

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie Civil**

**جامعة سعد دحلب البليدة**

**كلية التكنولوجيا**

**قسم الهندسة المدنية**

## **MEMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL**

**Spécialité : Structures**

### **ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT EN R+7+SS AVEC DEUX DIFFERENTS TYPES DE CLOISONS ET D'ENTREVOUS**

Soutenu par

**Mlle. EL FERTAS Selma**

**Mlle. MAHIEDDINE Chahinez**

**Mr. TEBAA Abdelaziz**

**Ingénieur**

**USDB de Blida**

**Encadreur**

**Mr. DERBAL Ismail**

**Docteur**

**USDB de Blida**

**Co-encadreur**

**Blida, Septembre 2020**





بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## المخلص

يهدف هذا العمل إلى دراسة مقارنة لمبنى ذو طابع سكني يتألف من طابق ارضي+ 7 طوابق+طابق تحت أرضي، هذا المشروع يقع في الجزائر العاصمة التي تعد منطقة ذات نشاط زلزالي عالي (منطقة 3) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل. يعتمد هذا العمل على دراسة هيكلين مبنيين بأنواع مختلفة من الجدران والبلاطات الأساسية المفرغة من أجل معرفة أيهما الأقل تكلفة.

إن استقرار كلتا البنايتين مضمون بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران الخرسانية المسلحة.

دراسة وتحليل المشروع تمت باستعمال برنامج (SAP2000v.14.2.2).

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة لكلتا البنايتين صمم طبقا لمعايير البناء المعمول بها في الجزائر

( RPA 99 version 2003, BAEL91 modifie 99 )

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة والعارضات) تم بواسطة SOCOTEC,PMFC و Flexion simple أما الجدران الخرسانية المسلحة فتم باستعمال نظام Excel و من ثم قمنا بدراسة البنية التحتية لكلى الهيكلين. أخيرا تم إجراء دراسة تقديرية للأسعار وذلك لمعرفة التكلفة الإجمالية للهيكلين.

### الكلمات الدالة

دراسة مقارنة، معايير البناء، هياكل، البلاطات الأساسية المفرغة، دراسة تقديرية للأسعار.

# SUMMARY

A secure, stable and economical construction is not only based on a good seismic analysis but also on the appropriate materials selection, as these have a great influence on the building's performance, mass and final cost.

A multitude of materials have made their appearance in the past few years as a result of the constant research and development of innovative technologies. Actually in Algeria, new materials are rarely used for construction although they offer more benefits than traditional ones, such as light weight, high isolation, facility of installation and durability.

As a part of our master's degree in civil engineering, we are required to complete a final project at the end of our semester. The aim of this project is not only to be confronted with a professional situation, but also to learn how to use new materials in the constructions of our country.

The aim of this work is the comparative study of a building for residential use consisting of a ground floor + seven floors + a basement, this project is situated in the state of Algiers (Algeria), which is a part of a strong, active seismic zone (Level 3) according to the Algerian earthquake regulations (**RPA99 v2003**). This work is based on the study of two structures built with different types of partitions and hollow-core slabs in order to see which one is the most economical.

The conception was made according to construction regulations applied in Algeria (**RPA99 v2003, BAEL99**).

This project contains several chapters in order to get an organized work. The first chapter contains a description of the building and its geometrical characteristics, and architectural design. Meanwhile, the second one consists of the different materials characteristics used in the project including all the details of the different types of hollow-core slabs and partitions.

For the first structure, we used hollow bricks for all types of walls and concrete hollow-core slabs for the floors. Meanwhile, the second structure is built with plasterboards for the interior partitions and in cement boards for the exterior ones, with polystyrene hollow-core slabs for the floors.

The third chapter presents the pre-dimensioning of structural elements including floors, beams, columns, and veils.

The study of secondary elements was the subject of the fourth chapter including the roof, stairs, floors, and landing beams.

The fifth chapter was devoted to the seismic study which is a very important field, it helps in understanding the behavior of structures of various types subjected to earthquake loads.

A seismic study was made for the two buildings according to the Algerian earthquake regulations in order to choose the bracing system to ensure the stability of the two structures. The seismic analysis of this project was established by the software (**SAP2000 v.14.2.2**).

The seismic study was carried out by modal spectral analysis from which we got different results for both cases. As for the veils, which have a major influence on the behavior of the structures against earthquakes, a less number of these structural elements have been disposed in the second structure than in the first one.

As for final results of this study, the two structures were braced by a system of bearing sails (System 2) according to Algerian earthquake regulations.

The sixth chapter contains the reinforcement of the main elements, in which the reinforcement of the beams was carried out using the **SOCOTEC and Simple bending reinforcement software**. The reinforcement of the beams is different from one structure to another for both types of beams. A noticeable diminution in the second structure's results compared to the first one.

The reinforcement of columns was calculated using the **SOCOTEC and PMFC** programs in which we made a comparison between the two program's results.

The selection of the column reinforcements for the two structures was made according to the results obtained by the PMFC program, which is used for the calculation of reinforcements for the elements with a rectangular form submitted to compound flexion. This program determines reinforcement in both planes **x-x** and **y-y** as compared with **SOCOTEC**, which calculates reinforcement in only one plane and without taking the bending effect under consideration.

The veils reinforcement was calculated by the stress method using Excel program for both structures.

As for results, the reinforcement quantity for all the resistant elements in the second structure was lower than those in the first one.

The seventh chapter was devoted to the infrastructure study, in which the differences in forces that are transferred to the foundation of each structure had a major influence on the selection of the foundation type. There was a small distinction in the quantities of reinforcements between the crossed strip footings of the two structures.

And for the last chapter we did an estimation of the cost for both structures, in which we determined the total quantities of materials and their amount in (DA) for the different construction works. The cost study of both structures has allowed us to better see the influence of the use of different types of materials in this comparative study.

For the final results, we had a 7 to 10% higher difference in the cost of the work on the first structure in comparison to the second one. The composition of the external partitions in the second structure (cement boards) has created an increase in the cost of this structure compared to the other. A difference of **1528452,14 DA** in the total cost of the two structures.

Finally, we would like to mention that according to the comparative study which has been done that the cost of anti-seismic protection is not only related to the building's design complexities, but also depends on the building's mass.

### **Keywords**

Comparative study, construction regulations, structures, hollow-core slabs, price estimation.

# RESUME

Le but de ce travail est l'étude comparative d'un bâtiment à usage d'habitation qui se compose d'un RDC+7etages+sous-sol, ce projet se situe à la wilaya d'Alger qui fait partie d'une zone de forte sismicité (Zone III) selon le règlement parasismique Algérien. Ce travail est basé sur l'étude de deux structures construites avec des différents types de cloisons et d'entrevous afin de voir laquelle des deux est la plus économique.

La stabilité des deux structures est assurée par des poutres, poteaux et voiles en béton armé.

L'étude et l'analyse sismique de ce projet ont été établies par le logiciel (**SAP2000 v.14.2.2**).

La conception a été faite conformément aux règlements de construction appliqués en Algérie (**RPA99 v2003, BAEL99**).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par les logiciels de ferrailage **SOCOTEC, PMFC et Flexion Simple**, alors que celui des voiles a été fait à l'aide du programme Excel. Puis, une étude de l'infrastructure a été faite pour les deux structures. Finalement, une estimation des prix a été faite afin de savoir le coût total des deux structures.

## Mots-clés

Étude comparative, entrevous, règlements de construction, structures, estimation des prix.



# ***REMERCIEMENTS***

Tout d'abord, nous remercions ALLAH le plus puissant qui nous a donné la force, la volonté et la patience pour mener à bien ce modeste travail.


Nous tenons à remercier vivement et sincèrement notre encadreur Monsieur TEBA.A qui a contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'il a manifesté durant son encadrement tout le long de la réalisation de ce mémoire.

On tient aussi à remercier notre Co-promoteur, monsieur Dr. DERBAL.I pour son aide.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en génie civil.

Enfin à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude, qu'ils trouvent ici l'expression de nos sincères remerciements.





## DEDICACES

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail que je dédie à :*

*Mes parents, les mots ne sauraient exprimer l'immense et profonde gratitude que je leur témoigne ici pour leur précieux soutien, patience, pour avoir crus en moi, et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie et qu'ils m'ont jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien être. Que dieu me les gardes et les protège.*

*Ma sœur et ma meilleur amie Khadidja et mon petit frère Anis.*

*Mon binôme Selma que je considère comme une deuxième sœur, déjà 4 ans qu'on travaille ensemble, elle est la meilleure.*

*Mes amies Meriem, Kenza, Feriel, Saousen et Soumia.*

*Toute la promotion de génie civil 2020 et plus particulièrement la promotion de structures chacun par son nom, avec qui j'ai partagé de bons moments.*

**MAHJEDDINE Chahinez.**

## *DEDICACES*

*C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :*

*À ma grand-mère, ma mère et mon père qui m'ont toujours soutenu, répondu à mes besoins.*

*À ma chère binôme Chahinez qui est toujours présente pour me soutenir et à toute sa famille.*

*À mes frères Youcef , Malek et Yacine.*

*À mes sœurs et belle sœur Khadidja, Meriem et Mounia.*

*À tous mes cousins y compris Maroua et Rania et à tous les membres de ma grande famille.*

*Et bien sûr à mes amies Meriem, Feriel et Kenza et à tous mes camarades de la promotion génie civil 2020.*

***EL FERTAS Selma.***

# TABLE DES MATIERES

Résumé en Arabe.	
Résumé en Anglais.	
Résumé en Français.	
Remercîments.	
Dédicaces.	
Table des matières.	
Liste des Tableaux.	
Liste des Figures.	
Liste des Symboles.	
Plans du bâtiment.	
<b>INTRODUCTION GENERALE.</b>	<b>2</b>
<b>Chapitre I : Description de l'ouvrage.</b>	<b>3</b>
I.1. INTRODUCTION.	4
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.	4
I.3. COMPOSITION DE L'OUVRAGE.	5
I.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES.	5
I.4.1. Dimensions en plan.	5
I.4.2. Dimensions en élévation.	5
I.5. CLASSIFICATION SELON LE RPA99 VER 2003.	5
I.6. CONCEPTION DE L'OUVRAGE.	5
I.6.1. Ossature de l'ouvrage.	5
I.6.2. Planchers.	6
I.6.3. Poteaux.	6
I.6.4. Poutres.	6
I.6.5. Acrotère.	6
I.6.6. Escaliers.	6
I.6.7. Ascenseur.	7
I.6.8. Maçonnerie.	7
I.6.9. Revêtements.	7
I.7. CARACTERISTIQUES DU SOL.	7
<b>Chapitre II : Matériaux Utilisés.</b>	<b>8</b>
II.1. INTRODUCTION.	9
II.2. PLANCHERS ET CLOISONS.	9

# TABLE DES MATIERES

II.2.1. Les Planchers.	9
II.2.2. LES CLOISONS.	14
II.3. BETON ARME.	18
II.3.1. Béton.	18
II.3.2. Acier.	21
II.4. HYPOTHESES DE CALCUL.	22
<b>Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments résistants.</b>	<b>23</b>
III.1. INTRODUCTION.	24
III.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.	24
III.2.1. Plancher à corps creux.	24
III.2.2. Plancher à dalle pleine.	24
III.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.	25
III.4. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS RESISTANTS.	28
III.4.1. Pré-dimensionnement des poutres.	28
III.4.2. Pré-dimensionnement des poteaux.	29
III.4.3. Pré-dimensionnement des voiles.	34
III.5. CONCLUSIONS	34
<b>Chapitre IV : Calcul des éléments secondaires.</b>	<b>35</b>
IV.1. INTRODUCTION.	36
IV.2. ACROTERE.	36
IV.3. LES PLANCHERS.	38
IV.3.1. Plancher corps creux.	38
IV.3.2. Plancher dalle pleine triangulaire.	41
IV.3.3. Calcul de la dalle pleine balcon.	43
IV.4. LES ESCALIERS (à deux volées).	44
IV.5. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE.	47
<b>Chapitre V : Etude sismique.</b>	<b>50</b>
V.1. INTRODUCTION.	51
V.2. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.	51
V.2.1 La méthode dynamique modale spectrale.	51
V.3. RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE DES MODELES INITIALS.	53
V.3.1. Caractéristiques dynamiques propres.	53
V.3.2. Résultantes des forces sismiques.	54
V.3.3. Vérification des déplacements inter étages.	54
V.3.4. Vérification de l'effort normal réduit.	55

## TABLE DES MATIERES

V.4. RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE DES MODELES FINAUX.	56
V.4.1. Caractéristiques dynamiques propres.	56
V.4.2. Résultantes des forces sismiques.	57
V.4.3. Vérification des déplacements inter étages.	57
V.4.4. Vérification de l'effort normal réduit.	58
V.5. JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT.	59
V.6. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES PROPRES (R = 3.5).	59
V.7. RESULTANTES DES FORCES SISMQUES.	60
V.8. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER ETAGES.	60
V.9. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT.	61
V.10. CONCLUSIONS.	61
<b>Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants.</b>	<b>62</b>
VI.1. INTRODUCTION.	63
VI.2. FERRAILLAGE DES POUTRES.	63
VI.2.1. Introduction.	63
VI.2.2. Calcul du ferrailage.	63
VI.2.3. Choix d'armatures.	64
VI.2.4. Condition de non fragilité [2].	65
VI.2.5. Vérification vis-à-vis de l'ELS [2].	66
VI.2.6. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant.	67
VI.2.7. Vérification de la flèche [2].	67
VI.2.8. Schémas de ferrailage des poutres.	68
VI.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX.	71
VI.3.1. Introduction.	71
VI.3.2. Utilisation du logiciel BAELR/SOCOTEC.	71
VI.3.3. Présentation d'ensemble du logiciel PMFC.	71
VI.3.4. Calcul du ferrailage.	73
VI.3.5. Choix d'armatures.	75
VI.3.6. Vérifications vis-à-vis de l'ELS [2].	76
VI.3.7. Vérification de l'effort tranchant [1], [2]	76
VI.3.8. Longueur de recouvrement.	77
VI.3.9. Ferrailage des poteaux sous-sol.	77
VI.3.10. Schémas de ferrailage des poteaux.	78
VI.4. FERRAILLAGE DES VOILES ET LINTEAUX.	79
VI.4.1. Ferrailage des Voiles par la méthode des contraintes.	79
VI.4.2. Ferrailage des voiles du Sous-sol.	88

# TABLE DES MATIERES

VI.4.3. Ferrailage des linteaux.	88
VI.5. CONCLUSION.	89
<b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.</b>	<b>90</b>
VII.1. INTRODUCTION.	91
VII.2. CARACTERISTIQUES DU SOL.	91
VII.3. CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS.	91
VII.3.1. Semelles isolées.	91
VII.3.2. Semelles filantes.	92
VII.4. CALCUL DES FONDATIONS.	93
VII.4.1. Calcul des semelles filantes.	93
VII.4.2. Calcul des longrines.	99
VII.5. DALLE DU SOUS-SOL.	100
VII.5.1 Ferrailage de la dalle du sous-sol.	100
VII.5.2 Schéma de ferrailage de la dalle du sous-sol.	102
VII.6. VOILE PERIPHERIQUE.	103
VII.6.1. Introduction.	103
VII.6.2. Evaluation des charges.	103
VII.6.3. Calcul de ferrailage.	104
VII.6.4. Vérifications nécessaires	104
VII.6.5. Schéma de ferrailage du voile périphérique.	105
VII.7. CONCLUSIONS.	105
<b>Chapitre VIII : Estimation des prix.</b>	<b>106</b>
VIII.1. INTRODUCTION.	107
VIII.2. ETUDE DES PRIX.	107
VIII.3. CONCLUSION.	111
<b>CONCLUSION GENERALE.</b>	<b>113</b>
<b>Annexes.</b>	
<b>Références.</b>	

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre II : Matériaux Utilisés.

<b>Tableau II.1</b> : Poids approximatifs des Planchers avec entrevous en béton. [3]	<b>11</b>
<b>Tableau II.2</b> : Les dimensions des entrevous et leurs résistances mécaniques.	<b>12</b>
<b>Tableau II.3</b> : Poids approximatifs des Planchers avec entrevous en Polystyrène. [3]	<b>13</b>
<b>Tableau II.4</b> : Poids approximatifs des Maçonnerie en terre cuite. [3]	<b>15</b>

## Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments résistants.

<b>Tableau III.1</b> : Charges G et Q sur plancher terrasse inaccessible.	<b>25</b>
<b>Tableau III.2</b> : Charges G et Q sur plancher terrasse accessible.	<b>25</b>
<b>Tableau III.3</b> : Charges G et Q sur plancher étage courant.	<b>26</b>
<b>Tableau III.4</b> : Charges G et Q sur dalle pleine terrasse.	<b>26</b>
<b>Tableau III.5</b> : Charges G et Q sur dalle étage courant.	<b>26</b>
<b>Tableau III.6</b> : Charges G et Q balcon.	<b>27</b>
<b>Tableau III.7</b> : Charges des murs extérieurs.	<b>27</b>
<b>Tableau III.8</b> : Evaluation des charges de la volée.	<b>28</b>
<b>Tableau III.9</b> : Evaluation des charges du palier.	<b>28</b>
<b>Tableau III.10</b> : Pré-dimensionnement des poutres.	<b>29</b>
<b>Tableau III.11</b> : Surface et poids revenants au poteau central.	<b>30</b>
<b>Tableau III.12</b> : Surface et poids revenants au poteau de rive.	<b>30</b>
<b>Tableau III.13</b> : Descente des charges des poteaux des deux structures.	<b>30</b>
<b>Tableau III.14</b> : Choix des sections des poteaux centraux (St 1).	<b>31</b>
<b>Tableau III.15</b> : Choix des sections des poteaux centraux (St 2).	<b>31</b>
<b>Tableau III.16</b> : Vérification de critère de résistance (St 1).	<b>31</b>
<b>Tableau III.17</b> : Vérification de critère de résistance (St 2).	<b>32</b>
<b>Tableau III.18</b> : Vérification poteaux centraux à l'ELS.	<b>32</b>
<b>Tableau III.19</b> : Choix des sections des poteaux de rives (St 1).	<b>32</b>
<b>Tableau III.20</b> : Choix des sections des poteaux de rives (St 2).	<b>33</b>
<b>Tableau III.21</b> : Vérification de critère de résistance.	<b>33</b>
<b>Tableau III.22</b> : Vérification poteaux de rives à l'ELS.	<b>33</b>

## Chapitre IV : Calcul des éléments secondaires.

<b>Tableau IV.1</b> : Données de calcul d'acrotère.	<b>36</b>
<b>Tableau IV.2</b> : Les efforts de l'acrotère.	<b>36</b>
<b>Tableau IV.3</b> : Ferrailage de l'acrotère.	<b>37</b>
<b>Tableau IV.4</b> : Vérification à l'ELS.	<b>37</b>
<b>Tableau IV.5</b> : Justification de la Résistance des Poutrelles.	<b>39</b>
<b>Tableau IV.6</b> : Evaluation et combinaison des charges.	<b>41</b>
<b>Tableau IV.7</b> : Calcul des efforts internes.	<b>42</b>

## **LISTE DES TABLEAUX**

<b>Tableau IV.8</b> : Calcul du moment de plastification.	<b>42</b>
<b>Tableau IV.9</b> : Ferrailage de la dalle pleine triangulaire.	<b>42</b>
<b>Tableau IV.10</b> : Vérification des contraintes de la dalle pleine triangulaire.	<b>43</b>
<b>Tableau IV.11</b> : Les sollicitations de la dalle pleine.	<b>43</b>
<b>Tableau IV.12</b> : Ferrailage de la dalle pleine.	<b>43</b>
<b>Tableau IV.13</b> : Vérification des contraintes.	<b>44</b>
<b>Tableau IV.14</b> : Détail des escaliers.	<b>45</b>
<b>Tableau IV.15</b> : Evaluation des charges d'escalier.	<b>45</b>
<b>Tableau IV.16</b> : Les efforts tranchants max.	<b>46</b>
<b>Tableau IV.17</b> : Ferrailage d'escalier.	<b>46</b>
<b>Tableau IV.18</b> : Vérification à l'ELS.	<b>47</b>
<b>Tableau IV.19</b> : Les sollicitations de la poutre palière.	<b>48</b>
<b>Tableau IV.20</b> : Ferrailage de la poutre palière.	<b>48</b>
<b>Chapitre V</b> : Etude sismique.	
<b>Tableau V.1</b> : Coefficients pour le calcul de la force sismique totale.	<b>53</b>
<b>Tableau V.2</b> : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial (St 1).	<b>53</b>
<b>Tableau V.3</b> : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial (St 2).	<b>54</b>
<b>Tableau V.4</b> : Résultantes des forces sismiques des deux structures.	<b>54</b>
<b>Tableau V.5</b> : Vérification des déplacements inter étages du modèle initial (St 1).	<b>54</b>
<b>Tableau V.6</b> : Vérification des déplacements inter étages du modèle initial (St 2).	<b>55</b>
<b>Tableau V.7</b> : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (Structure 1).	<b>55</b>
<b>Tableau V.8</b> : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (Structure 2).	<b>55</b>
<b>Tableau V.9</b> : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final (St 1).	<b>56</b>
<b>Tableau V.10</b> : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final (St 2).	<b>57</b>
<b>Tableau V.11</b> : Résultantes des forces sismiques des deux structures.	<b>57</b>
<b>Tableau V.12</b> : Vérification des déplacements inter étages du modèle final (St1).	<b>57</b>
<b>Tableau V.13</b> : Vérification des déplacements inter étages du modèle final (St2).	<b>58</b>
<b>Tableau V.14</b> : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (Structure 1).	<b>58</b>
<b>Tableau V.15</b> : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (Structure 2).	<b>58</b>
<b>Tableau V.16</b> : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final (St 1).	<b>59</b>
<b>Tableau V.17</b> : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final (St 2).	<b>60</b>
<b>Tableau V.18</b> : Résultantes des forces sismiques des deux structures.	<b>60</b>
<b>Tableau V.19</b> : Vérification des déplacements inter étages du modèle final (St 1).	<b>60</b>
<b>Tableau V.20</b> : Vérification des déplacements inter étages du modèle final (St 2).	<b>61</b>
<b>Tableau V.21</b> : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (St 1).	<b>61</b>
<b>Tableau V.22</b> : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (St 2).	<b>61</b>
<b>Chapitre VI</b> : Ferrailage des éléments résistants.	



## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau VI.1</b> : Sections d'armatures min et max selon [1].	<b>64</b>
<b>Tableau VI.2</b> : Choix des armatures pour les poutres principales.	<b>64</b>
<b>Tableau VI.3</b> : Choix des armatures pour les poutres principales.	<b>64</b>
<b>Tableau VI.4</b> : Choix des armatures pour les poutres secondaires.	<b>65</b>
<b>Tableau VI.5</b> : Choix des armatures pour les poutres secondaires.	<b>65</b>
<b>Tableau VI.6</b> : Vérification de la condition de non fragilité.	<b>65</b>
<b>Tableau VI.7</b> : Vérification des poutres principales à l'ELS (Sans voiles).	<b>66</b>
<b>Tableau VI.8</b> : Vérification des poutres principales à l'ELS (Avec voiles).	<b>66</b>
<b>Tableau VI.9</b> : Vérification des poutres secondaires à l'ELS (Sans voiles).	<b>66</b>
<b>Tableau VI.10</b> : Vérification des poutres secondaires à l'ELS (Avec voiles).	<b>67</b>
<b>Tableau VI.11</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement.	<b>67</b>
<b>Tableau VI.12</b> : Calcul des armatures transversales.	<b>67</b>
<b>Tableau VI.13</b> : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche (Sans voiles).	<b>67</b>
<b>Tableau VI.14</b> : Correction du choix d'armatures.	<b>68</b>
<b>Tableau VI.15</b> : Ferrailage des poutres principales en travée et sur appuis.	<b>68</b>
<b>Tableau VI.16</b> : Ferrailage des poutres principales en travée et sur appuis.	<b>69</b>
<b>Tableau VI.17</b> : Ferrailage des poutres secondaires en travée et sur appuis.	<b>69</b>
<b>Tableau VI.18</b> : Ferrailage des poutres secondaires en travée et sur appuis.	<b>70</b>
<b>Tableau VI.19</b> : Input / output (PMFC).	<b>72</b>
<b>Tableau VI.20</b> : Calcul des sections d'armatures des poteaux $45 \times 45$	<b>73</b>
<b>Tableau VI.21</b> : Calcul des sections d'armatures des poteaux $40 \times 40$	<b>73</b>
<b>Tableau VI.22</b> : Calcul des sections d'armatures des poteaux $35 \times 35$	<b>74</b>
<b>Tableau VI.23</b> : Calcul des sections d'armatures des poteaux $30 \times 30$	<b>74</b>
<b>Tableau VI.24</b> : Sections d'armatures maximales calculées des poteaux.	<b>75</b>
<b>Tableau VI.25</b> : Pourcentages d'armatures minimales selon [1] et [2].	<b>75</b>
<b>Tableau VI.26</b> : Choix d'armatures des poteaux.	<b>75</b>
<b>Tableau VI.27</b> : Vérifications des contraintes des poteaux avec $N_{ser}^{max}$ et $M_{ser}^{corr}$	<b>76</b>
<b>Tableau VI.28</b> : Vérifications des contraintes des poteaux avec $M_{ser}^{max}$ et $N_{ser}^{corr}$	<b>76</b>
<b>Tableau VI.29</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement.	<b>76</b>
<b>Tableau VI.30</b> : Espacements et choix d'armatures transversales des poteaux.	<b>77</b>
<b>Tableau VI.31</b> : Calcul du ferrailage de poteau du sous-sol le plus sollicité.	<b>77</b>
<b>Tableau VI.32</b> : Vérification des contraintes et choix des armatures transversales.	<b>77</b>
<b>Tableau VI.33</b> : Schémas de ferrailage des poteaux.	<b>78</b>
<b>Tableau VI.34</b> : Exemple de calcul des contraintes.	<b>80</b>
<b>Tableau VI.35</b> : Calcul des armatures verticales du Vx3.	<b>80</b>
<b>Tableau VI.36</b> : Calcul des armatures verticales du Vx2.	<b>81</b>
<b>Tableau VI.37</b> : Calcul des armatures verticales du Vy1.	<b>82</b>

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau VI.38</b> : Calcul des armatures verticales du Vy4.	<b>83</b>
<b>Tableau VI.39</b> : Calcul des armatures horizontales du Vx3.	<b>84</b>
<b>Tableau VI.40</b> : Calcul des armatures horizontales du Vx2.	<b>84</b>
<b>Tableau VI.41</b> : Calcul des armatures horizontales du Vy1.	<b>84</b>
<b>Tableau VI.42</b> : Calcul des armatures horizontales du Vy4.	<b>84</b>
<b>Tableau VI.43</b> : Calcul des armatures verticales du Vx1.	<b>85</b>
<b>Tableau VI.44</b> : Calcul des armatures verticales du Vx2.	<b>85</b>
<b>Tableau VI.45</b> : Calcul des armatures verticales du Vy1.	<b>86</b>
<b>Tableau VI.46</b> : Calcul des armatures verticales du Vy2.	<b>86</b>
<b>Tableau VI.47</b> : Calcul des armatures horizontales du Vx1.	<b>87</b>
<b>Tableau VI.48</b> : Calcul des armatures horizontales du Vx2.	<b>87</b>
<b>Tableau VI.49</b> : Calcul des armatures horizontales du Vy1.	<b>87</b>
<b>Tableau VI.50</b> : Calcul des armatures horizontales du Vy2.	<b>87</b>
<b>Tableau VI.51</b> : Calcul d'armatures des linteaux.	<b>89</b>
<b>Chapitre VII</b> : Etude de l'infrastructure.	
<b>Tableau VII.1</b> : Sections des semelles filantes continues.	<b>92</b>
<b>Tableau VII.2</b> : Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux centraux.	<b>93</b>
<b>Tableau VII.3</b> : Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux de rive.	<b>93</b>
<b>Tableau VII.4</b> : Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux d'angle.	<b>94</b>
<b>Tableau VII.5</b> : Dimensions des semelles filantes.	<b>94</b>
<b>Tableau VII.6</b> : Vérification de la portance du sol.	<b>95</b>
<b>Tableau VII.7</b> : Vérification de la stabilité au renversement.	<b>95</b>
<b>Tableau VII.8</b> : Ferrailage des semelles filantes.	<b>96</b>
<b>Tableau VII.9</b> : Ferrailage des nervures.	<b>96</b>
<b>Tableau VII.10</b> : Vérification des contraintes à l'ELS.	<b>97</b>
<b>Tableau VII.11</b> : Calcul des armatures transversales.	<b>97</b>
<b>Tableau VII.12</b> : Schémas de Ferrailage des semelles filantes.	<b>98</b>
<b>Tableau VII.13</b> : Calcul de ferrailage des longrines pour les deux structures.	<b>100</b>
<b>Tableau VII.14</b> : Calcul des moments.	<b>101</b>
<b>Tableau VII.15</b> : Ferrailage de la dalle du sous-sol.	<b>101</b>
<b>Tableau VII.16</b> : Vérification des contraintes de la dalle du sous-sol.	<b>102</b>
<b>Tableau VII.17</b> : Schéma de ferrailage de la dalle du sous-sol.	<b>102</b>
<b>Tableau VII.18</b> : Calcul des moments.	<b>104</b>
<b>Tableau VII.19</b> : Calcul de ferrailage des voiles périphériques.	<b>104</b>
<b>Tableau VII.20</b> : Vérification des contraintes des voiles périphériques.	<b>105</b>
<b>Tableau VII.21</b> : Schéma de ferrailage du voile périphérique.	<b>105</b>

# LISTE DES FIGURES

<b>Chapitre I : Description de l'ouvrage.</b>	
<b>Figure I.1 : Plan de Situation.</b>	<b>4</b>
<b>Figure I.2 : Escalier à deux volées.</b>	<b>6</b>
<b>Figure I.3 : Ascenseur.</b>	<b>7</b>
<b>Chapitre II : Matériaux Utilisés.</b>	
<b>Figure II.1 : Plancher à corps creux.</b>	<b>10</b>
<b>Figure II.2 : Schémas des entrevous en béton et en polystyrène. [4]</b>	<b>11</b>
<b>Figure II.3 : Entrevous en béton.</b>	<b>11</b>
<b>Figure II.4 : Entrevous en polystyrène.</b>	<b>12</b>
<b>Figure II.5 : Types des Poutrelles.</b>	<b>13</b>
<b>Figure II.6 : Maçonneries extérieur et intérieur.</b>	<b>15</b>
<b>Figure II.7 : Mur en plaque au plâtre.</b>	<b>16</b>
<b>Figure II.8 : Mur extérieur (plaque en ciment).</b>	<b>17</b>
<b>Figure II.9 : Diagramme contrainte-déformation du béton E.L.U.</b>	<b>20</b>
<b>Figure II.10 : Diagramme contrainte-déformation du béton E.L.S.</b>	<b>21</b>
<b>Figure II.11 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.</b>	<b>21</b>
<b>Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments résistants.</b>	
<b>Figure III.1 : L'acrotère.</b>	<b>27</b>
<b>Chapitre IV : Calcul des éléments secondaires.</b>	
<b>Figure IV.1 : Efforts internes de l'acrotère.</b>	<b>36</b>
<b>Figure IV.2 : Ferrailage de l'acrotère.</b>	<b>37</b>
<b>Figure IV.3 : Poutrelle en treillis.</b>	<b>38</b>
<b>Figure IV.4 : Schéma statique de la poutrelle en treillis.</b>	<b>38</b>
<b>Figure IV.5 : Ferrailage de la dalle de compression.</b>	<b>41</b>
<b>Figure IV.6 : Dimensions de la dalle pleine triangulaire.</b>	<b>41</b>
<b>Figure IV.7 : Schéma statique d'escalier d'étage courant.</b>	<b>45</b>
<b>Figure IV.8 : Schéma statique d'escalier de RDC.</b>	<b>45</b>
<b>Figure IV.9 : Schéma statique des charges.</b>	<b>45</b>
<b>Figure IV.10 : Diagramme des moments à l'ELU.</b>	<b>46</b>
<b>Figure IV.11 : Diagramme des moments à l'ELS.</b>	<b>46</b>
<b>Figure IV.12 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.</b>	<b>46</b>
<b>Figure IV.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.</b>	<b>46</b>
<b>Figure IV.14 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.</b>	<b>49</b>

## **LISTE DES FIGURES**

### **Chapitre V : Etude sismique.**

<b>Figure V.1 :</b> Spectre de réponse.	<b>51</b>
<b>Figure V.2 :</b> Disposition des voiles du modèle initial (St 1).	<b>53</b>
<b>Figure V.3 :</b> Disposition des voiles du modèle initial (St 2).	<b>53</b>
<b>Figure V.4 :</b> Disposition des voiles du modèle final (St 1).	<b>56</b>
<b>Figure V.5 :</b> Disposition des voiles du modèle final (St 2).	<b>56</b>

### **Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants.**

<b>Figure VI.1 :</b> Exemple de calcul de section de ferrailage avec le <b>SOCOTEC</b> .	<b>71</b>
<b>Figure VI.2 :</b> Exemple de calcul avec le <b>PMFC</b> .	<b>72</b>
<b>Figure VI.3 :</b> Positionnement des voiles St 1.	<b>79</b>
<b>Figure VI.4 :</b> Positionnement des voiles St 2.	<b>79</b>

## LISTE DES SYMBOLES

$A'_s$ :	Quantité d'armatures des fibres supérieures.
$A_D$ :	Armatures diagonales.
$A_c$ :	Section d'armature membrure supérieur.
$A_c$ :	Armatures en section courante (armatures de peau).
$A_h$ :	Armatures horizontales.
$A_r$ :	Quantité d'armatures de répartition.
$A_r$ :	Armatures de renfort.
$A_s$ :	Quantité d'armatures des fibres inférieures.
$A_s$ :	Section d'acier.
$A_s^{adp}$ :	Quantité d'armatures adoptée.
$A_s^{max}$ :	Section maximale des armatures.
$A_s^{min}$ :	Section minimale des armatures.
$A_{vj}$ :	Section d'aciers de couture (Bétonnage).
$B_{SF}$ :	Largeur des semelles filantes.
$B_r$ :	Section réduite du poteau.
$C_T$ :	Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage.
$C_p$ :	Facteur de force horizontale.
$E_{ij}$ :	Le module de déformation longitudinale instantanée du béton.
$E_s$ :	Le module d'élasticité de l'acier.
$E_{vj}$ :	Le module de déformation longitudinale différée du béton.
$F_p$ :	Action des forces horizontales.
$F_t$ :	Force de traction.
$G_{Actr}$ :	Poids de l'acrotère.
$G_{DP,EC}$ :	Poids de la dalle pleine étage courant.
$G_{DP\ terr}$ :	Poids de la dalle pleine terrasse.
$G_{EC}$ :	Poids de l'étage courant.
$G_{poutre}$ :	Poids de la poutre.
$G_{terr}$ :	Poids de la terrasse.
$K_p$ :	Coefficient de poussée des terres.
$L_{SF}$ :	Longueur du fil des semelles filantes.
$L_f$ :	Longueur de flambement.
$L_{max}$ :	La plus grande portée de la poutre.
$L_{max}$ :	La longueur maximale entre les axes des poteaux.
$L_{min}$ :	est l'entre axe minimum entre deux poteaux
$L_p$ :	Longueur de paillasse.
$L_r$ :	Longueur de recouvrement.
$M_R$ :	Moment de renversement dû aux forces sismiques.
$M_a$ :	Moment sur appuis.
$M_{corr}$ :	Moment fléchissant correspondant.
$M_f$ :	Moment fictif.
$M_{ru}$ :	Moment fléchissant résistant des poutrelles à l'ELU.
$M_s$ :	Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.
$M_{ser}$ :	Moment à l'ELS.
$M_{ser}^{corr}$ :	Moment fléchissant correspondant à l'ELS.
$M_t$ :	Moment en travée.

## LISTE DES SYMBOLES

$M_u$ :	Moment à l'ELU.
$M_0$ :	Moment isostatique.
$M_0$ :	Moment à la base de la structure.
$N_{G1}$ :	Poids propre de la structure.
$N_{G2}$ :	Poids propre du radier.
$N_{max}$ :	Effort normale maximum.
$N_{ser}$ :	Efforts normal à l'ELS.
$N_u$ :	Effort normal à l'ELU.
$P_q$ :	La pénalité.
$P_u$ :	Charge uniformément répartie.
$S_b$ :	Surface du bâtiment.
$S_i$ :	Section de la maille.
$S_s$ :	Surface des semelles.
$S_t$ :	Espacement transversal.
$S_t$ :	Pas du treillis.
$S_t$ :	Espacement des armatures transversales.
$T_{ser}$ :	Effort tranchant à l'ELS.
$T_u$ :	Effort tranchant à l'ELU.
$T_1, T_2$ :	Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
$V_{ru}$ :	Effort tranchant résistant des poutrelles à l'ELU.
$V_x$ :	La fibre la plus éloignée par rapport au centre de gravité selon le sens x-x.
$V_y$ :	La fibre la plus éloignée par rapport au centre de gravité selon le sens y-y.
$V_0$ :	L'effort tranchant à la base de la structure.
$W_p$ :	Poids de l'acrotère.
$b_N$ :	Largeur des nervures.
$\bar{f}$ :	La flèche admissible.
$f_{c28}$ :	Contrainte de compression du béton à 28 jours
$f_e$ :	Contrainte limite élastique.
$f_i$ :	La flèche instantanée.
$f_{max}$ :	La flèche de la charge uniformément répartie $q_s$ .
$f_{tj}$ :	Résistance à la traction à « j » jours.
$f_v$ :	La flèche différée.
$h_N$ :	Hauteur des nervures.
$h_{SF}$ :	Hauteur de la semelle filante.
$h_e$ :	Hauteur libre d'étage.
$h_t$ :	Hauteur totale du plancher.
$q_s$ :	La charge appliquée sur la nervure.
$\gamma_b$ :	Coefficient de sécurité du béton.
$\gamma_s$ :	Coefficient de sécurité de l'acier.
$\delta_G$ :	Déplacement du centre de gravité de la surface.
$\epsilon_s$ :	Allongement (déformation) relatif de l'acier.
$\rho_a$ :	Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture.
$\rho_h$ :	Poids volumique des terres.
$\sigma_{bc}$ :	La contrainte du béton à la compression.
$\sigma_j$ :	Contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille
$\sigma_s$ :	Contrainte de l'acier.

## LISTE DES SYMBOLES

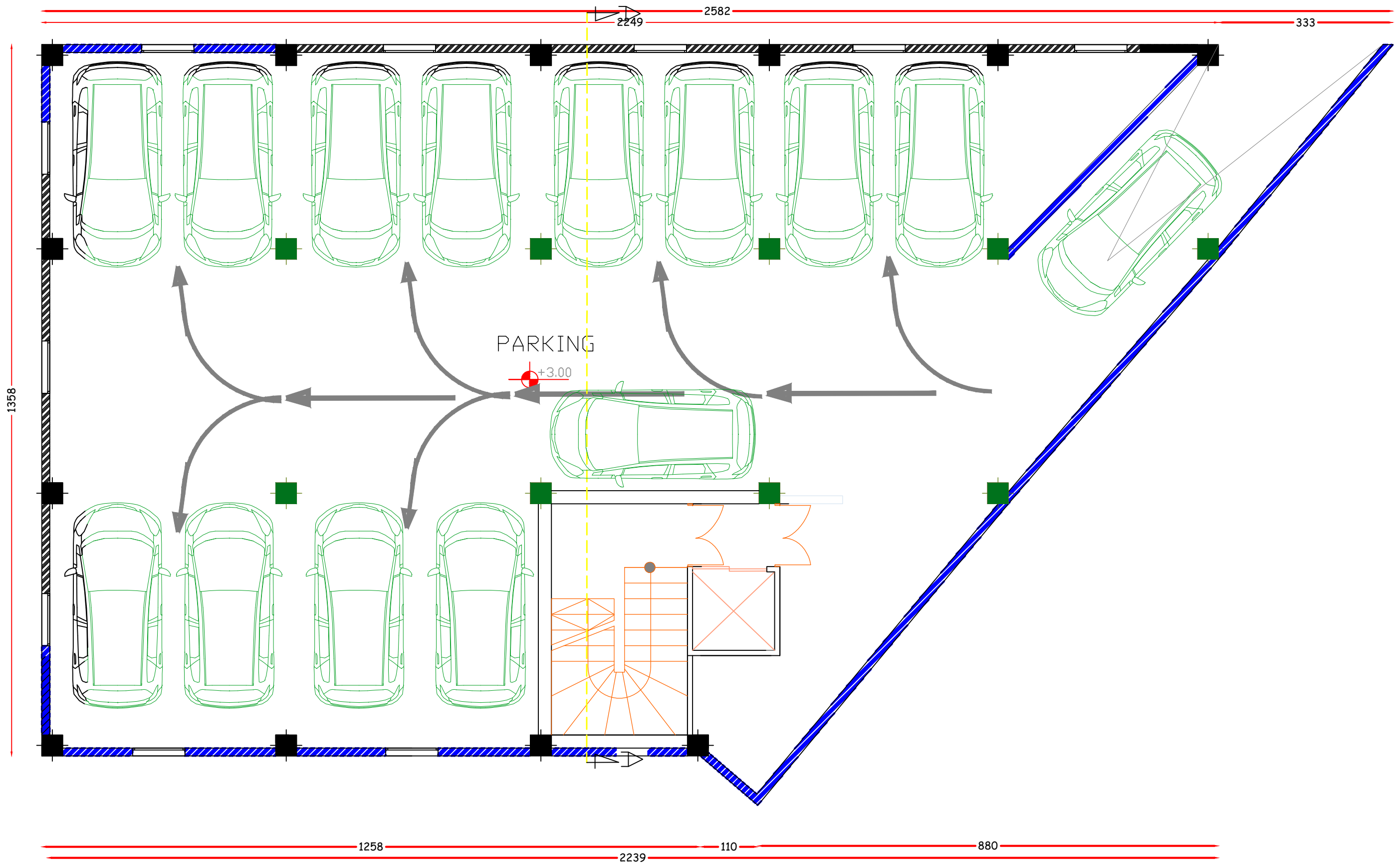
$\sigma_{sol}$ :	Contrainte du sol.
$\tau_b$ :	Contrainte limite de cisaillement dans les linteaux.
$\tau_{ext}$ :	Travail des forces extérieures.
$\tau_{int}$ :	Travail des forces intérieures.
$\tau_u$ :	Contrainte de cisaillement à l'ELU.
$\varphi_{treillis}$ :	Diamètre des diagonales du treillis.
A :	Coefficient d'accélération de zone.
B :	La largeur du radier.
BAEL :	Béton Armé aux Etats Limites.
C :	Glissement unitaire à rupture caractérisant la résistance du treillis au cisaillement horizontal.
CEM :	Ciment.
CNF :	Condition de non fragilité.
CPJ :	Ciment Portland composé.
D :	Facteur d'amplification dynamique moyen.
E :	Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000MPa$ ).
e :	Epaisseur de la dalle pleine.
E :	Charge sismique.
E :	L'emmarchement (largeur utile).
E.L.S :	Etats limites de service.
E.L.U :	Etats limites ultime.
$e_0$ :	La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.
Ep :	Epaisseur.
G :	La charge permanente.
G :	Glissement unitaire à rupture caractérisant la résistance du treillis à la fissuration oblique.
g :	Son giron.
H :	La montée (hauteur à gravir).
h :	La hauteur de marche.
I :	Inertie de la section transversale du radier.
I :	Moment d'inertie.
i :	Rayon de giration.
K :	Coefficient de raideur du sol.
L :	La portée de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.
$L_x$ :	La portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.
NF :	Normes françaises.
$N_r$ :	effort normal de la structure.
PSE :	Polystyrène expansé.
Q :	La charge d'exploitation.
Q :	Facteur de qualité.
R :	Coefficient de comportement global de la structure.
RDC :	Rez-de-chaussée.
RPA :	Règles Parasismiques Algérienne.
S :	La surface.
S22, S12 :	Contraintes normales et tangentielles tirées du Sap2000.
SPC :	Section Partiellement Comprimée.
SS :	Sous-sol.
St 1 :	Structure 1 avec entrevous en béton et cloisons en maçonnerie.

## LISTE DES SYMBOLES

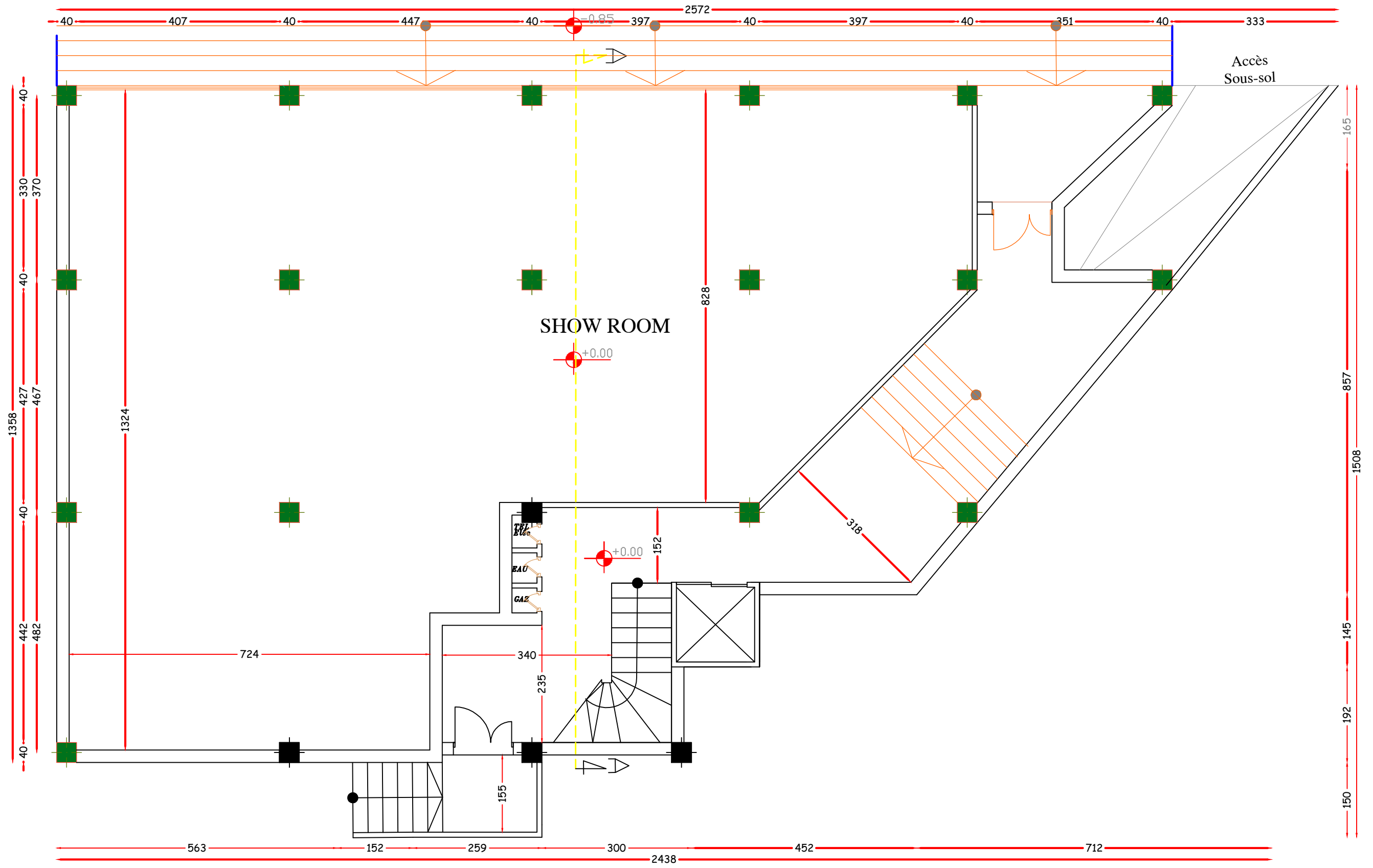
<b>St 2 :</b>	Structure 2 avec entrevous en polystyrène et cloison en plaques.
<b>T.S :</b>	Treillis soudés.
<b>ZC :</b>	Zone courante.
<b>ZN :</b>	Zone Nodale.
<b>ZR :</b>	Zone de recouvrement.
<b>Br :</b>	Section du poteau réduite.
<b>R :</b>	Résistance garantie à rupture des soudures.
<b>X :</b>	Entraxes des poutrelles.
<b>a :</b>	Epaisseur du voile.
<b>a :</b>	Projection de L.R sur l'axe de rotation.
<b>a :</b>	Section du poteau.
<b>b :</b>	Largeur du radier.
<b>b :</b>	La largeur de la poutre.
<b>b :</b>	Largeur de la semelle.
<b>d :</b>	Hauteur utile du montage.
<b>h :</b>	La hauteur de la poutre.
<b>h :</b>	Hauteur du sous-sol.
<b>n :</b>	Coefficient d'équivalence.
<b><math>\alpha</math> :</b>	Angle entre les diagonales du treillis et l'armature longitudinale.
<b><math>\alpha</math> :</b>	Angle.
<b><math>\eta</math> :</b>	Coefficient de fissuration.
<b><math>\eta</math> :</b>	Facteur de correction d'amortissement.
<b><math>\lambda</math> :</b>	L'élancement du poteau.
<b><math>\rho</math> :</b>	Poids volumique.
<b><math>\varphi</math> :</b>	Angle de frottement interne.
<b><math>\omega</math> :</b>	Angle de rotation.
<b><math>f_{cj}</math> :</b>	Résistance à la compression à « j » jours.
<b><math>\overline{\sigma}_{bc}</math> :</b>	La contrainte admissible du béton à la compression.
<b><math>\overline{\sigma}_s</math> :</b>	Contrainte admissible de l'acier.



