

République Algérienne Démocratique Et Populaire

Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique



Université Kasdi Merbah Ouargla



Faculté Des Sciences Appliquées

Département De Génie Civile Et Hydraulique

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

Etude D'un Bâtiment R+6 Contreventé Par Voiles En Zone Sismique

Présenté par :

- TARFAOUI Noura
- GUENIDI Sabrine

Soumis au jury composé de :

ZENKHRI Abderrezak	MCB	UKM Ouargla	Président
KHELASSI Amer	MCA	UKM Ouargla	Examineur
HASINI Slimane	MAA	UKM Ouargla	Encadreur

Année Universitaire: 2020 / 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement:

Nous remercions dieu pour nous avoir accordé santé et volonté pour accomplir ce travail.

Nous commençons par remercier chaleureusement notre encadreur d'avoir accepté de diriger et de gérer notre travail.

Nos remerciements s'adressent essentiellement à monsieur Oussama Sayed pour son aide.

Nous tenons à remercier les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer notre travail.

Nous remercions vivement tous nos enseignants que nous avons eus durant nos études au sein de l'université de formation continue.

Nous remercions tous nos camarades et amis de la section génie civile

Nous ne saurons terminer par remercier toutes les personnes qui nous ont apporté leur aide de près ou de loin pour mener à bien ce travail.

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont la source de mon inspiration et mon courage .A ma très cher mère, qui ma donne toujours l'espoir de vivre et qui n'a jamais cessé de prier pour moi .A mon très cher père, pour ses encouragements et son soutien, Et surtout pour son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études. A mes sœurs et mes frères

Tarfaoui Noura

Dédicace :

Dédicaces à ma très chère maman : tu présentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de ma tendresse, une vraie femme qui n'a pas cessé de m'encourager et prier pour moi. Ce travail est le fruit des sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ce que je suis maintenant.

A mes chers frères Aymen , Mouatez et sœurs Iman et Ryma :les mots ne suffisent pas pour exprimer l'attachement à leurs amour et affection. Ce sont mes anges gardiens qui m'accompagnent dans les moments délicats de ma vie.

Enfin je me dédie ce travail, car j'étais forte et indépendante au cours de ce parcours éducatif de 20ans, et j'attends toujours patiemment après avoir connu tous les obstacles de ma vie, et remercie Allah pour son miséricorde.

Guenidi Sabrine

Résume:

Ce projet de fin d'études consiste aux calculs et vérifications dans le sens de génie civil (ELU et ELS) selon la réglementation en vigueur à savoir le DTR C2.2, le RPA99, CCM97, RNV99, et BAEL91 d'une structure type béton.

L'ouvrage bâtiment à usage d'habitation de grande hauteur dans une zone sismique a été conçu selon des dispositifs constructifs complémentaires à la vérification de la stabilité.

Uniquement le calcul de des sollicitations (M, V, N) a été effectué par le logiciel « Robot Structural Analyse » vu la complexité de notre structure, le reste de calcul depuis la descente de charge jusqu'à le calcul de ferrailage a été effectué manuellement.

Mots clés : structure béton armée, ELU, ELS et Vérification.

Abstract :

This end of studies project consists of calculations and verifications in the direction of civil engineering (ELU and ELS) according to the regulations in force namely DTR C2.2, RPA99, CCM97, RNV99, and BAEL91 of a typical structure concrete.

The high-rise residential building structure in a seismic zone has been designed according to constructive devices complementary to the verification of the stability.

Only the calculation of the stresses (M, V, N) was carried out by the software "Robot Structural Analysis" given the complexity of our structure, the rest of the calculation from the load descent to the calculation of reinforcement was carried out manually.

Keywords: reinforced concrete structure, ELU, ELS and Verification.

ملخص :

يتكون مشروع نهاية الدراسات هذا من الحسابات والتحقق الخاصة بمجال الهندسة المدنية (ELU و ELS) وفقاً للوائح المعمول بها وهي DTR C2.2 و RPA99 و CCM97 و RNV99 و BAEL91 للخرسانة الهيكلية النموذجية.

المبنى السكني ذو ارتفاع عالي (21.47 متر) في منطقة زلزالية صنف 2 تم تصميمه وفقاً لأجهزة بناء مكملة للتحقق من الاستقرار.

تم تنفيذ حساب الضغوط (M، V، N) فقط بواسطة برنامج "Robot Structural Analysis" نظراً لتعقيد هيكلنا، تم تنفيذ باقي الحساب من نزول الحمل إلى حساب التعزيز. يدويًا باستعمال excel. الكلمات المفتاحية: الهيكل الخرساني المسلح، ELU، ELS والتحقق.

Liste des tableaux :

Tableau II.1 : Descente des charges sur le poteau central sur tous les niveaux

Tableau II.2 : Descente des charges sur le poteau de rive sur tous les niveaux

Tableau II.3: Descente des charges sur le poteau d'angle sur tous les niveaux

Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon

Tableau II.07 : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur

Tableau II.08 : Evaluation des charges permanentes de palier

Tableau II.09 : Evaluation des charges permanentes de volée

Tableau III.1 : cas (modale) modes actif 1..10 ; CQC

Tableau III.2: le déplacement sur XX

Tableau III.3: le déplacement sur YY

Tableau IV.1:Cas des contraintes

Tableau IV.2 : Verification a l'ELS

Tableau IV.3 : Tableau de ferrailage de poteau centrale sur tous les niveau

Tableau IV.4 : Les moments MAX En appuis et E n travées

Liste des figures :

Figure II.1 : Dalle à corps creux.

Figure II.2 : Section de la poutrelle.

Figure II.3 : Les poteaux plus sollicités (central ; de rive et d'angle)

Figure II.4 : Descente des charges

Figure II.05 : coupe d'un voile en élévation

Figure II.06 : coupe d'un voile en plan

Figure II.07 : Coupe longitudinale d'escalier

Figure II.08 : schéma des escaliers

Figure II.09 : coupe plancher terrasse

Figure II.10 : coupe plancher d'étage courant

Figure II.11: Coups de mur

Figure II.12: Dimension de l'acrotère

Figure III.1 : Modèle 3D de la structure

Figure III.2 : la courbe du spectre de la réponse d'accélération suivant la note de calcul du «robot structural analyse »

Figure III.3: la courbe du spectre de la réponse d'accélération suivant RPA 99

Figure III.4 : les trois premiers modes de vibrations

Figure III.5: déplacement relatif-ce l'effet l'absence Sismique dans le sens ex (ey)

Figure III.6: les voiles au sens z

Figure III.7: les dimensions de voiles

Figure IV.1 : dessin ferrailage de poteau circulaire

Figure IV.2: dessin ferrailage de poteau rectangulaire

Figures IV.3: Les moments MAX a l'ELS / l'ELU

Figures IV.4: dimension de poutre principale au robot

Figures IV.6: Dessin de ferrailage en travée

Figures IV.7 Dessin de ferrailage en appuis

Sommaire

	<i>Page</i>
Résumé	I
Abstract	II
Liste des tableaux	III
Liste des figures	IV
Introduction Générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	02 – 04
I.1) Introduction	2
I.1.1) Présentation de l'ouvrage et La zone d'implantation	2
I.1.2) Données géométriques du projet	2
I.1.3) Caractéristiques de sol	2
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charge]	05 – 22
II.1) Introduction	05
II.2) pré dimensionnement des éléments	05
II.2.1) Pré dimensionnement du plancher	05
II.2.1.2) les plancher en béton armé	05
II.2.2) Pré dimensionnement des poutres	07
II.2.2.1) Les poutres principales (longitudinal).....	07
II.2.2.2) Les poutres secondaire (transversales)	07
II.2.3) pré dimensionnement des poteaux	08
II.2.4) Pré Dimensionnement des Voiles.....	15
II.2.5) Pré dimension de l'escalier (étages courant + RDC).....	17
II.3) Estimation des charges	18
II.3.1) Les charges réglementaires	18
Chapitre III: [Etude sismique]	23 – 37
III.1) introduction	23
III.2) Objectif de l'étude dynamique.....	23
III.3) Choix de la méthode de calcul	23
III.3.1) la méthode statique équivalente :	23
III.3.1.1) Principe :	23
III.3.1.2) Modélisation :	24
III.3.1.3) calcul de la force sismique :	24
III.3.2) la méthode dynamique modale spectrale :	27
III.3.2.1) Principe :	27
III.3.2.2) Modélisation	27
III.3.2.3) spectre de réponse de calcul :	28
III.3.2.4) nombre de mode considéré :	29
III.3.2.5) vérification de RPA 99 :	32
III.3.2.6) Vérification des déformations:	32
III.4) Choix des voiles d'interaction :	34
III.5) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)].....	36

Chapitre IV :[Ferrailage des éléments principaux]		38 – 50
<i>IV.1)Introduction :</i>		38
<i>IV.2) déférentes combinaisons des efforts :</i>		38
<i>IV.2.1)Combinaison d'action :</i>		38
<i>IV.2.2)Ferrailages des poteaux :</i>		38
<i>IV.2.2.1)les armatures longitudinales</i>		39
<i>IV.2.2.2)les armatures transversales :</i>		39
<i>IV.2.3)calcul du ferrailage des poteaux :</i>		40
<i>IV.2.3.1)calcul d'une section soumise à la flexion composée :</i>		40
<i>IV.3) calcul le ferrailage du poteau le plus sollicitée :</i>		42
<i>IV.3.1)Exemple du calcule l'effort normal depuis le résultat de robot :</i>		44
<i>IV.3.2)Ferrailages des poutres :</i>		46
Conclusion générale		
<i>Conclusion générale</i>		51
Références bibliographiques et logiciel utilisée		
<i>Références bibliographiques</i>		52
<i>logiciel utilisée</i>		53
Annexe		

Introduction générale :

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquences de mouvement du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes des propositions relatives au mode de la construction avaient déjà été émises au début du 20ème siècle, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes. L'objectif de ce mémoire est de présenter simplement des connaissances récentes sur la façon de concevoir une structure qui sera appelée à résister aux différentes sollicitations d'ordre statique et dynamique.

Notre projet est bâtiment R+6 à l'usage d'habitation est implantée à " SETIF ", zone de sismicité (zone IIa).

L'étude est conforme aux Règles parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003.

Le calcul de l'ouvrage en béton armé peut se faire, soit par les méthodes manuelles (méthodes classiques),

Le logiciel ROBOT STRUCUTAL ANALYSIS qui est l'un de ces derniers, offre plusieurs avantages parmi lesquels :

- ✓ la capacité de calcul*
- ✓ la vitesse de conception et d'exécution*
- ✓ la précision*
- ✓ l'analyse statique et dynamique et traitement des résultats.*



Chapitre I :

***[Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux]***

I.1) Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I.1.1) Présentation de l'ouvrage et La zone d'implantation:

L'ouvrage est en R+6 sera implanté dans la wilaya de Sétif, compris 14 logements F3

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage (2): parce que le bâtiment est considéré comme bâtiment à d'usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m .
- Le site est considéré comme meuble (S3).

I.1.2) Données géométriques du projet :**➤ Dimensions en élévation**

- Hauteur d'étage et compris RDC : 3.06 m
- Hauteur totale d'hôtel21.42 m
- Hauteur du rez-de-chaussée 3.06 m
- Hauteur de l'étage courant3,06 m
- Hauteur d'acrotère0.60 m

➤ Dimensions en plan

- Longueur totale en plan (suivant Y-Y') 17.13m
- Largeur totale en plan (suivant X-X')17.13 m

➤ La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier

➤ La terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

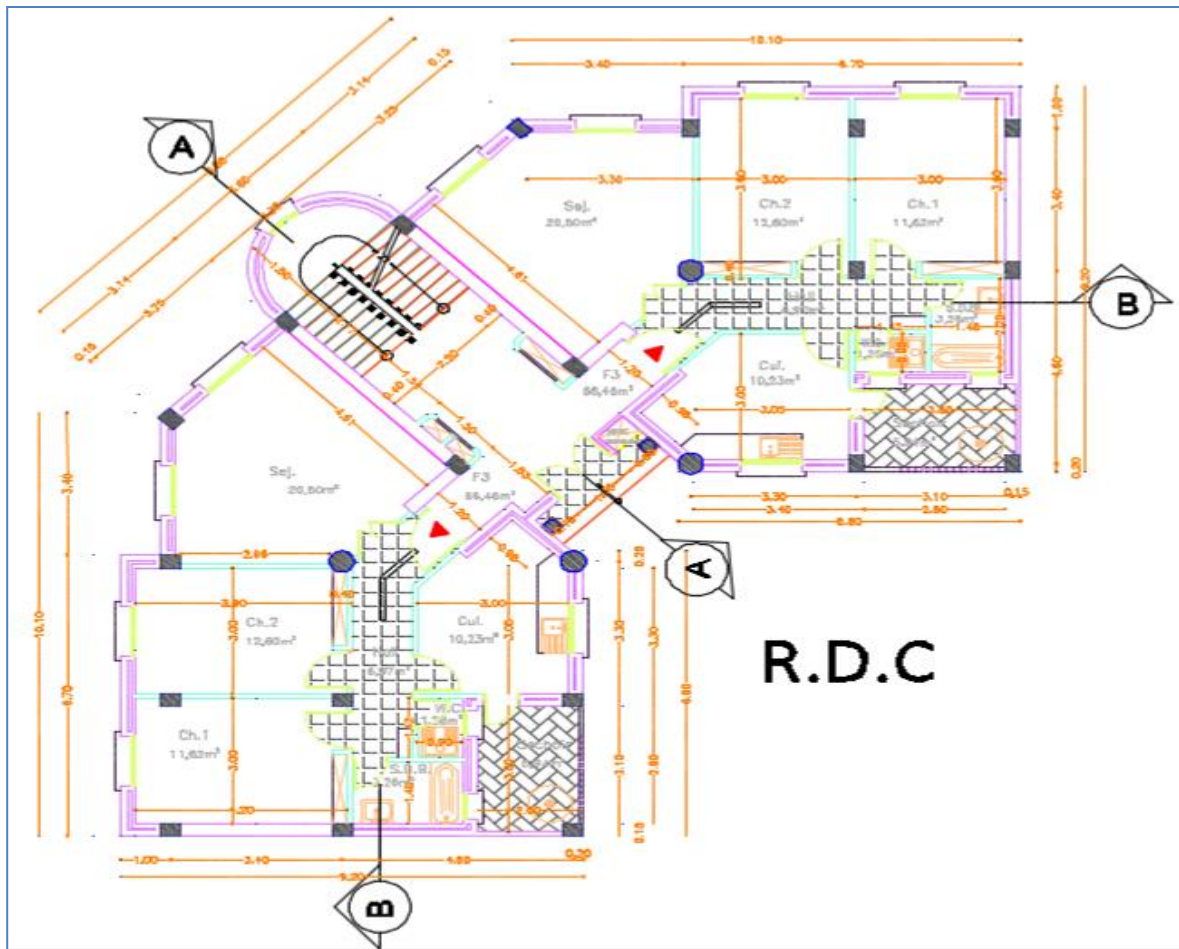
I.1.3) Caractéristiques de sol :

Suivant l'étude géotechnique du terrain nous déduisons les caractéristiques suivantes :

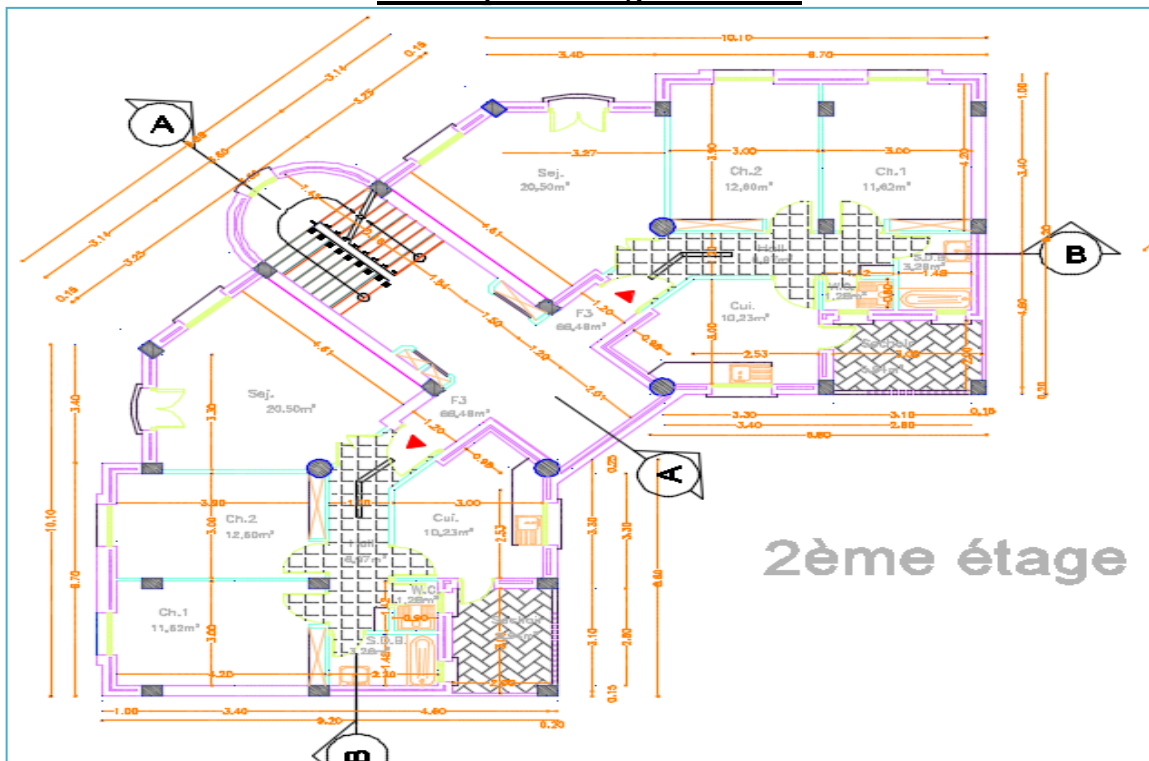
- Sol ferme ———> classe 2
- Contrainte admissible de sol est de : 2bars
- Profondeur d'ancrage est de : 1.50 m
- Le taux de gonflement est négligeable

(Le sol est peu compressible)

