'exécution nous proposons de calculer les sections des aciers en gardant la section du béton déterminée au niveau sous-sol.

**Les résultats et analyses des résultats définis calculés manuellement et celle du logiciel**

**Poteau de rive (P2)**

Le logiciel a donné comme résultats (la section du béton et celle des aciers) suivants :

-la section du béton est de  $30 \times 30 \text{ cm}^2$  donc c'est quasi identique que celle calculée manuellement.

-la section des aciers est de 4HA14 alors c'est identique que celle calculée manuellement.

**Voir les plans de ferrailage en annexe 6.3**

## CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE RADIER

Un radier est un type de fondation superficielle couvrant entièrement toute l'aire de la structure sous laquelle reposent toutes les charges venant du bâtiment. Le radier est souvent préférable, dans le cas de sols à faible ou médiocre capacité portante. Ce type de fondation pourrait s'avérer être très économiques comparé à la juxtaposition de plusieurs semelles isolées les unes des autres.

Dans le cas de notre bâtiment, le contrainte étant à 0.3MPa et les charges descendues par les poteaux respectivement intermédiaire et de rive étant de 37 796.63KN et 2696.29 KN, nous optons pour une fondation sur radier général.

Hypothèses de calcul :

- Résistance caractéristique à la compression du béton :  $f_{c28}=25\text{Mpa}$
- Dosage du béton :  $400\text{Kg/m}^3$
- Enrobage : 5cm pour la fondation

### 4.1- Dimensionnement

La surface du radier est :  $949,97\text{m}^2$  plus le débord de 1m de part et d'autre du radier et la totale fait :  $1078,5175\text{m}^2$

Après avoir effectué les descentes des charges sur les différents poteaux, nous avons obtenu un total de charge exercée par les poteaux est de :  $P_{1ser}= 37\,796,63\text{KN}$

Charge due au chargement du parking :  $25 \times 1078,51 = 2696,29\text{KN}$

Charge due au poids du radier :  $2,5 \times 1078,51 \times 0,5 = 1348,1375\text{KN}$

Charge totale :  $P_{1ser} + P_{2ser} = 37796,63 + 2696,29 = 40492,92\text{KN}$

Calcul de la contrainte appliquée par l'ouvrage sur le sol support :

$$\sigma_{app} \geq \frac{P_{ser}}{S_t} = \frac{40492,92}{1078,5175} = 0,0375\text{MPa}$$

$$\sigma_{app} = 0,0375\text{MPa} < \sigma_{adm} = 0,3\text{Mpa} \text{ condition est vérifiée!}$$

#### 4.1.1 Détermination de l'épaisseur du radier

Formule du poinçonnement de la dalle

$$Q_U \leq \frac{0,045 U_U h f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{Référence : BAEL 91 article A.5.2.4})$$

$$2,27 \leq \frac{0,045 \times 2 \times 25 [(0,3+h) + 0,9+h] h}{1,5}$$

$$h(0,9 + 2h) \geq 1,009$$

$$h \geq 0,52\text{m} \quad h = 0,6\text{m}$$

Pourtant la fissuration est préjudiciable donc convenons de prendre 5cm de l'enrobage départ et d'autre du radier

$$h_t = h + 2e_r = 0,52 + 0,05 \times 2 = 0,7m$$

$$h_t = 70cm$$

#### 4.2-Cacul des sollicitations

$$M_{OX} = \mu_x \times \sigma_{adm} \times l_x^2 = 0,062 \times 0,3 \times 27,57^2 = 14,14MN.m/ml$$

$$M_{OY} = \mu_y \times M_{OX} = 0,509 \times 14,14 = 7,2MN.m/ml$$

##### 4.2-1 Calcul de sections des armatures

Suivant x-x

- Calcul du moment réduit du béton

$$z_{RB} = d - Y_{RB}/3$$

$$Y_{RB} = d \cdot \frac{\sigma_{bc}}{\frac{\sigma_s}{15} + 15} = 62 \times \frac{15}{\frac{201,61}{15} + 15} = 32,70$$

$$M_{RB} = b_o \times Y_{RB} \times \sigma_{bc} \left( d - \frac{Y_{RB}}{3} \right) = 27,57 \times 32,7 \times 15 \left( 62 - \frac{32,7}{3} \right) = 69,10MN.m$$

$M_{RB} = 69,10MN.m > M_{OX} = 14,14MN.m$  Alors les armatures ne sont pas nécessaires.

- Calcul des armatures tendues

$$A_{tX} = \frac{M_{OX}}{\sigma_s \times x(d - Y_{RB})} = \frac{14,14}{201,61(62 - 32,7/3)} = \frac{1372,54cm}{37,75m} = 37,34cm^2/ml$$

$$A_{tX} = 37,34cm^2/ml$$

Choix de section des armatures 11HA16+11HA14 totalisant une section de 39,05cm<sup>2</sup>

Espacement st= 9cm

Suivant Y-Y

- Calcul du moment réduit du béton

$$z_{RB} = d - Y_{RB}/3$$

$$Y_{RB} = d \cdot \frac{\sigma_{bc}}{\frac{\sigma_s}{15} + 15} = 62 \times \frac{15}{\frac{201,61}{15} + 15} = 32,70$$

$$M_{RB} = b_o \times Y_{RB} \times \sigma_{bc} \left( d - \frac{Y_{RB}}{3} \right) = 27,57 \times 32,7 \times 15 \left( 62 - \frac{32,7}{3} \right) = 69,10MN.m$$

$M_{RB} = 69,10MN.m > M_{OY} = 7,2MN.m$  Alors les armatures ne sont pas nécessaires.

- Calcul des armatures tendues

$$A_{tY} = \frac{M_{OY}}{\sigma_s \cdot x(d - Y_{RB}/3)} = \frac{7,2}{201,61(62 - 32,7/3)} = \frac{698,88 \text{ cm}}{27,57 \text{ m}} = 25,34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{tX} = 25,34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix de section des armatures 10HA14+10HA12 totalisant une section de 26,70cm<sup>2</sup>

Espacement st=10cm

Coupe transversale du radier

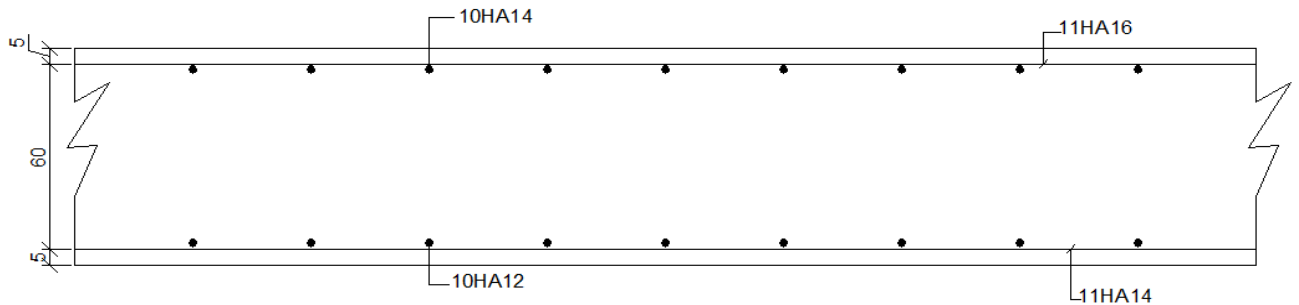


Figure 9: plan de ferrailage du radier

## Chapitre V : dimensionnement du voile

Dans le cadre de notre projet, notre voile reprend les charges venant de la dalle ainsi que celles dues à la poussée des terres. Notre voile travaille donc à la flexion composée.

### 5.1- Hypothèses des calculs

$$\text{Données : } \left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25\text{MPa} \\ F_e = 400\text{MPa} \\ \text{épaisseur} = 20\text{cm} \\ \text{enrobage} = 3\text{cm} \\ \text{hauteur} = 400\text{cm} \\ \text{effort de compression} = 46,88\text{KN} \end{array} \right.$$

### 5.2-détermination de moment et les charges de compression

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = 17,5 \text{ KN/m}^3 \\ \phi = 13,40^\circ \\ h = 4,05\text{m} \end{array} \right.$$

### Modélisation de charge sur le voile

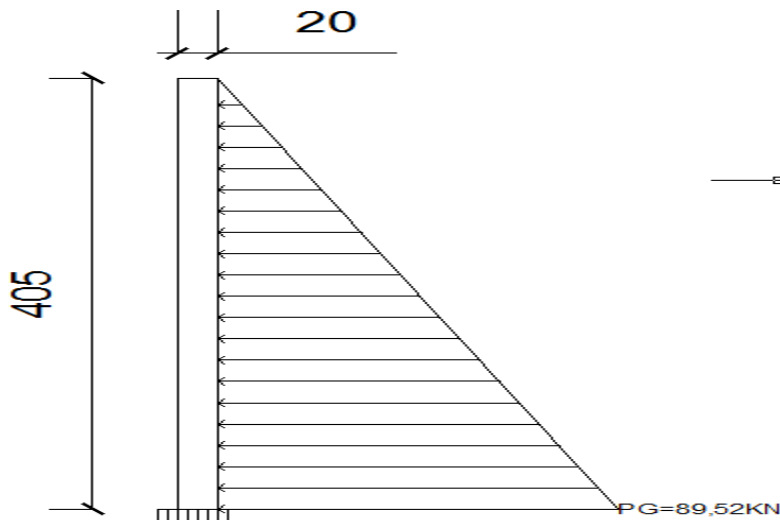


Figure 10: Modélisation des charges sur le voile

### Calcul de la poussée sur le voile(KN) dû au massif de sol

$$P_G = K_a \frac{\gamma h^2}{2} = t g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \times 17,5 \times 4,05^2 = 89,52\text{KN}$$

Calcul du moment fléchissant résultant en pied de voile

$$M_1 = \frac{1}{3} h P_G = 4,05 \times \frac{89,52}{3} = 120,852\text{KN.m}$$

$$M_u = 120,85\text{KN.m}$$

$$N_u = 46,88\text{KN}$$

$$N_{ser} = 34,08\text{KN}$$

Détermination du coefficient de remplissage

$$\psi = \frac{Nu}{bh f_{bc}} = \frac{46,88}{1 \times 0,2 \times 14,2} = 0,0165$$

$$eNc/h = 0,054 \rightarrow eNc = 20 \times 0,054 = 1,089 \text{ cm} < e = 20 \text{ cm}$$

Section partiellement comprimée. E.L.U peut être atteint ou non. On peut ramener le problème à un calcul de flexion simple avec un moment fictif  $M_A$  à partir duquel on détermine des armatures fictives  $Af, s$  desquelles on déduit les armatures réelles.

Détermination ( $d'$  ;  $d$  ;  $y$ )

$$d' = 5 \text{ cm} ; d = 15 \text{ cm} \text{ et } y = d \frac{\sigma_{bc}}{\frac{\sigma_s}{15} + \sigma_{bc}} = 15 \times \frac{15}{\frac{201,63}{15} + 15} = 7,91 \text{ cm}$$

$d' < y < d$  Alors une partie du béton et les armatures  $As'$  sont comprimées comme en flexion simple et les armatures  $As$  sont tendues.

### 5.3-détermination des armatures

Nous sommes au cas de la flexion avec compression

$$M_A = Nu \times e_A = M_{G,U} + Nu(d - 0,5h)$$

Le calcul de  $M_A$  se fait exactement comme en flexion simple. On aboutit à des sections fictives d'armatures  $Af, s$  et  $Af, s'$

Détermination de l'excentricité

$$e_A = d - 0,5h + e_1$$

$$e_1 = \frac{M_{G,U}}{Nu} \text{ avec } M_{G,U} = 120,852 \text{ KN.m} \rightarrow e_1 = \frac{120,852}{46,88} = 2,58 \text{ m}$$

$$e_A = 15 - 0,5 \times 20 + 258 = 2,63 \text{ m}$$

$$M_A = 46,88 \times 2,63 = 123,29 \text{ KN.m}$$

Calcul de moment réduit

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{123,29}{100 \times 15^2 \times 14,17} = 0,3858 \quad \mu_u = \mathbf{0,3858}$$

$$\mu_u > \mu_{AB} = 0,186 \quad \Rightarrow \text{correspond au pivot B}$$

$$\mu_l = \frac{M_l}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_l 10^3} \text{ avec } \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1,74 \cdot 10^{-3} \times 10^3} = 0,668$$



$$\mu_u = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,3916$$

$$\mu_u = 0,3916 > \mu_{bu} = 0,3858 (A_{SC} = 0)$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

### Calcul de $\alpha_u$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,3858}) = 0,65 \quad \alpha_u = 0,65$$

### Calcul du bras de levier $z_u$

$$z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) \Rightarrow z_u = 0,45(1 - 0,4 \times 0,65) = 0,1108 \quad z_u = 11,08 \text{ cm}$$

$$A_{f_s} = \frac{123,29 \cdot 10^{-3}}{0,1108 \times 348} = 31,97 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow A_{f_s} = 31,97 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section des armatures réelles

$$A_S = A_{f_s} - \frac{N_U}{\sigma_S}$$

$$A_S = 31,97 - \frac{46,88}{348} = 30,62 \text{ cm}^2$$

### 5.4 Vérification des contraintes

Calcul des  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_S$  on compare aux valeurs limites  $K_f \overline{\sigma_s}$  et  $\overline{\sigma_{bc}}$  en fissuration préjudiciable  $K_f = 1$

Calcul de l'excentricité

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + d - 0,5h = \frac{120,852}{34,08} + 15 - 0,5 \times 20 = 360,03 \text{ cm}$$

Calcul de  $y_1$

$$y_1 = \frac{-15 \times A_S + \sqrt{15^2 \times A_S + 2 \times 15 \times b \times d \times A_S}}{b}$$

$$y_1 = \frac{-15 \times 30,62 + \sqrt{15^2 \times 30,62 + 2 \times 15 \times 100 \times 15 \times 30,62}}{100} = 8,01 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + d - e_A$$

$$y_c = y_{ser} - d + e_A = 8,01 - 15 + 360,03 = 353,04 \text{ cm}$$

Calcul de I

$$I = \frac{1}{3} b y_{ser}^3 + 15(A_S(d - y_{ser})^2 + A'_S(y_{ser} - d')^2) = \frac{1}{3} \times 100 \times 8,01^3 + 15(30,62 \times (15 - 8,01)^2) = 73833,68 \text{ cm}^4$$

Calcul de K

$$K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = 34,08 \times \frac{353,04}{73833,68} = 162,95 \text{ N/cm}^3$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser} = 162.95 \times 8.01 = 13.05MPa$$

$$\sigma_{bc} = 13.05MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

$$\text{Avec } n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

$$\sigma_s = nK(d - y_{ser}) = 15 \times 162.95 \times (15 - 8.01) = 170.85MPa$$

$$\sigma_s = 170.85MPa < Kf\overline{\sigma_s} = 201.63MPa$$

Les conditions des contraintes sont vérifiées.

$A_S$ : aciers principaux

Choix des armatures 10HA20 totalisant une section de 31.4cm<sup>2</sup>/ml et s=10cm

Coté remblai : barres de répartition horizontales représentant une section

$$A_h(cm^2/m) \geq 0,1e \rightarrow A_h\left(\frac{cm^2}{m}\right) \geq 2cm^2/ml$$

Choix 4HA10 totalisant une section de 3.14cm<sup>2</sup>/ml et s=25cm

Face avant si  $h \geq 4m$  alors

$$\text{Horizontalement : } A_h(cm^2/m) \geq 0,075e$$

$$A_h(cm^2/m) \geq 0,075 \times 20 \rightarrow A_h\left(\frac{cm^2}{ml}\right) \geq 1,5cm^2/m$$

Choix 4HA10 totalisant une section de 3.14cm<sup>2</sup>/ml s=25cm

$$\text{Verticalement : } A_v(cm^2/m) \geq 0,1e$$

$$A_v(cm^2/m) \geq 0,1 \times 20 \rightarrow A_v\left(\frac{cm^2}{m}\right) \geq 2cm^2/ml$$

Choix 4HA10 totalisant une section de 3,14cm<sup>2</sup>/m et s=25cm

### Plan de ferrailage

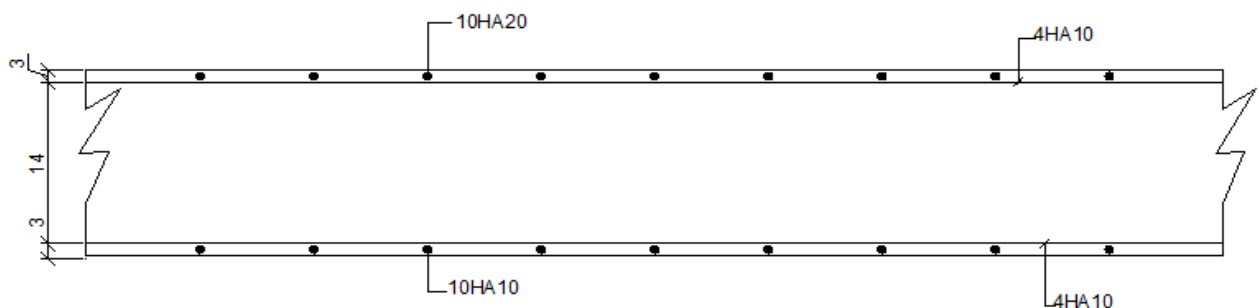


Figure 11: plan de ferrailage du voile

## CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

### 6.1-Predimensionnement des escaliers

#### 6.1-1 Escaliers principaux

Nous avons trois escaliers, un débite de sous-sol et les deux restants débiteront de RDC vers les niveaux supérieurs et tous sont identiques.

$$H=3,70m$$

Emmarchement  $l=1,45m$  (escalier à 2UP)

Contre marche  $h=17,5cm$

Giron : d'après la relation de BLONDEL on a :  $G+2h=60$  à  $66cm$  d'où  $G=30cm$

Nombre de contre marche :  $\frac{3,70}{0,175} = 21$  (*entre les deux niveaux*)

Nombre de marches :  $21-1=20$  marches

Largeur du palier :  $L= 1,60m$  prit à l'axe du jour

Epaisseur de la paillasse :  $e = \frac{l}{22}$  ( $l$  : longueur de la plus long volée)

$$e = 0,3 \times \frac{11}{22} = 15cm$$

Epaisseur du palier :  $h'=20cm$

Epaisseur équivalente ( $e'$ ) de la dalle est donnée par la formule suivante :

$$e' = e \times \frac{\sqrt{h^2+g^2}}{h} = 15 \times \frac{\sqrt{17,5^2+30^2}}{17,5} = 17cm$$

### 6.2-dimensionnemnt des escaliers

Le dimensionnement sera fait à partir de la volée la plus longue de l'escalier et comme une poutre sur deux appuis et travaille en flexion simple. Le dimensionnement s'effectuera de l'escalier liant le RDC au R+1 et sera uniformisé pour tous les niveaux.

#### Hypothèses des calculs :

Charge exploitation :  $400daN/m^2$  (Norme NF P06-001)

Fissuration peu préjudiciable (FPP)  $cg=25mm$

Béton :  $Fc28=25MPa$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;  $densité = \frac{2500daN}{m^3}$

Aciers :  $Fe400$  ;  $\gamma_s = 1,15$  ;  $f_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$

#### 6.2-1 Détermination des charges

Volée

**Charge permanente :**

$$Pp \text{ marche} = \frac{2500 \times 1,45 \times 0,175}{2} = 317,1875 \text{ daN/ml}$$

$$paillasse = 2500 \times 1,45 \times 0,15 = 543,75 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Garde-corps} = 1,57 \text{ daN/ml}$$

$$G1 = 951,57 \text{ daN/ml}$$

**Charge d'exploitation de l'escalier**

Charge de l'escalier :  $400 \times 1,45 = 580 \text{ daN/ml}$

$$Q1 = 580 \text{ daN/ml}$$

Taux de charges uniformément réparties sur la volée, on a :

$$P_1 = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 951,57 + 1,5 \times 580 = \frac{2154,6195 \text{ daN}}{\text{ml}}$$

**Palier**

La largeur  $L = 1,60 \text{ m}$  prit à l'axe du jour

**Charges permanentes :**

$$Pp = 2500 \times 1,60 \times 0,2 = 800 \text{ daN/ml}$$

$$G2 = 800 \text{ daN/ml}$$

Charges d'exploitation :

Charge de l'escalier :  $400 \times 1,60 = 640 \text{ daN/ml}$

$$Q2 = 640 \text{ daN/ml}$$

Taux de charges uniformément réparties à l'ELU :

$$P_2 = 1,35G_2 + 1,5Q_2 = 1,35 \times 800 + 1,5 \times 640 = \frac{2040 \text{ daN}}{\text{ml}}$$

**Schéma mécanique de chargement de l'escalier**

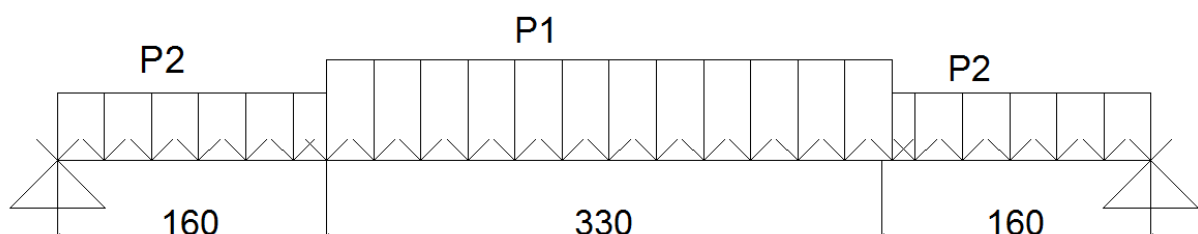


Figure 12: modélisation de l'escalier

**La plus grande volée se trouve entre deux paliers de repos donc le moment maximum**

sera donné par la formule suivante :

$$M_{max} = \frac{P_1 \times L^2}{8} + (P_1 - P_2) \times \frac{l_2}{2}$$

$$= 2154,6195 \times \frac{(1,6 \times 2 + 3,3)^2}{8} + (2154,6195 - 2040) \times \frac{1,6}{2}$$

$$M_{max} = 115,26 \text{KN.m}$$

### 6.2-2 Calcul des armatures

Emmarchement :  $b=1,45\text{m}$

$$H = \frac{h}{2} + e' = \frac{17,5}{2} + 17 = 25,75 \text{cm}$$

$$d = 0,9H = 23,175 \text{cm}$$

Calcul de moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{115,26}{145 \times 23,175^2 \times 14,17} = 0,104 < 0,186 \text{ alors correspond au pivot A}$$

$$\mu_l = \frac{M_l}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_l 10^3} \text{ avec } \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1,74 \cdot 10^{-3} \times 10^3} = 0,668$$

$$\mu_u = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,3916$$

$\mu_u = 0,3916 < \mu_u = 0,235$  ( $A_{SC} = 0$ ) Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

Calcul de  $\alpha_U$

$$\alpha_U = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,1375$$

Calcul de z

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 21,90 \text{cm}$$

Calcul des aciers principaux

$$A_{St} = \frac{M_{max}}{z f_{st}} = \frac{115,26}{21,9 \times 348} = 15,12 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 145 \times 23,175 \times 2,1}{400} = 4,06 \text{cm}^2 < A_{St} = 15,26 \text{cm}^2$$

Choix : 10HA14  $A_{st}=15,39 \text{cm}^2$

### Espacement des aciers principaux

$$St = \frac{b}{\text{nombre}-1} = \frac{145}{9} = 16\text{cm}$$

### Aciers de répartition

$$Ar = \frac{Ast}{4} = \frac{15,39}{4} = 3,85\text{cm}^2$$

Choix : 4HA12 Ar=4,52cm<sup>2</sup>

Espacement

$$St = \frac{1\text{m}}{\text{nombre}-1} = \frac{100}{3} = 33\text{cm}$$

### Plan de ferrailage

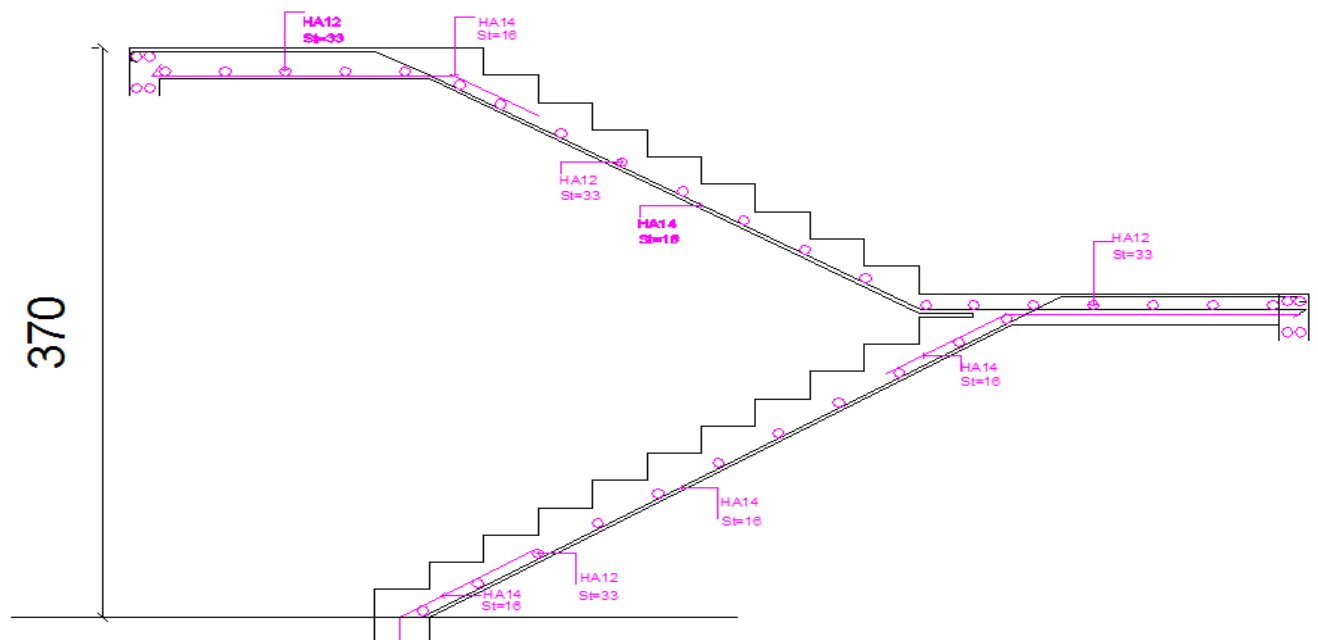


Figure 13: plan de ferrailage de l'escalier

## PARTIE II : AMENAGEMENTS

**CHIPTRE I : ECLAIRAGE**

Les équipements électriques de l'immeuble sont repartis niveau par niveau en annexe7.

**Tableau 11: Équipements électriques de l'immeuble**

Zone éclairé	Type d'appareils	Nombre	Caractéristique (W)
Zone stationnement sous-sol	Luminaires	38	18
Cage d'escaliers	Lampe (tube fluorescent 60)	63	18
Bureaux	Lampe (tube fluorescent 120)	271	36
Toilettes	Lampe (tube fluorescent 60)	125	18
Éclairage dans ascenseur	Lampe	4	40
totale			13984

Pour que l'immeuble fonctionne normalement nous avons aussi besoin de faire l'usage d'utilisation d'un certain nombre d'appareils qui sont entre autres :

**Climatisation**

Nous avons déterminés les bilans de puissance locale par locale en utilisant la méthode simplifiée joint en **annexe 7.1** et du même le choix des unités intérieurs et des extérieurs (Trois unités extérieurs : REYQ44P8) effectué dans le catalogue de Daikin système VRV joint en **annexe 7.2**.

Récepteurs	Nombre	Puissance Nominale (W)
Ascenseur	2	15600
Climatiseurs	-	360577,16
Caméras de surveillance	8	112
Ordinateurs	6	175
Éclairage électrique du bâtiment	-	13984
Puissance totale		374,84816KW



En prenant en compte le facteur de puissance  $\cos \text{PI} = 0,8$  ; nous avons alors : une Puissance totale = **468,6KVA**

Les plans d'exécutions des éclairages et des équipements techniques sont présentés en **annexe : 7.3** du document.

*À la Phase d'exécution des travaux* les installations électriques doivent être réalisés par un organisme renommé, conformément aux normes de NF C 15-100 (Art. EL 2 du CCH) et aux règlements édités par la société d'électricité au Niger.