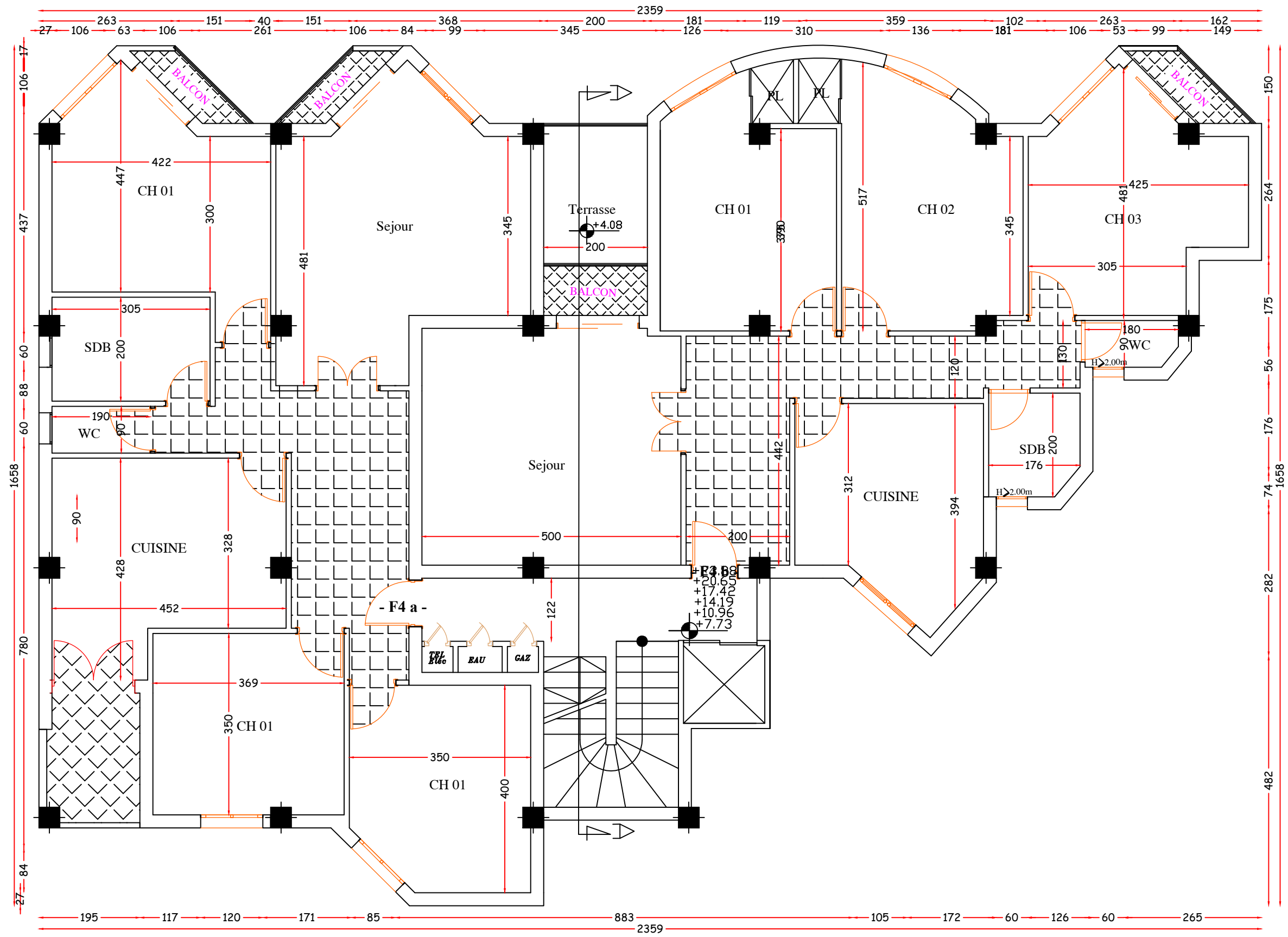
# **PLANS DU BATIMENT**



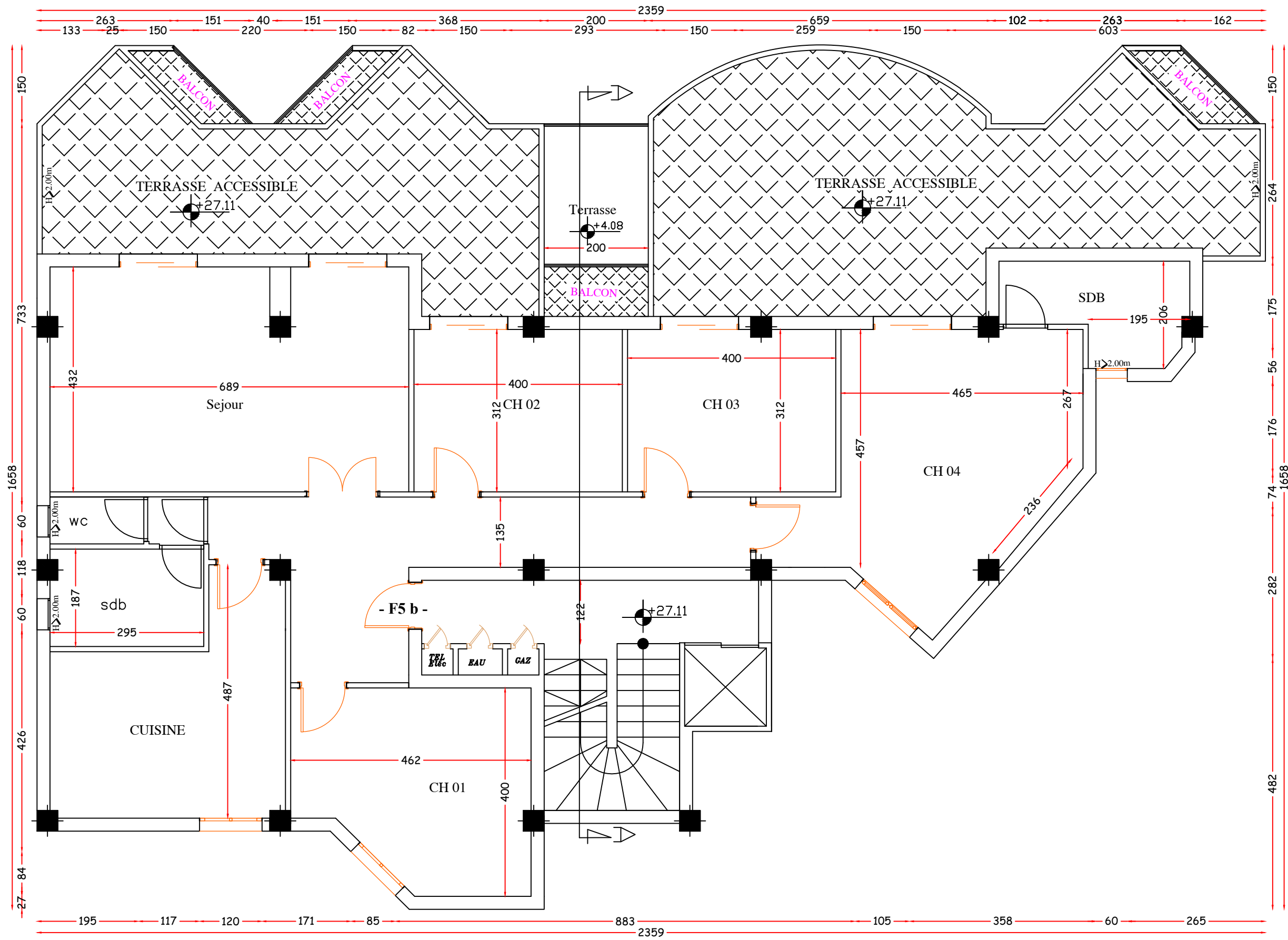
**VUE EN PLAN SOUS-SOL**



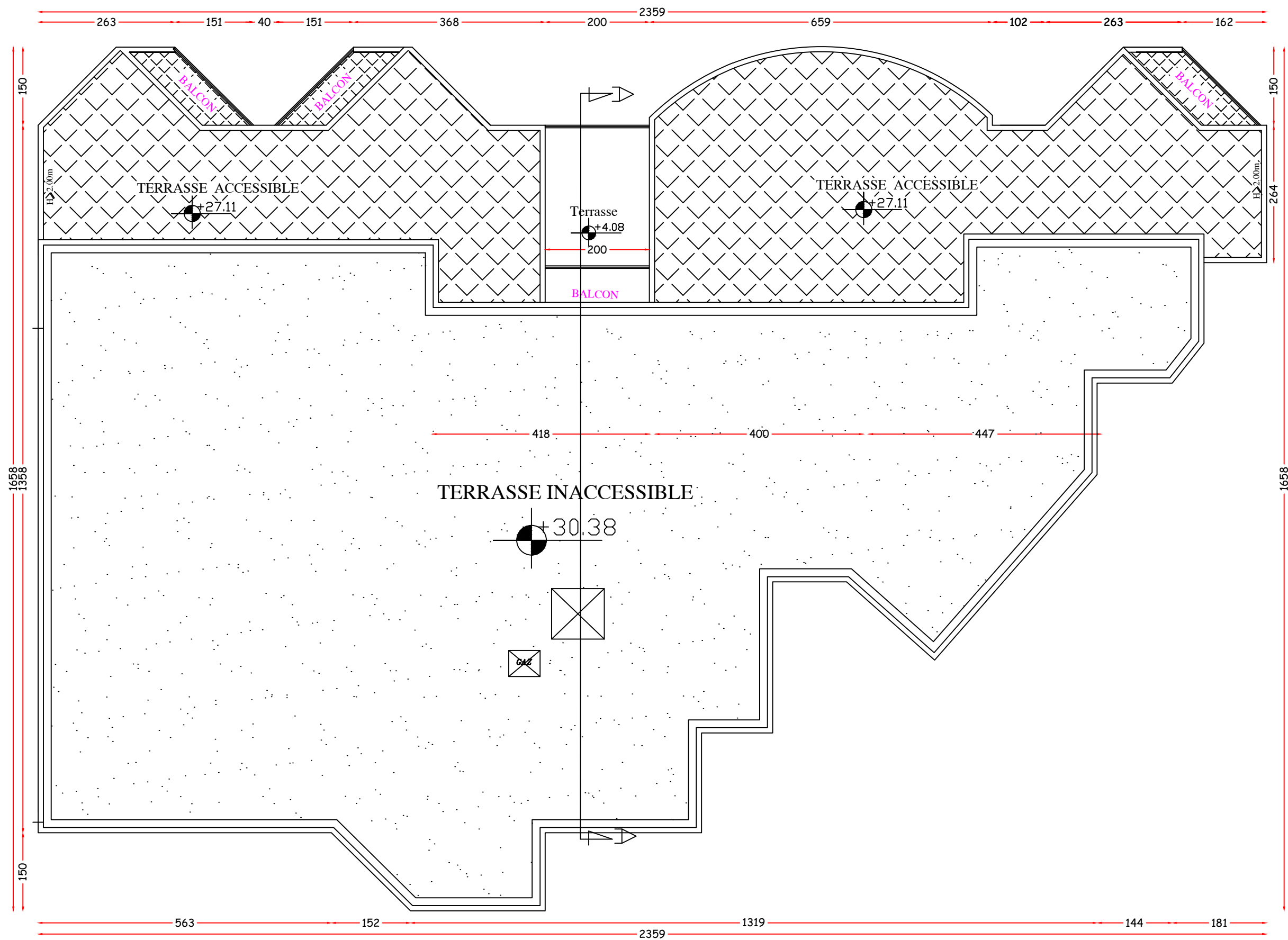
VUE EN PLAN R.D.C



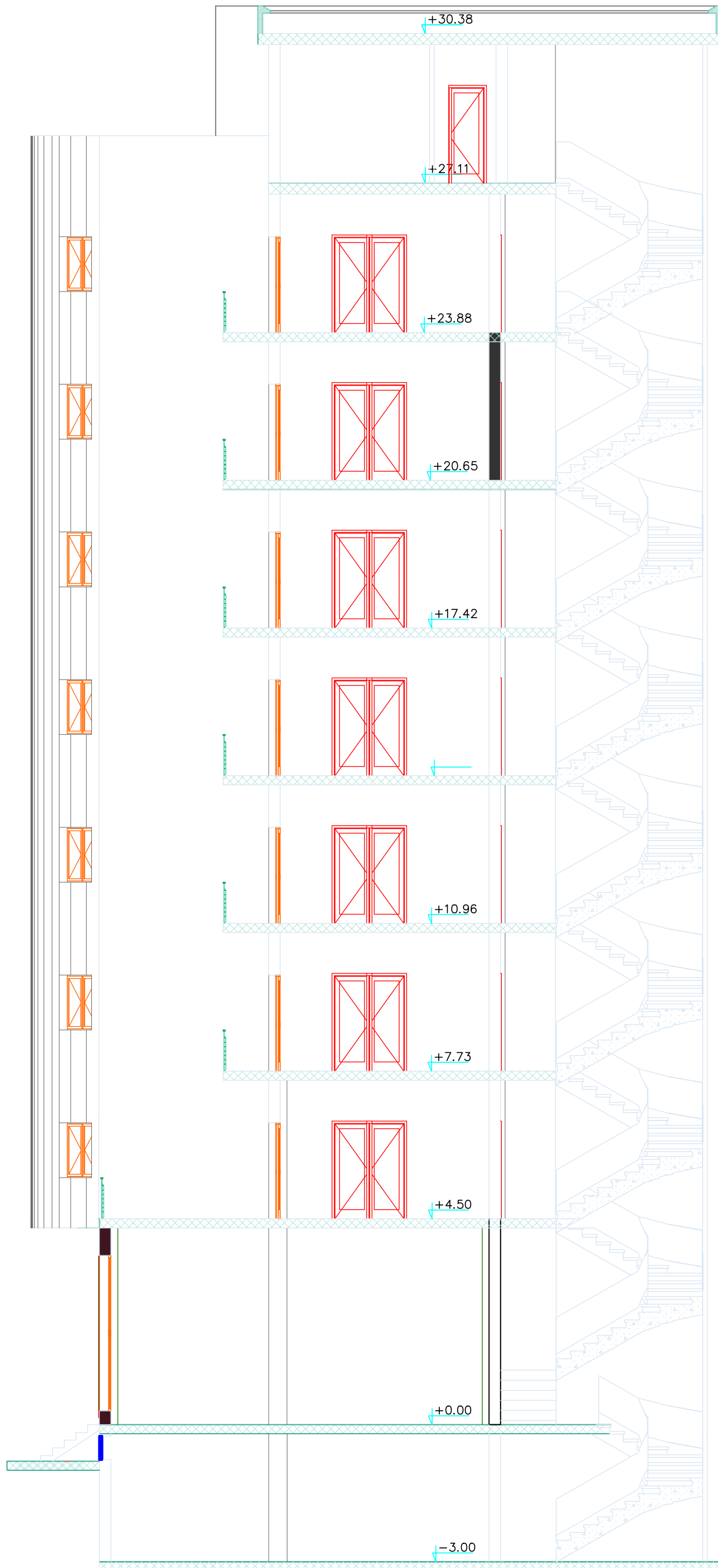
**VUE EN PLAN ETAGE COURANT**



**VUE EN PLAN TERRASSE**



**VUE EN PLAN TOITURE**



**COUPE -AA-**



FACADE PRINCIPALE



# **INTRODUCTION**

## **GENERALE**

# INTRODUCTION GENERALE

A travers les temps, les structures de bâtiments ont évoluées à la fois avec les technologies de mise en œuvre et les matériaux utilisés. Une construction sécurisée et économique à la fois est non seulement basée sur une bonne étude parasismique mais aussi sur un bon choix de matériaux, ces derniers ont beaucoup d'influence sur le comportement, poids et cout des structures.

Une multitude de matériaux donc ont fait leur apparition sur le marché ces dernières années grâce aux investissements et la recherche constante dans les technologies novatrices. Actuellement en Algérie, l'utilisation des nouveaux matériaux est limitée dans le domaine de construction malgré qu'ils présentent plus d'avantages qu'inconvénients par rapport aux matériaux traditionnels tels que la légèreté, l'ultra isolation, la facilite de mise en œuvre et la durabilité.

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil, nous sommes amenés à l'issu de notre cursus à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est non seulement d'être confronté à une situation provisionnelle d'ordre scientifique et technique mais aussi d'apprendre à utiliser les nouveaux matériaux dans les constructions de notre pays.

Il s'agit d'une étude comparative d'un bâtiment en **R+7+SS** à usage d'habitations implanté en zone sismique **III** selon le règlement parasismique algérien, construit avec des différents types des cloisons et d'entrevous. Le travail est basé sur l'étude de deux structures, la première dont les cloisons sont en briques creuses et des entrevous en gravier 3/8 pour planchers corps creux, tandis que la deuxième comporte des cloisons en plaques et des entrevous en polystyrène.

Notre travail contient plusieurs chapitres après cette introduction dont :

- ▶ Le premier chapitre entame une description du projet ou l'ouvrage est présenté par ces caractéristiques géométriques et sa conception architecturale.
- ▶ Le deuxième chapitre consiste à la présentation des caractéristiques des matériaux utilisés dans le projet y compris les informations nécessaires sur ceux utilisés dans les planchers et cloisons extérieurs et intérieurs.
- ▶ Le troisième chapitre présente le pré dimensionnement et descente de charges des éléments résistants (planchers, poutres, poteaux et voiles).
- ▶ Le calcul des éléments secondaires est l'objet du quatrième chapitre, nous citons (l'acrotère, escaliers, planchers et poutre palière).
- ▶ Le cinquième chapitre est consacré à l'étude sismique selon les règles parasismiques algériennes pour choisir le système de contreventement afin d'assurer la stabilité des deux structures, en utilisant le logiciel **SAP2000**.
- ▶ Le sixième chapitre portera sur le ferrailage des éléments principaux, dont le ferrailage des poteaux est calculé en utilisant deux logiciels différents **SOCOTEC** et **PMFC**.
- ▶ Le septième chapitre traite l'étude de l'infrastructure pour les deux cas d'étude.
- ▶ Le dernier chapitre comporte l'estimation du cout des deux structures en déterminant le total des quantités et leur montant en **(DA)** pour les différents travaux de construction.

Comme tout travail ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait. Enfin une série d'annexes vient d'apporter plus de détails et d'explications aux chapitres.

# **I. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE**

## I.1. INTRODUCTION

Les constructions en béton armé sont connues par leurs résistance, durabilité et confort mais ils nécessitent une bonne conception structurale et sismique, ainsi leur stabilité est bien liée à la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Dans ce présent chapitre on va vous présenter l'ouvrage étudié ainsi que ces caractéristiques et les différents éléments qui le constituent.

## I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Ce projet porte sur une étude comparative d'un bâtiment en R+7+Sous-sol à usage d'habitation, l'ouvrage est implanté à Soudania wilaya d'Alger qui est classée comme zone de forte sismicité (*Zone III*) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (*RPA 99 version 2003*).

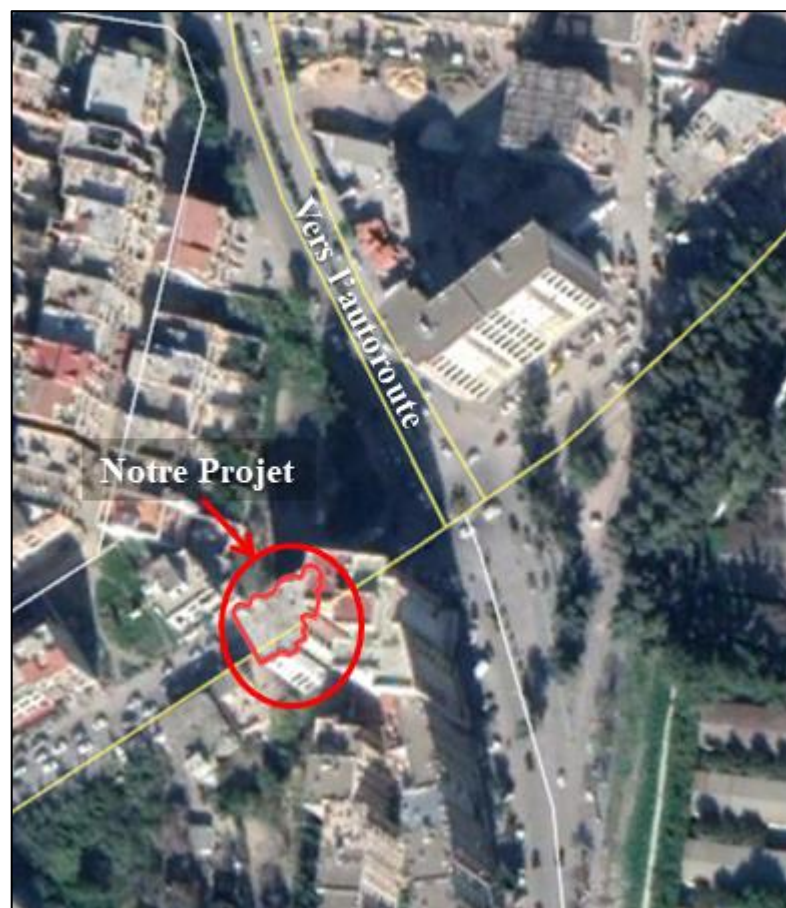


Figure I.1 : Plan de Situation.

### I.3. COMPOSITION DE L'OUVRAGE

C'est un immeuble collectif de 15 logements constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan et comportant :

- ▶ Un rez-de-chaussée à usage comme salle d'exposition.
- ▶ 7 étages courants à usage d'habitation.
- ▶ Une Buanderie à usage d'habitation.
- ▶ Un sous-sol à usage parking.
- ▶ Une terrasse accessible et une autre inaccessible.

### I.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

#### I.4.1. Dimensions en plan

Longueur totale du bâtiment :	23.59 m
Largeur totale du bâtiment :	16.58 m

#### I.4.2. Dimensions en élévation

Hauteur du sous-sol :	3.00 m
Hauteur du RDC :	4.50 m
Hauteur des étages courants :	3.23 m
Hauteur de la buanderie :	3.27 m
Hauteur totale du bâtiment sans acrotère :	30.38 m

### I.5. CLASSIFICATION SELON LE RPA99 VER 2003

Ce bâtiment est classé dans le « **Groupe 2** » car il est à usages multiples (habitations, salle d'exposition, parking) dont la hauteur totale ne dépasse pas 48m.

### I.6. CONCEPTION DE L'OUVRAGE

#### I.6.1. Ossature de l'ouvrage

Les deux structures comportent des ossatures constituées des portiques auto-stables (poteaux-poutres) avec des voiles en béton armé afin d'assurer la stabilité de l'ensemble vis-à-vis aux charges verticales et horizontales.

### **I.6.2. Planchers (Voir chapitre II)**

Un plancher est un élément essentiel de la construction, car il est amené à supporter les charges de chaque étage du bâtiment.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- ▶ Plancher à corps creux avec 2 types des entrevous :
  - Entrevous en gravier 3/8 pour la première structure.
  - Entrevous en polystyrène pour la deuxième structure.
- ▶ Plancher à dalle pleine.

### **I.6.3. Poteaux**

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression avec un moment fléchissant négligeable, dans notre cas on a proposés que des poteaux carrés pour les deux structures.

### **I.6.4. Poutres**

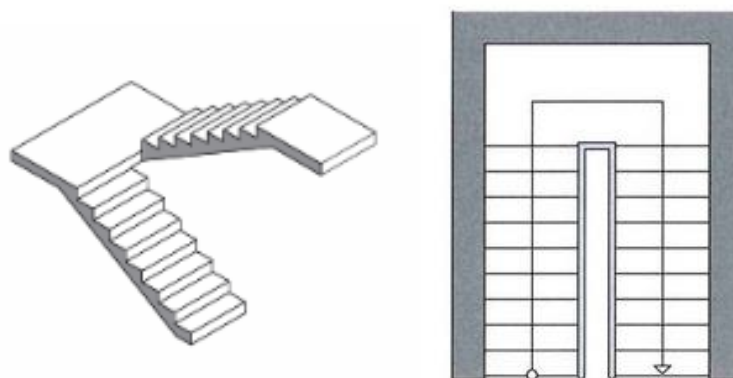
Les poutres sont des éléments horizontaux de la conception structurale de l'ouvrage, conçues pour résister à la flexion. Pour les deux structures on a deux types de poutres : porteuses et non porteuses.

### **I.6.5. Acrotère**

Au niveau de la terrasse, les deux structures sont entourées d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

### **I.6.6. Escaliers**

Un escalier est une construction architecturale constitué d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder d'un étage à l'autre. Les deux structures comportent des escaliers a deux volées du sous-sol jusqu'à la buanderie.



**Figure I.2** : Escalier à deux volées.

### I.6.7. Ascenseur

Le bâtiment est de hauteur importante, c'est pour cela la conception d'un ascenseur est indispensable afin que les usagés puissent circuler facilement entre les différents étages. Les deux structures possèdent une seule cage d'ascenseur à la fois.

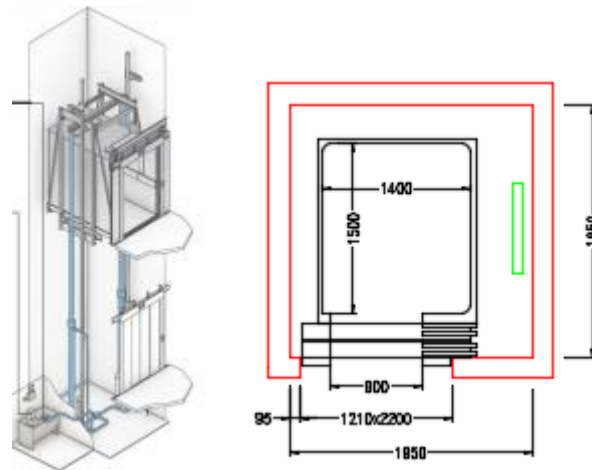


Figure I.3 : Ascenseur.

### I.6.8. Maçonnerie (Voir chapitre II)

Pour la première structure on a utilisés des murs en briques creuses dont :

- Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques creuses de (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5cm.
- Les murs intérieurs sont faits en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

Et pour la deuxième structure on a utilisés des murs en plaques dont :

- Les murs extérieurs avec des plaques en ciment.
- Les murs intérieurs avec des plaques en plâtre.

### I.6.9. Revêtements

- Mortier de ciment pour le crépissage de façades extérieures.
- Enduit en plâtre pour les cloisons et plafonds.
- Dalle de sol pour les planchers et escaliers.
- Céramiques pour les salles d'eaux.

## I.7. CARACTERISTIQUES DU SOL [Annexe G]

Les deux structures sont implantées sur un sol meuble, de contrainte admissible de 1.96 bars.

## **II. MATERIAUX UTILISES**



## II.1. INTRODUCTION

L'objectif de n'importe quelle étude d'une structure en génie civil est d'assurer la sécurité et la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis aux différentes charges appliquées. En parallèle, une construction selon les normes nécessite un bon choix des matériaux utilisés, ces derniers ont connus beaucoup de changement et d'amélioration concernant leurs compositions, leurs poids, leurs qualités ainsi que leurs prix. Pour cela, on va consacrer ce chapitre pour citer les différents matériaux utilisés dans notre étude.

## II.2. PLANCHERS ET CLOISONS

### II.2.1. Les Planchers

Les planchers désignent les structures porteuses horizontales d'un édifice. Ces porteurs horizontaux supportent leur propre poids ainsi que celui des revêtements, des cloisons et des charges d'exploitation.

Ils peuvent être exécutés en bois, en acier ou en béton armé. Le plancher est réalisé par une dalle horizontale de 160 à 300 mm d'épaisseur et un réseau porteur horizontal constitué de poutres, poutrelles et chevêtres. [11]

Les planchers ont un rôle très important dans la structure, ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

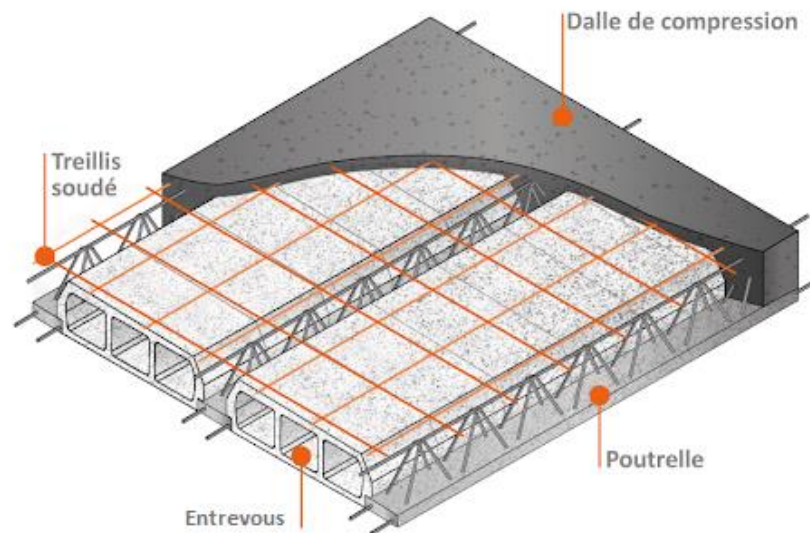
#### a) Les Plancher a Corps Creux

Les planchers à corps creux sont les plus utilisés dans les constructions en béton armé grâce à la facilité de leurs mises en œuvre, leurs coûts relativement bas et leurs isolation thermique et acoustique. Le choix de l'épaisseur de ce type de plancher dépend des portées des nervures, son type est déterminé en fonction des dimensions d'espaces à couvrir.

Les planchers à corps creux sont constitués des :

- Corps creux ou "entrevous" ;
- Poutrelles ;
- Une dalle de compression armée.

Les poutrelles sont placées à des intervalles réguliers sur les éléments porteurs tels que les murs ou les poutres. L'intervalle est comblé par des entrevous, ces derniers sont disposés entre deux poutrelles porteuses pour donner une structure auto-porteuse. L'ensemble composé des entrevous et des poutrelles constitue le fond de coffrage, et c'est là que le béton va être coulé sur une armature en treillis soudé préalablement installée.



**Figure II.1** : Plancher à corps creux.

### ❖ Les corps creux « entrevous »

Ce sont des éléments préfabriqués et prêts à l'emploi qui sont placés en tant que fond de coffrage afin de créer un plancher. Ils transmettent les charges aux poutrelles et s'appuient sur ces dernières sans aucun dispositif extérieur. Ils servent aussi de remplissage horizontal et de coffrage perdu une fois la dalle est coulée.

Il existe plusieurs types des entrevous tel que :

- Les entrevous maçonnés (en béton ou en terre cuite) ;
- Les entrevous en polystyrène.

► Dans notre étude on va utiliser deux différents types des entrevous : en béton et en polystyrène.

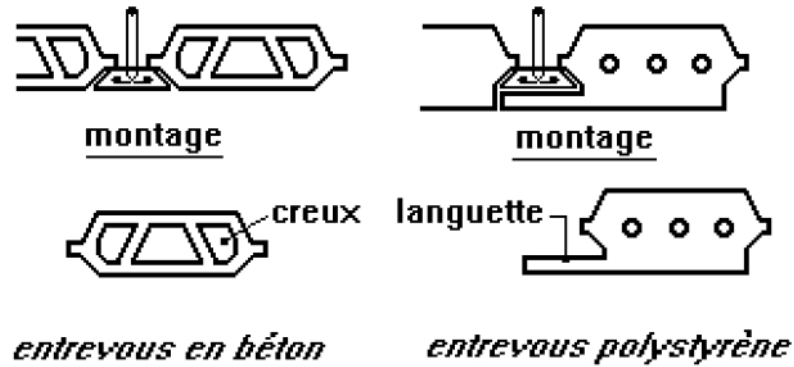


Figure II.2 : Schémas des entrevous en béton et en polystyrène. [11]

### 1. Entrevous en béton

Ce type est le plus courant car il permet de concevoir tout type de plancher, c'est un élément préfabriqué en béton de gravillons type (3-8) mis en place entre les poutrelles d'un plancher. Le but de son usage est de créer un support à la chape, une structure plane et un coffrage perdu une fois que le ferrailage est posé et le béton coulé.

Plusieurs hauteurs des entrevous sont disponibles dans le marché, ils sont choisis en fonction des portées, poids et résistance du plancher.



Figure II.3 : Entrevous en béton.

Tableau II.1 : Poids approximatifs des Planchers avec entrevous en béton [3]

NATURE DU PLANCHER	Pour une hauteur réelle	Poids Surfaccique ( $kN/m^2$ )
	totale	
Planchers nervurés à poutrelles, avec entrevous (corps creux) en béton. Entraxe 60 cm	16 + 4	2.75 - 2.85
	16 + 5	3.00 - 3.10
	20 + 5	3.35 - 3.55
	20 + 6	3.60 - 3.80
- Montages avec table de compression		
- Montage sans table de compression	16	2.20 - 2.30
	20	2.60 - 2.80

► **Avantages**

- Isolants phoniques et acoustiques ;
- Moins onéreux ;
- Une bonne résistance au feu.

► **Inconvénients**

- Lourds et difficiles à manœuvrer par rapport aux autres types ;
- Nécessité d'un système d'étagage renforcé lors d'installation pour une bonne stabilité.

**2. Entrevous en Polystyrène [4] [Annexe A]**

Ce type des entrevous est à la fois léger, isolant et performant. Combiné à un faux plafond adapté, il peut être utilisé pour les planchers dans et entre logements ou pour un toit terrasse. Ainsi, Il améliore les caractéristiques acoustiques du plancher et facilite la gestion des ponts thermiques en bordures des dalles.

Les entrevous utilisés dans notre étude sont en polystyrène expansé (PSE), ils sont obtenus par moulage et utilisés en partie courante du plancher. Le PSE utilisé est de type R2 avec une masse volumique de  $25 \text{ kg/m}^3$



**Figure II.4 :** Entrevous en polystyrène.

Les dimensions des entrevous (hauteur, longueur, largeur) et leurs résistances mécaniques sont mentionnées dans le tableau, la résistance mécanique est définie comme étant la charge à la rupture par poinçonnement-flexion.

**Tableau II.2 :** Les dimensions des entrevous et leurs résistances mécaniques.

Type d'entrevous	Dimensions effectives			Masse Volumique $\text{kg/m}^3$	La conductivité thermique $\lambda$ ( $\text{W/m.K}$ )
	Hauteur (mm)	Largeur (mm)	Longueur (mm)		
Hourdis_25	155	250	495	25	0.0348
Hourdis_40	155	400	495		
Hourdis_40_rehousse	200	400	495		
Hourdis_1m	155	1000	495		
Hourdis_70	300	700	230		

Essais référence DTEM/61/2014 et DTEM/62/2014.

**Tableau II.3 :** Poids approximatifs des Plancher avec entrevous en Polystyrène. [3]

NATURE DU PLANCHER	Pour une hauteur réelle totale	Poids Surfaccique ( $kN/m^2$ )
Plancher corps creux avec entrevous très légers (Polystyrène) - Montages avec table de compression	16 + 5	1.70 - 2.00
	20 + 5	1.80 - 2.10

► **Avantages**

- Rapidité et facilité de mise en œuvre ;
- Durable, léger et pratique ;
- Une bonne résistance au froid, à la chaleur et à l'humidité ;
- Un impact moindre au niveau environnemental (lors des différentes phases de transport).

► **Inconvénients**

- Faible résistance au feu ;
- Sensible à certains produits corrosifs.

❖ **Les Poutrelles**

Les poutrelles en béton sont des éléments porteurs indispensables pour la réalisation des planchers lors de la construction d'un bâtiment. Elles sont réalisées en béton armé ou précontraint, partiellement ou entièrement préfabriqués. Les poutrelles permettent de tenir les entrevous et de répartir les charges sur les appuis extrêmes.

On distingue 3 différents types des poutrelles :

- Poutrelles en béton armé ;
- Poutrelles en béton type treillis ;
- Poutrelles en béton précontraint.



**Figure II.5 :** Types des Poutrelles.

► Dans notre projet on va utiliser des poutrelles en béton du type treillis et de profil triangulaire qui sont coulées sur place et constituées à la base d'un talon plat destiné à supporter les corps creux ou entrevous. Elles intègrent des ferrures de 8 à 16 mm de diamètre et elles sont manipulables manuellement du fait de leurs poids légers.

► **Avantages**

- Légère (manu portable) et économique
- Facilite la pose des entrevous
- Limiter la contre-flèche
- Renforcer la rigidité du plancher.

► **Inconvénients**

- Dans certain cas, il peut être nécessaire d'assurer la stabilité des poutrelles avec des étais provisoirement avant le coulage du béton.

❖ **La dalle de compression**

C'est une dalle en béton armé coulée en place sur la totalité de la surface du plancher avec une épaisseur comprise entre 4 à 6 cm. La dalle de compression est toujours armée, c'est-à-dire qu'on pose un treillis soudé ou des barres de fer dans l'épaisseur pour la rendre encore plus résistante.

Une bonne dalle de compression assure une bonne isolation acoustique et plus de rigidité, son placement correct assure une meilleure distribution des charges ponctuelles et linéaires.

### II.2.2. LES CLOISONS

Les cloisons sont des ouvrages verticaux, intérieurs ou extérieurs qui permettent d'aménager un espace de vie selon nos goûts. La planification est effectuée pour l'un ou l'autre des besoins. Ces éléments sont utilisés pour la séparation, l'isolation et la protection.

De nombreux matériaux sont utilisés pour la réalisation des cloisons, à choisir en fonction des besoins et de budget.

► Dans notre étude, on va utiliser deux différents types de cloisons :

- Cloisons en maçonnerie ;
- Cloisons en Plaques.

**a) Cloisons en Maçonnerie**

Les murs sont faits de divers matériaux, parmi lesquels la brique est très populaire en raison de ses caractéristiques de hautes performances. Les briques de cloison ou briques plâtrières sont des briques terre cuite creuses, perforées ou pleines avec une épaisseur de 4 à 15 cm qui permettent de créer les différents types de cloisons.

Ce matériau est utilisé dans la réalisation des cloisons de doublage des murs et de séparation entre les pièces en maisons individuelles et en bâtiments d'habitation collective.



Figure II.6 : Maçonneries extérieur et intérieur.

- ▶ La maçonnerie de notre bâtiment est réalisée en briques creuses :
  - Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (*15 cm* et *10 cm* d'épaisseur) séparées par une âme d'air de *5 cm* d'épaisseur.
  - Murs intérieurs constitués d'une seule paroi de briques de *10 cm* d'épaisseur.

Tableau II.4 : Poids approximatifs des Maçonnerie en terre cuite. [3]

Nature de la paroi	Pour une épaisseur réelle (cm)	Poids surfacique ( $kN/m^2$ )
	ENDUIT NON COMPRIS	
Parois en briques creuses	5	0.45
	10	0.90
	15	1.30
	20	1.75
	25	2.15
	30	2.60

- |  |  |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>▶ <b>Avantages</b></li> <li>- Fiabilité et durabilité de la structure ;</li> <li>- Résistance à l'humidité et au feu ;</li> <li>- Excellente étanchéité à l'air ;</li> <li>- Capacité de supporter de lourdes charges.</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>▶ <b>Inconvénients</b></li> <li>- Les performances acoustiques sont moindres ;</li> <li>- Sa pose est relativement complexe ;</li> <li>- Plus lourde et à temps de séchage plus long ;</li> </ul> |
|--|--|

### b) Cloisons en Plaques [Annexe A]

Ce modèle de cloison est le plus répandu dans nos jours pour la réalisation des cloisons intérieures et extérieures car il est pratique, facile à poser et peu coûteux. Les cloisons en plaques au plâtre ou bien en ciment peuvent couvrir de vastes surfaces, créer de nouvelles pièces et permettre d'améliorer l'isolation du bâtiment. Pour de telles raisons on va les utiliser pour la deuxième structure.

#### ❖ Plaques de Plâtre KNAUF KS Standard pour les murs intérieurs [6]

Les plaques de plâtre Knauf KS Standard, sont des panneaux composés d'un cœur à base de plâtre compris entre deux parements cartonnés. Il s'agit des panneaux légers destinés à la réalisation des systèmes constructifs pour le second œuvre, offrant une isolation acoustique et des propriétés ignifuges supérieures à celles des matériaux de construction classiques.



Figure II.7 : Mur en plaque au plâtre.

#### Caractéristiques

- Epaisseur : 6.5, 9.5, 12.5, 15 et 18mm
- Largeur : 1200 mm
- Longueur : 2000 à 3000 mm
- Poids :
  - 12.5 mm :  $8.4 \text{ kg/m}^2$
  - 15 mm :  $12 \text{ kg/m}^2$
  - 18 mm :  $16 \text{ kg/m}^2$
- Densité : mini 600 –  $820 \text{ kg/m}^3$

#### ► Avantages

- Légèreté, simplicité, rapidité et adaptabilité
- Temps de main d'œuvre réduit
- Solutions esthétiques
- Régulation de l'humidité ambiante dans l'espace
- Respect de l'environnement
- Finition parfaite.

#### ► Inconvénients

- Résistance insuffisante, La plaque peut se fissurer pendant le transport, l'installation ou l'utilisation
- Incapacité de garder des poids sur le poids
- Insonorisation faible, il faut jeter un autre matériau insonorisé entre les plaques.



### ❖ Plaques en Ciment AQUAPANEL pour les murs extérieurs [5]

La plaque en ciment AQUAPANEL est une plaque légère et robuste utilisée dans la réalisation des murs extérieurs, elle se compose d'un cœur en ciment Portland et d'agréats légers. Cette plaque est armée sur chaque face par un treillis de fibre de verre, ses extrémités sont coupées et les chants sont renforcés.



**Figure II.8 :** Mur extérieur (plaque en ciment).

#### Caractéristiques

- Longueur (mm) : 125/12000
- Largeur : 900 mm
- Epaisseur : 8.0 mm
- Poids : 10.5 kg/m<sup>2</sup>
- Masse volumique : 1230 kg/m<sup>3</sup>
- Résistance à la flexion : 10.9 MPa
- Conductivité thermique : 0.36 (W/mK)
- Dilatation thermique (10<sup>6</sup>-K<sup>-1</sup>) : 7

#### ► Avantages

- Panneau solide et durable à base de ciment de Portland ;
- Résiste à l'eau : AQUAPANEL ne gonfle pas et ne s'effrite pas ;
- Résiste aux moisissures, à la flexion et aux chocs, aux cycles gel dégel ;
- Conforme aux classes de résistance au feu les plus sévères ;
- Excellente isolation thermique et acoustique ;
- Conforme aux prescriptions de sécurité et d'hygiène ;
- Ininflammable.

#### ► Inconvénients

- Prix élevé ;
- Nécessité d'un bon entretien après sa mise en place ;
- Traitement nécessaire au moment de la pose.

## II.3. BETON ARME

### II.3.1. Béton

Le béton est utilisé comme matériau de construction (béton armé ou précontraint) ou de remplissage (génie civil) et même comme élément décoratif (parements, mobilier). C'est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de granulats naturels normaux (graviers, sable) avec un dosage en ciment au moins égal à 300 kg par m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre.

Ce matériau peut varier en fonction de la nature des granulats, adjuvants, colorants, traitements de surface et peut ainsi s'adapter aux exigences de chaque réalisation par ses performances et son aspect. Il résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

#### a) Composition du béton [2], [9]

Le ciment : se présente sous la forme d'une poudre fine de couleur grise ou blanche. C'est le composant fondamental du béton, puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide. Le ciment utilisé dans la composition est du type : CPJ - CEM II/B42.5

Les granulats: elles sont constituées par les sables, les gravillons et les cailloux. Ils forment le squelette du béton. Par convention, on appelle sables les grains de dimensions comprises entre 0,08 mm et 5 mm, gravillons ceux dont les dimensions sont comprises entre 5 et 25 mm et cailloux ceux dont les dimensions sont supérieures à 25mm.

L'eau : dite eau de gâchage, doit présenter les propriétés d'une eau potable.

Les adjuvants : ce sont des produits ajoutés en faible dose lors du malaxage ou avant la mise en œuvre dans les coffrages du béton afin d'en améliorer certaines propriétés. Ils représentent entre 1 et 3 % du poids du ciment.

#### b) Résistance du béton [2]

##### ❖ Résistance à la compression

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Celle-ci, notée  $f_{c28}$ .

Dans tous les cas la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm<sup>2</sup> de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

$$\text{Pour } j = 28 : f_{cj} = f_{c28}$$

$$\text{Pour } j \leq 28 : \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour } 28 < j < 60 : f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$$

$$\text{Pour } j \geq 60 : f_{cj} = 1.10 f_{c28}$$

► Pour cette étude on prend :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

#### ❖ Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad f_{tj} = 2.4 \text{ MPa}$$

#### c) Modules de déformation longitudinale du béton [2]

##### ❖ Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une courte durée d'application. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}, \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en [MPa]} \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 34180 \text{ MPa}$$

##### ❖ Module de déformation différée

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = \frac{E_{ij}}{3}, \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en [MPa]} \quad \Rightarrow \quad E_{vj} = 11497 \text{ MPa}$$

#### d) Coefficient de poisson [2]

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}} = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

- $\nu = 0.2$  Pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$  Pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états limites ultimes (béton fissuré).

e) Poids volumique [3]

On prend  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

f) Les Contraintes Limites [2]

❖ Etat limite ultime « E.L.U »

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :  $\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

Avec :  $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,5$  Cas des actions courantes transitoires ;  $\gamma_b = 1,15$  Cas des actions accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

$\theta$  = Coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

Si  $t > 24h$  →  $\theta = 1$

Si  $1h < t < 24h$  →  $\theta = 0,9$

Si  $t < 1h$  →  $\theta = 0,85$

Avec :  $t$  = durée d'application de l'action considérée en heures.

