République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère De l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Universitaire Yahia Fares a Médéa

Faculté des Sciences et Technologie
Département de Génie de la matière
Filier : Génie civile
Option : Construction et matériaux

Projet fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master
en Génie civil

Thème :



Etudié par :

- Sebsi Naima
- Mekechti Khadra

Dirigé par :

Dr.Goual Idriss
Dr. Ferhat Ahmida

Promotion 2014/2015



بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à nos encadreurs : Mer GOUAL Idriss
Mer FERHAT Ahmida

Nous sommes aussi reconnaissants à l'université de YAHYA FARES à Media, AMAR THELIDJI A LAGHOUAT et nous adressons de chaleureux remerciements à
l'enseignant BOUKOFTANE Yacine et les ingenieurs : GUAROUI Youcef, ZAHOUANI Hassan
et BEN MESSOUD Yassine

Les membres du jury qui ont bien voulu nous honorer et assister à la soutenance et évaluer nos efforts, qu'ils trouvent ici notre Profonde gratitude.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur patience, Leur compréhension et leur encouragement.

Nous remercions aussi HAMMADI Fathi et MEKECHTI AUMAR Pour leur aide



الإهداء

بفضل الله سبحانه وتعالى الذي وفقني للوصول إلى هذه الرتبة من العلم بعد مشوار دراسي بذلت فيه أكبر جهد وعمل,أود أن أتقدم بإهداء هذا العمل المتواضع:

إلى القلب الحنون والصدر الرحب ، إلى من سهرت الليالي لكي أحقق وأنال مرادي اللهم إني أسألك رضاك ورضاها أمي الغالية

من كان سندي في هذه الحياة ودعواته لي بالتوفيق وإسراره علي بالنجاح والدي الكريم فليحفظه الله .

إلى أخوتي مسعودة،فتيحة,زينب, مليكة .

إلى الأخ لخضر, والصغير الغالي عبد الجليل و إبن أختي الكتكوت طه ياسين .

إلى أغلى ابن عم عمر الذي ساندني في إتمام هذه المذكرة

إلى جميع الأهل و الأقارب (الأخوال و الأعمام)

إلى جميع الصديقات و الأحباب عن قريب و بعيد.

إلى جميع زميلاتي في الدراسة منذ بداية مشواري الدراسي خاصة طالبات جامعة عمار الثليجي.

إلى جميع الأساتذة و العمال جامعة الاغواط قسم الهندسة المدنية دون أن أنسى أساتذة جامعة المدية

و الذين لم أذكر اسمهم في ورقتي فهم في مخيلتي و أحبوني في الله و أحببتهم فيه .

إذا تذكرت أحد فهذا من فضل ربي إذا نسيت أحدا فهذا مني و من الشيطان .

خضرة

الإهداء

بسم الله الرحمن الرحيم

"رب أوزعني أن اشكر نعمتك التي أنعمت علي وعلى والدي وان اعمل صالحا ترضاه وأدخلني برحمتك في عبادك الصالحين"

صدق الله العظيم .سورة النمل الآية91

إلى التي أنارت بنور حبها المتدفق وحنانها الفياض درب حياتي إلى التي ربت وكبرت وصبرت وهاهي اليوم تراني أتوج بشهادة نجاحي إلى قرة عيني وحبيبتي **أمي الغالية – حفظها الله–**

إلى الغالي الذي أفنى من عمره السنين لأصل لهذا المستوى، إلى قدوتي **أبي العزيز –حفظه لله–**

إلى إخوتي الأعزاء أطال الله عمر محبتنا.(نورة، حنان، شهرزاد، فتحي، عامر، اعمر، محمد انيس)

إلى أحبتي عبد الحي ،عائشة ،طه

إلى جدتي وخالاتي وأخوالي وأولادهم.

إلى جدي وعماتي وأعمامي وزوجة عمي وأولادهم.

إلى صديقاتي حياة، زينب، خضرة، حورية.

إلى عائلة مكشتي فردا فردا.

إلى جميع صديقاتي وأصدقاء الدراسة.

إلى كافة أساتذتي من الطور الابتدائي إلى الجامعي.

إذا تذكرت أحد فهذا من فضل ربي إذا نسيت أحدا فهذا مني ومن الشيطان

نعيمة

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية ذات طابع ديني (مسجد خالد بن الوليد) من الخرسانة المسلحة يتألف من ثمانية بنايات منها ثلاثة متطابقة: البنيتان (أ) و (ب) تتكون من (طابق تحت أرضي + طابق أرضي + طابق1)، و البنيتان (ت) و(ث) تتكون من (طابق أرضي + طابق 1)، أما البناية (ج) تتكون من طابق أرضي(القبة)، البناية (ح) تتكون من طابق أرضي، و البنيتان (خ) و (د) عبارة عن منارتين .

تقع هذه البناية في ولاية الجزائر و هي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقمIII مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة و محققة بواسطة هيكلة مختلطة (عارضات و أعمدة + جدران خراسانية مسلحة) قياس الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر(CBA93 ,RPA99).

الدراسة الديناميكية للبناية تمت أساسا على تقنيات حساب الهياكل و استعمال برنامج Robot Baat 2010

أخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات وفقا لتوصيات تقرير دراسة التربة.

Résumé :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment à usage religieux (mosqué Khalid ibn al-Walid); il est constitué de huit blocs en béton armé, trois parmi luis sont congrus :

- bloc (A et B) se compose d'un (S-S + RDC + 1 étage) .
- bloc (C et D) se compose d'un (RDC+ 1 étage).
- bloc (E) se compose d'un RDC (la coupole).
- bloc (F) se compose d'un RDC.
- blocs (G et H) compose de deux minarets séparés.

L'ouvrage en question sera implanté à la wilaya d'Alger, classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de haute sismicité (zone III). La résistance de l'ouvrage à toutes les charges horizontales et verticales assuré par une structure mixte portique ,
le pré-dimensionnement et le ferraillage des éléments résistants se fait selon les règles et les lois (CBA93, RPA99)
L'étude dynamique est fondée sur les techniques de calcul des structures en utilisant le logiciel .2010 Robot Bat.
En fin, on a étudié l'infrastructure de l'ouvrage par les calculs des fondations selon les recommandations du rapport de sol.

ABSTRACT

This project aims studding a building (structure) of religions character: «mosque Khalid ibn al-Walid " which composed from 08 buildings, 3 of them is identical.

- bloc (A et B) is composed of (under ground floor) basement floor + ground floor + floor (1) .
- bloc (C et D) is composed of ground floor + floor (1) .
- bloc (E) is composed of ground floor (dome).
- bloc (F) is composed of ground floor.
- bloc (G et H) is composed of two separate minarets.

The building is located in the Algerian territory number III.

The resistance of this building to all vertical and horizontal loads is insured and realized by mixte structure (element frame is and columns + shears walls) the measure dimensions and reinforcement all the resistance elements perfumed according to the criterions and the rules which are worked by them in Algeria (CBA93, RPA99).

The dynamic study of the building perfumed on the bases of techniques of accosting carcasses and the use of program of (Reboot Bat 2010).

Finally, we study the syst frame structure fo the building by accomting the principles accoding to recommendation of the report of the soil study.

Introduction Générale

Introduction générale

Le présent projet de fin d'étude, qui s'adresse au futur master en génie civil, pour principal objectif de présenter les principaux facteurs influents sur la conception parasismique des structures contreventées par des voiles.

Après le séisme du 21 Mai 2003 de BOUMERDES , des étude faites par des experts comme DAVIDOVICI, ont abouti à des modifications du règlement parasismique Algérien. L'une de ces modifications était d'élargir l'utilisation des voiles pour contreventement des bâtiments. Cette modification a créé un conflit sur les quantités, les positions et type de voiles

Actuellement, les etude des structures se fait soit pas un calcul auto-matique à l'aid de logiciels de calcul connues comme les Setad-Proo , Robot-Bat , SAP …ect .pour notre ces et afin de benéficier de nos connaissances , on a adopté de faire un calcule mixte se qui veut dire automatique et mannelle , pour cela nous allons l'utiliser les logiciels suivants :

- Pour le calcul : Robot bat structural Analysis Professionle 2010 et Excel 2010.
- Pour le dessin (fondation, ferraillage et le coffrage) : AUTO CAD 2008.

symboles et notation

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale et minimale

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau)

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre .

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines:

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

Majuscules grecques:

Δ : Variation.

$\sum$ sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

Minuscules grecques:

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

Liste des tableaux

Tableaux. I.1 : dimensions des Blocs…… 01
Tableaux. I.2 : résultats de l'analyse granulométrique des trois composantes de bétons utilisés 09
Valeurs de G en fonction de la qualité et des diamètres D des granulats…..Tableaux. I.3 : 11
Tableaux. I.4 : Valeurs de γ en fonction de la consistance, du serrage, et du diamètre…… 13
Tableau II-1 : Charge permanente due au plancher terrasse…… 19
Tableau II-2 : Charge permanente et exploitation du plancher terrasse (Dalle pleine)…… 19
Tableau II-3 : Charge permanente et exploitation du plancher courent…….. 20
Tableau II-4 : Charge permanente due au mur simple cloison…….. 20
Tableau II-5: Charge permanente due au mur double cloison…….. 20
Tableau II-6: pré dimensionnement des poutres…… 21
Tableau II-7: La vérification selon le RPA 99……. 22
Tableau II-8 : pré dimensionnement des poteaux……. 23
Tableau II-9: détermination de la longueur de flambement……. 24
Tableau II-10: calcule les efforts normaux admissibles **Nu**..... 25
Tableau II-11 : Charges Permanente …….. 27
Tableau II-12 : charges d'exploitation…… 28
Tableau II-13 : la vérification les efforts normal…….. 28
Tableau II-14 : vérifications de coffrage des poteaux……. 29
Tableau II-15 vérifications de aux zones nodales……. 29
Tableau II-16 : Pré dimensionnement des voiles……. 30
Tableau III-1 : Les charges permanentes et d'exploitations …… 32
Tableau III-2 : Les efforts à E.L.U et E.L.S…… 32
Tableau III-3 : les donnés du Calcul de ferraillage ……. 33
Tableaux III.4: les charges de la poutrelle avant collage……. 38
Tableaux III.5: Détermination le nombre des étaiements…… 39
Tableaux III.6 : Actions de calcul des poutrelles après coulage du bloc A et B…… 41
Tableaux III.7 : Différentes sollicitations à deux travées……. 42
Tableaux III.8 : Différentes sollicitations à trois travées ……. 43
Tableaux III.9 : Différentes sollicitations à quater travées (ELU)…….. 44
Tableaux III.10 : Différentes sollicitations à seule travées (ELU)…… 44
Tableaux III.11 : Récapitulations des efforts internes……. 45
Tableaux III.12 : calcule des armatures…….. 46
Tableaux III.13 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……. 47
Tableaux III.14 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles…….. 49
Tableaux III.15 : Charges permanentes de la paillasse…… 51
Tableaux III.16 : Charges permanentes du palier de repos…… 51
Tableaux III.17: Combinaison des charges de l'escalier……. 51
Tableaux III.18 : Les données de matériaux……. 53
Tableaux III.19 : Résultat du Calcul des sections d'acier de l'escalier…… 53
Tableau III.*20*: Les armatures de répartition……. 53
Tableau III.*21* : Vérification de l'espacement des armatures…… 53
Tableau III.*22* : Vérification du ferraillage de l'escalier à L'E.L.S …… 54
Tableau III.23: Charges permanentes de la paillasse…….. 57
Tableau III.24: Charges permanentes du palier de repos…….. 57
Tableau III.25: Combinaison des charges de l'escalier…… 57

Tableau III.26: Les données de matériaux…… 59
Tableau III.27 : Calcul des sections d'acier de l'escalier……. 59
Tableau III.28 : Les armatures de répartition…… 59
Tableau III.29 :. Vérification de l'espacement des armatures……... 59
Tableau III.30 : Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S……. 60
Tableau III.31: Ferraillage de la poutre palière…… 63
Tableau III.32 Vérification à l'ELS de la poutre palière……. 63
Tableau III.33 : Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière……. 63
Tableau III.34 : ferraillage de la poutre brisée……. 67
Tableau III.35. : Vérification de la contrainte " σ_b " à l'E.L.S (poutre brisée)……. 69
Tableau III.36 : résultat de section d'acier de ferraillage (méridionale)…… 70
Tableau III.37: résultat de section d'acier de ferraillage (circulaire)…… 70
Tableau VI-1 1 er disposition de voile…….. 74
Tableau VI-2: 2 emme disposition de voile…… 74
Tableau VI-3: 3emme disposition de voile……. 75
Tableaux VI-4: calcule centre de masse et centre de torsion et l'excentricité…….. 77
Tableau VI-5 : calcule centre de masse et centre de torsion et l'excentricité …… 78
Tableau VI-6 : calcule centre de masse et centre de torsion et l'excentricité……. 78
Tableau VI-7 : calcule centre de masse et centre de torsion et l'excentricité…… 79
Tableau VI-8: calcule centre de masse et centre de torsion……. 79
Tableau VI-9: calcule l'excentricité…… 80
Tableau VI-10: Coefficient d'accélération……. 81
Tableau VI-11 : détermination du facteur de qualité Q (bloc A et B)…… 81
Tableau VI-12: détermination du facteur de qualité Q (bloc Cet D)…… 81
Tableau VI-13 : détermination du facteur de qualité Q (bloc E)…….. 82
Tableaux VI-14: détermination du facteur de qualité Q (bloc F)……. 82
Tableaux VI-15: détermination du facteur de qualité Q (bloc G et H)…….. 82
Tableaux VI-16: Vérification de comportement des trois premiers modes…… 83
Tableau VI-17: Le comportement des trois premiers modes du Bloc A et B…… 84
Tableau VI-18: Le comportement des trois premiers modes du Bloc C et D…….. 85
Tableau VI-19: Le comportement des trois premiers modes du Bloc E…… 85
Tableau VI-20 : Le comportement des trois premiers modes du Bloc F…….. 85
Tableau VI-21: Le comportement des trois premiers modes du Bloc G et H…….. 85
Tableau VI-22: Coefficient de participation massique du bloc A et B…… 86
Tableau VI-23: Coefficient de participation massique du bloc C et D…….. 87
Tableau VI-24: Coefficient de participation massique du bloc E……. 87
Tableau VI-25: Coefficient de participation massique du bloc F…… 88
Tableau VI-26 : Coefficient de participation massique du bloc G et H…… 88
Tableau VI-27: vérification des périodes …….. 89
Tableau VI-28 : vérification des périodes …….. 89
Tableau VI-29: vérification des périodes……. 89
Tableau VI-30 : vérification des périodes…….. 89
Tableau VI-31: vérification des périodes……. 89
Tableau VI-32: Calcul de la force sismique du bloc A et B……. 91
Tableau VI-33: Calcul de la force sismique du bloc C et D…… 91
Tableau VI-34: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du bloc C et D.. 91
Tableau VI-35: Calcul de la force sismique du bloc E…….. 91
Tableau VI-36: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du bloc E……. 91
Tableau VI-37: Calcul de la force sismique du bloc F…… 91