*Après l'installation* de divers appareils, ils doivent être :

- Maintenu constamment en bon état d'entretien et d'isolement des installations. La défectuosité des appareils et les défauts d'isolement doivent être réparés dès leur Constatation ;
- Les conduites et les gaines qui traversent les murs et les planchers devront respecter les caractéristiques de résistance au feu des parois traversées conformément à la norme NF C32.070.
- Les disjoncteurs doivent être manœuvrés régulièrement pour éviter un grippage du mécanisme.

**CHAPITRE II : ASSAINISSEMENT****2.1 dimensionnement du réseau des eaux usées**

**Descriptif :** Dans le cadre de notre projet, les eaux usées ou eaux vannes seront principalement constituées des rejets provenant des WC, des lavabos, des touches et des cuisines installés. Suivant le plan d'évacuation de ces eaux, nous dénotons trois types de collecteurs dont le plus chargé est celui qui reçoit les eaux vannes des 10 WC et ce sur les 6 niveaux. Nous allons donc calculer ce collecteur et nous adopterons ses caractéristiques pour les autres.

**Tableau 12: Inventaire des équipements**

Désignation des appareils	Nombre d'appareils	Diamètre des conduits (mm)	Débits unitaires d'évacuation (l/s)	Diamètre des raccords (mm)
WC	10	80	2	75
Lavabos	10	30	0,5	50
Douche	9	33	0,5	50
Evier de cuisine	2	33	1	56

**Tableau 13: Calcul du diamètre des collecteurs d'eau usée**

Désignation des appareils	Nombre d'appareils	Diamètre des conduits (mm)	Débits unitaires d'évacuation (l/s)	Diamètre des raccords (mm)
WC	10	80	2	75

Calcul du débit continu ( $Q_c$ )

$$Q_c = k \times \sqrt{Q_p}; \quad k=1$$

$$Q_c = 4,47 \text{ l/s}$$

*Pente = 2% → diamètre du collecteurs = 125mm*

$$Q_c = \frac{4,47 \text{ l}}{s} \rightarrow \text{diamètre de la colonne de la chute} = 125 \text{ mm}$$

*diamètre du tuyau de ventilation primaire : 125mm*

*diamètre du tuyau de ventilation secondaire : 75mm*

**Installation d'évacuation des eaux de pluie**

L'évacuation des eaux de pluies sera effectuée par des chenaux qui auront à acheminer les eaux préalablement recueillies par des avaloirs. A la fin de chaque chenal, une colonne de descente servira à acheminer les eaux de pluies depuis la toiture terrasse jusqu'au regard au sol. Les étages intermédiaires recevront une quantité négligeable d'eau de pluie donc nous n'aurons pas besoin des avaloirs. Rez-de chaussée, des collecteurs d'eaux vont acheminer les eaux pour une gestion ultérieure des eaux de pluies.

### Calcul de la section du chenal qui ceinture l'immeuble

La détermination des différentes sections sera effectuée de manière forfaitaire selon les règles du DTU60.11 (DTU P40-202). Le tableau ci-dessous est tiré de ce document

**Tableau 14: choix de sections des gouttières**

Surface en plan des toitures desservies (m <sup>2</sup> )	Pente du conduit (mm/m)							
	≤ 1	2	3	5	7	10	15	20
20	65	50	45	35	35	30	25	20
30	85	70	60	50	45	40	35	30
40	105	80	70	60	55	50	40	35
50	120	95	85	70	65	55	50	45
60	140	110	95	80	70	60	55	50
70	155	120	105	90	80	70	60	55
80	170	135	115	95	85	75	65	60
90	185	145	125	100	95	85	70	65
100	200	155	135	115	100	90	80	70
110	215	170	145	120	110	95	85	75
120	230	180	155	130	115	100	90	80
130	240	190	165	135	120	105	95	85
140	255	200	170	145	130	115	100	90
150	265	210	180	150	135	120	105	95
160	280	220	190	160	140	125	110	100
170	290	230	200	165	145	130	115	100
180	305	240	205	170	150	135	120	105
200	330	255	220	185	165	145	125	115
250	385	300	260	215	190	170	145	135
300	440	340	295	245	220	195	165	150
350	490	380	330	275	245	215	185	170
400	540	420	365	305	270	235	205	185

La surface plane desservie par un chenal vaut :  $s=322\text{m}^2$

La pente qui sera considérée pour le chenal est :  $p=1\text{cm/m}$

D'après le tableau ci-contre, nous obtenons une section des gouttières demi-ronde de  $215\text{cm}^2$ .

D'après les règles de calcul, nous majorons la section obtenue de 10% comme notre conduit est un chenal. Nous obtenons alors une section du chenal de  $s=236,5\text{cm}^2$ . nous optons pour un chenal de section rectangulaire, on a :  $a=20\text{cm}$  et  $b=15\text{cm}$

### Tuyaux de descente d'eau

Afin d'éviter les risques d'obstruction, le diamètre intérieur minimal des tuyaux de descente est de 60mm. D'après le DTU 60.11, nous pouvons choisir la section des colonnes de descente dans le tableau joint en **annexe : 8** en prenant compte de la surface desservie.

La surface plane desservie étant de 322m<sup>2</sup>, nous choisissons un diamètre de colonne :

$$d = 210\text{mm} \rightarrow D = 420\text{mm} ; h = 315\text{mm}$$

### Calcul du collecteur d'eau de pluie :

Calcul du débit de pointe des eaux de pluie à évacuer :

$$QR = r.SF.A.C \text{ avec } \begin{cases} QR: \text{Débit d'eaux pluviales } \left(\frac{l}{s}\right) \\ r: \text{Intensité pluviométrique } \left(\frac{l}{s.m^2}\right) \\ SF: \text{Facteur de sécurité} \\ A: \text{Surface effective receptrice } (m^2) \\ C: \text{Coefficient de ruissellement} \end{cases}$$

$$QR = 0,05 \times 1,5 \times 322 \times 0,6 = 9,66l/s$$

D'après le tableau ci-dessous, on a :

$$\text{Avec DN 150 mm } Q_R = 12l/s, \text{ pente} = 1\text{cm/m et } V = 1\text{m/s}$$

**Tableau 15: récapitulatif de l'assainissement**

Emplacement	Désignation	Dimensions retenues
Bâtiment principal	Chenal	20cm x 15cm
	Colonne de descente	DN =210mm
	collecteur	DN =150mm

## CHAPITRE III : PROTECTION ET SECURITE INCENDIE

### 3.1 Prévention

Elle est l'ensemble des mesures destinées à éviter la naissance et la propagation des incendies dans le but d'assurer la protection des personnes et des biens.

Nous avons jugé nécessaire de mettre en place des panneaux d'interdiction :



Les constructeurs, propriétaires, installateurs et exploitants sont tenus de s'assurer que ces essais et vérifications ont eu lieu. « Art. R\*. 123-5»

La structure du bâtiment est stable au feu 1h, et le plancher Coupe-Feu 1h. Les cloisons de séparation (de type plaque de plâtre) sont de degré coupe-feu une heure et les portes (en bois) sont de degré pare-flamme 1/2 heure.

#### 3.1.1 Électricité

Rappelons que les départs de feu sont majoritairement causés par des dysfonctionnements électriques.

Les ascenseurs, les installations d'électricité, de gaz, de chauffage et de ventilation, ainsi que les équipements techniques particuliers à certains types d'établissements présentent des garanties de sécurité et de bon fonctionnement «Art. R\*. 123-10.»

Les installations électriques sont entretenues et maintenues en bon état de fonctionnement. Les défauts et les défauts d'isolement sont réparés dès leur constatation.

#### 3.1.2 Les risques spéciaux

Les contraintes sur les risques spéciaux font partie des mesures de prévention.

« Art. R\*. 123-9.- Le stockage, la distribution et l'emploi de produits explosifs ou toxiques, de tous liquides particulièrement inflammables et de liquides inflammables classés en Ire catégorie en exécution de la loi no 76-663 du 16 juillet 1976 relative aux installations classées sont interdits dans les locaux et dégagements accessibles au public, sauf dispositions contraires précisées dans le règlement de sécurité. »

Au niveau sous-sol, comme les véhicules seront stationnées cela nous avons prévu des extincteurs à poudre.

### **3.2 La prévision**

Elle regroupe l'ensemble des mesures destinées à permettre l'intervention immédiate et faciliter l'extinction d'un incendie.

#### **3.2.1 Les dégagements**

Les dégagements font partie des mesures de prévision qui permettront en cas d'incendie de faciliter l'évacuation des personnes.

« L'article Art. R\*. 123-7 fait référence à la nécessité d'avoir des dégagements praticables. »

« Pour l'accès au bâtiment par les cages d'escaliers et autres issues, on applique l'article Art. R\*. 123-4. »

Au RDC, la distance maximale d'évacuation ne doit pas excéder 30m ou 50m quelle que soit la position de la personne dans le bâtiment.

Aux étages, la distance maximale à parcourir pour atteindre un escalier est de 30m également mais elle est réévaluée à 40m pour atteindre la cage d'escalier

#### **3.2.2 Le désenfumage et la ventilation**

Il fait partie des mesures de prévision, qui permettent de garantir des conditions satisfaisantes d'évacuation ou de survie dans les locaux.

« Art. R\*. 123-4.- Les bâtiments et les locaux où sont installés les établissements recevant du public doivent être construits de manière à permettre l'évacuation rapide et en bon ordre de la totalité des occupants. »

« Art. R\*. 123-7.- Les sorties et les dégagements intérieurs qui y conduisent doivent être aménagés et répartis de telle façon qu'ils permettent l'évacuation rapide et sûre des personnes. Leur nombre et leur largeur doivent être proportionnés au nombre de personnes appelées à les utiliser. Tout établissement doit disposer de deux sorties au moins. »

#### **3.2.3 Éclairage**

L'éclairage facilite l'évacuation.

L'éclairage de sécurité est alimenté par une source de sécurité en cas de disparition de la source normale. Les escaliers, les portes de sorties, les ascenseurs et les dégagements seront éclairés et balisés.

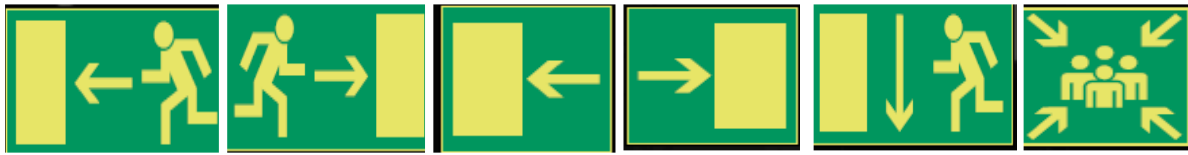
#### **3.2.4 Installation des alarmes – détection**

Des détecteurs de fumé seront installés dans les différents locaux et des détecteurs thermiques seront installés dans les cuisines et les locaux techniques.

#### **3.2.5 Signalisation – affichage**

Des panneaux photo luminescents-évacuation seront installés les panneaux de Sortie et issu de secours, point de rassemblement.

« L'article de la réglementation Art. R\*. 123-24 notifie l'obligation de produire des plans référençant les différents niveaux, la position des extincteurs, des armoires électriques, systèmes d'alarmes,... nécessaire à la bonne connaissance du bâtiment en cas d'incendie. »



### 3.2.6 Moyens de lutte contre l'incendie

Les moyens de lutte contre l'incendie relèvent des mesures de prévision.

« Art. R\*. 123-11.- L'établissement doit être doté de dispositifs d'alarme et d'avertissement, d'un service de surveillance et de moyens de secours contre l'incendie appropriés aux risques. »

Notre immeuble doit comporter les extincteurs et des panneaux de secours pour lutter contre l'incendie.

## **CHAPITRE IV : ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL**

### **4.1. Introduction**

La protection constante de la qualité de la vie et des milieux naturels est l'affaire de tous.

Nous devons faire face aux multiples atteints par fois irréparables qui menacent notre environnement.

L'immeuble par les différentes nuisances qu'il génère, est devenu aujourd'hui une préoccupation majeure qui nous concerne tous, particulièrement ceux qui sont chargé de concevoir, de construire et d'exploiter une infrastructure.

### **4.2. Impacts sur le milieu biophysique**

#### **4.2.1 Impact sur la qualité de l'air et du milieu sonore**

Les différents travaux à savoir travaux de terrassement, la mise en œuvre des différents travaux d'exécution entraînent la pollution de l'air par la circulation des particules fines aux alentours du projet, dans les zones d'emprunts et les axes liant les zones d'emprunts au projet. Les engins, en plus de leur impact sonore négatif sur les habitants de la localité et sur les animaux, pollueront l'air par les gaz qu'ils dégageront.

#### **4.2.2 Impact sur le sol**

Durant les travaux, les différents entretiens des engins entraineront une pollution du sol en place notamment au niveau de l'installation du chantier. En effet les dépôts des matériels usés des engins comme vieux pneu les filtres à huile, les emballages des nouveaux matériels, le gasoil, l'essence et l'huile de vidange versés sur le sol dégraderont ce dernier ; les va-et-vient des engins de travaux entraineront un compactage progressif du sol. Ce qui aura pour conséquence une augmentation des ruissellements d'eau.

#### **4.2.3 Impact sur la végétation**

Le dégagement des gaz par les engins, les huiles de vidange, l'essence et le gasoil versés sur sol et l'aération des racines auront un impact négatif sur la végétation car ils ralentiront la croissance ou provoqueront la mort de certaines plantes qui sont au voisinage du chantier. Pendant le chantier, nous serons obligés d'abattre des arbres et les arbustes à certains endroits. Ce qui est nuisible pour la zone.

#### **4.2.4 Impact sur l'eau**

La réalisation d'un immeuble peut engendrer la pollution et la perturbation des eaux souterraines et des surfaces pendant la phase de réalisation du projet, ainsi que pendant la phase d'exploitation.

✓ Phase de chantier :

- Intervention d'engins de chantier provoque la pollution des eaux par les hydrocarbures ;
- La pollution des eaux de surface et souterraines par le rejet des eaux du chantier ;
- La modification du régime d'écoulement des eaux de surface et souterraines à cause des travaux de terrassement et remblaiement ;



- Le rabattement des nappes par pompages qui conduit à un abaissement du niveau des nappes phréatiques ainsi qu'une modification du régime d'écoulement des eaux souterraines ;

### 4.3. Impacts sur le milieu socioéconomique et culturel

Analyse des impacts pendant la phase de réalisation des infrastructures.

#### 4.3.1 Impact sur les activités commerciales

Pendant les travaux, certaines activités seront au ralenti ou presque inexistantes. Ce ralentissement d'activités sera observable au niveau des kiosques des boutiques et ateliers qui sont au visage de la zone du projet.

#### 4.3.2 Impact sur la santé et la sécurité des populations et des travailleurs du chantier

L'installation du chantier, avec la circulation des engins et camions, sera sources d'accidents. Les dégagements des gaz des engins, la poussière produite provoqueront des maladies respiratoires, visuelles et de peaux non seulement à la population environnementale mais aussi aux ouvriers.

Propagation de maladies sexuellement transmissibles par le contact entre les ouvriers et les populations riveraines.

#### 4.3.3 Impact sur l'emploi et le revenu

Ce projet de bâtiment nécessitera le recrutement de main d'œuvre. Cela permettra aux riverains d'avoir des sources de revenus pendant les phases d'exécution des travaux. En plus il y aura la création de petites activités comme le petit commerce des filles et des femmes à l'entour du projet.

### Les mesures d'atténuation

Tableau 16: Les mesures d'atténuation

Composantes affectée	Impacts	Mesures atténuation et de compensions
Air Santé, Sécurité et Bien-être des Populations Et des Travailleurs Du chantier Activité	Émission de poussière et de gaz d'échappement Pollution sonore Risque d'accident dû aux mouvements des engins Risque de maladies respiratoires pour les riverains et les ouvriers dû à la poussière	-Arroser régulièrement les voies et les déviations d'emprunt des camions pour atténuer la poussière sur le chantier. - Réduire la vitesse des camions sur le chantier en sensibilisant les chauffeurs Assurer la sécurité en élaborant un plan de signalisation et en dotant aux ouvriers d'équipement de protection individuelle - Couvrir les matériaux (sable et latérite) avec des bâches ou les arroser lors du transport - la maintenance régulière des engins et camions de l'entreprise
Sol Végétation	Destruction des arbres	Recruter une main d'œuvre pour le nettoyage du chantier (gasoil, arbres et arbustes, emballage)

Air	<p>Augmentation du dépôt de poussière sur la végétation</p> <p>La pollution du sol par les déchets (gasoil, essence et huile de vidange)</p> <p>La pollution de l'air par le dégagement des fumées des engins et la poussière.</p>	
Emploi et revenu	<p>Réduction de chômage et amélioration de revenu grâce au recrutement de main d'œuvre</p> <p>Création de petites activités commerciales</p>	Encourager ces initiatives

**CHAPITRE V : DEVIS ESTIMATIFS ET QUANTITATIFS**

Un devis quantitatif est un document qui donne ouvrage par ouvrage les quantités des matériaux pour la réalisation.

Un devis estimatif est aussi un document qui estime le prix ouvrage par ouvrage de travaux à réaliser à partir d'un devis quantitatif.

	Désignation des ouvrages	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Prix Total
<b>I</b>	<b>GROS-ŒUVRES</b>				
<b>1.1</b>	<b>TERRASSEMENTS</b>				
	<b>TOTAL 1.1</b>				<b>11 092 880</b>
<b>1.2</b>	<b>FONDATIONS</b>				
	<b>TOTAL 1.2</b>				<b>127 072 370</b>
<b>1.3</b>	<b>BETON ARME EN ELEVATION</b>				
	<b>TOTAL 1.3</b>				<b>445 955 510</b>
<b>1.4</b>	<b>MACONNERIES EN ELEVATION</b>				
	<b>TOTAL 1.4</b>				<b>46 089 450</b>
<b>1.5</b>	<b>ENDUITS -CHAPES</b>				
	<b>TOTAL 1.5</b>				<b>27 906 705</b>
<b>1.6</b>	<b>ETANCHEITE</b>				
	<b>TOTAL 7</b>				<b>31 066 050</b>
<b>II</b>	<b>REVÊTEMENTS SCELLES - PEINTURE - FAUX PLAFOND</b>				
<b>2.1</b>	<b>REVÊTEMENTS SCELLES</b>				
	<b>TOTAL 2.1</b>				<b>94 354 960</b>
<b>2.2</b>	<b>PEINTURE</b>				
	<b>TOTAL 2.2</b>				<b>49 123 360</b>
<b>2.3</b>	<b>FAUX PLAFOND</b>				
	<b>TOTAL 2.3</b>				<b>110 852 100</b>
<b>III</b>	<b>MENUISERIES BOIS - METALLIQUE - ALUMINIUM ET VITRERIE</b>				
	<b>MENUISERIE BOIS</b>				
	<b>TOTAL 3.1</b>				<b>17 157 000</b>
<b>3.2</b>	<b>MENUISERIE METALLIQUE</b>				
	<b>TOTAL 3.2</b>				<b>10 367 000</b>
<b>3.3</b>	<b>MENUISERIE ALUMINIUM VITRE</b>				

	<b>TOTAL 3.3</b>				<b>44 389 880</b>
<b>IV</b>	<b>ELECTRICITE - CLIMATISATION - PROTECTION INCENDIE - VENTILATION</b>				
<b>4.1</b>	<b>RACCORDEMENT AU RESEAU EXISTANT</b>				
	<b>TOTAL4.1</b>				<b>5 800 000</b>
<b>4.4</b>	<b>COURANT FORT</b>				
<b>4.4</b>	<b>Réseau Général</b>				
	<b>TOTAL 4.2</b>				<b>77 821 500</b>
<b>V</b>	<b>PLOMBERIE SANITAIRE</b>				
<b>5.1</b>	<b>RÉSEAU INTERIEUR D'EVACUATION EU, EV et EP</b>				
	<b>TOTAL 5.1</b>				<b>1 866 995</b>
<b>5.2</b>	<b>Fourniture et pose de tuyauterie d'évacuation EP en PVC série II y compris accessoires de pose et de raccordement</b>				
	<b>TOTAL 5.2</b>				<b>300 000</b>
<b>5.3</b>	<b>APPAREILS ET ACCESSOIRES SANITAIRES</b>				
	<b>TOTAL 5.3</b>				<b>21 812 500</b>
	<b>TOTAL GENERAL BATIMENT IDDI ANGO</b>				<b>1 123 028 260</b>
	<b>Etude environnementale et social 1,5%</b>				<b>16 845 424</b>
	<b>TOTAL HORS TAXE</b>				<b>1 139 873 684</b>
	<b>TVA 18%</b>				<b>205 177 263</b>
	<b>TTC</b>				<b>1 345 051 000</b>

Tableau 17: Résumé de devis

Arrêté le présent devis à la somme de **un milliards trois cent quarante-cinq million cinquante-un mille FRANCS (1 345 051 000 F CFA)**.

**Voir les détails en annexe 9**

## CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études a été pour nous un cadre de perfectionnement dans le domaine du bâtiment et surtout un rapprochement entre la réalité du terrain et la théorie acquise durant notre cycle de formation d'ingénieur. Ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même sur l'application de certains règlements et méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

L'étude technique d'un bâtiment relève de plusieurs paramètres difficiles à déceler avec précision qui de la part de l'ingénieur de bonne connaissances tant sur les principes de dimensionnement que sur l'impact environnemental et financier.

Le dimensionnement des éléments porteurs de ce projet n'a été possible que grâce à la connaissance de certaines données notamment :

- Les résultats des études géotechniques, du sol support ;
- les caractéristiques des matériaux de construction ;
- la prédestination des services pour lesquelles le bâtiment sera conçu.

Ainsi nous avons effectué les études sur les éléments porteurs du bâtiment manuellement et avec logiciel par la suite pour une étude comparative ; l'aménagement (éclairage et climatisation ; l'assainissement ; la protection et sécurité incendie) ; l'étude d'impact environnemental et social et enfin le devis estimatif et quantitatif.

Par la suite nous avons les principaux résultats obtenus qui sont entre autres :

- Le ferrailage de la dalle de compression (16+4cm) qui est de 5HA6 et espacé de 20 cm dans le deux sens et les nervures ;
- Nous avons eu deux type des poteaux respectivement les poteaux intermédiaire de section 30x60cm<sup>2</sup> et les poteaux de rive de section 30x30cm<sup>2</sup> ;
- Les poutres, nous avons trois familles des poutres (la plus chargée de section 30x70cm<sup>2</sup> ; le moyennement chargée de section 30x60cm<sup>2</sup> et enfin la moins chargée de section 20x50cm<sup>2</sup>) ;
- le voile avec une épaisseur de 20cm et le radier de l'épaisseur de 70cm.

Les principaux résultats obtenus ont été comparé avec les différents résultats qui ont été obtenus par l'entreprise et nous avons remarqué que, nous sommes en accord.

Les études techniques et l'aménagement d'un bâtiment ne dépendent pas seulement de l'aspect technique mais également de l'aspect économiques, donc nous avons évalué le coût global avec tout taxe compris de ce projet à la somme de : **un milliards trois cent quarante-cinq million cinquante-un mille FRANCS (1 345 051 000 F CFA).**

## BIBLIOGRAPHIE

Règles B.A.E.L 91 modifié 99

Précis de calcul de Béton armé de **JACQUES LAMIRAULT & Henri RENAUD**

Editions BORDAS, Paris 1989

BETON ARME : Guide de calcul de **JACQUES LAMIRAULT & Henri RENAUD**

Éditions Foucher, Paris 1993

Guide du Constructeur en bâtiment de **R.Adrain & D.Sommier**

Pratique du BAEL 91 de **Jean Perchant & Jean Roux**

Éditions EYROLLES

61, Bld Saint-Germain 75240 Paris Cedex 05

Béton armé : règles BAEL Ouvrages particuliers par **Jean PERCHAT**

**Jean-Pierre Moulin** : BAEL 91 Modifié 99 et associé DTU

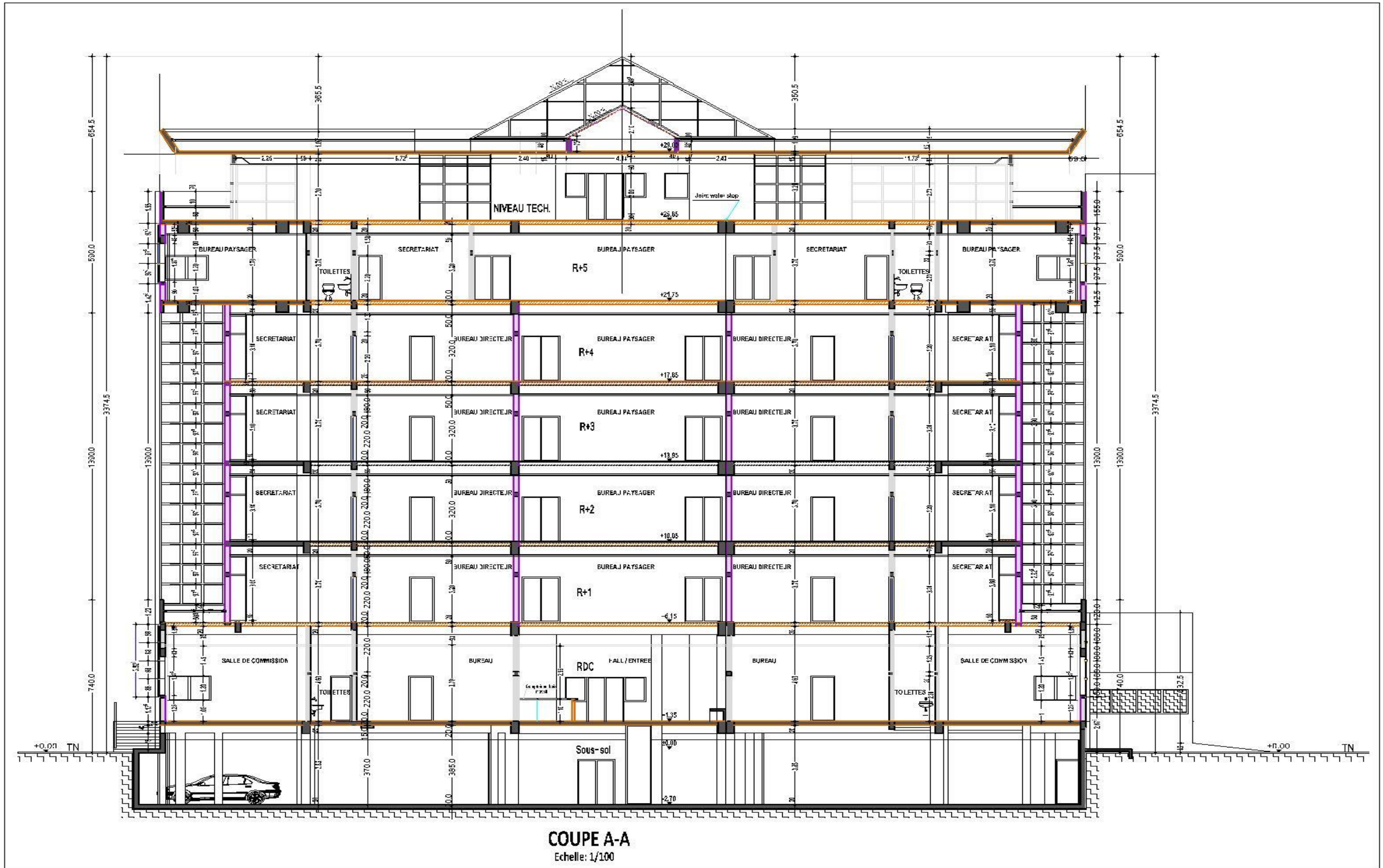
[www.wikipedia.com](http://www.wikipedia.com)

[www.genie-civil.com](http://www.genie-civil.com)