Pour  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  , On trouve :  $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$

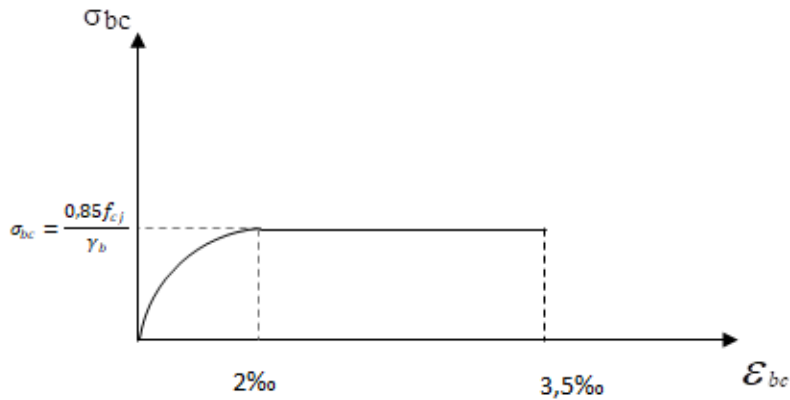


Figure II.9 : Diagramme contrainte-déformation du béton E.L.U.

❖ Etat limite de service « E.L.S »

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$

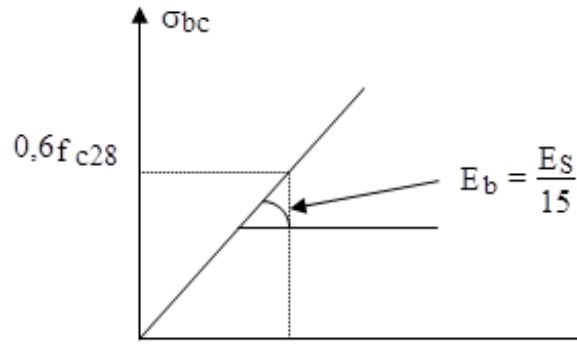


Figure II.10 : Diagramme contrainte-déformation du béton E.L.S.

### II.3.2. Acier

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont situés dans (a).

#### a) Les limites élastiques

- Les ronds lisses (R.L) :  $f_e = 240MPa$
- Barres à haute adhérences (H.A) :  $f_e = 500MPa$
- Treillis soudés (TS) :  $f_e = 520MPa$  ;  $\varphi = 6mm$  pour les dalles.

#### b) Contraintes limites de calcul [2]

##### ❖ Etat Limite Ultime « E.L.U »

On adopte le diagramme contraintes-déformations suivant dans les calculs relatifs aux états limites :

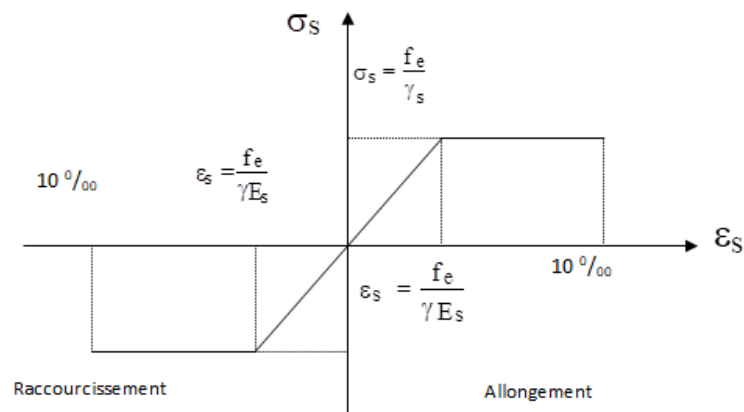


Figure II.11 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.

$\sigma_s$ : Contrainte de l'acier :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier;

$\gamma_s = 1,15$  Cas générale ;  $\gamma_s = 1,00$  Cas des combinaisons accidentelles.

$\varepsilon_s$ : Allongement (déformation) relatif de l'acier :  $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$  ;  $\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$

Pour les aciers FeE500 on a :

$$\sigma_s = 434.78 \text{ MPa} ; \quad \varepsilon_{es} = \frac{500}{1.15 \times 2.1 \times 10^5} = 2.07\text{‰}$$

❖ **Etats Limite de service « E.L.S »**

Fissuration peu préjudiciable : aucune vérification à effectuer ;

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \xi = \min\left(\frac{2}{3}fe ; \max(0.5fe ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$  ;

Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = 0.8\xi$

Avec :

**$\eta$**  : Coefficient de fissuration tels que :

$$\eta = 1 \text{ Pour des aciers ronds lisses} ; \quad \eta = 1,6 \text{ Pour des aciers de H.A}$$

**c) Module d'élasticité de l'Acier [2]**

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à :  $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

**d) Coefficient d'équivalence [2]**

Le coefficient d'équivalence noté **n** est le rapport de :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

**n** : Coefficient d'équivalence ;

$E_s$  : Module de déformation de l'acier ;

$E_b$  : Module de déformation du béton.

**II.4. HYPOTHESES DE CALCUL [2]**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " $\sigma_s$ " et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Est égale à :

$$\begin{array}{l} \text{Rond lisse} \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{array} \right. \\ \\ \text{Haute adhérence} \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 434,78 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{array} \right. \end{array}$$

- Allongement de rupture :  $\varepsilon_s = 10\%$

# **III. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS**

### III.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement des éléments principaux est une étape essentielle dans l'étude de n'importe quelle construction en génie civil et qui a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant le bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir RPA99 V2003 et BAEL m 99.

### III.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tous en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilisera deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

#### III.2.1. Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher a corps creux revient à déterminer sa hauteur  $h$  tel que :  $\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$

On a :  $L = 4.42 \text{ m}$

Donc :  $\frac{442}{25} \leq h_t \leq \frac{442}{20} \Rightarrow 17.68 \text{ cm} \leq h_t \leq 22.10 \text{ cm}$

- Nous adopterons un plancher de 21cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 5cm.

#### III.2.2. Plancher à dalle pleine

L'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle.

- a) **Résistance au feu** :  $\begin{cases} e = 7 \text{ cm} : \text{ peut assurer un coupe - feu d'une heure.} \\ e = 11 \text{ cm} : \text{ peut assurer un coupe - feu de deux heures.} \\ e = 17.5 \text{ cm} : \text{ peut assurer un coupe - feu de quatre heures.} \end{cases}$

D'où :  $e = 15 \text{ cm}$

- b) **Isolation phonique** : selon le [2] :  $e \geq 13 \text{ cm}$

On limite donc notre épaisseur a :  $e = 15 \text{ cm}$

- c) **Résistance à la flexion** :  $\begin{cases} \text{Dalle reposante sur deux appuis} : \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \\ \text{Dalle reposante sur trois ou quatre appuis} : \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \end{cases}$

On a :  $L_x = 3.55 \text{ m}$



Dans notre cas la dalle pleine repose sur trois appuis, donc :

On aura :  $7.1cm \leq e \leq 8.875cm$

On prend :  $e = 8cm$

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :  $e = \max(8; 15)$

- Nous adopterons un plancher en dalle pleine de 15cm d'épaisseur.

### III.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES [3]

#### a) Plancher Terrasse inaccessible

Tableau III.1 : Charges G et Q sur plancher terrasse inaccessible.

Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	0.05	18	0.9
Etanchéité multicouche	-	-	0.12
forme de pente	0.1	22	2.2
Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
Dalle à corps creux (3/8)	0.21	-	3.05
Dalle à corps creux (polystyrène)	0.21	-	1.85
Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
<b><math>\Sigma</math> Charges (Dalle à corps creux (3/8))</b>			<b>6.63</b>
<b><math>\Sigma</math> Charges (Dalle à corps creux (polystyrène))</b>			<b>5.43</b>
<b>Surcharge Q (kN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>1.00</b>

#### b) Plancher terrasse accessible

Tableau III.2 : Charges G et Q sur plancher terrasse accessible.

Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de sol	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Etanchéité multicouche	-	-	0.12
Dalle à corps creux (3/8)	0.21	-	3.05
Dalle à corps creux (polystyrène)	0.21	-	1.85
Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
<b><math>\Sigma</math> Charges (Dalle à corps creux (3/8))</b>			<b>4.53</b>
<b><math>\Sigma</math> Charges (Dalle à corps creux (polystyrène))</b>			<b>3.33</b>
<b>Surcharge Q (kN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>1.50</b>

c) Plancher étage courant

Tableau III.3 : Charges G et Q sur plancher étage courant.

Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de sol	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle à corps creux (3/8)	0.21	-	3.05
Dalle à corps creux (polystyrène)	0.21	-	1.85
Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons de séparation (maçonnerie)	-	-	1
Cloisons de séparation (Placoplatre)	-	-	0.16
<b><math>\Sigma</math> Charges (Dalle à corps creux (3/8) et maçonnerie)</b>			<b>5.59</b>
<b><math>\Sigma</math> Charges (Dalle à corps creux (polystyrène) et Placoplatre)</b>			<b>3.55</b>
<b>Surcharge Q (kN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>1.50</b>

d) Dalle pleine terrasse

Tableau III.4 : Charges G et Q sur dalle pleine terrasse.

Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	0.05	18	0.9
Etanchéité multicouche	-	-	0.12
Forme de pente	0.1	22	2.2
Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
Dalle Pleine	0.15	25	3.75
Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
<b><math>\Sigma</math> Charges</b>			<b>7.33</b>
<b>Surcharge Q (kN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>1.00</b>

e) Dalle Pleine étage courant

Tableau III.5 : Charges G et Q sur dalle étage courant.

Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de sol	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons de séparation (maçonnerie)	-	-	1
Cloisons de séparation (Placoplatre)	-	-	0.16
<b><math>\Sigma</math> Charges (Cloisons en maçonnerie)</b>			<b>6.11</b>
<b><math>\Sigma</math> Charges (Cloisons en Placoplatre)</b>			<b>5.27</b>
<b>Surcharge Q (kN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>1.50</b>

f) Balcon

Tableau III.6 : Charges G et Q balcon.

Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de sol	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
<b><math>\Sigma</math> Charges</b>			<b>5.11</b>
<b>Surcharge Q (kN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>3.50</b>

g) Murs extérieur

Tableau III.7 : Charges des murs extérieurs.

Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Enduit intérieur en plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuse	0.1	9	0.9
Lame d'air	0.05	0	0
Brique creuse	0.15	9	1.35
Enduit extérieur en ciment	0.02	18	0.36
<b><math>\Sigma</math> Charges</b>			<b>2.81</b>
Placoplatre standard	0.015	8	0.12
Montant Métallique intérieur	-	78.5	0.02
Isolant intérieur	0.04	0.5	0.02
Lame d'air	0.05	0	0
Montant Métallique extérieur	-	78.5	0.032
Isolant extérieur	0.07	0.5	0.035
Plaque de ciment AQUAPANEL	0.0125	12.3	0.15375
<b><math>\Sigma</math> Charges</b>			<b>0.38075</b>

h) L'acrotère

• Charge permanente G :

- La surface transversale de l'acrotère :

$$S = 0.10 \times \left( 0.6 + 0.08 + \frac{0.02}{2} \right) = 0.069 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère pour 1m :

$$G_1 = \rho_b \times S = 1.725 \text{ kN/m}$$

- Le poids de revêtement ( $ep = 2\text{cm}$ ) :

$$G_2 = 18 \times [2 \times 0.02 \times 0.6] = 0.432 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow G = G_1 + G_2 = 2.157 \text{ kN/ml}$$

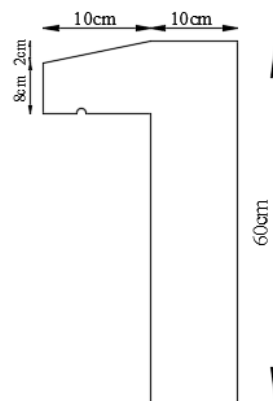


Figure III.1 : L'acrotère.

i) Les Escaliers (Escalier à deux volées)

Tableau III.8 : Evaluation des charges de la volée.

Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontal	0.02	22	0.44
Revêtement vertical	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.125
Poids propre de volée	0.15/ (cos $\alpha$ )	25	4.33
Enduit de plâtre	0.02/ (cos $\alpha$ )	15	0.35
<b><math>\Sigma</math> Charges</b>			<b>8.445</b>
<b>Surcharge Q (kN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>2.50</b>

Tableau III.9 : Evaluation des charges du palier.

Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontal	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Poids propre du palier (BA)	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	15	0.3
<b><math>\Sigma</math> Charges</b>			<b>5.25</b>
<b>Surcharge Q (kN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>2.50</b>

### III.4. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS RESISTANTS

#### III.4.1. Pré-dimensionnement des poutres

Une poutre est un élément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment ou d'un tablier de pont. Une poutre reçoit des actions mécaniques (efforts et moments, ponctuels ou linéiques), et les transmet sur des appuis.

Le pré-dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

a) Détermination des dimensions (h et b) à partir des formules données par le [2] :

$$\text{Selon le [2]} : \begin{cases} \text{La hauteur } h \text{ de la poutre} : \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ \text{La largeur } b \text{ de la poutre} : 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

b) Vérification des conditions imposées sur h et b par le [1] pour la zone sismique III :

$$\text{Vérification selon le [1]} : \begin{cases} \text{La hauteur } h \text{ de la poutre doit être} : h \geq 30\text{cm} \\ \text{La largeur } b \text{ de la poutre doit être} : b \geq 20\text{cm} \end{cases}$$

c) Vérification de la rigidité :  $\frac{h}{b} \leq 4$

Tableau III.10 : Pré-dimensionnement des poutres.

	Poutres porteuses	Poutres non porteuses
<b>Condition de résistance</b>	$L_{max} = 4.47 \text{ m}$ $447/15 \leq h \leq 447/10$ $29.8\text{cm} \leq h \leq 44.7 \text{ cm}$ On prend : $h = 40\text{cm}$ $0.3h \leq b \leq 0.7h$ $12 \text{ cm} \leq b \leq 28\text{cm}$ On prend : $b = 30\text{cm}$	$L_{max} = 4.42\text{m} :$ $442/15 \leq h \leq 442/10$ $29.46\text{cm} \leq h \leq 44.2\text{cm}$ On prend : $h = 35\text{cm}$ $0.3h \leq b \leq 0.7h$ $10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$ On prend : $b = 30\text{cm}$
<b>Vérification selon 2</b>	$h \geq 30\text{cm} \rightarrow 40\text{cm} > 30\text{cm}$ (Condition vérifiée) $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm}$ (condition vérifiée)	$h \geq 30\text{cm} \rightarrow 35\text{cm} > 30\text{cm}$ (Condition vérifiée) $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm}$ (condition vérifiée)
<b>Condition de rigidité</b>	$\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{40}{30} = 1.333 < 4$	$\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{35}{30} = 1.167 < 4$

► Toutes les conditions sont vérifiées, donc on opte pour :

**Des poutres porteuses :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}$**

**Des poutres non porteuses :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}$**

### III.4.2. Pré-dimensionnement des poteaux

#### a) Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure.

Chaque poteau est affecté par la surface du plancher charge lui revenant. Les poteaux sont dimensionnés pour résister au phénomène d'instabilité (le flambement).

#### b) La Loi de dégression [Annexe B]

#### c) Etapes de pré-dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau ;
- Evaluation de l'effort normale ultime de la compression à chaque niveau ;
- La section du poteau est alors calculée aux **ELU** vis-à-vis de la compression simple du poteau ;
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le [1].
- Vérification du critère de résistance.

d) Détermination du poteau le plus sollicité :

❖ Poteau centrale B3 [Annexe B]

Tableau III.11 : Surface et poids revenants au poteau central.

	S (m <sup>2</sup> )	G <sub>terr</sub> (kN)	G <sub>E.C</sub> (kN)	G <sub>poutre</sub> (kN)	Poteau SS	Poteau RDC	Poteau E.C	Poteau buanderie
St 1	18.55	122.98	103.69	20.985	10.4 kN	16.4 kN	11.32 kN	11.48 kN
St 2	18.55	100.72	65.85	20.985	10.4 kN	16.4 kN	11.32 kN	11.48 kN

❖ Poteau de rive B4 [Annexe B]

Tableau III.12 : Surface et poids revenants au poteau de rive.

	S (m <sup>2</sup> )	G <sub>Actr</sub> (kN)	G <sub>poutre</sub> (kN)	Poteau SS	Poteau RDC	Poteau E.C	Poteau buanderie	
St 1	11.99	13.74	16.18	10.4 kN	16.4 kN	11.32 kN	11.48 kN	
St 2	11.99	13.74	16.18	10.4 kN	16.4 kN	11.32 kN	11.48 kN	
	Poids des plancher				Poids des murs extérieurs (kN)			
	G <sub>terr</sub> (kN)	G <sub>E.C</sub> (kN)	G <sub>DP terr</sub> (kN)	G <sub>DP.E.C</sub> (kN)	La buanderie	L'étage courant	Le RDC	Le SS
St 1	62.52	52.71	18.76	15.64	34.43	33.95	49.19	31.19
St 2	51.20	33.47	18.76	13.49	4.65	4.59	6.65	4.21

Tableau III.13 : Descente des charges des poteaux des deux structures.

	Poteau centrale B3				Poteau de rive B4			
	Structure 1		Structure 2		Structure 1		Structure 2	
Niveau	G (kN)	Q (kN)	G (kN)	Q (kN)	G (kN)	Q (kN)	G (kN)	Q (kN)
N1	155.445	18.55	133.185	18.55	157.11	11.99	116.01	11.99
N2	291.44	46.375	231.34	46.375	286.91	29.975	195.06	29.975
N3	427.435	68.635	329.495	68.635	416.71	44.36	274.11	44.36
N4	563.43	85.33	427.65	85.33	546.51	55.15	353.16	55.15
N5	699.425	96.46	525.805	96.46	676.31	62.34	432.21	62.34
N6	835.42	102.025	623.96	102.025	806.11	65.94	511.26	65.94
N7	971.415	102.025	722.115	102.025	935.91	65.94	590.31	65.94
N8	1107.41	115.937	820.27	115.937	1065.71	74.93	669.36	74.93
N9	1248.485	129.85	923.505	129.85	1200.19	66.01	742.06	66.01
N10	1383.56	162.31	1020.74	162.31	1310.67	82.51	806.32	82.51
<b>Total</b>	<b>1383.56</b>	<b>162.31</b>	<b>1020.74</b>	<b>162.31</b>	<b>1310.67</b>	<b>82.51</b>	<b>806.32</b>	<b>82.51</b>

e) Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple

La section réduite du béton est égale à :  $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B \times \gamma_s} \right)} \Rightarrow B_r \geq 0.0531 N_u$

❖ Poteau centrale:  $S = 18.55m^2$

Tableau III.14 : Choix des sections des poteaux centraux (St 1).

Etage	G (kN)	Q (kN)	N <sub>u</sub> (kN)	B <sub>r</sub>	Cote	Min RPA	choix
Buanderie	155,45	18,55	237,68	12 620,58	11,23	30 × 30	30 × 30
7	291,44	46,38	463,01	24 585,65	15,68	30 × 30	30 × 30
6	427,44	68,64	679,99	36 107,46	19,00	30 × 30	30 × 30
5	563,43	85,33	888,63	47 186,01	21,72	30 × 30	30 × 30
4	699,43	96,46	1 088,91	57 821,32	24,05	30 × 30	30 × 30
3	835,42	102,03	1 280,85	68 013,37	26,08	30 × 30	30 × 30
2	971,42	102,03	1 464,45	77 762,18	27,89	30 × 30	30 × 30
1	1 107,41	115,94	1 668,91	88 619,07	29,77	30 × 30	30 × 30
RDC	1 248,49	129,85	1 880,23	99 840,20	31,60	30 × 30	35 × 35
SS	1 383,56	162,31	2 111,27	112 108,49	33,48	30 × 30	35 × 35

Tableau III.15 : Choix des sections des poteaux centraux (St 2).

Etage	G (kN)	Q (kN)	N <sub>u</sub> (kN)	B <sub>r</sub>	Cote	Min RPA	choix
Buanderie	133,19	18,55	207,62	11 024,87	10,50	30 × 30	30 × 30
7	231,34	46,38	381,87	20 277,38	14,24	30 × 30	30 × 30
6	329,50	68,64	547,77	29 086,63	17,05	30 × 30	30 × 30
5	427,65	85,33	705,32	37 452,62	19,35	30 × 30	30 × 30
4	525,81	96,46	854,53	45 375,37	21,30	30 × 30	30 × 30
3	623,96	102,03	995,38	52 854,86	22,99	30 × 30	30 × 30
2	722,12	102,03	1 127,89	59 891,11	24,47	30 × 30	30 × 30
1	820,27	115,94	1 281,27	68 035,44	26,08	30 × 30	30 × 30
RDC	923,51	129,85	1 441,51	76 544,01	27,67	30 × 30	30 × 30
SS	1 020,74	162,31	1 621,46	86 099,74	29,34	30 × 30	30 × 30

f) Vérification de critère de résistance:  $\frac{N_u}{B} \leq f_{bu} = 17MPa$

Tableau III.16 : Vérification de critère de résistance (St 1).

Etage	N <sub>u</sub> (kN)	choix	N <sub>u</sub> /B	choix2	N <sub>u</sub> /B2	Vérifiée
Buanderie	237,68	30 × 30	2,64	30 × 30	2,64	Oui
7	463,01	30 × 30	5,14	30 × 30	5,14	Oui
6	679,99	30 × 30	7,56	30 × 30	7,56	Oui
5	888,63	30 × 30	9,87	30 × 30	9,87	Oui
4	1 088,91	30 × 30	12,10	30 × 30	12,10	Oui
3	1 280,85	30 × 30	14,23	30 × 30	14,23	Oui
2	1 464,45	30 × 30	16,27	30 × 30	16,27	Oui
1	1 668,91	30 × 30	18,54	35 × 35	13,62	Oui
RDC	1 880,23	35 × 35	15,35	35 × 35	15,35	Oui
SS	2 111,27	35 × 35	17,23	40 × 40	13,20	Oui

**Tableau III.17 :** Vérification de critère de résistance (St 2).

Etage	$N_u$ (kN)	choix	$N_u/B$	Choix 2	$N_u/B2$	Vérifiée
Buanderie	207,62	30 × 30	2,31	30 × 30	2,31	Oui
7	381,87	30 × 30	4,24	30 × 30	4,24	Oui
6	547,77	30 × 30	6,09	30 × 30	6,09	Oui
5	705,32	30 × 30	7,84	30 × 30	7,84	Oui
4	854,53	30 × 30	9,49	30 × 30	9,49	Oui
3	995,38	30 × 30	11,06	30 × 30	11,06	Oui
2	1 127,89	30 × 30	12,53	30 × 30	12,53	Oui
1	1 281,27	30 × 30	14,24	30 × 30	14,24	Oui
RDC	1 441,51	30 × 30	16,02	30 × 30	16,02	Oui
SS	1 621,46	30 × 30	18,02	35 × 35	13,24	Oui

**g) Vérification ELS**

**Tableau III.18 :** Vérification poteaux centraux à l'ELS.

Etage	Structure 1			Structure 2			$0.6f_{c28}$ (MPa)	Vérifiée
	choix	Ns	$\frac{Ns}{1.5B}$	choix	Ns	$\frac{Ns}{1.5B}$		
Buanderie	30 × 30	174,00	1,68	30 × 30	151,74	1,47	18	Oui
7	30 × 30	337,82	3,26	30 × 30	277,72	2,68	18	Oui
6	30 × 30	496,07	4,79	30 × 30	398,13	3,85	18	Oui
5	30 × 30	648,76	6,27	30 × 30	512,98	4,96	18	Oui
4	30 × 30	795,89	7,69	30 × 30	622,27	6,01	18	Oui
3	30 × 30	937,45	9,06	30 × 30	725,99	7,01	18	Oui
2	30 × 30	1 073,44	10,37	30 × 30	824,14	7,96	18	Oui
1	35 × 35	1 223,35	8,68	30 × 30	936,21	6,93	18	Oui
RDC	35 × 35	1 378,34	9,78	30 × 30	1 053,36	7,80	18	Oui
SS	40 × 40	1 545,87	8,40	35 × 35	1 183,05	6,43	18	Oui

❖ **Poteau de rive :  $S = 11.99 m^2$**

**Tableau III.19 :** Choix des sections des poteaux de rives (St 1).

Etage	$G$ (kN)	$Q$ (kN)	$N_u$ (kN)	$B_r$	Cote	min RPA	choix
Buanderie	157,11	11,99	230,08	12 217,43	11,05	30 × 30	30 × 30
7	286,91	29,975	432,29	22 954,65	15,15	30 × 30	30 × 30
6	416,71	44,36	629,10	33 405,13	18,28	30 × 30	30 × 30
5	546,51	55,15	820,51	43 569,27	20,87	30 × 30	30 × 30
4	676,31	62,34	1 006,53	53 446,66	23,12	30 × 30	30 × 30
3	806,11	65,94	1 187,16	63 038,12	25,11	30 × 30	30 × 30
2	935,91	65,94	1 362,39	72 342,83	26,90	30 × 30	30 × 30
1	1065,71	74,93	1 551,10	82 363,60	28,70	30 × 30	30 × 30
RDC	1200,19	66,01	1 719,27	91 293,32	30,21	30 × 30	35 × 35
SS	1310,67	82,51	1 893,17	100 527,30	31,71	30 × 30	35 × 35



**Tableau III.20 :** Choix des sections des poteaux de rives (St 2).

Etage	G (kN)	Q (kN)	N <sub>u</sub> (kN)	B <sub>r</sub>	Cote	min RPA	choix
Buanderie	116,01	11,99	174,60	9 271,18	9,63	30 × 30	30 × 30
7	195,06	29,98	308,29	16 370,38	12,79	30 × 30	30 × 30
6	274,11	44,36	436,59	23 182,85	15,23	30 × 30	30 × 30
5	353,16	55,15	559,49	29 708,97	17,24	30 × 30	30 × 30
4	432,21	62,34	676,99	35 948,35	18,96	30 × 30	30 × 30
3	511,26	65,94	789,11	41 901,79	20,47	30 × 30	30 × 30
2	590,31	65,94	895,83	47 568,49	21,81	30 × 30	30 × 30
1	669,36	74,93	1 016,03	53 951,25	23,23	30 × 30	30 × 30
RDC	742,06	66,01	1 100,80	58 452,27	24,18	30 × 30	30 × 30
SS	806,32	82,51	1 212,30	64 372,97	25,37	30 × 30	30 × 30

h) Vérification de critère de résistance:  $\frac{N_u}{B} \leq f_{bu} = 17MPa$

**Tableau III.21 :** Vérification de critère de résistance.

Etage	Structure 1					Structure 2		
	choix	N <sub>u</sub> /B	choix2	N <sub>u</sub> /B2	Vérifiée	choix	N <sub>u</sub> /B	Vérifiée
Buanderie	30 × 30	2,56	30 × 30	2,56	Oui	30 × 30	1,94	Oui
7	30 × 30	4,80	30 × 30	4,80	Oui	30 × 30	3,43	Oui
6	30 × 30	6,99	30 × 30	6,99	Oui	30 × 30	4,85	Oui
5	30 × 30	9,12	30 × 30	9,12	Oui	30 × 30	6,22	Oui
4	30 × 30	11,18	30 × 30	11,18	Oui	30 × 30	7,52	Oui
3	30 × 30	13,19	30 × 30	13,19	Oui	30 × 30	8,77	Oui
2	30 × 30	15,14	30 × 30	15,14	Oui	30 × 30	9,95	Oui
1	30 × 30	17,23	35 × 35	12,66	Oui	30 × 30	11,29	Oui
RDC	35 × 35	14,03	35 × 35	14,03	Oui	30 × 30	12,23	Oui
SS	35 × 35	15,45	35 × 35	15,45	Oui	30 × 30	13,47	Oui

i) Vérification ELS

**Tableau III.22 :** Vérification poteaux de rives à l'ELS.

Etage	Structure 1			Structure 2			0.6f <sub>c28</sub> (MPa)	Vérifiée
	choix	Ns	$\frac{Ns}{1.5B}$	choix	Ns	$\frac{Ns}{1.5B}$		
Buanderie	30 × 30	169,1	1,63	30 × 30	128,00	1,24	18	Oui
7	30 × 30	316,885	3,06	30 × 30	225,04	2,17	18	Oui
6	30 × 30	461,07	4,45	30 × 30	318,47	3,08	18	Oui
5	30 × 30	601,66	5,81	30 × 30	408,31	3,95	18	Oui
4	30 × 30	738,65	7,14	30 × 30	494,55	4,78	18	Oui
3	30 × 30	872,05	8,43	30 × 30	577,20	5,58	18	Oui
2	30 × 30	1001,85	9,68	30 × 30	656,25	6,34	18	Oui
1	35 × 35	1140,64	8,10	30 × 30	744,29	7,19	18	Oui
RDC	35 × 35	1266,2	8,99	30 × 30	808,07	7,81	18	Oui
SS	35 × 35	1393,18	9,89	30 × 30	888,83	8,59	18	Oui

### III.4.3. Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales. Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'**RPA 99 version 2003**.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{22} \right\}$$

Pour le R.D.C :  $h_e = 450 - 21 = 426 \text{ cm}$ .

$$a \geq \max \{ 15 \text{ cm} ; 19.5 \text{ cm} \}$$

$$a \geq 19.5 \text{ cm}$$

Pour les autres étages :  $h_e = 323 - 21 = 302 \text{ cm}$ .

$$a \geq \max \{ 15 \text{ cm} ; 13.72 \text{ cm} \}$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

Pour la buanderie :  $h_e = 327 - 21 = 306 \text{ cm}$ .

$$a \geq \max \{ 15 \text{ cm}, 13.90 \text{ cm} \}$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

On adoptera :  $a = 20 \text{ cm}$  pour l'ensemble des étages.

### III.5. CONCLUSIONS

- ▶ Le choix d'épaisseur des planchers est le même pour les deux structures avec un plancher en corps creux de  $16 + 5 \text{ cm}$  est dalle pleine de  $15 \text{ cm}$ .
- ▶ Une différence de  $0.84 - 2.04 \text{ kN/m}^2$  entre les charges permanentes des deux structures.
- ▶ Une différence de  $2.43 \text{ kN/m}^2$  entre les charges des murs extérieurs des deux structures.
- ▶ Pour les deux cas d'étude, on a choisi les dimensions d'éléments résistants au suivant:
  - Des poutres porteuses :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
  - Des poutres non porteuses :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$
  - Des poteaux carrés:  $a = 40 \text{ cm}$  (SS),  $a = 35 \text{ cm}$  (RDC et 1<sup>er</sup> étage),
  - $a = 30 \text{ cm}$  (2<sup>ème</sup> étage jusqu'à la buanderie) pour la première structure.
  - Des poteaux carrés:  $a = 30 \text{ cm}$  pour tous les étages de la deuxième structure.
  - Des voiles de  $20 \text{ cm}$  d'épaisseur pour les deux structures.

# **IV. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES**

## IV.1. INTRODUCTION

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires qui comporte notre structure. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

## IV.2. ACROTÈRE

### IV.2.1. Evaluation des charges

Le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée dont les dimensions suivantes:

Tableau IV.1 : Données de calcul d'acrotère.

Largeur (cm)	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface transversale (m <sup>2</sup> )	G (kN/m)	Q (kN/m)
100	60	10	0.069	2.157	1.00

#### a) L'action des forces horizontales $F_p$ [1]

L'action des forces horizontales est donnée par :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.157 = 1.726 \text{ kN/ml}$$

$$Q_h = \text{Max}(1.5Q ; F_p) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} F_p = 1.726 \text{ kN/ml} \\ 1.5Q = 1.5 \text{ kN/ml} \end{array} \right\} = 1.726 \text{ kN/ml}$$

### IV.2.2. Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

Tableau IV.2 : Les efforts de l'acrotère.

E.L.U			E.L.S		
$N_u$ (kN)	$M_u$ (kN.m)	$T_u$ (kN)	$N_{ser}$ (kN)	$M_{ser}$ (kN.m)	$T_{ser}$ (kN)
2.91	1.55	2.59	2.16	1.04	1.73

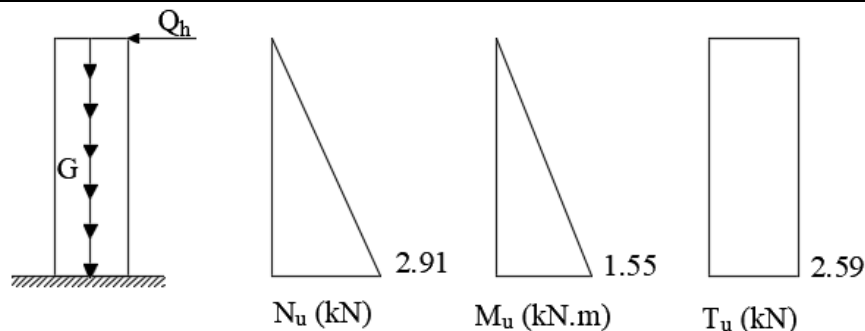


Figure IV.1 : Efforts internes de l'acrotère.

### IV.2.3. Ferrailage de l'acrotère

Le calcul du ferrailage se fera pour une section rectangulaire (100 × 10) cm<sup>2</sup> soumise à la flexion composée. (Organigramme [Annexe C])

Données :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 10 \text{ cm}$  ;  $d = 8 \text{ cm}$  ;  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$

**Tableau IV.3 :** Ferrailage de l'acrotère.

$M_f$ (kN.m)	$\mu$	$\mu \leq \mu_R$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_{sf}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{s1}$	$A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )
1.637	0.015	Oui	0.0189	7.939	47.43	0	0.41

#### IV.2.4. Vérification de la section d'acier selon le [2]

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :  $A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \{1 \text{ cm}^2; 0.88 \text{ cm}^2\} \text{ Donc } A_s^{min} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour **5T6 = 1.41 cm<sup>2</sup>** ; Avec un espacement  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

#### IV.2.5. Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

##### Remarque

La hauteur de l'acrotère est de **60 cm** et les armatures de répartition sont obtenues en fonction d'armatures longitudinales qui sont par mètre linéaire donc on doit multiplier par **0.6 m**.

$$A_r = 0.35 \times 0.6 = 0.21 \text{ cm}^2 \text{ On choisit } \mathbf{4T6 = 1.13 \text{ cm}^2}$$
 avec :  $S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$

#### IV.2.6. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable. (**Organigramme [Annexe C]**)

**Tableau IV.4 :** Vérification à l'ELS.

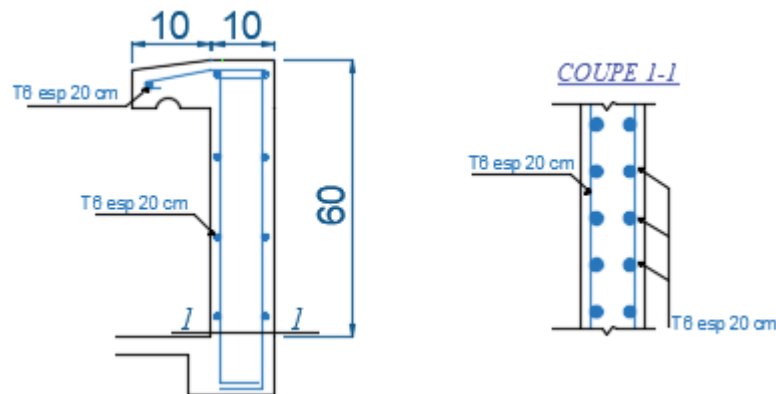
$N_{ser}$ (kN)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma'_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
2.16	0.66	18	97.75	-16.97	250	Vérifiée

#### IV.2.7. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1.73 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.022 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{vérifiée}$$



**Figure IV.2 :** Ferrailage de l'acrotère.

### IV.3. LES PLANCHERS

#### IV.3.1. Plancher corps creux

##### a) Calcul des poutrelles (Poutrelle en treillis métallique) [7]

L'armature de la poutrelle RAID est constituée de deux aciers de base et d'un acier supérieur parallèles, reliés entre eux par deux nappes de treillis formées d'un fil continu plié en V (type Warren). Le pas du treillis est égal à 20 cm. Ces composants, après assemblage par soudure électrique par points, constituent une membrure triangulaire ouverte et légère.

La ligne de production permet de réaliser toutes les hauteurs comprises de 7 à 30 cm.

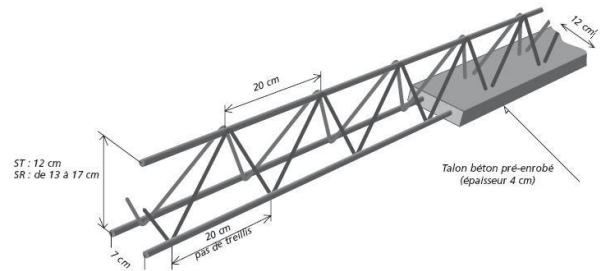


Figure IV.3 : Poutrelle en treillis.

##### b) Définition des matériaux [7]

###### ❖ Acier

Armatures des poutrelles et des raidisseurs :

- 1) L'armature inférieure des poutrelles est du type FeE500 à fil à haute adhérence (selon la norme NF A 35-019) Diamètres  $\phi 5$  à  $\phi 14$  mm ;
- 2) Les diagonales reliant les deux membrures sont en acier FeE500 lisse ou haute adhérence Diamètres  $\phi 4$  -  $\phi 5$  ou  $\phi 6$  mm ( $\phi 6$  pour les renforts d'effort tranchant) ;
- 3) L'armature supérieure des poutrelles est du type FeE500 à fil cranté ou lisse.

###### ❖ Béton

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

##### c) Hypothèses de calcul [7]

Il faut que :

$$M_{ru} > M_u$$

$$V_{ru} > V_u$$

Cette méthode consiste à proposer un ferrailage puis faire les vérifications nécessaires.

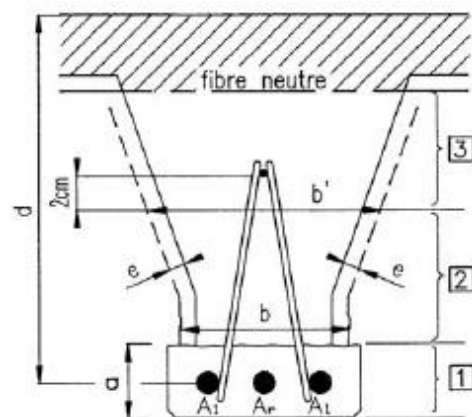


Figure IV.4 : Schéma statique de la poutrelle en treillis.

On prend le ferrailage des travées  $3 \text{ HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$  pour les deux structures.

Le calcul ainsi que les vérifications à faire sont données par le tableau suivant :

**Tableau IV.5 : Justification de la Résistance des Poutrelles.**

<b>Justification de la Résistance des Poutrelles en treillis métalliques pré-enrobées</b>			
<b>Donnés pour le calcul</b>			
Epaisseur du Plancher (16+5)	e =	21	cm
<b>Caractéristiques des matériaux</b>			
Résistance caractéristique du béton a la compression	$f_{c28} =$	30	MPa
Résistance caractéristique du béton a la traction	$f_{t28} =$	2,4	MPa
Limite d'élasticité garantie de l'acier	$f_e =$	500	MPa
Contrainte tangente ultime	$\tau_{bu} =$	0,75	MPa
<b>Sollicitations à l'ELU</b>			
Moment fléchissant ultime (St1)	$M_u =$	14,3	kN.m
Effort tranchant ultime (St1)	$V_u =$	17,2	kN
Moment fléchissant ultime (St2)	$M_u =$	12,1	kN.m
Effort tranchant ultime (St2)	$V_u =$	14,5	kN
<b>Paramètres de calcul</b>			
Hauteur de la semelle pré-enrobée	a =	4	cm
Largeur de la semelle pré-enrobée	b =	12	cm
Largeur poutrelle a 2cm de la membrure supérieur	b' =	16	cm
Section d'armature membrure inférieur	$A_t =$	1,57	cm <sup>2</sup>
Section d'armature membrure supérieur	$A_c =$	1,13	cm <sup>2</sup>
Armature de renfort	$A_r =$	0,79	cm <sup>2</sup>
Hauteur utile du montage	d =	18,9	cm
Entraxe des poutrelles	X =	60	cm
Diamètre des diagonales du treillis	$\varphi_{treillis} =$	5	mm
Résistance garantie (à 95 %) à rupture des soudures	R =	9,8	kN
Pas du treillis	$S_t =$	20	cm
Angle entre les diagonales du treillis et l'armature longitudinale	$\alpha =$	54	°
<i>Glissement unitaire à rupture caractérisant la résistance du treillis au cisaillement horizontal</i>			
(dans le plan de la reprise de bétonnage), il est donné par :			
$C = \frac{2 F_s \cdot 2 \sin \alpha}{S_t}$	=	1,379	kN/cm
<i>Glissement unitaire à rupture caractérisant la résistance du treillis à la fissuration oblique, il est donné par :</i>			
$G = \frac{2 F_s \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha) \cdot 0,9}{S_t}$	=	1,071	kN/cm
Avec :			
$F_s = \min \left( \frac{A_t \cdot f_e}{1,15} ; \frac{R}{1,15} \right)$	=	8,522	kN

Calcul du moment fléchissant résistant ultime				
Les moments fléchissant résistants des poutrelles à l'ELU sont calculés par l'expression :				
$M_{ru} = A_s \cdot \left( \frac{f_e}{1,15} \right) \cdot d \cdot \left[ 1 - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot \left( \frac{f_e}{1,15} \right)}{X \cdot d \cdot \left( \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{X \cdot d \cdot f_{c28}} \right)} \right]$				
$M_{ru} = 0,87 \cdot A_s \cdot f_e \cdot d \cdot \left[ 1 - 0,767 \cdot \frac{A_s \cdot f_e}{X \cdot d \cdot f_{c28}} \right]$		=	18,89	kN.m
<b>Structure 1</b>	$M_u =$	14,3	kN.m	<b>Ok</b>
<b>Structure 2</b>	$M_u =$	12,1	kN.m	<b>Ok</b>
Calcul de l'effort tranchant ultime				
$V_{ru} = \text{Min} \{V_{au} ; V_{bu} ; V_{cu} ; V_{du} \}$				
<b>Zone 1</b>				
$V_{au} = 2 \cdot a \cdot \tau_{bu} \cdot \frac{\sum A}{A_r} \cdot 0,9 \cdot d$		=	30,49	kN
<i>Rmq : Aucune vérification en l'absence de renfort Ar</i>				
<b>Zone surface de reprise de bétonnage</b>				
$V_{cu} = C \cdot d$		=	26,06	kN
<b>Zone 2</b>				
$V_{du} = (G + 0,3 f_{t28} \cdot b) \cdot d$		=	34,58	kN
<b>Zone 3</b>				
$V_{bu} = \tau_{bu} \cdot b' \cdot d$		=	22,68	kN
→	$V_{ru} =$	22,68	kN	
<b>Structure 1</b>	$V_u =$	17,2	kN	<b>Ok</b>
<b>Structure 2</b>	$V_u =$	14,5	kN	<b>Ok</b>

#### d) Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$Si : \begin{cases} 50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \Rightarrow A_2 = \frac{A_1}{2} \\ L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \Rightarrow A_2 = \frac{A_1}{2} \end{cases}$$

Tel que :  $L = 60 \text{ cm}$  ;  $F_e = 520 \text{ MPa}$  (**Quadrillage de T.S. 520**)

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles  $A_1$

Donc on obtient :  $A_1 = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (dans une bande de 1 ml)

On choisit : **5T6 = 1.41 cm<sup>2</sup>**

Remarque : on choisit 5 barres à fin de garder l'espacement  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$



- Armatures parallèles aux poutrelles  $A_2$  ;  $A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.71 \text{ cm}^2$

On choisit :  $5T6 = 1.41 \text{ cm}^2$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on opte pour un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

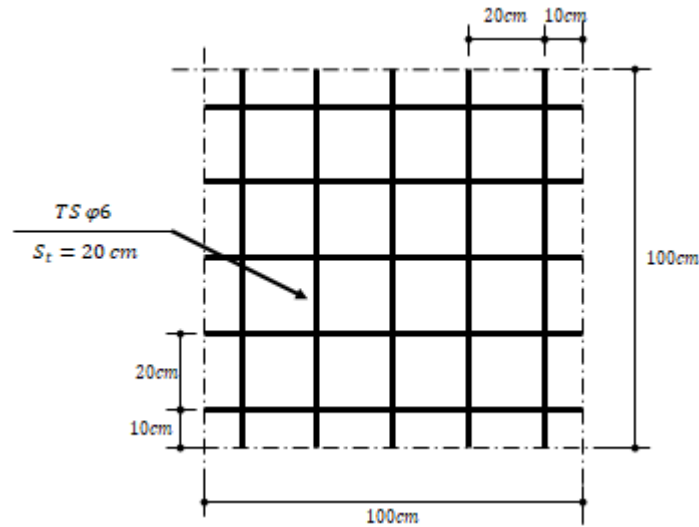


Figure IV.5 : Ferrailage de la dalle de compression.

### IV.3.2. Plancher dalle pleine triangulaire [10] [Annexe D]

Tableau IV.6 : Evaluation et combinaison des charges.

	$G \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$Q \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$q_u \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$q_{ser} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
St 1	6.11	1.5	10.50	7.61
St 2	5.27	1.5	9.36	6.77

#### a) Calcul des efforts internes

- $x_1 = 1.38 \text{ m}$
- $x_2 = 0.93 \text{ m}$
- $x_3 = 1.27 \text{ m}$

#### a).1. Travail extérieur

$$\tau_{ext} = \sum P_u S \delta_G$$

#### a).2. Travail intérieur

$$\tau_{int} = \sum m\omega a + \sum m'\omega a$$

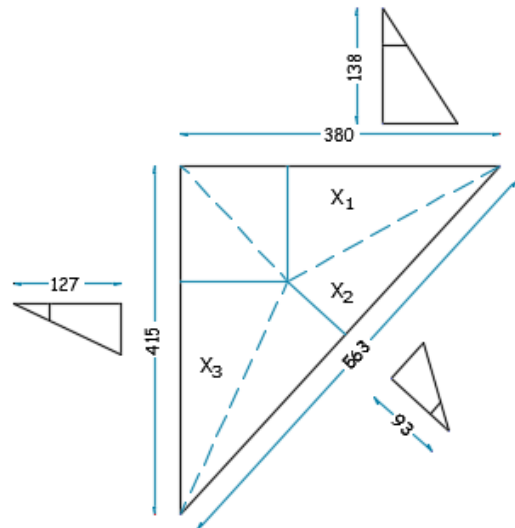


Figure IV.6 : Dimension de la dalle pleine triangulaire.

**Tableau IV.7 :** Calcul des efforts internes.

	Travail extérieur			Travail intérieur	
	$S_i (m^2)$	$\delta_{G,i}$	$\tau_{ext,i}$	$\omega_i$	$\tau_{int,i}$
<b>1</b>	2.622	1/3	0.874P	0.725	2.755(m + m')
<b>2</b>	2.618	1/3	0.873P	1.075	6.052(m + m')
<b>3</b>	2.635	1/3	0.878P	0.787	3.266(m + m')
<b>Σ</b>	-	-	2.625P	-	12.073 × (m + m')

Pour une dalle transformée en mécanisme :  $\tau_{ext} = \tau_{int}$

$$2.625P = 12.073 \times (m + m') \Rightarrow (m + m') = \frac{2.625P}{12.073}$$

$$\text{On a : } m' = 0.5m \Rightarrow m = \frac{2.625P_u}{1.5 \times 12.073} = 0.145P_u$$

**Tableau IV.8 :** Calcul du moment de plastification.

	Structure 1		Structure 2	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
<b>m</b>	1.52	1.10	1.36	0.98
<b>m'</b>	0.76	0.55	0.68	0.49

**b) Calcul de ferrailage**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.9 :** Ferrailage de la dalle pleine triangulaire.