Tableau VI-38 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du bloc F……. 92
Tableau VI-39: Calcul de la force sismique du bloc G et H…….. 92
Tableau : VI-40 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du bloc G et H 92
Tableau VI-41: Forces sismiques selon la hauteur suivant X (bloc A et B……. 93
Tableau VI-42: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y (bloc A et B)…… 94
Tableau VI-43: Forces sismiques selon la hauteur suivant X (bloc C et D)…… 94
Tableau VI-44 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y (bloc C et D)……. 94
Tableau VI-45 : Forces sismiques selon la hauteur suivant x (bloc E)…….. 95
Tableau VI-46: Forces sismiques selon la hauteur suivant y (bloc E)…….. 95
Tableau VI-47: Forces sismiques selon la hauteur suivant X…… 95
Tableau VI-48 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……. 95
Tableau VI-49: Forces sismiques selon la hauteur suivant X etY (bloc G et H)…….. 96
Tableau VI-50: calcul du moment de renversement (bloc A et B)…….. 96
Tableau VI-51: calcul du moment de renversement (bloc C et D)…… 97
Tableau VI-52: calcul du moment de renversement (bloc E)…… 97
Tableau VI-53: calcul du moment de renversement (bloc F)…….. 97
Tableau VI-54: calcul du moment de renversement (bloc G et H)…… 97
Tableau VI-55 : calcul du moment stabilisant (bloc A et B) ……. 97
Tableau VI-56: Vérification de stabilisation (bloc A et B)…… 97
Tableau VI-57: calcul du moment stabilisant (bloc C et D)…… 98
Tableau VI-58 : Vérification de stabilisation (bloc C et D)……. 98
Tableau VI-59: calcul du moment stabilisant (bloc E)…….. 98
Tableau VI-60: Vérification de stabilisation (bloc E)……. 98
Tableau VI-61: calcul du moment stabilisant (bloc F)…….. 98
Tableau VI-62: Vérification de stabilisation (bloc F)……. 98
Tableau VI-63: calcul du moment stabilisant (bloc G et H)…… 99
Tableau VI-64: Vérification de stabilisation (bloc G et H)……. 100
Tableau VI-65: Vérification des déplacements entre-étage sens X et Y (bloc A et B)……. 100
Tableau VI-66: Vérification des déplacements entre-étage sens X (bloc C et D)…… 100
Tableau VI-67: Vérification des déplacements entre-étage sens Y (bloc C et D)…… 100
Tableau VI-68: Vérification des déplacements entre-étage sens X et Y(bloc E)…….. 100
Tableau VI-69: Vérification des déplacements entre-étage sens X et Y (bloc G et H)…….. 100
Tableau VI-70: Vérification l'effet P-Δ sens X…… 101
Tableau VI-71 : Vérification l'effet P-Δ sens Y…….. 101
Tableau VI-72 : Vérification l'effet P-Δ sens X……. 101
Tableau VI-73: Vérification l'effet P-Δ sens Y……. 101
Tableau VI-74: Vérification l'effet P-Δ sens X (bloc A)…….. 101
Tableau VI-75: Vérification l'effet P-Δ sens Y (bloc A)…….. 102
Tableau VI-76; Vérification l'effet P-Δ sens X…… 102
Tableau VI-77: Vérification l'effet P-Δ sens Y…… 102
Tableau VI-78: Vérification l'effet P-Δ sens X et Y……. 102
Tableau VI-79 : vérifications des sollicitations normales (bloc A etB)…….. 103
Tableau VI-80: vérifications des sollicitations normales (bloc C etD)…… 103
Tableau VI-81: vérifications des sollicitations normales (bloc E)…… 103
Tableau VI-82 : vérifications des sollicitations normales (bloc F)……. 103
Tableau VI-83: vérifications des sollicitations normales (blocs G et H)……. 103
Tableau VI-84: largeur minimum du joint……. 104
Tableau VI-85: Répartition de la pression dynamique……. 107
Tableau VI-86: les cœfficients de pression externe……. 108

Tableau IV-87: les cœfficients de pression externe de la coupole…….. 109
Tableau IV-88: le cœfficients de pression……. 110
Tableaux IV-89: Les forces horizontales et verticales ……. 112
Tableau V-1 : Les données de calcule……... 114
Tableau V-2: Ferraillage longitudinal des poutres principales……. 115
Tableau V-3: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires……. 116
Tableau V-4: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale…… 117
Tableau V-5: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires…… 118
Tableau V-6: vérification des poutres principales selon la condition CBA et RPA…… 118
Tableau V-7: vérification des poutres secondaire selon la condition CBA et RPA…… 119
Tableau V-8: Calcule de $\bar{\tau}_u$ 119
Tableau V-9: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales …… 120
Tableau V-10: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaire…… 121
Tableau V-11: Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement…….. 122
Tableau V-12: Vérification de la flèche des poutres…… 123
Tableau V-13: Vérifications détaillée de la flèche des poutres…… 123
Tableau V.14 : Vérifications détaillée de la flèche des poutres principale…… 124
Tableau V.15 : Vérifications détaillée de la flèche des poutres secondaires…… 124
Tableau V.16:Vérifications détaillée de la flèche des poutres principale……. 124
Tableau V.17 :Calcule le ferraillage des poteaux à l'ELU…… 127
Tableau V.18 :ferraillages longitudinaux des poteaux…….. 128
Tableau V.19:vérification des armatures à ELS des poteaux……. 129
Tableau V.20 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux…….. 130
Tableau V.21 :les armatures transversales et leurs espacements…….. 132
Tableau V.22 : Vérification de la quantité d'armatures transversales……. 133
Tableau V.23 :Les armatures verticales des voiles ……. 137
Tableau V.24 : Vérification a l'effort tranchant des voile…….. 138
Tableau V.25: Détermination des armatures horizontales……. 139
Tableau VI.1 : 1er sondage…… 142
Tableau VI.2 : 2emme sondage…… 142
Tableau VI.3 : 3emme sondage…….. 142
Tableau VI.4 : récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées…… 145
Tableau VI.5 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS ……... 146
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes des semelles isolées à l'ELU…… 146
Tableau VI.7 :Calcul du ferraillage des semelles isolées à l'ELU et l'ELS……... 147
Tableau VI.8 : Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées …… 147
Tableau VI.9 : Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées …….. 148
Tableau VI.10 : dimensionnement des semelles filantes sous voiles à l'ELS …….. 149
Tableau VI.11 :Vérification des semelles filantes sous voiles à l'ELU ……. 149
Tableau VI.12 :ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU et l'ELS ……... 149
Tableau VI.13 : le ferraillage finale des filantes sous voiles …….. 149
Tableau VI.14 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes …….. 149
Tableau VI.15 : Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes …….. 150
Tableau VI.16 : Valeurs de α…….. 150
Tableau VI-17 : calcule la force Fà ELU et ELS…… 150
Tableau VI.18 : calcule les armatures longitudinales…….. 151
Tableau VI.19 : vérification des contraintes à l'ELS…….. 151

Liste des Figures

Figure I.1 : Vue en plan sans voiles…….. 01
Figure. I.2 : Diagramme contrainte déformation du béton a L'ELU…….. 04
Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton a L'ELS…… 05
Figure. I.4: Diagramme contrainte-déformation de l'acier a'L'ELU……. 06
Figure. I.5 : Courbes granulométriques des composantes des bétons utilisés …… 10
Figure I.6 : C_{opt} en fonction de l'affaissement A et du rapport C/E…… 12
Figure II-1 : Plancher à corps creux……. 17
Figure II-2: Dimensions du corps creux……. 18
Figure II-3 : Démentions de l'acrotère…… 20
Figure II-4: Dimensionnement de la poutre……. 21
Figure II-5: Surface reprise par le poteau le plus sollicité …… 25
Figure II-6: Surface reprise par le poteau le plus sollicité de 1er étage …….. 25
Figure II-7: Surface reprise par le poteau le plus sollicité de RDC (Bloc E)…… 26
Figure II-8 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité (Bloc F)…… 26
Figure II-9 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité (Bloc G)…….. 27
Figure II-10 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)…… 30
Figure III-1 : dimension l'acrotère……. 32
Figure III-2 : Section de B.A à l'ELU …….. 33
Figure III-3 : Ferraillage de l'acrotère……. 36
Figure III.4 : disposition constructive des armatures de la table de compression…….. 37
Figure III.5 :Coupe d'un plancher en hourdis……. 38
Figure III.6 : Schéma statique des poutrelles et du corps creux…….. 38
Figure III.7 : Choix de disposition des étaiements…… 39
Figure III.8 :Digrammede sollicitations maximales la poutrelle à deux travées (ELU)……. 42
Figure III.9 :Digrammede sollicitations maximales de la poutrelle à deux travées(ELS)……. 42
Figure III.10 :Digrammede sollicitations maximales de la poutrelle à deux travées (ELU)…. 43
Figure III.11 :Digrammedesollicitations maximales de la poutrelle à deux travées(ELS)….. 43
Figure III.12:Digramme desollicitations maximales de la poutrelle àquater travées(ELU)…. 44
Figure III.13:Digramme desollicitations maximales de la poutrelle àquater travées(ELS)…. 44
Figure III.14 : Digramme de sollicitations maximales du 1er type de la poutrelle à seultravées(ELU)…… 45
Figure III.15 : Digramme de sollicitations maximales du 1er type de la poutrelle à seule travées(ELS)……. 45
Figure III.16 :les sections considérées pour le calcul des ferraillages en travée (à gauche); En appui (à droite)……. 45
Figure III.17 : Disposition constructive des armatures……. 46
Figure III-18 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)…….. 49
Figure III.19 : Représentation d'un escalier…… 50