# ANNEXES

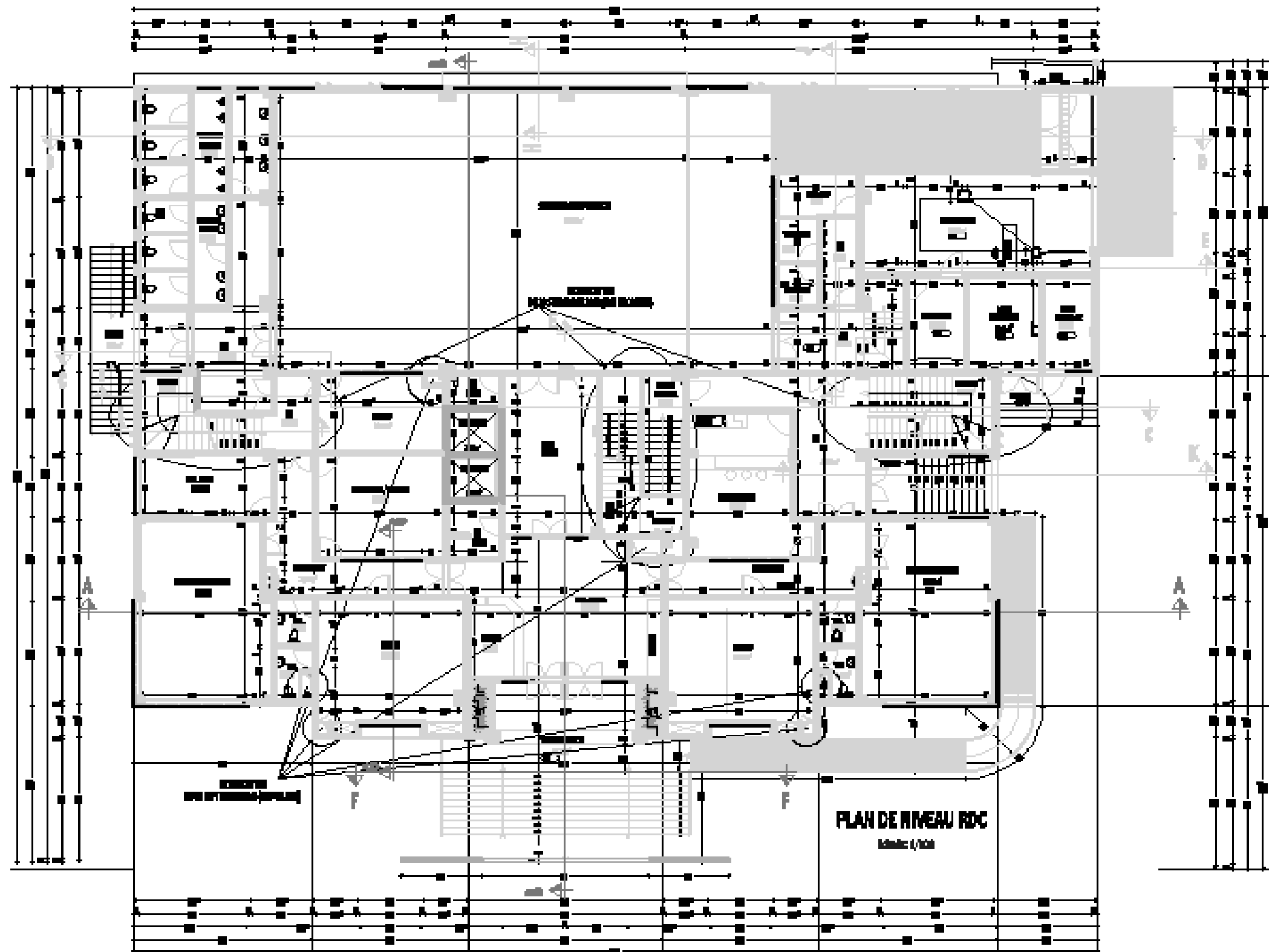
ANNEXE 2 PLANS ARCHITECTURAUX

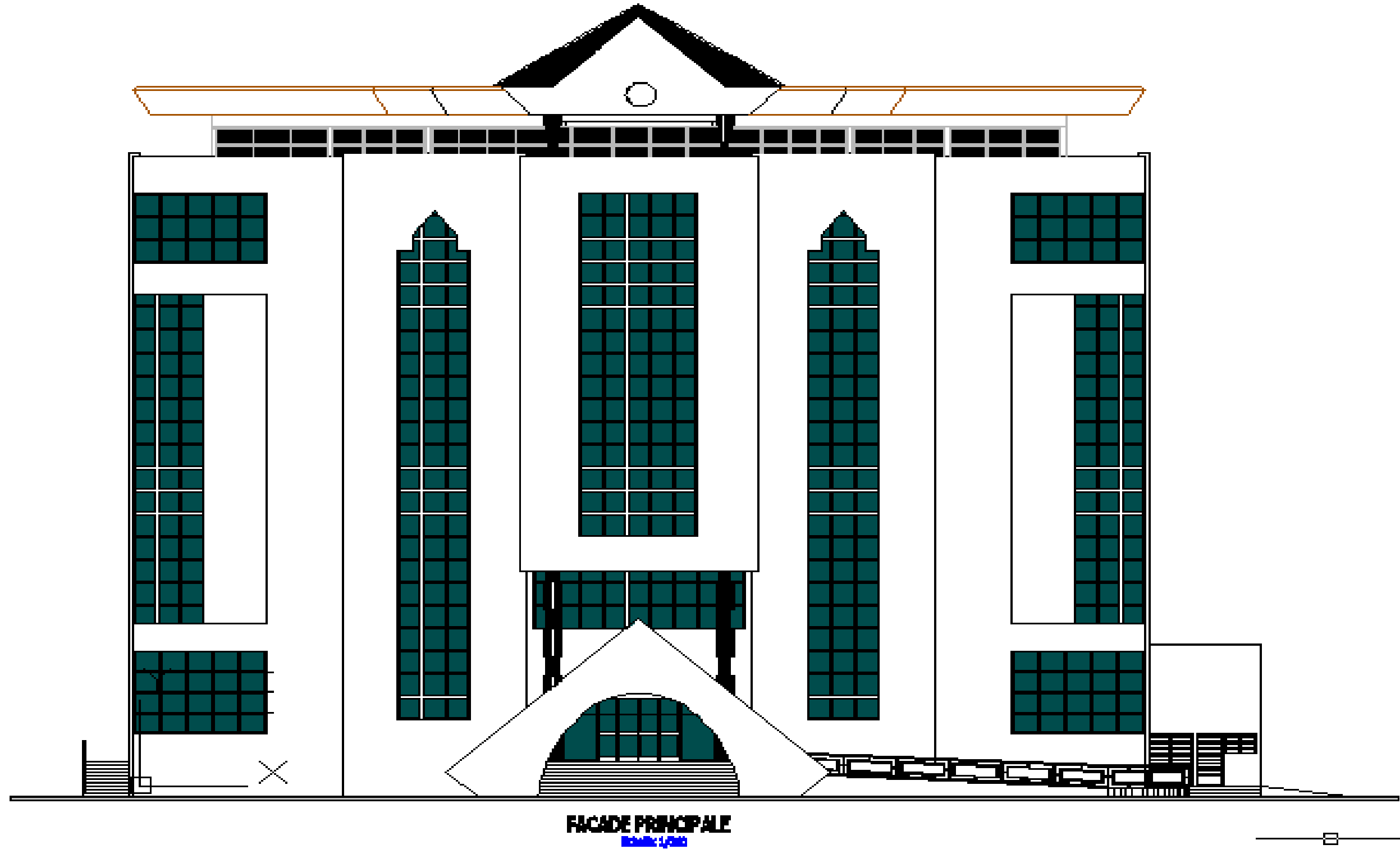
ANNEXE 2.1 PLAN DE COUPE A-A





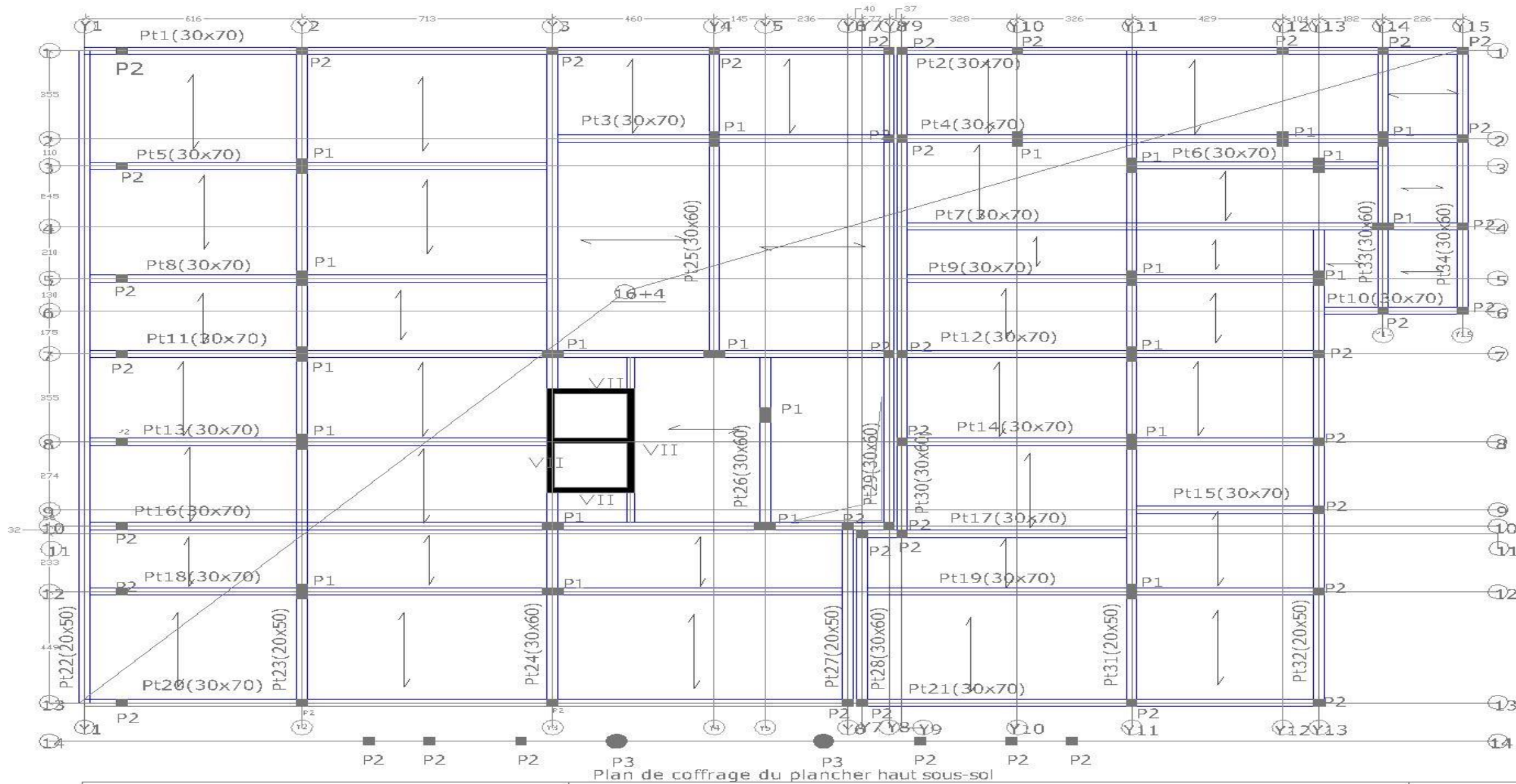
ANNEXE 2.2 PLAN DE NIVEAU RDC





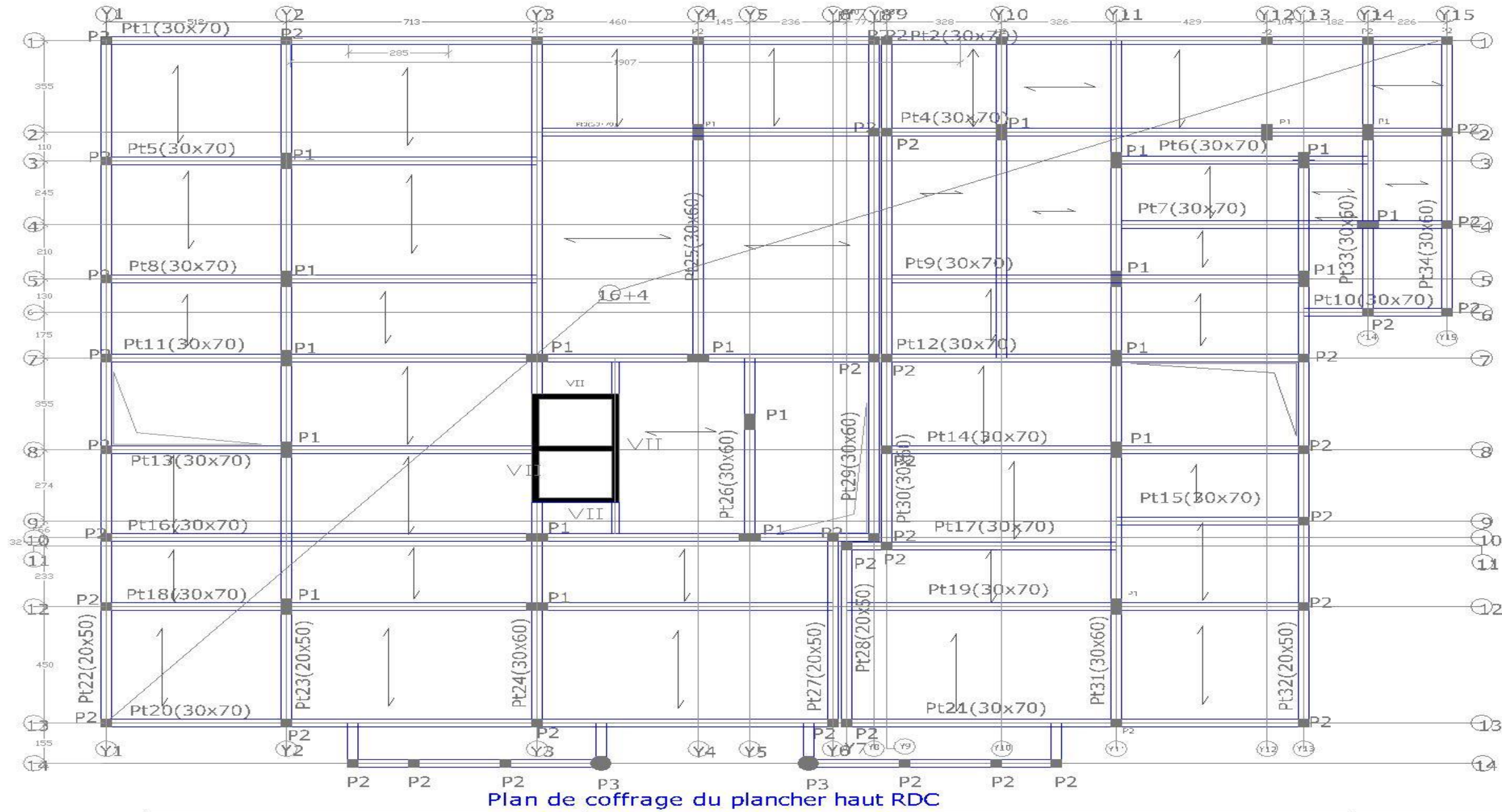
ANNEXE 3. PLAN DE COFFRAGE

ANNEXE 3.1 PLAN DE COFFRAGE SOUS-SOL



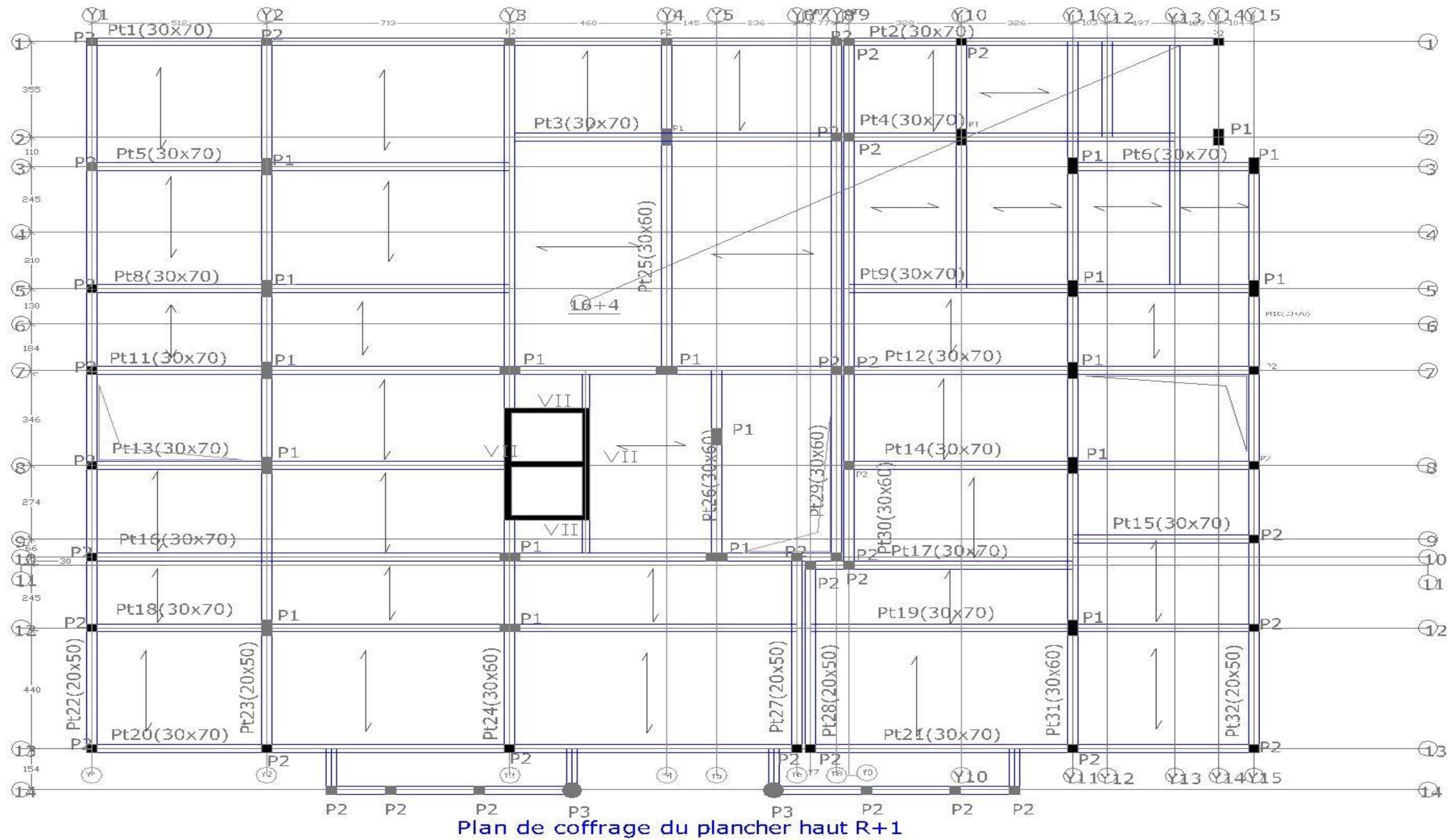
2IE	plan de coffrage du plancher haut sous-sol	DESSIN N°1
Projet de Mémoire		
Echelle : 1/100	30-04-2015	HISSEIN HAMID Diar

ANNEXE 3.2 PLAN DE COFFRAGE RDC



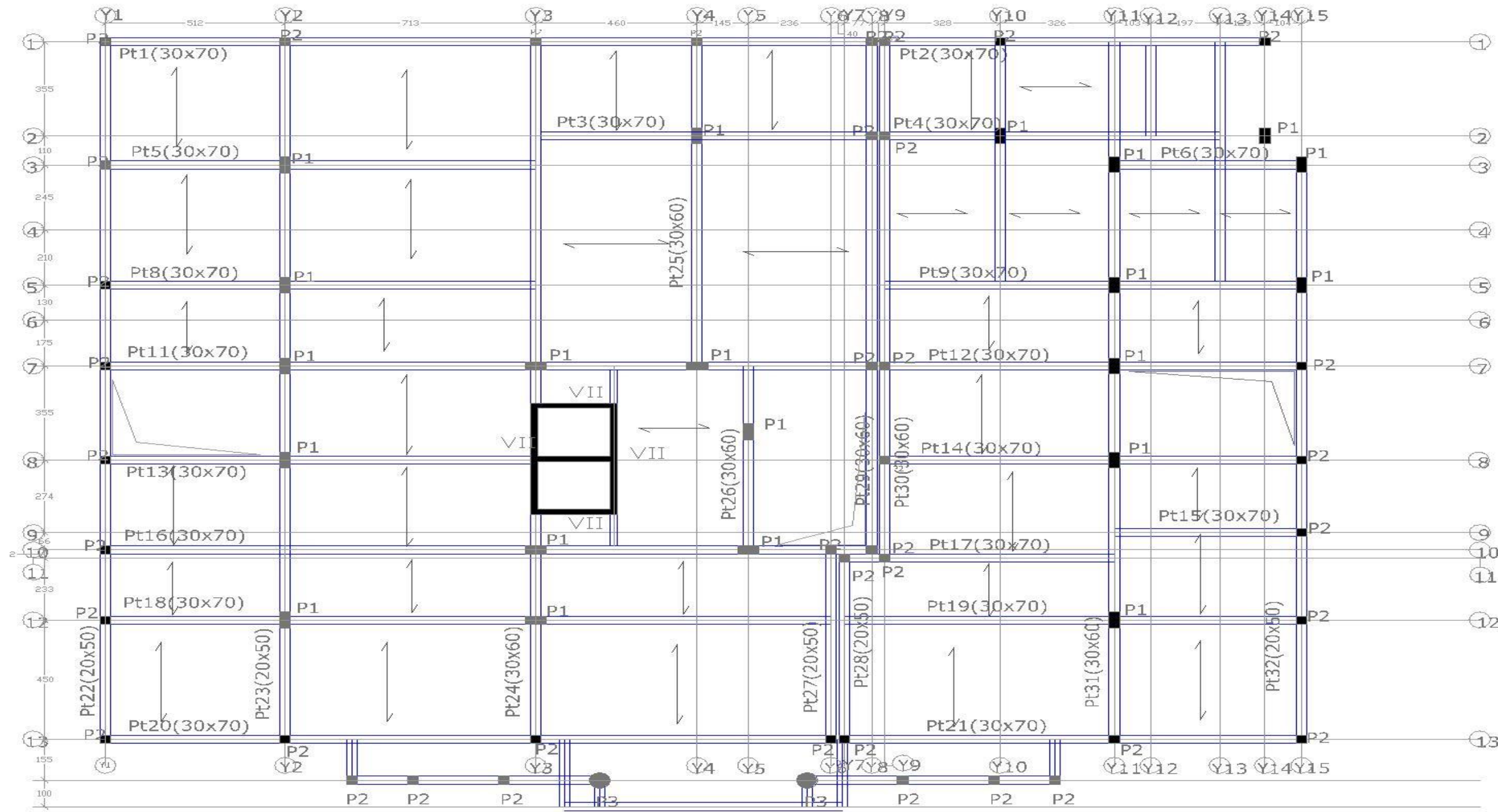
2IE	plan de coffrage du plancher haut RDC	DESSIN N°2
Projet de Mémoire		
Echelle : 1/100		30-04-2015
		HISSEIN HAMID Diar

ANNEXE 3.3 PLAN DE COFFRAGE R+1



2IE	plan de coffrage du plancher haut R+1	DESSIN N°3
Projet de Mémoire		
Echelle :1/100	30-04-2015	HISSEIN HAMID Diar

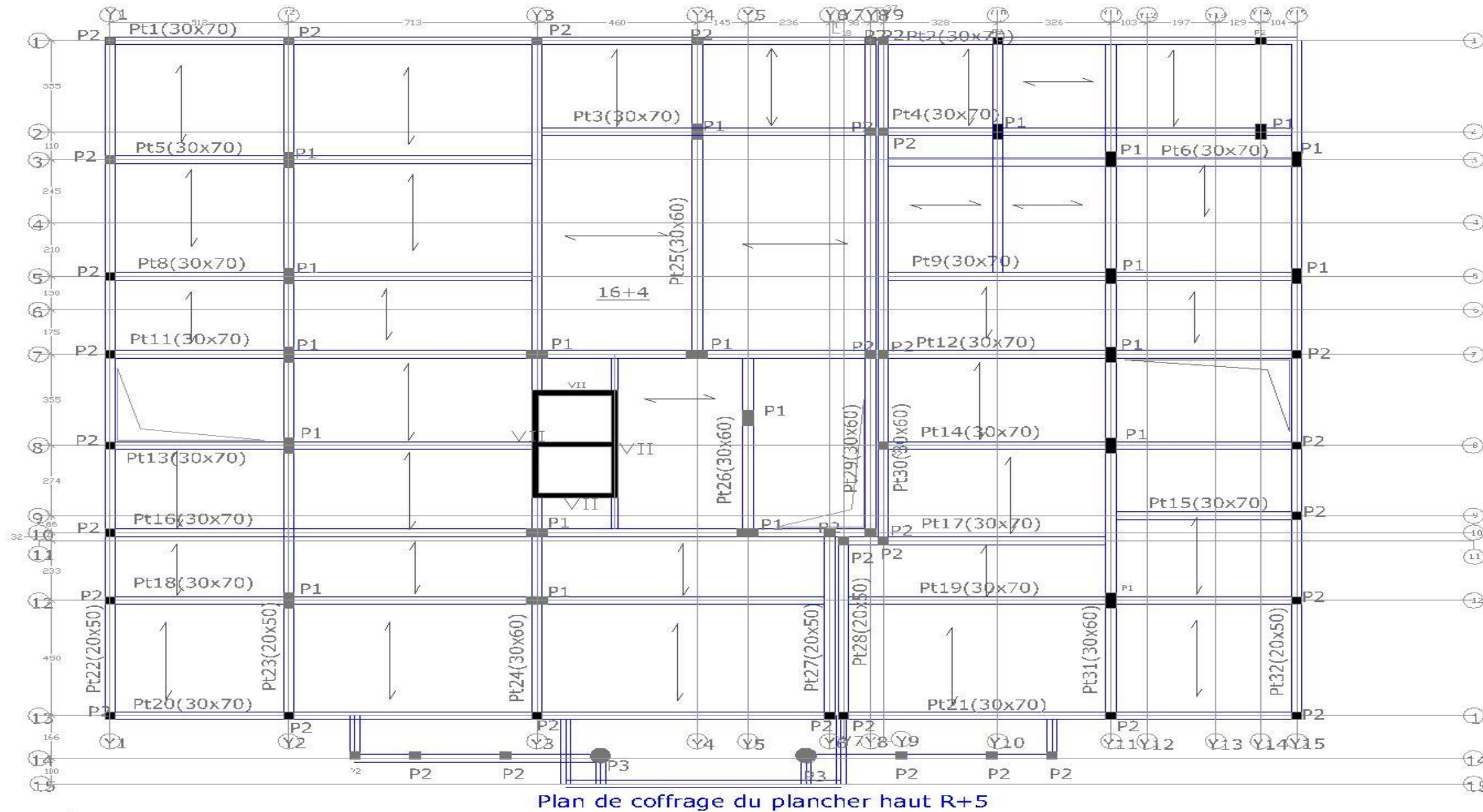
ANNEXE 3.4 PLAN DE COFFRAGE R+2 A 4



Plan de coffrage du plancher haut R+2

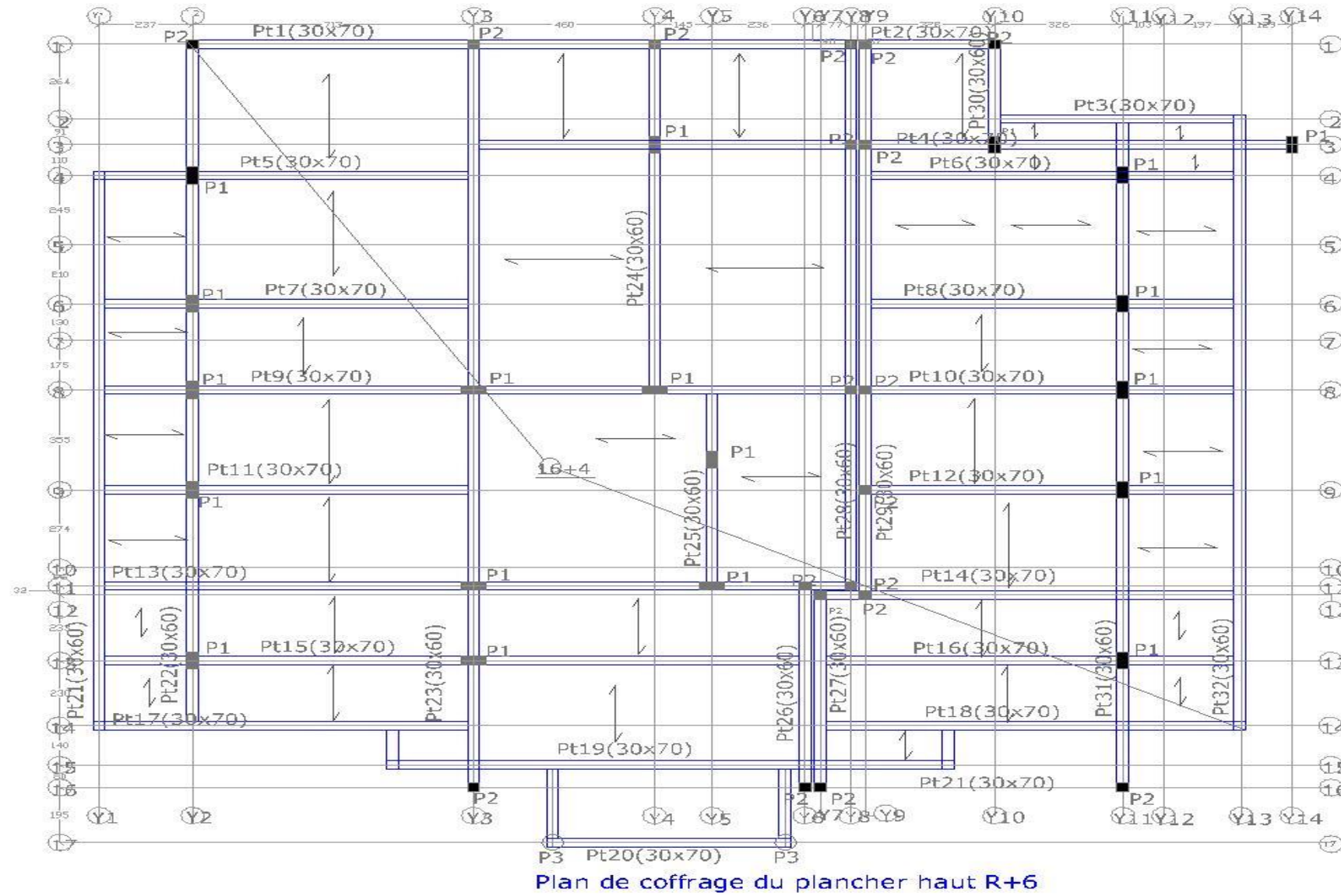
2IE	plan de coffrage du plancher haut R+2..4	DESSIN N°4
Projet de Mémoire		
Echelle : 1/100	30-04-2015	HISSEIN HAMID Diar