		$M_u (kN.m)$	$A_s^{cal} (cm^2)$	$A_s^{min} (cm^2)$	Choix	$A_s^{adp} (cm^2)$
<b>St 1</b>	<b>Travée</b>	1.52	0.26	1.49	4T8	2.01
	<b>Appuis</b>	0.76	0.13	1.49	4T8	2.01
<b>St 2</b>	<b>Travée</b>	1.36	0.23	1.49	4T8	2.01
	<b>Appuis</b>	0.68	0.12	1.49	4T8	2.01

**c) Vérifications**

❖ **Condition de non fragilité**

En travée (Structure 1 et 2) :  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.49 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

Sur appuis (Structure 1 et 2) :  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.49 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

❖ **L'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$

$$\tau_{u,1} = \frac{14.09 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.104 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
 vérifiée

$$\tau_{u,2} = \frac{12.56 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.093 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
 vérifiée

❖ **Vérification des contraintes [2]**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.10 :** Vérification des contraintes de la dalle pleine triangulaire.

		$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
<b>St 1</b>	<b>Travée</b>	1.10	2.01	2.56	4167.7	0.676	C.V	43.31	C.V
	<b>Appuis</b>	0.55	2.01	2.56	4167.7	0.338	C.V	21.65	C.V
<b>St 2</b>	<b>Travée</b>	0.98	2.01	2.56	4167.7	0.602	C.V	38.58	C.V
	<b>Appuis</b>	0.49	2.01	2.56	4167.7	0.301	C.V	19.29	C.V

❖ **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les deux conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow 0.039 > 0.028 \text{ à } 0.037 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0014 < 0.004 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**IV.3.3. Calcul de la dalle pleine balcon**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

Epaisseur de la dalle :  $e = 15 \text{ cm}$

Portée de  $L = 1.50 \text{ m}$

**Tableau IV.11 :** Les sollicitations de la dalle pleine.

	$G$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$F$ (kN)	$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$F_u$ (kN)	$q_{ser}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$F_{ser}$ (kN)	$M_t$ (kN.m)	$T$ (kN)
<b>St1</b>	5.61	2.5	8	11.32	10.8	8.11	8	28.94	27.79
<b>St2</b>	5.19	2.5	1.09	10.76	1.47	7.69	1.09	14.31	17.61

**a) Calcul de ferrailage**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$

Données :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$  ;  $d = 13.5 \text{ cm}$

**Tableau IV.12 :** Ferrailage de la dalle pleine.

	$M_t$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$esp$ (cm)	$A_{rep}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
<b>St 1</b>	28.94	5.185	5T14	7.70	20	$1.92 \leq A_{rep} \leq 3.85$	5T8 = 2.5 cm <sup>2</sup>
<b>St 2</b>	14.31	2.497	5T10	3.95	20	$0.99 \leq A_{rep} \leq 1.98$	5T8 = 2.5 cm <sup>2</sup>

**b) Vérifications**

❖ **Condition de non fragilité**

Structure 1 :  $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.49 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Structure 2 :  $A_s = 3.95 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.49 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3 \text{ MPa}$

$$\tau_{u1} = \frac{27.79 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\tau_{u2} = \frac{17.61 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification vis-à-vis de l'ELS**

**Vérification des contraintes :**

La fissuration est préjudiciable.

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.13 : Vérification des contraintes.**

	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
<b>St 1</b>	21.12	7.70	7.75	Vérifiée	228.87	Vérifiée
<b>St 2</b>	10.29	3.95	4.83	Vérifiée	210.94	Vérifiée

❖ **Vérification de la flèche**

Si les trois conditions sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

1.  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.15 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

2.  $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.70}{100 \times 13.5} = 0.0057 \leq 0.0084 \quad \text{Ok (St 1)}$

2.  $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.95}{100 \times 13.5} = 0.0029 \leq 0.0084 \quad \text{Ok (St 2)}$

3.  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{100} = 0.15 \geq 0.1 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

**IV.4. LES ESCALIERS (à deux volées)**

L'escalier est une construction architecturale constitué d'une suite régulière de marche qui permet d'accéder à un étage ou de passer d'un niveau à un autre.

Hauteur de marche (valeur moyenne) :  $13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$  ; Alors on prend  $h = 17 \text{ cm}$

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis avec un chargement qui est uniformément répartie.

**IV.4.1. Relation de Blondel**

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel :

$$2h + g = 59 \text{ à } 66 \text{ cm} ; \text{ On prend } g + 2h = 64 \text{ cm}$$

**IV.4.2. Calculs des escaliers**

Hauteur de gravir : Etage courant :  $H_1 = H_2 = 161.5 \text{ cm}$

$$\text{RDC} : H_1 = H_2 = 225 \text{ cm}$$

$$\text{Condition de flèche} : \frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 : Détail des escaliers.

	Hauteur d'étage ( $H_e$ )	Hauteur de contre marche (h)	Largeur de marche (g)	Nombres de marches	Nombres de contres marches	Largeur totale des marches	$\alpha$	Langueur paillasse (volée)	$E_p$ (cm)
E.C	3.23	17	30	9	10	270	30.88°	314.67	15
RDC	4.50	17	30	13	14	390	30°	450	15

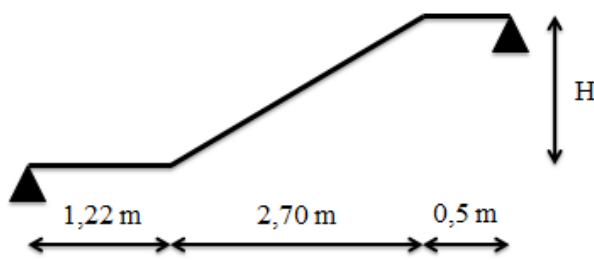


Figure IV.7 : Schéma statique d'escalier d'étage courant.

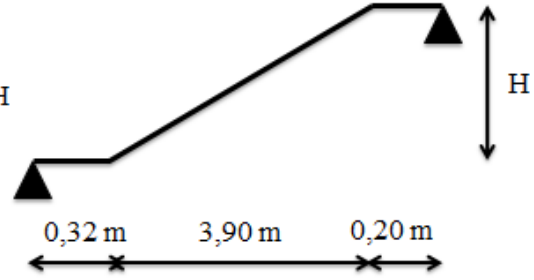


Figure IV.8 : Schéma statique d'escalier de RDC.

a) Calcul des moments max et effort Tranchants max

❖ Evaluation des charges

( $\alpha = 30^\circ$ )

Tableau IV.15 : Evaluation des charges d'escalier.

Evaluation des charges de la volée d'escalier				
	$G$ (kN)	$Q$ (kN)	$q_u = \frac{1.35G + 1.5Q}{\cos \alpha}$	$q_s = \frac{G + Q}{\cos \alpha}$
Paillasse (volée) ( $q_2$ )	8.445	2.5	17.49	12.64
Evaluation des charges du palier d'escalier				
	$G$ (kN)	$Q$ (kN)	$q_u = (1.35G + 1.5Q)$	$q_s = (G + Q)$
Palier ( $q_1=q_3$ )	5.25	2.5	10.84	7.75

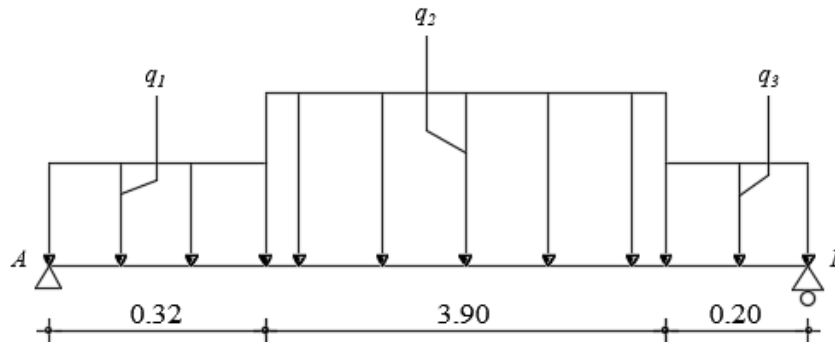


Figure IV.9 : Schéma statique des charges.

❖ Calcul des moments max

ELU

- Moment isostatique :  $M_0 = 42.47 \text{ kN.m}$
- Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 36.1 \text{ kN.m}$
- Moment sur appui :  $M_a = 0.30 M_0 = 12.74 \text{ kN.m}$

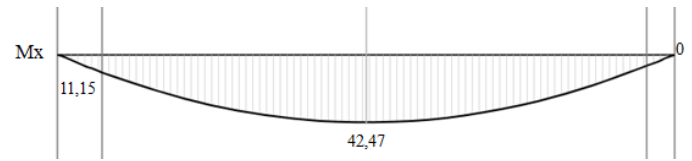


Figure IV.10 : Diagramme des moments à l'ELU.

ELS

- Moment isostatique :  $M_0 = 30.69 \text{ kN.m}$
- Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 26.09 \text{ kN.m}$
- Moment sur appui :  $M_a = 0.30 M_0 = 9.21 \text{ kN.m}$

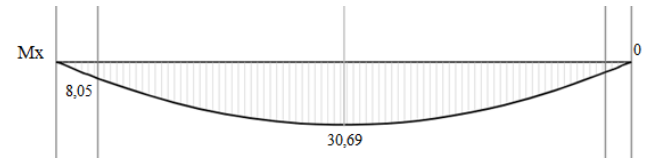


Figure IV.11 : Diagramme des moments à l'ELS.

❖ Calcul efforts Tranchants max

Les résultats obtenus sont dans le tableau :

Tableau IV.16 : Les efforts tranchants max.

Appuis	ELU		ELS	
	R <sub>A</sub>	R <sub>B</sub>	R <sub>A</sub>	R <sub>B</sub>
Réaction	36.57	37.28	26.40	26.92

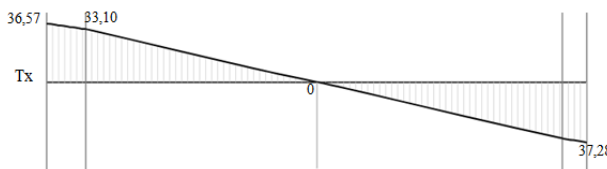


Figure IV.12 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

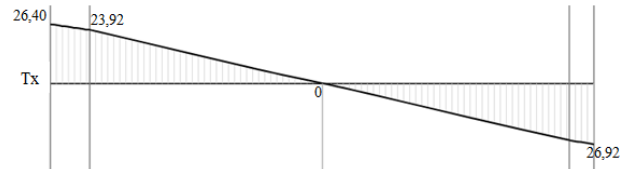


Figure IV.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

b) Ferrailage à l'E.L.U

Tableau IV.17 : Ferrailage d'escalier.

Section	$M_u (kN.m)$	$A_s (cm^2/ml)$	$A_s^{min} (cm^2)$	Choix	$A_s^{adp} (cm^2)$	St (cm)
Travée	36.1	6.56	1.49	5T14	7.70	20
Appuis	12.74	2.22	1.49	3T12	3.39	25

En travée :  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.93 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 3.85 \text{ cm}^2/ml$

Le choix est de 3T12 = 3.39 cm<sup>2</sup> avec :  $s_t = 33 \text{ cm}$

**Sur appui :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.85 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 1.69 \text{ cm}^2/ml$

Le choix est de 3T10 = 2.36 cm<sup>2</sup> avec: s<sub>t</sub> = 33 cm

**IV.4.3. Vérifications**

**a) CNF**

En travée : A<sub>s</sub> = 7.70 cm<sup>2</sup> > A<sub>s</sub><sup>min</sup> = 1.49 cm<sup>2</sup> .....Vérifiée

Sur appuis : A<sub>s</sub> = 3.39 cm<sup>2</sup> > A<sub>s</sub><sup>min</sup> = 1.49 cm<sup>2</sup> .....Vérifiée

**b) Effort tranchant**

On doit vérifier que : τ<sub>u</sub> ≤ τ̄<sub>u</sub>

$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  (Fissuration peu préjudiciable)

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{37.28 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.276 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  Vérifiée

**c) Vérification à l'E.L.S**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Avec : n = 15 ; d' = 1.5 cm ; d = 13.5 cm ; b = 100cm ; A'<sub>s</sub> = 0

**Tableau IV.18 :** Vérification à l'ELS.

	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
<b>Travée</b>	26.09	7.70	4.55	12391.72	9.58	Vérifiée
<b>Appuis</b>	9.21	3.39	3.23	6486.57	4.59	Vérifiée

**d) Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u} \dots\dots\dots$  (1)

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots$  (2)

Avec : h : hauteur de la cage d'escalier = 4.50 m

L : La distance entre appui = 4.42 m

(1)  $\Leftrightarrow \frac{4.50}{4.42} \geq \frac{1}{18} \times \frac{26.09}{36.1} \Rightarrow 1.018 > 0.040$  (en travée)

(1)  $\Leftrightarrow \frac{4.50}{4.42} \geq \frac{1}{18} \times \frac{9.21}{12.74} \Rightarrow 1.018 > 0.040$  (sur appui)

et  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 1.018 > 0.0625 \dots\dots\dots$  condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

**IV.5. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE**

**IV.5.1. Dimensionnement**

$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 17.33 \leq h \leq 26$  ; On opte pour h = 30 cm, b = 30 cm

### IV.5.2. Vérification des conditions de [1]

$h \geq 30 \text{ cm}$  ..... Vérifiée

$b \geq 20 \text{ cm}$  ..... Vérifiée

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b}$  ..... Vérifiée

### IV.5.3. Calcul des charges

Poids propre de la poutre :

$$g_0 = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ kN/ml}$$

### IV.5.4. Calcul des sollicitations

Tableau IV.19 : Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
- $R_B = 37.28 \text{ kN}$	- $R_B = 26.92 \text{ kN}$
- $P_u = 1.35g_0 + R_B = 40.32 \text{ kN/ml}$	- $P_s = g_0 + R_B = 29.17 \text{ kN/ml}$
- $M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = 34.07 \text{ kN.m}$	- $M_0 = \frac{P_s \times l^2}{8} = 24.65 \text{ kN.m}$
- $M_t = 0.75 M_0 = 25.55 \text{ kN.m}$	- $M_t = 0.75 M_0 = 18.49 \text{ kN.m}$
- $M_a = 0.30 M_0 = 10.22 \text{ kN.m}$	- $M_a = 0.30 M_0 = 7.39 \text{ kN.m}$
- $V_u = \frac{P_u \times l}{2} = 52.42 \text{ kN}$	- $V_s = \frac{P_s \times l}{2} = 37.92 \text{ kN}$

### IV.5.5. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.20 : Ferrailage de la poutre palière.

Section	$M_u \text{ (kN.m)}$	$\mu$	$A'_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$a$	$Z \text{ (cm)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	25.55	0.069	0	0.089	26.04	2.26	4.50
Appuis	10.22	0.027	0	0.035	26.62	0.88	4.50

Exigence du RPA ART7.5.2.1

$$A = 0.5 \% b.h \Rightarrow A_{min} = 4.50 \text{ cm}^2$$

### IV.5.6. Vérification à l'E.L.U

#### a) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{52.42 \times 10^3}{300 \times 300} = 0.582 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

#### b) Calcul de l'espacement $S_t$

$S_t \leq \text{Min} (0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 24.3 \text{ cm}$  On opte :  $S_t = 15 \text{ cm}$  en travée et  $S_t = 10 \text{ cm}$  sur appui.



### IV.5.7. Calcul de la poutre palière à la torsion

Le moment de torsion uniformément répartie  $M_t$  est engendrée par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (**aux appuis**).

$$M_t = M_a = 12.74 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{max} = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{12.74 \times 2.60}{2} = 16.56 \text{ kN.m}$$

#### a) Ferrailage

$$A_t = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 0.0625$$

$$\text{Avec : } e = b/6 = 0.05 \text{ m}$$

$$\mu = 4b/3 + 2h = 1 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{16.56 \times 1 \times 1.15 \times 10^{-3}}{2 \times 500 \times 0.0625} = 3.05 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{16.56 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 2.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

Pour le ferrailage longitudinal

$$A_s = A_{flexion} + A_{torsion}$$

$$\text{En travée } A_s = 2.26 + 3.05 = 5.31 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appui } A_s = 0.88 + 3.05 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

#### b) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \sqrt{\tau_f s^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0.582^2 + 2.65^2} = 2.713 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

#### c) Calcul des armatures transversales

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$  en travée et  $S_t = 7 \text{ cm}$  sur appuis.

$$A_t^{min} \geq 0.003 \times S_t \times b \dots \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \Rightarrow A_t = 0.30 \text{ cm}^2$$

D'où  $A_t = 0.9 + 0.30 = 1.20 \text{ cm}^2$ . Soit un cadre et un étrier de **4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**

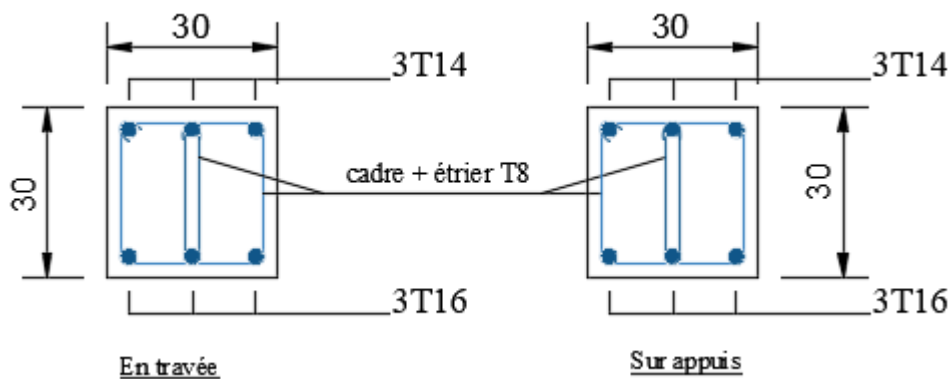


Figure IV.14 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

# **V. ETUDE SISMIQUE**

## V.1. INTRODUCTION

Le séisme provoqué par le mouvement de la terre est un événement naturel qui ne menace la vie humaine que dans de rares cas tels qu'un glissement de terrain ou de grandes vagues destructrices. Le véritable danger posé par le séisme provient de son effet sur les structures.

Le but de la conception d'un bâtiment résistant aux séisme est d'assurer la survie et la sécurité de la vie sans migration lors du séisme le plus grave prévu dans la région où le bâtiment est construit pendant sa durée de vie.

## V.2. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

Les Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99 v2003**) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations qui sont :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accéléro-grammes.

Notre projet est :

- De forme irrégulière ;
- Implantée en Zone sismique III ;
- Groupe d'usage 2 ;
- Hauteur totale égale à 30.38 m.

Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées, c'est pour cela l'étude sismique sera conduite par l'analyse modale spectrale qui a été faite avec le logiciel de calcul « **SAP2000 v14.2.2** »

### V.2.1. La méthode dynamique modale spectrale [1] (Art 4.3)

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.

#### a) Le Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul (**Equation 4.13**) [1]

Représentation graphique du spectre de réponse.

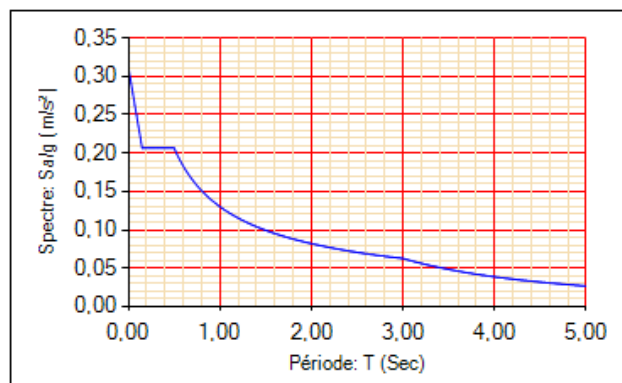


Figure V.1 : Spectre de réponse.

**b) Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente**

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales (suivant les axes centraux principaux des deux structures en plan) selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \quad [1]$$

- ❖ **A** : Coefficient d'accélération de zone  $A = 0.25$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique III} \end{array} \right.$
- ❖ **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen

En fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.2) [1]$$

- ▶  $T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) [1]

$$\text{Site meuble S3} \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$$

- ▶  $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par :  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$  (4.3) [1]

$$\text{avec ; } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0.88$$

- ▶ **Estimation de la période fondamentale de la structure [1]**

$$T = \min \begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} & (4.6) \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} & (4.7) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.577 \text{ s} \\ T_y = 0.647 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.999 \\ D_y = 1.852 \end{cases}$$

- ❖ **Q** : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1.20$$

$P_q$  Est la pénalité à retenir selon si le critère de qualité q « est satisfait ou non ».

- ❖ **R** : Coefficient de comportement global de la structure

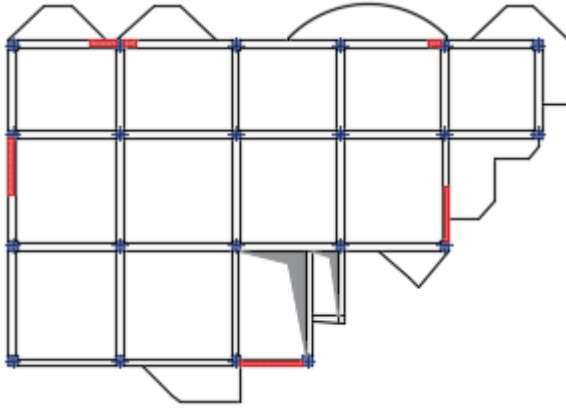
Sa valeur unique est donnée par le tableau (3.4) [1] en fonction du système de contreventement.

$R = 4$  Portiques contreventés par des voiles en béton armé « système 4b » (Art 3.4) [1]

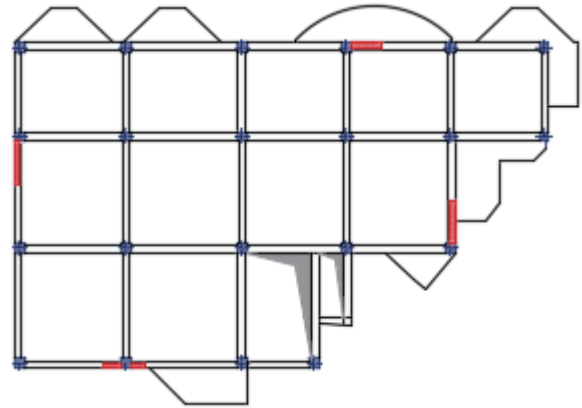
**Tableau V.1 :** Coefficients pour le calcul de la force sismique totale.

		<b>A</b>	<b>D</b>	<b>Q</b>	<b>R</b>	<b>V</b>
<b>St 1</b>	X	0.25	1.999	1.2	4	0.1499 W
	Y		1.852	1.2		0.1389 W
<b>St 2</b>	X	0.25	1.999	1.2	4	0.1499 W
	Y		1.852	1.2		0.1389 W

### V.3. RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE DES MODELES INITIALS



**Figure V.2 :** Disposition des voiles du modèle initial (St 1).



**Figure V.3 :** Disposition des voiles du modèle initial (St 2).

#### Remarque

Sections de poteaux pour le modèle initial (St 1) :  $a = 35 \text{ cm}$  RDC et 1<sup>ère</sup> étage,  $a = 30 \text{ cm}$  2<sup>ème</sup> jusqu'à la buanderie.

Sections de poteaux pour le modèle initial (St 2) :  $a = 30 \text{ cm}$  pour tous les étages.

#### V.3.1. Caractéristiques dynamiques propres

**Tableau V.2 :** Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial (St 1).

<b>Modes</b>	<b>Périodes (s)</b>	<b>Facteur de participation massique (%)</b>					
		$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$
<b>1</b>	<b>1,388054</b>	0,04325	<b>0,68416</b>	8,24E-09	0,04325	0,68416	8,24E-09
<b>2</b>	1,28554	<b>0,68606</b>	0,04621	0,00001227	0,72931	0,73037	0,00001228
<b>3</b>	1,035699	<b>0,00643</b>	<b>0,00306</b>	0,000004657	0,73574	0,73343	0,00001693
<b>4</b>	0,37733	0,0232	0,12305	0,000001391	0,75894	0,85648	0,00001832
<b>5</b>	0,361348	0,1066	0,02745	0,00003852	0,86555	0,88393	0,00005685
<b>6</b>	0,261084	0,01837	0,00018	0,00001002	0,88392	0,88411	0,00006687
<b>7</b>	0,173088	0,04236	0,00756	0,00009515	0,92627	0,89167	0,00016
<b>8</b>	0,165983	0,00669	0,05009	0,00006464	<b>0,93296</b>	<b>0,94177</b>	0,00023
9	0,144002	7,294E-07	0,000003016	0,34804	0,93296	0,94177	0,34827
10	0,13395	0,00002693	0,00001325	0,00538	0,93299	0,94178	0,35365
11	0,125869	0,000000345	0,00012	0,00478	0,93299	0,94191	0,35843
12	0,123144	0,000007492	2,894E-08	0,10623	0,933	0,94191	0,46467

**Tableau V.3 :** Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial (St 2).

Modes	Périodes (s)	Facteur de participation massique (%)					
		$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$
1	<b>1,360268</b>	0,12665	<b>0,63208</b>	1,567E-07	0,12665	0,63208	1,567E-07
2	1,306737	<b>0,66547</b>	0,11798	0,000001433	0,79211	0,75007	0,000001589
3	1,035593	<b>0,00185</b>	<b>0,00915</b>	4,147E-08	0,79396	0,75922	0,000001631
4	0,404334	0,10475	0,00733	0,000007817	0,89871	0,76655	0,000009448
5	0,382192	0,00589	0,12328	0,000001099	0,9046	0,88984	0,00001055
6	0,294731	0,00002906	0,0014	0,00001185	0,90463	0,89124	0,0000224
7	0,207978	0,04159	0,00025	0,000009752	0,94622	0,89149	0,00003215
8	0,176619	0,00016	0,05114	2,586E-07	<b>0,94638</b>	<b>0,94264</b>	0,00003241
9	0,136213	0,0000981	0,00068	0,00002974	0,94648	0,94331	0,00006215
10	0,132568	0,00004372	0,000001234	0,37305	0,94652	0,94332	0,37311
11	0,127577	0,02108	0,00009022	0,00058	0,9676	0,94341	0,37369
12	0,12081	3,137E-07	0,00002707	0,01157	0,9676	0,94343	0,38526

**Commentaire**

Ces résultats sont obtenus avec une disposition du minimum nombre de voiles dans les deux structures afin d'assurer une translation dans les deux premiers modes et une rotation dans le troisième.

**V.3.2. Résultantes des forces sismiques**

**Tableau V.4 :** Résultantes des forces sismiques des deux structures.

St 1	$W$ ( $G + \beta Q$ )	24401,530	$V_x$	3658,399	<b>0.8 <math>V_x</math></b>	2926,719	$F_1$	2052,921	$r_x$	1,425
			$V_y$	3389,372	<b>0.8 <math>V_y</math></b>	2711,498	$F_2$	2007,595	$r_y$	1,350
St 2	$W$ ( $G + \beta Q$ )	16563,183	$V_x$	2483,235	<b>0.8 <math>V_x</math></b>	1986,588	$F_1$	1459,56	$r_x$	1,361
			$V_y$	2300,626	<b>0.8 <math>V_y</math></b>	1840,500	$F_2$	1388,531	$r_y$	1,325

**V.3.3. Vérification des déplacements inter étages**

**Tableau V.5 :** Vérification des déplacements inter étages du modèle initial (St 1).

NIV	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	Dépl. Add	Vérification	$\Delta_K^y (cm)$	Dépl. Add	Vérification
30,38	9,3635	11,4696	37,454	45,8784	1,8532	3,27	Vérifiée	4,6944	3,27	Non vérifiée
27,11	8,9002	10,296	35,6008	41,184	3,8804	3,23	Non vérifiée	4,91	3,23	Non vérifiée
23,88	7,9301	9,0695	31,7204	36,278	4,3344	3,23	Non vérifiée	5,36	3,23	Non vérifiée
20,65	6,8465	7,73	27,386	30,92	4,82	3,23	Non vérifiée	5,79	3,23	Non vérifiée
17,42	5,6415	6,2828	22,566	25,1312	5,1932	3,23	Non vérifiée	<b>6,07</b>	3,23	Non vérifiée
14,19	4,3432	4,767	17,3728	19,068	<b>5,328</b>	3,23	Non vérifiée	6,05	3,23	Non vérifiée
10,96	3,0112	3,2549	12,0448	13,0196	5,0392	3,23	Non vérifiée	5,58	3,23	Non vérifiée
7,73	1,7514	1,8599	7,0056	7,4396	4,2108	3,23	Non vérifiée	4,52	3,23	Non vérifiée
4,5	0,6987	0,7306	2,7948	2,9224	2,7948	4,5	Vérifiée	2,93	4,5	Vérifiée

**Tableau V.6 :** Vérification des déplacements inter étages du modèle initial (St 2).

NIV	$\delta_{eK}^x(cm)$	$\delta_{eK}^y(cm)$	$\delta_K^x(cm)$	$\delta_K^y(cm)$	$\Delta_K^x(cm)$	Dépl. Add	Vérification	$\Delta_K^y(cm)$	Dépl. Add	Vérification
30,38	6,4074	7,6847	25,6296	30,7388	1,738	3,27	Vérifiée	2,786	3,27	Vérifiée
27,11	5,9729	6,9882	23,8916	27,9528	2,0644	3,23	Vérifiée	2,98	3,23	Vérifiée
23,88	5,4568	6,2451	21,8272	24,9804	2,4932	3,23	Vérifiée	3,35	3,23	Non vérifiée
20,65	4,8335	5,4085	19,334	21,634	2,9372	3,23	Vérifiée	3,74	3,23	Non vérifiée
17,42	4,0992	4,4755	16,3968	17,902	3,3244	3,23	Non vérifiée	4,04	3,23	Non vérifiée
14,19	3,2681	3,467	13,0724	13,868	3,5976	3,23	Non vérifiée	<b>4,17</b>	3,23	Non vérifiée
10,96	2,3687	2,4257	9,4748	9,7028	<b>3,6756</b>	3,23	Non vérifiée	4,02	3,23	Non vérifiée
7,73	1,4498	1,4212	5,7992	5,6848	3,4064	3,23	Non vérifiée	3,44	3,23	Non vérifiée
4,5	0,5982	0,5616	2,3928	2,2464	2,3928	4,5	Vérifiée	2,25	4,5	Vérifiée

### V.3.4. Vérification de l'effort normal réduit

Selon le RPA99, on va vérifier l'effort normal réduit dans les sections des poteaux des deux structures en utilisant la formule suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

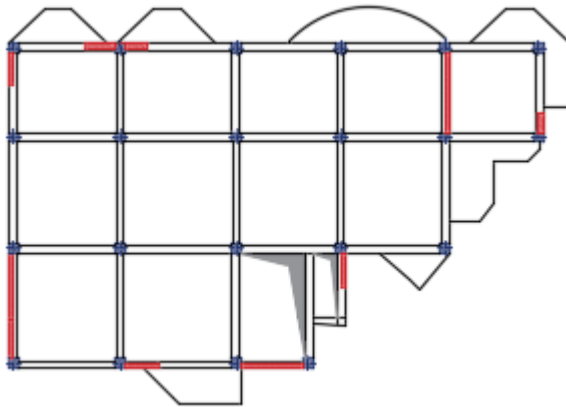
**Tableau V.7 :** Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (St1).

Niveau	Combinaison	$N_d (kN)$	Poteau (cm)	$B_c (mm^2)$	$\nu$	$\nu \leq 0,30$
30,38	$G + Q + Ex$	204,999	30	90000	0,075	Vérifiée
27,11	$G + Q + Ex$	385,141	30	90000	0,142	Vérifiée
23,88	$G + Q + Ex$	568,098	30	90000	0,210	Vérifiée
20,65	$G + Q + Ex$	752,692	30	90000	0,278	Vérifiée
17,42	$G + Q + Ex$	939,552	30	90000	0,347	Non vérifiée
14,19	$G + Q + Ex$	1153,283	30	90000	0,427	Non vérifiée
10,96	$G + Q + Ex$	1433,667	30	90000	0,503	Non vérifiée
7,73	$G + Q + Ex$	1734,183	35	122500	0,471	Non vérifiée
4,5	$G + Q + Ex$	2006,642	35	122500	0,546	Non vérifiée

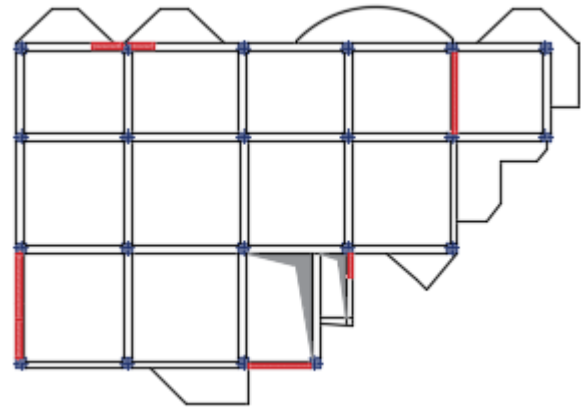
**Tableau V.8 :** Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (St 2).

Niveau	Combinaison	$N_d (kN)$	Poteau (cm)	$B_c (mm^2)$	$\nu$	$\nu \leq 0,30$
30,38	$G + Q + Ex$	167,504	30	90000	0,062	Vérifiée
27,11	$G + Q + Ex$	298,842	30	90000	0,110	Vérifiée
23,88	$G + Q + Ex$	431,166	30	90000	0,159	Vérifiée
20,65	$G + Q + Ex$	566,419	30	90000	0,209	Vérifiée
17,42	$G + Q + Ex$	704,683	30	90000	0,260	Vérifiée
14,19	$G + Q + Ex$	846,459	30	90000	0,313	Non vérifiée
10,96	$G + Q + Ex$	991,605	30	90000	0,367	Non vérifiée
7,73	$G + Q + Ex$	1139,746	30	90000	0,422	Non vérifiée
4,5	$G + Q + Ex$	1291,742	30	90000	0,478	Non vérifiée

## V.4. RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE DES MODELES FINAUX



**Figure V.4 :** Disposition des voiles du modèle final (St 1).



**Figure V.5 :** Disposition des voiles du modèle final (St 2).

### Remarque

Sections de poteaux pour le modèle final (St 1) :  $a = 45 \text{ cm}$  RDC et 1<sup>ère</sup> étage,  $a = 40 \text{ cm}$  2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages,  $a = 35 \text{ cm}$  4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages,  $a = 30 \text{ cm}$  6<sup>ème</sup> jusqu'à la buanderie.

Sections de poteaux pour le modèle final (St2) :  $a = 40 \text{ cm}$  RDC et 1<sup>ère</sup> étage,  $a = 35 \text{ cm}$  2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étages,  $a = 30 \text{ cm}$  5<sup>ème</sup> jusqu'à la buanderie.

### V.4.1. Caractéristiques dynamiques propres

**Tableau V.9 :** Périodes et facteurs de participation massique du modèle final (St 1).

Modes	Périodes (s)	Facteur de participation massique (%)					
		$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$
<b>1</b>	<b>0,96405</b>	<b>0,66867</b>	0,03791	3,718E-07	0,66867	0,03791	3,718E-07
<b>2</b>	0,894326	0,04457	<b>0,6422</b>	0,000005643	0,71324	0,68012	0,000006014
<b>3</b>	0,656694	<b>0,0118</b>	<b>0,00622</b>	0,000009858	0,72504	0,68634	0,00001587
<b>4</b>	0,276625	0,14546	0,00181	1,65E-08	0,8705	0,68814	0,00001589
<b>5</b>	0,223417	0,00376	0,17185	7,271E-07	0,87425	0,85999	0,00001662
<b>6</b>	0,167295	0,00411	0,00745	0,00013	0,87836	0,86744	0,00015
<b>7</b>	0,141933	0,027	0,01558	0,00025	0,90536	0,88302	0,0004
<b>8</b>	0,116401	0,00178	0,00103	0,21632	0,90714	0,88406	0,21672
<b>9</b>	0,113764	0,03198	0,01916	0,00984	<b>0,93912</b>	<b>0,90321</b>	0,22656
<b>10</b>	0,109839	0,0002	0,00061	0,04984	0,93932	0,90382	0,2764
<b>11</b>	0,106734	0,00023	0,00073	0,04869	0,93955	0,90455	0,32509
<b>12</b>	0,103917	0,000002018	0,0001	0,00007852	0,93955	0,90465	0,32517



**Tableau V.10** : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final (St 2).

Modes	Périodes (s)	Facteur de participation massique (%)					
		$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$
1	1,024712	0,71375	0,0049	0,000001748	0,71375	0,0049	0,000001748
2	0,870288	0,00551	0,67381	0,00001035	0,71925	0,67871	0,0000121
3	0,686813	1,996E-07	0,00864	0,00004508	0,71925	0,68736	0,00005718
4	0,289995	0,15309	0,00103	7,788E-08	0,87235	0,68838	0,00005726
5	0,215012	0,00418	0,15201	0,00001637	0,87652	0,84039	0,00007363
6	0,163412	0,00239	0,02032	0,00031	0,87892	0,86071	0,00038
7	0,14872	0,02394	0,02329	0,00016	0,90286	0,88401	0,00055
8	0,116672	0,03972	0,01514	0,0006	0,94258	0,89915	0,00114
9	0,110096	0,00009277	0,00001486	0,28475	0,94267	0,89916	0,28589
10	0,108361	0,00028	0,00056	0,01769	0,94295	0,89972	0,30358
11	0,100352	0,00012	0,00025	0,0433	0,94307	0,89997	0,34688
12	0,097037	0,000001605	0,0000244	0,00124	0,94307	0,9	0,34812

### V.4.2. Résultantes des forces sismiques

**Tableau V.11** : Résultantes des forces sismiques des deux structures.

St 1	$W$ ( $G + \beta Q$ )	24447.434	$V_x$	3665.281	$0,8 V_x$	2932.225	$F_1$	2412.729	$r_x$	1.215
			$V_y$	3395.748	$0,8 V_y$	2716.598	$F_2$	2451.572	$r_y$	1.108
St 2	$W$ ( $G + \beta Q$ )	17611.684	$V_x$	2640,431	$0,8 V_x$	2112,345	$F_1$	1706,190	$r_x$	1,238
			$V_y$	2446,262	$0,8 V_y$	1957,010	$F_2$	1787,958	$r_y$	1,094

### V.4.3. Vérification des déplacements inter étages

**Tableau V.12** : Vérification des déplacements inter étages du modèle final (St 1).

NIV	$\delta_{eK}^x(cm)$	$\delta_{eK}^y(cm)$	$\delta_K^x(cm)$	$\delta_K^y(cm)$	$\Delta_K^x(cm)$	Dépl. Add	$\Delta_K^y(cm)$	Dépl. Add	Vérification
30,38	5,6117	5,8147	22,4468	23,2588	0,644	3,27	2,9052	3,27	Vérifiée
27,11	5,4507	5,0884	21,8028	20,3536	2,7784	3,23	3,1172	3,23	Vérifiée
23,88	4,7561	4,3091	19,0244	17,2364	2,9772	3,23	<b>3,1676</b>	3,23	Vérifiée
20,65	4,0118	3,5172	16,0472	14,0688	3,118	3,23	3,1296	3,23	Vérifiée
17,42	3,2323	2,7348	12,9292	10,9392	<b>3,1888</b>	3,23	2,9984	3,23	Vérifiée
14,19	2,4351	1,9852	9,7404	7,9408	3,0892	3,23	2,7348	3,23	Vérifiée
10,96	1,6628	1,3015	6,6512	5,206	2,8264	3,23	2,3292	3,23	Vérifiée
7,73	0,9562	0,7192	3,8248	2,8768	2,2988	3,23	1,7696	3,23	Vérifiée
4,5	0,3815	0,2768	1,526	1,1072	1,526	4,5	1,1072	4,5	Vérifiée

**Tableau V.13 :** Vérification des déplacements inter étages du modèle final (St 2).

NIV	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	Dépl. Add	$\Delta_K^y (cm)$	Dépl. Add	Vérification
30,38	6,088	5,5948	24,352	22,3792	2,1656	3,27	2,7024	3,27	Vérifiée
27,11	5,5466	4,9192	22,1864	19,6768	2,8732	3,23	3,05	3,23	Vérifiée
23,88	4,8283	4,1578	19,3132	16,6312	3,0592	3,23	<b>3,09</b>	3,23	Vérifiée
20,65	4,0635	3,3869	16,254	13,5476	3,2072	3,23	3,05	3,23	Vérifiée
17,42	3,2617	2,6257	13,0468	10,5028	<b>3,2116</b>	3,23	2,91	3,23	Vérifiée
14,19	2,4588	1,9003	9,8352	7,6012	3,1304	3,23	2,65	3,23	Vérifiée
10,96	1,6762	1,2378	6,7048	4,9512	2,8532	3,23	2,24	3,23	Vérifiée
7,73	0,9629	0,6787	3,8516	2,7148	2,3096	3,23	1,68	3,23	Vérifiée
4,5	0,3855	0,2602	1,542	1,0408	1,542	4,5	1,05	4,5	Vérifiée

#### V.4.4. Vérification de l'effort normal réduit

**Tableau V.14 :** Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (St 1).

Niveau	Combinaison	$Nd (kN)$	Poteau (cm)	$B_c (mm^2)$	$\nu$	$\nu \leq 0,30$
30,38	$G + Q + Ex$	193,988	30	90000	0,071	Vérifiée
27,11	$G + Q + Ex$	376,205	30	90000	0,139	Vérifiée
23,88	$G + Q + Ex$	562,846	30	90000	0,208	Vérifiée
20,65	$G + Q + Ex$	751,796	35	122500	0,204	Vérifiée
17,42	$G + Q + Ex$	941,794	35	122500	0,256	Vérifiée
14,19	$G + Q + Ex$	1136,6	40	160000	0,236	Vérifiée
10,96	$G + Q + Ex$	1332,861	40	160000	0,277	Vérifiée
7,73	$G + Q + Ex$	1534,176	45	202500	0,252	Vérifiée
4,5	$G + Q + Ex$	1743,811	45	202500	0,287	Vérifiée

**Tableau V.15 :** Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (St 2).

Niveau	Combinaison	$Nd (kN)$	Poteau (cm)	$B_c (mm^2)$	$\nu$	$\nu \leq 0,30$
30,38	$G + Q + Ex$	180,104	30	90000	0,067	Vérifiée
27,11	$G + Q + Ex$	304,721	30	90000	0,113	Vérifiée
23,88	$G + Q + Ex$	444,512	30	90000	0,165	Vérifiée
20,65	$G + Q + Ex$	587,334	30	90000	0,217	Vérifiée
17,42	$G + Q + Ex$	733,348	35	122500	0,199	Vérifiée
14,19	$G + Q + Ex$	879,861	35	122500	0,239	Vérifiée
10,96	$G + Q + Ex$	1029,778	35	122500	0,280	Vérifiée
7,73	$G + Q + Ex$	1183,446	40	160000	0,246	Vérifiée
4,5	$G + Q + Ex$	1343,643	40	160000	0,280	Vérifiée

## V.5. JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

### Structure1

Le pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles

L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot} = 24447.434 \text{ kN}$

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 8527.8 \text{ kN}$

$$\frac{P_{voiles}}{P_{Tot}} = 35 \% > 20\%$$

### Structure2

Le pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles

L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot} = 17611.684 \text{ kN}$

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 5402.76 \text{ kN}$

$$\frac{P_{voiles}}{P_{Tot}} = 31 \% > 20\%$$

Pour les deux cas d'étude, les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Donc la supposition de  $R = 4$  (système 4.b) n'est pas vérifiée, les deux structures sont dans le (système 2) avec un coefficient de comportement  $R = 3.5$

### Remarque

Une analyse modale est faite avec un coefficient de comportement  $R = 3,5$  pour les deux structures, les résultats et vérifications sont montrés dans les tableaux ci-dessous.

## V.6. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES PROPRES (R = 3.5)

Tableau V.16 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final (St 1).