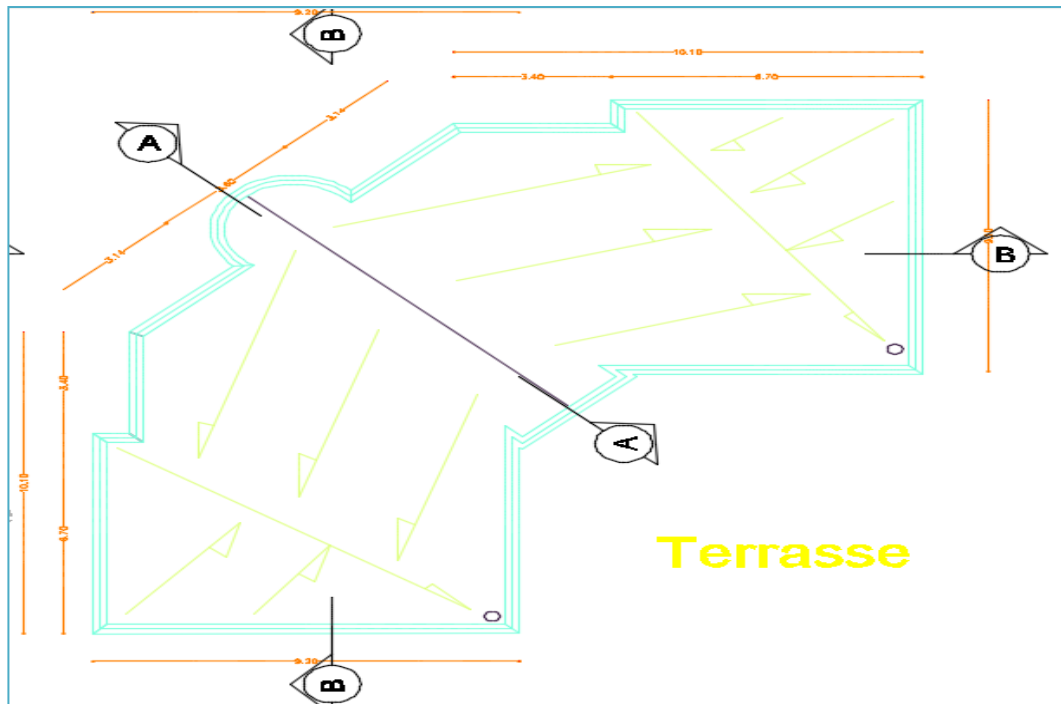
Vue en plan de R.D.C



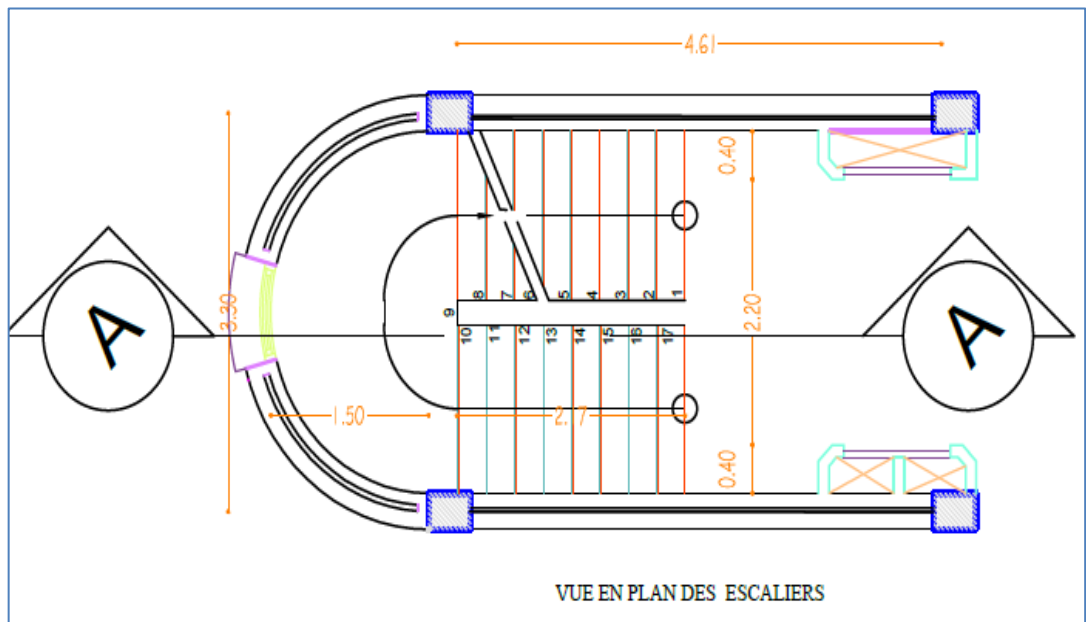
Vue en plan d'étage courant :



Vue en plan de la terrasse :



Détail d'escalier:





Chapitre II :

***[Pré dimensionnement des
éléments et descente des charges]***

II.1) Introduction :

Le pré dimensionnement est pour l'évaluation des différents éléments résistants de notre ouvrage : poutres, poteaux, voiles...etc Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation. en respectant les règlements RPA 99/version 2003 et CBA 93.

II.2) pré dimensionnement des éléments:**II.2.1) Pré dimensionnement du plancher :****II.2.1.1) les plancher en béton armé :**

Les planchers sont des éléments structuraux sous formes des plaques minces et pour le but d'isoler les étages et supporter les charges.

II.2.1.2) les plancher en béton armé :

Les dalles à corps creux sont les planchers les plus utilisés pour les ouvrages d'habitation car ils ont plusieurs avantages : pèsent moins, aident la structure à résister contre les séismes ...etc.

a- Résistance au feu:

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coup feu

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coup feu

$e = 17,5\text{cm}$ pour quatre heures de coup feu

On prend : $e_1 = 16\text{ cm}$

b- isolation phonique (acoustique):

Pour obtenir Une bonne isolation acoustique. L'épaisseur du plancher doit être selon les règles BAEL 91(CBA 93)

On prend : $e_2 = 16\text{ cm}$

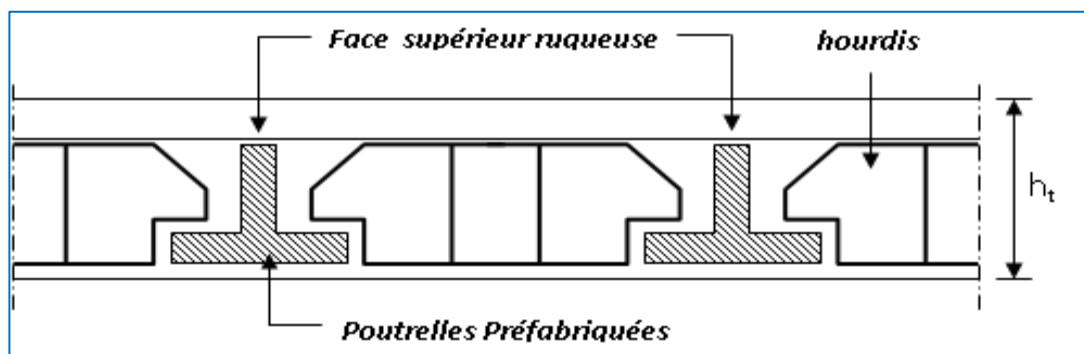
c- condition de flèche :

Figure II.1 : Dalle à corps creux.

Pour les planchers à corps creux l'épaisseur est condition de flèche par :

$$\frac{L}{25} \leq e_3 \leq \frac{L}{20} \quad : \text{ Pour assurer la vérification de la flèche}$$

e_3 : L'épaisseur de plancher

$$L_{\max} = \min(L_x^{\max}, L_y^{\max}) = \min(4.15, 2.95) = 2.95$$

$$e_3 \geq \frac{295}{22.5} = 13.11 \text{ cm}$$

$$h_t = \max(e_1, e_2, e_3) = \max(16, 16, 13.11) \text{ cm} ; \text{ donc } ht = 16 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 20 \text{ cm}$

Donc on utilise un plancher de type (16+4)

Dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$)

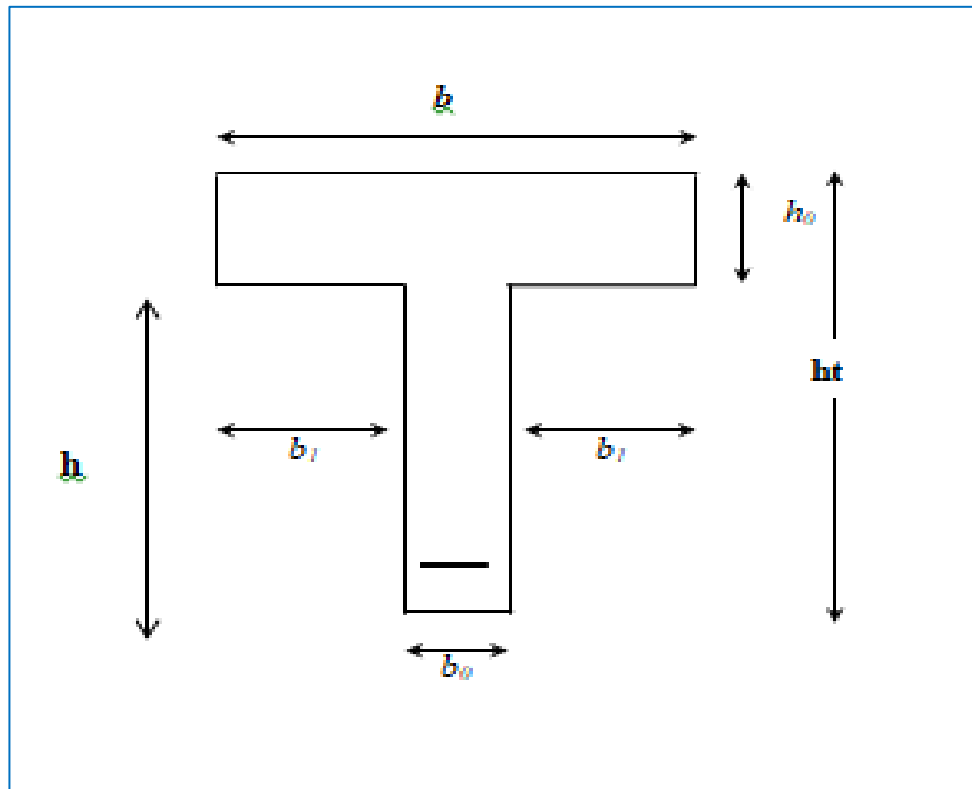


Figure II.2 : Section de la poutrelle.

d- Détermination de (b_1 et b_0) :

D'après les conditions suivantes :

$$0.3 \leq \frac{b_0}{e} \leq 0.4 \Rightarrow 6 \leq b_0 \leq 8 \quad \text{On prend } b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad b_1 \leq \frac{L_0}{2} \quad \text{avec } L_0 : \text{ largeur de corps creux}$$

$$\checkmark \quad l_0 = b - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

b : la distance entre la mortier de deux corps creux

L : les plus grands portés

$$b_1 = \frac{l_0}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10} \text{ Avec } L : \text{ les plus grands portés } L=4.15 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \frac{415}{10} \text{ D'où } b_1 = 26.5 \leq 45 \text{ cm} \quad b_1 = 41.5 \leq 45 \text{ cm}$$

Donc Les deux conditions sont vérifiées

II.2.2) Pré dimensionnement des poutres :

II.2.2.1) Les poutres principales (longitudinal) :

- $L_1=4,15\text{m}$, $L_2=2.95\text{m}$, $L_3=4.33\text{m}$

Selon BAEL 91 : on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ Ou } h \geq \frac{L}{12.5}$$

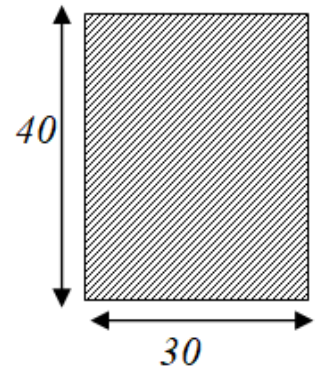
$$h_1 \geq \frac{L}{12.5} = \frac{415}{12.5} = 33.2 \text{ cm}$$

$$h_2 \geq \frac{L}{12.5} = \frac{295}{12.5} = 23.6 \text{ cm}$$

$$h_1 \geq \frac{L}{12.5} = \frac{433}{12.5} = 34.64 \text{ cm donc on prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \Rightarrow 12 \leq b \leq 20$$

$$\text{Et selon RPA 99 : } \begin{cases} h \geq 30 \\ b \geq 20 \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \Rightarrow b = 30 \text{ cm ; Alors on a des poutres de } (40 \times 30) \text{ cm}^2$$



II.2.2.2) Les poutres secondaire (transversales) :

On a : $L_1=2.75\text{m}$, $L_2=2.95\text{m}$, $L_3=3.24\text{m}$, $L_4=2.9\text{m}$

Selon BAEL 91 : on doit vérifier les conditions suivantes : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ Ou $h \geq \frac{L}{15}$

$$h_1 \geq \frac{L}{15} = \frac{275}{15} = 18.33 \text{ cm}$$

$$h_2 \geq \frac{L}{15} = \frac{295}{15} = 19.67 \text{ cm}$$

$$h_3 \geq \frac{L}{15} = \frac{324}{15} = 21.66 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{L}{15} = \frac{290}{15} = 19.33 \text{ cm} \text{ donc on prend } h = 30 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \Rightarrow 9 \leq b \leq 15$$

$$\text{Et selon RPA 99 : } \begin{cases} h \geq 30 \\ b \geq 20 \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \Rightarrow b = 30 \text{ cm ; Alors on a des poutres de } (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

II.2.3) pré dimensionnement des poteaux :

✓ Les étapes de pré dimensionnement :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux et sont pré dimensionnés en compression simple, en choisissant un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle les poteaux (les plus sollicités de la structure).

En appliquant la loi de dégression pour calculer en basant sur la descente de charge tout des charges d'exploitation, pour cela on suit les étapes suivantes :

- ◆ Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.
- ◆ Calcul de la surface reprise par chaque poteau
- ◆ Vérification de la section a l'ELS

La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le **BAEL 91**

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 l'effort normal ultime N_u agissant d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivant :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

- Pour les poteaux carrés : $B_r = (a - 2)^2 \text{ cm}$
- Pour les poteaux circulaires : $B_r = \pi(\tau - 2)^2 \text{ cm}$

Tel que :

B_r : section réduit du poteau en cm^2

A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : résistance a la compression de béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisée $f_e = 400 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1.5$; $\gamma_b = 1.15$

Et d'après CBA 93 article B.8.4.1 page 157

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} \quad \text{Si : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Si : } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{L_f}{i} ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

1- poteaux circulaires :

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous:

$D \geq 25 \text{ cm}$ en zone I

$D \geq 30 \text{ cm}$ en zone II

$D \geq 35 \text{ cm}$ en zone III

$D \geq h_e / 15$

On prend $D = 50 \text{ cm}$

2- poteaux carrée :

On prend la section du poteau (carré) $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

D'après RPA :

- $\text{Min}(b.h) \geq 30 \text{ cm}$ zone IIa
 $\text{Min}(b.h) \geq 30 \text{ cm} = 40 \geq 30 \text{ cm}$...Vérifie
- $\text{Min}(b.h) \geq h_e / 20$
- $\text{Min}(b.h) \geq 15.3$ $40 \geq 15.3 \text{ cm}$... Vérifie
- $1/4 < b/h < 4$. $1/4 < 1 < 4$...Vérifie

Donc la section est de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ est vérifie

1-Poteaux circulaire :

Nous avons trois types de poteaux

Poteau central

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte $S = 8.88 \text{ m}^2$

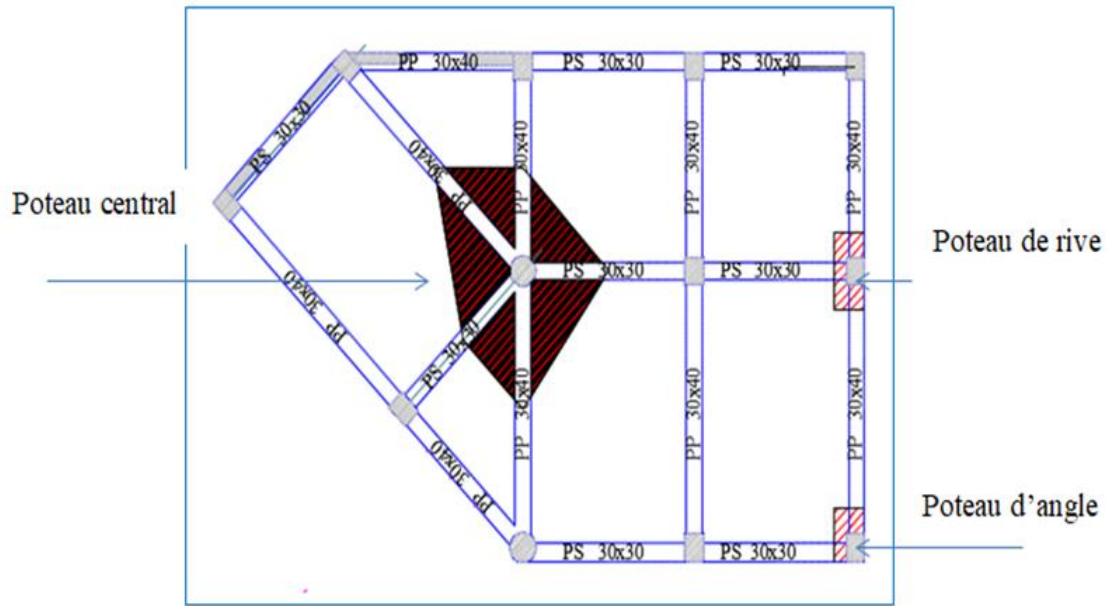


Figure II.3 : Les poteaux plus sollicités (central ; de rive et d'angle)

✓ Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

a-Niveau terrasse :

Plancher :	$(8.88 \times 6.33) = 56.21 \text{ KN}$
Poutres transversales :	$(25 \times 13.39 \times 0,3 \times 0,4) = 40.17 \text{ KN}$
Poutres longitudinales :	$(25 \times 6.96 \times 0,3 \times 0,3) = 15.66 \text{ KN}$
Surcharge :	$(1 \times 8.88) = 8.88 \text{ * KN}$

$$N_G = 112.04 \text{ KN}$$

$$N_Q = 8.88 \text{ KN}$$

b -Niveau étage courant +RDC :

Plancher	$(4,95 \times 8.88) = 43.96 \text{ KN}$
Poutres transversales	$(25 \times 13.39 \times 0,3 \times 0,4) = 40.17 \text{ KN}$
Poutres longitudinales :	$(25 \times 6.96 \times 0,3 \times 0,3) = 15.66 \text{ KN}$
Surcharges :	$(1.5 \times 8.88) = 13.32 \text{ KN}$

$$N_G = 99.79 \text{ KN}$$

$$N_Q = 13.32 \text{ KN}$$

✓ Calcul des Efforts normaux :

Les Charges permanentes due au poids propre : NG

Les charges d'exploitations :(lois de dégression)

✓ Charges différentes:

$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) \quad \sum_3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) \quad \sum_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$Qt = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

✓ Charges identiques:

$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q$$

$$\sum_2 = Q_0 + 1.9Q$$

$$\sum_3 = Q_0 + 2.7Q$$

$$\sum_4 = Q_0 + 3.4Q$$

$$Qt = Q_0 + \left[\left(\frac{3+n}{2} \right) Q \right] \quad \text{Pour } n \geq 5$$