ANNEXE 3.5 PLAN DE COFFRAGE R+5



2IE	plan de coffrage du plancher haut R+5	DESSIN N°5
Projet de Mémoire		
Echelle : 1/100	30-04-2015	HISSEIN HAMID Diar

ANNEXE 3.6 PLAN DE COFFRAGE R+6



2IE	plan de coffrage du plancher haut R+6 	DESSIN N°6
Projet de Mémoire		30-04-2015
Echelle : 1/100		HISSEIN HAMID Diar



**ANNEXE.4 DETAILS DE CALCUL DE Pt 25**

✓ Première cas de chargement

3-2 Détermination des moments sur les appuis

$M_A=M_D=0\text{KN.m}$  (A et D sont les appuis des rives)

$$\text{Sur appui B : } M_B = \frac{P_1L'_{13}+P_2L'_{23}}{8,5(L'_1+L'_2)} + \frac{KePeL'_e{}^2}{L'_w+L'_e} = \frac{32,97 \times 3,5^3 + 32,97 \times 6,96^3}{8,5(3,5+6,96)} \Rightarrow M_B=140,92\text{KN.m}$$

Sur appui C

$$M_C = \frac{P_2L'_{23}+P_3L'_{33}}{8,5(L'_2+L'_3)} + \frac{KwP_wL'_w{}^2}{L'_w+L'_e} = \frac{32,97 \times 6,96^3 + 11,87 \times 7^3}{8,5(6,96+7)} = 127,99 \Rightarrow M_C=127,97 \text{ KN.m}$$

3-3 Calcul des moments en travée indépendante

$$\text{Travée 1 : } M_{01} = \frac{P_U L^2}{8} \Rightarrow M_{01} = \frac{32,97 \times 3,5^2}{8} = 50,48 \Rightarrow M_{01} = 50,48\text{KN.m}$$

$$\text{Travée 2 : } M_{02} = \frac{P_U L^2}{8} \Rightarrow M_{02} = \frac{32,97 \times 8,7^2}{8} = 311,94 \Rightarrow M_{02} = 311,94\text{KN.m}$$

$$\text{Travée 3 : } M_{03} = \frac{P_U L^2}{8} \Rightarrow M_{03} = \frac{11,87 \times 7^2}{8} = 72,70 \Rightarrow M_{03} = 72,70\text{KN.m}$$

3-4 Calcul des moments aux travées Mt

Travée 1 (AB)

$$M_{t1} = M_{01} - \frac{M_A+M_B}{2} \text{ Or } M_A=0 \Rightarrow M_{t1} = M_{01} - \frac{M_B}{2}$$

$$M_{t1} = 50,48 - \frac{140,92}{2} = -19,98 \Rightarrow M_{t1} = -19,98\text{KN.m}$$

Travée 2 (BC) :

$$M_{t2} = M_{02} - \frac{M_B+M_C}{2} = 311,94 - \frac{140,92+127,97}{2} = 177,495$$

$$\Rightarrow M_{t2} = 177,5\text{KN.m}$$

$$\text{Travée 3 (CD) : } M_{t3} = M_{03} - \frac{M_C+M_D}{2} = 72,7 - \frac{127,97}{2} = 8,715$$

$$\Rightarrow M_{t3} = 8,72\text{KN.m}$$

3-5 Calcul des efforts tranchants

Efforts tranchants en travée indépendante

$$\text{Travée 1 : } V_{01} = \frac{P_{u1} L}{2} = \frac{32,97 \times 3,5}{2} = 57,70$$

$$\Rightarrow V_{01} = 57,70KN$$

$$\text{Travée2 : } V_{02} = \frac{P_{u2}L_2}{2} = \frac{32,97 \times 8,7}{2} = 143,42$$

$$\Rightarrow V_{02} = 143,42KN$$

$$\text{Travée3 : } V_{03} = \frac{P_{u3}L_3}{2} = \frac{11,87 \times 7}{2} = 41,45$$

$$\Rightarrow V_{03} = 41,45KN$$

### Calcul de $V_{max}$

$$\text{Travée1 : } V_{maxW1} = \frac{P_{U1}L_1}{2} + \frac{|M_B - M_A|}{L_1}$$

$V_{maxW1}$  : L'effort tranchant à gauche de l'appui

$$: V_{maxW1} = 57,7 + \frac{|140,92 - 0|}{3,5} = 97,96$$

$$V_{maxW1} = 97,96KN$$

$$V_{maxe1} = -V_{01} + \frac{|M_B - M_A|}{L_1}$$

$V_{maxe1}$  : L'effort tranchant à droite de l'appui

$$: V_{maxe1} = -57,7 + \frac{|140,92 - 0|}{3,5} = -17,44$$

$$V_{maxe1} = -17,44KN$$

$$\text{Travée 2 : } V_{maxW2} = V_{02} + \frac{|M_C - M_B|}{L_2} \Rightarrow V_{maxW2} = 143,45 + \frac{|127,97 - 140,92|}{8,7}$$

$$V_{maxW2} = 144,94KN$$

$$V_{maxe2} = -V_{02} + \frac{|M_C - M_B|}{L_2} \Rightarrow V_{maxe2} = -143,45 + \frac{|127,97 - 140,92|}{8,7}$$

$$V_{maxe2} = -141,96KN$$

$$\text{Travée 3 : } V_{maxW3} = V_{03} + \frac{|M_D - M_C|}{L_3} \Rightarrow V_{maxW3} = 41,45 + \frac{|0 - 127,97|}{7}$$

$$V_{maxW3} = 56,16KN$$

$$V_{maxe3} = -V_{03} + \frac{|M_D - M_C|}{L_3} \Rightarrow V_{maxe3} = -41,45 + \frac{|0 - 127,97|}{7}$$

$$V_{maxe3} = -26,74KN$$

✓ Deuxième cas de chargement

**Détermination des moments sur les appuis**

$M_A = M_D = 0KN.m$  (A et D sont les appuis des rives)

Sur appui B :  $M_B = \frac{P_1L'_{13}+P_2L'_{23}}{8,5(L'_1+L'_2)} + \frac{KePeL'_e{}^2}{L'_w+L'_e} = \frac{32,97 \times 3,5^3 + 24,11 \times 6,96^3}{8,5(3,5+6,96)} \Rightarrow M_B = 107,33KN.m$

Sur appui C

$M_C = \frac{P_2L'_{23}+P_3L'_{33}}{8,5(L'_2+L'_3)} + \frac{KwP_wL'_w{}^2}{L'_w+L'_e} = \frac{24,11 \times 6,96^3 + 11,87 \times 7^3}{8,5(6,96+7)} = 102,82 \Rightarrow M_C = 102,82 KN.m$

Calcul des moments en travée indépendante

Travée 1 :  $M_{01} = \frac{P_U L^2}{8} \Rightarrow M_{01} = \frac{32,97 \times 3,5^2}{8} = 50,48 \Rightarrow M_{01} = 50,48KN.m$

Travée 2 :  $M_{02} = \frac{P_U L^2}{8} \Rightarrow M_{02} = \frac{24,11 \times 8,7^2}{8} = 228,11 \Rightarrow M_{02} = 228,11KN.m$

Travée 3 :  $M_{03} = \frac{P_U L^2}{8} \Rightarrow M_{03} = \frac{11,87 \times 7^2}{8} = 72,70 \Rightarrow M_{03} = 72,70KN.m$

Calcul des moments au milieu des travées Mt

Travée 1 (AB)

$M_{t1} = M_{01} - \frac{M_A+M_B}{2}$  Or  $M_A=0 \Rightarrow M_{t1} = M_{01} - \frac{M_B}{2}$

$M_{t1} = 50,48 - \frac{107,33}{2} = -3,185 \quad M_{t1} = -3,185kN.m$

Travée 2 (BC) :

$M_{t2} = M_{02} - \frac{M_B+M_C}{2} = 228,11 - \frac{107,33+102,82}{2} = 123,04$

$\Rightarrow M_{t2} = 123,04KN.m$

Travée 3 (CD) :  $M_{t3} = M_{03} - \frac{M_C+M_D}{2} = 72,7 - \frac{102,82}{2} = 21,29$

$\Rightarrow M_{t3} = 21,29KN.m$

Calcul des efforts tranchants

Efforts tranchants en travée indépendante

Travée1 :  $V_{01} = \frac{P_{u1}L1}{2} = \frac{32,97 \times 3,5}{2} = 57,70$

$\Rightarrow V_{01} = 57,70KN$

Travée2 :  $V_{02} = \frac{P_{u2}L2}{2} = \frac{24,11 \times 8,7}{2} = 104,88$

$$\Rightarrow V_{02} = 104,88KN$$

$$\text{Travée3 : } V_{03} = \frac{P_{u3}L_3}{2} = \frac{11,87 \times 7}{2} = 41,45$$

$$\Rightarrow V_{03} = 41,45KN$$

Calcul de  $V_{max}$

$$\text{Travée1 : } V_{maxW1} = \frac{P_{U1}L_1}{2} + \frac{|M_B - M_A|}{L_1}$$

$V_{maxW1}$  : L'effort tranchant à gauche de l'appui

$$: V_{maxW1} = 57,7 + \frac{|107,33-0|}{3,5} = 88,366$$

$$V_{maxW1} = 88,37KN$$

$$V_{maxe1} = -V_{01} + \frac{|M_B - M_A|}{L_1}$$

$V_{maxe1}$  : L'effort tranchant à droite de l'appui

$$: V_{maxe1} = -57,7 + \frac{|107,33-0|}{3,5} = -26,63$$

$$V_{maxe1} = -26,63KN$$

$$\text{Travée 2 : } V_{maxW2} = V_{02} + \frac{|M_C - M_B|}{L_2} \Rightarrow V_{maxW2} = 104,88 + \frac{|102,82 - 107,33|}{8,7}$$

$$V_{maxW2} = 105,40KN$$

$$V_{maxe2} = -V_{02} + \frac{|M_C - M_B|}{L_2} \Rightarrow V_{maxe2} = -104,88 + \frac{|102,82 - 107,33|}{8,7}$$

$$V_{maxe2} = -104,36KN$$

$$\text{Travée 3 : } V_{maxW3} = V_{03} + \frac{|M_D - M_C|}{L_3} \Rightarrow V_{maxW3} = 41,45 + \frac{|0 - 102,82|}{7}$$

$$V_{maxW3} = 56,14KN$$

$$V_{maxe3} = -V_{03} + \frac{|M_D - M_C|}{L_3} \Rightarrow V_{maxe3} = -41,45 + \frac{|0 - 102,82|}{7}$$

$$V_{maxe3} = -26,76KN$$

✓ Troisième cas de chargement

Détermination des moments sur les appuis

$M_A=M_D=0\text{KN.m}$  (A et D sont les appuis des rives)

$$\text{Sur appui B : } M_B = \frac{P_1L'_{13}+P_2L'_{23}}{8,5(L'_1+L'_2)} + \frac{KePeL'_e{}^2}{L'_w+L'_e} = \frac{24,11 \times 3,5^3 + 32,97 \times 6,96^3}{8,5(3,5+6,96)} \Rightarrow M_B = 136,65 \text{KN.m}$$

Sur appui C

$$M_C = \frac{P_2L'_{23}+P_3L'_{33}}{8,5(L'_2+L'_3)} + \frac{KwP_wL'_w{}^2}{L'_w+L'_e} = \frac{32,97 \times 6,96^3 + 11,87 \times 7^3}{8,5(6,96+7)} = 127,99 \Rightarrow M_C = 127,97 \text{KN.m}$$

Calcul des moments en travée indépendante

$$\text{Travée 1 : } M_{01} = \frac{P_U L_1^2}{8} \Rightarrow M_{01} = \frac{24,11 \times 3,5^2}{8} = 36,92 \Rightarrow M_{01} = 36,96 \text{kN.m}$$

$$\text{Travée 2 : } M_{02} = \frac{P_U L_2^2}{8} \Rightarrow M_{02} = \frac{32,97 \times 8,7^2}{8} = 311,94 \Rightarrow M_{02} = 311,94 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée 3 : } M_{03} = \frac{P_U L_3^2}{8} \Rightarrow M_{03} = \frac{11,87 \times 7^2}{8} = 72,70 \Rightarrow M_{03} = 72,70 \text{KN.m}$$

Calcul des moments aux travées Mt

Travée 1 (AB)

$$M_{t1} = M_{01} - \frac{M_A+M_B}{2} \text{ Or } M_A=0 \Rightarrow M_{t1} = M_{01} - \frac{M_B}{2}$$

$$M_{t1} = 36,92 - \frac{136,65}{2} = -31,405 \Rightarrow M_{t1} = -31,405 \text{kN.m}$$

Travée 2 (BC) :

$$M_{t2} = M_{02} - \frac{M_B+M_C}{2} = 311,94 - \frac{136,65+127,97}{2} = 179,63$$

$$\Rightarrow M_{t2} = 179,63 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée 3 (CD) : } M_{t3} = M_{03} - \frac{M_C+M_D}{2} = 72,7 - \frac{127,97}{2} = 8,715$$

$$\Rightarrow M_{t3} = 8,72 \text{KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants

Efforts tranchants en travée indépendante

$$\text{Travée 1 : } V_{01} = \frac{P_{u1} L_1}{2} = \frac{24,11 \times 3,5}{2} = 42,19$$

$$\Rightarrow V_{01} = 42,19 \text{KN}$$

$$\text{Travée 2 : } V_{02} = \frac{P_{u2} L_2}{2} = \frac{32,97 \times 8,7}{2} = 143,42$$

$$\Rightarrow V_{02} = 143,42 \text{KN}$$

$$\text{Travée 3 : } V_{03} = \frac{P_{u3}L_3}{2} = \frac{11,87 \times 7}{2} = 41,45$$

$$\Rightarrow V_{03} = 41,45 \text{ KN}$$

Calcul de  $V_{max}$

$$\text{Travée 1 : } V_{maxW1} = \frac{P_{U1}L_1}{2} + \frac{|M_B - M_A|}{L_1}$$

$V_{maxW1}$  : L'effort tranchant à gauche de l'appui

$$: V_{maxW1} = 42,19 + \frac{|136,65 - 0|}{3,5} = 81,23$$

$$V_{maxW1} = 81,23 \text{ KN}$$

$$V_{maxe1} = -V_{01} + \frac{|M_B - M_A|}{L_1}$$

$V_{maxe1}$  : L'effort tranchant à droite de l'appui

$$: V_{maxe1} = -42,19 + \frac{|136,65 - 0|}{3,5} = -3,15$$

$$V_{maxe1} = -3,15 \text{ KN}$$

$$\text{Travée 2 : } V_{maxW2} = V_{02} + \frac{|M_C - M_B|}{L_2} \Rightarrow V_{maxW2} = 143,45 + \frac{|127,97 - 136,65|}{8,7}$$

$$V_{maxW2} = 144,45 \text{ KN}$$

$$V_{maxe2} = -V_{02} + \frac{|M_C - M_B|}{L_2} \Rightarrow V_{maxe2} = -143,45 + \frac{|127,97 - 136,65|}{8,7}$$

$$V_{maxe2} = -142,45 \text{ KN}$$

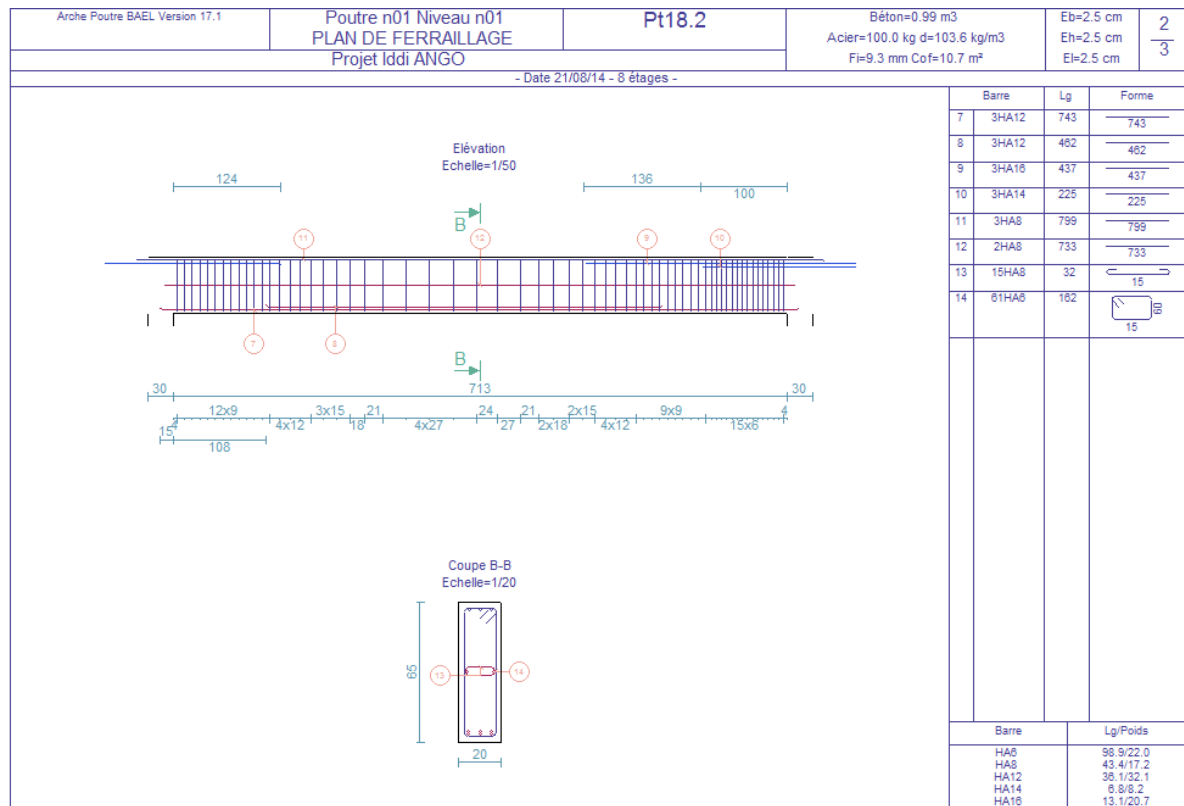
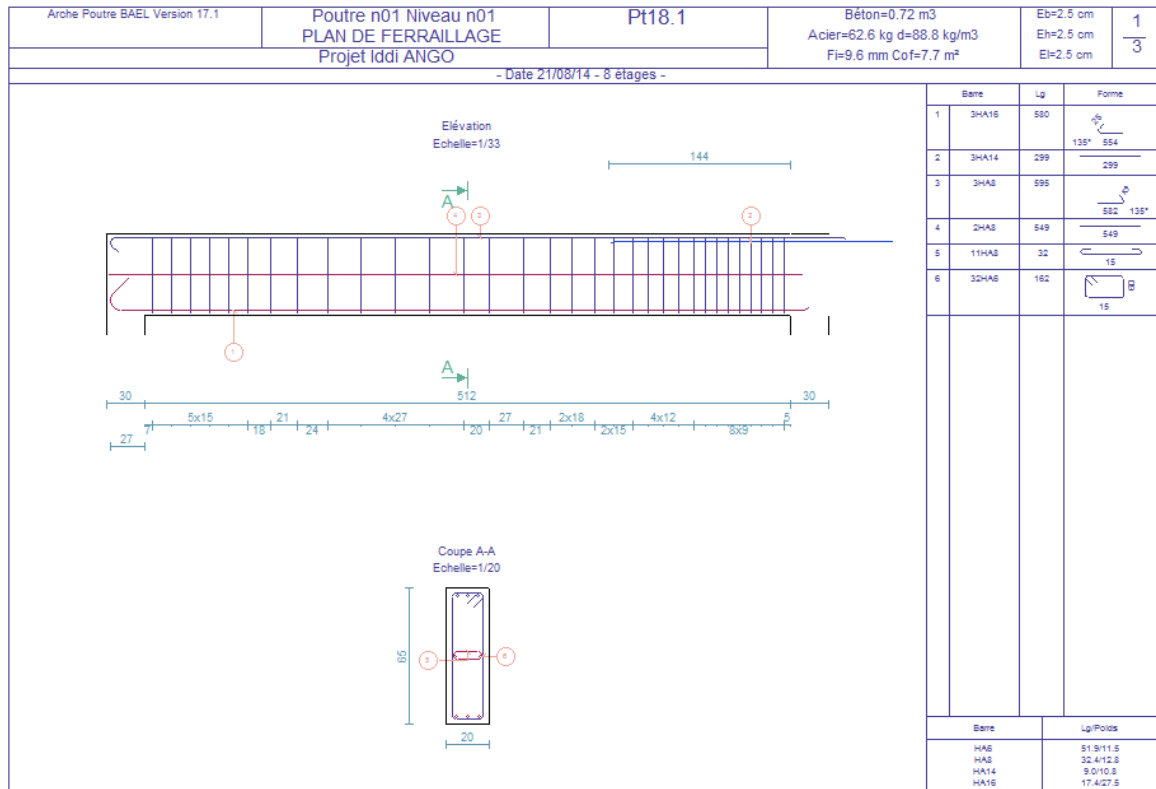
$$\text{Travée 3 : } V_{maxW3} = V_{03} + \frac{|M_D - M_C|}{L_3} \Rightarrow V_{maxW3} = 41,45 + \frac{|0 - 127,97|}{7}$$

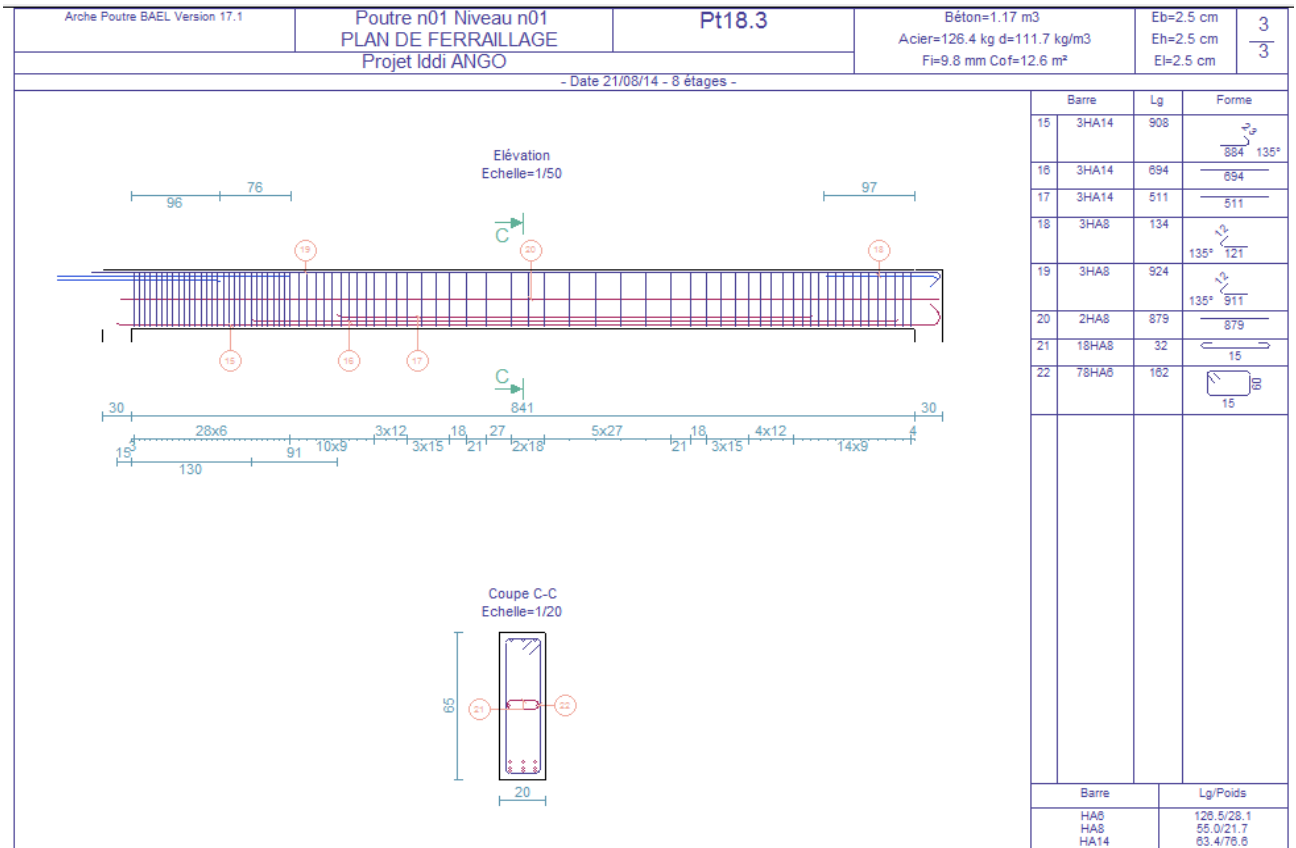
$$V_{maxW3} = 56,16 \text{ KN}$$

$$V_{maxe3} = -V_{03} + \frac{|M_D - M_C|}{L_3} \Rightarrow V_{maxe3} = -41,45 + \frac{|0 - 127,97|}{7}$$

$$V_{maxe3} = -26,74 \text{ KN}$$

Annexe 4.1 plan de ferrailage





**ANNEXE.5 DETAILS DE CALCUL DE PT 18**

**✓ Première cas de chargement**

**Calcul des moments sur les appuis**

$$M_W = \frac{P_w L'_w{}^3 + P_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$$

MA=MC=0KN.m (A et C sont les appuis des rives)