Modes	Périodes (s)	Facteur de participation massique (%)					
		$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$
<b>1</b>	<b>0,96405</b>	<b>0,66867</b>	0,03791	3,718E-07	0,66867	0,03791	3,718E-07
<b>2</b>	0,894326	0,04457	<b>0,6422</b>	0,000005643	0,71324	0,68012	0,000006014
<b>3</b>	0,656694	<b>0,0118</b>	<b>0,00622</b>	0,000009858	0,72504	0,68634	0,00001587
<b>4</b>	0,276625	0,14546	0,00181	1,65E-08	0,8705	0,68814	0,00001589
<b>5</b>	0,223417	0,00376	0,17185	7,271E-07	0,87425	0,85999	0,00001662
<b>6</b>	0,167295	0,00411	0,00745	0,00013	0,87836	0,86744	0,00015
<b>7</b>	0,141933	0,027	0,01558	0,00025	0,90536	0,88302	0,0004
<b>8</b>	0,116401	0,00178	0,00103	0,21632	0,90714	0,88406	0,21672
<b>9</b>	0,113764	0,03198	0,01916	0,00984	<b>0,93912</b>	<b>0,90321</b>	0,22656
10	0,109839	0,0002	0,00061	0,04984	0,93932	0,90382	0,2764
11	0,106734	0,00023	0,00073	0,04869	0,93955	0,90455	0,32509
12	0,103917	0,000002018	0,0001	0,00007852	0,93955	0,90465	0,32517

**Tableau V.17** : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final (St 2).

Modes	Périodes (s)	Facteur de participation massique (%)					
		$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$
1	1,024712	0,71375	0,0049	0,000001748	0,71375	0,0049	0,000001748
2	0,870288	0,00551	0,67381	0,00001035	0,71925	0,67871	0,0000121
3	0,686813	1,996E-07	0,00864	0,00004508	0,71925	0,68736	0,00005718
4	0,289995	0,15309	0,00103	7,788E-08	0,87235	0,68838	0,00005726
5	0,215012	0,00418	0,15201	0,00001637	0,87652	0,84039	0,00007363
6	0,163412	0,00239	0,02032	0,00031	0,87892	0,86071	0,00038
7	0,14872	0,02394	0,02329	0,00016	0,90286	0,88401	0,00055
8	0,116672	0,03972	0,01514	0,0006	0,94258	0,89915	0,00114
9	0,110096	0,00009277	0,00001486	0,28475	0,94267	0,89916	0,28589
10	0,108361	0,00028	0,00056	0,01769	0,94295	0,89972	0,30358
11	0,100352	0,00012	0,00025	0,0433	0,94307	0,89997	0,34688
12	0,097037	0,000001605	0,0000244	0,00124	0,94307	0,9	0,34812

## V.7. RESULTANTES DES FORCES SISMIQUES

**Tableau V.18** : Résultantes des forces sismiques des deux structures.

St 1	$W$ ( $G + \beta Q$ )	24447.434	$V_x$	4188,89319	$0.8 V_x$	3351,11455	$F_1$	3206.202	$r_x$	1.045
			$V_y$	3880,85552	$0.8 V_y$	3104,68442	$F_2$	3263.036	$r_y$	0.951
St 2	$W$ ( $G + \beta Q$ )	17611.684	$V_x$	2640,431	$0.8 V_x$	2112,345	$F_1$	1706,190	$r_x$	1,238
			$V_y$	2446,262	$0.8 V_y$	1957,010	$F_2$	1787,958	$r_y$	1,094

## V.8. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER ETAGES

**Tableau V.19** : Vérification des déplacements inter étages du modèle final (St 1).

NIV	$\delta_{eK}^x(cm)$	$\delta_{eK}^y(cm)$	$\delta_K^x(cm)$	$\delta_K^y(cm)$	$\Delta_K^x(cm)$	Dépl. Add	$\Delta_K^y(cm)$	Dépl. Add	Vérification
30,38	6,4151	6,655	22,45285	23,2925	0,6447	3,27	2,90955	3,27	Vérifiée
27,11	6,2309	5,8237	21,80815	20,38295	2,779	3,23	3,122	3,23	Vérifiée
23,88	5,4369	4,9317	19,02915	17,26095	2,9778	3,23	3,17205	3,23	Vérifiée
20,65	4,5861	4,0254	16,05135	14,0889	3,11885	3,23	3,13425	3,23	Vérifiée
17,42	3,695	3,1299	12,9325	10,95465	3,18955	3,23	3,00265	3,23	Vérifiée
14,19	2,7837	2,272	9,74295	7,952	3,0898	3,23	2,73875	3,23	Vérifiée
10,96	1,9009	1,4895	6,65315	5,21325	2,8273	3,23	2,3324	3,23	Vérifiée
7,73	1,0931	0,8231	3,82585	2,88085	2,2995	3,23	1,77205	3,23	Vérifiée
4,5	0,4361	0,3168	1,52635	1,1088	1,52635	4,5	1,1088	4,5	Vérifiée

**Tableau V.20 :** Vérification des déplacements inter étages du modèle final (St 2).

NIV	$\delta_{eK}^x(cm)$	$\delta_{eK}^y(cm)$	$\delta_K^x(cm)$	$\delta_K^y(cm)$	$\Delta_K^x(cm)$	Dépl. Add	$\Delta_K^y(cm)$	Dépl. Add	Vérification
30,38	6,9597	6,438	24,35895	22,533	2,1665	3,27	2,72125	3,27	Vérifiée
27,11	6,3407	5,6605	22,19245	19,81175	2,8742	3,23	3,066	3,23	Vérifiée
23,88	5,5195	4,7845	19,31825	16,74575	3,0597	3,23	<b>3,10485</b>	3,23	Vérifiée
20,65	4,6453	3,8974	16,25855	13,6409	3,20775	3,23	3,066	3,23	Vérifiée
17,42	3,7288	3,0214	13,0508	10,5749	<b>3,2123</b>	3,23	2,9218	3,23	Vérifiée
14,19	2,811	2,1866	9,8385	7,6531	3,1311	3,23	2,66805	3,23	Vérifiée
10,96	1,9164	1,4243	6,7074	4,98505	2,85425	3,23	2,2519	3,23	Vérifiée
7,73	1,1009	0,7809	3,85315	2,73315	2,31035	3,23	1,6856	3,23	Vérifiée
4,5	0,4408	0,2993	1,5428	1,04755	1,5428	4,5	1,04755	4,5	Vérifiée

## V.9. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT

**Tableau V.21 :** Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (St 1).

Niveau	Combinaison	Nd (kN)	Poteau (cm)	$B_c (mm^2)$	$\nu$	$\nu \leq 0,30$
30,38	$G + Q + Ex$	195.515	30	90000	0,072	Vérifiée
27,11	$G + Q + Ex$	380.171	30	90000	0,140	Vérifiée
23,88	$G + Q + Ex$	569.323	30	90000	0,210	Vérifiée
20,65	$G + Q + Ex$	760.704	35	122500	0,206	Vérifiée
17,42	$G + Q + Ex$	953.026	35	122500	0,259	Vérifiée
14,19	$G + Q + Ex$	1149.988	40	160000	0,239	Vérifiée
10,96	$G + Q + Ex$	1357.772	40	160000	0,282	Vérifiée
7,73	$G + Q + Ex$	1563.658	45	202500	0,257	Vérifiée
4,5	$G + Q + Ex$	1761.726	45	202500	0,289	Vérifiée

**Tableau V.22 :** Vérification de l'effort normal réduit des poteaux (St 2).

Niveau	Combinaison	Nd (kN)	Poteau (cm)	$B_c (mm^2)$	$\nu$	$\nu \leq 0,30$
30,38	$G + Q + Ex$	189.247	30	90000	0,070	Vérifiée
27,11	$G + Q + Ex$	307.626	30	90000	0,113	Vérifiée
23,88	$G + Q + Ex$	449.353	30	90000	0,166	Vérifiée
20,65	$G + Q + Ex$	594.229	30	90000	0,220	Vérifiée
17,42	$G + Q + Ex$	753.861	35	122500	0,205	Vérifiée
14,19	$G + Q + Ex$	917.794	35	122500	0,249	Vérifiée
10,96	$G + Q + Ex$	1076.103	35	122500	0,292	Vérifiée
7,73	$G + Q + Ex$	1231.443	40	160000	0,256	Vérifiée
4,5	$G + Q + Ex$	1377.576	40	160000	0,286	Vérifiée

## V.10. CONCLUSIONS

- ▶ La disposition des voiles et le choix des sections des poteaux sont des facteurs importants dans le comportement des deux structures vis-à-vis du chargement appliqué.
- ▶ La disposition des voiles n'est pas symétrique dans les deux structures à cause d'irrégularité en plan.

# **VI. FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS**

## VI.1. INTRODUCTION

Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le [1] et le [2] en utilisant leurs combinaisons :

**Combinaisons données par [1] :** (Situation accidentelle)

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

**Combinaisons données par [2] :** (Situation durable)

- **ELU**  $1.35G + 1.5Q$
- **ELS**  $G + Q$

Les deux structures sont composées essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les voiles.

## VI.2. FERRAILAGE DES POUTRES

### VI.2.1. Introduction

Le calcul de ferrailage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul du ferrailage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (porteuses et non porteuses) avec et sans voiles en soutien des programmes **SAP2000**, **SOCOTEC** et **Flexion Simple**.

Toutes les vérifications doivent être faites afin d'obtenir la bonne disposition d'armatures.

### VI.2.2. Calcul du ferrailage

Dans les deux structures, tous les efforts sont déterminés par le logiciel **SAP2000**. Les types des poutres sont les mêmes pour les deux cas d'études, avec :

- Poutres principales  $30 \times 40$  ( $cm^2$ )
- Poutres secondaires  $30 \times 35$  ( $cm^2$ )

#### Remarque

- ▶ Toutes les recommandations sont données par l'article **7.5.2 [1]**
- ▶ Les poutres des deux structures sont calculées en flexion simple, aussi leurs ferrillages sont indépendants d'un usage à l'autre.

Les tableaux qui regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections et le choix d'armatures calculées par (SOCOTEC et Flexion Simple) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge sont dans **l'Annexe E**.

### VI.2.3. Choix d'armatures

D'après l'article 7.5.2 [1] on a :

**Tableau VI.1 :** Sections d'armatures min et max selon [1].

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max} ZC$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max} ZR$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>30 × 40</b>	48	72	6
<b>30 × 35</b>	42	63	5.25

Le ferrailage final adopté est donné par les tableaux suivants :

**a) Sens porteur 30 × 40 (Sans voiles)**

**Tableau VI.2 :** Choix des armatures pour les poutres principales.

Terrasse inaccessible								
Position	Structure 1				Structure 2			
	$M3_{max}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$M3_{max}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	90,21	5.26	5T12	5.65	76,57	4.43	3T14	4.62
Appuis	-149,89	9.06	3T16+2T14	9.11	-192,30	11.95	3T20+2T14	12.5
Terrasse accessible								
Travée	54,02	3.09	3T12	3.39	50,34	2.87	3T12	3.39
Appuis	-122,56	7.28	5T14	7.70	-110,98	6.55	3T14+2T12	6.88
Usage d'habitation								
Travée	130,17	7.77	3T14+3T12	8.01	137,89	8.27	2T16+3T14	8.64
Appuis	-201,84	12.63	3T20+2T16	13.44	-214,55	13.55	3T20+3T14	14.04

**b) Sens porteur 30 × 40 (Avec voiles)**

**Tableau VI.3 :** Choix des armatures pour les poutres principales.

Terrasse inaccessible								
Position	Structure 1				Structure 2			
	$M3_{max}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$M3_{max}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	206,74	12.98	3T20+2T16	13.44	10,24	0.57	3T12	3.39
Appuis	-243,74	15.74	2T25+3T16	15.85	-26,70	1.50	3T12	3.39
Terrasse accessible								
Travée	203,39	12.04	3T20+2T14	12.5	131,85	7.88	3T14+3T12	8.01
Appuis	-228,79	14.60	3T25	14.73	-174,48	10.71	2T20+3T14	10.9
Usage d'habitation								
Travée	315,75	21.73	2T25+4T20	22.38	223,62	14.22	3T25	14.73
Appuis	-357,63	25.75	5T25+1T20	27.69	-252,98	16.46	5T20+1T16	17.71



c) Sens non porteur 30 × 35 (Sans voiles)

Tableau VI.4 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.

Terrasse inaccessible								
Position	Structure 1				Structure 2			
	$M3_{max}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$M3_{max}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	90,19	6.10	2T14+3T12	6.47	70,55	4.70	2T16+1T12	5.15
Appuis	-120,07	8.33	2T16+3T14	8.64	-110,07	7.57	5T14	7.70
Terrasse accessible								
Travée	81,43	5.47	5T12	5.65	76,42	5.12	2T16+1T12	5.15
Appuis	-103,66	7.09	2T14+4T12	7.6	-95,01	6.46	2T14+3T12	6.47
Usage d'habitation								
Travée	112,54	7.76	3T14+3T12	8.01	107,48	7.38	2T14+4T12	7.6
Appuis	-160,96	11.58	5T16+1T14	11.59	-135,42	9.52	2T16+4T14	10.18

d) Sens non porteur 30 × 35 (Avec voiles)

Tableau VI.5 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.

Terrasse inaccessible								
Position	Structure 1				Structure 2			
	$M3_{max}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$M3_{max}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	14,75	0.95	3T12	3.39	88,00	5.95	3T16	6.03
Appuis	-23,15	1.49	3T12	3.39	-94,96	6.45	2T14+3T12	6.47
Terrasse accessible								
Travée	108,00	7.42	2T14+4T12	7.6	3,06	0.20	3T12	3.39
Appuis	-173,44	12.63	2T25+1T20	12.96	-6,13	0.39	3T12	3.39
Usage d'habitation								
Travée	145,59	10.33	2T20+3T14	10.9	119,06	8.25	2T16+3T14	8.64
Appuis	-200,31	15.00	3T20+3T16	15.45	-102,69	7.02	2T16+3T12	7.41

### VI.2.4. Condition de non fragilité [2]

Tableau VI.6 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30 × 40	4.62	1.19	Vérifiée
30 × 35	3.39	1.04	Vérifiée

### VI.2.5. Vérification vis-à-vis de l'ELS [2]

#### Remarque

Comme la fissuration est peu préjudiciable donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans les aciers.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

#### a) Sens porteur 30 × 40 (Sans voiles)

**Tableau VI.7 :** Vérification des poutres principales à l'ELS (Sans voiles).

Usage	Position	Structure 1		Structure 2		$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
		$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)		
Terrasse inaccessible	Travée	49,951	7.32	43,3447	6.29	18	Vérifiée
	Appuis	83,2196	13.77	72,5848	9.85		
Terrasse accessible	Travée	17,4259	3.22	15,56	2.88	18	Vérifiée
	Appuis	41,477	7.09	39,0023	6.80		
Habitation	Travée	44,9219	5.35	34,1156	3.96	18	Vérifiée
	Appuis	92,6735	12.34	79,7579	9.75		

#### b) Sens porteur 30 × 40 (Avec voiles)

**Tableau VI.8 :** Vérification des poutres principales à l'ELS (Avec voiles).

Usage	Position	Structure 1		Structure 2		$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
		$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)		
Terrasse inaccessible	Travée	11,0241	1.05	6,3528	1.22	18	Vérifiée
	Appuis	28,2556	2.76	19,1485	3.67		
Terrasse accessible	Travée	7,3225	0.67	7,9181	0.98	18	Vérifiée
	Appuis	33,7035	3.37	31,7637	4.46		
Habitation	Travée	11,9261	0.93	9,3955	0.93	18	Vérifiée
	Appuis	38,7415	2.78	35,6258	2.93		

#### c) Sens non porteur 30 × 35 (Sans voiles)

**Tableau VI.9 :** Vérification des poutres secondaires à l'ELS (Sans voiles).

Usage	Position	Structure 1		Structure 2		$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
		$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)		
Terrasse inaccessible	Travée	18,8489	3.26	17,4227	3.36	18	Vérifiée
	Appuis	31,3411	5.78	31,2189	5.48		
Terrasse accessible	Travée	30,5119	5.77	26,6069	5.20	18	Vérifiée
	Appuis	39,717	8.20	35,0795	6.38		
Habitation	Travée	29,9509	4.76	26,8874	4.41	18	Vérifiée
	Appuis	41,4508	6.86	37,613	6.68		

d) Sens non porteur 30 × 35 (Avec voiles)

Tableau VI.10 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS (Avec voiles).

Usage	Position	Structure 1		Structure 2		$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
		$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)		
Terrasse inaccessible	Travée	2,5572	0.60	6,8264	1.26	18	Vérifiée
	Appuis	6,5523	1.53	6,0132	1.04		
Terrasse accessible	Travée	33,1822	4.45	1,2806	0.30	18	Vérifiée
	Appuis	46,6595	7.78	3,409	0.80		
Habitation	Travée	31,7104	4.15	14,4553	2.31	18	Vérifiée
	Appuis	53,0222	6.65	3,3102	0.57		

VI.2.6. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

a) Vérification de la contrainte de cisaillement [2]

Tableau VI.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section	Structure 1		Structure 2		$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
	$T_u^{max}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$T_u^{max}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)		
30 × 40	132,975	1.231	113,056	1.047	4	Vérifiée
30 × 35	68,647	0.726	43,024	0.455	4	Vérifiée

b) Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence, sa nuance est FeE500.

Le calcul se fait selon [1] et [2], les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 : Calcul des armatures transversales.

Sens	$S_t$ [2]	Structure 1						Structure 2					
		$S_t$ [1]		$S_t^{adp}$ (cm)		$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$S_t$ [1]		$S_t^{adp}$ (cm)		$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
		ZC	ZN	ZC	ZN			ZC	ZN	ZC	ZN		
Porteur	32.4	20	10	20	10	1.8	4T8	20	10	20	10	1.8	4T8
Non porteur	28.35	17.5	8.75	20	10	1.8	4T8	17.5	8.75	20	10	1.8	4T8

VI.2.7. Vérification de la flèche [2]

Tableau VI.13 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche (Sans voiles).

Usage	Cas	Section	Structure 1			Structure 2			$\bar{f}$ (mm)	Vérifiée
			$f_i$ (mm)	$f_v$ (mm)	$\Delta f_T$ (mm)	$f_i$ (mm)	$f_v$ (mm)	$\Delta f_T$ (mm)		
Terrasse inaccessible	PP	30 × 40	11.15	20.00	8.85	11.65	20.58	8.93	8.94	Oui
	PNP	30 × 35	2.55	6.08	3.53	2.81	6.73	3.93	8.84	Oui
Terrasse accessible	PP	30 × 40	1.99	6.01	4.2	1.11	4.57	3.46	8.94	Oui
	PNP	30 × 35	7.40	14.39	6.99	6.62	13.10	6.48	8.84	Oui
Habitation	PP	30 × 40	5.76	11.43	5.66	3.36	7.26	3.90	8.94	Oui
	PNP	30 × 35	4.47	9.44	4.96	4.03	8.65	4.62	8.84	Oui

**Remarque**

Pour le cas des poutres porteuses, la flèche a été vérifiée avec les sections d'armatures suivantes :

**Tableau VI.14 :** Correction du choix d'armatures.

Cas	Section	Structure 1		Structure 2	
		$A_s (cm^2)$	$A'_s (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	$A'_s (cm^2)$
PP	30 × 40	5T12 = 5.65	3T16 + 2T14 = 9.11	3T14 = 4.62	3T20 + 3T14 = 14.04

**VI.2.8. Schémas de ferrailage des poutres**

**Tableau VI.15 :** Ferrailage des poutres principales en travée et sur appuis.

Sens porteur 30 × 40 (Sans voiles)			
Structure 1		Structure 2	
<b>Terrasse inaccessible</b>			
Travée	Appuis	Travée	Appuis
<b>Terrasse accessible</b>			
Travée	Appuis	Travée	Appuis
<b>Usage d'habitation</b>			
Travée	Appuis	Travée	Appuis

**Tableau VI.16 : Ferrailage des poutres principales en travée et sur appuis.**

Sens porteur 30 × 40 (Avec voiles)			
Structure 1		Structure 2	
<b>Terrasse inaccessible</b>			
<b>Travée</b>	<b>Appuis</b>	<b>Travée</b>	<b>Appuis</b>
<b>Terrasse accessible</b>			
<b>Travée</b>	<b>Appuis</b>	<b>Travée</b>	<b>Appuis</b>
<b>Usage d'habitation</b>			
<b>Travée</b>	<b>Appuis</b>	<b>Travée</b>	<b>Appuis</b>

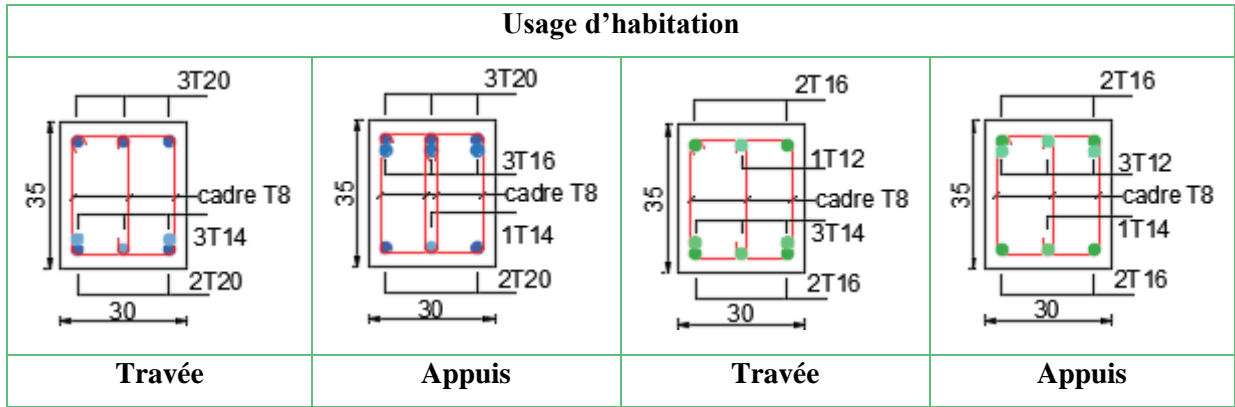
**Tableau VI.17 : Ferrailage des poutres secondaires en travée et sur appuis.**

Sens non porteur 30 × 35 (Sans voiles)			
Structure 1		Structure 2	
<b>Terrasse inaccessible</b>			
<b>Travée</b>	<b>Appuis</b>	<b>Travée</b>	<b>Appuis</b>

Terrasse accessible			
Travée	Appuis	Travée	Appuis
Usage d'habitation			
Travée	Appuis	Travée	Appuis

Tableau VI.18 : Ferrailage des poutres secondaires en travée et sur appuis.

Sens non porteur 30 × 35 (Sans voiles)			
Structure 1		Structure 2	
Terrasse inaccessible			
Travée	Appuis	Travée	Appuis
Terrasse accessible			
Travée	Appuis	Travée	Appuis



## VI.3. FERRAILAGE DES POTEAUX

### VI.3.1. Introduction

Le ferrailage des poteaux dans les deux structures a été fait selon les étapes suivantes :

- Calcul de ferrailage longitudinal en utilisant les deux logiciels **SOCOTEC** et **PMFC** ;
- Vérification vis à vis à l'ELS ;
- Calcul de ferrailage transversal.

### VI.3.2. Utilisation du logiciel BAELR/SOCOTEC

C'est un logiciel utilisé pour le calcul de ferrailage longitudinal des sections rectangulaires soumises à la flexion composée sur un seul plan seulement. Le poteau sera considéré soumis au couple (N et M) et le ferrailage longitudinal obtenu sera réparti sur le deuxième parement.

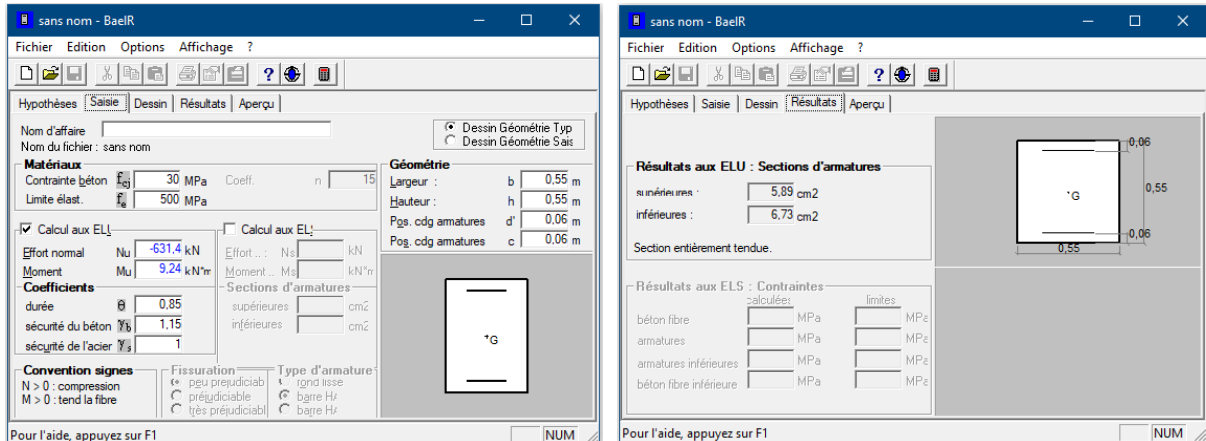


Figure VI.1 : Exemple de calcul de section de ferrailage avec le **SOCOTEC**.

### VI.3.3. Présentation d'ensemble du logiciel PMFC [9]

#### a) Définition

C'est un logiciel de calcul de ferrailage des éléments de forme rectangulaire soumissent à la flexion composée, le calcul est basé sur les règles citées par le [2].

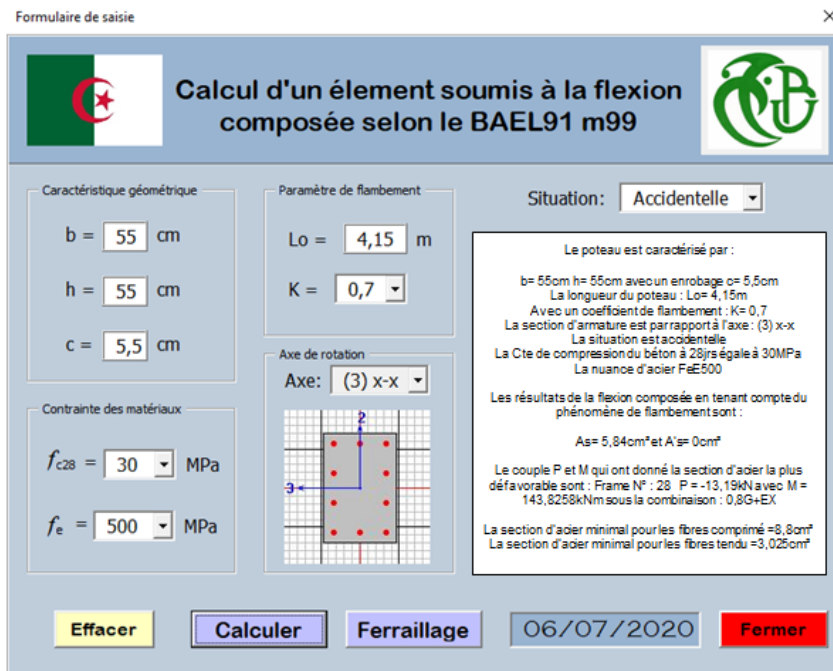
**b) Objectifs du programme**

- Le calcul des sections de ferrailage est fait pour tous les cas possibles du couple d'efforts (**P** et **M**) tirées à partir du logiciel **SAP2000**.
- Le ferrailage est calculé suivant les deux plans **x-x** et **y-y**.
- Le calcul s'effectue en tenant compte le phénomène du flambement suivant les deux plans.
- La section d'acier finale choisie pour chaque section de poteau est la plus défavorable de tous les cas importés par le logiciel numérique.

**c) Input / Output**

**Tableau VI.19 : Input / output (PMFC).**

Input	Output
<ul style="list-style-type: none"> <li>- <b>b</b> et <b>h</b> : dimensions du poteau.</li> <li>- <b>c</b> : La distance entre la fibre la plus tendue jusqu'au centre de gravité de paquet d'armature tendue.</li> <li>- <b>Lo</b> : Longueur libre du poteau.</li> <li>- <b>k</b> : Coefficient de flambement.</li> <li>- Contraintes des matériaux : <math>f_{c28}</math> et <math>f_e</math>.</li> <li>- Axes de rotation (<b>x-x</b>, <b>y-y</b>).</li> <li>- La situation : Durable ou accidentelle.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Les résultats de la flexion composée en tenant compte du phénomène de flambement.</li> <li>- <b>As</b> et <b>A's</b> en (cm<sup>2</sup>).</li> <li>- Le couple <b>P</b> et <b>M</b> qui ont donné la section d'acier la plus défavorable.</li> <li>- N° de l'élément.</li> <li>- La combinaison la plus défavorable.</li> <li>- La section d'acier minimale pour les fibres comprimées.</li> <li>- La section d'acier minimale pour les fibres tendues.</li> </ul>



**Figure VI.2 : Exemple de calcul avec le PMFC.**



### VI.3.4. Calcul du ferrailage

Les armatures sont obtenues sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, dans les situations durable et accidentelle.

**a) Poteaux 45 × 45 (Structure 1 : RDC et 1ère étage)**

**Tableau VI.20 :** Calcul des sections d'armatures des poteaux 45 × 45

SOCOTEC					
Sollicitation		Structure 1			
		S. Durable		S. Accidentelle	
		Effort(kN, m)	$A_s(cm^2)$	Effort(kN, m)	$A_s(cm^2)$
Cas 1	$N_{max}$	-2225,731	0	-1761,726	0
	$M_{corr}$	-3,2876		-71,4024	
Cas 2	$N_{min}$	-563,694	0	22,744	2.62
	$M_{corr}$	-13,886		57,2199	
Cas 3	$N_{trac}$	/	/	551,721	5.9
	$M_{corr}$	/		6,9537	
Cas 4	$M_{max}$	-45,822	0	-188,7131	0
	$N_{corr}$	-960,259		-1228,767	
PMFC					
X-X	P	-2225,731	0	510,70	10,46
	M	-3,2876		96,3303	
Y-Y	P	-2225,731	0	510,704	9,44
	M	-1,2864		77,9642	

**b) Poteaux 40 × 40 (Structure 1 : 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages ; Structure 2 : RDC et 1<sup>ère</sup> étage)**

**Tableau VI.21 :** Calcul des sections d'armatures des poteaux 40 × 40

SOCOTEC									
Sollicitation		Structure 1				Structure 2			
		S. Durable		S. Accidentelle		S. Durable		S. Accidentelle	
		Effort (kN, m)	$A_s (cm^2)$	Effort (kN, m)	$A_s (cm^2)$	Effort (kN, m)	$A_s (cm^2)$	Effort (kN, m)	$A_s (cm^2)$
Cas 1	$N_{max}$	-1685,9	0	-1357,772	0	-1717,022	0	-1377,576	0
	$M_{corr}$	-13,5649		-71,5873		-3,0451		-44,1956	
Cas 2	$N_{min}$	-377,743	0	7,512	7.55	-447,413	0	-15,357	3.21
	$M_{corr}$	-11,9013		127,6993		-8,9708		59,2463	
Cas 3	$N_{trac}$	/	/	465,232	7.96	/	/	612,471	8.06
	$M_{corr}$	/		52,9141		/		30,9551	
Cas 4	$M_{max}$	45,2885	0	197,1342	10.05	-33,0214	0	-146,0551	0
	$N_{corr}$	-651,634		-204,545		-780,315		-954,961	
PMFC									
X-X	P	-805,514	0	-23,356	11,72	-1147,448	0	547,115	12,53
	M	-22,6581		193,9186		-2,9984		112,8086	
Y-Y	P	-807,694	0	23,431	8,55	-1147,448	0	598,071	7,69
	M	14,9483		132,9095		-0,4673		27,2738	

c) Poteaux 35 × 35 (Structure 1 : 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages ; Structure 2 : 2<sup>ème</sup> - 4<sup>ème</sup> étage)

Tableau VI.22 : Calcul des sections d'armatures des poteaux 35 × 35

SOCOTEC									
Sollicitation		Structure 1				Structure 2			
		S. Durable		S. Accidentelle		S. Durable		S. Accidentelle	
		Effort (kN, m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Effort (kN, m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Effort (kN, m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Effort (kN, m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
Cas 1	N <sub>max</sub>	-1186,667	0	-953,026	0	-1306,271	0	-1076,103	0
	M <sub>corr</sub>	-17,0924		-92,9789		-11,8944		-58,3374	
Cas 2	N <sub>min</sub>	-209,838	0	-0,332	4.3	-239,245	/	-0,002456	7.01
	M <sub>corr</sub>	-9,6059		65,1263		-5,699		103,5181	
Cas 3	N <sub>trac</sub>	/	/	299,044	6.96	/	/	472,888	10.95
	M <sub>corr</sub>	/		57,1002		/		89,4587	
Cas 4	M <sub>max</sub>	44,0742	0	163,4701	10.48	33,2214	0	153,4264	9.18
	N <sub>corr</sub>	-404,846		-127,152		-454,884		-183,49	
PMFC									
X-X	P	-532,014	0	-20,525	11,4	-670,183	0	472,888	11,12
	M	-6,717		159,9453		-16,1364		89,4587	
Y-Y	P	-535,353	0	-37,588	8,58	-671,852	0	464,974	6,68
	M	13,4305		126,4397		3,2199		28,3665	

d) Poteaux 30 × 30 (Structure 1 : 6<sup>ème</sup> - Buanderie ; Structure 2 : 5<sup>ème</sup> - Buanderie)

Tableau VI.23 : Calcul des sections d'armatures des poteaux 30 × 30

SOCOTEC									
Sollicitation		Structure 1				Structure 2			
		S. Durable		S. Accidentelle		S. Durable		S. Accidentelle	
		Effort (kN, m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Effort (kN, m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Effort (kN, m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Effort (kN, m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
Cas 1	N <sub>max</sub>	-710,611	0	-569,323	0.28	-746,409	0	-594,229	1.37
	M <sub>corr</sub>	-17,001		-66,8139		-15,5932		-78,7763	
Cas 2	N <sub>min</sub>	-58,121	0	-1,176	4.07	-50,659	0	0,071	0.91
	M <sub>corr</sub>	7,9159		52,3782		-3,3642		12,1108	
Cas 3	N <sub>trac</sub>	/	/	128,519	4.87	/	/	191,63	7.67
	M <sub>corr</sub>	/		45,6418		/		72,4408	
Cas 4	M <sub>max</sub>	43,6493	3.01	113,2879	9.16	35,8963	2.35	109,3854	8.73
	N <sub>corr</sub>	-87,754		-39,031		-76,717		-45,212	
PMFC									
X-X	P	-87,754	3,28	-39,031	9,53	-76,717	2,59	-45,212	9,1
	M	43,6493		113,2879		35,8963		109,3854	
Y-Y	P	-60,498	0,88	-104,986	7,76	-55,536	0,52	-38,7	5,68
	M	-16,4186		98,8018		-12,0676		73,3949	

**Tableau VI.24 :** Sections d'armatures maximales calculées des poteaux.

		$S = 45 \times 45$	$S = 40 \times 40$	$S = 35 \times 35$	$S = 30 \times 30$
$A_s^{max} (cm^2)$ SOCOTEC	St 1	5.9	10.05	10.48	9.16
	St 2	/	8.06	10.95	8.73
$A_s^{max} (cm^2)$ PMFC	St 1	<b>10,46</b>	<b>11,72</b>	<b>11,4</b>	<b>9,53</b>
	St 2	/	<b>12,53</b>	<b>11,12</b>	<b>9,1</b>

**Remarque**

- ▶ Les résultats obtenus en utilisant le logiciel **SOCOTEC** sont inférieurs de **2%** à **36%** de ceux obtenues par le programme **PMFC**.
- ▶ Le choix de ferrailage poteaux pour les deux structures est fait selon les résultats obtenus par le programme **PMFC**.

**e) Pourcentage d'armatures minimales selon [1] et [2]**

**Tableau VI.25 :** Pourcentages d'armatures minimales selon [1] et [2].

Règlement	Critère	$A_{s\ min} (cm^2)$ $B = 45 \times 45$	$A_{s\ min} (cm^2)$ $B = 40 \times 40$	$A_{s\ min} (cm^2)$ $B = 35 \times 35$	$A_{s\ min} (cm^2)$ $B = 30 \times 30$
$A_{s\ min}$ BAEL	$4 \times U$	7.2	6.4	5.6	4.8
	$0.2\% B$	4.05	3.2	2.45	1.8
$A_{s\ min}$ RPA	$0.9\% B$	18.23	14.4	11.03	8.1
		<b>18.23</b>	<b>14.4</b>	<b>11.03</b>	<b>8.1</b>

**VI.3.5. Choix d'armatures**

**Tableau VI.26 :** Choix d'armatures des poteaux.

Section		$A_s^{cal}$ ( $cm^2$ )	Choix d'un coté	$A_s^{adp}$ ( $cm^2$ )	Choix de la section	$A_s^{max}$ (Z.C) ( $cm^2$ )	$A_s^{max}$ (Z.N) ( $cm^2$ )	$A_s^{min}$ ( $cm^2$ )
30 x 30	St 1	9,53	2T16+4T14	10.18	4T16+12T14	36	54	8.1
	St 2	9,1	6T14	9.24	16T14			
35 x 35	St 1	11,4	6T16	12.06	16T16	49	73.5	11.03
	St 2	11,12	6T16	12.06	16T16			
40 x 40	St 1	11,72	6T16	12.06	16T16	64	96	14.4
	St 2	12,53	4T20	12.57	12T20			
45 x 45	St 1	10,46	4T16+2T14	11.12	12T16+4T14	81	121.5	18.23

### VI.3.6. Vérifications vis-à-vis de l'ELS [2]

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

**Tableau VI.27 :** Vérifications des contraintes des poteaux avec  $N_{ser}^{max}$  et  $M_{ser}^{corr}$

Section		$N_{ser}$ (kN)	$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifiée
30 × 30	St 1	-517,874	-12,3545	5.96	18	84.4	250	Oui
	St 2	-541,192	-11,2604	6.17		87.8		Oui
35 × 35	St 1	-863,938	-12,415	6.55	18	95	250	Oui
	St 2	-945,852	-8,5811	6.73		98.6		Oui
40 × 40	St 1	-1226,97	-9,8482	6.9	18	101.5	250	Oui
	St 2	-1242,998	-2,1956	6.43		96		Oui
45 × 45	St 1	-1619,741	-2,3867	6.99	18	104.4	250	Oui

**Tableau VI.28 :** Vérifications des contraintes des poteaux avec  $M_{ser}^{max}$  et  $N_{ser}^{corr}$

Section		$N_{ser}$ (kN)	$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	vérifiée
30 × 30	St 1	-63,91	31,7606	5.67	18	64.1	250	Oui
	St 2	-55,767	26,003	4.91		55.3		Oui
35 × 35	St 1	-295,981	31,9508	4.84	18	63.4	250	Oui
	St 2	-330,369	23,9151	4.22		56.9		Oui
40 × 40	St 1	-476,558	32,8282	4.58	18	62.2	250	Oui
	St 2	-567,046	-23,7706	4.4		61.4		Oui
45 × 45	St 1	-702,608	-33,2233	4.64	18	64.6	250	Oui

### VI.3.7. Vérification de l'effort tranchant [1], [2]

#### a) Vérification de la contrainte de cisaillement

**Tableau VI.29 :** Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section		$T_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
30 × 30	St 1	25,88	0.320	7.54	0.075	2.25	3	Vérifiée
	St 2	20,45	0.252					Vérifiée
35 × 35	St 1	26,247	0.238	6.46	0.075	2.25	3	Vérifiée
	St 2	19,643	0.178					Vérifiée
40 × 40	St 1	26,908	0.187	5.65	0.075	2.25	3	Vérifiée
	St 2	20,305	0.141					Vérifiée
45 × 45	St 1	28,057	0.154	7	0.075	2.25	3	Vérifiée

#### b) Ferrailage transversal des poteaux

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums et le choix d'armatures transversales des poteaux :

**Tableau VI.30 :** Espacements et choix d'armatures transversales des poteaux.

Section		$L_f$ (m)	$\lambda$	$\rho_a$	$T_u$ (kN)	Zone	St (cm)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_t^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
30 × 30	St1	2.26	7.54	2.5	25,88	N	10	0.43	4T10	3.14
						C	14	0.60	4T10	3.14
	St2				20,45	N	10	0.34	4T10	3.14
						C	14	0.48	4T10	3.14
35 × 35	St1	2.26	6.46	2.5	26,247	N	10	0.37	4T10	3.14
						C	16	0.59	4T10	3.14
	St2				19,643	N	10	0.28	4T10	3.14
						C	16	0.45	4T10	3.14
40 × 40	St1	2.26	5.65	2.5	26,908	N	10	0.33	4T10	3.14
						C	16	0.54	4T10	3.14
	St2				20,305	N	10	0.25	4T10	3.14
						C	20	0.51	4T10	3.14
45 × 45	St1	3.15	7	2.5	28,057	N	10	0.31	4T10	3.14
						C	14	0.44	4T10	3.14

### VI.3.8. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50 \phi_l$  en zone III.

Pour : T14..... $L_r = 70$  cm

T16..... $L_r = 80$  cm

T20..... $L_r = 100$  cm

### VI.3.9. Ferrailage des poteaux sous-sol

L'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol tiré à partir du fichier SAP2000 v14.2.2.

Structure 1 :  $N_u = 2304,493$  kN

Structure 2 :  $N_u = 1781,335$  kN

$N_{ser} = 1870,355$  kN

$N_{ser} = 1445,899$  kN

#### a) Calcul du ferrailage

**Tableau VI.31 :** Calcul du ferrailage de poteau du sous-sol le plus sollicité.

	i	$\lambda$	$\alpha$	$Br$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$	$A_s$ min [1]	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
St 1 (45 × 45)	12.99	16.17	0.596	1849	< 0	18.23	12T14	18.47
St 2 (40 × 40)	11.55	18.18	0.552	1444	0.418	14.4	4T14+8T12	15.2

#### b) Vérification à l'ELS

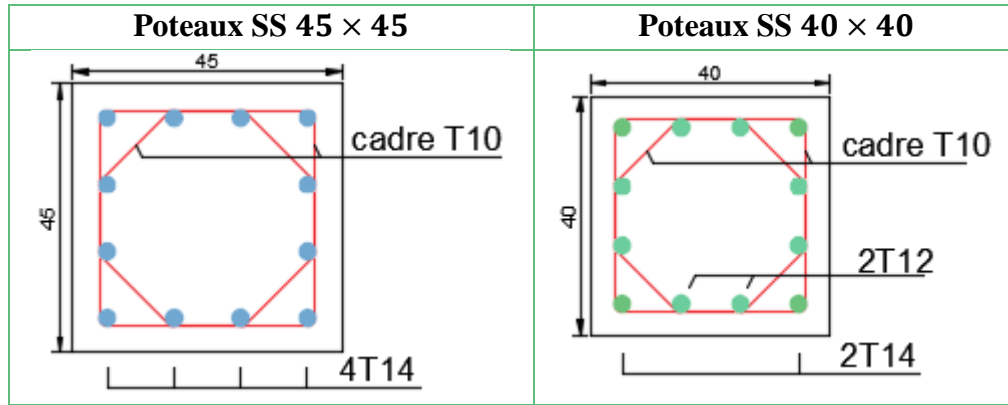
**Tableau VI.32 :** Vérification des contraintes et choix des armatures transversales.

	$N_{ser}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Vérifiée	$A_t$	St (cm)	
St 1 (45 × 45)	1870.355	8.83	18	Oui	4T10 = 3.14	Z.N	10
						Z.C	14
St 2 (40 × 40)	1445.899	8.61	18	Oui	4T10 = 3.14	Z.N	10
						Z.C	12

**VI.3.10. Schémas de ferrailage des poteaux**

Tableau VI.33 : Schémas de ferrailage des poteaux.

Structure 1	Structure 2
<b>Poteaux 30 × 30</b>	
<b>Poteaux 35 × 35</b>	
<b>Poteaux 40 × 40</b>	
<b>Poteaux 45 × 45</b>	
	/



## VI.4. FERRAILAGE DES VOILES ET LINTEAUX

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan. Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

Le voile est sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

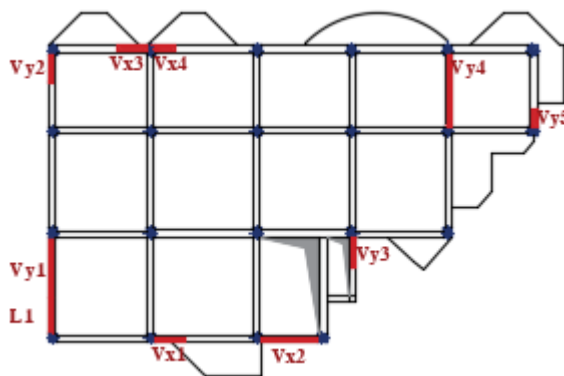


Figure VI.3 : Positionnement des voiles St 1.

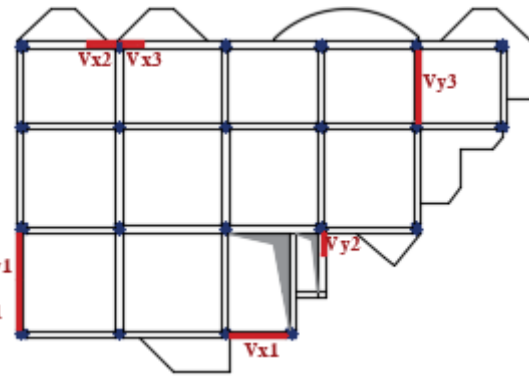


Figure VI.4 : Positionnement des voiles St 2.

### VI.4.1. Ferrailage des Voiles par la méthode des contraintes

#### [Annexe F]

Les voiles sont calculés en flexion composée avec effort tranchant. Tous les calculs sont faits selon les règlements [1] et [2].

**Bout de voile Vx3 :**  $L = 1.6 \text{ m}$  ;  $a = 0.20 \text{ m}$  ;  $h_e = 4.50 \text{ m}$  (RDC)

#### a) Contraintes limites

Pour une hauteur d'étage de 4.50 m d'où la hauteur libre est égale à :

$h_e = 4.50 - 0.35 = 4.15 \text{ m}$  ; (0.35 m : hauteur de la poutre secondaire)

**Tableau VI.34 :** Exemple de calcul des contraintes.

	Voile Armé	Voile non armé
$K = L_f/L_0$	0,8	0.85
Longueur de flambement $L_f$	3,32	3,5275
Elancement $\lambda$	57,504087	61,098092
Section réduite $B_r$ (par ml) ( $m^2$ )	0,144	0,144
Coefficient $\alpha$	0,4536217	0,3552785
$A_s$ (Maille) ( $cm^2$ )	1,6	0
$Nu$ (Lim) MPa	12,060421	9,2681358
$\sigma_{compression} = 1.03 MPa < Nu$	Pas besoin d'armatures de compression	Pas besoin d'armatures de compression

**b) Armatures de traction**

La contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille (à la base du voile) est lue, directement à partir de l'interface graphique ; il s'agit des contraintes **S22** que nous avons noté dans la suite  $\sigma_j$  ( $j$  : pour le numéro de la maille).

La lecture des contraintes tangentiels se fera de la même manière (**S12** ou  $\tau$ ).

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Structure 1**

❖ **Sens X-X : Bout de voile Vx3**  $L = 1.6 m$  ;  $a = 20cm$

**Tableau VI.35 :** Calcul des armatures verticales du Vx3.

Maille N° ( $L_i = 0.8 m$ )	RDC		1 <sup>ère</sup> - 2 <sup>ème</sup> étage		3 <sup>ème</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage	
	1	2	1	2	1	2
Contrainte moyenne par maille $\sigma_j$ (MPa)	15	5.9	6.26	1.91	2.84	0.71
$S_i$ ( $m^2$ )	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16
Force de traction $F_t$ (kN)	2400	944	1001.6	305.6	454.4	113.6
Section d'acier $A_s$ ( $cm^2$ )	48	18.88	20.03	6.11	9.09	2.27
Contrainte tangentielle <b>S12</b> (MPa)	1.46	1.49	1.88	1.55	1.92	1.58
Section d'aciers de couture $A_{vj}$ ( $cm^2$ )	7.19	7.34	9.26	7.64	9.46	7.79
Aciers minimaux ( $cm^2$ )						
0.2% $S_{béton}$ [1]	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
0.1% $S_{béton}$ [2]	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
Acier total (sur deux faces en $cm^2$ )	2*8T20 = 50.27	2*5T16 = 20.11	2*5T16 = 20.11	2*5T10 = 7.85	2*7T10 = 11.00	2*5T10 = 7.85
Espacement $S_i$ (mm)	100	160	160	160	114	160
$S \leq (1.5a ; 30cm)$ $S \leq 30 cm$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui



❖ Sens X-X : Voile Vx2  $L = 3m$ ;  $a = 20cm$

Tableau VI.36 : Calcul des armatures verticales du Vx2.

	RDC			1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage			3 <sup>ème</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage			Buanderie		
Maille N° ( $L_i = 1 m$ )	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Contrainte moyenne par maille $\sigma_j$ (MPa)	4.48	2.65	6.21	1.45	1.1	3.78	0.12	0.12	0.87	1.38	0.89	1.48
$S_i$ (m <sup>2</sup> )	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Force de traction $F_t$ (kN)	896	530	1242	290	220	756	24	24	174	276	178	296
Section d'acier $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	17.92	10.6	24.84	5.8	4.4	15.12	0.48	0.48	3.48	5.52	3.56	5.92
Contrainte tangentielle $S_{12}$ (MPa)	1.96	2.08	2.1	1.87	2.14	2.15	1.26	1.3	1.36	1.13	0.99	0.84
Section d'aciers de couture $A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	12.07	12.81	12.94	11.52	13.18	13.24	7.76	8.01	8.38	6.96	6.1	5.17
Aciers minimaux (cm <sup>2</sup> )	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
0.2% $S_{béton}$ [1]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
0.1% $S_{béton}$ [2]												
Acier total (sur deux faces en cm <sup>2</sup> )	2*6T14 = 18.47	2*6T12 = 13.57	2*4T20 = 25.13	2*4T14 = 12.31	2*6T12 = 13.57	2*5T14 = 15.39	2*5T10 = 7.85	2*4T12 = 9.05	2*4T12 = 9.05	2*5T10 = 7.85	2*4T10 = 6.28	2*4T10 = 6.28
Espacement $S_i$ (mm)	167	167	250	250	167	200	200	250	250	200	250	250
$S \leq 30 cm$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

❖ Sens Y-Y : Bout de voile  $Vy1$   $L = 3 \text{ m}$  ;  $a = 20\text{cm}$

Tableau VI.37 : Calcul des armatures verticales du  $Vy1$ .