Figure III.20 : Modèle de calcul …….. 52
Figure III.21 : Diagramme du momentet l'effort tranchenta'l'E.L.U……. 52
Figure III.22 : Diagramme du momentet l'effort tranchentà l'E.L.S…… 53
Figure III.23:Modèle de calcul(2) …….. 57
Figure III.24 : Diagramme dumomentet l'effort tranchentà l'E.L.U escalier extérieure……. 58
Figure III.25 : Diagramme du moment et l'effort tranchent à l'E.L.S escalier extérieure…… 58
Figure III.26 : Schéma statique de la poutre palière…… 62
Figure III-27 : ferraillage des poutres palier en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)… 65
Figure III-28:Schéma simplifié de la poutre brisée……. 65
Figure III-29: Diagramme des moments de la poutre briséea l'E.L.U……. 66
Figure III-30: Diagramme des moments de la poutre briséea l'E.L.S…… 67
Figure III-31: ferraillage de la poutre brisée en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)… 69
Figure. IV-1 : dispotion de excentricite …… 77
Figure. IV-2 : Spectres de réponse ……. 83
Figure. IV-3 : : Les forces agissent sur la stabilité au renversement …….. 92
Figure. IV-4 : Distribution des forces sismiques …… 93
Figure. IV-5 : Concentration des forcessismiques aux étages suivant X et Y ……. 94
Figure. IV-6 : Concentration des forcessismiques aux étages suivant X et Y …… 94
Figure. IV-7 : Concentration des forcessismiques aux étages suivant X et Y …… 95
Figure. IV-8 : Concentration des forcessismiques aux étages suivant X et Y (bloc F)……. 95
Figure. IV-9 : Concentration des forcessismiques aux étages suivant X et Y (bloc G etH) 96
Figure. IV-10 : largeur minimum du joint…… 103
Figure. IV-11 : Action de vent…….. 105
Figure. IV-12 : Vue en plan…….. 108
Figure IV-13 : schéma des cœfficients de pression externe…… 108
Figure IV-14 :vue en plan…… 109
Figure IV-15:vue en plan…… 109
Figure IV-16 :La force résultante ……..... 111
Figure V-1 : définition de la zone nodale dans les poteaux……. 125
Figure V-2 : Disposition des armatures pour les poteaux…… 133
Figure V-3 : Section entièrement tendue …….. 136
Figure V-4: Section entièrement comprimée …… 136
Figure V-5 : Section partiellement comprimée……. 136
Figure V-6 : Les armatures transversales et les épingles ……. 137
Figure V-7 : La zone de recouvrement des voiles…… 138
Figure VI.1. représentation des semelles isolées sous poteaux carrés…….. 144
Figure VI.2. Schéma d'une semelle filante sous voile……... 148
Figure VI.3 : Ferraillage des longrines…….. 152

Remerciement
Dédicace
Résumé
Introduction générale
symboles et notation
Liste des tableaux
Liste des Figures

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1.Introduction…….. 01
I.2.Description de l'ouvrage…….. 01
I.2.1. Dimensions en élévation et en plan……. 01
I.2.2. Elément de l'ouvrage ……. 02
I.3. les caractéristiques mécanique des matériaux …… 03
I.3. 1 . Le béton……. 03
I.3.2.Aciers …… 05
I.4. Príncipe de calcul aux états limites …… 06
I.4.1 Définition des étatslimitent …… 06
I.4.2.les différents états limites ……. 07
I.4.3. Principe de Justifications de calcul…… 07
I.5. Etude de composition de béton …… 08
I.5.1.La composition du béton pour les minarets…… 08

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charges

II.1. Introduction …….. 17
II.2. Pré dimensionnement des plancher …….. 17
II.2.1.Plancher à corps creux …….. 17
II.2.2 Plancher à Dalle pleine ……. 18
II.2.2. Evaluation des valeurs des charges et surcharge …… 19
II.2.3.Détermination des charges et surcharges …… 25

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction ……. 32
III.2. Calcul de l'acrotère ……. 32
III.3 .Plancher à corps creux …… 36
III.4.Escaliers…….. 49
III.4.1.Ferraillage des escaliers…… 53
III.4.2. Evaluation des charges et surcharges…… 57
III.5.Ferraillage des escaliers…….. 59
III.6. Calcul de la poutre palière……. 62

III.6.1. Pré dimensionnement…….. 62
III.6.21Ferraillage de la poutre palière……. 63
III.6.3. Vérifications…….. 63
III-7.La coupole …… 70

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Etude sismique …….. 72
IV.1.1. Objectifs de l'étude sismique …… 72
IV.1.2. Classification de structure …… 72
IV.2. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques ….. 73
IV.2.1. Méthode d'analyse modale spectrale …… 73
IV.2.1.1. Principe de la méthode …….. 74
IV.2.1.2. Analyse de structure …….. 74
IV.3. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique …….. 74
VI.4.Caractéristiques géométriques de la structure ……. 75
VI.4.1.Centre de masse ……. 75
VI.4.2.Centre de torsion …… 76
VI.4.3.Excentricité ……. 76
IV.4.4. Méthode dynamique modale spectrale……. 80
IV.5.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique ……. 83
IV.5.1.vérification de participation massique…….. 86
IV**5.2-** Vérification des périodes ……. 89
IV.**5**.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul …… 90
IV.**5**.4.Vérification de la stabilité au renversement……. 92
IV.**5**.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur … 93
IV.**5**.4.2.Moment de renversement …….. 96
IV.**5**.5.Vérification des déplacements ……. 99
IV.**5**.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ…….. 101
IV.**5**.7.Vérification des sollicitations normales …… 102
IV.**5**.8.Justification de la largeur du joint …… 103
IV-2. étude de vent ……. 105
IV-2-1. Introduction …… 105
IV-2.2. l'action de vent ……. 105
IV-2.3. Application du R N V 99 ……. 105

Chapitre V: Ferraillage des éléments structuraux

V.1 .Introduction …… 114
V.2.Ferraillage des poutres …….. 114
V.2.1. Introduction …….. 114
V.2.2. Recommandations du R.P.A99 ……. 114
V.2.3. Calcul des armatures transversales …… 122
124
V.2.4. Vérification de la flèche ……..
V.2.5. Ferraillage des poteaux ……. 124
V.3.Ferraillage des voiles ……. 134

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Introduction…… 141
VI.1. l'étude du sol support……. 141
VI.1.1 Situation être connaissance du site ……. 141
VI.1.2. Essais de pénétration dynamique …… 142
VI.1.3. Essais de laboratoire …… 143
VI.1.4. Essai de cisaillement rectiligne à la boite …….. 143
VI.2.Fondation ……. 144
.VI.2.1. Choix du type de fondation…….. 144
VI.2.2. Calcul des semelles isolées ……. 144
VI.2.3. Dimensionnement des semelles isolé…….. 146
VI.2.4. Ferraillage des semelles isolées…….. 147
VI.2.5. Calcul des semelles filantes ……. 148
Conclusion générale 157
Annexe 159
Références

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Et

Caractéristique des matériaux

Chapitre I :Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1.Introduction :

Dans notre projet est implant à Alger, cette région est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon la classification, des zones établie par le règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

L'étude d'un bâtiment à usage religieux « une mosquée » de gabarit de R+1+entresol avce un système de contreventent mixte.

I.2.Description de l'ouvrage :

Notre bâtiment a une forme irrégulière en plan, il est compose est :

- D'un entresol a' usage de , une salle coranique, bureau, deux débarras et deux Salle d'ablutions pour hommes et femmes sépares, deux sanitaires pour hommes et femmes sépares, douches et produits sanitaires.
- D'un rez-de-chaussée présent une salle de prière, un dépôt comporte une local technique, salle de réception et bureau l'imamme.
- D'un étage comporte un locaux d'habitation (F3), deux bibliothèques et deux salle de prière hommes et femmes.

I.2.1. Dimensions en élévation et en plan :

Notre bâtiment présente une surface totale : 421.00 m² ; Surface Bâtie: 330.00 m² ; Surface non-Bâtie: 91.00m².