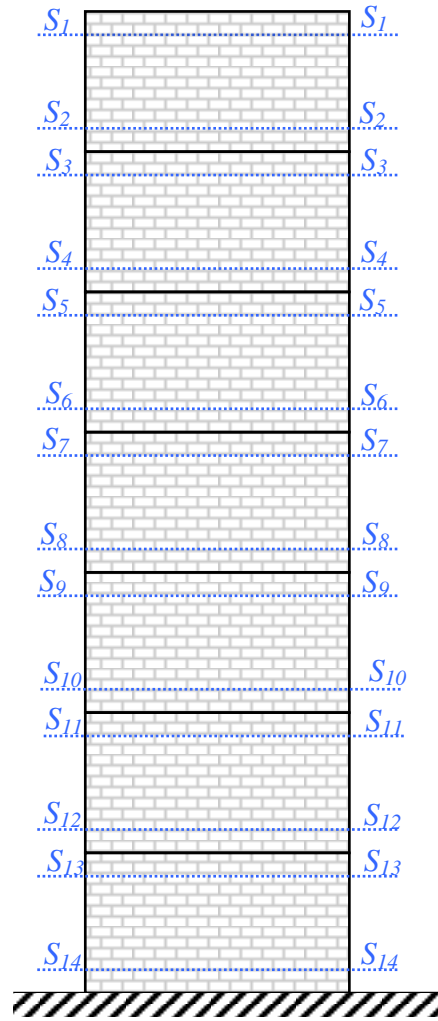


Figure II.4 : Descente des charges

Terrasse	G (KN)	112.04
	Q (KN)	8.88

Courant + RDC	G(KN)	99.79
	Q(KN)	13.32

niveaux	G (KN)	NG(KN)	Q(KN)	N _Q (KN)	N _U (KN)
6	112.04	112.04	8.88	8.88	164.57
5	99.79	211.83	13.22	22.1	319.12
4	99.79	311.62	13.22	33.99	471.67
3	99.79	411.41	13.22	44.57	622.25
2	99.79	511.2	13.22	53.83	770.86
1	99.79	610.99	13.22	61.76	917.47
RDC	99.79	710.78	13.22	68.37	1062.14

Tableau II.1 : Descente des charges sur le poteau central sur tous les niveaux

✓ calcul l'effort normal :

$$N_u = 1.062 \text{ MN}$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = \pi(r - 2)^2 = (0.5 - 0.02)^2 = 0.72 \text{ m}^2$$

$$A = \max(0.2\% (bh); 8\% (b + h); 0.8\% B) = \max(1.25 \text{ cm}^2; 1 \text{ cm}^2, 15.7 \text{ cm}^2) = 15.7 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{4L_f}{D} = \frac{4 \times 2.142}{50} = 0.17$$

$L_f = 0.7L$ (Par BAEL 91 page 166) si le poteau est articulée à une extrémité et encastrée à l'autre

$$L_f = 0.7(3.06) = 2.142$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} = 0.81$$

$1.062 \text{ MN} \leq 2.358 \text{ MN}$ Condition vérifiée.

Donc la section des poteaux est de 1962.5 cm^2

2.Poteaux carrées :A. Poteau de rive :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte $S = 7.37 \text{ m}^2$

✓ calcul des charges et surcharges revenant au poteau :a-Niveau terrasse :

Plancher : $(6.33 \times 7.37) = 46.62 \text{ KN}$

Poutres transversale: $(4.15 \times 0.3 \times 0.4 \times 25) = 12.45 \text{ KN}$

Poutres longitudinales : $(1.775 \times 0.3 \times 0.3 \times 25) = 3.99 \text{ KN}$

Surcharge : $(1 \times 7.37) = 7.37 \text{ KN}$

$$N_G = 63.06 \text{ KN}$$

$$N_Q = 7.37 \text{ KN}$$

b -Niveau étage courant +RDC:

Plancher : $(4.95 \times 7.37) = 36.48KN$
 Poutres transversale: $(4.15 \times 0.3 \times 0.4 \times 25) = 12.45KN$
 Poutres longitudinales : $(1.775 \times 0.3 \times 0.3 \times 25) = 3.99KN$
 Surcharges : $(1.5 \times 7.37) = 11.05KN$

$N_G = 52.92KN$
 $N_Q = 11.05KN$

Terrasse	G(KN)	63.06	Courant	G(KN)	52.92
	Q(KN)	7.37		Q(KN)	11.05

Niveaux	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	NU (t)
6	63.06	52.92	7.37	7.37	96.18
5	7.37	60.29	11.05	18.42	109.02
4	7.37	67.66	11.05	28.37	133.89
3	7.37	75.03	11.05	37.21	157.10
2	7.37	82.4	11.05	44.94	178.65
1	7.37	89.77	11.05	51.57	198.53
RDC	7.37	97.14	11.05	57.10	255.91

Tableau II.2 : Descente des charges sur le poteau de rive sur tous les niveaux

B. Poteau d'angle :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte $S = 4.39m^2$

✓ **Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :**

a-Niveau terrasse :

Plancher : $(6.33 \times 4.39) = 27.80KN$
 Poutres transversales: $(2.475 \times 0.3 \times 0.4 \times 25) = 7.41KN$
 Poutres longitudinales : $(1.775 \times 0.3 \times 0.3 \times 25) = 3.99KN$
 Surcharges : $(1 \times 3.99) = 3.99KN$

$N_G = 39.2KN$
 $N_Q = 3.99KN$

b -Niveau étage courant +RDC:

Plancher : $(4.95 \times 3.99)=19.75KN$
 Poutres transversales: $(2.475 \times 0.3 \times 0.4 \times 25)=7.41KN$
 Poutres longitudinales: $(1.775 \times 0.3 \times 0.3 \times 25) =3.99KN$
 Surcharges : $(1.5 \times 3.99)=5.98KN$

$$N_G=31.15KN$$

$$N_Q=5.98KN$$

Courant	G(KN)	31.15
	Q(KN)	5.98

Terrasse	G(KN)	52.92
	Q(KN)	11.05

niveaux	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	NU (t)
6	52.92	52,92	11.05	11,05	88.02
5	31.15	84,07	5.98	17,03	139.04
4	31.15	115,22	5.98	22,412	189.16
3	31.15	146,37	5.98	27,196	238.39
2	31.15	177,52	5.98	31,382	286.72
1	31.15	208,67	5.98	34,97	334.16
RDC	31.15	239,82	5.98	37,96	380.69

Tableau II.3: Descente des charges sur le poteau d'angle sur tous les niveaux

II.2.4) Pré Dimensionnement des Voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte. Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.)

D'après le RPA 99/version 2003, article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec

L : Porté du voile.

e : Epaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99/version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes :

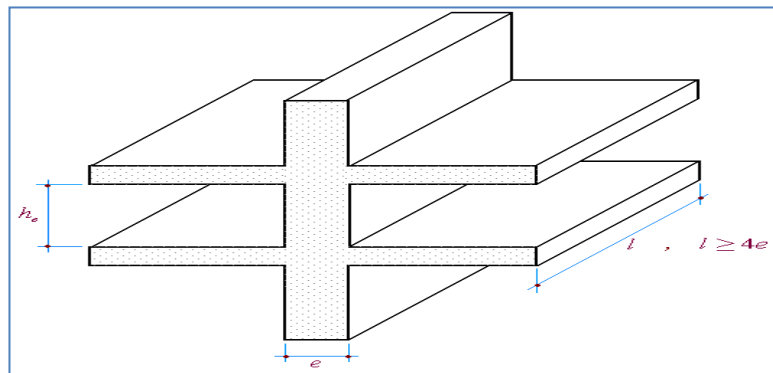


Figure II.05 : coupe d'un voile en élévation

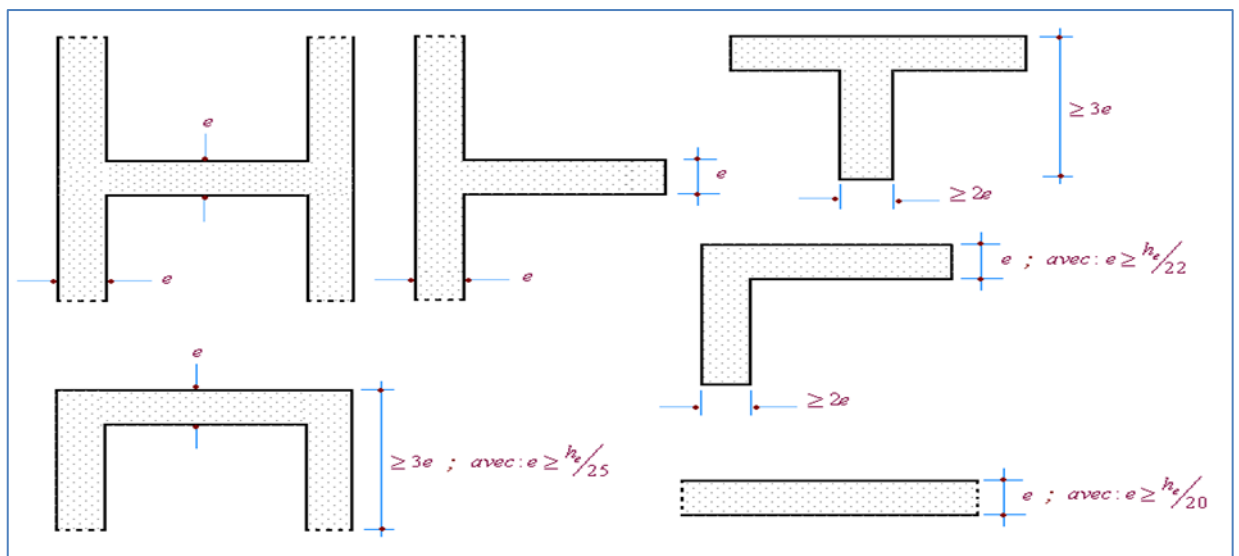


Figure II.06 : coupe d'un voile en plan

À partir de la hauteur d'étage $h=3.06$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{h_e}{25} \\ e \geq \frac{h_e}{22} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \end{array} \right. \text{ Tel que : } h_e = h - h_{poutre} = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m (hauteurs libres)}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{ll} e \geq \frac{h_e}{25} = 11.04 \text{ cm} & e \geq \frac{h_e}{25} = 10.64 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{22} = 12.3 \text{ cm} & e \geq \frac{h_e}{22} = 12.09 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{20} = 13.5 \text{ cm} & e \geq \frac{h_e}{20} = 13.30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Alors $e \geq \max(10.64, 12.09, 13.30)$

On obtient des voiles d'épaisseur : $e = 20$ cm.

II.2.5) Pré dimension de l'escalier (étages courant + RDC):

Les escaliers sont un élément qui permet le passage d'un niveau à l'autre et la circulation verticale des personnes.

Dans une construction les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place, la jonction palier – volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

- Caractéristique technique :

Hauteur d'étage $H=3.06$ m

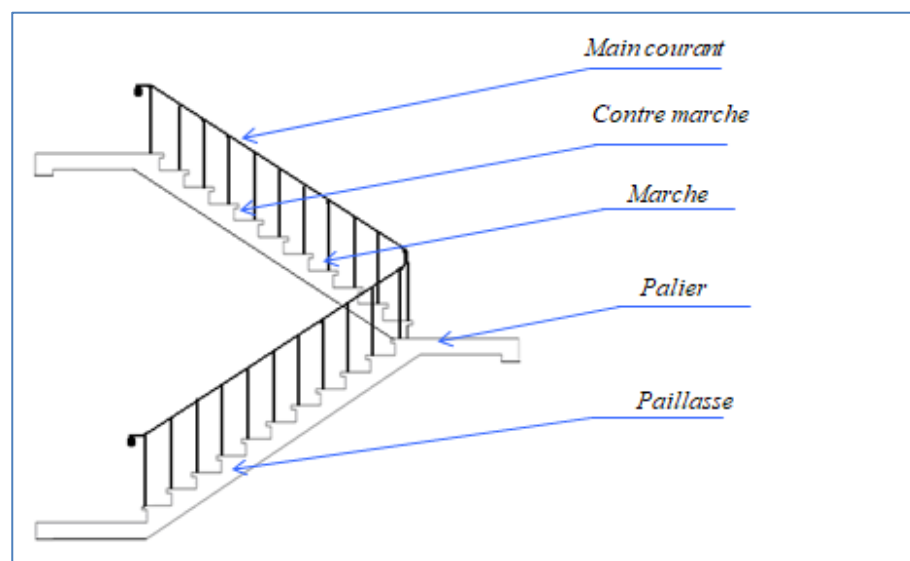


Figure II.07 : Coupe longitudinale d'escalier

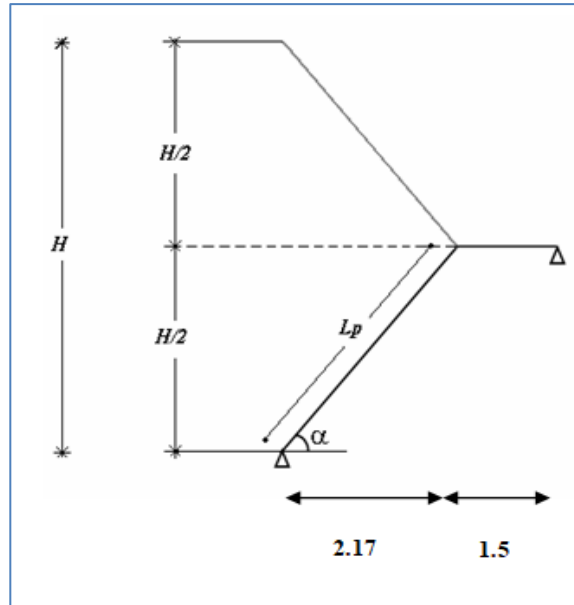


Figure II.08 : schéma des escaliers

- Hauteur de contre marche : $14 \leq h \leq 20$ on prend $h = 18\text{cm}$
- Longueur de marche : $59 \leq g + 2h \leq 66$ donc $25 \leq g \leq 32$ on prend $g = 30\text{ cm}$
- Nombre de contre marche : $n_{c.m} = \frac{H/2}{h} = 9$ donc on a 9 contre de marche à chaque volée
- Nombre de marche : $n_m = n_{c.m} - 1 = 9 - 1 = 8$ donc on a 8 marches à chaque volée
- L'inclinaison de paillasse : $\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{18}{30} = 0.6$ Donc $\alpha = 30.96^\circ$
- Longueur de paillasse : $\sin \alpha = \frac{H/2}{L_p}$ Donc $L_p = \frac{H/2}{\sin \alpha} = \frac{306}{\sin(30.96)} = 2.974\text{ m}$
- L'épaisseur de paillasse : $\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20}$ Donc $0.099 \leq e_p \leq 0.1487$

On prend $e_p = 15\text{ cm}$

II.3) Estimation des charges :

II.3.1) Les charges réglementaires :

Les charges réglementaire sont en général de :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.
- Les charges permanentes :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en oeuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur

fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

▪ Les charges d'exploitation :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

La descente de charge a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à

Chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

a-Plancher terrasse (inaccessible) :

Matériaux	Epaisseur (m)	d (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1- Protection en gravillon	0.05	17	0.85
2- Etanchéité multicouche	/	/	0.12
3- Forme de pente	0.10	22	2.2
4- Isolation liège	0.04	4	0.16
5- Dalle en corps creux	0.16+0.04	14	2.80
6- Enduit plâtre	0.02	10	0.2

Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

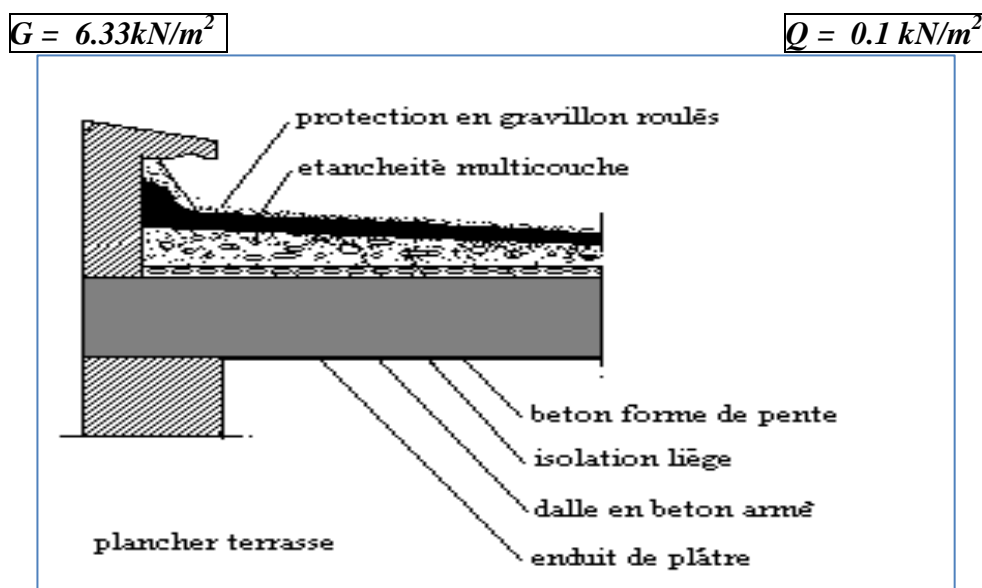


Figure II.09 : coupe plancher terrasse

b-Plancher étage courant et RDC :

Matériaux	Epaisseur (m)	d (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1-Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Dalle en corps creux	0.16+0.04	14	2.8
5-Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6-cloison de séparation	/	/	0.75

Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

$G = 4.95 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$

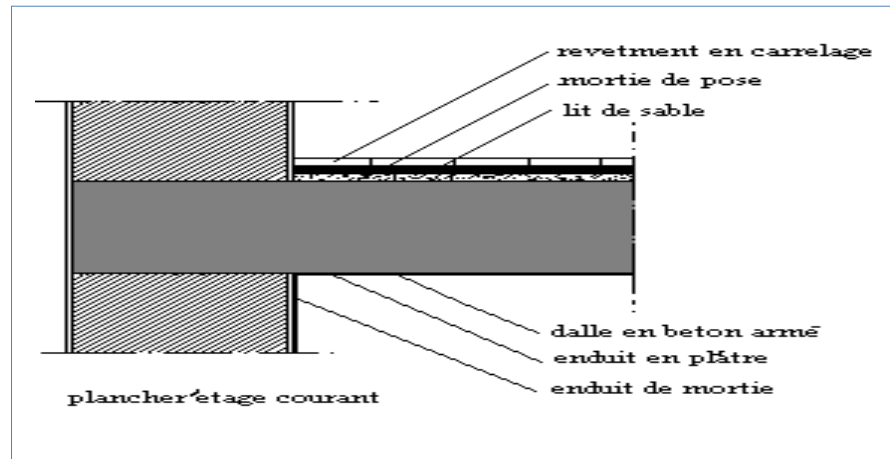


Figure II.10 : coupe plancher d'étage courant

c-- Balcon : les balcons sont en corps creux

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle corps creux	0.15	14	2.1
Enduit ciment	0.02	20	0.40

Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon

$G = 3.7 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$

d- Cloisons extérieures :

La maçonnerie utilisée est en briques (en double cloison) avec 16% d'ouverture :

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit ciment	0.02	20	0.40
Brique creux	0.10	14	1.4
Brique creux	0.10	14	1.4
Enduit plâtre	0.02	12	0.24
G = 3.44KN/m²			
G=2.88KN/m²			

Tableau II.07 : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur

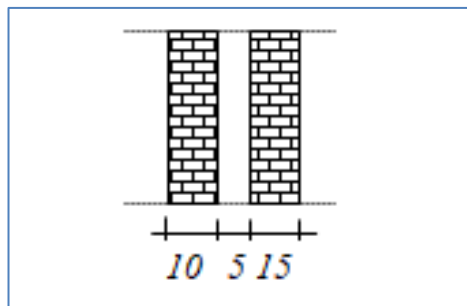


Figure II.11: Coups de mur

$\sum K = 3.44KN/m^2$ Avec 16% d'ouverture : $(3.44 \times 0.84) = 2.88 KN/m^2$

e- Acrotère :

$S=(0.6 \times 0,25) + (0,25 \times 0,10) + (0.25 \times 0.10)/2 = 0,1875m^2.$

$P=(0,1875 \times 25)=4.6875kn/m.$

G=4.6875 kn /m

Q=1 kn/ m.