	RDC			1 <sup>ère</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage			Buanderie		
Maille N° ( $L_i = 1 \text{ m}$ )	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Contrainte moyenne par maille $\sigma_j$ (MPa)	7.65	2.44	5.17	2.86	0.64	3.35	0.58	0.49	1.74
$S_i$ ( $\text{m}^2$ )	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Force de traction $F_t$ (kN)	1530	488	1034	572	128	670	116	98	348
Section d'acier $A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	30.6	9.76	20.68	11.44	2.56	13.4	2.32	1.96	6.96
Contrainte tangentielle $S_{12}$ (MPa)	1.42	1.79	2.07	1.71	1.52	1.61	1.52	0.74	1,08
Section d'aciers de couture $A_{vj}$ ( $\text{cm}^2$ )	8.75	11.03	12.75	10.53	9.36	9.92	9.36	4.56	6,65
Aciers minimaux ( $\text{cm}^2$ )									
0.2% $S_{\text{béton}}$ [1]	4	4	4	4	4	4	4	4	4
0.1% $S_{\text{béton}}$ [2]	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Acier total (sur deux faces en $\text{cm}^2$ )	2*5T20 = 31.42	2*5T12 = 11.31	2*7T14 = 21.55	2*4T14 = 12.31	2*6T10 = 9.42	2*6T12 = 13.57	2*6T10 = 9.42	2*4T10 = 6.28	2*5T10 = 7.85
Espacement $S_i$ (mm)	200	200	143	250	167	167	167	250	200
$S \leq 30 \text{ cm}$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

❖ Sens Y-Y : Voile Vy4  $L = 3.7 \text{ m}$  ;  $a = 20\text{cm}$ 

Tableau VI.38 : Calcul des armatures verticales du Vy4.

Maille N° ( $L_i = 0.925 \text{ m}$ )	RDC				1 <sup>ère</sup> - 3 <sup>ème</sup> étage				4 <sup>ème</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Contrainte moyenne par maille $\sigma_j \text{ (MPa)}$	7.2	2.73	3.15	8.32	4.49	1.13	1.68	5.58	2.14	0.18	0.58	2.79
$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	0,185	0,185	0,185	0,185	0,185	0,185	0,185	0,185	0,185	0,185	0,185	0,185
$F_t \text{ (kN)}$	1332	505.05	582.75	1539.2	830.65	209.05	310.8	1032.3	395.9	33.3	107.3	516.15
Section d'acier $A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	26.64	10.1	11.66	30.78	16.61	4.18	6.22	20.65	7.92	0.67	2.15	10.32
Contrainte tangentielle $S_{12} \text{ (MPa)}$	1.61	1.66	1.78	1.85	1.7	1.95	2.04	1.68	1.4	1.31	1.33	1.34
Section d'aciers de couture $A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$	9.17	9.46	10.14	10.54	9.69	11.11	11.62	9.57	7.98	7,46	7.58	7.64
$A_{s \text{ min}} \text{ (cm}^2\text{)}$ $0.2\% S_{\text{béton}} [1]$ $0.1\% S_{\text{béton}} [2]$	3.7 1.85	3.7 1.85	3.7 1.85	3.7 1.85	3.7 1.85	3.7 1.85	3.7 1.85	3.7 1.85	3.7 1.85	3.7 1.85	3.7 1.85	3.7 1.85
Acier total ( $\text{cm}^2$ )	2*7T16 = 28.15	2*7T10 = 11.00	2*4T14 = 12.31	2*5T20 = 31.42	2*8T12 = 18.10	2*5T12 = 11.31	2*4T14 = 12.31	2*7T14 = 21.55	2*4T12 = 9.05	2*5T10 = 7.85	2*5T10 = 7.85	2*7T10 = 11.00
Espacement $S_i \text{ (mm)}$	132	132	231	185	116	185	231	132	231	185	185	132
$S \leq 30 \text{ cm}$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

c) Armatures horizontales

Tableau VI.39 : Calcul des armatures horizontales du Vx3.

Bout de voile Vx3	RDC	1 <sup>ère</sup> - 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage
$\tau_u(S12)$ (MPa)	2.05	2.17	2.03
$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	5.38	5.7	5.33
$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	32	13.35	6.06
$A_{h\min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.4	2.4	2.4
$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	32	13.35	6.06
Choix (cm <sup>2</sup> )	2*8T16 = 32.17	2*6T12 = 13.57	2*5T10 = 7.85
Espacement $S_t$ (mm)	113	135	162
$S \leq 300$ mm	Oui	Oui	Oui

Tableau VI.40 : Calcul des armatures horizontales du Vx2.

Voile Vx2	RDC	1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage	Buanderie
$\tau_u(S12)$ (MPa)	2.37	1.79	1.52	1.55
$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	6.22	4.7	3.99	4.07
$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	16.56	10.08	2.32	3.95
$A_{h\min}$ (cm <sup>2</sup> )	3	3	3	3
$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	16.56	10.08	3.99	4.07
Choix (cm <sup>2</sup> )	2*8T12 = 18.10	2*7T10 = 11.00	2*4T10 = 6.28	2*4T10 = 6.28
Espacement $S_t$ (mm)	113	115	202	205
$S \leq 300$ mm	Oui	Oui	Oui	Oui

Tableau VI.41 : Calcul des armatures horizontales du Vy1.

Bout de voile Vy1	RDC	1 <sup>ère</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage	Buanderie
$\tau_u(S12)$ (MPa)	1.71	1.64	1.6
$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	4.49	4.31	4.2
$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	20.4	8.93	4.64
$A_{h\min}$ (cm <sup>2</sup> )	3	3	3
$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	20.4	8.93	4.64
Choix (cm <sup>2</sup> )	2*7T14 = 21.55	2*4T12 = 9.05	2*4T10 = 6.28
Espacement $S_t$ (mm)	118	169	173
$S \leq 300$ mm	Oui	Oui	Oui

Tableau VI.42 : Calcul des armatures horizontales du Vy4.

Voile Vy4	RDC	1 <sup>ère</sup> - 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage
$\tau_u(S12)$ (MPa)	2.13	1.84	1.62
$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	5.59	4.83	4.25
$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	20,52	13.76	6.88
$A_{h\min}$ (cm <sup>2</sup> )	2,78	2,78	2,78
$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	20,52	13.76	6.88
Choix (cm <sup>2</sup> )	2*7T14 = 21.55	2*5T14 = 15.39	2*5T10 = 7.85
Espacement $S_t$ (mm)	129	161	162
$S \leq 300$ mm	Oui	Oui	Oui

## Structure 2

❖ Sens X-X : Voile Vx1  $L = 3 \text{ m}$  ;  $a = 20 \text{ cm}$

Tableau VI.43 : Calcul des armatures verticales du Vx1.

Maille N° ( $L_i = 1 \text{ m}$ )	RDC			1 <sup>ère</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage			Buanderie		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Contrainte moyenne par maille $\sigma_j$ (MPa)	6.34	3.3	6.77	2.59	1.55	3.52	1.1	0.8	0.51
$S_i$ ( $\text{m}^2$ )	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Force de traction $F_t$ (kN)	1268	660	1354	518	310	704	220	160	102
Section d'acier $A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	25.36	13.2	27.08	10.36	6.2	14.08	4.4	3.2	2.04
Contrainte tangentielle $S_{12}$ (MPa)	1.91	2.1	2.1	1.69	1.88	1.86	0.87	0.78	0.77
Section d'aciers de couture $A_{vj}$ ( $\text{cm}^2$ )	11.77	12.94	12.94	10.41	11.58	11.46	5.36	4.8	4.74
Aciers minimaux ( $\text{cm}^2$ )	4	4	4	4	4	4	4	4	4
0.2% $S_{\text{béton}}$ [1]	2	2	2	2	2	2	2	2	2
0.1% $S_{\text{béton}}$ [2]									
Acier total (sur deux faces en $\text{cm}^2$ )	2*7T16 = 28.15	2*6T12 = 13.57	2*7T16 = 28.15	2*7T10 = 11.00	2*4T14 = 12.31	2*5T14 = 15.39	2*4T10 = 6.28	2*4T10 = 6.28	2*4T10 = 6.28
Espacement $S_i$ (mm)	143	167	143	143	250	200	250	250	250
$S \leq 30 \text{ cm}$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

❖ Sens X-X : Bout de voile Vx2  $L = 1.3 \text{ m}$  ;  $a = 20 \text{ cm}$

Tableau VI.44 : Calcul des armatures verticales du Vx2.

Maille N° ( $L_i = 0.65 \text{ m}$ )	RDC		1 <sup>ère</sup> - 4 <sup>ème</sup> étage		5 <sup>ème</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage	
	1	2	1	2	1	2
Contrainte moyenne par maille $\sigma_j$ (MPa)	12.77	4.9	4.35	0.96	2.65	2.24
$S_i$ ( $\text{m}^2$ )	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
Force de traction $F_t$ (kN)	1660.1	637	565.5	124.8	344.5	291.2
Section d'acier $A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	33.20	12.74	11.31	2.5	6.89	5.82
Contrainte tangentielle $S_{12}$ (MPa)	1.08	1.16	1.25	0.95	1.59	1.28
Section d'aciers de couture $A_{vj}$ ( $\text{cm}^2$ )	4.32	4.64	5.01	3.80	6.37	5.13
Aciers minimaux ( $\text{cm}^2$ )	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6
0.2% $S_{\text{béton}}$ [1]	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
0.1% $S_{\text{béton}}$ [2]						
Acier total (sur deux faces en $\text{cm}^2$ )	2*6T20 = 37.7	2*6T12 = 13.57	2*4T14 = 12.31	2*4T10 = 6.28	2*5T10 = 7.85	2*4T10 = 6.28
Espacement $S_i$ (mm)	108	108	163	163	130	163
$S \leq 30 \text{ cm}$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

❖ Sens Y-Y : Bout de voile Vy1  $L = 3 \text{ m}$  ;  $a = 20\text{cm}$

Tableau VI.45 : Calcul des armatures verticales du Vy1.

Maille N° ( $L_i = 1 \text{ m}$ )	RDC			1 <sup>ère</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage			Buanderie		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Contrainte moyenne par maille $\sigma_j$ (MPa)	6.73	2.2	5.08	2.75	0.65	2.98	0.6	0.53	1.71
$S_i$ ( $\text{m}^2$ )	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$F_t$ (kN)	1346	440	1016	550	130	596	120	106	342
$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	26.92	8.8	20.32	11	2.6	11.92	2.4	2.12	6.84
Contrainte tangentielle $S_{12}$ (MPa)	1.22	1.52	1.76	1.38	1.15	1.22	0.52	0.67	1
Section d'aciers de couture $A_{vj}$ ( $\text{cm}^2$ )	7.52	9.36	10.84	8.5	7.08	7.52	3.2	4.13	6.16
$A_s^{min}$ ( $\text{cm}^2$ ) 0.2% $S_{béton}$ [1] 0.1% $S_{béton}$ [2]	4 2	4 2	4 2	4 2	4 2	4 2	4 2	4 2	4 2
Acier total (sur deux faces en $\text{cm}^2$ )	2*7T16 = 28.15	2*6T10 = 9.42	2*7T14 = 21.55	2*5T12 = 11.31	2*5T10 = 7.85	2*4T14 = 12.31	2*4T10 = 6.28	2*4T10 = 6.28	2*5T10 = 7.85
Espacement $S_i$ (mm)	142	167	142	200	200	250	250	250	200
$S \leq 30 \text{ cm}$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

❖ Sens Y-Y : Voile Vy2  $L = 3.7 \text{ m}$  ;  $a = 20\text{cm}$

Tableau VI.46 : Calcul des armatures verticales du Vy2.

Maille N° ( $L_i = 0.925 \text{ m}$ )	RDC				1 <sup>ère</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage			
	1	2	3	4	1	2	3	4
Contrainte moyenne par maille $\sigma_j$ (MPa)	7.11	2.6	2.89	8.13	4.55	1.06	1.6	5.55
$S_i$ ( $\text{m}^2$ )	0,185	0,185	0,185	0,185	0,185	0,185	0,185	0,185
$F_t$ (kN)	1315.35	481	534.65	1504.05	841.75	196.1	296	1026.75
$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	26.307	9.62	10.69	30.08	16.84	3.92	5.92	20.54
Contrainte tangentielle $S_{12}$ (MPa)	1.34	1.4	1.5	1.64	1.34	1.55	1.64	1.44
Section d'aciers de couture $A_{vj}$ ( $\text{cm}^2$ )	7.64	7.98	8.55	9.34	7.64	8.83	9.34	8.21
$A_s^{min}$ ( $\text{cm}^2$ ) 0.2% $S_{béton}$ [1] 0.1% $S_{béton}$ [2]	3.7 1.85	3.7 1.85	3.7 1.85	3.7 1.85	3.7 1.85	3.7 1.85	3.7 1.85	3.7 1.85
Acier total (sur deux faces en $\text{cm}^2$ )	2*7T16 = 28.15	2*7T10 = 11.00	2*7T10 = 11.00	2*5T20 = 31.42	2*8T12 = 18.1	2*4T12 = 9.05	2*6T10 = 9.42	2*7T14 = 21.55
Espacement $S_i$ (mm)	132	132	132	185	115	231	154	132
$S \leq 30 \text{ cm}$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

d) Armatures horizontales

Tableau VI.47 : Calcul des armatures horizontales du Vx1.

Voile Vx1	RDC	1 <sup>ère</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage	Buanderie
$\tau_u(S12) (MPa)$	2.28	1.56	1.11
$A_{h1} (cm^2)$	5.99	4.1	2.91
$A_{h2} (cm^2)$	18.05	9.39	2.93
$A_{h\min} (cm^2)$	3	3	3
$A_h (cm^2)$	18.05	9.39	3
Choix (cm <sup>2</sup> )	2*6T14 = 18.47	2*6T10 = 9.42	2*4T10 = 6.28
Espacement $S_t(mm)$	150	135	205
$S \leq 300 mm$	Oui	Oui	Oui

Tableau VI.48 : Calcul des armatures horizontales du Vx2.

Bout de voile Vx2	RDC	1 <sup>ère</sup> - 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage
$\tau_u(S12) (MPa)$	1.49	1.44	1.45
$A_{h1} (cm^2)$	3.91	3.78	3.81
$A_{h2} (cm^2)$	22.13	7.54	4.59
$A_{h\min} (cm^2)$	1.95	1.95	1.95
$A_h (cm^2)$	22.13	7.54	4.59
Choix (cm <sup>2</sup> )	2*6T16 = 24.13	2*5T10 = 7.85	2*4T10 = 6.28
Espacement $S_t(mm)$	150	162	202
$S \leq 300 mm$	Oui	Oui	Oui

Tableau VI.49 : Calcul des armatures horizontales du Vy1.

Bout de voile Vy1	RDC	1 <sup>ère</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage	Buanderie
$\tau_u(S12) (MPa)$	1.38	1.35	1.44
$A_{h1} (cm^2)$	3.62	3.54	3.78
$A_{h2} (cm^2)$	17.95	7.95	4.56
$A_{h\min} (cm^2)$	3	3	3
$A_h (cm^2)$	17.95	7.95	4.56
Choix (cm <sup>2</sup> )	2*8T12 = 18.10	2*4T12 = 9.05	2*4T10 = 6.28
Espacement $S_t(mm)$	112	202	138
$S \leq 300 mm$	Oui	Oui	Oui

Tableau VI.50 : Calcul des armatures horizontales du Vy2.

Voile Vy2	RDC	1 <sup>ère</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage
$\tau_u(S12) (MPa)$	1.75	1.53
$A_{h1} (cm^2)$	4.59	4.02
$A_{h2} (cm^2)$	20.05	13.69
$A_{h\min} (cm^2)$	2.78	2.78
$A_h (cm^2)$	20.05	13.69
Choix (cm <sup>2</sup> )	2*5T16 = 20.11	2*5T14 = 15.39
Espacement $S_t(mm)$	180	161
$S \leq 300 mm$	Oui	Oui

### VI.4.2. Ferrailage des voiles du Sous-sol

Les voiles du sous-sol (qui ne sont pas disposés au périphérique du sous-sol) travaillent en compression pure. Ils sont soumis à leur propre poids et à l'effort normal leurs revenant de la superstructure, c'est pour cela on a choisi le même ferrailage pour les voiles du sous-sol que ceux du RDC.

### VI.4.3. Ferrailage des linteaux [1]

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastés dans les trumeaux. Ils sont calculés en flexion simple, suivant l'Article 7.7.3 du RPA.

Linteau du type :  $b = 0.20 \text{ m}$  ;  $L = 1.82 \text{ m}$  ;  $h = 1.2 \text{ m}$  (St1 L1 RDC).

#### a) Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{bd} \quad \text{avec } \bar{V} = 1.4 V \text{ (SAP2000)}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 642.669 \times 10^3}{200 \times 1080} = 4.165 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 4.165 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 6 \text{ MPa}$$

Et  $\tau_b = 4.165 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.8 \text{ MPa} \Rightarrow$  Donc on est dans le **Deuxième Cas**.

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

#### b) Armatures longitudinales

$$A_1 = A'_1 \geq 0.0015 bh = 0.0015 \times 20 \times 120 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_1 = A'_1 = 2T16 = 4.02 \text{ cm}^2$$

#### c) Armatures transversales

$$\tau_b = 4.941 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.0025 bs = 0.0025 \times 20 \times 30 = 1.5 \text{ cm}^2 \quad \text{car } S_t^{max} \leq \frac{h}{4} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

#### d) Armatures en section courante (armatures de peau)

$$A_c \geq 0.0020 bh = 0.0020 \times 20 \times 120 = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_c = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2 \text{ (répartie en deux nappes) (soit 3 barres/nappe)}$$

#### e) Armatures diagonales

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{120 - 2 \times 12}{182} = 0.527 \Rightarrow \alpha = 27.81^\circ$$

$$A_D = \frac{642.669 \times 10^3}{2 \times 500 \times \sin 27.81} = 13.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_D = 2 \times 4T16 = 16.08 \text{ cm}^2$$



$$A_D \geq 0.0015 bh = 3.6 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

**f) Longueur d'ancrage**

$$L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{120}{4} + 50 \times 1.6 = 110 \Rightarrow L_a = 110 \text{ cm}$$

Le calcul des armatures est donné par le tableau suivant :

**Tableau VI.51** : Calcul d'armatures des linteaux.

Etage	V (kN)	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>D</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
<b>Structure 1 : (L1) b = 0.2 m ; L = 1.82 m ; h = 1.2 m</b>									
1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup>	735.777	3.6	2T16 = 4.02	4.8	6T12 = 6.78	1.5	4T8 = 2.01	15.77	2 × 4T16 = 16.08
3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	546.153	3.6	2T16 = 4.02	4.8	6T12 = 6.78	1.5	4T8 = 2.01	11.71	2 × 4T14 = 12.31
6 <sup>ème</sup> - Buanderie	330.881	3.6	2T16 = 4.02	4.8	6T12 = 6.78	1.5	4T8 = 2.01	7.09	2 × 4T12 = 9.05
<b>Structure 2 : (L1) b = 0.2 m ; L = 1.82 m ; h = 1.2 m</b>									
RDC - 2 <sup>ème</sup>	507.719	3.6	2T16 = 4.02	4.8	6T12 = 6.78	1.5	4T8 = 2.01	10.88	2 × 4T14 = 12.31
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	449.735	3.6	2T16 = 4.02	4.8	6T12 = 6.78	1.5	4T8 = 2.01	9.64	2 × 4T14 = 12.31
5 <sup>ème</sup> - Buanderie	349.342	3.6	2T16 = 4.02	4.8	6T12 = 6.78	1.5	4T8 = 2.01	7.49	2 × 4T12 = 9.05

## VI.5. CONCLUSION

- Le ferrailage des poutres principales est de 11% à 79% de plus dans la première structure sauf pour quelques cas où les résultats sont de 4% à 27% de plus, et cela pour les poutres porteuses sans voiles de la deuxième structure.
- Le ferrailage est de 9% de plus pour les poteaux (30 × 30) cm<sup>2</sup> du premier cas d'étude, tandis qu'il est de 4% de moins pour les poteaux (40 × 40) cm<sup>2</sup>.
- Les résultats de ferrailage des poteaux (35 × 35) cm<sup>2</sup> sont égaux pour les deux bâtiments.
- Les résultats de ferrailages des voiles obtenus pour la première structure sont plus importants que ceux obtenus dans la deuxième.

# **VII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

## VII.1. INTRODUCTION

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de la base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges de la superstructure.

Le choix du type de fondation dépend de :

- ▶ Type d'ouvrage à construire.
- ▶ La nature et l'homogénéité du sol.
- ▶ Facilité d'exécution et l'aspect économique.

## VII.2. CARACTERISTIQUES DU SOL

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier. D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 1.96 \text{ bar}$$

Les résultats du rapport géotechnique [Annexe G] nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de :  $D = 4 \text{ m}$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure pour cela, une couche de béton (béton de propreté) est posée sur le sol qui est dosée à  $150 \text{ kg/m}^3$  et de 10cm d'épaisseur.

## VII.3. CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général.

### VII.3.1. Semelles isolées

On doit vérifier la condition suivante dans le cas du poteau le plus sollicité des deux structures afin d'assurer la validité de la semelle isolée :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_s$

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

**Structure1**

$$N_{ser} = 1870,355 \text{ kN}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{1870,355}{196} \Rightarrow S = 9,542 \text{ m}^2$$

$$A = B = \sqrt{S_{semelle}} = 3,089 \text{ m}$$

$$A = 3,1 \text{ m}$$

**Structure2**

$$N_{ser} = 1445,899 \text{ kN}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{1445,899}{196} \Rightarrow S = 7,377 \text{ m}^2$$

$$A = B = \sqrt{S_{semelle}} = 2,716 \text{ m}$$

$$A = 2,8 \text{ m}$$

Il faut aussi vérifie que :  $L_{min} \geq 1,5 \times B$

Tel que :  $L_{min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

Dans notre cas :  $L_{min} = 3 \text{ m} < 1,5 \times 2,8 = 4,2 \text{ m} \dots \dots \text{non vérifie}$

**Remarque**

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles pour les deux cas d'étude donc on passe alors au choix des semelles filantes.

**VII.3.2. Semelles filantes**

On doit vérifier que :  $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_{Si}$  De chaque fil de poteaux calculés à l'ELS.

$S = B \times L$

**B** : Largeur de la semelle filante continue.

**L** : Longueur du fil considérée.

Les résultats obtenus pour les deux structures sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau VII.1 : Sections des semelles filantes continues.**

Files	$N_{ser} (kN)$		L (m)	B (m)		$B_{choisit}(m)$		S (m <sup>2</sup> )	
	St 1	St 2		St 1	St 2	St 1	St 2	St 1	St 2
<b>A</b>	2587.773	1918.804	12.34	1.069	0.793	1.10	1,00	13.574	12.34
<b>B</b>	6628.239	4534.627	18.08	1.870	1.279	1.90	1,30	34.352	23.504
<b>C</b>	7189.487	5044.83	21.99	1.668	1.170	1.70	1,20	37.383	26.388
<b>D</b>	4339.508	3116.404	21.99	1.006	0.723	1.10	1,00	24.189	21.99
$\Sigma S$								<b>109.498</b>	<b>84.222</b>

**a) Vérification**

Il faut vérifier que :  $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment 1 et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{109.498}{271.2} = 40.37\% < 50\%$$

Et pour le bâtiment 2 il vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{84.222}{271.2} = 31.05\% < 50\%$$

**Remarque**

- La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment pour les deux cas d'étude ; pour cela on a opté pour des semelles filantes comme type de fondation pour ancrer ces deux ouvrages.

## VII.4. CALCUL DES FONDATIONS

La conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

Compte tenu les charges appliquées sur nos fondations et le poids des deux structures, nous avons constaté que le type de fondation superficielles appropriée au deux cas d'étude.

### VII.4.1. Calcul des semelles filantes

La semelle filante est une fondation superficielle utilisée principalement pour supporter un mur, un voile porteur ou des poteaux. Elle limite les tassements différentiels et réduit le risque d'instabilité de l'ouvrage.

Pour les deux ouvrages, on va opter pour des semelles filantes continues. Pour ce type de semelles il faut tout d'abord déterminer les charges revenantes à chaque semelle filante des deux structures. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**TableauVII.2** : Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux centraux.

Poteaux	G (kN)		Q (kN)		N <sub>ser</sub> (kN)	
	St1	St2	St1	St2	St1	St2
<b>BB</b>	1529.66	1010,55	340.68	278,06	1870.35	1288,61
<b>BC</b>	1483.69	980,55	325.19	264,31	1808.88	1244,86
<b>CB</b>	1366.83	886,2	298.15	241,95	1664.98	1128,15
<b>CC</b>	1385.33	919,64	305.56	251,69	1690.89	1171,33
<b>CE</b>	1230.55	804,53	268.99	214,64	1499.54	1019,17
<b>CF</b>	628.51	404,18	126.74	80,84	755.25	485,02

**TableauVII.3** : Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux de rive.

Poteaux	G (kN)		Q (kN)		N <sub>ser</sub> (kN)	
	St1	St2	St1	St2	St1	St2
<b>AB</b>	719.91	703,11	116.07	160,52	835.98	863,63
<b>AC</b>	541.9	269,05	80.31	34,44	622.21	303,49
<b>BA</b>	579.59	348,08	90.09	60,66	669.68	408,74
<b>BE</b>	876.66	586,24	155.94	119,34	1032.6	705,58
<b>CA</b>	851.09	560,50	121.27	118,59	972.36	679,09
<b>DB</b>	509.07	328,39	96.24	73,12	605.31	401,51
<b>DC</b>	943.98	622,50	182.46	162,08	1126.44	784,58
<b>DE</b>	870.15	613,96	173.63	149,68	1043.78	763,64
<b>DF</b>	474.34	266,76	89.96	56,59	564.3	323,35

**TableauVII.4 :** Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux d'angle.

Poteaux	G (kN)		Q (kN)		N <sub>ser</sub> (kN)	
	St1	St2	St1	St2	St1	St2
AA	549,04	300,71	49,86	30,34	598,9	331,05
AD	481,05	269,05	49,60	34,44	530,65	756,78
BF	1068,06	740,27	178,62	146,54	1246,68	1265,69
CG	539,75	484,24	66,67	77,80	606,42	848,43
DA	429,75	350,56	56,89	78,29	486,64	707,09
DG	513,66	342,16	79,33	72,27	592,99	630,85

**Remarque**

Le poids propre de la semelle et des nervures est pris en compte en majorant de 10% la charge permanente G prévenante des poteaux.

**a) Dimensionnement des semelles filantes [voir Annexe I]**

**TableauVII.5 :** Dimensions des semelles filantes.

Fil	N <sub>ser</sub> (kN)		σ <sub>sol</sub> (KPa)	B <sub>calc</sub> (m)		B <sub>SF</sub> (m)		L <sub>SF</sub> (m)		h <sub>calc</sub> (m)		h <sub>SF</sub> (m)	
	St1	St2		St1	St2	St1	St2	St1	St2	St1	St2	St1	St2
A	2816.965	2081.659	196	1.164	0.860	1.2	1.0	13.54	13.34	0.16	0.11	0.25	0.25
B	7181.971	4901.197	196	<b>2.026</b>	1.383	2.0	1.4	20.08	19.48	0.36	0.21	0.40	0.25
C	7789.694	5450.760	196	1.807	1.264	1.8	1.3	23.79	23.29	0.31	0.19	0.35	0.25
D	4705.605	3368.839	196	1.091	0.781	1.1	1.0	23.09	22.99	0.14	0.11	0.25	0.25

**b) Dimensionnement des nervures**

❖ **Largeur des nervures**

Condition de coffrage :  $b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{487}{10} = 48.7 \text{ cm}$

On opte pour :  $b_N = 55 \text{ cm}$

❖ **Hauteur des nervures**

**1. Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :  $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

On a :  $L_{max} = 4.87 \text{ m} \Rightarrow 32.13 \text{ cm} \leq h \leq 48.7 \text{ cm} \Rightarrow h_1 = 45 \text{ cm}$

**2. Condition de la raideur du sol**

Pour étudier la raideur d'une nervure, on utilise la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante :  $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$

Avec :  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

**Structure 1 :**

**Exemple (fil B) :**

$E = 20000 \text{ MPa} ; b_{SF} = 2 \text{ m} ; a = 55 \text{ cm} ; K = 40 \text{ MPa/m}$  [Annexe I]

$$AN : h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 2}{\pi^4 \times 20000 \times 0.55}} (4.87^4 - 0.55^4) = 1.263 \text{ m} \Rightarrow h_2 = 130 \text{ cm}$$

$h = \text{Max}(h_1 ; h_2)$  On opte pour :  $h_N = 130 \text{ cm}$

**Structure 2 :**

**Exemple (fil B) :**

$E = 20000 \text{ MPa}$  ;  $b_{SF} = 1.4 \text{ m}$  ;  $a = 55 \text{ cm}$  ;  $K = 40 \text{ MPa/m}$  [Annexe I]

$$AN : h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 1.4}{\pi^4 \times 20000 \times 0.55}} (4.87^4 - 0.55^4) = 1.121 \text{ m} \Rightarrow h_2 = 115 \text{ cm}$$

$h = \text{Max}(h_1 ; h_2)$  On opte pour :  $h_N = 115 \text{ cm}$

c) **Vérification de la portance du sol avec le poids exact des semelles et des nervures**

**Tableau VII.6 :** Vérification de la portance du sol.

Fil	G (kN)		Q (kN)		N <sub>ser</sub> (kN)		σ (MPa)		σ <sub>sol</sub> (MPa)	Vérification
	St1	St2	St1	St2	St1	St2	St1	St2		
A	2551.72	1849.50	295.84	290.24	2847.56	2139.74	1.75	1.60	1.96	Vérifiée
B	6187.77	4173.64	1090.55	868.92	7278.32	5042.56	1.81	1.84	1.96	Vérifiée
C	6671.16	4477.07	1187.41	985.52	7858.57	5462.59	1.83	1.80	1.96	Vérifiée
D	4073.71	2905.12	678.53	592.05	4752.24	3497.17	1.87	1.52	1.96	Vérifiée

d) **Vérification de la stabilité au renversement [1]**

Il faut vérifier la condition suivante :  $e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$

**Tableau VII.7 :** Vérification de la stabilité au renversement.

Structure 1								
Semelles	B (m)	N <sub>R</sub> (kN)	M <sub>0</sub> (kN.m)	V <sub>0</sub> (kN)	M <sub>R</sub> (kN.m)	e <sub>0</sub> (m)	$\frac{B}{4}$ (m)	Vérification
A	1.2	2847.56	196.43	41.38	320.57	0.112	0.300	Vérifiée
B	2.0	7278.32	306.65	93.89	588.32	0.080	0.500	Vérifiée
C	1.8	7858.57	437.14	120.62	799	0.101	0.450	Vérifiée
D	1.1	4752.24	455.95	125.88	833.59	0.175	0.275	Vérifiée
Structure 2								
A	1.0	2139.74	160.46	45.87	298.07	0.139	0.250	Vérifiée
B	1.4	5042.56	251.74	85.15	507.19	0.100	0.350	Vérifiée
C	1.3	5462.59	323.27	104.07	635.48	0.116	0.325	Vérifiée
D	1.0	3497.17	317.43	95.20	603.03	0.172	0.250	Vérifiée

**Conclusion**

La condition est vérifiée dans les deux sens, donc le bâtiment est stable vis-à-vis au renversement.

e) **Ferraillage des semelles filantes (méthode des bielles pour 1ml, [voir Annexe I])**

**TableauVII.8** : Ferraillage des semelles filantes.

Structure 1							
Semelles	$N_{ELU}$ (kN)	$P_{ELU}$ (kN/ml)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )
<b>A</b>	3888.58	287.19	2.384	5T8 = 2.51	20	0.627	4T8 = 2.01
<b>B</b>	9989.31	497.47	<b>5.757</b>	5T12 = 5.65	20	1.412	4T8 = 2.01
<b>C</b>	10787.18	453.43	5.170	5T12 = 5.65	20	1.412	4T8 = 2.01
<b>D</b>	6517.30	282.25	1.982	5T8 = 2.51	20	0.627	4T8 = 2.01
Structure 2							
<b>A</b>	2932.18	219.80	1.263	5T8 = 2.51	20	0.627	4T8 = 2.01
<b>B</b>	6937.79	356.14	3.866	5T10 = 3.93	20	1.179	4T8 = 2.01
<b>C</b>	7522.32	322.98	3.093	5T10 = 3.93	20	1.179	4T8 = 2.01
<b>D</b>	4809.98	209.22	1.202	5T8 = 2.51	20	0.627	4T8 = 2.01

f) **Ferraillage des nervures**

Pour le calcul des efforts on utilise la méthode forfaitaire selon le BAEL91m99, les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

**TableauVII.9** : Ferraillage des nervures.

Structure 1								
Semelles		$q_u$ (kN/m)	$M_0$ (kN.m)	$M_u$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>A</b>	Travée	287.19	851.40	723.69	17.535	8T20	25.12	6.011
	Appuis			425.7	10.131	4T16 + 4T14	14.2	
<b>B</b>	Travée	497.47	1474.80	1253.58	25.985	8T25	39.28	7.104
	Appuis			737.4	14.939	4T20 + 4T16	20.6	
<b>C</b>	Travée	453.43	1344.24	1142.60	24,612	8T25	39.28	6.831
	Appuis			672.12	14,155	4T20 + 4T16	20.6	
<b>D</b>	Travée	282.25	836.76	711.24	18.118	8T20	25.12	5.738
	Appuis			418.38	10.452	4T16 + 4T14	14.2	
Structure 2								
<b>A</b>	Travée	219.80	651.62	553.87	14.714	4T20 + 4T16	20.6	5.464
	Appuis			325.81	8.513	6T16	12.06	
<b>B</b>	Travée	356.14	1055.81	897.43	20.927	4T25 + 4T20	32.2	6.284
	Appuis			527.90	12.058	4T20 + 2T16	16.58	
<b>C</b>	Travée	322.98	957.51	813.88	19.832	4T25 + 4T16	27.68	6.011
	Appuis			478.75	11.429	4T20 + 2T14	15.64	
<b>D</b>	Travée	209.22	620.25	527.21	13.978	6T20	18.84	5.464
	Appuis			310.12	8.095	4T16 + 2T14	11.12	



❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

La fissuration est considérée préjudiciable.

**Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.**

Structure 1										
Semelles		$q_{ser}$ (kN/m)	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
A	Travée	210.30	529.93	25.12	8.04	6.71	18	236.86	250	Vérifiée
	Appuis		311.72	14.2	12.56	4.76		241.25		
B	Travée	362.46	913.37	39.28	12.56	7.37	18	223.42	250	Vérifiée
	Appuis		537.27	20.6	19.64	5.29		244.09		
C	Travée	330.33	832.40	39.28	12.56	7.15	18	212.09	250	Vérifiée
	Appuis		489.65	20.6	19.64	5.12		231.64		
D	Travée	205.81	518.62	25.12	8.04	7.07	18	243.3	250	Vérifiée
	Appuis		305.07	14.2	12.56	5.00		247.71		
Structure 2										
A	Travée	160.40	404.19	20.6	8.04	6.39	18	241.25	250	Vérifiée
	Appuis		237.76	12.06	12.56	4.49		237.85		
B	Travée	258.85	652.28	32.2	12.56	6.85	18	219.15	250	Vérifiée
	Appuis		383.69	16.58	19.64	4.95		244.10		
C	Travée	234.54	591.02	27.68	12.56	7.01	18	240.36	250	Vérifiée
	Appuis		347.66	15.64	19.64	4.90		245.03		
D	Travée	152.11	383.30	18.84	8.04	6.27	18	249.28	250	Vérifiée
	Appuis		225.47	11.12	12.56	4.40		244.03		

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 3 \text{ MPa}$

**Armatures transversales**

Le calcul se fait selon [1] et [2], les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.11 : Calcul des armatures transversales.**

Sens	$T_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$S_t$ (cm) [2]	$\phi_l$ (mm)	$S_t$ (cm) [1]		$S_t^{adp}$ (cm)		$A_t \text{ min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
					ZC	ZN	ZC	ZN		
St1	69.202	0.107	40	14	65	16.8	25	15	4.125	4T12 = 4.52 cm <sup>2</sup>
St2	50.311	0.088	40	14	57.5	16.8	25	15	4.125	4T12 = 4.52 cm <sup>2</sup>

**Justification des armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \text{Min} \{ \tau_u ; 0.40 \text{ MPa} \}$$

Zone courante 1.644 MPa > 0.40 MPa ..... Vérifiée.

Zone nodale 2.739 MPa > 0.40 MPa ..... Vérifiée.

❖ **Armatures de peau**

Pour les bâtiments cas générale on a 3 cm<sup>2</sup>/m pour les armatures de peau.

$$A_p = (3 \text{ cm}^2/\text{m}) \times 1.10 = 3.3 \text{ cm}^2 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Par parois on prend : 3T12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

g) Schémas de Ferrailage des semelles filantes

Tableau VII.12 : Schémas de Ferrailage des semelles filantes.

Structure 1		Structure 2	
<b>Schémas de Ferrailage des nervures dans le fil A</b>			
<b>En travée</b>	<b>Sur appuis</b>	<b>En travée</b>	<b>Sur appuis</b>
<b>Schémas de Ferrailage des nervures dans le fil B</b>			
<b>En travée</b>	<b>Sur appuis</b>	<b>En travée</b>	<b>Sur appuis</b>
<b>Schémas de Ferrailage des nervures dans le fil C</b>			
<b>En travée</b>	<b>Sur appuis</b>	<b>En travée</b>	<b>Sur appuis</b>

Schémas de Ferrailage des nervures dans le fil D			
En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
Schémas de Ferrailage des semelles			
Fil A et D	Fil B et C	Fil A et D	Fil B et C

### VII.4.2. Calcul des longrines

Les longrines sont des éléments apportant à l'infrastructure qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction.

#### a) Pré dimensionnement

D'après le RPA99 V-2003, les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol. Dans notre cas les dimensions minimales de la section transversale des longrines pour le site S3 sont égale à :  $b = 30 \text{ cm}$  et  $h = 40 \text{ cm}$ .

#### b) Ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ kN}$$

Avec :

$N$  : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Dans notre cas il est égal à 10.

**Tableau VII.13** : Calcul de ferrailage des longrines pour les deux structures.

Etat limite	N (kN)		F > 20kN		$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )		$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisie}$ (cm <sup>2</sup> )
	St1	St2	St1	St2		St1	St2		
<b>Ultime</b>	2304.49	1781.33	230.44	178.13	435	5.297	4.094	11.92	6T16 = 12.06
<b>De service</b>	1870.35	1445.89	187.03	144.58	250	7.481	5.783	11.92	6T16 = 12.06

**Recommandation de l’RPA 99 V-2003**

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l’espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :  $S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15 \phi_l)$

Donc :  $A_s = 0.006(30 \times 40) = 7.2 \text{ cm}^2$

**Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est égal à :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  ; avec  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**VII.5. DALLE DU SOUS-SOL**

Pour la base du sous-sol, on a opté pour une dalle pleine de 15cm d’épaisseur dans les deux structures et cela à cause de la forme du sous-sol et son usage.

**VII.5.1 Ferrailage de la dalle du sous-sol**

**a) Détermination des efforts**

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et sur appuis.

$G = 3.75 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

$Nu = 1.35G + 1.5Q = 8.81 \text{ kN/m}^2$

$Ns = G + Q = 6.25 \text{ kN/m}^2$

**ELU** :  $q_u = Nu \cdot 1 \text{ ml} = 8.81 \text{ kN/m}$

**ELS** :  $q_{ser} = Ns \cdot 1 \text{ ml} = 6.25 \text{ kN/m}$

❖ **Calcul des moments en travée et sur appuis**

$\mu_x$  et  $\mu_y$  Sont donnés par l’abaque de calcul des dalles rectangulaires

**Panneau de rive** :  $L_x = 4.82 \text{ m}$  ;  $L_y = 4.87 \text{ m} \rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.99$

**Panneau intermédiaire** :  $L_x = 4.67 \text{ m}$  ;  $L_y = 4.87 \text{ m} \rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.96$

Le rapport des panneaux  $\frac{L_x}{L_y} > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Le calcul des moments de flexion s’effectue par la méthode forfaitaire. [**Annexe H**]

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.14 :** Calcul des moments.

Panneau de rive										
Sollis-tation	$\frac{L_x}{L_y}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q$ (kN/m)	$M_x$	$M_{tx}$	$0.3M_x$	$0.5M_x$	$M_y$	$M_{ty}$
<b>ELU</b> ( $\nu = 0$ )	0.99	0.0376	0.9771	8.81	7.7	<b>6.55</b>	2.31	<b>3.85</b>	7.52	<b>5.64</b>
<b>ELS</b> ( $\nu = 0.2$ )	0.99	0.0449	0.9847	6.25	6.52	<b>5.54</b>	1.96	<b>3.26</b>	6.42	<b>4.82</b>
Panneau intermédiaire										
<b>ELU</b> ( $\nu = 0$ )	0.96	0.0401	0.9092	8.81	7.7	5.78	-	3.85	7.00	5.25
<b>ELS</b> ( $\nu = 0.2$ )	0.96	0.0474	0.9385	6.25	6.46	4.85	-	3.23	6.06	4.55

**b) Calcul de ferrailage**

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} ;$$

$$f_{bc} = 17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 434.78 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

**Tableau VII.15 :** Ferrailage de la dalle du sous-sol.

	Sens	$M_u$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	x-x	6.55	1.128	5T10	3.95	20	1.44
	y-y	5.64	0.970	5T10	3.95	20	1.2
<b>Sur appuis</b>	x-x	3.85	0.66	5T10	3.95	20	1.44
	y-y	3.85	0.66	5T10	3.95	20	1.2

❖ **Section minimale**

**Direction principale (x-x) :**  $A_s^{min} = 1.2(0.08\% b \times h) = 1.44 \text{ cm}^2$

Espacement :  $S_t \leq \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(90 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

**Direction secondaire (y-y) :**  $A_s^{min} = 0.08\% b \times h = 1.2 \text{ cm}^2$

Espacement :  $S_t \leq \text{Min}(4h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

**c) Vérifications nécessaires**

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_s = 1.128 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.49 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée.}$$

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VII.16 : Vérification des contraintes de la dalle du sous-sol.

	Sens	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
En travée	x-x	5.54	3.95	3.95	2.34	18	113.44	250	Vérifiée
	y-y	4.82	3.95	3.95	2.04	18	98.70	250	Vérifiée
Sur appui	x-x	3.26	3.95	3.95	1.38	18	66.75	250	Vérifiée
	y-y	3.26	3.95	3.95	1.38	18	66.75	250	Vérifiée

❖ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 3 \text{ MPa}$

Avec :  $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{8.81 \times 4.87}{2} = 21.45 \text{ kN}$

$\Rightarrow \tau_u = \frac{21.45 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.159 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$  *vérifiée*

❖ Vérification au poinçonnement

$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

$\mu_c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen de la dalle.

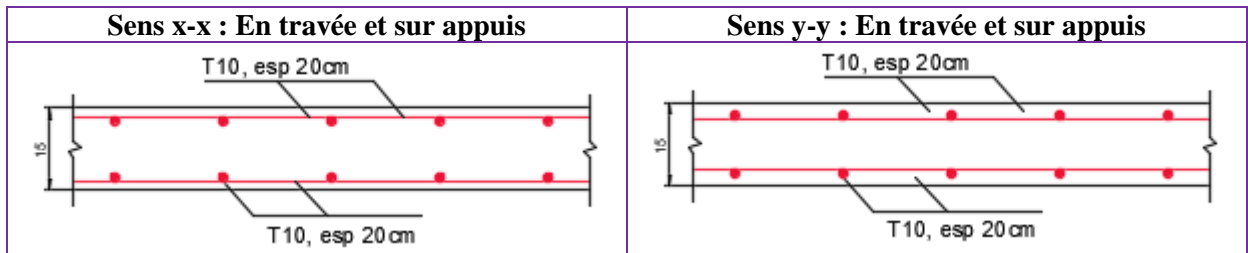
$h$  : Epaisseur de la dalle

$\mu_c = (4.82 + 4.87) \times 2 = 19.38 \text{ m}$

$N_u = 42.46 \text{ kN} \leq \frac{0.045 \times 19.38 \times 0.30 \times 30 \times 10^3}{1.5} = 5232.6 \text{ kN}$  *vérifiée*

VII.5.2 Schéma de ferrailage de la dalle du sous-sol

Tableau VII.17 : Schéma de ferrailage de la dalle du sous-sol.



## VII.6. VOILE PERIPHERIQUE

### VII.6.1. Introduction

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

Selon le [1], le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur minimale des voiles est :  $e \geq 15 \text{ cm}$ .
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

Un seul calcul des voiles périphériques est fait pour les deux structures car les caractéristiques du sol sous les fondations sont indifférentes.

### VII.6.2. Evaluation des charges

On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges sont uniformément réparties sur une bande de 1m qui se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x = 3 - 0.4 = 2.6 \text{ m} ; L_y = 4.87 - 0.55 = 4.32 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm}$$

#### a) Calcul de la poussée des terres

$$P = \frac{1}{2} \times \rho_h \times K_p \times L^2$$

$$\text{Avec : } K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\rho_h = 17.6 \text{ kN/m}^3 ; L = 2.6 \text{ m} ; \varphi = 20^\circ \Rightarrow K_p = 0.49$$

$\rho_h$  : Poids volumique des terres.

$K_p$  : Coefficient de poussée des terres.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

$$P = \frac{1}{2} \times 17.6 \times 0.49 \times 2.6^2 = 29.15 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = 39.35 \text{ kN/ml} ; P_s = 29.15 \text{ kN/ml}$$

#### b) Efforts dans la dalle

$\mu_x$  et  $\mu_y$  Sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.6}{4.32} = 0.60$$

#### ❖ Moments en travée et sur appuis

Le rapport des panneaux  $0.4 < \frac{L_x}{L_y} = 0.60 < 1.00 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.18 :** Calcul des moments.

Sollis-tation	$\frac{L_x}{L_y}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$P$ (kN/m)	$M_x$	$M_{tx}$	$0.3M_x$	$0.5M_x$	$M_y$	$M_{ty}$
<b>ELU</b> ( $v = 0$ )	0.60	0.0822	0.2948	39.35	21.67	16.25	6.50	10.84	6.45	5.48
<b>ELS</b> ( $v = 0.2$ )	0.60	0.0870	0.4672	29.15	17.14	12.86	5.14	8.57	8.01	6.81

### VII.6.3. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$$h = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

**Tableau VII.19 :** Calcul de ferrailage des voiles périphériques.

Sens		$M_u$ (kN.m)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
<b>En travée</b>	x-x	16.25	2.108	1.92	6T10	4.71	16
	y-y	5.48	0.704	1.6	6T10	4.71	16
<b>Sur appuis</b>	x-x	10.84	1.399	1.92	6T10	4.71	16
	y-y	10.84	1.399	1.6	6T10	4.71	16

### VII.6.4. Vérifications nécessaires

#### a) Condition de non fragilité

$$h = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 0.08\% ; \text{pour l'acier Tor.} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.60 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.92 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

#### Travée

$$\text{Sens x-x : } A_x = 4.71 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.2 \times A_y = 1.92 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 4.71 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = A_y = 1.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

#### Appuis

$$\text{Sens x-x : } A_x = 4.71 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.2 \times A_y = 1.92 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 4.71 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = A_y = 1.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

#### b) Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_x + L_y} = \frac{39.35 \times 2.6 \times 4.32}{2 \times 2.6 + 4.32} = 46.43 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 34.10 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = \text{Max} \{T_x ; T_y\} = 46.43 \text{ kN}$$



$$\Rightarrow \tau_u = \frac{46.43 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.258 \text{ MPa} < 1.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

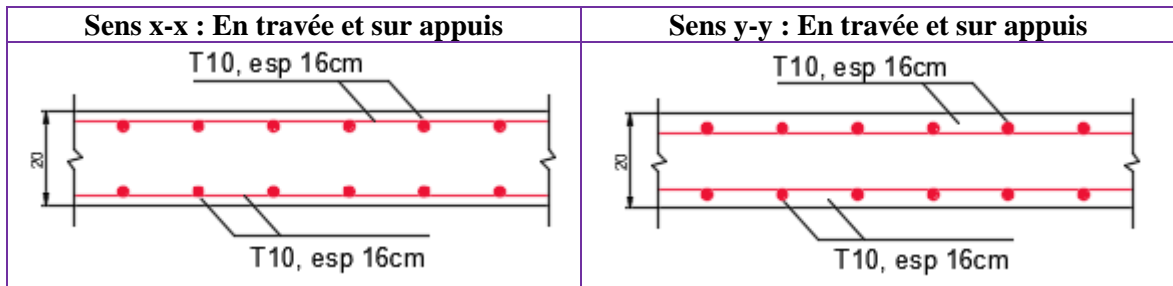
c) Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VII.20 : Vérification des contraintes des voiles périphériques.