Les dimensions des blocs sont résumées au tableau suivant :

Tab .I.1 : dimensions des Blocs

	Blocs: A, B	Blocs: C, D	Bloc: E	Bloc: F	Blocs: G, H
Dimensions en plans	-L = 31.23m. - l = 21.00m.	- L = 24.00m. - l = 19.6.m.	- L = 24.00m. - l = 24.00m.	- L =24m. - l =5.00m	- L = 4.11m. - l = 4.11m
Dimensions en élévation	- H = 14.06 m. - H (E-S) =3.06m. - H (RDC)=5.00 m. - H (étage) =4.5m.	- H = 9.50 m. -H (RDC)=5.00 m. - H (étage) =4.5m.	- H = 18.45 m. -H(RDC)=5.00 m. - H (étage) =7m.	- H = 4.00m. -H(RDC)=4.00 m.	-H_1=35.56m -H_2=25.16m. - H (étage)=3.60m.

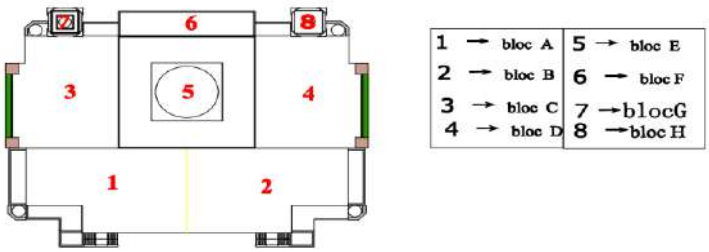


Fig. I.1 : Vue en plan sans voile

I.2.2. Elément de l'ouvrage :

a. Système structural :

Les l'ouvrages doivent comporter des contreventements dans au moins les deux directions orthogonales. Ces contreventements doivent être disposés de façon a :

- Assurer une transmission directe des forces aux fondations,
- Minimiser les effets de torsion,
- Réduire les déplacements.

b. Les planchers :

Tous les planchers sont réalises soit en dalle pleine ou en corps creux.
Le deux types est destiné aux planchers de bloc(E) , le deuxième est destiné aux planchers des autres blocs.

c. Les escaliers :

C'est un élément sert à lier différents étages du bâtiment pour faciliter la circulation entre les étages. Notre structure est assurée par un seul type d'escalier droit à trois et quatre volées à partir du entresol et les minarets.

d. Les coupoles :

Pour garder la tradition islamique et décorative, nous avons choisi une coupole, c'est un élément secondaire ayant la forme des coques en béton armée de diamètre5.45m pour la coupole de

bloc (E) et 1.15m pour la coupole de deux minarets.

e. L'acrotère :

C'est un élément sert à empêcher l'écoulement des eaux pluviales sur les façades, et d'assurer la sécurité des personnes qui circulent en terrasse (donne aussi un aspect esthétique elle au mosquée).

f. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

• Murs extérieurs (double cloison)

Deux cloisons en briques creuses de 15et10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de5 cm.

• Murs intérieurs (simple cloison 10cm).

g. Revêtements :

- carrelage sur tout le plancher et les escaliers.
- enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les sous plafond du plancher.
- enduit de ciment pour les murs de façade.

- céramique pour les murs exposés aux eaux (salle de bain, Salle d'ablutions, cuisine)

et (sou-basement de l'intérieur des salles de prière).

I.3. les caractéristiques mécanique des matériaux :(2)

I.3. 1 . Le béton : (2)

1) Résistance à la compression:

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est fc_{28}= 25 MPa. La pratique a montré que cette valeur peut être atteinte sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

Sa valeur est obtenue en réalisant des essais sur éprouvettes de béton cylindrique (h = 32cm, Ø = 16cm) soumises la compression simple. A l'âge j < 28 jours et selon les règles du BAEL91, la résistance fcj du béton est donné par les formules suivantes :(2)

$f_{cj} = f_{c28}\dfrac{j}{4,76+0,83j}$ $\quad f_{c28} \leq 40MPa$

$f_{cj} = \dfrac{j}{1,40+0,95j}\ f_{c28}$ $\quad f_{c28} > 40MPa$

Lorsque l'âge j > 28 jours : f_{cj}= 1,1 f_{c28} ; à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement est que son résistance f_{c28} atteint plus de 40MPa.

2) Résistance à la traction :

Mesuré sur des essais indirect " essais de traction par flexion ". La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours ''f_{tj}'' est conventionnellement défini par la relation :

f_{tj}= 0,6+0,06f_{cj} $\quad f_{c28} \leq 60MPa$

f_{t28} =2,1MPa Pour un f_{c28} =25MPa →

3) Contrainte de calcul du béton : Art [A.2.1.1.2]

Suivant que l'on calcul a L'ELU ou L'ELS, on adopte des digrammes de comportement mécanique différents.

- L'état limite ultime :

La résistance à la compression à l'état limite ultime (ELU) est 'f_{bu}' avec :

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = \frac{(0,85.f_{cj})}{\theta.\gamma_b}$$

Avec : f_{cj} : Résistance à la compression du béton généralement prise à 28 jours (f_{c28}).

: Coefficient qui tient compte de la durée de la charge, tel que : θ

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{Pour une durée } > 24h \\ \theta = 0,9 & \text{Pour une durée entre } 1h \text{ et } 24h \\ \theta = 0,85 & \text{Pour une durée } \leq 1h \end{cases}$$

: Coefficient de sécurité tel que : γ_b

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,50 & \text{pour les actions transitoires} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{pour les actions accidentelles} \end{cases}$$

Dans le cas courants, et le nôtre en particulier nous avons :

$$\left.\begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \theta = 1 \\ f_{c28} = 25MPa \end{array}\right\} \Rightarrow f_{bu} = 14,17MPa$$

La résistance à la compression à l'état limite de service (ELS) est '' $\bar{\sigma}_{bc}$ '', où :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6\, f_{c28}$$

Pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

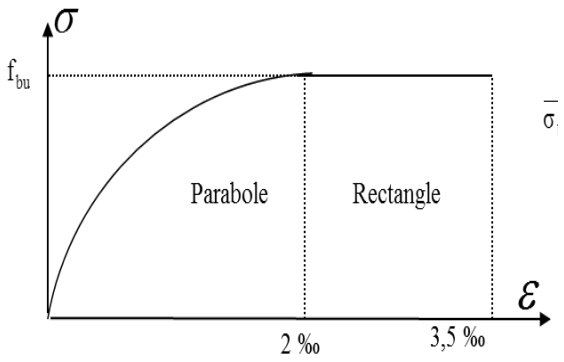


Fig. I.2 : Diagramme contrainte déformation du béton a L'ELU.

- Etat limite de service :

La contrainte de service en compression simple est : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$.

($\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$; :$\overline{\sigma_{bc}}$=15MPa). Le comportement du béton est considéré comme linéaire élastique.

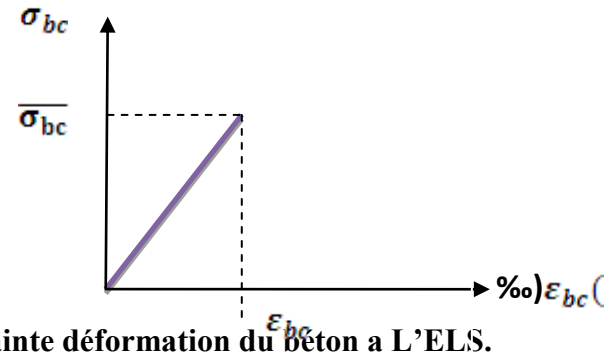


Fig. I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton a L'ELS.

4) La contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement '' $\overline{\tau}_u$ ''prend les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau}_u \leq$ Min (0,13f_{cj}, 5MPa). $f_{c28} = 25$ MPa

- $\tau_u \leq$ Min (3,25, 5 MPa) = 3,25 MPa
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\overline{\tau}_u \leq$ Min (0,1f_{cj}, 4MPa)

, on obtient : $\overline{\tau}_u \leq$ Min (2,5, 5MPa) = 2,5 MPa. $f_{c28} = 25MPa$

5) Module d'élasticité longitudinale :

-Le module de déformation longitudinale instantanée du béton est : $E_{ij} = 1100\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa).

-Le module de déformation longitudinale différée du béton est : $E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa).