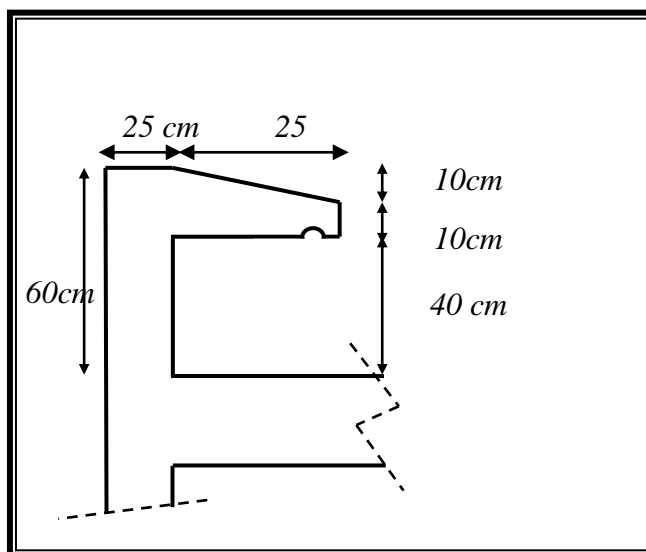


Figure II.12: Dimension de l'acrotère

f- escalier :

(Etages courent + RDC) :

1-Palier :

matériaux	Epaisseur (m)	d (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.16	25	4
Enduit ciment	0.02	20	0.4

Tableau II.08 : Evaluation des charges permanentes de palier

$$G = 5.60 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

2-Volée (paillasse) :

Matériaux	Epaisseur (m)	d (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marche	0.17	22	$22 \times 0,17/2 = 1.87$
Paillasse	0.12	25	$(25 \times 0,12) / \cos 30,96 = 3.49$
Enduit ciment	0.02	20	0.40
Gardes corps	0.1	14	1.40

Tableau II.09 : Evaluation des charges permanentes de volée

$$G = 8.36 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ kg/m}^2$$



Chapitre III:

[Etude Sismique]

III.1) introduction :

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront admissibles.

III.2) Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude sismique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

III.3) Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existant.

Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique modale spectrale.
3. La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

III.3.1) la méthode statique équivalente :**III.3.1.1) Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement

des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

III.3.1.2) Modélisation :

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale

III.3.1.3) calcul de la force sismique :

D'après le RPA 99 / version 2003 .article 4-2-3 :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successive-ment dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

a. calcul de coefficient d'accélération : A

D'après le RPA99 version 2003 art4.2.3 tableau 4.1 on a :

$A=f(\text{zone, groupe d'usage})$ Donc: $A=f(\text{zone IIa, groupe 2})$. $A = 0.15$

b. calcul de coefficient de comportement : R

D'après le RPA99 version 2003 art4.2.3 tableau 4.1 on a :

Nous avons une structure contreventé par voiles donc le coefficient R est égale : $R = 3.5$

c. calcul de poids de structure : W

Le poids de la structure est nous obtenue dans le logiciel robot structural analyse -

Nous avons : $W=W_x=W_y=1400399.824 \text{ kg} = 14003.998 \text{ KN}$

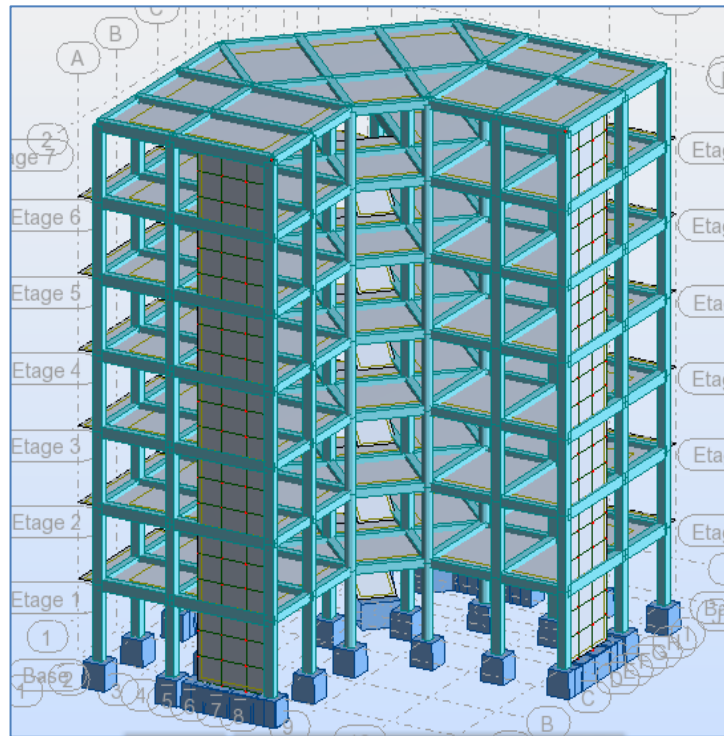


Figure III.1 : Modèle 3D de la structure

d. calcul de facteur d'amplification dynamique moyenne D :

D'après RPA 99/version 2003 article (4-2-3) tableau (4-2) :

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

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.763$$

ε : Le pourcentage d'amortissement critique :

$\varepsilon =$ (Puisque notre structure est en voile et prend la moyen des amortissements tel que :

$\varepsilon_{voile} = 10\%$

Par RPA 99/version 2003 article (4-3-3) tableau (4-7) :

$$S_3: \begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{cases}$$

d.1) calcul de T:

$$T_1 = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0.05 \times 21.42^{3/4} = 0.49$$

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier Niveau

D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

• **Sens x-x :**

$$T_x = 0.09 h_N / \sqrt{D_x} \quad \text{et : } H_n = 21.42 \text{ m ; } D = 17.13 \text{ m}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 21.42}{\sqrt{17.13}} = 0.46 \text{ s}$$

• **Sens y-y :**

$$T_y = \frac{0.09 \times 21.42}{\sqrt{17.13}} = 0.46 \text{ s}$$

Sens xx :

$$T_{\text{empiriques (Rpa)}} = 0.49 \text{ s ; } T_{\text{analytique (robot)}} = 0.58 \text{ } 0.54 \text{ s ; } 1.3 \times 0.49 = 0.637$$

$$T_{\text{empiriques (RPA)}} \leq T_{\text{analytique (robot)}} \leq 1.3 \times T_{\text{empiriques}} \rightarrow \text{la structure rigide - souple}$$

Alors :

$$D_x = D_y = 2.5 \eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D_x = D_y = 2.5 \times 0.765 = 1.91$$

e. calcul de facteur de qualité:

D'après le RPA99 version 2003 – art 4.5 – page 30

e.1) Sens x-x :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$$\hat{a} P_q = 0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0 = 0.15$$

$$Q_x = 1.15$$

e.2) Sens y-y :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$$\hat{a} P_q = 0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0 = 0.15$$

$$Q_y = 1.15$$

$$\text{Donc : } V_x = V_y = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.15 \times 14003.998}{3.5} = 1318.27 \text{ KN}$$

✓ Nota :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque les conditions de RPA99/version 2003 article 4-1-2 :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a les conditions complémentaires suivantes :

Zone I: • tous groupes

Zone II:

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

III.3.2) la méthode dynamique modale spectrale :**III.3.2.1) Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

III.3.2.2) Modélisation :

• Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

• Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des Planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

• Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont

représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions de rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

IV.3.2.3) spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 sur RPA)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

Après le calcul : le spectre obtenu est représenté sur la figure(V.2) représenté sous forme de courbe :

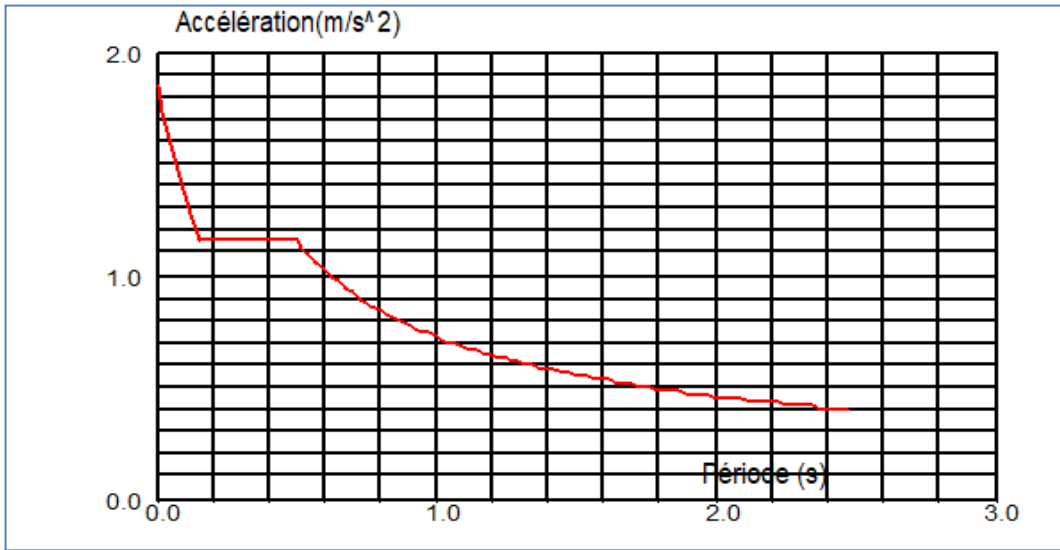


Figure III.2 : la courbe du spectre de la réponse d'accélération suivant la note de calcul du «robot structural analyse »

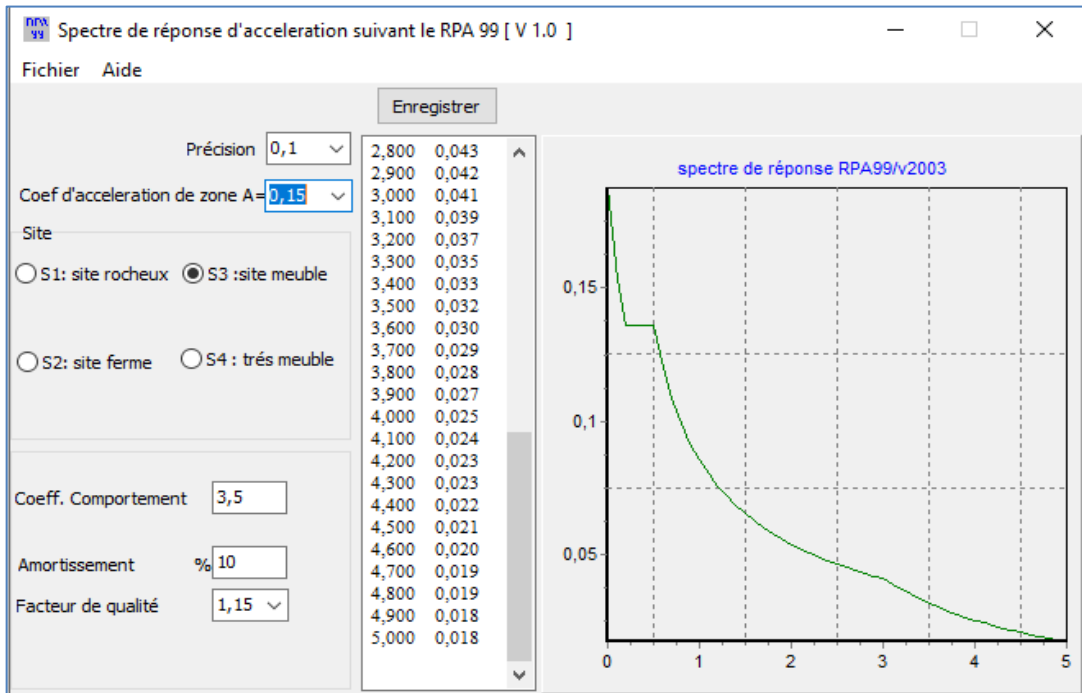


Figure III.3: la courbe du spectre de la réponse d'accélération suivant RPA 99

III.3.2.4) nombre de mode considéré :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Masse Modale RZ [%]	Masses Cumulées RZ [%]	Tot.mas.RZ [kgm2]
3/ 1	0,58	26,79	38,23	26,79	38,23	1400399,82	1400399,82	0,04	0,04	48963,04
3/ 2	0,49	45,90	39,15	19,11	0,92	1400399,82	1400399,82	0,29	0,33	48963,04
3/ 3	0,42	69,50	69,73	23,60	30,58	1400399,82	1400399,82	0,09	0,42	48963,04
3/ 4	0,16	73,68	77,17	4,18	7,45	1400399,82	1400399,82	0,01	0,43	48963,04
3/ 5	0,12	81,22	77,43	7,54	0,25	1400399,82	1400399,82	0,04	0,47	48963,04
3/ 6	0,10	87,24	87,27	6,03	9,84	1400399,82	1400399,82	0,01	0,48	48963,04
3/ 7	0,07	88,84	89,94	1,59	2,67	1400399,82	1400399,82	0,01	0,49	48963,04
3/ 8	0,06	88,84	89,94	0,00	0,00	1400399,82	1400399,82	0,00	0,49	48963,04
3/ 9	0,06	88,84	89,94	0,00	0,00	1400399,82	1400399,82	0,00	0,49	48963,04
3/ 10	0,05	91,23	90,06	2,39	0,12	1400399,82	1400399,82	0,03	0,52	48963,04

Tableau III.1 : cas (modale) modes actif 1..10 ; CQC

- Estimation de la période fondamentale de la structure selon RPA99/ version 2003 :

Selon le RPA99 la formule de la période fondamentale est :

$$T_{RPA99} \begin{cases} T_x = \frac{0.09 \times 21.42}{\sqrt{17.13}} = 0.465 \text{ s} & \text{Suivant } x-x \\ = T_x = \frac{0.09 \times 21.42}{\sqrt{17.13}} = 0.465 \text{ s} & \text{Suivant } y-y \end{cases}$$

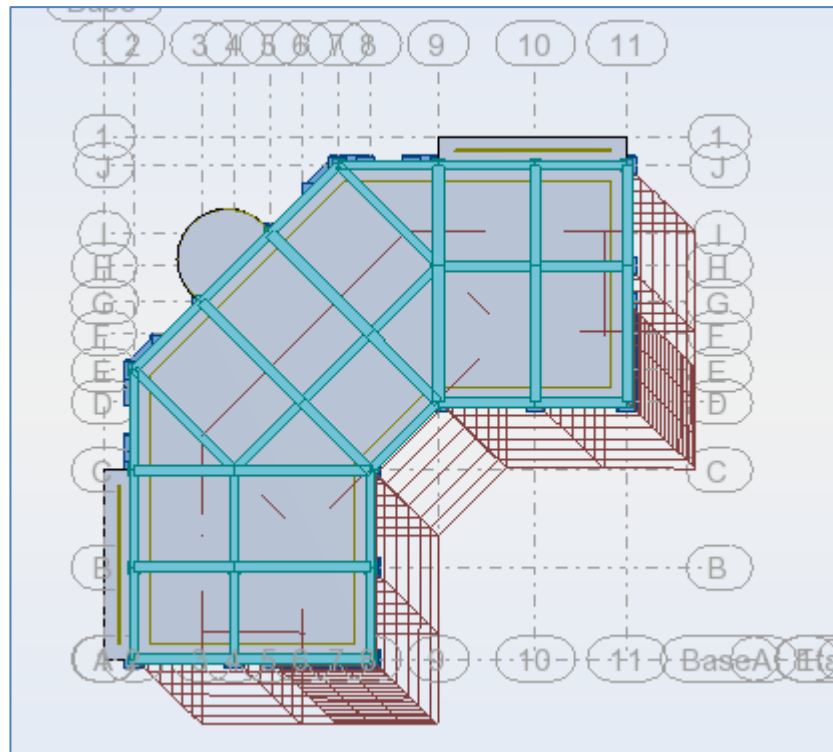
$$T = 0.05 (21.42)^{3/4} = 0.49 \text{ s}$$

Les valeurs de T, calculées à partir le modèle numérique ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques de plus de 30 %.