Sur l'appui B :  $MB = \frac{P_1 L'_{1,3} + P_2 L'_{2,3}}{8,5(L'_1 + L'_2)} = \frac{53,38 \times 5,22^3 + 53,38 \times 7,05^3}{8,5(5,22 + 7,05)} \Rightarrow MB = 252,14 \text{KN.m}$

**Calcul des moments isostatiques**

Travée 1 :  $M_{01} = \frac{P_U L^2}{8} \Rightarrow M_{01} = \frac{53,38 \times 5,22^2}{8} = 181,81 \Rightarrow M_{01} = 181,81 \text{KN.m}$

Travée 2 :  $M_{02} = \frac{P_U L^2}{8} \Rightarrow M_{02} = \frac{53,38 \times 7,05^2}{8} = 331,64 \Rightarrow M_{02} = 331,64 \text{KN.m}$

**Calcul des moments aux travées Mt**

Travée 1 (AB)

$M_{t1} = M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$  Or MA=0  $\Rightarrow M_{t1} = M_{01} - \frac{M_B}{2}$



$$M_{t1} = 181,81 - \frac{252,14}{2} = 55,74 \quad \Rightarrow \quad M_{t1} = 55,74 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée 2 (BC)} : M_{t2} = M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 331,64 - \frac{252,14}{2} = 205,57$$

$$\Rightarrow M_{t2} = 205,57 \text{KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants

Efforts tranchants en travée indépendante

$$\text{Travée 1} : V_{01} = \frac{P_{u1}L_1}{2} = \frac{53,38 \times 5,22}{2} = 139,32$$

$$\Rightarrow V_{01} = 139,32 \text{KN}$$

$$\text{Travée 2} : V_{02} = \frac{P_{u2}L_2}{2} = \frac{53,38 \times 7,05}{2} = 188,16$$

$$\Rightarrow V_{02} = 188,16 \text{KN}$$

Calcul de  $V_{max}$

$$\text{Travée 1} : V_{maxW1} = V_{01} + \frac{|M_B - M_A|}{L_1}$$

$V_{maxW1}$  : L'effort tranchant à gauche de l'appui

$$: V_{maxW1} = 139,32 + \frac{|252,14 - 0|}{5,22} = 187,62$$

$$V_{maxW1} = 187,62 \text{KN}$$

$$V_{maxe1} = -V_{01} + \frac{|M_B - M_A|}{L_1}$$

$V_{maxe1}$  : L'effort tranchant à droite de l'appui

$$: V_{maxe1} = -139,32 + \frac{|252,14 - 0|}{5,22} = -91,02$$

$$V_{maxe1} = -91,02 \text{KN}$$

$$\text{Travée 2} : V_{maxW2} = V_{02} + \frac{|M_C - M_B|}{L_2} \Rightarrow V_{maxW2} = 188,16 + \frac{|0 - 252,14|}{7,05}$$

$$V_{maxW2} = 223,92 \text{KN}$$

$$V_{maxe2} = -V_{02} + \frac{|M_C - M_B|}{L_2} \Rightarrow V_{maxe2} = -188,16 + \frac{|0 - 252,14|}{7,05}$$

$$V_{maxe2} = -152,40 \text{KN}$$

✓ Deuxième cas de chargement

**Calcul des moments sur appuis**

$$M_W = \frac{P_w L'_w{}^3 + P_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$$

$M_A = M_C = 0 \text{ KN.m}$  (A et C sont les appuis des rives)

Sur l'appui B :  $M_B = \frac{P_1 L'_{13} + P_2 L'_{23}}{8,5(L'_1 + L'_2)} = \frac{53,38 \times 5,22^3 + 36,02 \times 7,05^3}{8,5(5,22 + 7,05)} \Rightarrow M_B = 193,82 \text{ KN.m}$

Calcul des moments isostatiques

Travée 1 :  $M_{01} = \frac{P_U L_1^2}{8} \Rightarrow M_{01} = \frac{53,38 \times 5,22^2}{8} = 181,82 \Rightarrow M_{01} = 181,81 \text{ KN.m}$

Travée 2 :  $M_{02} = \frac{P_U L_2^2}{8} \Rightarrow M_{02} = \frac{36,02 \times 7,05^2}{8} = 223,785 \Rightarrow M_{02} = 223,785 \text{ KN.m}$

Calcul des moments au milieu des travées  $M_t$

Travée 1 (AB)

$$M_{t1} = M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \text{ Or } M_A = 0 \Rightarrow M_{t1} = M_{01} - \frac{M_B}{2}$$

$$M_{t1} = 181,81 - \frac{193,82}{2} = 84,90 \Rightarrow M_{t1} = 84,90 \text{ KN.m}$$

Travée 2 (BC) :  $M_{t2} = M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 223,785 - \frac{193,82}{2} = 126,875$

$\Rightarrow M_{t2} = 126,875 \text{ KN.m}$

Calcul des efforts tranchants

Efforts tranchants en travée indépendante

Travée 1 :  $V_{01} = \frac{P_{u1} L_1}{2} = \frac{53,38 \times 5,22}{2} = 139,32 \Rightarrow V_{01} = 139,32 \text{ KN}$

Travée 2 :  $V_{02} = \frac{P_{u2} L_2}{2} = \frac{36,02 \times 7,05}{2} = 126,97 \Rightarrow V_{02} = 126,97 \text{ KN}$

**Calcul de  $V_{max}$**

Travée 1 :  $V_{maxW1} = V_{01} + \frac{|M_B - M_A|}{L_1}$

$V_{maxW1}$  : L'effort tranchant à gauche de l'appui

$$: V_{maxW1} = 139,32 + \frac{|193,82 - 0|}{5,22} = 176,45 \text{ } V_{maxW1} = 176,45 \text{ KN}$$

$$V_{maxe1} = -V_{01} + \frac{|M_B - M_A|}{L_1}$$

$V_{maxe1}$  : L'effort tranchant à droite de l'appui

$$: V_{maxe1} = -139,32 + \frac{|193,82 - 0|}{5,22} = -102,19 \quad V_{maxe1} = -102,19 \text{KN}$$

$$\text{Travée 2 : } V_{maxW2} = V_{02} + \frac{|M_C - M_B|}{L_2} \Rightarrow V_{maxW2} = 126,97 + \frac{|0 - 193,32|}{7,05}$$

$$V_{maxW2} = 154,39 \text{KN}$$

$$V_{maxe2} = -V_{02} + \frac{|M_C - M_B|}{L_2} \Rightarrow V_{maxW2} = -126,97 + \frac{|0 - 193,32|}{7,05}$$

$$V_{maxe2} = -99,55 \text{KN}$$

### ✓ Troisième cas de chargement

#### Calcul des moments sur appuis

$$M_W = \frac{P_w L'_w{}^3 + P_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$$

$M_A = M_C = 0 \text{KN.m}$  (A et C sont les appuis des rives)

$$\text{Sur l'appui B : } M_B = \frac{P_1 L'_{13} + P_2 L'_{23}}{8,5(L'_{11} + L'_{12})} = \frac{36,02 \times 5,22^3 + 53,38 \times 7,05^3}{8,5(5,22 + 7,05)} \Rightarrow M_B = 228,46 \text{KN.m}$$

#### Calcul des moments isostatiques

$$\text{Travée 1 : } M_{01} = \frac{P_U L^2}{8} \Rightarrow M_{01} = \frac{36,02 \times 5,22^2}{8} = 122,686 \quad \Rightarrow M_{01} = 122,686 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée 2 : } M_{02} = \frac{P_U L^2}{8} \Rightarrow M_{02} = \frac{53,38 \times 7,05^2}{8} = 331,64 \quad \Rightarrow M_{02} = 331,64 \text{KN.m}$$

#### Calcul des moments au milieu des travées $M_t$

Travée 1 (AB)

$$M_{t1} = M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \quad \text{Or } M_A = 0 \Rightarrow M_{t1} = M_{01} - \frac{M_B}{2}$$

$$M_{t1} = 122,686 - \frac{228,46}{2} = 8,456 \quad \Rightarrow M_{t1} = 8,456 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée 2 (BC) : } M_{t2} = M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 331,64 - \frac{228,46}{2} = 217,41$$

$$\Rightarrow M_{t2} = 217,41 \text{KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants

Efforts tranchants en travée indépendante

$$\text{Travée1 : } V_{01} = \frac{P_{u1}L_1}{2} = \frac{36,02 \times 5,22}{2} = 94,01 \quad \Rightarrow V_{01} = 94,01 \text{KN}$$

$$\text{Travée2 : } V_{02} = \frac{P_{u2}L_2}{2} = \frac{53,38 \times 7,05}{2} = 188,16 \quad \Rightarrow V_{02} = 188,16 \text{KN}$$

Calcul de  $V_{max}$

$$\text{Travée1 : } V_{maxW1} = V_{01} + \frac{|M_B - M_A|}{L_1}$$

$V_{maxW1}$  : L'effort tranchant à gauche de l'appui

$$V_{maxW1} = 94,01 + \frac{|228,46 - 0|}{5,22} = 137,78 \quad V_{maxW1} = 137,78 \text{KN}$$

$$V_{maxe1} = -V_{01} + \frac{|M_B - M_A|}{L_1}$$

$$V_{maxe1} = -94,01 + \frac{|228,46 - 0|}{5,22} = -50,24 \quad V_{maxe1} = -50,24 \text{KN}$$

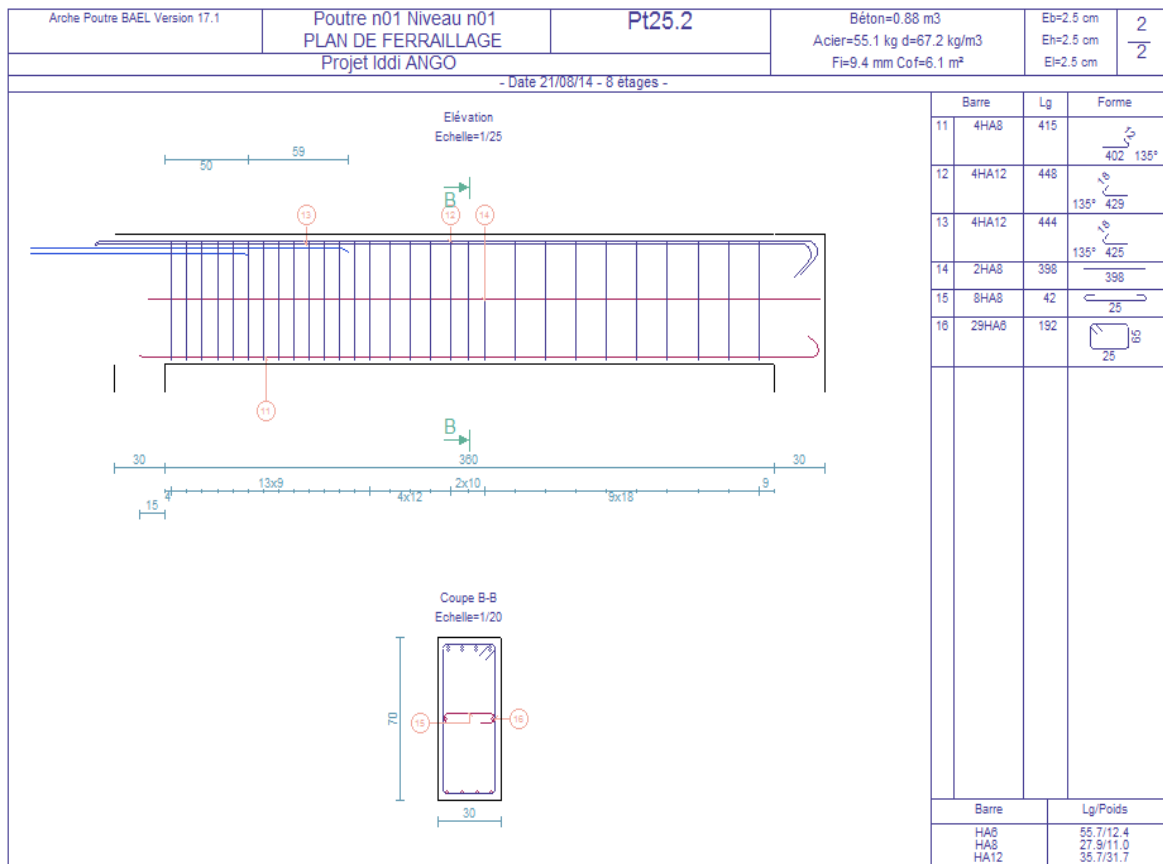
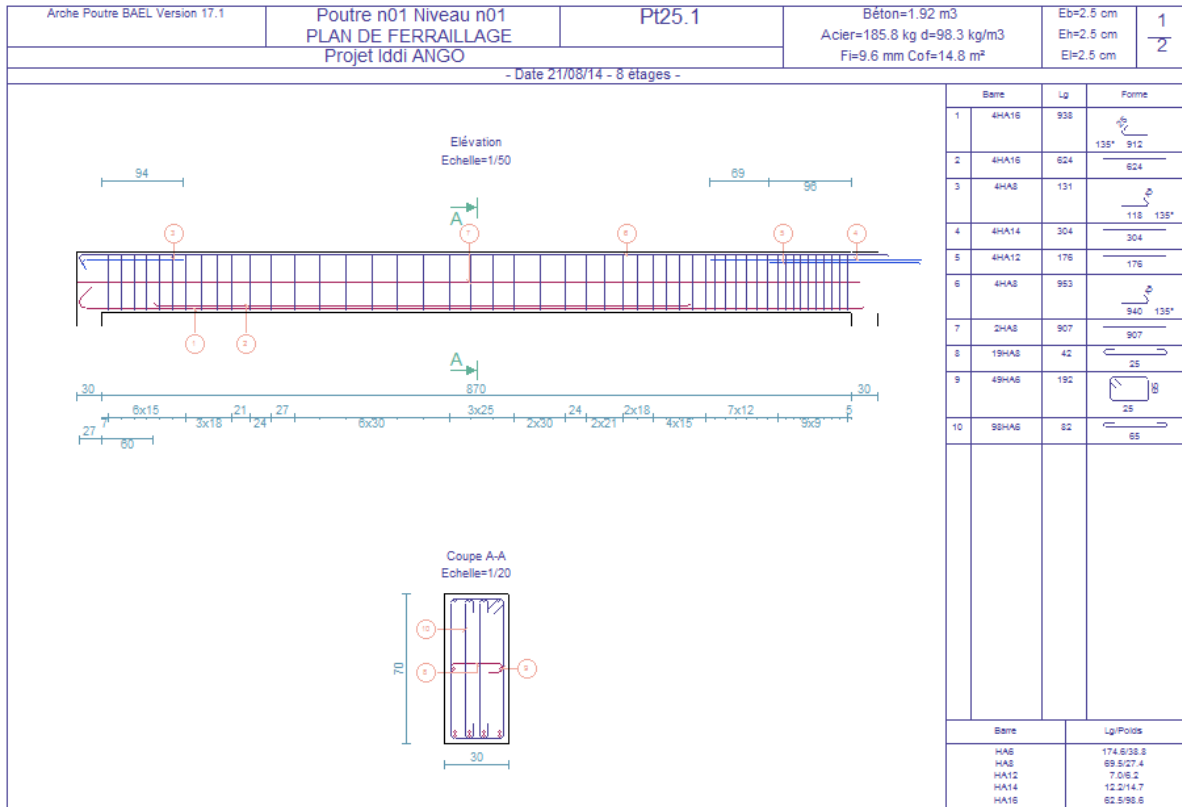
$$\text{Travée 2 : } V_{maxW2} = V_{02} + \frac{|M_C - M_B|}{L_2} \Rightarrow V_{maxW2} = 188,16 + \frac{|0 - 228,46|}{7,05}$$

$$V_{maxW2} = 220,57 \text{KN}$$

$$V_{maxe2} = -V_{02} + \frac{|M_C - M_B|}{L_2} \Rightarrow V_{maxe2} = -188,16 + \frac{|0 - 228,46|}{7,05}$$

$$V_{maxe2} = -155,75 \text{KN}$$

Annexe 5.1 les plans de ferrailage



**ANNEXE.6 CALCUL DES ARMATURES DE POTEAUX**

Annexe.6.1 calcul des armatures de poteaux intermédiaire

**RDC**

Lo(m)	Lf(m)	$\lambda$	$\beta$	k	Br (cm <sup>2</sup> )	Pu (MN)	Pur (MN)	a (cm)	b (cm)	A
3,9	2,73	31,52	1,16	0,0534	1344	1,99	2,71	30	50	6,4
Choix des armatures retenues										
St (cm)	$\emptyset t$	$l_r$ (cm)								
15	6	35	4HA14+4HA10 =7,66cm <sup>2</sup>							

**R+1 et R+2**

Lo(m)	Lf(m)	$\lambda$	$\beta$	k	Br (cm <sup>2</sup> )	Pu (MN)	Pur (MN)	a (cm)	b (cm)	A
3,9	2,73	31,52	1,16	0,0534	1064	1,71	2,16	30	40	5,6
Choix des armatures retenues										
St (cm)	$\emptyset t$	$l_r$ (cm)								
15	6	35	4HA14 =6,16cm <sup>2</sup>							

**R+3 et R+4**

Lo(m)	Lf(m)	$\lambda$	$\beta$	k	Br (cm <sup>2</sup> )	Pu (MN)	Pur (MN)	a (cm)	b (cm)	A
3,9	2,73	31,52	1,16	0,0534	784	1,14	1,6	30	30	5,6
Choix des armatures retenues										
St (cm)	$\emptyset t$	$l_r$ (cm)								
15	6	35	4HA14 =6,16cm <sup>2</sup>							

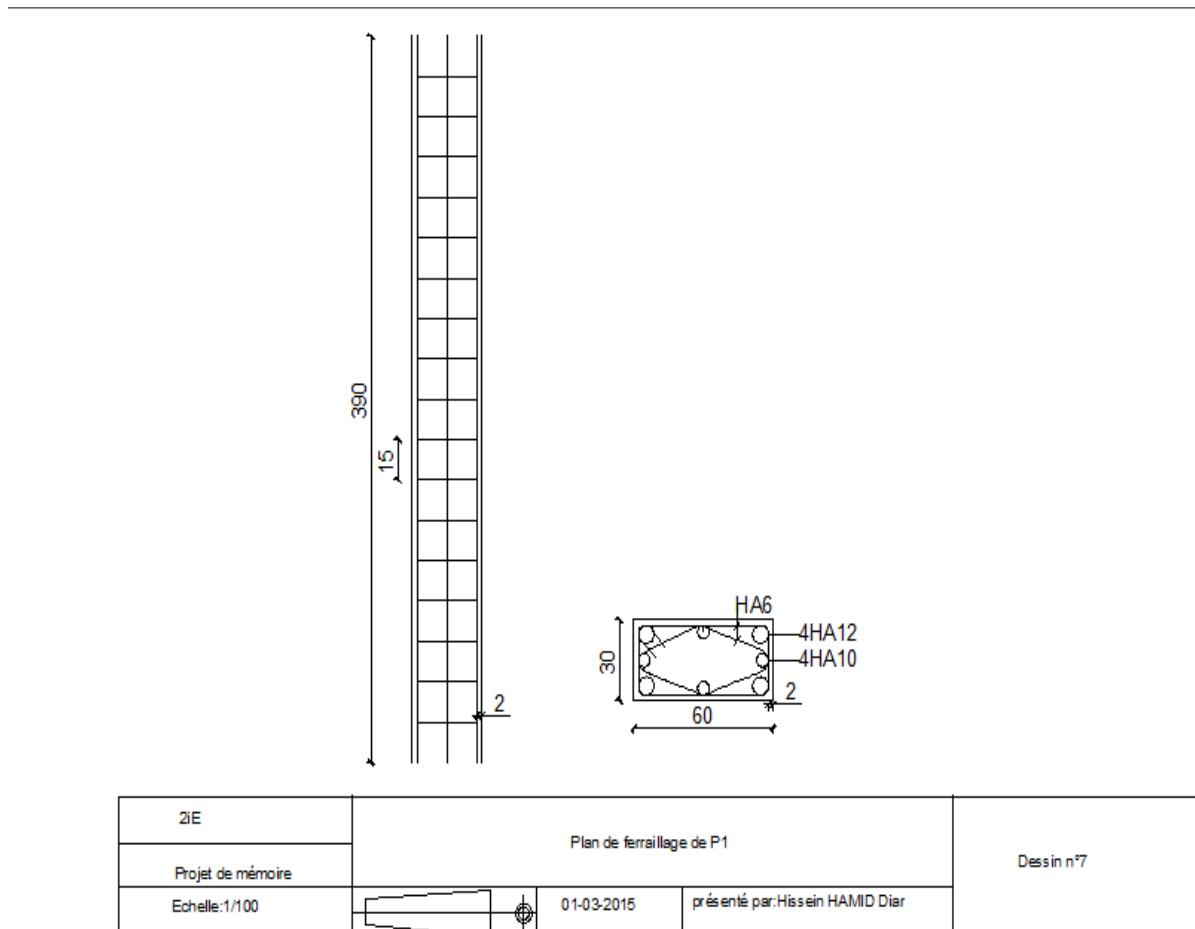
**R+5**

Lo(m)	Lf(m)	$\lambda$	$\beta$	k	Br (cm <sup>2</sup> )	Pu (MN)	Pur (MN)	a (cm)	b (cm)	A
3,9	2,73	31,52	1,16	0,0534	504	0,56	1,07	20	30	4

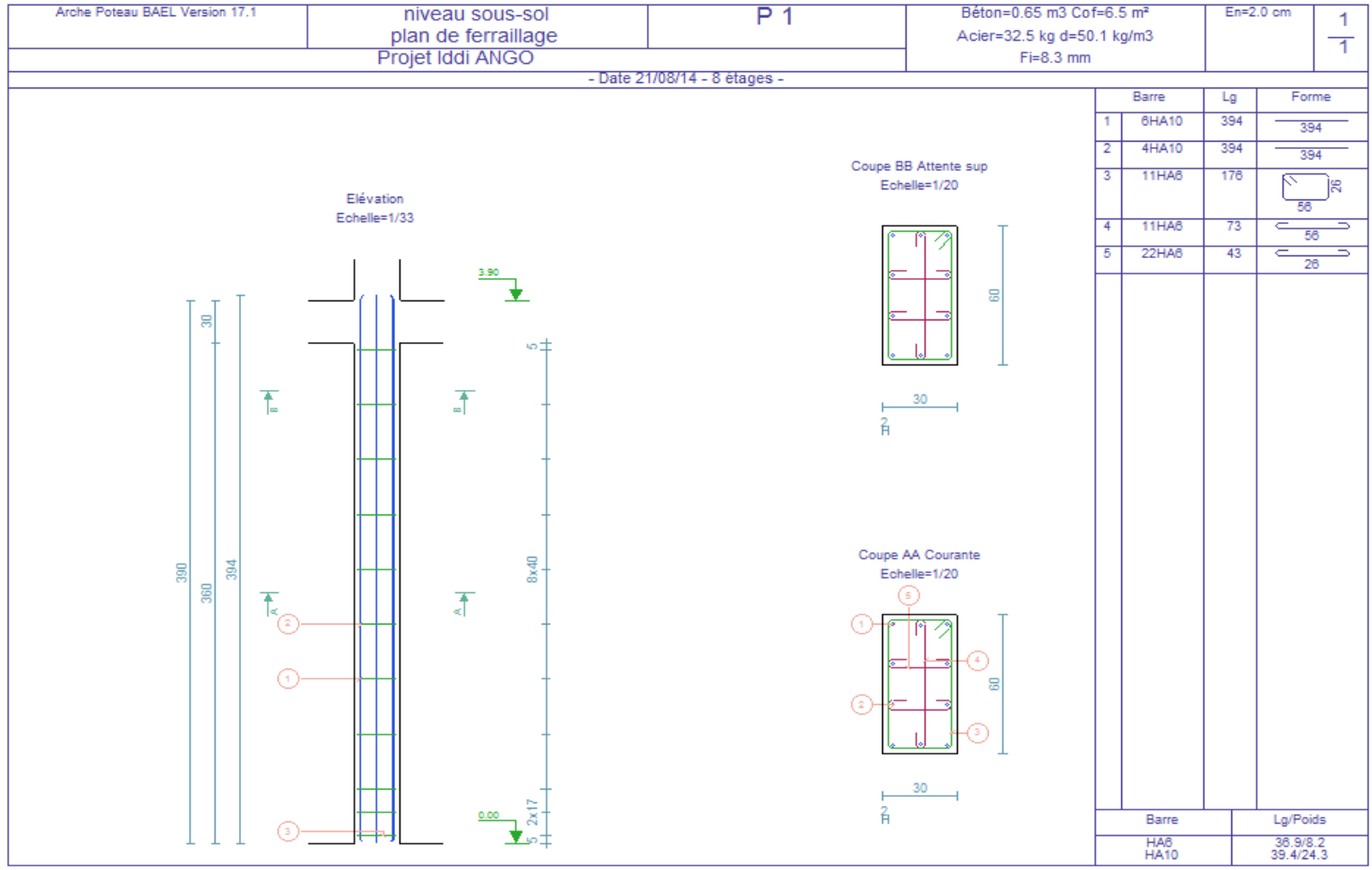
$St (cm)$	$\varnothing t$	$l_r (cm)$	Choix des armatures retenues	
15	6	30	4HA12 =4,52cm <sup>2</sup>	

**R+6**

$Lo(m)$	$Lf(m)$	$\lambda$	$\beta$	k	$Br (cm^2)$	$P_u (MN)$	$P_{ur} (MN)$	$a (cm)$	$b (cm)$	A
3,9	2,73	47,28	1,36	0,0534	324	0,28	0,71	20	20	3,2
$St (cm)$	$\varnothing t$	$l_r (cm)$	Choix des armatures retenues							
15	6	30	4HA12 =4,52cm <sup>2</sup>							



Annexe 6.2 les plans de ferrailage des poteaux intermédiaire





**Annexe.6.3 calcul des armatures de poteaux de rive**

**RDC**

Lo(m)	Lf(m)	$\lambda$	$\beta$	k	Br (cm <sup>2</sup> )	Pu (MN)	Pur (MN)	a (cm)	b (cm)	A
3,9	2,73	31,52	1,16	0,0534	1064	1,44	2,95	30	40	6,4
Choix des armatures retenues										
St (cm)	$\emptyset t$	$l_r$ (cm)								
15	6	35	4HA14 =6,16cm <sup>2</sup>							

**R+1 et R+2**

Lo(m)	Lf(m)	$\lambda$	$\beta$	k	Br (cm <sup>2</sup> )	Pu (MN)	Pur (MN)	a (cm)	b (cm)	A
3,9	2,73	31,52	1,16	0,0534	784	1,24	2,16	30	30	4,8
Choix des armatures retenues										
St (cm)	$\emptyset t$	$l_r$ (cm)								
15	6	35	4HA14 =6,16cm <sup>2</sup>							

**R+3**

Lo(m)	Lf(m)	$\lambda$	$\beta$	k	Br (cm <sup>2</sup> )	Pu (MN)	Pur (MN)	a (cm)	b (cm)	A
3,9	2,73	47,28	1,16	0,0534	684	0,82	1,43	20	40	4,8
Choix des armatures retenues										
St (cm)	$\emptyset t$	$l_r$ (cm)								
15	6	35	4HA14 =6,16cm <sup>2</sup>							

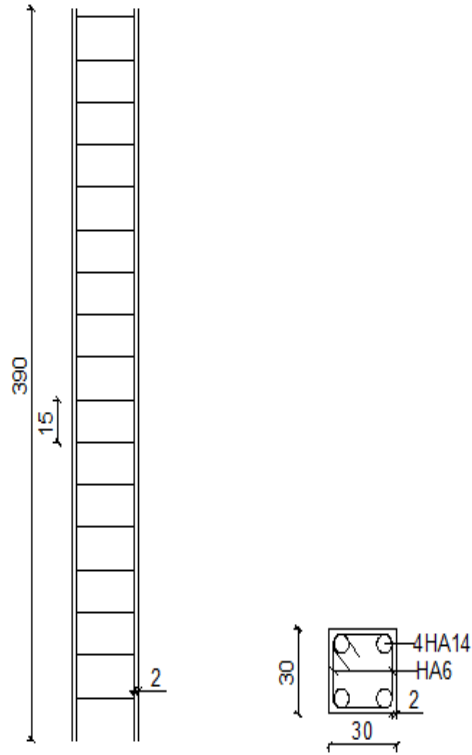
**R+4**


Lo(m)	Lf(m)	$\lambda$	$\beta$	k	Br (cm <sup>2</sup> )	Pu (MN)	Pur (MN)	a (cm)	b (cm)	A
3,9	2,73	47,28	1,365	0,0534	504	0,56	1,07	20	30	4