	Sens	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
En travée	x-x	12.86	4.71	4.71	3.22	18	164.05	250	Vérifiée
	y-y	6.81	4.71	4.71	1.71	18	86.87	250	Vérifiée
Sur appui	x-x	8.57	4.71	4.71	2.15	18	109.32	250	Vérifiée
	y-y	8.57	4.71	4.71	2.15	18	109.32	250	Vérifiée

VII.6.5. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Tableau VII.21 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.



VII.7. CONCLUSIONS

La différence dans les efforts transmis à la base de chacune des deux structures a beaucoup influencée sur le choix du type des fondations.

La nature du sol sous les fondations et ses caractéristiques sont des facteurs importants dans le calcul des infrastructures.

La différence dans les quantités de ferrailage est bien remarquable entre le radier nervuré de la première structure et les semelles filantes croisées de la deuxième structure.

# **VIII. ESTIMATION DES PRIX**

## VIII.1. INTRODUCTION

Parmi les différentes étapes de gestion d'un projet, l'évaluation du coût du projet est la plus importante et la plus délicate. Cette étape est très importante puisque les résultats économiques auront un impact sur la réalisation ou non et sur la conception du projet.

Dans le présent chapitre, on va établir le coût potentiel des deux structures étudiées de leursancements jusqu'à leurs clôtures. L'estimation des prix pour les deux cas d'études se fait en déterminant le total des quantités et leurs montant en (DA) pour chacun des travaux suivants :

- ▶ **Les terrassements**
  - Le décapage des terres y compris le transport ainsi que l'excavation des fouilles.
- ▶ **Les gros œuvres**
  - **Travaux en infrastructure** : le béton en propreté et le béton armé pour les semelles filantes des deux structures, et les éléments structuraux et non structuraux.
  - **Travaux en superstructure** : le béton armé pour tous les éléments structuraux et non structuraux des deux bâtiments.
- ▶ **Cloisons** : en maçonnerie briques creuses (structure 1) et en plaques au plâtre et celles en ciment (structure 2).
- ▶ **Enduits** : en mortier, en plâtre pour les parois internes.
- ▶ **Revêtements** : du sol et escaliers pour les deux structures.
- ▶ **L'étanchéité** : l'exécution des formes de pentes et la protection en gravier roulé.
- ▶ **Travaux de finition** : peinture, électricité, plomberie-sanitaires et menuiserie pour chacune des deux structures.

## VIII.2. ETUDE DES PRIX

Dans les tableaux ci – dessous, on estime le quantitatif et les prix totaux des matériaux pris à partir du site internet « **Générateur de prix de la construction** » [Voir Annexe J] :

STRUCTURE 1						STRUCTURE 2		
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unité	Montant	Quantité	Prix unité	Montant
<b>1.00.00</b>	<b>LOT/TERRASSEMENTS</b>							
<b>1.00.01</b>	décapages terres végétales e=25cm.	m <sup>3</sup>	106,855	74,84 DA	7 997,03 DA	106,855	74,84 DA	7 997,03 DA
<b>1.00.02</b>	Excavation du sol pour SS et fondations.	m <sup>3</sup>	1099,44	259,81 DA	285 645,51 DA	1099,44	259,81 DA	285 645,51 DA
<b>1.00.03</b>	Transport des terres à la D.P.	m <sup>3</sup>	1099,44	796,90 DA	876 143,74 DA	1099,44	796,90 DA	876 143,74 DA
<b>TOTAL/TERRASSEMENTS</b>					<b>1 169 786,27 DA</b>	<b>TOTAL/TERRASSEMENTS</b>		<b>1 169 786,27 DA</b>
<b>2.00.00</b>	<b>LOT/GROS ŒUVRES</b>							
<b>2.01.00</b>	<b>INFRASTRUCTURE</b>							
<b>2.01.01</b>	Béton propreté 10 cm	m <sup>3</sup>	27,486	1 028,97 DA	28 282,27 DA	27,486	1 028,97 DA	28 282,27 DA
<b>2.01.02</b>	Semelles filantes	m <sup>3</sup>	79,67	18 600,95 DA	1 481 937,69 DA	58,99	18 496,80 DA	1 091 126,23 DA
<b>2.01.03</b>	Longrines	m <sup>3</sup>	7,2	27 231,55 DA	196 067,16 DA	7,2	27 231,55 DA	196 067,16 DA
<b>2.01.04</b>	Dalle du sous-sol	m <sup>3</sup>	46,04	26 912,13 DA	1 239 034,47 DA	40,68	26 912,13 DA	1 094 785,45 DA
<b>2.01.05</b>	Poteaux	m <sup>3</sup>	12,65	31 234,99 DA	395 122,62 DA	10	32 744,12 DA	327 441,20 DA
<b>2.01.06</b>	Poutres Principales	m <sup>3</sup>	6,8	36 535,47 DA	248 441,20 DA	6,8	36 650,45 DA	249 223,06 DA
<b>2.01.07</b>	Poutres Secondaires	m <sup>3</sup>	5,5	35 151,86 DA	193 335,23 DA	5,5	34 181,55 DA	187 998,53 DA
<b>2.01.08</b>	Voiles	m <sup>3</sup>	37,8	35 708,19 DA	1 349 769,58 DA	37,77	35 708,19 DA	1 348 698,34 DA
<b>2.01.09</b>	Escaliers	m <sup>2</sup>	8,372	7 590,54 DA	63 548,00 DA	8,372	7 590,54 DA	63 548,00 DA
<b>2.01.10</b>	Plancher corps creux 16+5 cm (Béton 3-8 /Polystyrène)	m <sup>2</sup>	225	3 734,52 DA	840 267,00 DA	225	3 752,57 DA	844 328,25 DA
<b>TOTAL/INFRASTRUCTURE</b>					<b>6 035 805,21 DA</b>	<b>TOTAL/INFRASTRUCTURE</b>		<b>5 431 498,48 DA</b>
<b>2.02.00</b>	<b>SUPERSTRUCTURE</b>							
<b>2.02.01</b>	<b>RDC</b>							
<b>a-</b>	Poteaux	m <sup>3</sup>	18,01	38 393,54 DA	691 467,66 DA	14,23	48 753,21 DA	693 758,18 DA
<b>b-</b>	Poutres Principales	m <sup>3</sup>	6,8	36 535,47 DA	248 441,20 DA	6,8	36 650,45 DA	249 223,06 DA
<b>c-</b>	Poutres Secondaires	m <sup>3</sup>	5,5	35 151,86 DA	193 335,23 DA	5,5	34 181,55 DA	187 998,53 DA
<b>d-</b>	Voiles de contreventement	m <sup>3</sup>	13,35	35 708,19 DA	476 704,34 DA	9,69	35 708,19 DA	346 012,36 DA

e-	Escaliers	m <sup>2</sup>	11,492	7 590,54 DA	87 230,49 DA	11,492	7 590,54 DA	87 230,49 DA
f-	Plancher corps creux 16+5 cm (Béton 3-8 /Polystyrène)	m <sup>2</sup>	225	3 797,05 DA	854 336,25 DA	225	3 808,64 DA	856 944,00 DA
g-	Dalle pleine 15 cm	m <sup>2</sup>	37	6 270,61 DA	232 012,57 DA	37	6 270,61 DA	232 012,57 DA
<b>2.02.02</b>	<b>1ère -7ème étage</b>							
a-	Poteaux	m <sup>3</sup>	63,27	49 107,33 DA	3 107 020,77 DA	53,25	49 107,33 DA	2 614 965,32 DA
b-	Poutres Principales	m <sup>3</sup>	47,6	36 535,47 DA	1 739 088,37 DA	47,6	36 650,45 DA	1 744 561,42 DA
c-	Poutres Secondaires	m <sup>3</sup>	38,5	35 151,86 DA	1 353 346,61 DA	38,5	34 181,55 DA	1 315 989,68 DA
d-	Voiles de contreventement	m <sup>3</sup>	67,05	35 708,19 DA	2 394 234,14 DA	49	35 708,19 DA	1 749 701,31 DA
e-	Escaliers	m <sup>2</sup>	80,444	7 590,54 DA	610 613,40 DA	80,444	7 590,54 DA	610 613,40 DA
f-	Plancher corps creux 16+5 cm (Béton 3-8 /Polystyrène)	m <sup>2</sup>	1575	3 757,81 DA	5 918 550,75 DA	1575	3 773,76 DA	5 943 672,00 DA
g-	Dalle pleine 15 cm	m <sup>2</sup>	259	6 208,20 DA	1 607 923,80 DA	259	6 208,20 DA	1 607 923,80 DA
<b>2.02.03</b>	<b>Buanderie</b>							
a-	Poteaux	m <sup>3</sup>	4,347	50 402,98 DA	219 101,75 DA	4,347	50 402,98 DA	219 101,75 DA
b-	Poutres Principales	m <sup>3</sup>	5,1	36 535,47 DA	174 189,12 DA	5,1	36 095,75 DA	184 088,33 DA
c-	Poutres Secondaires	m <sup>3</sup>	3,9	35 151,86 DA	128 979,44 DA	3,9	30 159,92 DA	117 623,69 DA
d-	Voiles de contreventement	m <sup>3</sup>	7	35 708,19 DA	249 957,33 DA	4	35 708,19 DA	142 832,76 DA
e-	Acrotère	m <sup>3</sup>	4,97	21 470,86 DA	106 710,17 DA	4,97	21 470,86 DA	106 710,17 DA
f-	Plancher corps creux 16+5 cm (Béton 3-8 /Polystyrène)	m <sup>2</sup>	152	3 757,81 DA	571 187,12 DA	152	3 773,76 DA	573 611,52 DA
g-	Dalle pleine 15 cm	m <sup>2</sup>	40	6 208,20 DA	248 328,00 DA	40	6 208,20 DA	248 328,00 DA
<b>TOTAL/SUPERSTRUCTURE</b>					<b>21 212 758,50 DA</b>	<b>TOTAL/SUPERSTRUCTURE</b>		<b>19 832 902,33 DA</b>
<b>2.03.00</b>	<b>CLOISONS</b>							
<b>2.03.01</b>	Cloisons intérieurs en maçonnerie	m <sup>2</sup>	1302,075	3 268,37 DA	4 255 662,87 DA	-	-	- DA
<b>2.03.02</b>	Cloisons extérieurs en maçonnerie	m <sup>2</sup>	1901,67	5 296,69 DA	10 072 556,47 DA	-	-	- DA
	Plaques de Plâtre Standard	m <sup>2</sup>	-	-	- DA	1901,795	2 648,65 DA	5 037 189,33 DA

	Plaques en Ciment AQUAPANEL	m <sup>2</sup>	-	-	- DA	1301,95	12 070,14 DA	15 714 718,77 DA
<b>2.03.03</b>	Plaques de Plâtre pour plafond	m <sup>2</sup>	2490,67	1 692,61 DA	4 215 732,95 DA	2490,67	1 692,61 DA	4 215 732,95 DA
<b>TOTAL/CLOISONS</b>					<b>18 543 952,29 DA</b>	<b>TOTAL/CLOISONS</b>		<b>24 967 641,05 DA</b>
<b>2.04.00</b>	<b>ENDUIT</b>							
<b>2.04.01</b>	Enduit au mortier de ciment							
<b>a-</b>	Mur extérieur	m <sup>2</sup>	1901,67	860,14 DA	1 635 702,43 DA	-	-	- DA
<b>b-</b>	Mur intérieur	m <sup>2</sup>	4505,82	860,14 DA	3 875 636,01 DA	-	-	- DA
<b>TOTAL/ENDUIT</b>					<b>5 511 338,45 DA</b>	<b>TOTAL/ENDUIT</b>		<b>- DA</b>
<b>2.05.00</b>	<b>REVETEMENT</b>							
<b>2.05.01</b>	Revêtement du sol en granito	m <sup>2</sup>	2505,34	2 338,69 DA	5 859 213,60 DA	2505,34	2 338,69 DA	5 859 213,60 DA
<b>2.05.02</b>	Revêtement d'escaliers	m <sup>2</sup>	13319,8	1 200,00 DA	15 983 760,00 DA	13319,8	1 200,00 DA	15 983 760,00 DA
<b>TOTAL/REVETEMENT</b>					<b>21 842 973,60 DA</b>	<b>TOTAL/REVETEMENT</b>		<b>21 842 973,60 DA</b>
<b>2.06.00</b>	<b>ETANCHIETE</b>							
<b>2.06.02</b>	Étanchéités des terrasses avec forme en pente	m <sup>2</sup>	70,1	1 100,00 DA	77 110,00 DA	70,1	1 100,00 DA	77 110,00 DA
<b>2.06.03</b>	Protection d'étanchéités en gravier roulé	m <sup>2</sup>	70,1	800,00 DA	56 080,00 DA	70,1	800,00 DA	56 080,00 DA
<b>TOTAL/ETANCHIETE</b>					<b>133 190,00 DA</b>	<b>TOTAL/ETANCHIETE</b>		<b>133 190,00 DA</b>
<b>2.07.00</b>	<b>PEINTURE</b>							
<b>2.07.01</b>	Enduit en plâtre pour murs intérieur	m <sup>2</sup>	4505,82	105,25 DA	474 237,56 DA	-	-	- DA
<b>2.07.02</b>	Peinture Extérieur	m <sup>2</sup>	1301,95	663,01 DA	863 205,87 DA	1301,95	663,01 DA	863 205,87 DA
<b>2.07.03</b>	Peinture Intérieur	m <sup>2</sup>	7011,16	593,68 DA	4 162 385,47 DA	7011,16	596,19 DA	4 179 983,48 DA
<b>TOTAL/PEINTURE</b>					<b>5 499 828,89 DA</b>	<b>TOTAL/PEINTURE</b>		<b>5 043 189,35 DA</b>
<b>2.08.00</b>	<b>ELECTRICITE</b>	U	15	10 000,00 DA	<b>150 000,00 DA</b>	15	10 000,00 DA	<b>150 000,00 DA</b>
<b>2.09.00</b>	<b>PLOMBRIER-SANITAIRE</b>	U	15	7 000,00 DA	<b>105 000,00 DA</b>	15	7 000,00 DA	<b>105 000,00 DA</b>
<b>2.10.00</b>	<b>MINUISERIE</b>	U	15	5 200,00 DA	<b>78 000,00 DA</b>	15	5 200,00 DA	<b>78 000,00 DA</b>
<b>TOTAL/LOT</b>					<b>80 282 633,22 DA</b>	<b>TOTAL/LOT</b>		<b>78 754 181,08 DA</b>

### VIII.3. CONCLUSION

Des différences de **7 à 25 %** de plus dans le coût des travaux de la première structure par rapport à la deuxième. Une différence de **10%** dans ceux de l'infrastructure et **7%** dans la superstructure.

La composition des cloisons extérieures dans la deuxième structure (plaque en ciment) à créer une augmentation de **25%** dans le coût de cette structure par rapport à l'autre.

Une différence de **1 528 452,14 DA** dans le coût total des deux structures.

L'étude de coût des deux structures nous a permis de bien voir l'influence de l'utilisation de différents types de matériaux dans cette étude comparative.

# **CONCLUSION**

## **GENERALE**



## CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études est une phase très importante dans le cycle de formation d'un étudiant, en effet il lui donne une idée large sur une partie de son domaine de spécialité ce qui lui permet de mieux comprendre ce qu'il a vu au cours de son enseignement théorique.

De notre part, cette étude nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la construction en génie civil, et développer les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques.

D'après l'étude comparative qu'on a faite, il convient de souligner que non seulement le coût de la protection parasismique est en fonction de la complexité du projet mais aussi dépend du poids de bâtiment.

L'étude de l'infrastructure est conçue en semelles filantes pour les deux structures comme fondations du fait la faible portance du sol support et l'importance des deux structures et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

La précision et la rigueur dans les calculs et vérifications d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises dans ce genre d'étude.

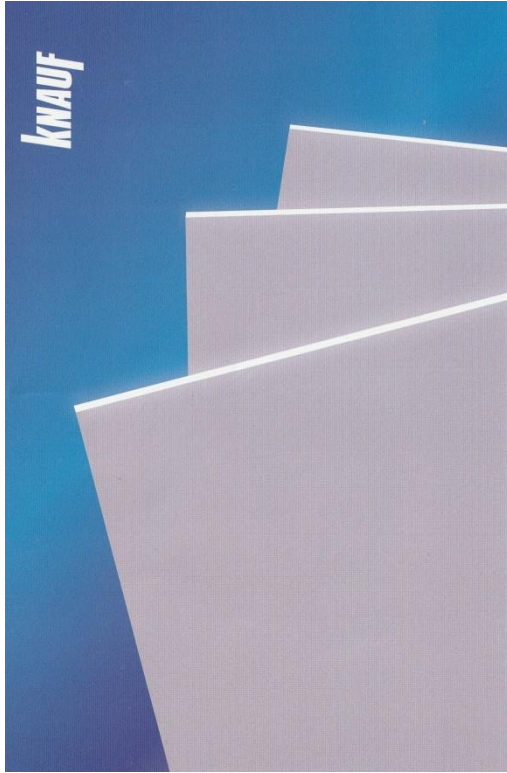
L'objectif de cette étude a été atteint, la deuxième structure qui est construite avec de nouveaux matériaux est la plus économique.

En gros ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.

A la fin, nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projets de fin d'études et sera complété et enrichi.

# **ANNEXES**

# Fiche Technique du Plaque de Plâtre



### Caractéristiques du produit

- Apparence: Parement noir
- Epaisseur: 6,5, 9,5, 12,5, 15 et 18 mm
- Largeur: 1200 mm
- Longueur: 2000 à 3000 mm
- Poids:
  - 12,5 mm: 8,4 kg/m<sup>2</sup> nominal
  - 15 mm: 12 kg/m<sup>2</sup> nominal
  - 18 mm: 16 kg/m<sup>2</sup> nominal
- Densité: mini 600 - 620 kg/m<sup>3</sup>
- Systèmes de finition:
  - Enduit à joint: Jointfiller ou Eugeufüller
  - Bande à joint: Knafit

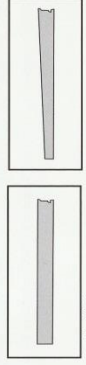
Les plaques de plâtre Knauf sont fabriquées à base de plâtre de qualité supérieure, dont le niveau de pureté est supérieur ou égal à 95 %. Le processus de fabrication est soumis à des procédures strictes de contrôle de la qualité.

**Information importante:**  
Les informations fournies dans le présent dépliant sont uniquement destinées à servir de guide et ne constituent pas une garantie. Les produits Knauf A et B ne sont pas destinés à être utilisés sans effort pour garantir l'exactitude. Toutefois, ni Knauf Plâtre s.a.r.l., ni aucun de ses employés ou filiales ne sauraient assumer de responsabilité juridique en raison de l'utilisation ou de l'absence d'utilisation de ce dépliant. Il est donc conseillé de vérifier les présentes informations avant de les mettre en application. Il est notamment conseillé aux utilisateurs de nos produits dans des structures, installations ou constructions spécifiques, afin de garantir la conformité avec la réglementation en vigueur, notamment celle relative à l'hygiène et à la sécurité.

### Plaque de Plâtre KNAUF KS Standard

- AVANTAGES
  - Légèreté, simplicité, rapidité et adaptabilité
  - Temps de main d'œuvre réduit
  - Solutions thermiques, acoustiques et esthétiques
  - Régulation de l'humidité ambiante dans l'espace
  - Permet la décoration et les formes courbes
  - Respect de l'environnement
  - Finitions parfaites.
- DOMAINES D'APPLICATION
  - Neuf et rénovation: permettant la réalisation de systèmes constructifs couvrant la plupart des applications traditionnelles du second œuvre:
    - Cloisons sèches et doublages
    - Plafonds suspendus
  - Locaux: habitations, ERP, hôtellerie, locaux industriels, commerciaux...
- NORMES ET CERTIFICATIONS
  - Fabriqués selon les normes: NA 2011 : 17036 / EN +520A2009 : 1
  - Certification [EDJ]
  - Réaction au feu: A-2s1,d0
  - Plaque de type A

### CONFIGURATION DES BORDS





**Intertek**

Fiche technique  
Plaque de plâtre Knauf  
01/2018



## Plaque de Plâtre KNAUF KS Standard

Les plaques de plâtre Knauf KS standard, sont des panneaux composés d'un cœur à base de Plâtre comprise entre deux parements cartonnés. Il s'agit de panneaux légers destinés à la Réalisation de systèmes constructifs pour le second œuvre, offrant une isolation acoustique et Des propriétés ignifuges supérieures à celles des matériaux de construction classiques.



E-mail: [info@knaufalgerie.com](mailto:info@knaufalgerie.com)  
[www.knaufalgerie.com](http://www.knaufalgerie.com)

**Bureau Alger**  
44, 51003 Bourdja, Cochin, Algérie  
Adresse postale: BP 102, 51246 Bourdja, Cochin, Algérie  
Tél: +213 (0) 21 33 37 14 / 15 / 16  
Fax: +213 (0) 21 33 37 17

**Bureau Béni**  
Rue de l'Indépendance, Sema Sema, 36000 Béni  
Tél: +213 (0) 38 93 77 41  
Fax: +213 (0) 38 93 77 41

## Fiche descriptive Plaque en ciment AQUAPANEL

**AQUAPANEL® Cement Board**

**KNAUF**

*Pour Chaque application, le système adéquat*

**AQUAPANEL® Cement Board INDOOR :**  
Ciment Board INDOOR :

fournit un support de façades robuste et solide dans des espaces humides comme les salles de bains, les douches, les cuisines, les piscines, les hammams, les blanchisseries, les hôpitaux... etc.

**AQUAPANEL® Cement Board OUTDOOR :**  
Ciment Board OUTDOOR :

résistant à des conditions atmosphériques extrêmes telles que des vents violents, la pluie et la neige. Il peut servir de base à des murs extérieurs ventilés ou pour des systèmes de parements directs.

**AQUAPANEL® Cement Board SkyLite :**  
Ciment Board SkyLite :

En combinaison avec l'Écobilisation AQUAPANEL®, le système offre une construction de plafonds parfaite. AQUAPANEL® Cement Board SkyLite convient pour tous types de plafonds et surtout dans les projets de réhabilitation.

**Intertek**

**Bureau Social Oran**  
Chemin de Wilaya, n° 64,  
31063 Benfrah, Gdyl, Oran  
Adresse postale : BP N°02,  
31240 Boufrais, Oran  
Tél. : +213 (0) 41 76 34 71 70  
Fax : +213 (0) 41 76 34 75 78

**Bureau Alger**  
Zone d'activités, Lot 23  
Espace 06043  
Ain El Hadjar, Algiers  
Tél. : +213 (0) 21 33 37 13 / 14 / 15 / 16  
Fax : +213 (0) 21 33 37 17

**Bureau Saïf**  
L'Aid Dahoua, Zone D'activité  
3ème Tranche, 19000 Saïf.  
Tél. : +213 (0) 36 93 77 41  
Fax : +213 (0) 36 93 77 41  
[www.knaufalgérie.com](http://www.knaufalgérie.com)  
[info@knaufalgérie.com](mailto:info@knaufalgérie.com)

**AQUAPANEL® Cement Board**

**AQUAPANEL® Cement Board**

**AQUAPANEL®**

**Fiche descriptive  
Plaque ciment  
AQUAPANEL®**

**Cement Board**

**La plaque AQUAPANEL**

La Technologie AQUAPANEL® Cement Board a rapidement révolutionné la conception et la construction des bâtiments en Europe.

Développé par KNAUF AQUAPANEL, le panneau AQUAPANEL® Cement Board est un matériau de construction extrêmement durable, il offre aux architectes et aux entrepreneurs une alternative éprouvée :

- À une maçonnerie intérieure conventionnelle (Aquapanel Indoor)
- À une maçonnerie extérieure conventionnelle pour la construction de murs de grande qualité, la rénovation de façades, tunnels et différents types de projets (Aquapanel Outdoor)
- Aux chapes humides pour tous les types de Plafonds (Aquapanel SkyLite).

**AQUAPANEL®**

**AQUAPANEL®**

## Fiche Technique Plaque en ciment AQUAPANEL




**AQUAPANEL®** 01/2018

**AQUAPANEL®**  
**Cement Board SkyLite**

La conception intelligente de plafond pour l'extérieur et l'intérieur

**Caractéristiques (ETA-0608/13)**

Longueur (mm)	1251/2000
Largeur (mm)	900
Épaisseur (mm)	8,0
Rayon de courbure min. (m)	1
Poids (kg/m <sup>2</sup> )	ca. 10,5
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> ) selon EN 12467	ca. 1.230
Résistance à la flexion (MPa) selon EN 12467	ca. 10,9
pH	12
Conductivité thermique (W/mK) selon EN ISO 10456	0,36
Dilatation thermique (10 <sup>-6</sup> K <sup>-1</sup> )	7
Résistance à la transmission de la vapeur d'eau μ (-) selon EN ISO 12572	40
Variation de la longueur avec humidité ambiante 65%-85% (mm/m) selon EN 318	0,38
Variation de l'épaisseur avec humidité ambiante 65%-85% (%) selon EN 318	0,3
Classement au feu selon EN 13501	A1 Incombustible

**Application**

La plaque de ciment AQUAPANEL® SkyLite est une plaque légère et robuste conçue pour être posée en plafonds suspendus à l'intérieur et à l'extérieur. La dalle se compose d'un cœur en ciment Portland et d'agrégats légers, et est armée sur chaque face par un treillis de fibre de verre. Ses extrémités sont coupées et les chants renforcés (EdgeEdge®).

La plaque de ciment AQUAPANEL® SkyLite est 100 % résistante à l'eau et l'humidité et imprévisible.

**Domaine d'application**

La plaque de ciment AQUAPANEL® SkyLite a été conçue pour être utilisée en plafonds suspendus et en sous-faces de toiture à l'extérieur, et en plafonds suspendus dans les locaux humides à l'intérieur.

Son poids faible d'env. 10,5 kg/m<sup>2</sup> en fait la plaque idéale pour les poses à l'envers. En utilisant les accessoires adaptés du système, il est possible d'obtenir des qualités de finition AQUAPANEL® Q3 en extérieur et jusqu'à des qualités AQUAPANEL® Q4 en intérieur.

**Propriétés**

- Une dalle de plafond pour l'intérieur comme pour l'extérieur
- Facile à poser en hauteur
- Formable à sec jusqu'à un rayon de courbure d'un mètre
- 100 % résistante à l'eau
- Imputrescible
- Ecologique et inoffensive sur le plan de la biologie du bâtiment
- Légère, stable, robuste
- Découpable au cutter

**Mise en oeuvre**

La plaque de ciment AQUAPANEL® SkyLite se fixe parallèlement ou perpendiculairement au lattage. La première plaque doit soigneusement être alignée sur les profils. Les plaques en ciment AQUAPANEL® SkyLite se fixent à l'aide de l'aide des vis AQUAPANEL®. Les plaques suivantes sont posées en alternance en laissant un joint d'env. 3 à 4 mm, éviter les joints croisés. Le jointement se fait avec l'enduit à joint AQUAPANEL® gris et la bande à joint AQUAPANEL® (10 cm) qui est royée dans l'enduit. Les tôles de vis sont également recouvertes avec de l'enduit. Une fois l'enduit à joint durci, la surface doit être traitée avec l'enduit de base AQUAPANEL®. Après le séchage, on passe à la finition de la surface.

Les plafonds suspendus à l'extérieur doivent bénéficier d'une attestation de stabilité. Tous les composants des assises à l'intérieur et à l'extérieur doivent être suffisamment protégés contre la corrosion. Vous trouverez de plus amples informations dans la brochure du système.

**Transport et stockage**

Toujours porter les plaques à la verticale. Les transporter à l'aide d'un diable pour plaques ou transporter les palettes à l'aide d'un chariot élévateur. Veillez à ne pas endommager les coins et les chants en posant les plaques.

Le support sur lequel elles sont posées doit pouvoir supporter le poids. Une palette de plaques de ciment AQUAPANEL® SkyLite fait un poids à la livraison compris entre 1008 et 1049 kg.

Les plaques en ciment AQUAPANEL® SkyLite doivent être protégées contre l'humidité et les intempéries avant d'être posées. Les plaques qui ont pris l'humidité doivent être séchées à part des deux côtés avant d'être utilisées.

Laisser les plaques s'adapter à la température et au taux d'humidité ambiants avant de les poser. La température ambiante, du matériau et du support ne doit pas être inférieure à 5° C.

**AQUAPANEL®**

www.aquapanel.com  
info@aquapanel.com

**Silver Board® Tunis**  
Chemin de Wajaj n° 64, 31003 Benifluha, Gafsa, Oran, Algérie  
Tél : +213 (0) 31 33 33 33  
Fax : +213 (0) 31 33 33 17

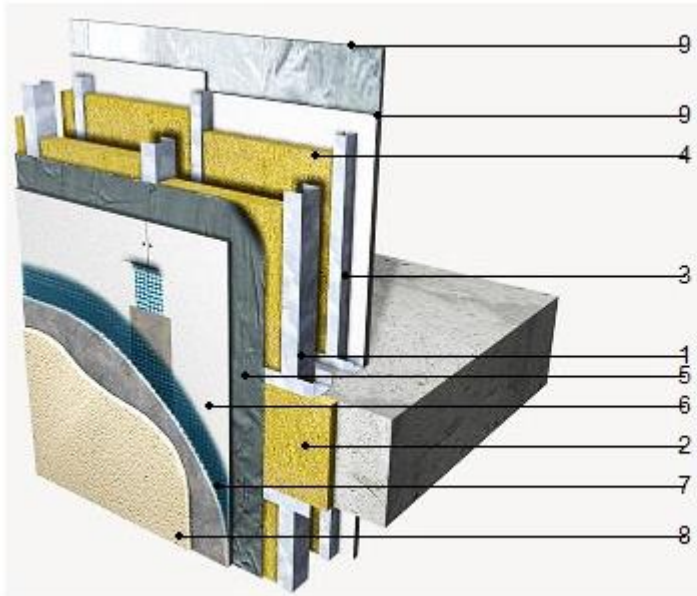
**Orange Alger**  
Zone d'activités, Lot 23 El Achour, 16043 Alger  
Tél : +213 (0) 38 38 77 41  
Fax : +213 (0) 38 38 77 41

**Orange Egypt**  
LW4 Doha, Zone d'activités, Sawa barack, 19000 Sidi Barrani  
Tél : +213 (0) 38 38 77 41  
Fax : +213 (0) 38 38 77 41

E-mail : info@knaufalgerie.com  
www.knaufalgerie.com



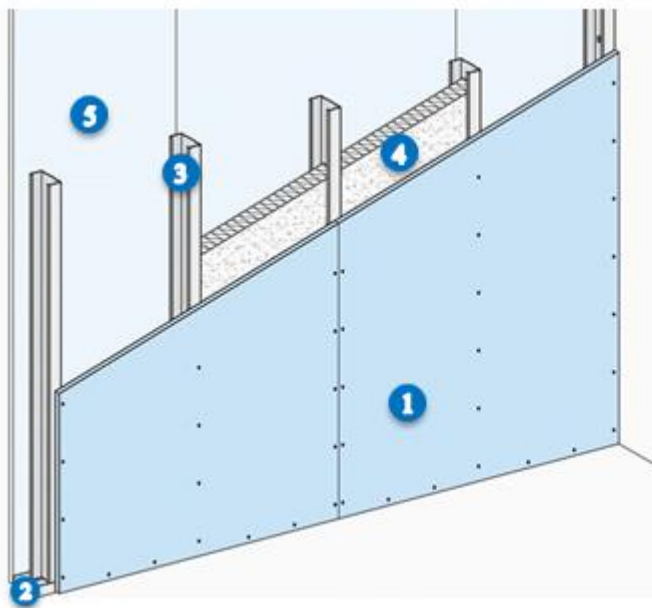
### Composantes du mur extérieur avec des plaques en Ciment AQUAPANEL



- 1 : Structure extérieure.
- 2 : Isolation extérieure.
- 3 : Structure intérieure.
- 4 : Isolation intérieure.
- 5 : Imperméabilisation.
- 6 : Plaque extérieure.
- 7 : Couche de base.
- 8 : Couche de finition.
- 9 : Plaque intérieure.

Figure A.1 : Composantes du mur extérieur.

### Composantes du mur intérieur avec des plaques au plâtre



- 1 : Plaques de plâtre.
- 2 : Rail métallique.
- 3 : Montant métallique.
- 4 : Isolant en laine.
- 5 : Plaques de plâtre.

Figure A.2 : Composantes du mur intérieur.

## Fiche Technique entrevous en polystyrène (PSE)



### Fiche technique Hourdis

#### Description :

Les entrevous en polystyrène expansé (PSE) sont des produits obtenus par moulage, utilisés en partie courante du plancher.

#### L'entrevous en PSE de type R2 :

L'entrevous en polystyrène expansé est de densité 25 Kg/M3

#### Avantage :

- Rapidité et facilité de mise en œuvre.
- Isolation thermique et acoustique.
- Légèreté et mise en œuvre facile.

#### Caractéristique géométrique et mécaniques des entrevous :

Les dimensions des entrevous (hauteur, longueur, largeur) et leur résistance mécanique sont mentionnées dans le tableau 1, la résistance mécanique est définie comme étant la charge à la rupture par poinçonnement flexion.

Type d'entrevous	Dimensions effectives			Résistance au poinçonnement-flexion (daN)
	Hauteur (mm)	Largeur (mm)	Longueur (mm)	
Hourdis_25	155	250	495	120
Hourdis_40	155	400	495	158
Hourdis_40_rehausse	200	400	495	-
Hourdis_1m	155	1000	495	424
Hourdis_70	300	700	230	150

Essais référence DTEM/61/2014 et DTEM/62/2014, essais effectués sur la base de la norme NF EN 15037-2 et NF EN 15037-4.

#### Comportement au feu :

Le pouvoir calorifique du PSE est de 40 MJ/kg, classement au feu, en cas d'incendie, tous les moyens classiques de lutte peuvent être utilisés, l'eau est habituellement efficace.

Les entrevous IPP sont fabriqués en polystyrène expansé classe M1 (produit auto extinguable, fabriqués à base d'une matière première avec un additif retardateur de combustion selon DIN4102, section 1, B1).

**Masse volumique apparente :** La masse volumique moyenne est de 25Kg/M3.

**La conductivité thermique  $\lambda$  :** La conductivité thermique  $\lambda$  est de 0.0348 pour une masse volumique de 25Kg/M3.



## La Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour chaque détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de **10%** jusqu'à **0.5Q**.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \quad [1]$$

Avec

$Q$ : Charge d'exploitation

$n$ : Nombre d'étages.

$Q_0$  : Surcharge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

**Tableau B.1** : Dégression des charges.

Niveau des planchers	Surcharges	$\Sigma$ Surcharges	Q (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$Q_0 = 1$	$Q_0$	1
Buanderie	$Q_1 = 1.5$	$Q_0 + Q_1$	2.5
7	$Q_2 = 1.5$	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2)$	3.7
6	$Q_3 = 1.5$	$Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	4.6
5	$Q_4 = 1.5$	$Q_0 + 0.7(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	5.2
4	$Q_5 = 1.5$	$Q_0 + 0.6(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	5.5
3	$Q_6 = 1.5$	$Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	5.5
2	$Q_7 = 1.5$	$Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	6.25
1	$Q_8 = 1.5$	$Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	7
RDC	$Q_9 = 3.5$	$Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	8.75

## Détermination du poteau le plus sollicité

### ► Poteau centrale B3

$$S = (4.67 - 0.4) \times (4.745 - 0.4) = 18.55 \text{ m}^2$$

### Calcul des différents poids

#### Poids des planchers

- Poids du plancher terrasse 1 =  $6.63 \times 18.55 = 122.98 \text{ kN}$
- Poids du plancher terrasse 2 =  $5.43 \times 18.55 = 100.72 \text{ kN}$
- Poids du plancher étage courant 1 =  $5.59 \times 18.55 = 103.69 \text{ kN}$
- Poids du plancher étage courant 2 =  $3.55 \times 18.55 = 65.85 \text{ kN}$

#### Poids des poutres principales et secondaires

$$(0.3 \times (0.40 - 0.05) \times 25 \times 4.27) + (0.3 \times (0.35 - 0.05) \times 25 \times 4.345) \\ = 20.985 \text{ kN}$$

#### Poids des poteaux

- Poteau SS ( $h = 3.00$ ) =  $25 \times (3.00 - 0.40) \times 0.4^2 = 10.4 \text{ kN}$



- Poteau RDC ( $h = 4.5$ ) =  $25 \times (4.5 - 0.40) \times 0.4^2 = 16.4kN$
- Poteau 1<sup>er</sup> au 7<sup>eme</sup> étage ( $h = 3.23$ ) =  $25 \times (3.23 - 0.40) \times 0.4^2 = 11.32 kN$
- Poteau buanderie ( $h = 3.27$ ) =  $25 \times (3.27 - 0.40) \times 0.4^2 = 11.48 kN$

► **Poteau de rive B4**

$$S = 11.99 m^2$$

$$S (\text{plancher corps creux}) = (4.67 - 0.4) \times (2.41 - 0.2) = 9.43 m^2$$

$$S (\text{partie saillante en dalle pleine}) = 1.465 \times 1.75 = 2.56 m^2$$

**Calcul des différents poids**

- Poids des planchers
- Poids du plancher terrasse 1 =  $6.63 \times 9.43 = 62.52 kN$
- Poids du plancher terrasse 2 =  $5.43 \times 9.43 = 51.20 kN$
- Poids du plancher étage courant 1 =  $5.59 \times 9.43 = 52.71 kN$
- Poids du plancher étage courant 2 =  $3.55 \times 9.43 = 33.47 kN$
- Poids du plancher dalle pleine terrasse =  $7.33 \times 2.56 = 18.76 kN$
- Poids du plancher dalle pleine (étage courant) 1 =  $6.11 \times 2.56 = 15.64 kN$
- Poids du plancher dalle pleine (étage courant) 2 =  $5.27 \times 2.56 = 13.49kN$

**Poids des poutres principales et secondaires**

$$(0.3 \times (0.40 - 0.05) \times 25 \times 4.27) + (0.3 \times (0.35 - 0.05) \times 25 \times 2.21) \\ = 16.18 kN$$

**Poids des poteaux**

- Poteau SS( $h = 3.00$ ) =  $25 \times (3.00 - 0.40) \times 0.4^2 = 10.4 kN$
- Poteau RDC ( $h = 4.5$ ) =  $25 \times (4.5 - 0.40) \times 0.4^2 = 16.4kN$
- Poteau 1<sup>er</sup> au 7<sup>eme</sup> étage ( $h = 3.23$ ) =  $25 \times (3.23 - 0.40) \times 0.4^2 = 11.32 kN$
- Poteau buanderie ( $h = 3.27$ ) =  $25 \times (3.27 - 0.40) \times 0.4^2 = 11.48 kN$

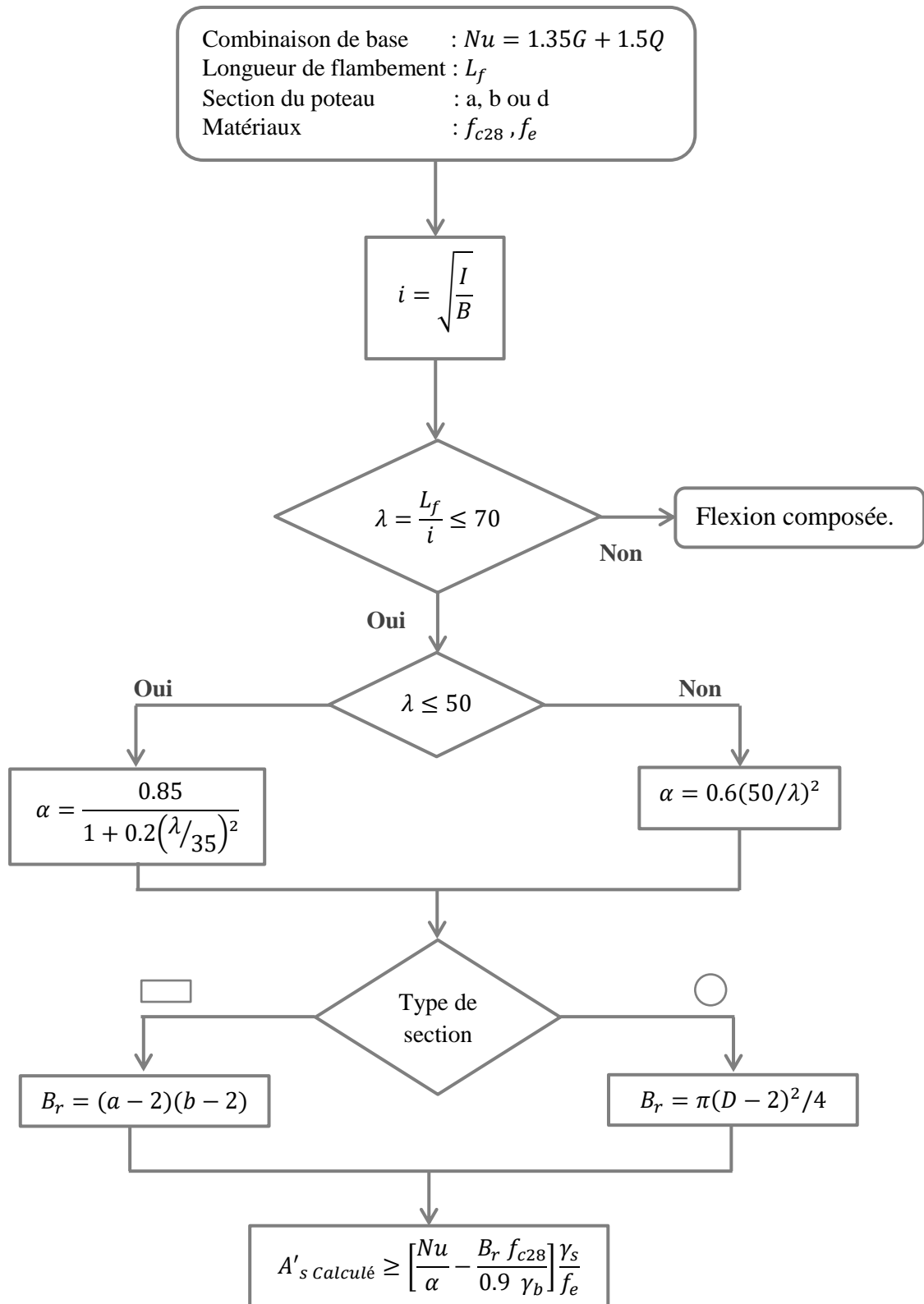
**Poids des murs extérieurs**

- Pour la buanderie 1:  $2.81 \times (3.27 - 0.4) \times 4.27 = 34.43 kN$
- Pour la buanderie 2:  $0.38 \times (3.27 - 0.4) \times 4.27 = 4.65 kN$
- Pour l'étage courant1:  $2.81 \times (3.23 - 0.4) \times 4.27 = 33.95 kN$
- Pour l'étage courant2:  $0.38 \times (3.23 - 0.4) \times 4.27 = 4.59 kN$
- Pour le RDC1:  $2.81 \times (4.5 - 0.4) \times 4.27 = 49.19 kN$
- Pour le RDC2:  $0.38 \times (4.5 - 0.4) \times 4.27 = 6.65 kN$
- Pour le SS1:  $2.81 \times (3.00 - 0.4) \times 4.27 = 31.19 kN$
- Pour le SS2:  $0.38 \times (3.00 - 0.4) \times 4.27 = 4.21 kN$

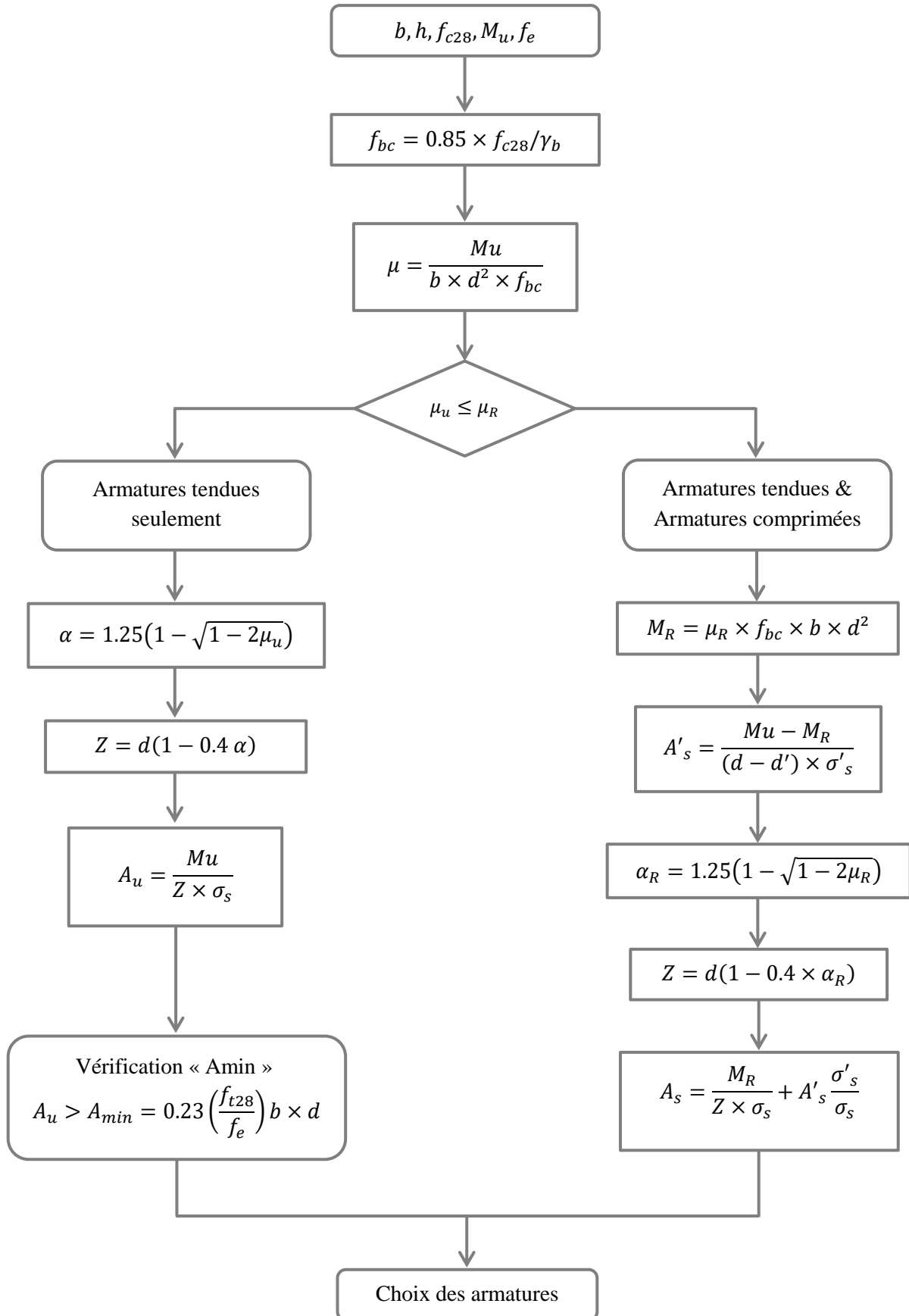
**Poids de l'acrotère**

$$2.157 \times 6.37 = 13.74 kN$$

## Organigramme du Compression Simple POTEAUX



**Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire  
en flexion simple à l'E.L.U**



**CALCUL A L'ELU D'UNE SECTION RECTANGULAIRE EN FLEXION COMPOSEE**  
**(L'EFFORT NORMAL EST UNE COMPRESSION)**

**Données :**  $b, h, d, d', f_{c28}, f_e, N_u$  et  $M_u = e \cdot M_u$

Le moment par rapport aux aciers tendus sera :  $M_{AS} = M_u + N_u(d - \frac{h}{2})$

On calcul d'abord le coefficient de remplissage :  $\Psi_1 = \frac{N_u}{b h f_{bc}}$

→ Si :  $\Psi_1 \leq 0.81$ , On lit la valeur de l'excentricité critique relative  $\xi$ , ensuite on calcule  $e_{NC} = \xi \cdot h$

Si  $e \leq e_{NC} \Rightarrow$  SEC, ELU non atteint, Armatures minimales pour les poteaux (Règles de Béton Armé + Règles Parasismiques).