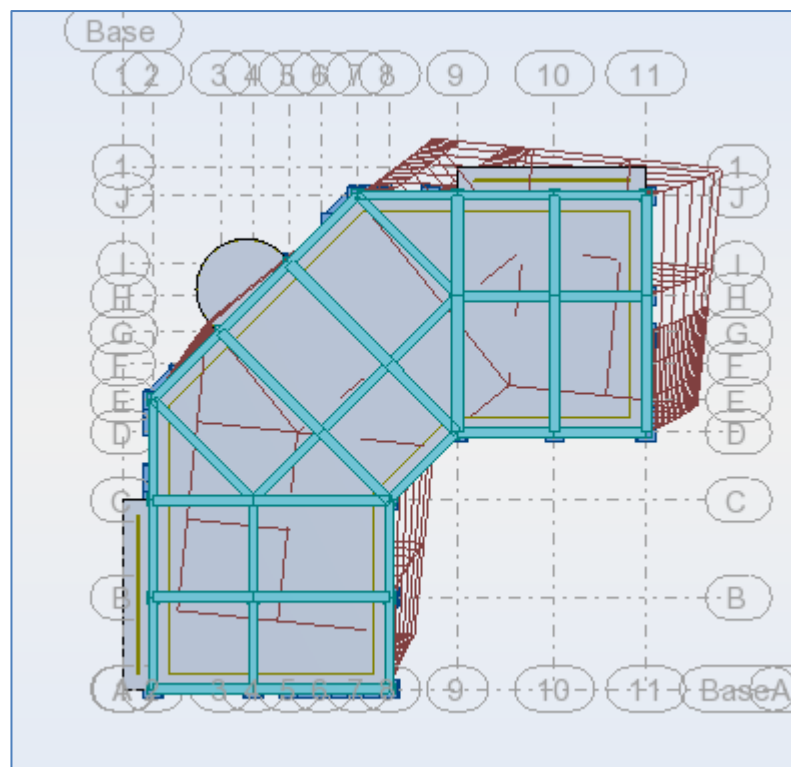
$$1.3 T_e = 1.3 (0.46) = 0.572 \text{ s}$$

La condition : $T < 1.3 T_e$ condition vérifiée

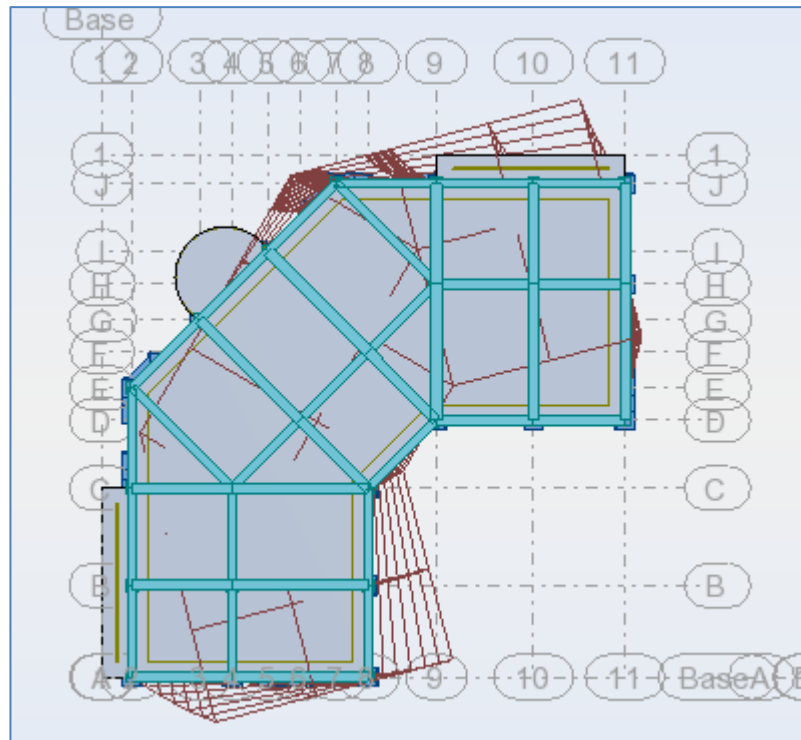
Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure. Par logiciel robot 2015



Translation sens XX



Translation sens YY



Translation sens ZZ

Figure III.4 : les trois premiers modes de vibrations

III.3.2.5) vérification de RPA 99 :

D'après le RPA99/version2003 (art 4.3.6), la résultante V_t des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

$$V_{dynamique} \leq 80\% V_{STATIQUE}$$

Ceci nous donne :

$$V_{dynamique} = 1263.62 \text{ KN} ; V_{STATIQUE} = 1318.27 \text{ KN}$$

$$0,8V_x \text{ stat} = 1318.27 \times 0.8 = 1054.62 \text{ KN} \text{ donc : } V_{xdyn} > 0,80V_x \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$0,80V_{y \text{ stat}} = 1318.27 \times 0.8 = 1054.62 \text{ KN} \text{ donc: } V_{y \text{ dyn}} > 0,80V_y \dots\dots\dots \text{OK}$$

La condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 version 2003 est vérifiée.

On peut donc utiliser directement les résultats obtenus par le calcul automatique.

III.3.2.6) Vérification des déformations:

D'après RPA99 / version 2003 art 4.4.3 page 37 :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculée comme suit :

$$S_K = R S_{EK} \text{ Tel que :}$$

S_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement ($R = 3.5$)

$$\text{Et } \Delta k = d_K - d_{K-1}$$

Δkx : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$ selon x

Δky : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$ selon y

$\delta_{ex, k}$: Déplacement absolu selon x (Robot structural analyse 2015)

$\delta_{ey, k}$: Déplacement absolu selon y (Robot structural analyse 2015)

$\overline{\Delta K}$: Déplacement relatif admissible

(Le déplacement relatif admissible = 1% hauteur d'étage)

$$\Delta K = 306 \times 0.01 = 3.06 \text{ cm}$$

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]
4/ 1	0,094	0,024	0,094	0,024
4/ 2	0,285	0,070	0,192	0,046
4/ 3	0,547	0,141	0,261	0,072
4/ 4	0,853	0,236	0,306	0,095
4/ 5	1,182	0,348	0,329	0,112
4/ 6	1,517	0,472	0,335	0,124
4/ 7	1,840	0,598	0,324	0,125

Tableau III.2: le déplacement sur XX

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]
5/ 1	0,165	0,229	0,165	0,229
5/ 2	0,505	0,703	0,340	0,474
5/ 3	0,932	1,306	0,427	0,604
5/ 4	1,388	1,963	0,456	0,656
5/ 5	1,833	2,617	0,445	0,654
5/ 6	2,244	3,234	0,411	0,618
5/ 7	2,612	3,798	0,367	0,563

Tableau III.3: le déplacement sur YY

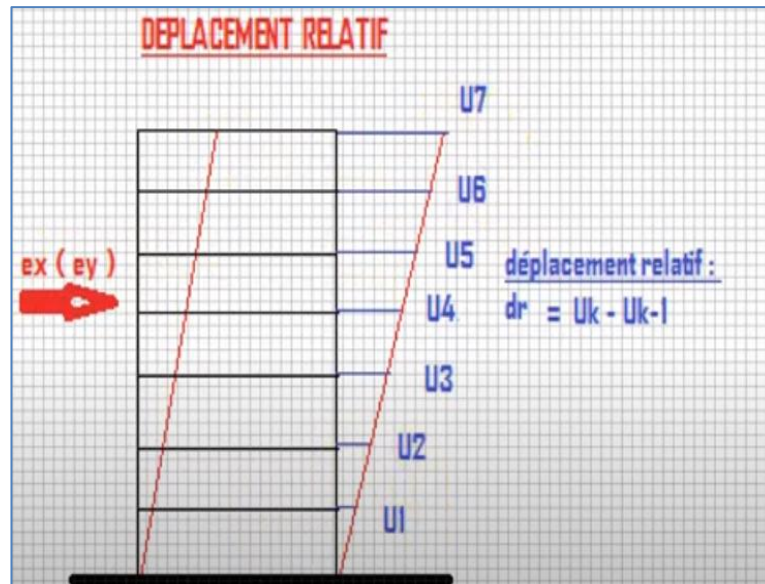


Figure III.5: déplacement relatif-ce l'effet l'absence Sismique dans le sens ex (ey)

• **Calcul du déplacement :**

$$d_{Ek} = 0.016 \quad \text{Et} \quad R = 3.5$$

$$\text{Alors : } d_k = 3.5 \times 0.016 = 0.056 \text{ m} = 5.6 \text{ cm}$$

$$\text{La flèche au sommet du bâtiment : } D_{admissible} = \frac{H_{totale}}{200} = \frac{2142}{200} = 10.71 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$d_k = 5.6 \text{ cm}$$

$$D_{admissible} = 10.71 \text{ cm}$$

III.4) Choix des voiles d'interaction :

Notre choix des voiles de contreventement est passé sur une base de deux conditions aux limites tel que :

1/- reste sous le domaine d'application de système de contreventement choisis contreventement mixte assurés par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction (voile-portique) qui exige ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations Dues aux charges verticales
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au Moins 25% de l'effort tranchant d'étage

2/- minimiser l'effet de torsion au premier mode de vibration de la structure.

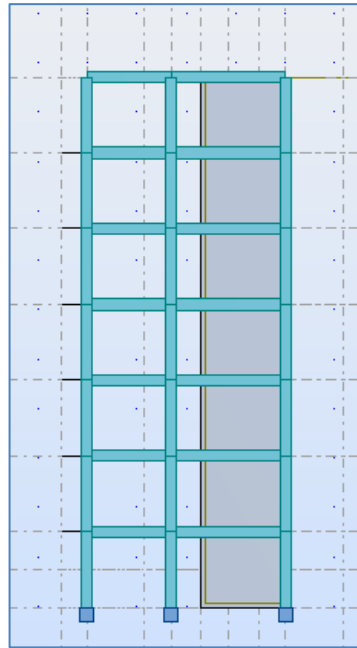


Figure III.6: les voiles au sens z

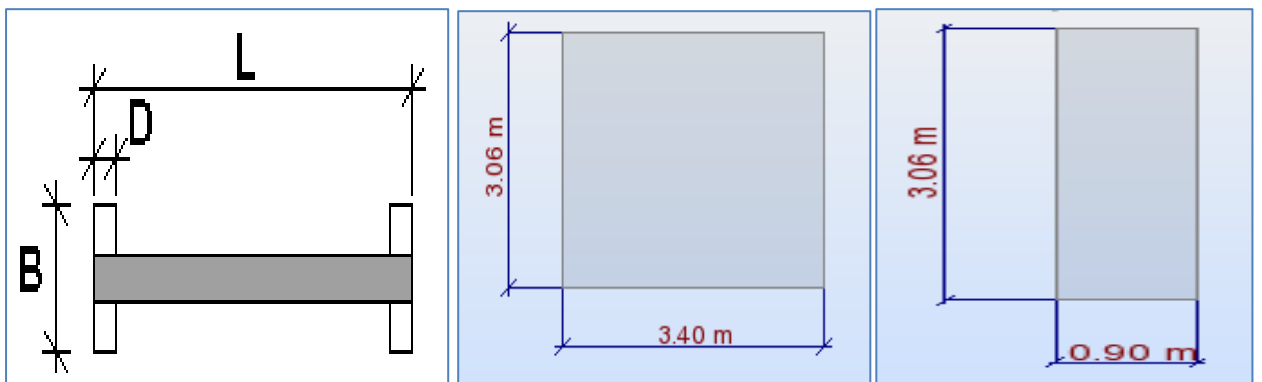


Figure III.7: les dimensions de voiles

Exemple 01

Longueur : 3.40 m

Hauteur : 3.06 m

Epaisseur : 20 cm

Renfort gauche $\left\{ \begin{array}{l} B=20\text{cm} \\ D=13.98\text{ cm} \end{array} \right.$

Renfort droite $\left\{ \begin{array}{l} B= 20\text{ cm} \\ D=20.4\text{ cm} \end{array} \right.$

Exemple 02 :

Longueur : 0.9 m

Hauteur : 3.06 m

Epaisseur : 20 cm

Renfort gauche $\left\{ \begin{array}{l} B=20\text{cm} \\ D=5.4\text{ cm} \end{array} \right.$

Renfort droite $\left\{ \begin{array}{l} B= 20\text{ cm} \\ D=5.4\text{ cm} \end{array} \right.$

En fait modélise le résultat en ELU (voir le tableau suivant depuis le robot)

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
16/ 45-5345/ 6 (C)	-1322,97	-17,77	25,62	-1,90	-2,00	0,04	0,53	-0,39
16/ 45-46-5345-56/ 6 (C)	-1307,46	9,69	-15,78	-1,95	-1,90	-0,02	0,38	0,10
16/ 46-56/ 6 (C)	-1264,41	-52,44	-55,02	-1,73	-2,00	-0,08	2,07	1,65
16/ 45-46/ 6 (C)	-85,93	2,04	4,60	-0,15	-0,13	0,01	-1,38	-0,66
16/ 45-5345-46-56/ 6 (C)	-115,98	11,13	12,79	-0,23	-0,15	0,02	-0,22	-0,04
16/ 5345-56/ 6 (C)	-48,61	-31,64	23,33	0,02	-0,18	0,04	-0,13	0,19

Il faut seulement prendre la valeur de la base des voiles pour calculer et vérifier le ferrailage de voiles

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
16/ 45-5345/ 6 (C)	-1322,97	-17,77	25,62	-1,90	-2,00	0,04	0,53	-0,39

	Nom	Type	N [kN]	M [kN*m]	H [kN]
1	ELU	ELU	128,83	-15,64	-6,37
2	G+Q+EX	ACC	128,33	86,49	-35,89
3	G+Q-EX	ACC	60,22	-109,29	26,58
4	G+Q+EY	ACC	134,67	-151,57	29,85
5	G+Q-EY	ACC	53,88	128,77	-39,16
6	0.8G+EX	ACC	101,15	90,07	-34,51
7	0.8G-EX	ACC	33,04	-105,71	27,95
8	0.8G+EY	ACC	107,49	-147,98	31,23
9	0.8G-EY	ACC	26,70	132,35	-37,79

III.5) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets de deuxième ordre (ou P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les Niveaux :

Pk : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (K).

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Δ_K : Déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau (k-1).

h_K : Hauteur de l'étage (k).

-Si Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$ les effets (P- Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en Amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par Le facteur $(1 / (1 - qK))$.

-Si Si $\theta_K > 0.2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivant :

Vérification l'effet de p_ delta selon x-x :

étage	Pk	Pk+	delta	Vx	h	θ	vérification
1	-10671,45	10671,45	0,093	920,24	400	0,0027	vérifié
2	-9047,16	9047,16	0,19	898,8		0,0048	vérifié
3	-7522,2	7522,2	0,261	841,84		0,0058	vérifié
4	-5996,87	5996,87	0,31	750,55		0,0062	vérifié
5	-4471,97	4471,97	0,336	627,02		0,0060	vérifié
6	-2947,6	2947,6	0,345	469,68		0,0054	vérifié
7	-1423,45	1423,45	0,336	262,05		0,0046	vérifié

Vérification l'effet de p_ delta selon y-y :

étage	Pk	Pk+	delta	Vy	h	θ	vérification
1	-10671,45	10671,45	0,256	1263,62	400	0,0054	vérifié
2	-9047,16	9047,16	0,531	1229,76		0,0098	vérifié
3	-7522,2	7522,2	0,676	1146,14		0,0111	vérifié
4	-5996,87	5996,87	0,734	1020,92		0,0108	vérifié
5	-4471,97	4471,97	0,731	855,37		0,0096	vérifié
6	-2947,6	2947,6	0,69	639,9		0,0079	vérifié
7	-1423,45	1423,45	0,628	353,68		0,0063	vérifié

✓ **Remarque:**

D'après les résultats obtenus dans le tableau les effets (P- Δ) peuvent être négligés
Puisque tous les coefficients sont inférieurs à 0,10



Chapitre IV :

[Ferrailage des éléments principaux]

IV.1)Introduction :

Le ferrailage des poteaux et des poutres se fait à partir de méthode donné par le BAEL 91 tout en effectuant toutes les vérifications en respectant les prescriptions données par le RPA 99 /2003

IV.2)déférentes combinaisons des efforts :

Pour la détermination des sollicitations moment de flexion, effort normal, effort tranchant. Aux quelle une construction est soumise, on utilise les combinaison d'action définie ci-après :

IV.2.1)Combinaison d'action :

a. Poteau :

Les combinaisons essentielles sont : $1.35 G+ 1.5 ; G+Q$

Selon RPA 99 - version 2003 :

Les poteaux dans les ossatures auto stable doivent être conçus pour les combinaisons suivantes : $G+Q\pm 1.2E ; 0.8G E$

b. Poutres :

Elles être calculés sous l'actions des combinaisons suivantes :

Les combinaisons essentielles sont : $1.35G+ 1.5Q ; G+Q$

Si il y a lieu de tenir compte de l'action sismique E : $G+Q\pm E$ Avec :

G : charges permanentes

Q : charges exploitation non pondérées

E : Action de séisme représentée par des composantes horizontales

Situation durable	Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$
	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$
Situation accidentelle	Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 18.5 \text{ Mpa}$
	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	$\gamma_b = 1$	$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

Tableau IV.1:Cas des contraintes

IV.2.2)Ferrailages des poteaux :

Les poteaux seront calculées au flexion composée, il sollicités par :

- Un effort normal
- Un moment de flexion

➤ **Vérification au flambement :**

$$\lambda \leq \lambda_{\text{limite}}$$

$$\lambda_{\text{limite}} = \max \left[50, \min \left(67 \frac{l}{h}, 100 \right) \right]$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{(0.4)^2}{12}} = 0.12$$

$$\lambda = \frac{0.7 \times 3.06}{0.12} = 17.85 \leq 100$$

La condition est vérifiée

IV.2.2.1) les armatures longitudinales : (Art-7-4-2-1- RPA 99-version 2003)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sous crochets :

- leur pourcentage minimal sera de 0.9% (zone II)
- leur pourcentage maximal sera de
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone recouvrement
- le diamètre minimum est de 12 mm
- la longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40 Φ en zone II
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25cm en zone II
- les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques)

$$h' = \max(h/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$$

IV.2.2.2) les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a Vu}{h_t f_e} \dots\dots\dots (\text{Art.7-4-2-2-RPA99-version2003})$$

Vu : effort tranchant de calcul

H_t : hauteur total de la section brute

Fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

- 2.5 si élancement géométrique (λ_g) dans la direction considérée ≥ 5
- 3.75 dans le cas contraire

t : espacement des armatures transversales :

- dans la zone nodale :

$t \leq \text{Min}(10\varnothing, 15\text{cm})$ en zone I et II

- dans la zone courante :
- $t' \leq 15 \varnothing_l$ en zone I et II

\varnothing_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armature transversales minimale $\frac{A_t}{t}$, b_1 en $\%$ en est donnée par :

- 0.3 $\%$ si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8 $\%$ si $\lambda_g \leq 3$

Par l'interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

$$\lambda_g = \left(\frac{t_f}{a} \text{ ou } \frac{t_f}{b} \right)$$

A et b : sont les dimensions de la section du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau.