$St (cm)$	$\emptyset t$	$l_r (cm)$	Choix des armatures retenues
15	6	30	4HA12 =4,52cm <sup>2</sup>

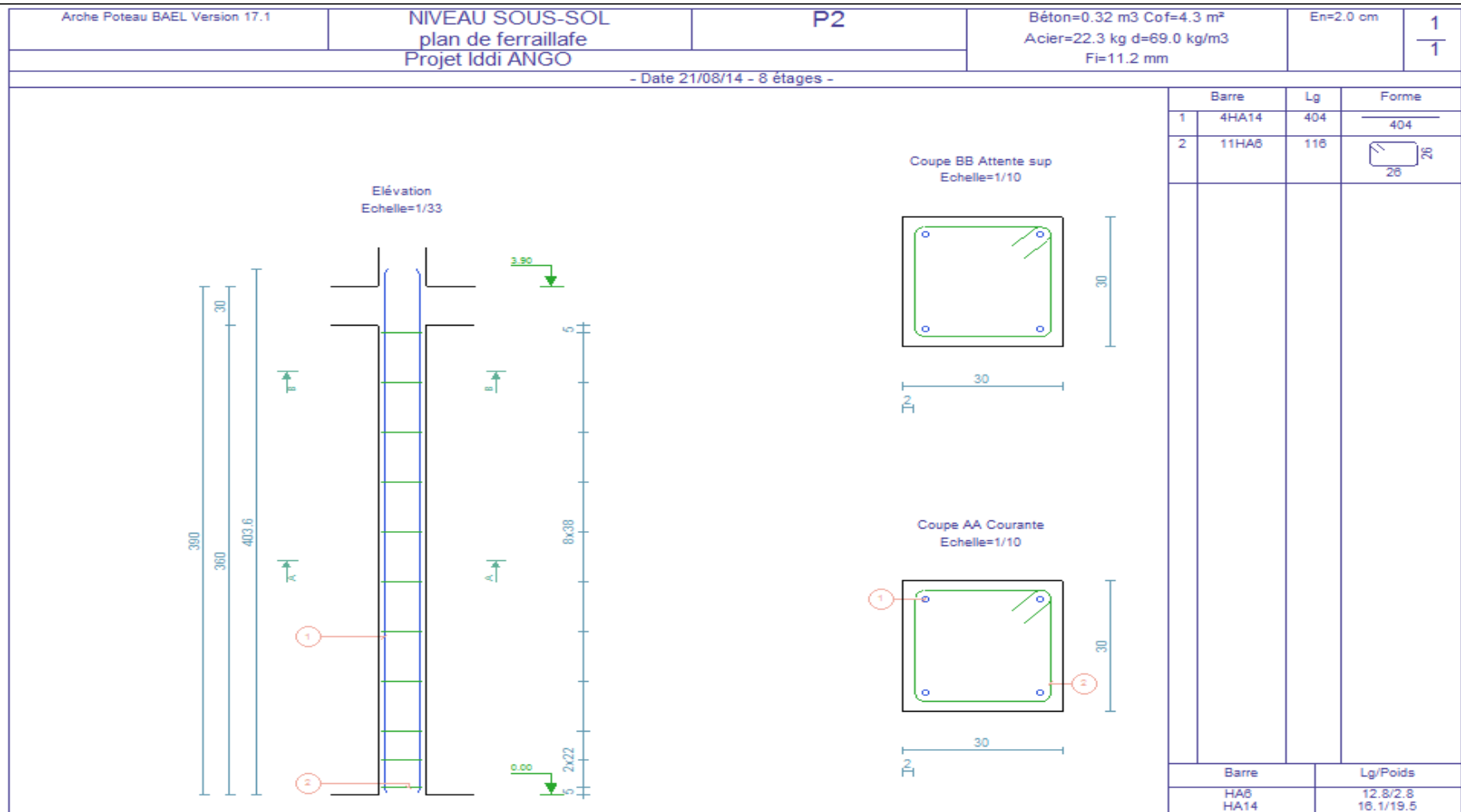
**R+5 et R+6**

Lo(m)	Lf(m)	$\lambda$	$\beta$	k	Br (cm <sup>2</sup> )	Pu (MN)	Pur (MN)	a (cm)	b (cm)	A
3,9	2,73	47,28	1,36	0,0534	324	0,405	0,71	20	20	3,2
$St (cm)$	$\emptyset t$	$l_r (cm)$	Choix des armatures retenues							
15	6	30	4HA12 =4,52cm <sup>2</sup>							



2E	Plan de ferrillage de P1			Dessin n°7
Projet de mémoire				
Echelle: 1/100		01-03-2015	présenté par: Hissein HAMID Diar	

Annexe 6.4 les plans de ferrailage des poteaux de rive



**Annexe 7.1 Bilan frigorifique simplifié York (la puissance est exprimée en W) du local de la salle de conférence**

poste	charges thermiques	unités	Quantité	facteur	puissance	
1	vitrage	à l'ombre	m <sup>2</sup>	10,44	50	522
		ensoleillé sans stores	m <sup>2</sup>	0	180	
		ensoleillé avec stores intérieurs	m <sup>2</sup>	51,904	135	7007,04
		ensoleillé avec stores extérieurs	m <sup>2</sup>	0	90	
2	murs extérieurs	ensoleillés, isolés	m <sup>2</sup>	0	9	
		ensoleillés, non isolés	m <sup>2</sup>	81,344	23	1870,912
		non ensoleillés, isolés	m <sup>2</sup>	0	7	
		non ensoleillés, non isolés	m <sup>2</sup>	0	12	0
3	cloisons	m <sup>2</sup>	180,154	10	1801,54	
4	plafond ou toit	isolé	m <sup>2</sup>		5	
		non isolé	m <sup>2</sup>		12	
		sous toit isolé	m <sup>2</sup>		10	
		sous toit non isolé	m <sup>2</sup>		24	
5	plancher	isolé	m <sup>2</sup>	239,072	7	1673,504
		non isolé	m <sup>2</sup>		10	
6	renouvellement d'air	m <sup>3</sup> /h	18	4,5	81	
7	occupants	nb	53	144	7632	
8	Appareils électriques éclairage	nb.Puiss	0	1	0	
<b>Puissance à installer</b>					20587,996	

Annexe 7.2

FXFQ-P9 Unité cassette encastrable 8 voies de soufflage type Round Flow 840 x 840 - R-410A				NEW	NEW	NEW	NEW	NEW	NEW	NEW	NEW	NEW		
Taille de l'unité				FXFQ20P9	FXFQ25P9	FXFQ32P9	FXFQ40P9	FXFQ50P9	FXFQ63P9	FXFQ80P9	FXFQ100P9	FXFQ125P9		
Puissance restituée	frigorifique	nominal	kW	2,2	2,8	3,6	4,5	5,6	7,1	9,0	11,2	14,0		
	calorifique	nominal	kW	2,5	3,2	4,0	5,0	6,3	8,0	10,0	12,5	16,0		
Puissance absorbée totale unité	froid	nominal	W	53	53	53	63	83	95	120	173	258		
	chaud	nominal	W	45	45	45	65	67	114	108	176	246		
Débit d'air	froid / chaud	PV / GV	m³/h	540 / 750	540 / 750	540 / 750	540 / 810	600 / 930	660 / 990	870 / 1410	1020 / 1590	1200 / 1980		
Filtre à air				Tamis résine			Tamis résine			Tamis résine				
Niveaux de pression sonore	froid / chaud	PV / GV	dB(A)	28 / 31			28 / 32			29 / 34			32 / 38	
				H	mm	204	204	204	204	204	204	246	246	288
Encombrement de l'unité	L	mm	840	840	840	840	840	840	840	840	840	840		
	P	mm	840	840	840	840	840	840	840	840	840	840		
	H	mm	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60		
Encombrement de la façade	L	mm	950	950	950	950	950	950	950	950	950	950		
	P	mm	950	950	950	950	950	950	950	950	950	950		
Poids de l'unité			kg	20,0	20,0	20,0	20,0	21,0	21,0	24,0	24,0	26,0		
Poids de la façade			kg	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5		
Couleur				Blanc (RAL9010)			Blanc (RAL9010)			Blanc (RAL9010)				
Matériau				Tôle acier galvanisé			Tôle acier galvanisé			Tôle acier galvanisé				
Télécommande	froid	IR		BRC7 F533F	BRC7 F533F	BRC7 F533F	BRC7 F533F	BRC7 F533F	BRC7 F533F	BRC7 F533F	BRC7 F533F	BRC7 F533F		
	chaud	IR		BRC7 F532F	BRC7 F532F	BRC7 F532F	BRC7 F532F	BRC7 F532F	BRC7 F532F	BRC7 F532F	BRC7 F532F	BRC7 F532F		
	froid/chaud	II standard		BRC1 D52	BRC1 D52	BRC1 D52	BRC1 D52	BRC1 D52	BRC1 D52	BRC1 D52	BRC1 D52	BRC1 D52		
	froid/chaud	III convulsale	NEW	BRC1 E51	BRC1 E51	BRC1 E51	BRC1 E51	BRC1 E51	BRC1 E51	BRC1 E51	BRC1 E51	BRC1 E51		
Référence façade	Standard			BYCQ140C	BYCQ140C	BYCQ140C	BYCQ140C	BYCQ140C	BYCQ140C	BYCQ140C	BYCQ140C	BYCQ140C		
	Auto-nettoyante*		NEW	BYCQ140CG	BYCQ140CG	BYCQ140CG	BYCQ140CG	BYCQ140CG	BYCQ140CG	BYCQ140CG	BYCQ140CG	BYCQ140CG		
Alimentation électrique			V/Ph.Hz	230/1/50	230/1/50	230/1/50	230/1/50	230/1/50	230/1/50	230/1/50	230/1/50	230/1/50		
Diamètre des tuyauteries	liquide		pouce	1 / 4	1 / 4	1 / 4	1 / 4	1 / 4	3 / 8	3 / 8	3 / 8	3 / 8		
	gaz		pouce	1 / 2	1 / 2	1 / 2	1 / 2	1 / 2	5 / 8	5 / 8	5 / 8	5 / 8		
	condensat	Int / ext	mm	25 / 32	25 / 32	25 / 32	25 / 32	25 / 32	25 / 32	25 / 32	25 / 32	25 / 32		

\* Nettoyage automatique BYCQ140CG seulement compatible avec série P9

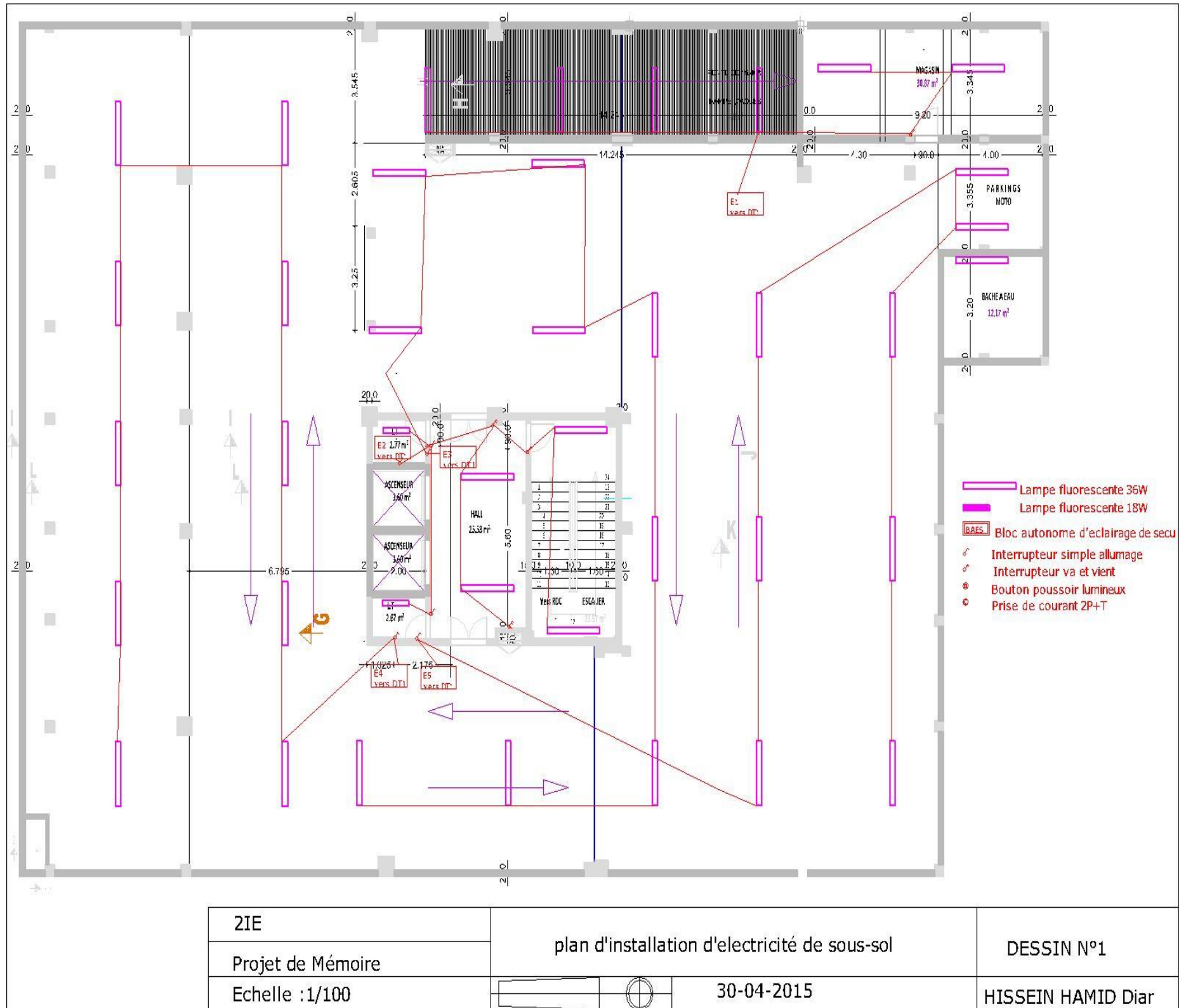
Annexe 7.3

**REYQ-P - VRV® III Inverter à récupération d'énergie R-410A - Montage triple module (groupe à système multiple uniquement) pour des installations tailles 34 à 48**

Taille de l'unité				REYQ34P9	REYQ36P9	REYQ38P8	REYQ40P8	REYQ42P8	REYQ44P8	REYQ46P8	REYQ48P8
Combinaisons	REM08P9			1	1						
	REM10P8			1		1		1			
	REM12P8				1	1	2		1		
	REM14P8									1	
	REM16P8			1	1	1	1	2	2	2	3
Puissance restituée	frigorifique	nominal	kW	95,4	101,0	107,0	112,0	118,0	124,0	130,0	135,0
	calorifique	nominal	kW	107,0	113,0	119,0	125,0	132,0	138,0	145,0	150,0
Puissance absorbée	froid	nominal	kW	27,20	29,40	31,20	33,40	35,80	38,00	40,80	42,60
	chaud	nominal	kW	26,60	28,20	30,00	31,80	33,60	35,20	37,10	38,70
Nombre d'unités intérieures connectables	confort			65	68	61	64	64	64	64	64
	maximum*			64	64	64	64	64	64	64	64
Taux de connexion	mini - 50 %			pts	425	450	475	500	525	550	575
	stand. - 100 %			pts	850	900	950	1000	1050	1100	1150
	confort - 130 %			pts	1105	1170	1235	1300	1365	1430	1495
	maxi - 200 %*			pts	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300
EER	froid	nominal	standard	3,51	3,44	3,43	3,35	3,30	3,26	3,19	3,17
COP	chaud	nominal	standard	4,04	4,01	3,97	3,93	3,94	3,92	3,91	3,88
Niveaux de pression sonore	froid	nominal	dB(A)	63	64	64	65	64	65	65	65
Niveaux de puissance sonore	froid	nominal	dB(A)	83	84	84	85	84	85	85	85
Débit d'air cumulé	froid	nominal	m³/h	35700	36600	36900	37800	38700	39600	41400	41400
	chaud	nominal	m³/h	Non dispo	Non dispo	Non dispo	Non dispo	Non dispo	Non dispo	Non dispo	Non dispo
Pression statique externe	stand. / maxi			Pa	60 / 78	60 / 78	60 / 78	60 / 78	60 / 78	60 / 78	60 / 78
	H			mm	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680
Encombrements cumulés des unités	L**			mm	3100	3100	3100	3100	3410	3410	3720
	P**			mm	785	785	785	785	785	785	785
				mm	785	785	785	785	785	785	785
Poids cumulé des unités				kg	792	792	842	842	922	922	1002
Réfrigérant	type				R-410A	R-410A	R-410A	R-410A	R-410A	R-410A	R-410A
	charge cumulée			kg	28,9	29,0	29,8	29,9	32,4	32,5	35,1
	commande				Détendeur de type électronique						

**ANNEXE.7 Plan d'installation électrique**

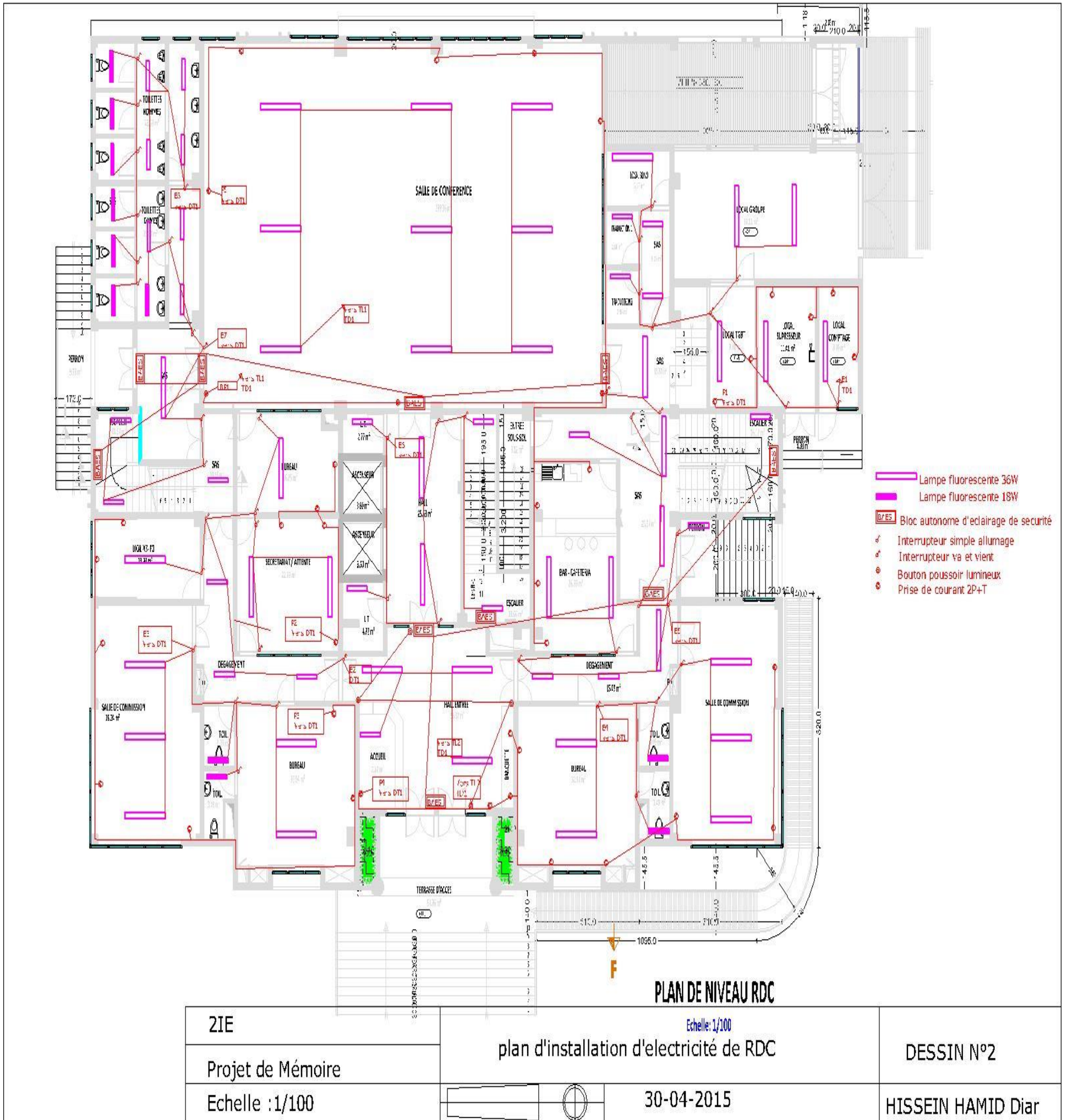
Annexe 7.4 Plan d'installation électricité de sous-sol



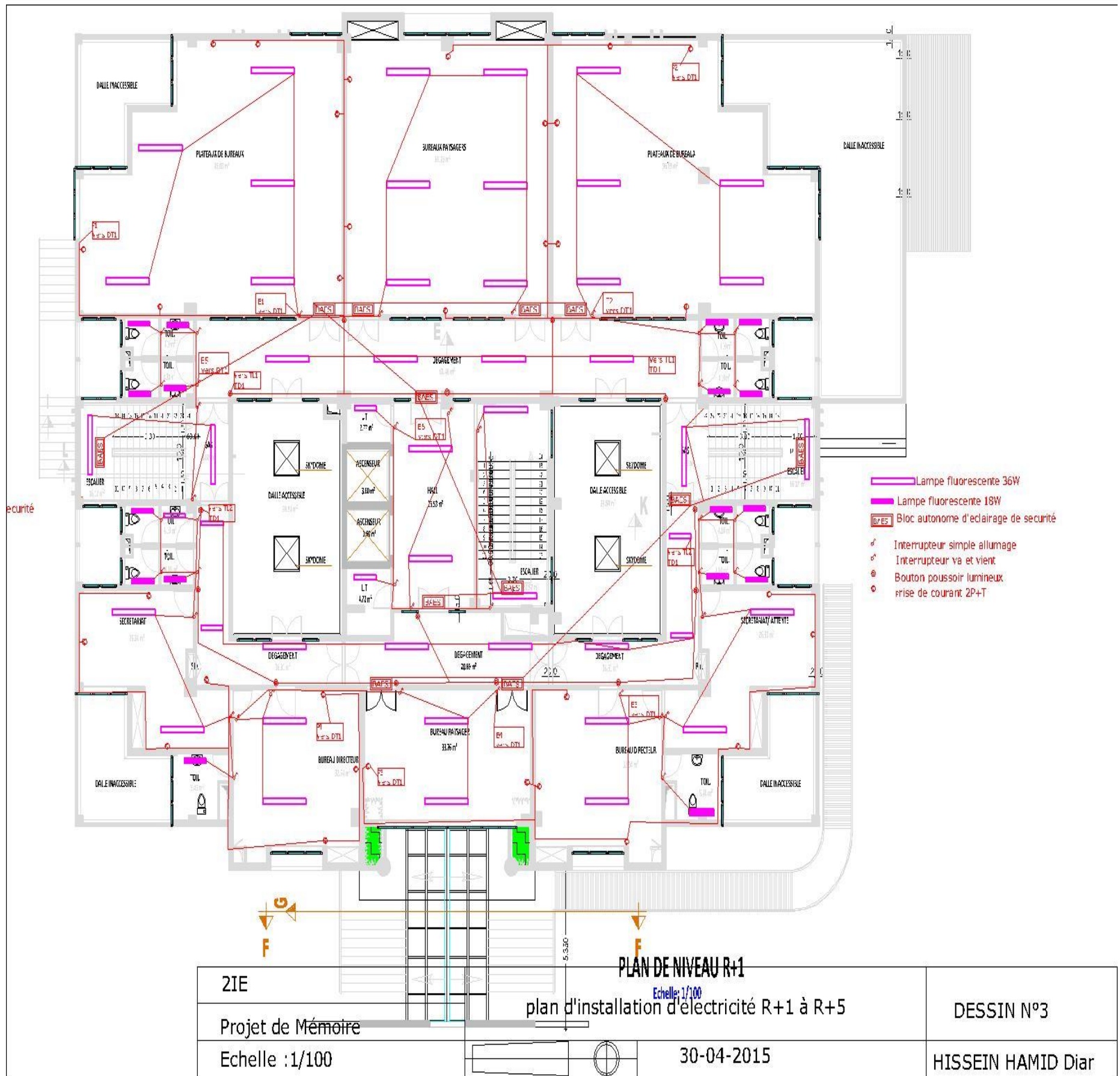
2IE	plan d'installation d'électricité de sous-sol	DESSIN N°1
Projet de Mémoire		
Echelle :1/100	30-04-2015	HISSEIN HAMID Diar



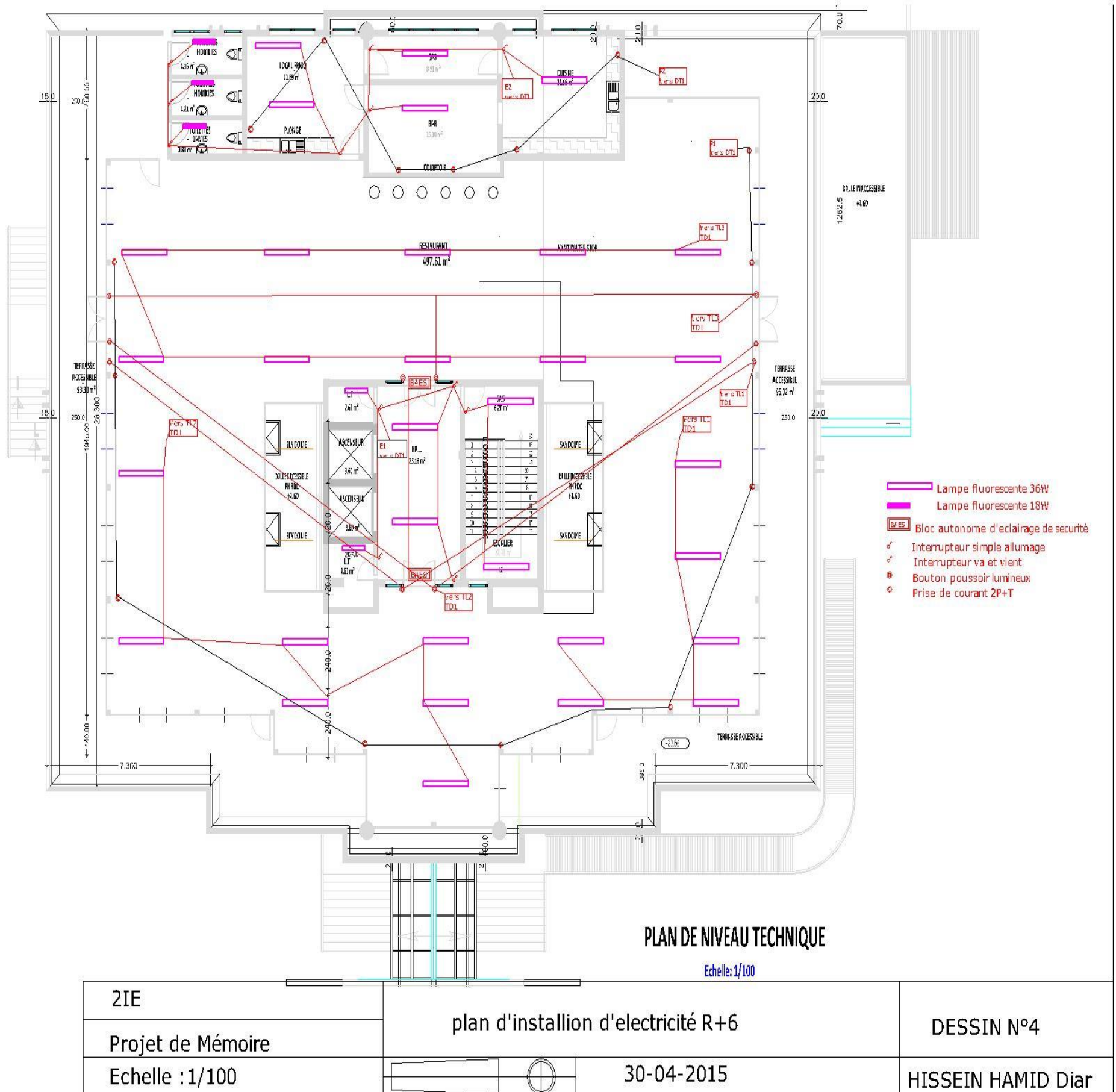
Annexe 7.5 Plan d'installation électricité de RDC