→ Pour $f_{cj} = f_{c28} = 25$ MPa

on obtient : $E_{i28} = 32164,2$ MPa. Art [A.2.1.2.1]

$E_{V28} = 10818, 87$ MPa. Art [A.2.1.2.2]

I.3.2. Aciers :(2)

Les aciers sont caractérisés par leur résistance à la traction notée : 'f_e'

- Les armatures longitudinales utilisées sont en acier haut adhérence HAFeE400 type I avec un f_e= 400MPa.
- Les armatures transversales sont en rond lisse FeE24 avec f_e= 235MPa.
- Les armatures de la table de compression TLE 520 avec f_e=520 MPa .

1) Contrainte de calcule de l'acier :

- L'état limite ultime :

la contrainte limite ultime de traction et ou compression de l'acier est :

$$\begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour } \varepsilon_s > \varepsilon_L \\ E_s.\varepsilon_s & \text{Pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_L \end{cases}$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires(SDT).} \\ 1 & \text{Cas des situations accidentelles (SA).} \end{cases}$$

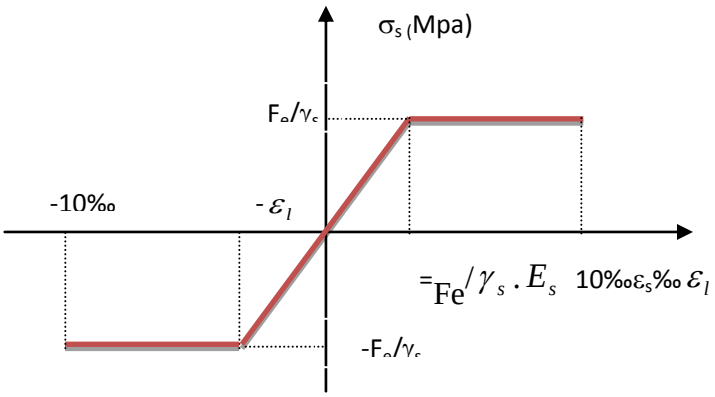


Fig. I.4: Diagramme contrainte-déformation de l'acier a L'ELU.

- Etat limite de service :

On suppose que l'acier reste dans domaine élastique. La limite de contrainte dans l'acier en fonction de degré de nocivité de la fissuration.

La contrainte limite de service de l'acier est :

→ Fissuration peu nuisible : $\overline{\sigma_s} = f_e$ Aucune vérification à effectuer

→ Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \begin{matrix} \frac{2}{3} f_e \\ \max(\frac{f_e}{2} ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) \end{matrix} \right\}$ MPa.

D'où : $\overline{\sigma_s}$ = 201,63MPa (HA) , $\overline{\sigma_s}$ = 200MPa (R lisses)

→ Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = 0.8 \min \left\{ \begin{matrix} \frac{2}{3} f_e \\ \max(\frac{f_e}{2} ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) \end{matrix} \right\}$ MPa.

Avec : η: Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

Donc : $\overline{\sigma_s}$ = 163.3MPa (HA) , $\overline{\sigma_s}$ = 160 MPa (R lisses).

I.4. Príncipe de calcul aux états limites :

I.4.1 Définition des états limitent :

Un état limite est un état dans lequel se trouve une structure on élément de structure et tel que .s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne réponde plus aux fonction pour les quelles il est conçu.

On distingue deux catégories d'état limites : les états limites ultimes dont le dépassement équivaut a la ruine de la structure , les états limites de service dont le respect la durabilité de d'ouvrage ou contraire les condition d'explantation habituelles .

I.4.2.les différents états limites :

a. Etat Limite Ultime (ELU) : cet état correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) ce qui est équivalant à la ruine de la structure.

- Hypothèses de calcul a ELU :
  - ❖ Les sections droites restent planes après déformations.
  - ❖ Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
  - ❖ Les déformations des sections sont limitées :
    - Pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰
    - Pour le raccourcissement unitaire du béton à : 3,5‰ en flexion et 2‰en compression simple

b. Etat Limite de Service (ELS) :c'est un état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions d'exploitation et de durabilité qui compromet les états limites de fissuration et de déformation.

- Hypothèses de calcul a ELS :
  - ❖ Les sections droites restent droites.
  - ❖ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
  - ❖ L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
  - ❖ Le béton tendu est négligé.
  - ❖ Le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier et du béton, dit coefficient d'équivalence est pris égal à $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$
  - ❖ On ne déduit pas les aires d'acier de l'aire du béton comprimé, on suppose en outre que la section d'acier est concentrée en son centre de gravité.

I.4.3. Principe de Justifications de calcul :

Dans la méthode de calcul aux états limites , on considére des cofficients de sécurité partils

- Des coefficients minorants appliqués aux matériaux (γ_s et γ_b),
- Des coefficients majoration appliqués aux action.

Ces coefficients sont fixés par le BAEL91 selon la nature de l'action , les différents types d'actions en présences et l'état limite considéré.

La vérification de la sécurité consiste é s'assurer que l'on a bien, pour chaque état limite :

Sollicitation agissante $\prec$ sollicitation résistante

I.5. Etude de composition de béton : (3)

Les bétons sont des matériaux de construction qui se composent d'un liant (ciment), de l'eau, du sable et des granulats et des adjuvants (retardateur ou accélérateurs de prise…).

Le but de cette étape d'étude est la détermination de la composition du béton .elle consiste aussi à fixer les proportions des divers constituants du béton (ciment, eau, sable et gravier) et qui lui garantissant une ouvrabilité compatible avec les moyens de sa mise en œuvre et possédant après durcissement une bonne caractéristiques (bonne résistance mécanique, faible retrait, bonne durabilité…).

La composition du béton est toujours le résultat d'un compromis entre une série d'exigences souvent contradictoires et dans notre projet on va voir trois compositions de béton, la première pour les minarets et la deuxième pour la superstructure et la dernière pour infrastructure.

I.5.1.La composition du béton pour les minarets :(4)

- ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

• Resistance mécanique.

• Imperméabilité a l'eau.

- Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

• Sable de dimension inferieure a 5 mm.

• gravier de dimension inferieur a 25mm (8/15 et 15/25).

- Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre ne contient pas des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

- Les adjuvants :

Un adjuvant est un produit incorporé à faible dose dans un béton ou un mortier lors du malaxage, afin de modifier certaines de ses propriétés. Un adjuvant peut être un retardateur/accélérateur de prise, comme il peut être un fluidifiant ; selon les conditions du chantier et l'amélioration recherchée.

I.5.2. Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique a trois buts essentiels :

- Déterminer les dimensions des grains.
- Déterminer les proportions de grains de même dimension (% pondéral).
- En déduire le Module de finesse (M_f).

Les granulats utilisés dans le domaine du bâtiment et du génie civil sont des matériaux roulés ou concassés d'origine naturelle ou artificielle, de dimensions comprises entre 0 et 80 mm.

La granulométrie ou analyse granulométrique s'intéresse à la détermination de la dimension des grains, et la granularité concerne la distribution dimensionnelle des grains.

La granulométrie ou analyse granulométrique consiste donc à fractionner des granulats au moyen d'une colonne de tamis dont les dimensions des mailles sont normalisées et décroissantes du haut vers le bas entre 80 mm et 0,063 mm.

- Les résultats de l'analyse granulométrique dont nous disposons sont montrés dans les tableaux suivants :

Tab. I.2 : résultats de l'analyse granulométrique des trois composantes de bétons utilisés

Sable		Gravier 3/8		Gravier 8/15	
Dimension des tamis en (mm)	Tamisat (%)	Dimension des tamis en (mm)	Tamisat (%)	Dimension des tamis en (mm)	Tamisat (%)
10	95.01	5	99.24	20	100
8	75.10	2.5	90.59	16	96.23
6.3	45.73	1.25	60.92	12.5	72.50
5	19.28	0.63	37.58	10	49.30
4	10.44	0.315	14.05	8	28.91
3.15	3.02	0.16	3.56	6.3	11.39
2.5	2.29	0.08	2.61	5	3.67
Fond	0.03	Fond	0.04	Fond	0

Les valeurs données dans les différents tableaux ci- dessus permettent de tracer les courbes granulométriques pour chaque type de granulat.