IV.2.3) calcul du ferrailage des poteaux :

Les cas sollicitations suivantes :

- a. $N^{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- b. $N^{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- c. $M^{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

IV.2.3.1) calcul d'une section soumise à la flexion composée :

Tous cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée
- Section entièrement comprimée
- Section entièrement tendue

➤ Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire à L'ELU en flexion composée :

Organigramme de calcul d'une section rectangulaire à l'E.L.U en flexion composée

Données :

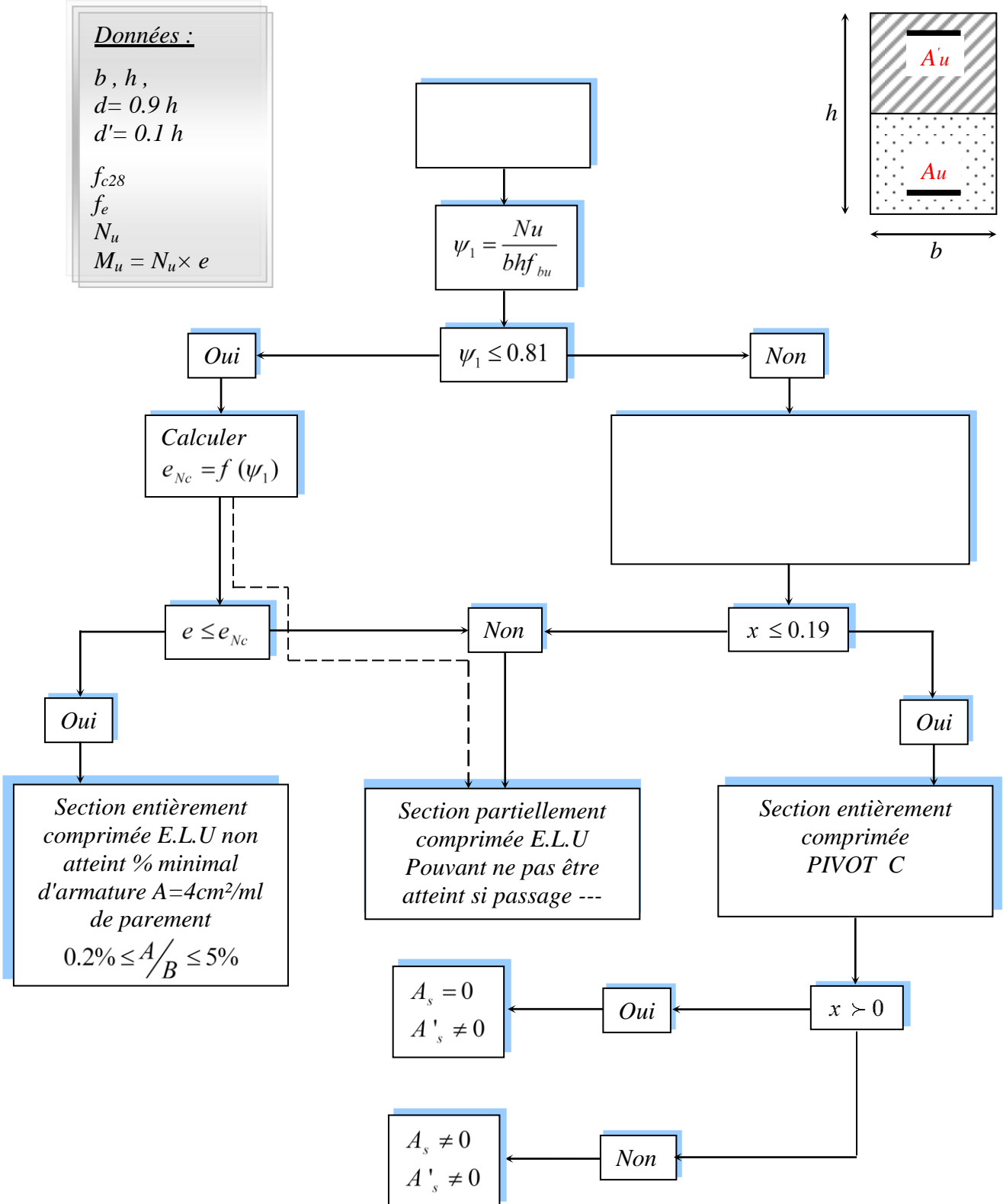
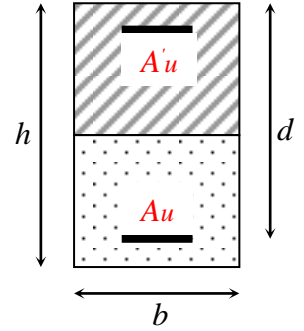
$b, h,$
 $d = 0.9 h$
 $d' = 0.1 h$

f_{c28}

f_e

N_u

$M_u = N_u \times e$



IV.3) calcul le ferrailage du poteau le plus sollicitée :

On ferrailer le poteau central (poteau circulaire) :

$$\bullet N_{\max} = 1062.14 \text{ kN} \quad M_{\text{correspondant}} = 31.38 \text{ kN.m}$$

On doit vérifier la stabilité de la forme des moments des portiques pour cela on doit premièrement établir si la méthode forfaitaire est applicable pour les poteaux l'objet de l'étude :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; 20 \frac{e}{h}\right) \text{ avec : } e_1 = \frac{M}{N}$$

e_1 : excentricité de 1^{ère} ordre

$$e_1 = \frac{31.38}{1062.14} = 0.0295$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.4} \leq \max\left(15; \left(\frac{20 \times 0.0295}{0.4}\right)\right) \text{ Donc : } 5.35 \leq 15 \text{ vérifiée}$$

La méthode forfaitaire est applicable c-à-d la pièce sera justifié à la flexion composée une majoration de l'excentricité : $e = e_1 + e_2 + e_a$

$$e_a : \text{c'est excentricité additionnel égale au } \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{360}{250}\right) = 2\text{cm}$$

e_2 : c'est excentricité de 2^{ème} ordre prisé égale à :

$$e_2 = \frac{3}{10^4} \frac{L_f}{h} (2 + \alpha \varepsilon)$$

ε : Coefficient de fluage prise égal 2

$$\text{et : } \alpha = \frac{Mg}{Mg + Mq} \frac{1.2}{1.2 + 0.36} = 0.76$$

$$e_2 = \frac{3}{10^4} \frac{(0.7 \times 3.06)^2}{0.4} (2 + 0.76 \times 2) = 0.012$$

$$e = 0.0295 + 0.012 + 0.02 = 0.0615\text{m}$$

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{bh f_{bc}} = \frac{1062.14}{0.4 \times 0.4 \times 14.167 \times 10^3} = 0.468 \leq 0.81$$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

$$e_{NC} = \varepsilon \cdot h$$

→ Section partiellement comprimée E.L.U Pouvant ne pas être atteint si passage $e \geq e_{NC}$

$$A'_s \text{ comp} = A'_s \text{ simp}$$

$$A_s \text{ comp} = A_s \text{ simp} - \frac{N}{\sigma_s}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{31.38}{0.4 \times 0.36^2 \times 14.167 \times 10^3} = 0.0427$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392 \text{ oui} \Rightarrow A'_s \text{ fsimp} = 0 \quad A'_s \text{ com} = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0545$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.352$$

$$\mu_{bu} \leq 0.185 \text{ pivot A} \rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\sigma_s} = 348 \times 10^3 \text{ Kn/m}^2$$

$$A_s \text{ fsimp} = \frac{M}{Z\sigma_s} = \frac{31.38}{0.352 \times 348 \times 10^3} = 2.56 \text{ cm}^2$$

$$\frac{N}{\sigma_s} = \frac{1062.14}{348 \times 10^3} = 30.52$$

$$A_{scom} = 2.56 \times 10^{-4} - 30.52 = -30.51 \text{ cm}^2 \text{ (plus petite)}$$

Donc on ferraille par RPA99-version 2003

$$\text{Zone II : } A_s = 0.9\% bh = 0.9\% \times 0.4 \times 0.4 = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8 \text{ HA } 16 = 16.08 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} = 0.077 \text{ MPa}$$

V_u : l'effort tranchant maximale

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_c, 28, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq \bar{\tau} \quad \text{Vérifie}$$

- Les armatures transversales :

Selon RPA99-version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

La vérification est faite à l'aide de logiciel **robot**

Contrainte admissible de béton comprimé: $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible d'acier tendu : $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

Section (cm ²)	Nser(Kn)	Mser(KN.m)	Vérification
50x50	1062.14	31.38	ok
40x40	855.84	30.72	ok

Tableau IV.2 : Vérification à l'ELS

a. Condition l'espacement :

- zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone I et II
 $t' \leq \min(10 \times 0.016 ; 15\text{cm}) = 0.15 = 15 \text{ cm}$

$t' \leq 15 \text{ cm}$

- zone courante : $t' \leq 15 \phi$ en zone I et II alors $t \leq 10 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale et 15cm en zone courante

b. calcul l'élancement géométrique :

- **zone nodale :**

$\lambda g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.5} = 4.28 \leq 5$ dans le poteau cercle $\rho_a = 2.5$

$\lambda g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.40} = 5.35 \geq 5$ dans le poteau carrée $\rho_a = 2.5$

$A_t = t \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} = \frac{0.1(2.5 \times 32.6 \times 10^3)}{0.4 \times 400} = 0.51 \text{ cm}^2$

Soit $A_t = 1.01 \text{ cm}^2 = 2 \text{ cadre } \Phi 8$

- **zone courante :**

$A_t = t \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} = \frac{0.15(2.5 \times 32.6 \times 10^3)}{0.4 \times 400} = 0.75 \text{ cm}^2$

Soit $A_t = 1.01 \text{ cm}^2 = 2 \text{ cadre } \Phi 8$

Poteau	Section (cm)	Barres (longitudinale)	Barres (transversale)	St	St
				(z.courante) cm	(z.nodale) cm
Poteau RDC	50x50	8HA16	2HA8	15	10
Poteau 1er étage	50x50	8HA16	2HA8	15	10
Poteau 2eme étage	50x50	8HA16	2HA8	15	10
Poteau 3eme étage	50x50	8HA16	2HA8	15	10
Poteau 4eme étage	50x50	8HA16	2HA8	15	10
Poteau 5eme étage	50x50	8HA16	2HA8	15	10
Poteau 6eme étage	50x50	8HA16	2HA8	15	10

Tableau IV.3 : Tableau de ferrailage de poteau centrale sur tous les niveau

IV.3.1) Exemple du calcul l'effort normal depuis le résultat de robot :

(D'après ART7.4.3.1.RPA 2003) :

L'effort normal de compression de calcul est limite par la condition suivant

$V = \frac{Nd}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.30$

Avec :

V : l'effort normal réduit.

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur un section en (N)

B_c : section de poteau en (mm²)

F_{c28} : résistance caractéristique à la compression de béton en (MPa)

Les résultats sont dans le tableau suivant :

N_d	1307.17×10^3
B_c	160000
F_{c28}	25
ν	0.326

La condition n'est pas vérifiée donc en ajoute les voiles

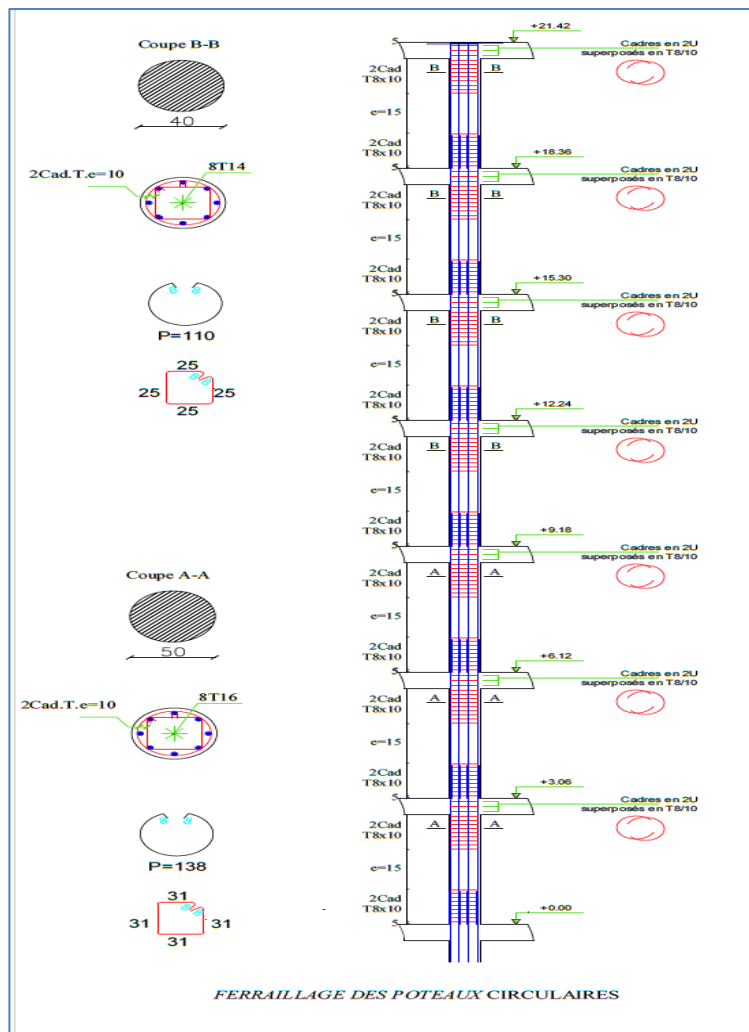


Figure IV.1 : dessin ferrailage de poteau circulaire

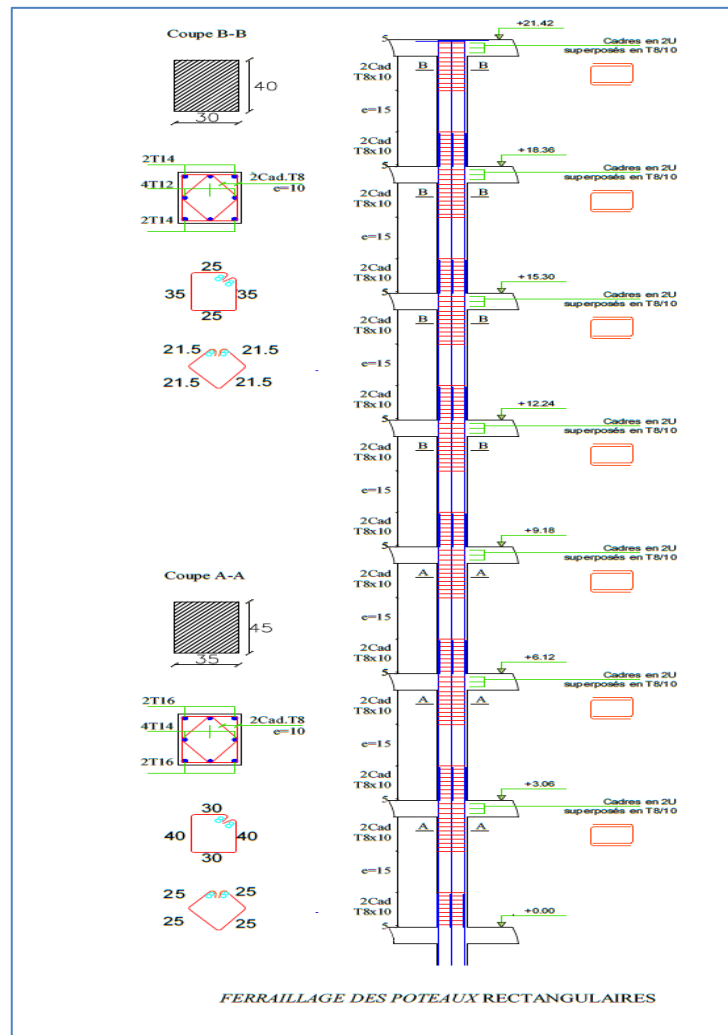


Figure IV.2 : dessin ferrailage de poteau rectangulaire

IV.3.2) Ferrailages des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple, Les poutres sont des éléments non exposé aux intempéries par conséquent la fissuration est considérés comme peu préjudiciable.

La section d'armature obtenue par : $A = \max (A_u, ACNF, ARPA)$ Avec :

A_u : section d'armature calculée en flexion simple l'aide de logiciel ROBOT

Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, on doit vérifier la condition suivante :

a. **BAEL91** : $A_{min} = 0.23 \times \frac{F_{t28}}{f_e} \times b \times d$

b. **RPA** : $A_{min} = 0.5 \% \times B$

En calculée le ferrailage de poutre le plus sollicitée depuis le robot

➤ **Ferrailage des poutres principales**

Sollicitation de calcul :

En appuis (KN.m)			En travées(KN.m)		
M_{ELU}	M_{LS}	M_{ACC}	M_{ELU}	M_{LS}	M_{ACC}
-16.48	-12.00	83.44	9.56	6.96	41.72

Tableau IV.4 : Les moments MAX En appuis et E n travées

- Ferrailage de la section

B : l'aire de la section de la poutre.

$h=40\text{cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

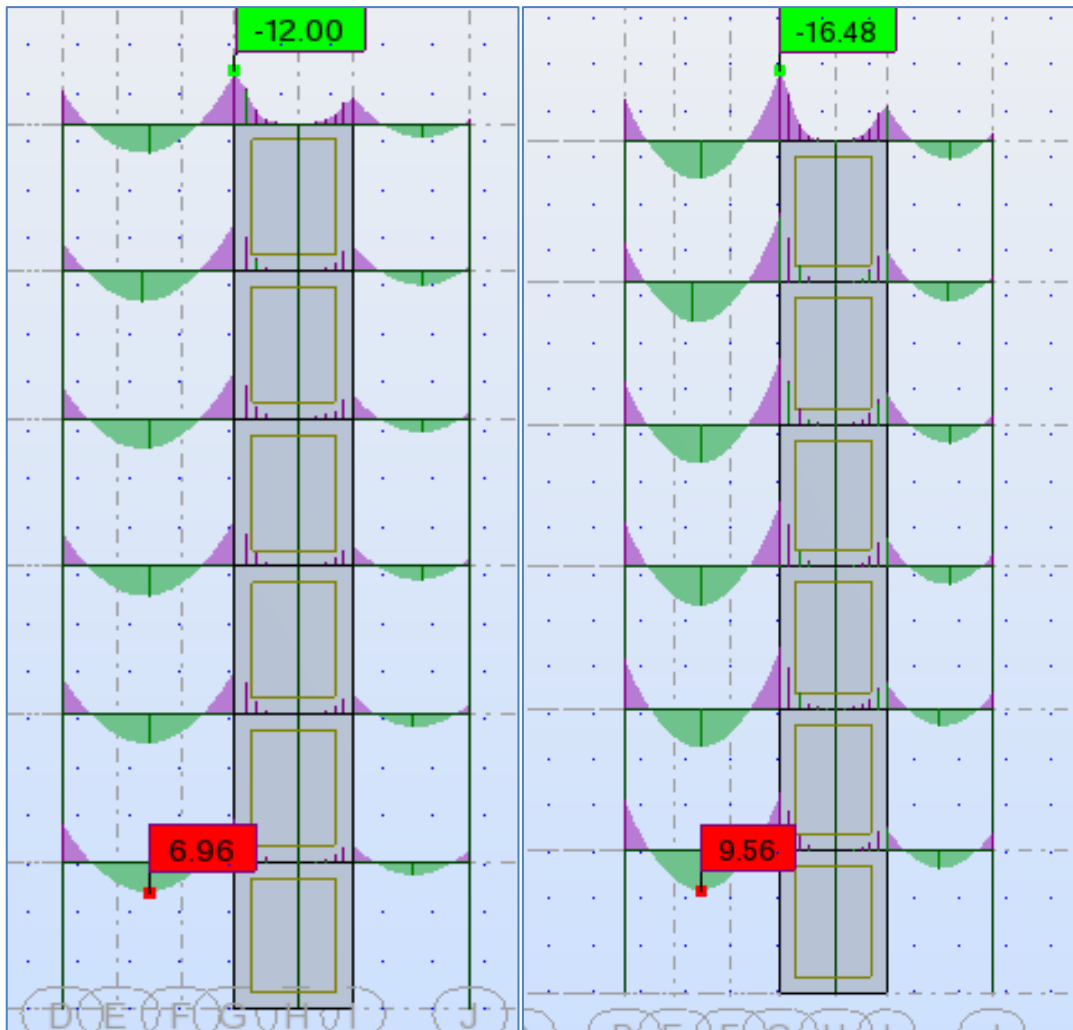
$d=40 - 4=36 \text{ cm}$

$f_{t28}=2.1 \text{ MPA}$

$f_e=400\text{MPA}$

- Récapitulatif :