Si  $e > e_{NC} \Rightarrow$  SPC

→ Si :  $\Psi_1 > 0.81$ , on utilise le coefficient :

$$\chi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \Psi_1 \left(0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{e}{h}\right)}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$$

Si  $\chi \geq 0.19 \Rightarrow$  SPC

Si  $\chi < 0.19 \Rightarrow$  SEC →  $\begin{cases} \text{Si } \chi > 0 \Rightarrow A_s = 0 \text{ et } A'_s \neq 0 \\ \text{Si } \chi \leq 0 \Rightarrow A_s \neq 0 \text{ et } A'_s \neq 0 \end{cases}$

**Cas 1 :**  $\chi > 0 \Rightarrow A_s = 0$  et  $A'_s \neq 0$  ; on choisit  $\varepsilon'_s = 2 \cdot 10^{-3} \left[1 + \left(3 - 7 \frac{d'}{h}\right) \frac{\sqrt{\chi}}{1.75}\right]$

et  $\sigma'_s = f(\varepsilon'_s)$

On aura :  $A'_s = \frac{N_u - (1 - \chi) b h f_{bc}}{\sigma'_s}$

**Cas 1 :**  $\chi \leq 0 \Rightarrow A_s \neq 0$  et  $A'_s \neq 0$  ;

On choisit  $\varepsilon_{bc} = \varepsilon_s = \varepsilon'_s = 2 \cdot 10^{-3}$ , ce qui donne  $\sigma'_{bc} = f_{bc}$  et  $\sigma_s = \sigma'_s = \sigma_{s \cdot 2 \cdot 10^{-3}}$

On aura :  $A'_s = \frac{M_{AS} - b h f_{bc} \left[d - \frac{h}{2}\right]}{(d - d') \sigma_{s \cdot 2 \cdot 10^{-3}}}$  et  $A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_{s \cdot 2 \cdot 10^{-3}}} - A'_s$

**FLEXION COMPOSEE / VERIFICATION ELS / CAS SEC**

**Il faut vérifier que :**  $\sigma_{bc \max} \leq \overline{\sigma}_{bc}$  avec  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

**G :** Centre de gravité du béton seul

**G1 :** Centre de gravité de la section avec armatures

**Section homogénéisée** →  $S = bh + 15(A_1 + A_2)$

**Position de l'axe neutre** →  $v_1 = \frac{\frac{1}{2}bh^2 + 15(A_1 c_1 + A_2 d)}{S}$

**Moment d'inertie / Axe Neutre** →  $I_{G1} = \frac{1}{3}bh^3 + 15(A_1 c_1^2 + A_2 d^2) S v_1^2$

**$M_{ser}$  / Axe Neutre** →  $M_{ser/G1} = M_{ser/G} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v_1\right)$

**Finalement :**

$$\sigma_{bc \max} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser/G1}}{I_{G1}} \cdot v_1$$

$$\sigma_{bc \min} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser/G1}}{I_{G1}} \cdot v_2$$

Dans l'hypothèse d'une SEC, on doit avoir :  $\sigma_{bc \min} \geq 0$  càd  $\frac{M_{ser/G1}}{N_{ser}} \leq \frac{I_{G1}}{S(h-v_1)}$

Si cette dernière inégalité n'est pas vérifiée, c'est le cas SPC.

### FLEXION COMPOSEE / VERIFICATION ELS / CAS SPC

**Il faut vérifier que :**  $\sigma_{bc \max} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  avec  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$\text{Et } \sigma_{s2} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$e = \frac{M_{ser/G}}{N_{ser}} \quad ; \quad c = e - \frac{h}{2}$$

Calcul de  $y_1$  : on cherche d'abord la racine  $y_c$  de l'équation  $y_c^3 + py_c + q = 0$  avec :

$$p = -3c^2 + \frac{90 A_1}{b}(c + c_1) + \frac{90 A_2}{b}(c + d)$$

$$q = 2c^3 - \frac{90 A_1}{b}(c + c_1)^2 - \frac{90 A_2}{b}(c + d)^2$$

$$\Delta = q^2 + 4 \left( \frac{p}{3} \right)^3$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : y_c = -(A + B) \quad \text{avec } A = \sqrt[3]{\frac{q + \sqrt{\Delta}}{2}} \quad \text{et } B = \sqrt[3]{\frac{q - \sqrt{\Delta}}{2}}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 : \varphi = \cos^{-1} \left[ \frac{q}{2} \left( \frac{-p}{3} \right)^{-\frac{3}{2}} \right] \quad \text{avec } \varphi \text{ en radians}$$

$$y_c = -2 \sqrt[3]{\frac{-p}{3}} \cos \left[ \frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right] \quad ; \quad D'où \quad y_1 = y_c - c$$

**Finalement :**

$$\sigma_{bc \max} = \frac{N_{ser} \cdot y_1}{\frac{b y_1^2}{2} + 15 A_1 (y_1 - c_1) - 15 A_2 (d - y_1)}$$

$$\sigma_{s1} = 15 \sigma_{bc \max} \frac{y_1 - c_1}{y_1} \quad ; \quad \sigma_{s2} = 15 \sigma_{bc \max} \frac{d - y_1}{y_1}$$

### ELS / CONTRAINTES LIMITES

→ Contrainte limite de compression du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

→ Contrainte limite de traction de l'acier :

$$\text{Si fissuration} \begin{cases} \text{non préjudiciable : pas de limite} \\ \text{préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\} \\ \text{très préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = 0.8 \xi \end{cases}$$

$$\text{Avec } \eta = \begin{cases} 1.6 \text{ pour les barres HA avec } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ 1.3 \text{ pour les fils avec } \phi < 6 \text{ mm} \end{cases}$$

## Calcul d'un Plancher dalle pleine triangulaire

### a) Principe [8]

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode consiste à déterminer un ou plusieurs mécanismes de rupture d'un panneau de dalle qui soient cinématiquement admissibles.

La création des mécanismes de rupture se produit par plastification des aciers c'est-à-dire dès que l'allongement de l'acier entraîne alors une fissuration du béton est donc une articulation.

Le panneau de dalle est ainsi transformé en un ensemble de plaques supposées indéformables. Ces plaques vont pivoter autour des lignes d'appui sous l'effet de leur chargement.

Il existe a priori plusieurs mécanismes de rupture pour un même schéma de dalle.

On doit rechercher parmi tous les mécanismes possibles, celui qui, pour une charge extérieure donnée  $p$ , donne le moment fléchissant le plus fort.

A partir de ce mécanisme de rupture, on peut calculer les armatures de la dalle en utilisant le principe de la conservation de l'énergie.

### b) Hypothèses concernant les lignes de rupture [8]

Les lignes de rupture, fixées par le calculateur, répondent aux règles suivantes :

- Les lignes de rupture délimitent des surfaces planes. Ces surfaces restent planes après rupture.
- Les intersections des plaques sont donc droites → les lignes de rupture sont des droites.
- Les plaques pivotent autour des lignes d'appui et des lignes de rupture.
- Les lignes de rupture passent par les intersections de 2 lignes d'appui.
- Lorsque 2 lignes d'appui sont parallèles, la ligne de rupture leur est parallèle (on se ramène à la règle précédente étant donné que des lignes parallèles ont leur intersection à l'infini).

### c) Calcul des efforts internes

#### Travail extérieur

$$\tau_{ext} = \sum P_u S \delta_G = 2.625P$$

$$\text{Exemple : } S_1 = \frac{3.80 \times 1.38}{2} = 2.622 \text{ m}^2 \dots\dots \delta_{G1} = 1/3 \dots \tau_{ext1} = P \left( 2.622 \times \frac{1}{3} \right) = 0.874P$$

#### Travail intérieur

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture (L.R) sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$\tau_{int} = \sum m\omega a + \sum m'\omega a$$

$a$  : Projection de L.R sur l'axe de rotation.

$$\text{Exemple : } \omega_1 = \frac{1}{1.38} = 0.725 \dots\dots\dots \tau_{int1} = (m + m') \times 0.725 \times 3.80 = 2.755(m + m')$$

### Calcul des sections d'armatures des poutres

#### a) Sens principale 30 × 40 (Sans voiles)

Tableau E.1 : Calcul des sections d'armatures des poutres principales.

Terrasse inaccessible								
Situation	Position	Structure 1			Structure 2			$A_s^{min}$ ( $cm^2$ )
		$M3_{max}$ ( $kN.m$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$M3_{max}$ ( $kN.m$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	
Durable	Travée	68,4203	4.63	0	59,5447	3.99	0	6
	Appuis	-114,0698	0	8.056	-99,6749	0	6.94	
Accidentelle	Travée	90,205	5.26	0	76,5692	4.43	0	
	Appuis	-149,8895	0	9.06	-192,2954	0	11.95	
Terrasse accessible								
Durable	Travée	24,04	1.57	0	21,5463	1.40	0	6
	Appuis	-57,1405	0	3.82	-53,9281	0	3.60	
Accidentelle	Travée	54,0165	3.09	0	50,338	2.87	0	
	Appuis	-122,5601	0	7.28	-110,975	0	6.55	
Usage d'habitation								
Durable	Travée	61,9307	4.16	0	47,3719	3.14	0	6
	Appuis	-127,5956	0	9.14	-110,4689	0	7.77	
Accidentelle	Travée	130,1685	7.77	0	137,8903	8.27	0	
	Appuis	-201,8398	0	12.63	-214,553	0	13.55	

#### b) Sens principale 30 × 40 (Avec voiles)

Tableau E.2 : Calcul des sections d'armatures des poutres principales.

Terrasse inaccessible								
Situation	Position	Structure 1			Structure 2			$A_s^{min}$ ( $cm^2$ )
		$M3_{max}$ ( $kN.m$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$M3_{max}$ ( $kN.m$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	
Durable	Travée	15,1139	0.98	0	8,7282	0.56	0	6
	Appuis	-38,7431	0	2.55	-26,3006	0	1.72	
Accidentelle	Travée	206,7387	12.98	0	10,2422	0.57	0	
	Appuis	-243,7355	0	15.74	-26,7039	0	1.50	
Terrasse accessible								
Durable	Travée	10,1111	0.65	0	10,9779	0.71	0	6
	Appuis	-46,4966	0	3.08	-44,0441	0	2.92	
Accidentelle	Travée	203,3854	12.74	0	131,8514	7.88	0	
	Appuis	-228,7896	0	14.60	-174,4833	0	10.71	
Usage d'habitation								
Durable	Travée	16,3348	1.06	0	13,0363	0.84	0	6
	Appuis	-53,3905	0	3.56	-49,3796	0	3.28	
Accidentelle	Travée	315,7525	21.73	0	223,6166	14.22	0	
	Appuis	-357,6349	0	25.75	-252,9765	0	16.46	

## c) Sens secondaire 30 × 35 (Sans voiles)

Tableau E.3 : Calcul des sections d'armatures des poutres secondaires.

Terrasse inaccessible								
Situation	Position	Structure 1			Structure 2			$A_s^{min}$ ( $cm^2$ )
		$M3_{max}$ ( $kN.m$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$M3_{max}$ ( $kN.m$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	
Durable	Travée	26,0306	1.95	0	24,1967	1.81	0	5.25
	Appuis	-42,9402	0	3.28	-42,8623	0	3.28	
Accidentelle	Travée	90,1945	6.11	0	70,5498	4.70	0	
	Appuis	-120,0683	0	8.33	-110,0687	0	7.57	
Terrasse accessible								
Durable	Travée	42,0662	3.21	0	36,9404	2.80	0	5.25
	Appuis	-54,6485	0	4.23	-48,5238	0	3.73	
Accidentelle	Travée	81,425	5.47	0	76,4216	5.12	0	
	Appuis	-103,6646	0	7.09	-95,0056	0	6.46	
Usage d'habitation								
Durable	Travée	41,2916	3.15	0	37,3334	2.84	0	5.25
	Appuis	-56,9869	0	4.43	-51,992	0	4.01	
Accidentelle	Travée	112,5431	7.76	0	107,4836	7.38	0	
	Appuis	-160,9605	0	11.58	-135,4194	0	9.52	

## d) Sens secondaire 30 × 35 (Avec voiles)

Tableau E.4 : Calcul des sections d'armatures des poutres secondaires.

Terrasse inaccessible								
Situation	Position	Structure 1			Structure 2			$A_s^{min}$ ( $cm^2$ )
		$M3_{max}$ ( $kN.m$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$M3_{max}$ ( $kN.m$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	
Durable	Travée	3,4891	0.26	0	9,4019	0.69	0	5.25
	Appuis	-8,986	0	0.66	-8,2694	0	0.61	
Accidentelle	Travée	14,7471	0.95	0	88,0014	5.95	0	
	Appuis	-23,1509	0	1.49	-94,9599	0	6.45	
Terrasse accessible								
Durable	Travée	45,6321	3.50	0	1,7192	0.13	0	5.25
	Appuis	-63,9948	0	5.01	-4,6203	0	0.34	
Accidentelle	Travée	108,0019	7.42	0	3,0619	0.195	0	
	Appuis	-173,4378	0	12.63	-6,1292	0	0.39	
Usage d'habitation								
Durable	Travée	43,6473	3.34	0	19,99	1.49	0	5.25
	Appuis	-72,6633	0	5.75	-4,3713	0	0.32	
Accidentelle	Travée	145,592	10.33	0	119,0567	8.25	0	
	Appuis	-200,3105	0	15.00	-102,6868	0	7.02	



## La méthode des contraintes pour le ferrailage des voiles

### ❖ Justification sous sollicitations normales

#### 1. Conditions d'application

La longueur  $d$  du mur :  $d \geq 5a$

L'épaisseur  $a$  du mur :

$a \geq 10\text{cm}$  pour les murs intérieurs.

$a \geq 12\text{cm}$  pour les murs extérieurs comportant une protection.

$a \geq 15\text{cm}$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.

L'élançement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$

Le raidisseur d'extrémité  $h$  :  $h \geq 3a$

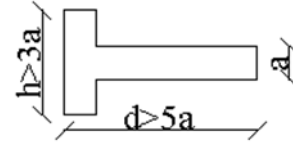


Figure F.1 : Définition de l'élément mur.

#### 2. Longueur de flambement (murs non raidi latéralement)

Soit :  $l$ : la hauteur libre du mur

$l_f$ : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

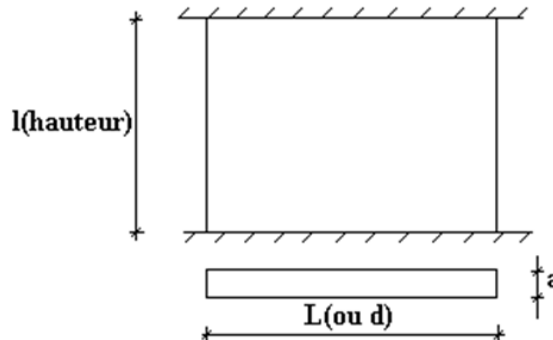


Figure F.2 : Dimension d'un voile.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement  $l_f$  est déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport  $(\frac{l_f}{l})$  sont données par le tableau suivant :

Tableau F.1 : Valeurs de  $(\frac{l_f}{l})$ .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

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

### 3. Effort de compression en ELU

Nota :

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

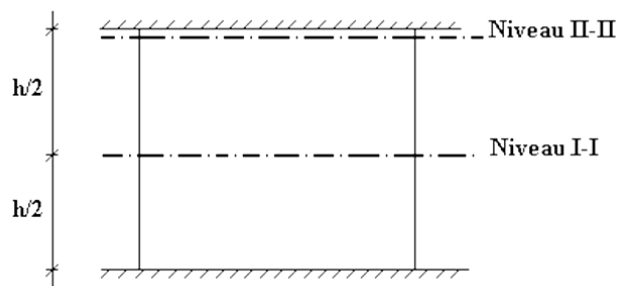
**Tableau F.2 :** Calcul des contraintes de compression en ELU.

		Notation	Unités	Voile armé Verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement		$\lambda$	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite		$B_r$	$m^2$	$d(a - 0,02)$	
Coefficient « $\alpha$ »	Pour $\lambda \leq 50$	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
	Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	
Effort limite ELU		$N_{ulim}$	$kN$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites		$\sigma_{u lim}$	$kPa$	$\sigma_{ba} = \frac{N_{ulim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{ulim}}{ad}$

Remarque :

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u lim} = \frac{N_{ulim}}{ad}$  que nous appelons  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

### 4. Niveaux de vérification



**Figure F.3 :** Les niveaux de vérification d'un voile.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

$$\text{Niveau I-I à mi- hauteur d'étage : } \sigma_u \leq \sigma_{ulim}$$

$$\text{Niveau II-II sous le plancher haut : } \sigma_u \leq \frac{\sigma_{ulim}}{\alpha}$$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

### 5. Aciers minimaux :

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on n'a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée). L'épaisseur du voile est désignée par la lettre « a »

#### Aciers verticaux, aciers horizontaux

Tableau F.3 : Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
<b>Espacement maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min(0,33m; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<b>Acier minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v da$	$A_H \geq \rho_H 100a$
<b>Pourcentage D'aciers minimal</b>	$\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u,lim}} - 1 \right) \right]$ Par moitié sur chaque face. Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive. $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire.	$\rho_H = \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{vmax}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{vmax} = \text{Le pourcentage vertical de la bande la plus armée.}$

- ▶ La section d'armatures correspondante au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- ▶ La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

### 6. Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0,05f_{c28}$  (Il faudra donc vérifier que  $S12 \leq 0,05f_{c28}$  ).

## RECONNAISSANCE DU SOL

Rapport préliminaire de l'étude de sol du site :

### « Réalisation des logements à Souidania, wilaya d'Alger »

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain, afin de justifier le type de fondations correspondant.

#### Caractéristiques physiques et mécaniques du sol

D'après l'étude géologique, géotechnique et chimique, on peut dire qu'on a un sol :

- ▶ Argiles sableuses à inclusions graveleuses alluvionnaires (Site meuble)
- ▶ Peu plastique
- ▶ Faible humidité
- ▶ Compacité moyenne
- ▶ Peu gonflant et de compressibilité moyenne.

Par ailleurs, si on veut récapituler les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, elles seront :

- Teneur en eau naturelle :  $W = 13,25\%$
- Limite de liquidité :  $W_L = 37\%$
- Limite de plasticité :  $W_P = 19\%$
- Indice de plasticité :  $I_P = 18\%$
- Pression de consolidation :  $P_c = 0,569 \text{ bars}$
- Coefficient de compressibilité :  $C_c = 0,141 \text{ bars}$
- Coefficient gonflement :  $C_g = 0,021 \text{ bars}$
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 20^\circ$
- Cohésion :  $C_u = 0,50 \text{ bars}$
- Poids volumique total humide :  $\gamma_h = 17,6 \text{ kN/m}^3$

#### Résistance du sol

Les valeurs de la contrainte admissible du sol, en fonction des différentes profondeurs d'ancrage, à adopter pour le calcul de génie civil des ouvrages, sont récapitulées dans le tableau suivant :

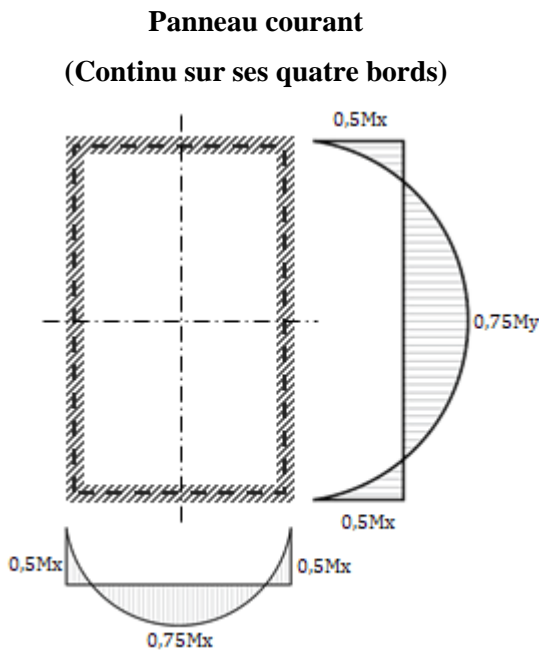
Profondeur (m)	$q_{adm}$ (bars)
2,00	1,62
3,00	1,79
4,00	1,96
5,00	2,15

## Calcul des moments des dalles continues [2]

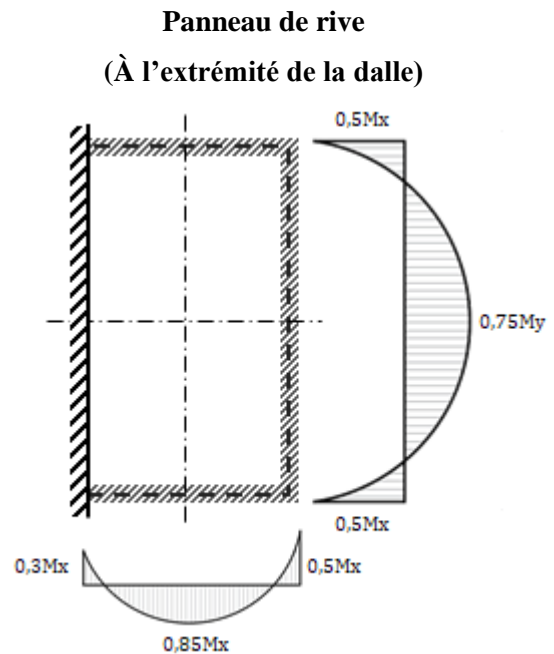
Pour les dalles continues, constituées de panneaux rectangulaires considérés comme encastrés sur leurs bords, le calcul des moments de flexion s'effectue par la méthode forfaitaire suivante :

Quel que soit leur élancement  $\alpha = L_x/L_y$ , on commence par déterminer les moments de flexion qui se développeraient dans chaque panneau s'ils étaient isostatiques (simplement appuyés sur leur contour) ; ces moments sont notés  $M_{ox}$  et  $M_{oy}$  ; les moments dans les panneaux réels sont pris égaux à ces moments "isostatiques" multipliés par des coefficients forfaitaires.

Les dispositions forfaitaires sont résumées sur les figures ci-après :



**Figure H.1** : Moment en travée et sur appuis.



**Figure H.2** : Moment en travée et sur appuis.

### Exemple de calcul des efforts sous nervures

La figure ci-dessous montre la vue en plan d'un plancher qui supporte une charge uniformément répartie ( $\sigma_u = 218.46 \text{ kN/m}^2$ ). On calcule la charge linéaire qui s'applique sur la nervure **B** en multipliant la charge surfacique ( $218.46 \text{ kN/m}^2$ ) par la longueur tributaire.

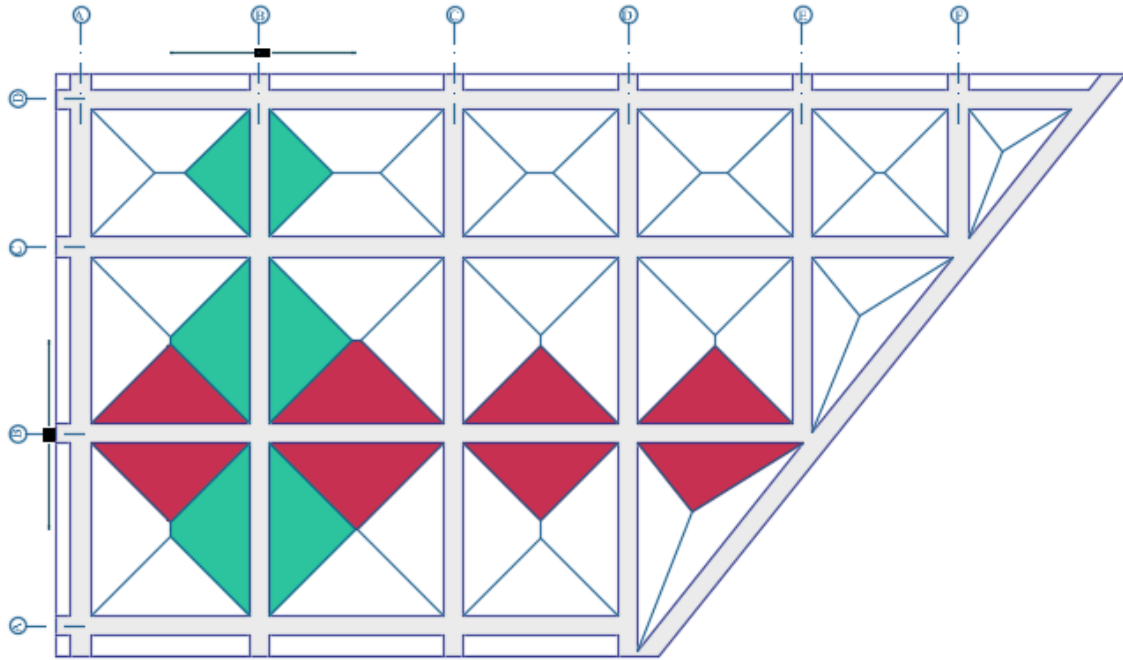


Figure H.3 : Vue en plan du plancher.

### Charges linéaires

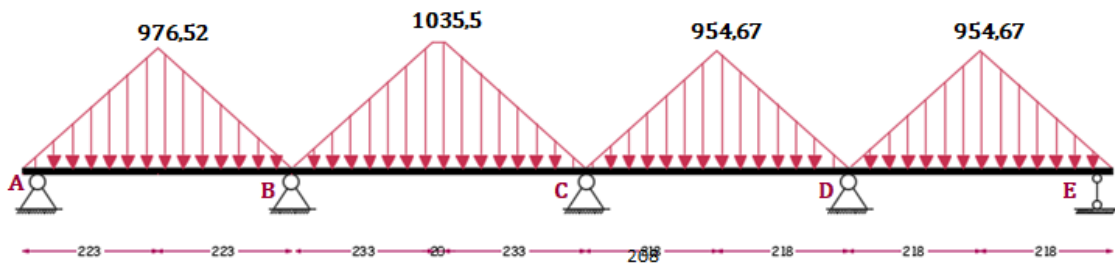


Figure H.4 : Charges linéaires appliquées sur la nervure B.

### Diagramme des moments

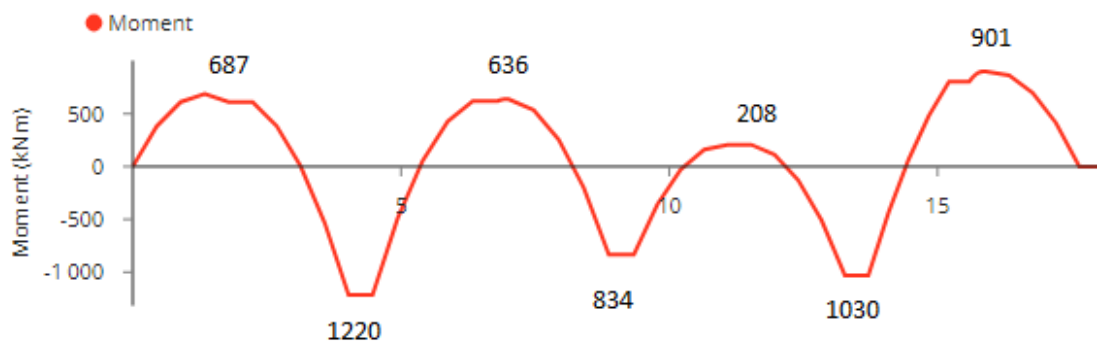


Figure H.5 : Diagramme des moments de la nervure B.

Donc on prend pour le calcul du ferrailage de la nervure B les efforts suivants :

En travée :  $M_t = 901 \text{ kN.m}$

Sur appuis :  $M_a = 1220 \text{ kN.m}$

## Semelles filantes croisées sous poteaux

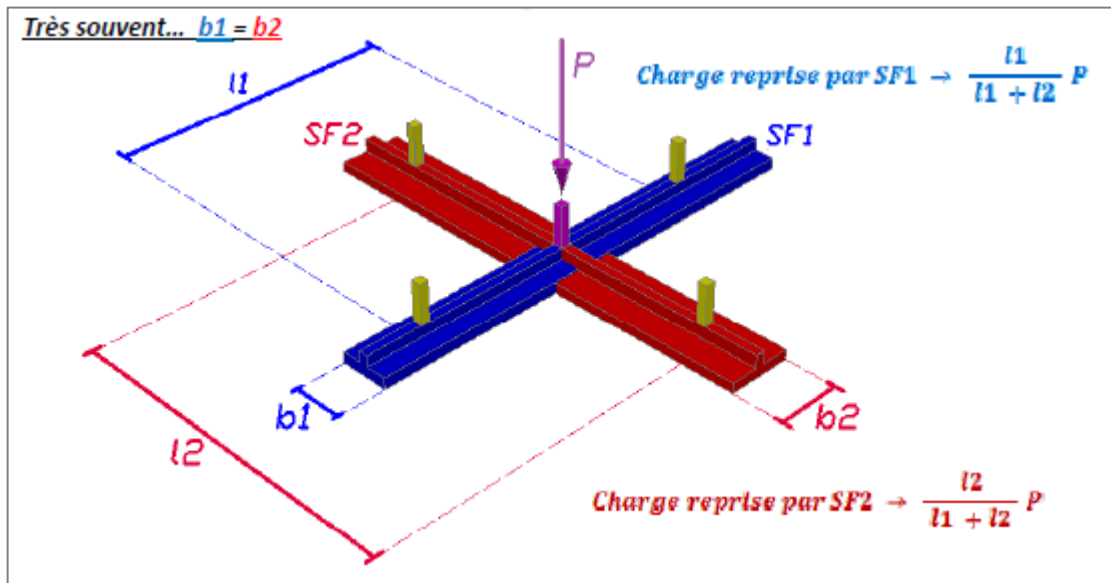


Figure I.1 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central.

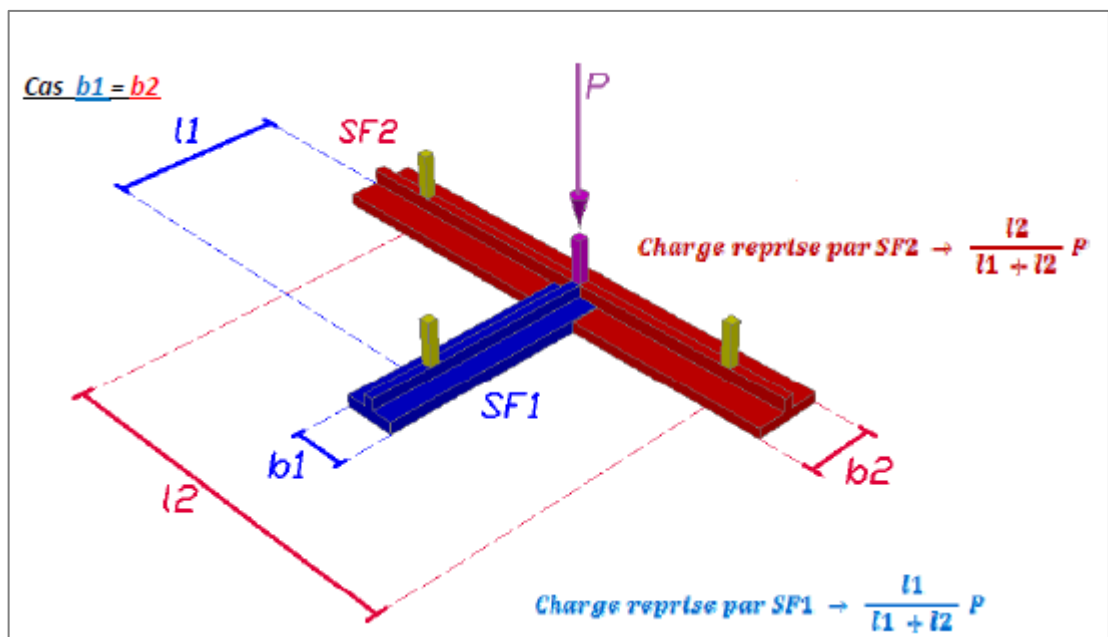


Figure I.2 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive.

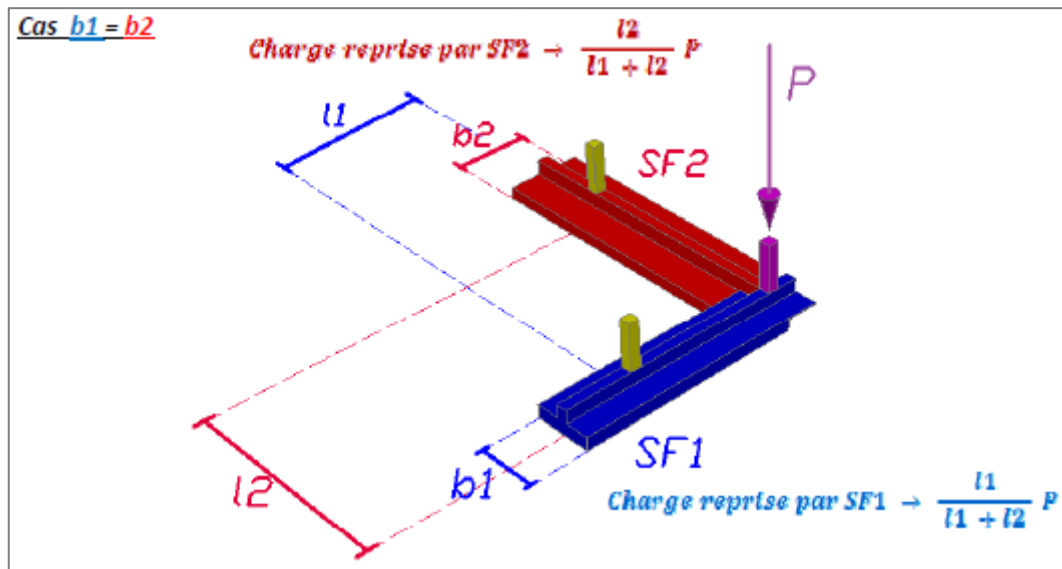


Figure I.3 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau d'angle.

### Dimensionnement et ferrailage des semelles filantes croisées

$$\frac{N_{ser}}{A_{SF}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :  $A_{SF} = b_{SF} \times L_{SF}$

$$L_{SF} = L_{File} + b_{SF}$$

#### Coefficient de raideur du sol

$$(0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3)$$

On pourra par exemple adopter pour  $K$  les valeurs suivantes :

$K = 5 \text{ MPa/m} \rightarrow$  Pour un très mauvais sol.

$K = 40 \text{ MPa/m} \rightarrow$  Pour un sol de densité moyenne.

$K = 120 \text{ MPa/m} \rightarrow$  Pour un très bon sol.

Pour notre cas on prend :  $K = 40 \text{ MPa/m}$

#### ❖ Hauteur de la semelle filante

$$h_{SF} \geq \frac{b_{SF} - b_N}{4} + 5 \text{ cm}$$

#### ❖ Ferrailage (méthode des bielles pour 1 ml)

$$A_s = \frac{P_{ELU}(b_{SF} - b_N)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

Avec :

$$P_{ELU} = \frac{N_{ELU}}{L_{SF}}$$

$$N_{ELU} = 1,35 G^{Tot} + 1,5 Q^{Tot}$$



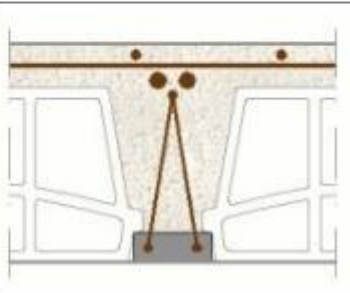

## Générateur de prix de la construction dans Alger. CYPE Ingenieros, S.A.


<http://www.algerie.prix-construction.info/>

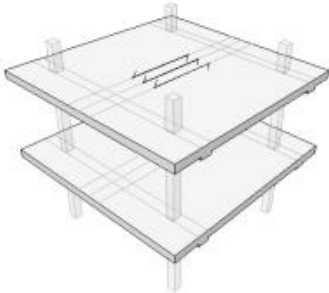



Le Générateur de prix est le meilleur moyen de connaître le coût réel de votre projet, étant donné qu'il permet d'obtenir des coûts de construction ajustés au marché. De plus, il facilite l'élaboration d'une documentation de qualité (complète, consistante et avec une information technique liée à chaque unité d'ouvrage), utile pour les différentes phases du cycle de vie du bâtiment (études préalables, avant-projet, projet basique et d'exécution, direction et exécution de l'ouvrage, utilisation et maintenance, déconstruction et recyclage final). Il comprend des produits de fabricants et des produits génériques.

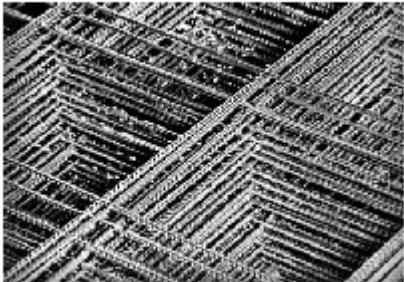
À la différence d'autres banques de prix, le générateur de prix de la construction de CYPE prend en compte les caractéristiques concrètes de chaque ouvrage pour générer des prix spécifiques pour le projet dont le budget est réalisé.

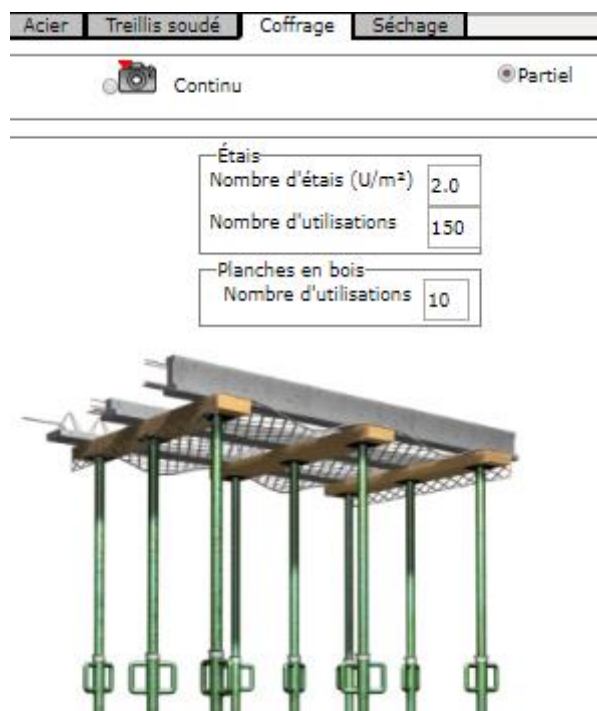
### Exemple : Prix en m<sup>2</sup> du plancher corps creux en polystyrène (PSE)

Plancher	Béton	Acier	Treillis soudé	Coffrage	Séchage
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">           Plancher  <input checked="" type="radio"/> Horizontal  <input type="radio"/> Incliné         </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">           Hauteur sous plafond  <input type="radio"/> Jusqu'à 3 m  <input checked="" type="radio"/> Entre 3 et 4 m  <input type="radio"/> Entre 4 et 5 m         </div> </div>					
Type de plancher <input type="radio"/> Poutrelle précontrainte en "T" renversé <input type="radio"/> Poutrelle précontrainte en "I" <input checked="" type="radio"/> Poutrelle treillis					
<div style="display: flex;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">           Poutrelle  <input checked="" type="radio"/> Simple  <input type="radio"/> Double         </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">  </div> </div>					
Type d'entrevous <input type="radio"/> En béton <input type="radio"/> En terre cuite <input type="radio"/> Courbe en béton <input type="radio"/> En argile expansée <input checked="" type="radio"/> En polystyrène expansé					
Épaisseur du plancher (cm) <input type="radio"/> 17 = 12+5 <input type="radio"/> 18 = 13+5 <input type="radio"/> 19 = 14+5 <input type="radio"/> 20 = 15+5 <input checked="" type="radio"/> 21 = 16+5 <input type="radio"/> 22 = 17+5 <input type="radio"/> 23 = 18+5 <input type="radio"/> 24 = 19+5 <input type="radio"/> 25 = 20+5 <input type="radio"/> 26 = 21+5 <input type="radio"/> 27 = 22+5 <input type="radio"/> 30 = 25+5 <input type="radio"/> 35 = 30+5					

Plancher	Béton	Acier	Treillis soudé	Coffrage	Séchage
<input type="radio"/> Béton confectionné sur le chantier <input checked="" type="radio"/> Béton prêt à l'emploi					
Type de coulage <input checked="" type="radio"/> Avec des moyens manuels <input type="radio"/> À la benne <input type="radio"/> À la pompe					
Type d'environnement <input type="radio"/> Sec <input checked="" type="radio"/> Humide <input type="radio"/> Marin <input type="radio"/> Avec risque d'attaque chimique					
Classe d'environnement <input checked="" type="radio"/> 2a <input type="radio"/> 2b <sup>+</sup> <input type="radio"/> 2b <sup>2</sup> <input type="radio"/> 3					
Résistance (N/mm <sup>2</sup> ) <input type="radio"/> B 20 <input type="radio"/> B 25 <input checked="" type="radio"/> B 30 <input type="radio"/> B 35 <input type="radio"/> B 40 <input type="radio"/> B 45					
Granulométrie du gravier (mm) <input type="radio"/> 5/15 <input checked="" type="radio"/> 15/25					
Consistance <input type="radio"/> Fluide FI <input checked="" type="radio"/> Très plastique TP <input type="radio"/> Plastique P					
Avec adjuvant hydrofuge <input checked="" type="radio"/> Non <input type="radio"/> Oui					

Plancher	Béton	Acier	Treillis soudé	Coffrage	Séchage
Plancher unidirectionnel 		Ferrailage de l'armature et pose <input checked="" type="radio"/> Ferrailage de l'armature (coupe, façonnage et assemblage des éléments) sur l'aire de ferrailage en chantier et pose en coffrage sur site			
Plancher Quantité d'acier (kg/m <sup>2</sup> ) <input type="text" value="2.000"/>		Type d'acier <input checked="" type="radio"/> Fe E 500 <input type="radio"/> Fe E 400		 + 	
					
				Épointages et chutes d'acier (%) <input type="text" value="5"/>	

Béton	Acier	Treillis soudé	Coffrage	Séchage
Treillis soudé 				
Diamètre des fils porteurs (mm) <input type="radio"/> 3,0 <input type="radio"/> 4,0 <input type="radio"/> 4,5 <input type="radio"/> 5,0 <input checked="" type="radio"/> 6,0 <input type="radio"/> 7,0 <input type="radio"/> 8,0 <input type="radio"/> 9,0				
Diamètre des fils de répartition (mm) <input checked="" type="radio"/> 5,0				
Maille (mm) <input checked="" type="radio"/> 100x250				



**Tableau J.1 : Le coût en DA du plancher corps creux en polystyrène (PSE).**

Désignation	Quantité	Unité	Prix unitaire	Prix total
Grosse planche en bois de pin, de 20x7,2cm.	0,040	m	453,38	18,14
Clous en acier.	0,045	kg	134,26	6,04
Étai métallique télescopique, allant jusqu'à 4 m de hauteur.	0,013	U	1.898,22	24,68
Entrevois découpé en polystyrène expansé, 62,5x125x16 cm, NF EN 15037-4. Comprend les pièces spéciales.	0,811	U	562,37	456,08
Poutrelle treillis, Lmoyenne = <4 m, selon NF EN 15037-1.	0,165	m	369,76	61,01
Poutrelle treillis, Lmoyenne = 4/5 m, selon NF EN 15037-1.	0,908	m	407,72	370,21
Poutrelle treillis, Lmoyenne = 5/6 m, selon NF EN 15037-1.	0,495	m	472,39	233,83
Poutrelle treillis, Lmoyenne = >6 m, selon NF EN 15037-1.	0,083	m	545,50	45,28
Barres en acier haute adhérence, Fe E 500, de divers diamètres.	2,100	kg	118,87	249,63
Fil de fer galvanisé pour attacher, de 1,30 mm de diamètre.	0,024	kg	126,03	3,02
Treillis soudé 100x250 mm, fils porteurs de 6 mm de diamètre et fils de répartition de 5 mm de diamètre, en acier Fe E 500.	1,100	m <sup>2</sup>	337,55	371,31
Béton prêt à l'emploi BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - TP - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA - P 18-305.	0,099	m <sup>3</sup>	12.575,07	1.244,93
Agent filmogène pour le séchage des bétons et des mortiers.	0,150	l	178,93	26,84
Compagnon professionnel III/CP2 coffreur.	0,545	h	488,99	266,50
Ouvrier professionnel II/OP coffreur.	0,534	h	364,49	194,64
Compagnon professionnel III/CP2 ferrailleur.	0,028	h	488,99	13,69
Ouvrier professionnel II/OP ferrailleur.	0,030	h	364,49	10,93
Ouvrier d'exécution I/OE1 construction.	0,113	h	336,92	38,07
Compagnon professionnel III/CP2 bétonneur.	0,035	h	488,99	17,11
Ouvrier professionnel II/OP bétonneur.	0,135	h	364,49	49,21
Frais de chantier des unités d'ouvrage	2,000	%	3.701,15	74,02
			Montant total HT:	3.775,17

# **REFERENCES**

## REFERENCES

### Règlements

- [1] Document Technique Règlementaire **DTR B C 2 48**  
Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99 / VERSION 2003**.
- [2] Document techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des États Limites - **BAEL 91 modifié 99** et **DTU** associés.
- [3] Document Technique Règlementaire **DTR B.C. 2.2**  
Charges Permanentes et charges d'exploitation.

### Fiches techniques

- [4] Fiche technique Hourdis IPP (Industry Plastic & Polystyrène).
- [5] Fiche technique Plaque de ciment AQUAPANEL.
- [6] Fiche technique Plaques de Plâtre KNAUF KS Standard.

### Documents et Livres

- [7] **CSTB** Avis Technique 3/06-467. 'Poutrelles treillis métallique RAID'.
- [8] **PLISKIN, Lucien** 'Le béton', 1992.
- [9] **Ing. TEBAA Abdelaziz** et **Dr. DERBAL.I** 'PMFC' (article en cour de publication).

### Cours

- [10] Diverses méthodes de calcul des dalles.
- [11] **Prof. Amar KASSOUL** 'Les Planchers', cours : Bâtiment 2 (12/13) – S6 licence Génie Civil Option : Construction Bâtiment - UHBChef.

### Logiciels

- **AUTOCAD 2016** ;
- **Excel** ;
- **Flexion Simple**, programme de calcul d'armatures pour les éléments soumissent à la Flexion Simple selon BAEL91 m99 développé par Ing. TEBAA Abdelaziz ;
- **PMFC**, programme de calcul d'armatures pour les éléments soumissent à la Flexion composée selon BAEL91 m99 crée par Ing. TEBAA Abdelaziz et Dr. DERBAL.I ;
- **SAP2000 V 14.2.2** ;
- **SOCOTEC**.

### Sites Internet

- **Générateur de prix de la construction. Algérie. CYPE Ingenieros, S.A.**  
<http://www.algerie.prix-construction.info/>
- **Beam calculator online**  
<https://skyciv.com/fr/free-beam-calculator/>  
<https://clearcalcs.com/freetools/beam-analysis/au>  
<https://beamguru.com/online/beam-calculator/>