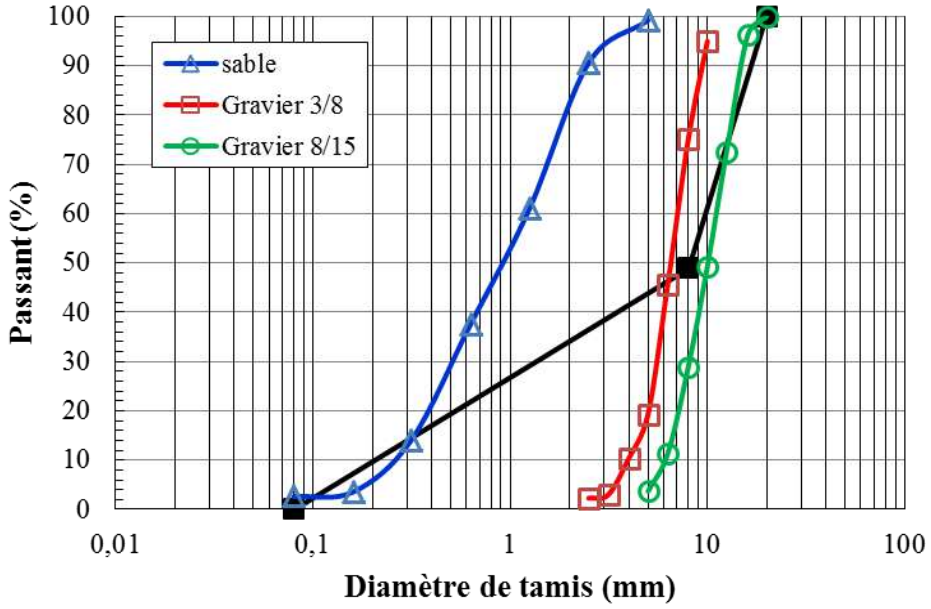


Fig. I.5 : Courbes granulométriques des composantes des bétons utilisés

Module de finesse (M_f) :

C'est centième de la somme des refus (exprime en pourcentage de poids) aux tamis de

{0,16 – 0,315 – 0,63 – 1,25 – 2,5 et 5} mm, le Module de finesse est particulièrement applique aux sables dont il est une caractéristique importante.

$$M_F \text{ d'un sable } = \frac{\text{Somme des refus aux tamis 0.16,0.315,0.63,1.25,2.5,et 5mm}}{100}$$

$$M_{.F} = \frac{96.44+85.95+62.42+39.08+9.41+0.76}{100} = 2.94 = 2.94.$$

On peut noter que c'est un sable grossier qui correspond a' utiliser pour une recherche de résistances élevées.

I.5.2.Composition de béton par la méthode de Dreux- Gorisse :(3)

C'est une méthode graphique qui permet d'obtenir de façon simple et rapide la proportion idéale avec laquelle il faut mélanger le sable, le ciment et le gravier afin d'obtenir la meilleure compacité, et par conséquent, la meilleure résistance de béton. Cela se fait par la connaissance de la granularité des mélanges granulaires.

La granularité d'un mélange peut être rapprochée et représentée par deux (02) segments de droites. Elle peut être entièrement déterminée par trois (03) points

- L'origine : O
- Le point de brisure : A
- Le point d'extrémité : B

La courbe OAB est appelée : courbe granulaire de référence.

Cette courbe simplifiée est suffisamment proche de la courbe réelle pour être significative.

→(Les coordonnées des points O, A, et B, seront données en détails un peu plus bas).

- Objectif :

On cherche de déterminer en fonction des critères de maniabilité et de résistance définis par le cahier des charges, la nature et les quantités de matériaux nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton (eau E, ciment C, sable S, et gravier G en kg/m^3).

- Choix de la classe vraie de ciment :

Parmi la liste des ciments disponible sur le marché des matériaux de construction, nous avons retenus le ciment CPJ 42.5 (CEM II/B 42,5) d'après les normes NF EN 197-1, NF P 15-317 et XP P 15 319 - marque NF .sa classe vraie est estimée à 47.5 MPa.

- Résistance visée :

Par sécurité, la résistance visée est majorée de 15% par rapport à la résistance que nous souhaitons obtenir .Ainsi, la résistance visée est obtenue comme suit :

$f'_{cm} = f_{c28} + 0.15\, f_{c28}$

On considère que le f_{c28} est égal à : 25MPa ;

d'où : $f_{cm} = 1{,}15\, f_{c28} = 28{,}75 \Rightarrow$ f_{cm} = 28,75 MPa

- Dosage en ciment et en eau :

La formule de BOLOMEY permet de calculer le rapport $\frac{C}{E}$:

$$\frac{C}{E} = \frac{f_{cm}}{G.\sigma_{c28}} + G \qquad \frac{C}{E} = \frac{28.75}{0.45 \times 47.5} + 0.5 = 1.84$$

- Détermination du coefficient granulaire G à partir du tableau suivent

I.3 : Valeurs de G en fonction de la qualité et des diamètres D des granulats Tab.

Qualité des granulats	Dimension des granulats (mm)		
	D< 16mm	25mm < D< 40mm	D_{max}> 63mm
Excellente	0,55	0,60	0,65
Bonne	0,45	0,50	0,55
Passable	0,35	0,40	0,45

Pour notre cas :(5)

D_{max} = 15mm ; et la qualité des granulats est courante $\Rightarrow$ G = 0,45

- Dosage en ciment par 1 m^3 de béton :

Connaissant le rapport $\frac{C}{E}$ et l'affaissement souhaité A au cône d'ABRAMS, nous dédisons, grâce à l'abaque $\frac{C}{E}$ en fonction de A, le dosage en ciment C correspondant :

$\begin{cases} \frac{C}{E} = 1.84 \\ A = 8\ cm \end{cases}$ ⟶ L'abaque donne la valeur du dosage en ciment : 380Kg

$\begin{cases} \frac{C}{E} = 1.84 \\ C = 380 \end{cases}$ ⟶ On en déduit la valeur de E qui est : E = 206.52 Kg

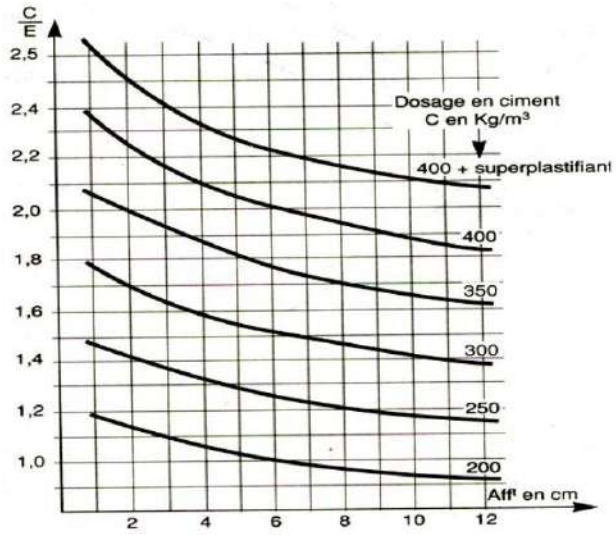


Fig. I.6 : C_{opt} en fonction de l'affaissement A et du rapport C/E.

- Tracé de la courbe granulaire de référence :

Sur le même graphe d'analyse granulométrique de type AFNOR (pourcentage des tamisas en fonction du module ou diamètre des tamis) déjà obtenu de courbe granulométrique nous traçons une composition granulaire de référence OAB avec :

le point O est repéré par ses coordonnées : $[0.08\ ;0]$.

le point B est repéré par ses coordonnées :$[D;\ 100]$, (D : le diamètre du plus gros granulat).

le point de brisure A a les coordonnées suivantes :

en abscisse :

si D $\leq 20mm$, l'abscisse est de D/2 ,

si D >20mm, l'abscisse est de suitée au milieu limité par le module 38 (5mm) et le module correspondant a D = 16mm, donc le point de brisure a pour abscisse : D/2 = 8mm.

-en ordonnée : Y= 50 - $\sqrt{D}$ + K

K est un terme de correcteur qui déponde du dosage en ciment de l'efficacité du serrage, de la forme des granulats roulés ou concassés et du module de finesse de sable.