	$A_{min} (\text{cm}^2)$		Armateur calculée	
	BAEL	RPA	A_t Armateur tendu	A' armateur comprimée
En appuis	1.3	6	4.7	4.9
En travée	1.3	6	2.3	2.4



Figures IV.3: Les moments MAX a l'ELS / l'ELU

- **Choix des armateurs :**

- **En appuis :**

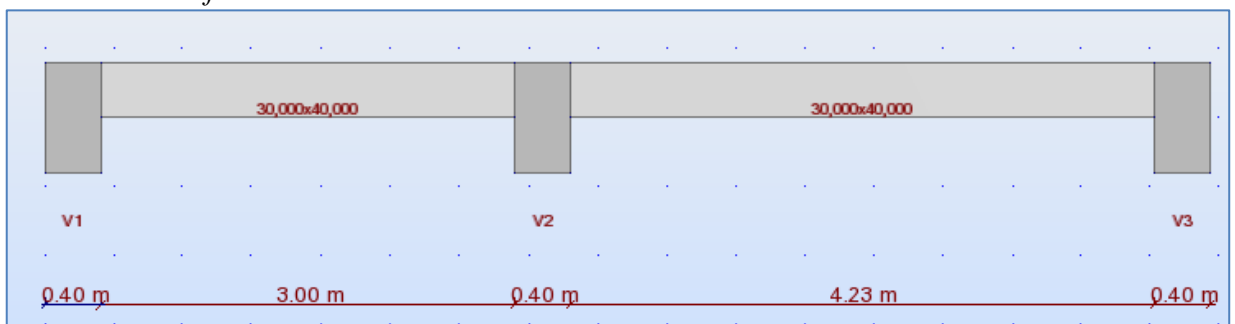
Armateur supérieur : 3HA12 FILLANTE + 2HA12 RENFORT

Armateur inférieur : 3HA12 FILLANTE + 2HA12 RENFORT

- **En travée :**

Armateur supérieur : 3HA12 FILLANTE

Armateur inférieur : 3HA12 FILLANTE



Figures IV.4: dimension de poutre principale au robot

- On prend comme un exemple de calcul manuellement des poutres principales un portée de longueur $L=4.33m$ avec $b \times h=30 \times 40$.

a) Armatures longitudinales

En Appui :

$$M_{max} = 86.96 \text{ KN.m}, b = 0.30m, h = 0.40m$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \gamma_b = 1.15, \gamma_s = 1.0, f_e = 400 \text{ MPa}, f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{86.96}{0.3 \times 0.36^2 \times 18.48} = 0.12$$

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.20 \cdot 10^4} = 2\text{‰}$$

$$\alpha_{limit} = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_{se}} = \frac{3.5}{3.5 + 2} = 0.636$$

$$\mu_{limit} = 0.8\alpha_{limit}(1 - 0.4\alpha_{limit}) = 0.379$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.12}) = 0.077$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.077) = 0.96$$

$$A_{fictif} = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{fictif} = \frac{86.96 \times 10^{-3}}{0.96 \times 0.375 \times 348} = 6.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{fictif} = A_s = 6.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \left(\frac{2.1}{400}\right) \times 30 \times 36 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0.5\%bh = 0.5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = A_{max} = 7 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$M_u = 43.48 \text{ Kn.m}, b = 0.30m, h = 0.40m$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15, f_e = 400 \text{ MPa}, f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{43.47}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.078$$

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \cdot 20 \cdot 10^4} = 1.74\text{‰}$$

$$\alpha_{\text{limit}} = \frac{3.5}{3.5 + \epsilon_{\text{se}}} = 0.668$$

$$\mu_{\text{limit}} = 0.8\alpha_{\text{limit}}(1 - 0.4\alpha_{\text{limit}}) = 0.392$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.078}) = 0.049$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.049) = 0.98$$

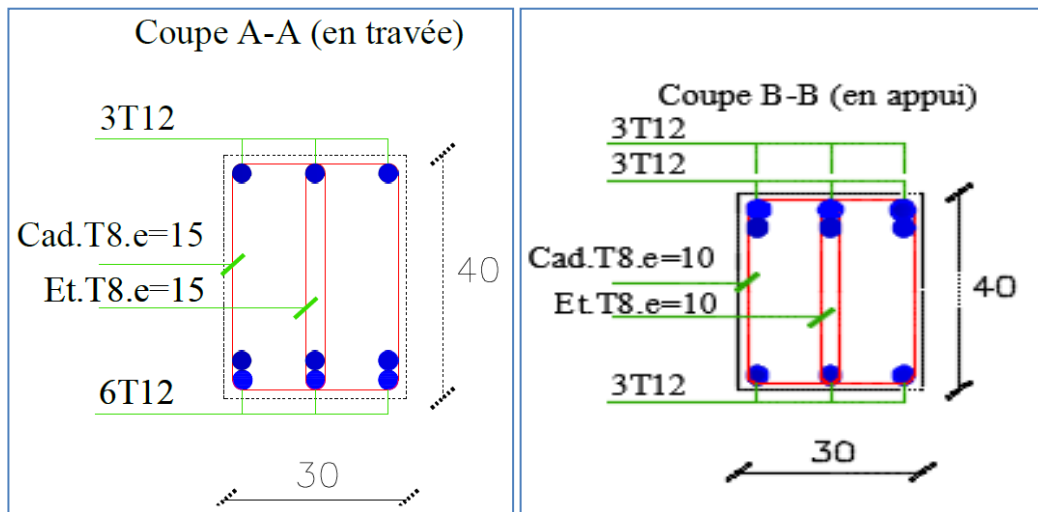
$$A_{\text{fictif}} = \frac{43.48 \times 10^{-3}}{0.98 \times 0.375 \times 348} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{fictif}} = A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}} = 0.5\%bh = 0.5\%30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = A_{\text{max}} = 6 \text{ cm}^2$

Donc le ferrailage en travée et en appuis c'est :



Figures IV.5: Dessin de ferrailage

En travée

Figures IV.6 Dessin de ferrailage

en appuis

Conclusion générale :

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre cursus en génie civil.

Suite a cela, ce modeste travail une bonne expérience. Il nous a permet d'apprendre les déférentes techniques de calcul.et synthétisé les déférents règlements, et de les mettre en application dans le domaine pratique telle que ; le bael 91 , le règlement parasismique algérien 99 /version 2003 .ainsi que les divers documents technique.

En effet cette étude nous a donné l'opportunité d'apprendre et de Comprendre énormément des choses très pratiques telle que l'utilisation des logiciels de calcul et de dessin (robot str analyse, AUTO CAD, SOCOTEC....) qui permet de réduire le temps et facilité l'analyse et le dessin des structures.et aussi qui assure la précision des résultats .

Ce travail est notre première expérience qui nous a permis d'acquérir un Certain savoir-faire qui nous sera d'une grande utilité dans l'avenir. à savoir Résoudre des problèmes on propose divers solutions, et faire le meilleur choix.

En fin en espérons bien que ce Modest travail sera utile pour les

Promotions à venir

Référence bibliographie :

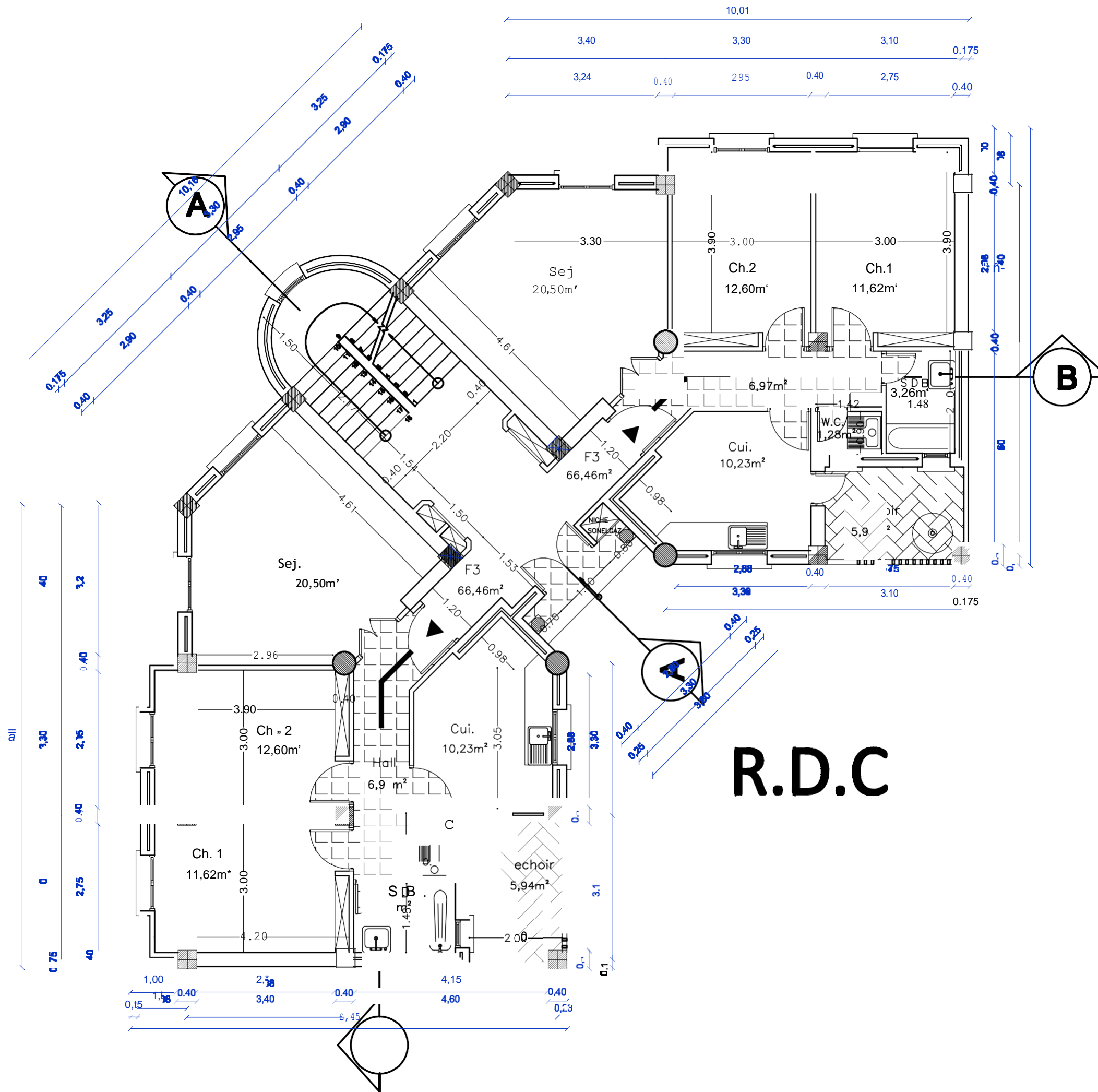
- *Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47*
- *Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; règles parasismiques algériens « RPA 99/ version 2003 ».*
- *Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-41 ; règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA 93». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1993.*
- *Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 : charge permanente et charge d'exploitation « BAEL91 ».*

Logiciels utilisés

- *AUTOCAD Structural Detailing 2015 pour le dessin.*
- *EXCEL 2010 pour le Calcul.*
- *WORD 2010 : Traitement du texte.*
- *POWER POINT 2010 :Présentation de mémoire.*
- *ROBOT STRUCUTAL ANALYSI 2015 :modalisation la structure*



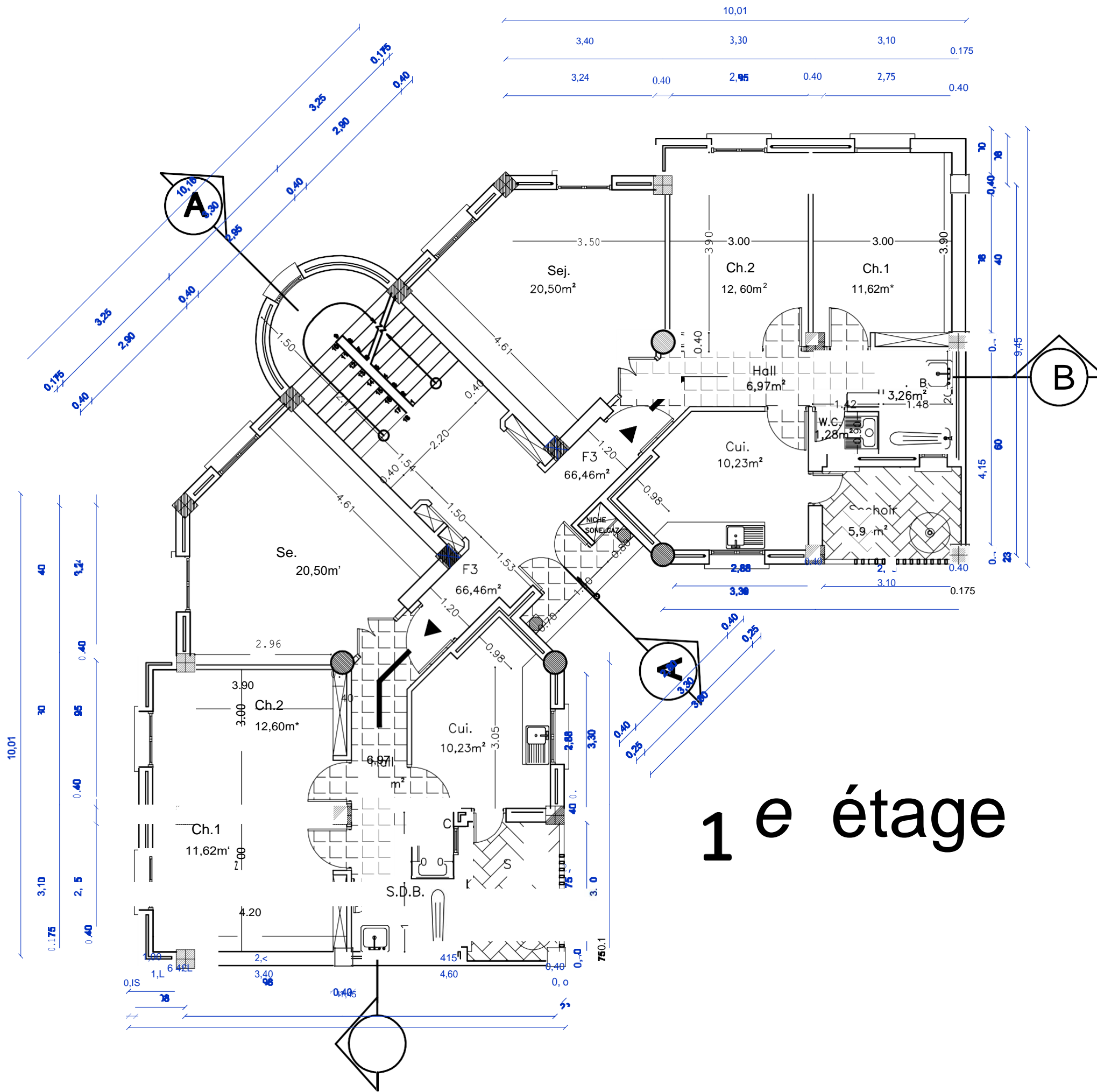
Annexe



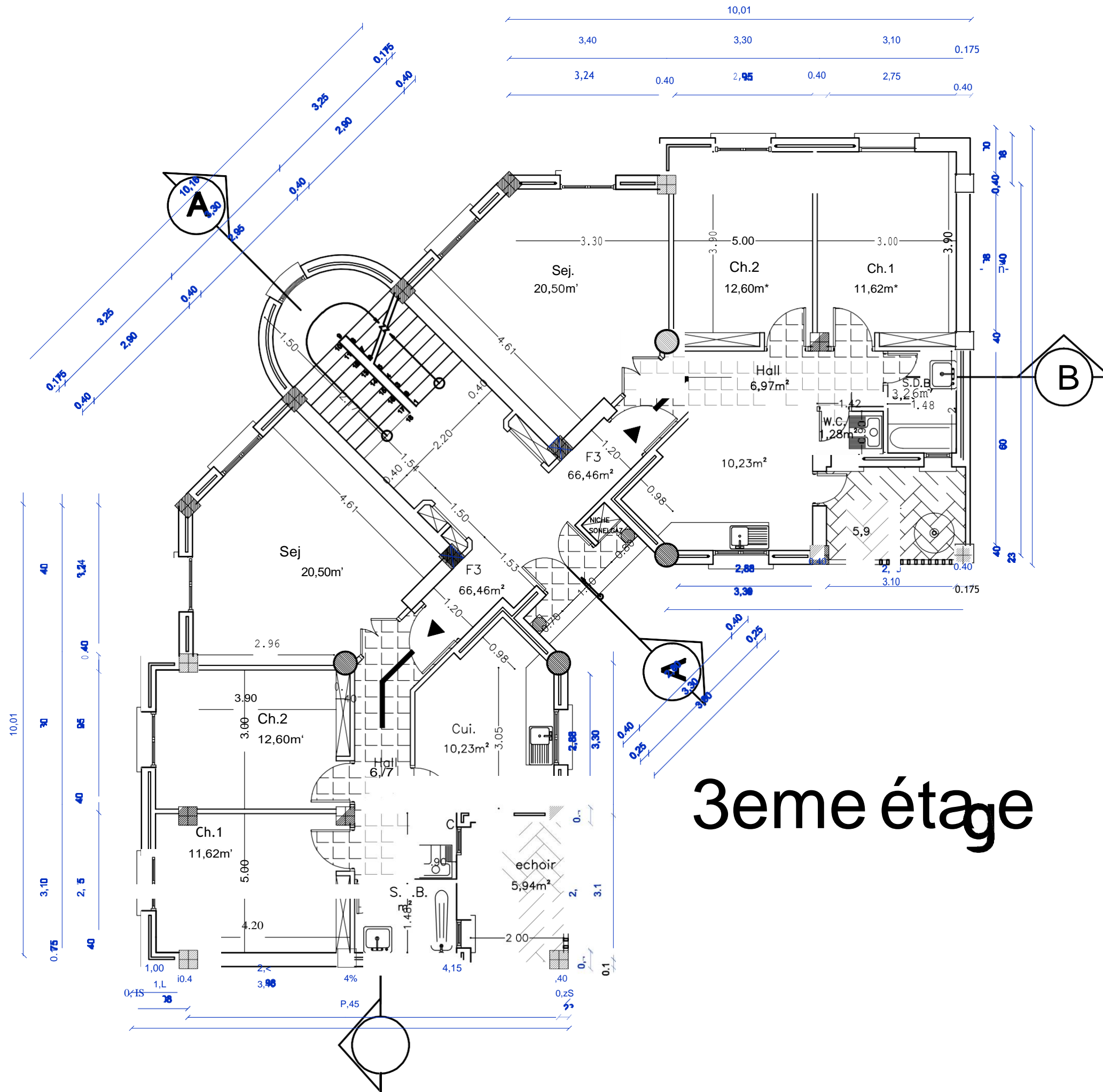
10,01					
3,40	3,30	3,10	0,175		
3,24	0,40	2,95	0,40	2,75	0,40