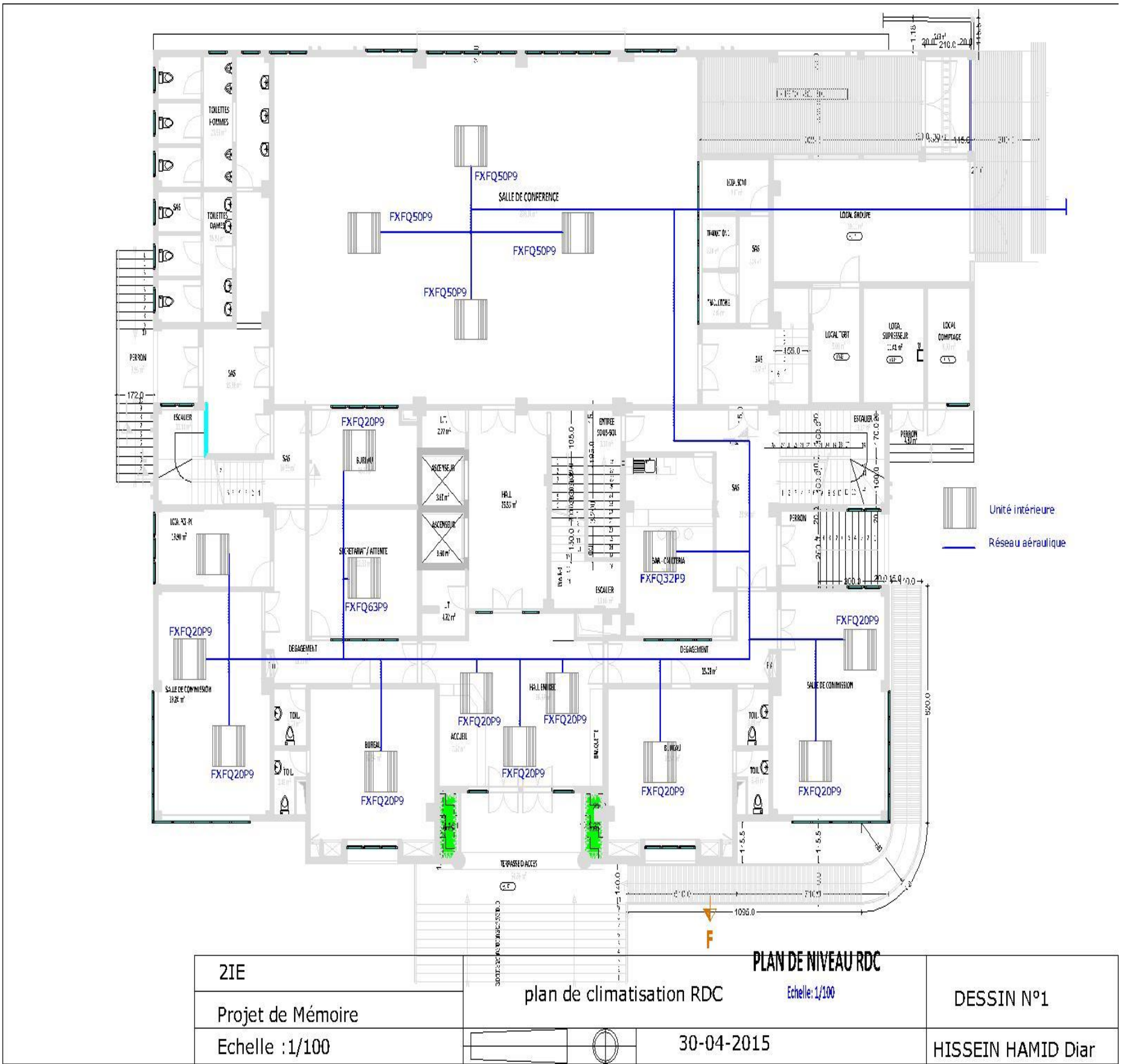
ANNEXE 7.6 Plan d'installation d'électricité de R+1 jusqu'à R+5



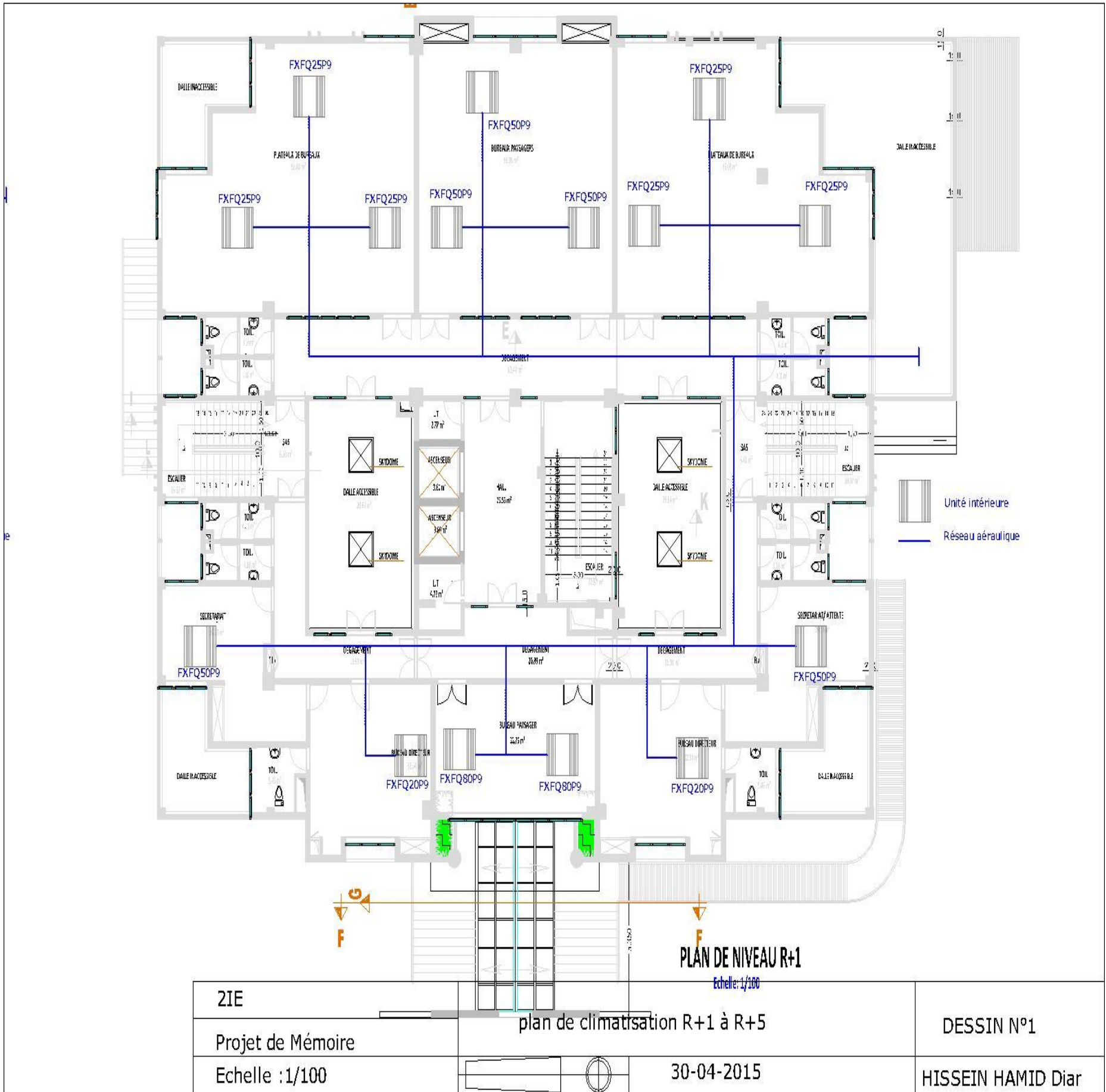
ANNEXE 7.7 Plan d'installation d'électricité de R+6



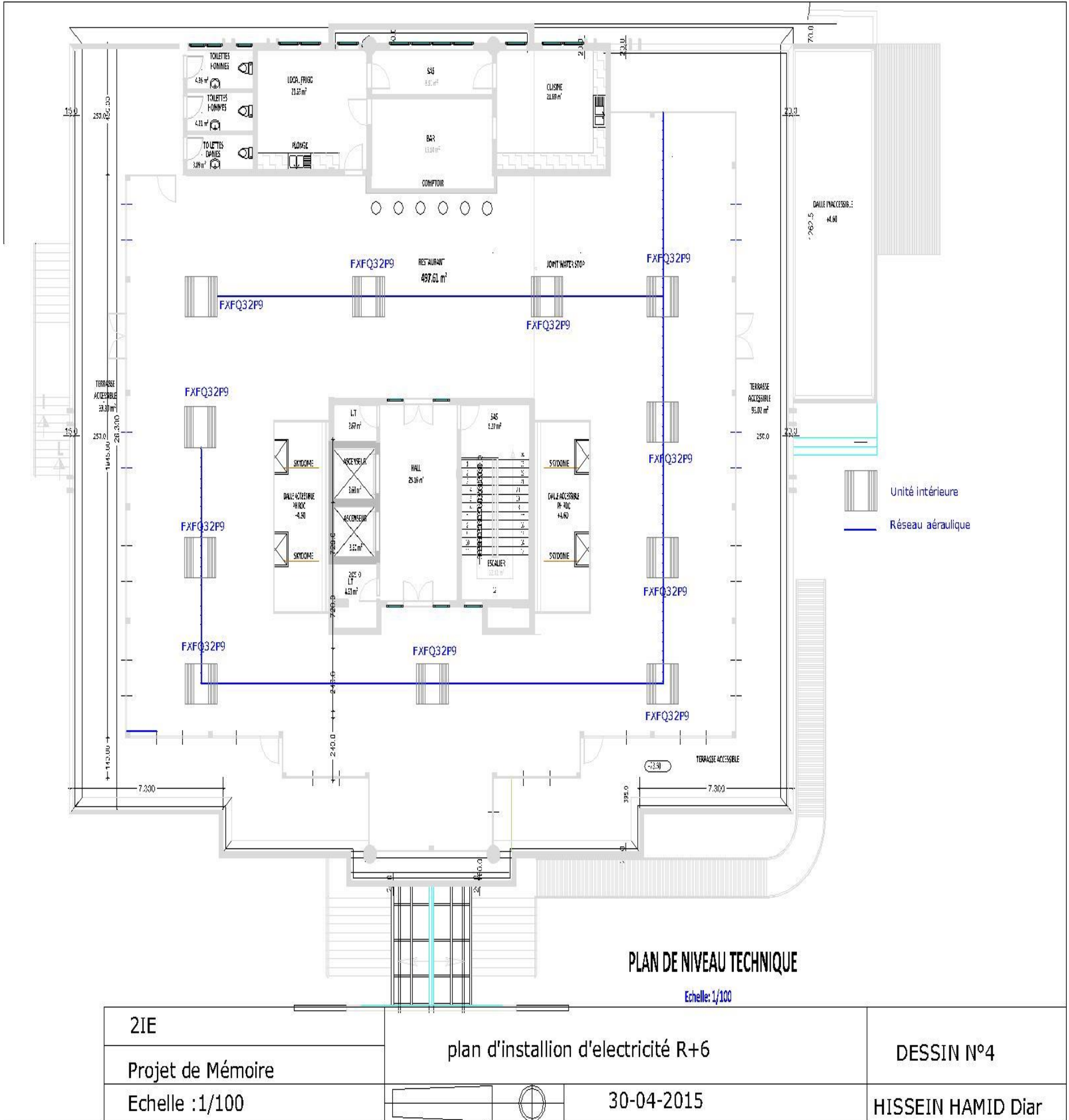
Annexe 7.8 Plan d'installation de climatisation de RDC



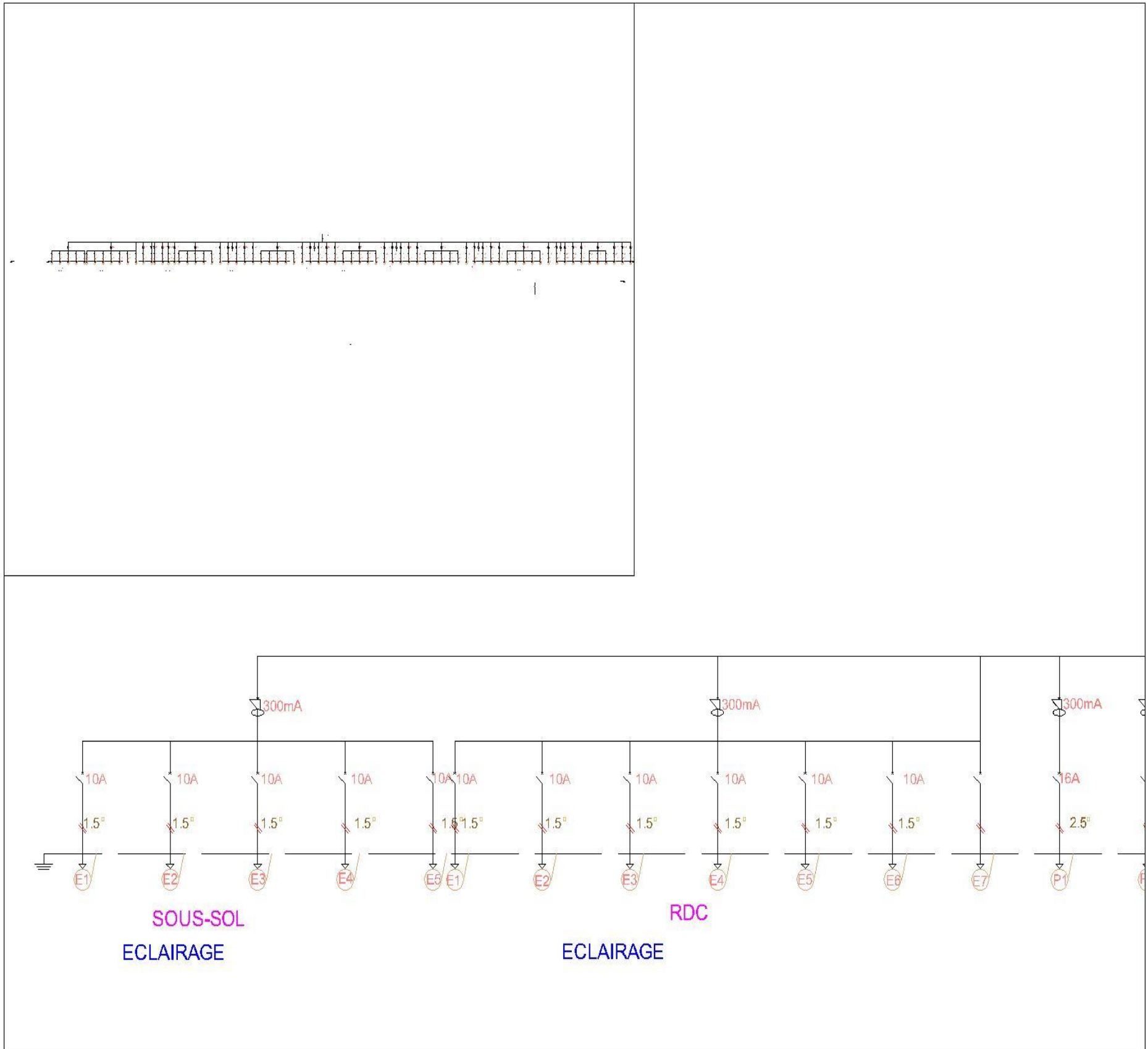
Annexe 7.9 Plan d'installation de climatisation de R+1 à R+5



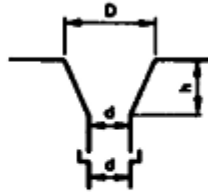
Annexe 7.10 Plan d'installation de climatisation de R+6



Annexe 7.4 Plan d'installation électricité de RDC



ANNEXE 8

Entrée d'eau avec moignon cylindrique (°)			Entrée d'eau avec moignon tronconique (°)				
Surface en plan collectée (m <sup>2</sup> ) par une entrée d'eau		Diamètre minimal (cm) du tuyau d'évacuation ou du moignon	Surface en plan collectée (m <sup>2</sup> ) par une entrée d'eau dont le moignon est tronconique				
à Ø normal	à Ø majoré (°)	(°)	à Ø normal	à Ø majoré (°)	D (cm)	d (cm) (°)	h (cm)
28		6 (°)	40	37	D = 2 d environ	6 (°)	h = 1,5 d
38		7 (°)	55	37		7 (°)	
50	53	8	71	47		8	
64	43	9	91	61		9	
79	53	10	113	75		10	
95	63	11	136	91		11	
113	75	12	161	107		12	
133	88	13	190	127		13	
154	103	14	220	147		14	
177	118	15	253	168		15	
201	134	16	187	191		16	
227	151	17	324	216		17	
254	169	18	363	242		18	
284	189	19	406	270		19	
314	209	20	449	300		20	
346	230	21	494	329		21	
380	253	22	543	362		22	
415	277	23	593	394		23	
452	302	24	646	430		24	
490	327	25	700	466		25	



ANNEXE 9 : CADRE DE DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF

N°	Désignation des ouvrages	Unité	Qté	Prix Unitaire	Prix Total
<b>I</b>	<b>GROS-ŒUVRES</b>				
<b>1.1</b>	<b>TERRASSEMENTS</b>				
1.1.1	Fouilles en puits pour semelles isolées	m <sup>3</sup>	2673,22	4 000	10 692 880
1.1.2	Fouilles en rigoles pour fondation et bêche	m <sup>3</sup>		3 000	0
1.1.3	Remblai compacté provenant des déblais	m <sup>3</sup>		4 000	0
1.1.4	Evacuation des terres excédentaires et des gravats hors du chantier	FF	1,00	400 000	400 000
	<b>TOTAL 1.1</b>				<b>11 092 880</b>
<b>1.2</b>	<b>FONDATEMENTS</b>				
1.2.1	Béton de propreté dosé à 150 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	49,25	60 000	2 955 170
1.2.2	Béton armé pour radier dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	689,54	180 000	124 117 200
	<b>TOTAL 1.2</b>				<b>127 072 370</b>
<b>1.3</b>	<b>BETON ARME EN ELEVATION</b>				
	<b>sous-sol</b>				
1.3.1	Béton armé pour poteaux et raidisseurs dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	27,70	180 000	4 986 360
1.3.4	Béton armé pour voile décoratif dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	106,94	180 000	19 249 200
1.3.7	Béton armé pour poutres dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	101,90	180 000	18 342 000
1.3.9	Plancher à corps creux dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> (ép 16+4)	m <sup>2</sup>	974,80	32 500	31 681 000
1.3.10	Béton armé pour escalier dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	2,33	180 000	419 400
	<b>Niveau RDC</b>				
1.3.1	Béton armé pour poteaux et raidisseurs dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	32,83	180 000	5 909 400
1.3.7	Béton armé pour poutres dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	100,00	180 000	18 000 000
1.3.8	Béton armé pour dalle pleine dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>		180 000	
1.3.9	Plancher à corps creux dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> (ép 16+4)	m <sup>2</sup>	945,54	32 500	30 730 050
1.3.10	Béton armé pour escalier dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	6,99	180 000	1 258 200
	<b>Niveau R+1</b>				
1.3.1	Béton armé pour poteaux et raidisseurs dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	23,870	180 000	4 296 600
1.3.7	Béton armé pour poutres dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	92,760	180 000	16 696 800
1.3.8	Béton armé pour dalle pleine dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>		180 000	
1.3.9	Plancher à corps creux dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> (ép 16+4)	m <sup>2</sup>	932,800	32 500	30 316 000
1.3.10	Béton armé pour escalier dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	6,990	180 000	1 258 200

<b>Niveau R+2 jusqu'à R+4</b>					
1.3.11	Béton armé pour poteaux et raidisseurs dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	71,610	180 000	12 889 800
1.3.16	Béton armé pour poutre dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	278,280	180 000	50 090 400
1.3.17	Plancher à corps creux (ep. 16+4)	m <sup>3</sup>	2 798,400	32 500	90 948 000
1.3.18	Béton armé pour escalier dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	20,970	180 000	3 774 600
<b>Niveau R+5</b>					
1.3.19	Béton armé pour poteaux et raidisseurs dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	23,870	180 000	4 296 600
1.3.24	Béton armé pour poutre dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	92,760	180 000	16 696 800
1.3.25	Plancher à corps creux (ep. 16+4)	m <sup>3</sup>	932,800	32 500	30 316 000
1.3.26	Béton armé pour escalier dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	6,990	180 000	1 258 200
<b>Niveau R+6</b>					
1.3.27	Béton armé pour poteaux et raidisseurs dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	20,00	180 000	3 600 000
1.3.32	Béton armé pour poutre dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	75,730	180 000	13 631 400
1.3.33	Plancher à corps creux (ep. 16+4)	m <sup>3</sup>	725,720	32 500	23 585 900
1.3.34	Béton armé pour escalier dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	4,660	180 000	838 800
1.3.35	Béton armé pour acrotère dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>		180 000	
1.3.36	Béton non armé pour forme de pente dosé à 250 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	725,72	15 000	10 885 800
<b>TOTAL 1.3</b>					<b>445 955 510</b>
<b>1.4</b>	<b>MACONNERIES EN ELEVATION</b>				
	<b>sous-sol</b>				
	Maçonnerie en agglos creux de 15 x 20 x 40	m <sup>2</sup>	220,24	7 500	1 651 800
<b>Niveau RDC</b>					
1.4.1	Maçonnerie en agglos creux de 15 x 20 x 40	m <sup>2</sup>	1117,82	7 500	8 383 650
<b>Niveau R+1</b>					
1.4.1	Maçonnerie en agglos creux de 15 x 20 x 40	m <sup>2</sup>	865,63	7 500	6 492 225
<b>Niveau R+2 jusqu'à R+4</b>					
1.4.2	Maçonnerie en agglos creux de 15 x 20 x 40	m <sup>2</sup>	2596,89	7 500	19 476 675
<b>Niveau R+5</b>					
1.4.3	Maçonneries en agglos creux de 15 x 20 x 40	m <sup>2</sup>	1075,48	7 500	8 066 100
<b>Niveau R+6</b>					

1.4.4	Maçonneries en agglos creux de 15 x 20 x 40	m <sup>2</sup>	269,20	7 500	2 019 000
	<b>TOTAL 1.4</b>				<b>46 089 450</b>
<b>1.5</b>	<b>ENDUITS -CHAPES</b>				
	<i>Sous-sol</i>				
1.5.2	Enduits intérieur (ep=2 cm)	m <sup>2</sup>	488,47	2 250	1 099 058
	<b>Niveau RDC</b>				
1.5.1	Enduit extérieur (ep=2 cm)	m <sup>2</sup>	331,32	2 250	745 470
1.5.2	Enduits intérieur (ep=2 cm)	m <sup>2</sup>	2040,00	2 250	4 590 000
	<b>Niveau R+1</b>				
1.5.6	Enduit extérieur (ep=2 cm)	m <sup>2</sup>	533,17	2 250	1 199 633
1.5.7	Enduits intérieur (ep=2 cm)	m <sup>2</sup>	1198,09	2 250	2 695 703
	<b>Niveau R+2 jusqu'à R+4</b>				
1.5.10	Enduit extérieur (ep=2 cm)	m <sup>2</sup>	1599,51	2 250	3 598 898
1.5.11	Enduits intérieur (ep=2 cm)	m <sup>2</sup>	3594,27	2 250	8 087 108
	<b>Niveau R+5</b>				
1.5.14	Enduit extérieur (ep=2 cm)	m <sup>2</sup>	435,32	2 250	979 470
1.5.15	Enduits intérieur (ep=2 cm)	m <sup>2</sup>	1715,62	2 250	3 860 145
	<b>Niveau R+6</b>				
1.5.14	Enduit extérieur (ep=2 cm)	m <sup>2</sup>	69,71	2 250	156 848
1.5.15	Enduits intérieur (ep=2 cm)	m <sup>2</sup>	397,50	2 250	894 375
	<b>TOTAL 1.5</b>				<b>27 906 705</b>
<b>1.6</b>	<b>ETANCHEITE</b>				
	<b>Niveau sous-sol</b>				

1.6.1	Film polyane pour l'étanchement de l'ouvrage	m <sup>2</sup>		1 000	0
1.6.2	Etanchéité dans les salles humides	m <sup>2</sup>		8 000	0
	<b>Niveau RDC</b>				
1.6.4	Etanchéité sur balcon	m <sup>2</sup>	56,76	12 000	681 120
	<b>Niveau R+1</b>				
1.6.4	Etanchéité sur balcon	m <sup>2</sup>	86,08	12 000	1 032 960
	<b>Niveau R+2</b>				
1.6.6	Etanchéité sur balcon	m <sup>2</sup>	258,24	12 000	3 098 880
	<b>Niveau R+6</b>				
1.6.8	Etanchéité sur balcon technique	m <sup>2</sup>	188,32	12 000	2 259 840
	<b>Toiture - terrasse</b>				
1.6.9	Etanchéité sur terrasse accessible	m <sup>2</sup>	639,82	37 500	23 993 250
	<b>TOTAL 7</b>				<b>31 066 050</b>
	<b>TOTAL I</b>				<b>689 182 965</b>
<b>II</b>	<b>REVÊTEMENTS SCÈLES - PEINTURE - FAUX PLAFOND</b>				
<b>2.1</b>	<b>REVÊTEMENTS SCÈLES</b>				
	<b>Niveau RDC</b>				
2.1.1	Carreaux grès cérame ordinaire au sol	m <sup>2</sup>	720,29	17 500	12 605 075
2.1.2	Carreaux grès cérame anti-déparant au sol	m <sup>2</sup>	88,97	21 000	1 868 370
	<b>Niveau R+1</b>				
2.1.1	Carreaux grès cérame ordinaire au sol	m <sup>2</sup>	680,61	17 500	11 910 675
2.1.2	Carreaux grès cérame anti-déparant au sol	m <sup>2</sup>	43,72	21 000	918 120
	<b>Niveau R+2 jusqu'à R+4</b>				
2.1.6	Carreaux grès cérame ordinaire au sol	m <sup>2</sup>	2041,83	17 500	35 732 025
2.1.7	Carreaux grès cérame anti-déparant au sol	m <sup>2</sup>	131,16	21 000	2 754 360
	<b>Niveau R+5</b>				

2.1.11	Carreaux grès cérame ordinaire au sol	m <sup>2</sup>	938,85	17 500	16 429 875
2.1.12	Carreaux grès cérame anti-déparant au sol	m <sup>2</sup>	43,72	21 000	918 120
	<b>Niveau R+6</b>				
2.1.16	Carreaux grès cérame ordinaire au sol	m <sup>2</sup>	545,18	17 500	9 540 650
2.1.17	Carreaux grès cérame anti-déparant au sol	m <sup>2</sup>	79,89	21 000	1 677 690
	<b>TOTAL 2.1</b>				<b>94 354 960</b>
<b>2.2</b>	<b>PEINTURE</b>				
	<b>Niveau RDC</b>				
2.2.1	Peinture enduit plastique sur murs extérieurs	m <sup>2</sup>	331,32	6 000	1 987 920
2.2.4	Peinture acrylique sur murs intérieurs	m <sup>2</sup>	2040,00	3 500	7 140 000
	<b>Niveau R+1</b>				
2.2.1	Peinture enduit plastique sur murs extérieurs	m <sup>2</sup>	533,17	6 000	3 199 020
2.2.4	Peinture acrylique sur murs intérieurs	m <sup>2</sup>	1198,09	3 500	4 193 315
	<b>Niveau R+2 jusqu'à R+4</b>				
2.2.5	Peinture enduit plastique sur murs extérieurs	m <sup>2</sup>	1599,51	6 000	9 597 060
2.2.8	Peinture acrylique sur murs intérieurs	m <sup>2</sup>	3594,27	3 500	12 579 945
	<b>Niveau R+5</b>				
2.2.9	Peinture enduit plastique sur murs extérieurs	m <sup>2</sup>	435,32	6 000	2 611 920
2.2.12	Peinture acrylique sur murs intérieurs	m <sup>2</sup>	1715,62	3 500	6 004 670
	<b>Niveau R+6</b>				
2.2.13	Peinture enduit plastique sur murs extérieurs	m <sup>2</sup>	69,71	6 000	418 260
2.2.16	Peinture acrylique sur murs intérieurs	m <sup>2</sup>	397,50	3 500	1 391 250
	<b>TOTAL 2.2</b>				<b>49 123 360</b>
<b>2.3</b>	<b>FAUX PLAFOND</b>				
	<b>Niveau Sous-sol</b>				