0,75	0	2,75	0,40	2,35	3,30	40	
							0,40
							3,2
							40

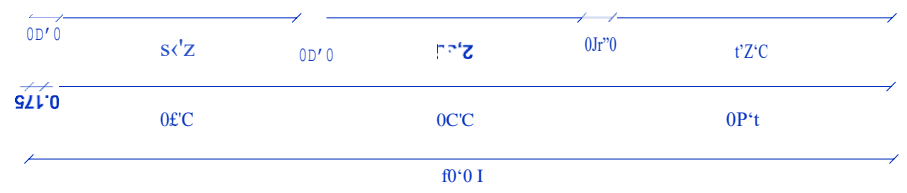
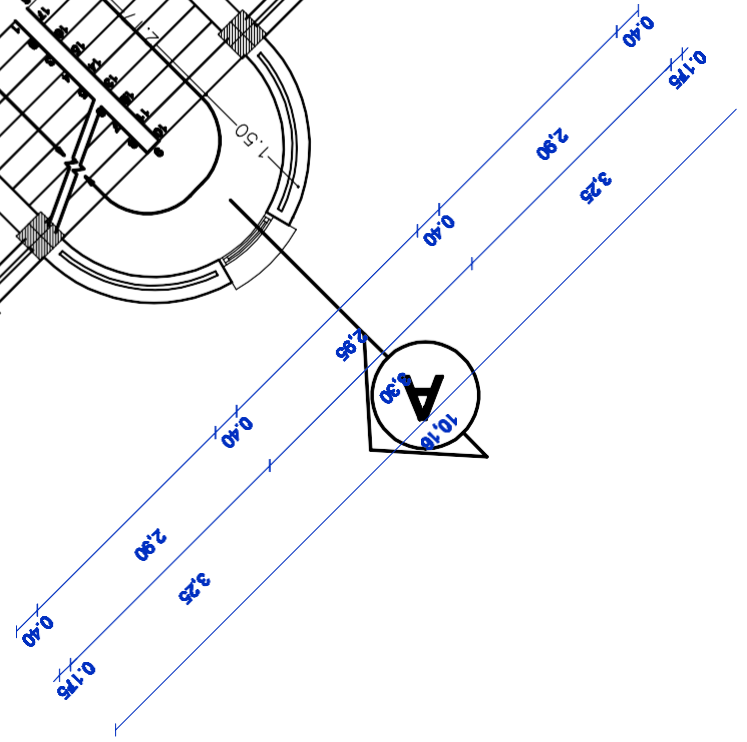
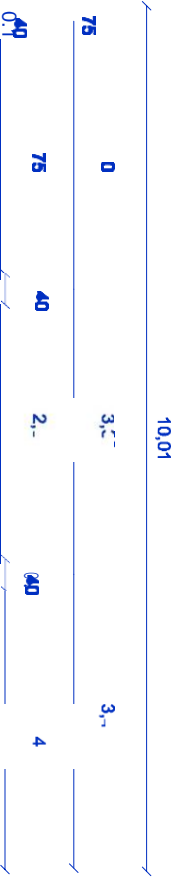
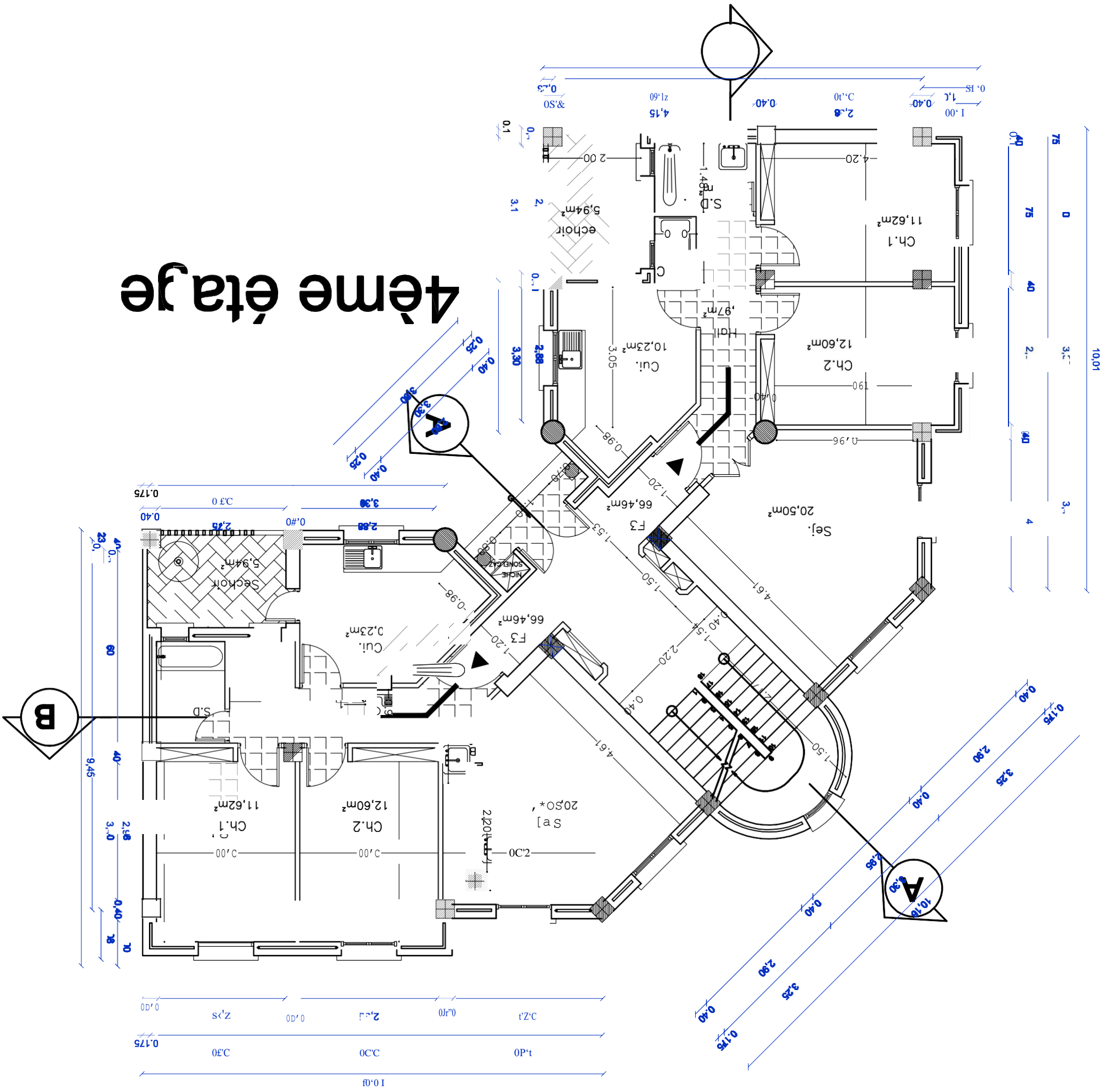
1,00	2,38	4,15	0,40
0,15	1,38	3,40	0,40
4,60			
0,23			

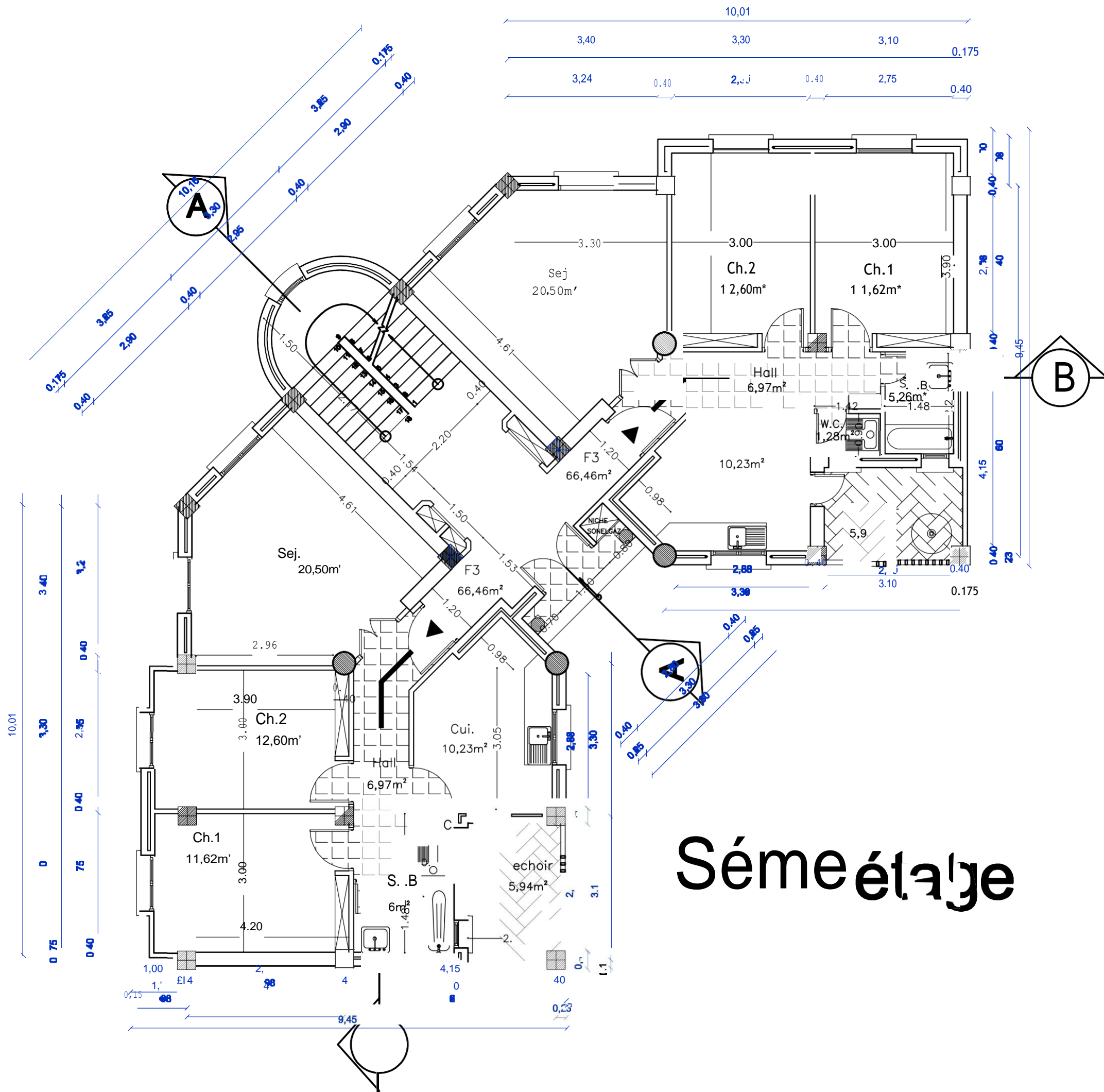


1^e étage

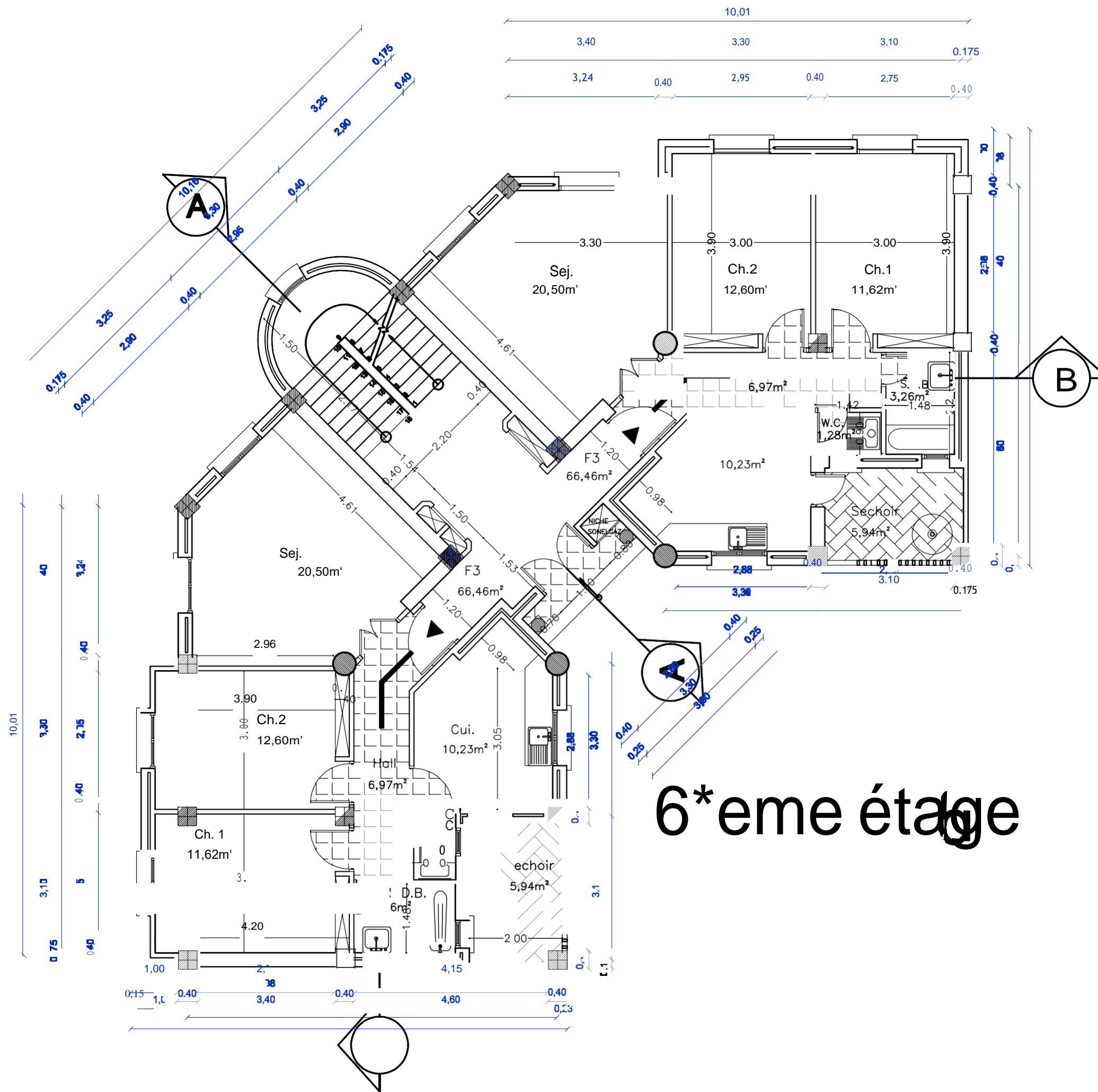


4ème étage

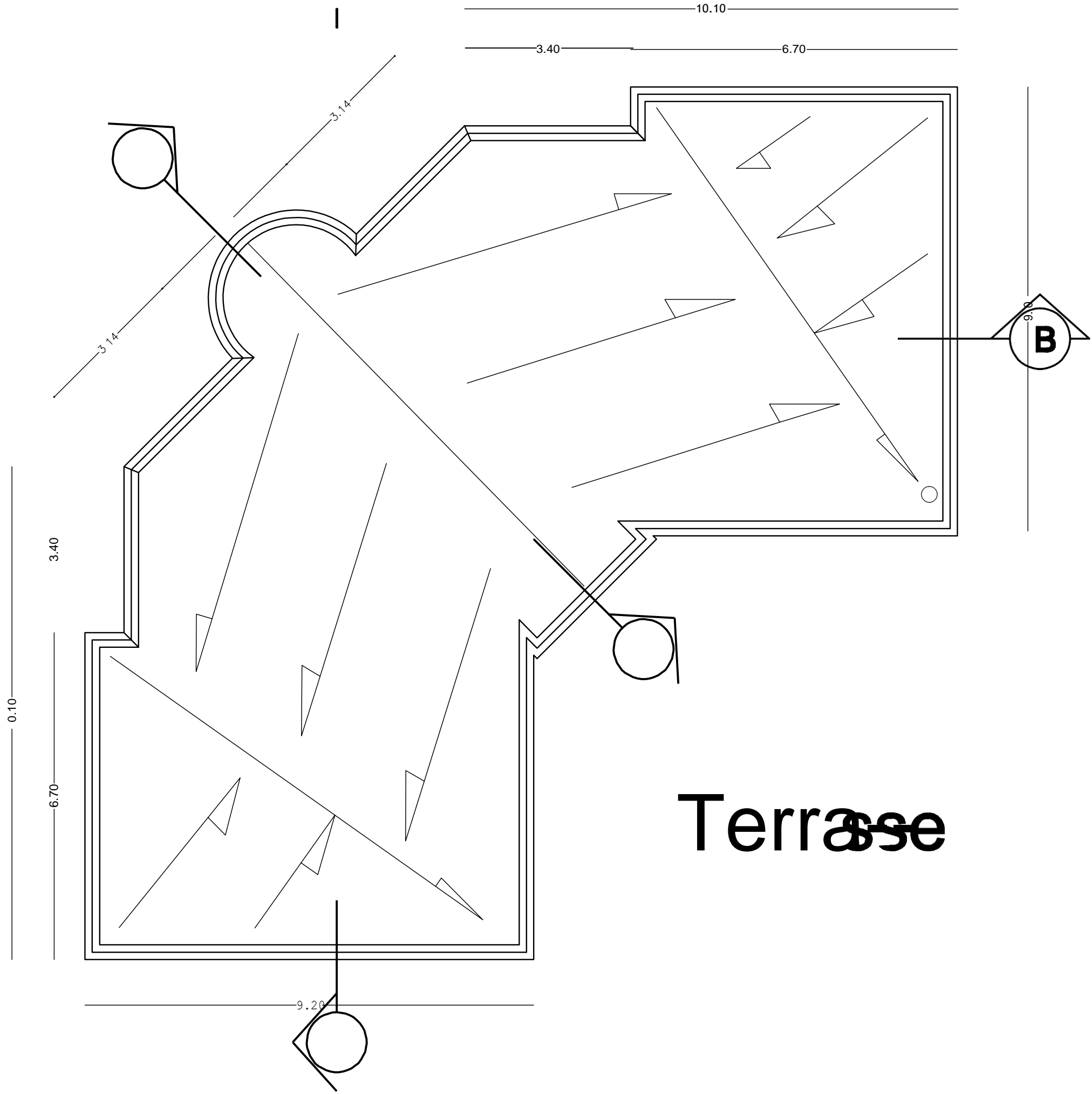




Séme étage



6*eme étage



Terrasse



Coupe A-A

Coupe B-B