	<b>Niveau RDC</b>				
2.3.1	Staff lisse + Moulure décorative	m <sup>2</sup>	720,29	22 500	16 206 525
	<b>Niveau R+1</b>				
2.3.1	Staff lisse + Moulure décorative	m <sup>2</sup>	680,61	22 500	15 313 725
	<b>Niveau R+2 jusqu'à R+4</b>				
2.3.2	Staff lisse + Moulure décorative	m <sup>2</sup>	2041,83	22 500	45 941 175
	<b>Niveau R+5</b>				
2.3.3	Staff lisse + Moulure décorative	m <sup>2</sup>	938,85	22 500	21 124 125
	<b>Niveau R+6</b>				
2.3.4	Staff lisse + Moulure décorative	m <sup>2</sup>	545,18	22 500	12 266 550
	<b>TOTAL 2.3</b>				<b>110 852 100</b>
	<b>TOTAL II</b>				<b>254 330 420</b>
<b>III</b>	<b>MENUISERIES BOIS - METALLIQUE - ALUMINIUM ET VITRERIE</b>				
	<b>MENUISERIE BOIS</b>				
	<b>Niveau Sous-sol</b>				
<b>3.1</b>	<b>Porte isoplane à peindre</b>				
3.1.2	Main Courante en bois exotique	ml	7,50	6 000	45 000
	<b>Niveau RDC</b>				
3.1.3	PIS1 : Porte isoplane en bois stratifié de 90x220 1 battant	U	6,00	120 000	720 000
3.1.4	PIS2 : Porte isoplane en bois stratifié de 80x220 1 battant	U	12,00	115 000	1 380 000
3.1.5	Main Courante en bois exotique	ml	17,00	6 000	102 000
	PC1 : Porte capitonné de 90x220 à 1 battant	U	2,00	125 000	250 000
	PC2 : Porte capitonné de 160x220 à 2 battant	U	1,00	150 000	150 000
	<b>Niveau R+1</b>				
3.1.3	PIS1 : Porte isoplane en bois stratifié de 90x220 1 battant	U	2,00	120 000	240 000
3.1.4	PIS2 : Porte isoplane en bois stratifié de 80x220 1 battant	U	18,00	115 000	2 070 000
3.1.5	Main Courante en bois exotique	ml	17,00	6 000	102 000
	PC1 : Porte capitonné de 90x220 à 1 battant	U	4,00	125 000	500 000

<b>Niveau R+2 jusqu'à R+4</b>					
3.1.3	PIS1 : Porte isoplane en bois stratifié de 90x220 1 battant	U	6,00	120 000	720 000
3.1.4	PIS2 : Porte isoplane en bois stratifié de 80x220 1 battant	U	54,00	115 000	6 210 000
3.1.5	Main Courante en bois exotique	ml	51,00	6 000	306 000
	PC1 : Porte capitonné de 90x220 à 1 battant	U	12,00	125 000	1 500 000
<b>Niveau R+5</b>					
3.1.7	PIS2 : Porte isoplane en bois stratifié de 80x220 1 battant	U	20,00	115 000	2 300 000
3.1.8	Main Courante en bois exotique	ml	17,00	6 000	102 000
<b>Niveau R+6</b>					
	PIS1 : Porte isoplane en bois stratifié de 90x220 1 battant				
	PIS2 : Porte isoplane en bois stratifié de 80x220 1 battant		3,00		
3.1.9	PC1 : Porte capitonné de 90x220 à 1 battant	U	4,00	115 000	460 000
	<b>TOTAL 3.1</b>				<b>17 157 000</b>
<b>3.2 MENUISERIE METALLIQUE</b>					
<b>Niveau Sous-sol</b>					
3.2.1	<b>PCF2 :</b> Porte coupe-feu 1 heure de 180x220 à 2 battants égaux munis de ferme porte	U	2,00	310 000	620 000
3.2.2	<b>GCM1 :</b> Garde-corps Métallique (h=110)	ml		16 000	
<b>Niveau RDC</b>					
	PCF1 : Porte coupe-feu 1/2 heure de 90x220 à 2 battants		2,00	155 000	310 000
	PCF2 : Porte coupe-feu 1 /2heure de 140x220 à 2 battants		2,00	300 000	600 000
3.2.2	<b>GCM1 :</b> Garde-corps Métallique (h=110)	ml	17,00	16 000	272 000
<b>Niveau R+1</b>					
	PCF1 : Porte coupe-feu 1/2 heure de 90x220 à 2 battants	U	1,00	155 000	155 000
3.2.1	PCF2 : Porte coupe-feu 1 /2heure de 140x220 à 2 battants	U	4,00	300 000	1 200 000
3.2.2	<b>GCM1 :</b> Garde-corps Métallique (h=110)	ml	17,00	16 000	272 000
<b>Niveau R+2 jusqu'à R+4</b>					
	PCF1 : Porte coupe-feu 1/2 heure de 90x220 à 2 battants	U	3,00	155 000	465 000
3.2.3	PCF2 : Porte coupe-feu 1 /2heure de 140x220 à 2 battants	U	12,00	300 000	3 600 000
3.2.4	<b>GCM1 :</b> Garde-corps Métallique (h=110)	ml	51,00	16 000	816 000

	<b>Niveau R+5</b>				
	PCF1 : Porte coupe-feu 1/2 heure de 90x220 à 2 battants	U	1,00	155 000	155 000
	PCF2 : Porte coupe-feu 1 /2heure de 140x220 à 2 battants	U	4,00	300 000	1 200 000
3.2.5	PCF3 : Porte coupe-feu 1 /2heure de 160x220 à 2 battants	U	1,00	310 000	310 000
3.2.6	<b>GCM1 : Garde-corps Métallique (h=110)</b>	ml	17,00	16 000	272 000
	<b>Niveau R+6</b>				
3.2.8	<b>GCM1 : Garde-corps Métallique (h=110)</b>	ml	7,50	16 000	120 000
	<b>TOTAL 3.2</b>				<b>10 367 000</b>
<b>3.3</b>	<b>MENUISERIE ALUMINIUM VITRE</b>				
	<b>Niveau Sous-sol</b>				
<b>3,3,10</b>	<b>EPAV5 : ensemble</b> de panneau en alu vitré de 300x220	U	2,00	165 000	330 000
	<b>Niveau RDC</b>				
	<b>CAV0</b> : châssis en alu vitré de 420x120	U	2	174 000	348 000
	<b>CAV1</b> : châssis en alu vitré de 160x120	U	2,00	66 300	132 600
	<b>CAV2</b> : châssis en alu vitré de 90x60	U	11,00	18 700	205 700
	<b>CAV3</b> : châssis en alu vitré de 160x200	U	2,00	110 400	220 800
	<b>CAV8</b> : châssis en alu vitré de 560x120	U	1,00	231 800	231 800
	<b>EPAV0</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 240x270	U	2,00	162 000	324 000
	<b>EPAV1</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 240x2137	U	4,00	234 000	936 000
	<b>EPAV2</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 460x280	U	4,00	322 000	1 288 000
3.3.2	<b>EPAV4</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 410x220	U	3,00	225 500	676 500
3.3.3	<b>EPAV5</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 300x220	U	1,00	165 000	165 000
3.3.4	<b>PAV1</b> : porte en alu vitré de 140x220	U	6,00	125 000	750 000
	<b>Niveau R+1</b>				
	<b>CAV1</b> : châssis en alu vitré de 160x120	U	3	66 300	198 900
	<b>CAV2</b> : châssis en alu vitré de 90x60	U	8	18 700	149 600
	<b>CAV3</b> : châssis en alu vitré de 160x200	U	3	110 400	331 200
	<b>CAV4</b> : châssis en alu vitré de 400x120	U	2	165 600	331 200
	<b>CAV5</b> : châssis en alu vitré de 240x120	U	2	99 360	198 720
	<b>EPAV1</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 240x2137	U	4	234 000	936 000
3.3.3	<b>EPAV5</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 300x220	U	2,00	165 000	330 000
	<b>EPAV6</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 380x200	U	4,00	165 000	660 000
	<b>EPAV7</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 300x220	U	8,00	165 000	1 320 000
	<b>EPAV8</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 400x370	U	1,00	370 000	370 000
	<b>EPAV9</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 640x150	U	1,00	240 000	240 000
3.3.4	<b>PAV1</b> : porte en alu vitré de 140x220	U	8,00	125 000	1 000 000



<b>Niveau R+2 jusqu'à R+4</b>					
	<b>CAV1</b> : châssis en alu vitré de 160x120	U	9,00	66 300	596 700
	<b>CAV2</b> : châssis en alu vitré de 90x60	U	24,00	18 700	448 800
	<b>CAV3</b> : châssis en alu vitré de 160x200	U	9,00	110 400	993 600
	<b>CAV4</b> : châssis en alu vitré de 400x120		6,00	165 600	993 600
	<b>CAV5</b> : châssis en alu vitré de 240x120		6,00	99 360	596 160
	<b>EPAV1</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 240x2137	U	12,00	234 000	2 808 000
3.3.9	<b>EPAV5</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 300x220	U	6,00	165 000	990 000
	<b>EPAV6</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 380x200	U	12,00	165 000	1 980 000
	<b>EPAV7</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 300x220	U	24,00	165 000	3 960 000
	<b>EPAV8</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 400x370	U	3,00	370 000	1 110 000
	<b>EPAV9</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 640x150	U	3,00	240 000	720 000
3.3.10	<b>PAV1</b> : porte en alu vitré de 140x220	U	24,00	125 000	3 000 000
<b>Niveau R+5</b>					
	<b>CAV1</b> : châssis en alu vitré de 160x120	U	4,00	66 300	265 200
	<b>CAV3</b> : châssis en alu vitré de 160x200	U	4,00	110 400	441 600
	<b>CAV6</b> : châssis en alu vitré de 90x60	U	2,00	18 700	37 400
	<b>CAV7</b> : châssis en alu vitré de 400x120	U	4,00	165 750	663 000
	<b>EPAV8</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 400x370	U	1,00	370 000	370 000
	<b>CAV9</b> : châssis en alu vitré de 120x60	U	4,00	60 000	240 000
	<b>EPAV1</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 240x2137,5	U	4,00	234 000	936 000
	<b>EPAV2</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 460x280	U	4,00	322 000	1 288 000
3.3.13	<b>EPAV3</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 730x280	U	4,00	511 000	2 044 000
3.3.14	<b>EPAV9</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 640x150	U	1,00	240 000	240 000
3.3.16	<b>PAV1</b> : porte en alu vitré de 140x220	U	5,00	125 000	625 000
3.3.17	<b>PAV3</b> : porte en alu vitré de 90x220	U	2,00	100 000	200 000
3.3.18	<b>PAV4</b> : porte en alu vitré de 160x220	U	4,00	130 000	520 000
	<b>PAV5</b> : porte en alu vitré de 160x220	U	1,00	130 000	130 000
<b>Niveau R+6</b>					
	<b>CAV3</b> : châssis en alu vitré de 160x200	U	2,00	110 400	220 800
3.3.19	<b>EPAV6</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 240x270	U	30,00	162 000	4 860 000
	<b>EPAV8</b> : ensemble de panneau en alu vitré de 400x370	U	1,00	370 000	370 000
	<b>PAV1</b> : porte en alu vitré de 140x220	U	2,00	234 000	468 000
3.3.24	<b>PAV</b> : Porte Alu Vitré à 1 battant (160x220)	U	4,00	150 000	600 000
	<b>TOTAL 3.3</b>				<b>44 389 880</b>
	<b>TOTAL III</b>				<b>71 913 880</b>
<b>IV</b>	<b>ELECTRICITE - CLIMATISATION - PROTECTION INCENDIE - VENTILATION</b>				
<b>4.1</b>	<b>RACCORDEMENT AU RESEAU EXISTANT</b>				

4.1.1	Liaison Poste Transfo / TPGT par câble U1000 RO2V y compris ouverture de tranché, PVC grillage avertisseur rouge et toutes sujétions	Ens	1,00	5 000 000	5 000 000
4.1.2	Alimentation surpresseur par câble U1000RO2V y compris PVC et toutes sujétions	Ens	1,00	300 000	300 000
4.1.3	Dépose et repose de pavé	Ens	1,00	500 000	500 000
	<b>TOTAL4.1</b>				<b>5 800 000</b>
	<b>Sous-sol</b>				
<b>4.2</b>	<b>COURANT FORT</b>				
<b>4.2</b>	<b>Réseau Général</b>				
4.2.1	Gaines, fileries, boîtiers de dérivation et toutes autres sujétions pour réalisation du réseau électrique (courant fort) intérieurs du bâtiment	Ens	1,00	3 000 000	3 000 000
4.2.2	Tableau Divisionnaire - R1 (TD1) conforme au schéma électrique SCH EL TD1 et toutes sujétions	Ens	1,00	2 750 000	2 750 000
4.2.3	Liaison TGBT / TD1 par câble U1000RO2V y compris tube PCV et toutes	Ens	1,00	100 000	100 000
	<b>Appareils et Appareillages</b>				
4.2.4	Lampe néon de 120	U	35,00	10 000	350 000
4.2.6	Lampe néon de 60	U	3,00	10 000	30 000
4.2.9	Interrupteur simple allumage type Mosaïc (LEGRAND)	U	8,00	8 500	68 000
4.2.11	Prise de courant 2P+T Mosaïc (LEGRAND)	U	10,00	8 000	80 000
	<b>TOTAL 4.2</b>				<b>6 378 000</b>
	<b>RDC</b>				
<b>4.2</b>	<b>COURANT FORT</b>				
<b>4.2</b>	<b>Réseau Général</b>				
4.2.1	Gaines, fileries, boîtiers de dérivation et toutes autres sujétions pour réalisation du réseau électrique (courant fort) intérieurs du bâtiment	Ens	1,00	3 000 000	3 000 000
4.2.2	Tableau Divisionnaire - R1 (TD1) conforme au schéma électrique SCH EL TD1 et toutes sujétions	Ens	1,00	2 750 000	2 750 000
4.2.3	Liaison TGBT / TD1 par câble U1000RO2V y compris tube PCV et toutes	Ens	1,00	100 000	100 000
	<b>Appareils et Appareillages</b>				
4.2.4	Lampe néon de 120	U		10 000	
4.2.5	Lampe néon étanche de 120	U	59,00	10 000	590 000
4.2.6	Lampe néon de 60	U	18,00	10 000	180 000
4.2.9	Interrupteur simple allumage type Mosaïc (LEGRAND)	U	32,00	8 500	272 000
4.2.10	Interrupteur double allumage encastrable de chez (LEGRAND)	U	10,00	9 000	90 000
4.2.11	Prise de courant 2P+T Mosaïc (LEGRAND)	U	62,00	8 000	496 000
4.2.15	Prise informatique	U	19,00	12 000	228 000
4.2.16	Prise Téléphone type RJ45 Mosaic Legrand	U		15 000	
4.2.18	<b>VENTILATION - CLIMATISATION</b>				

4.2.20	Split system 2cv	U	15,00	450 000	6 750 000
	<b>TOTAL 4.2</b>				<b>14 456 000</b>
	<b>R+1</b>				
<b>4.2</b>	<b>COURANT FORT</b>				
<b>4.2</b>	<b>Réseau Général</b>				
4.2.1	Gaines, fileries, boîtiers de dérivation et toutes autres sujétions pour réalisation du réseau électrique (courant fort) intérieurs du bâtiment	Ens	1,00	3 000 000	3 000 000
4.2.2	Tableau Divisionnaire - R1 (TD1) conforme au schéma électrique SCH EL TD1 et toutes sujétions	Ens	1,00	2 750 000	2 750 000
4.2.3	Liaison TGBT / TD1 par câble U1000RO2V y compris tube PCV et toutes	Ens	1,00	100 000	100 000
	<b>Appareils et Appareillages</b>				
4.2.4	Lampe néon de 120	U		10 000	0
4.2.5	Lampe néon étanche de 120	U	49,00	10 000	490 000
4.2.6	Lampe néon de 60	U	18,00	10 000	180 000
4.2.7	Lampe néon étanche de 60	U		15 000	0
4.2.8	Globe plafonnier	U		15 000	0
4.2.9	Interrupteur simple allumage type Mosaïc (LEGRAND)	U	22,00	8 500	187 000
4.2.10	Interrupteur double allumage encastrable de chez (LEGRAND)	U	10,00	9 000	90 000
4.2.11	Prise de courant 2P+T Mosaïc (LEGRAND)	U	40,00	8 000	320 000
4.2.12	Rehostat	U		7 500	0
4.2.15	Prise informatique	U	14,00	12 000	168 000
4.2.16	Prise Téléphone type RJ45 Mosaic Legrand	U		15 000	0
4.2.18	<b>VENTILATION - CLIMATISATION</b>				
4.2.19	Brasseur d'air	U		40 000	0
4.2.20	Split system 2cv	U	12,00	450 000	5 400 000
	<b>TOTAL 4.2</b>				<b>12 685 000</b>
	<b>R+2 jusqu'à R+4</b>				
<b>4.3</b>	<b>COURANT FORT</b>				
<b>4.3</b>	<b>Réseau Général</b>				
4.3.1	Gaines, fileries, boîtiers de dérivation et toutes autres sujétions pour réalisation du réseau électrique (courant fort) intérieurs du bâtiment	Ens	3,00	3 000 000	9 000 000
4.3.2	Tableau Divisionnaire - R1 (TD1) conforme au schéma électrique SCH EL TD1 et toutes sujétions	Ens	3,00	2 750 000	8 250 000
4.3.3	Liaison TGBT / TD1 par câble U1000RO2V y compris tube PCV et toutes	Ens	3,00	100 000	300 000
	<b>Appareils et Appareillages</b>				
4.3.4	Lampe néon étanche de 120	U	147,00	15 000	2 205 000
4.3.5	Lampe néon de 120	U		10 000	0

4.3.6	Lampe néon étanche de 60	U	54,00	15 000	810 000
4.3.7	Globe plafonnier	U		15 000	0
4.3.8	Interrupteur simple allumage type Mosaïc (LEGRAND)	U	66,00	8 500	561 000
4.3.9	Interrupteur Double Allumage type Mosaïc (LEGRAND)	U	30,00	10 000	300 000
4.3.10	Prise de courant 2P+T Mosaïc (LEGRAND)	U	120,00	8 000	960 000
4.3.11	Rhéostat	U		7 500	0
4.3.12	Prise de courant 2P+T étanche (LEGRAND)	U		8 500	0
4.3.13	Prise informatique	U	42,00	12 000	504 000
4.3.14	Prise Téléphone type RJ45 Mosaïc Legrand	U		15 000	0
	<b>VENTILATION - CLIMATISATION</b>				
4.3.15	Brasseur d'air	U		40 000	0
4.3.16	Split system 2 Cv	U	36,00	450 000	16 200 000
	<b>TOTAL 4.3</b>				<b>39 090 000</b>
	<b>R+5</b>				
<b>4.4</b>	<b>COURANT FORT</b>				
<b>4.4</b>	<b>Réseau Général</b>				
4.4.1	Gaines, fileries, boîtiers de dérivation et toutes autres sujétions pour réalisation du réseau électrique (courant fort) intérieurs du bâtiment	Ens	1,00	3 000 000	3 000 000
4.4.2	Tableau Divisionnaire - R1 (TD1) conforme au schéma électrique SCH EL TD1 et toutes sujétions	Ens	1,00	2 750 000	2 750 000
4.4.3	Liaison TGBT / TD1 par câble U1000RO2V y compris tube PCV et toutes	Ens	1,00	100 000	100 000
	<b>Appareils et Appareillages</b>				
4.4.4	Lampe néon de 120	U		10 000	0
4.4.5	Lampe néon étanche de 120	U	46,00	15 000	690 000
4.4.6	Lampe néon étanche de 60	U	20,00	15 000	300 000
4.4.7	Globe plafonnier	U		15 000	0
4.4.8	Interrupteur simple allumage type Mosaïc (LEGRAND)	U	20,00	8 500	170 000
4.4.9	Interrupteur Double Allumage type Mosaïc (LEGRAND)	U	10,00	10 000	100 000
4.4.10	Prise de courant étanche	U	34,00	7 500	255 000
4.4.19	Split system 2 Cv Type LG ou équivalent avec accessoires de pose, évacuation de condensa et toutes sujétions	U	14,00	450 000	6 300 000
4.4.21	<b>TOTAL 4.4</b>				<b>13 665 000</b>
	<b>R+6</b>				
<b>4.5</b>	<b>COURANT FORT</b>				
<b>4.5</b>	<b>Réseau Général</b>				
4.5.1	Gaines, fileries, boîtiers de dérivation et toutes autres sujétions pour réalisation du réseau électrique (courant fort) intérieurs du bâtiment	Ens	1	4 100 000	4 100 000
4.5.2	Tableau Divisionnaire - R3 (TD3) conforme au schéma électrique SCH EL TD3 et toutes sujétions	Ens	1,00	2 950 000	2 950 000

4.5.3	Liaison TGBT / TD3 par câble U1000RO2V y compris tube PCV et toutes	Ens	1,00	200 000	200 000
	<b>Appareils et Appareillages</b>				
4.5.4	Lampe néon de 120	U		10 000	0
4.5.5	Lampe néon étanche de 120	U	34,00	15 000	510 000
4.5.6	Lampe néon étanche de 60	U	3,00	15 000	45 000
4.5.7	Globe plafonnier	U		15 000	0
4.5.8	Interrupteur simple allumage type Mosaïc (LEGRAND)	U	9,00	8 500	76 500
4.5.9	Interrupteur Double Allumage type Mosaïc (LEGRAND)	U	11,00	10 000	110 000
4.5.10	Prise de courant étanche 2P+T Mosaïc (LEGRAND)	U		10 000	0
4.5.11	Rhéostat	U		75 000	0
4.5.12	Prise de courant 2P+T Mosaïc (LEGRAND)	U	30,00	8 000	240 000
	<b>COURANT ONDULE</b>				
4.5.13	Gaines, fileries, boîtiers de dérivation et toutes autres sujétions pour réalisation du réseau électrique (courant ondulé) intérieurs du Bâtiment	Ens	1	550 000	550 000
4.5.14	Prise Téléphone type RJ45 Mosaïc Legrand	U		15 000	0
	<b>VENTILATION - CLIMATISATION</b>				
4.5.16	Brasseur d'air	U		40 000	0
4.5.17	Split system de 2cv	U	8,00	450 000	3 600 000
	<b>TOTAL 4.5</b>				<b>12 381 500</b>
	<b>TOTAL IV</b>				<b>83 621 500</b>
V	<b>PLOMBERIE SANITAIRE</b>				
<b>5.1</b>	<b>RÉSEAU INTERIEUR D'EVACUATION EU, EV et EP</b>				
	<b>Niveau RDC</b>				
	PVC diamètre 80	ml	19,67	2 500	49 175
5.1.1	PVC diamètre 100	ml		3 000	0
5.1.2	PVC diamètre 125	ml	53,61	3 500	187 635
	<b>Niveau R+1</b>				
	PVC diamètre 80	ml	29,95	2 500	74 875
	PVC diamètre 100	ml		3 000	0
5.1.1	PVC diamètre 125	ml	65,74	3 000	197 220

	<b>Niveau R+2 jusqu'à R+4</b>				
	PVC diamètre 80	ml	89,85	2 500	224 625
	PVC diamètre 100	ml			0
5.1.4	PVC diamètre 125	ml	197,22	3 000	591 660
	<b>Niveau R+5</b>				
	PVC diamètre 80	ml	25,44	2 500	63 600
5.1.8	PVC diamètre 125	ml	65,74	3 000	197 220
	<b>Niveau R+6</b>				
	PVC diamètre 80	ml	7,50	2 500	18 750
5.1.11	PVC diamètre 125	ml	25,60	3 000	76 800
5.1.12	Diamètre 150	ml	23,20	2 800	64 960
5.1.13	Diamètre 210	ml	233,60	1 850	432 160
	<b>TOTAL 5.1</b>				<b>1 866 995</b>
<b>5.2</b>	<b>Fourniture et pose de tuyauterie d'évacuation EP en PVC série II y compris accessoires de pose et de raccordement</b>				
5.2.1	Fourniture et pose de tuyauterie d'évacuation des eaux pluviales des toitures terrasses diamètre 200 y compris accessoires de raccordement et toutes sujétions de pose de l'ensemble de l'extension	ens	1,00	300 000	300 000
	<b>TOTAL 5.2</b>				<b>300 000</b>
<b>5.3</b>	<b>APPAREILS ET ACCESSOIRES SANITAIRES</b>				
	<b>Niveau RDC</b>				
5.3.1	WC à l'anglaise y compris porte papier hygiénique, balaie et porte-balai	U	10,00	160 000	1 600 000
5.3.2	Lavabo complet y compris porte - serviette, miroir 50 x 60, porte-savon et tablette	U	11,00	145 000	1 595 000
5.3.3	Urinoir complet	U	4,00	145 000	580 000
5.3.4	Extincteur à eau pulvérisée 6 litres	U	4,00	145 000	580 000
5.3.5	Siphon de sol DN 40	U	14,00	4 500	63 000
	<b>Niveau R+1</b>				
5.3.1	WC à l'anglaise y compris porte papier hygiénique, balaie et porte-balai	U	10,00	160 000	1 600 000
5.3.2	Lavabo complet y compris porte - serviette, miroir 50 x 60, porte-savon et tablette	U	10,00	145 000	1 450 000
5.3.4	Extincteur à eau pulvérisée 6 litres	U	6,00	145 000	870 000
5.3.5	Siphon de sol DN 40	U	18,00	4 500	81 000
	<b>Niveau R+2 jusqu'à R+4</b>				
5.3.6	WC à l'anglaise y compris porte papier hygiénique, balaie et porte-balai	U	30,00	160 000	4 800 000
5.3.7	Lavabo complet y compris porte - serviette, miroir 50 x 60, porte-savon et tablette	U	30,00	145 000	4 350 000
5.3.9	Extincteur à eau pulvérisée 6 litres	U	24,00	145 000	3 480 000

5.3.10	Siphon de sol DN 40	U	54,00	4 500	243 000
<b>Niveau R+5</b>					
5.3.11	WC à l'anglaise y compris porte papier hygiénique, balaie et porte-balai	U	10,00	160 000	1 600 000
5.3.12	Lavabo complet y compris porte - serviette, miroir 50 x 60, porte-savon et tablette	U	10,00	145 000	1 450 000
5.3.14	Extincteur à eau pulvérisée 6 litres	U	6,00	145 000	870 000
5.3.15	Siphon de sol DN 40	U	18,00	4 500	81 000
<b>Niveau R+6</b>					
5.3.16	WC à l'anglaise y compris porte papier hygiénique, balaie et porte-balai	U	3,00	160 000	480 000
5.3.17	Lavabo complet y compris porte - serviette, miroir 50 x 60, porte-savon et tablette	U	3,00	145 000	435 000
5.3.20	Siphon de sol DN 40	U	5,00	4 500	22 500
<b>TOTAL 5.3</b>					<b>21 812 500</b>
<b>TOTAL V</b>					<b>23 979 495</b>
<b>TOTAL GENERAL BATIMENT IDDI ANGO</b>					<b>1 123 028 260</b>
<b>Etude environnementale et social 1,5%</b>					<b>1 684 424</b>
<b>TOTAL HORS TAXE</b>					<b>1 139 873 684</b>
<b>TVA 18%</b>					<b>205 177 263</b>
<b>TTC</b>					<b>1 345 051 000</b>