Comme le module de finesse M_f du sable vaut 2.94, celui –ci est classé comme un sable grossier, la valeur du coefficient de correction K sera calculée par la formule suivent :

$K = 6M_f - 15$, soit K =2.64 d'où Y = 50 - $\sqrt{16}$ +2.64 = 48.64

Ainsi, les coordonnées du point de brisure A sont : (8 ,49).

- La ligne de partage :

La ligne de partage joint le point d'ordonnée 95 % de la courbe granulaire du plus petit granulat au point d'ordonnée 5 %de la granulaire du plus gros granulat, le point d'intersection entre cette ligne et la courbe théorique du mélange optimum indique les proportions en pourcentage de volume absolue de sable et gravier. Ces proportions sont en pourcentage de tamisât correspondant a ce point d'intersection. Ce pourcentage indique les proportions de sable, le complément donne la proportion de gravier.

Sur la courbe granulométrique, les points d'intersection entre les lignes de partage et la courbe OAB donnent les pourcentages des granulats suivants :

Sable 0/3 : 38.5%.

Gravier 3/8 : 6,5 %.

Gravier 8/15 : 55 %.

- Coefficient de compacité :

Il est défini comme le rapport des volumes absolus en litres des matières solides

$$V_M = V_M + V_G + V_C.$$

Au volume total de 1 m^3 du béton frais soit : $\gamma = \frac{V_M}{1000}$.

Les valeurs de γ sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tab. I.4 : Valeurs de γ en fonction de la consistance, du serrage, et du diamètre.

Consistance	Compactage (serrage)	Coefficient de compacité (γ)				
		D = 5 mm	D=10mm	D=16mm	D = 25mm	D=40 mm
Molle	piquage	0.750	0.780	0.795	0.805	0.819
	Vibration faible	0.755	0.785	0.800	0.810	0.829
	Vibration normale	0.760	0.790	0.805	0.815	0.820
plastique	piquage	0.760	0.790	0.805	0.815	0.820
	Vibration faible	0.765	0.795	0.810	0.820	0.825
	Vibration normale	0.770	0.800	0.815	0.825	0.830
	Vibration puissante	0.775	0.805	0.820	0.830	0.835
Ferme	Vibration faible	0.775	0.805	0.820	0.830	0.835
	Vibration normale	0.780	0.810	0.825	0.835	0.840
	Vibration puissante	0.785	0.815	0.830	0.840	0.845

- Dosage des granulats

Les dosages en volume de chaque constituant du béton sont donnés par les relations ci –dessous :

Volume absolu du ciment :

$$V_c = \frac{mc}{\gamma} = \frac{380}{3.1} = 122.58 \text{ litres}$$

Avec : m_c : dosage (en masse) de ciment et $\gamma = 3.1\ g/ml$ (masse volumique du ciment).

Volume absolu de l'ensemble des granulats :

$V_G = 1000\ \gamma - V_c = 1000.0.81-122.58 = 687.42$ litres.

Volume absolu du sable :

$$V_s = \frac{VG.38.5}{100} = \frac{687,42.38.5}{100} = 264.66 \text{ litres}.$$

Volume absolu du gravier $3/8$:

$$V_{G3/8} = \frac{VG.6.5}{100} = \frac{687,42.6,5}{100} = 44,68\text{litres}.$$

Volume absolu du gravier $8/15$:

$$V_{G8/15} = \frac{VG.55}{100} = \frac{687,42.55}{100} = 378,08\text{litres}$$

Les dosages en masse des éléments secs (granulats, sable) pour 1 m^3 de béton sont donnés par :

Masse de sable M_s :

$M_s = v_s \times \gamma_s = 264,66 \times 2,65 = 701,35$ kg

Avec : v_s : volume de sable

$_s$ = 2.65 kg /litre : densité du sable.γ

Masse de gravier $3/8$ $M_{G3/8}$:

$M_{G3/8} = v_{G3/8} \times \gamma_{G3/8} = 44,68 \times 2.61 = 116.61$ kg.

Avec : $v_{G3/8}$: volume du gravier 3/8

$_{G3/8} = 2.61 kg/litre$: densité du gravier 3/8 .γ

Masse de gravier $8/15$ $M_{G8/15}$:

$M_{G8/15} = v_{G8/15} \times \gamma_{G8/15} = 378.08 \times 2.58 = 975.45$ kg

Avec : $v_{G8/15}$: volume du gravier 8/15

$\gamma_{G8/15}$ = 2.58 kg /litre : densité du gravier 8/15 .

Le résultat résumé dans les points suivant :

Sable 0/3…….. 701.35 Kg

Gravier 3/8……. 116.61 Kg

Gravier 8/15…… …….975.45 Kg

Ciment CPJ CEM II/B 42.5……380 Kg

Eau ……206.52 Kg

Fluidifiant 0.05 du poids de ciment en ml….....190

Total……. 2569.63

C/E = 1.84 ; E / C = 0.54 ; G / S = 1.55

- ✓ La composition du béton pour la super- structure:(6)

Même travail précédant, le résultat résumé dent les points suivant :

Sable 0/5…….. ……. 576 Kg

Gravier 8/15…… 194 Kg

Gravier 15/25…… 1009 Kg

Ciment CPJ CEM II/A42.5…….400 Kg

Eau.. ……200 Kg

Total ……2379 Kg

C/E = 2 ; E / C = 0.5 ; G / S = 2.09

- ✓ La composition du béton pour l'infrastructure :(6)

Le résultat résumé dans les points suivant :

Sable 0/5…….. 210 Kg

Gravier 8/15……. 320 Kg

Fluidifiant 0.03 du poids de ciment en ml…….175 Kg

Ciment CPJ CEM II/A42.5 ……400 Kg

Eau…… 200 Kg

Total…….. ……..1130 Kg

C/E = 2 ; E / C = 0.5 ; G / S = 1.52

Chapitre II

Pré-dimensionnement

et descente de charges

II.1. Introduction :

Le présent chapitre consiste a' pré -dimensionner les différents éléments de la construction, et de faire la descente de charges sous éléments porteurs.

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément porteur les charges qui lui reviennent, et ce pour tous les niveaux compris les fondations. Elle permet d'évaluer le poids total de la structure, qui servir par la suite dans l'étude parasismique.

II.2. Pré dimensionnement des plancher :

1. Les planchers :

Pour notre projet étudié seule type de plancher vont être utilisé plancher à corps creux pour tous les étages sauf le bloc E .

II.2.1.Plancher à corps creux :(2)

Ce type du plancher est constitué par des poutrelles préfabriquées sépare par des entre vous de longueur 60 cm et d'une dalle de compression en béton arme dont l'épaisseur peut varie entre 4 a 5 cm, il est armée par un treillis soudé.

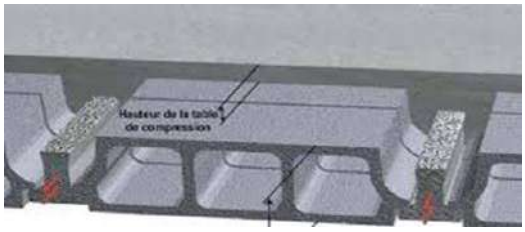


Fig. II.1 : Plancher à corps creux.

Il est utilisé pour la raison suivent :

- ✓ Réduire la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique ;
- ✓ Les charges apportées par le plancher ne sont pas importante ;
- ✓ Faible entraxe ;
- ✓ Minimiser le cout ;
- ✓ Nombre des ouvertures (trémies) n'est pas important ;
- ✓ Facilité l'exécution.

Son épaisseur est déterminée par la condition de résistance à la flexion suivante :

$$L/25 \leq e \leq L/20$$

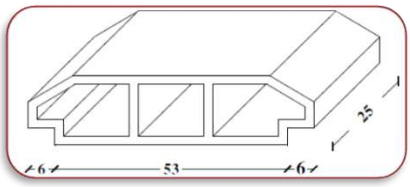
Avec :
L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
Pour le cas de notre projet, nous avons:

$$L = L_{max} = 6\ m$$

$(600/25) \leq e \leq (600/20) \longrightarrow 24 \leq e \leq 30$ (cm) .

On choisit : e =25 cm (20 +5)
On adoptera donc un plancher à corps creux du type (20+5)
Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

e ≥ 16 cm on a : 25 cm > 16 cm (condition vérifier).



II.2: Dimensions du corps creux. Fig.

II.2.2 Plancher à Dalle pleine :

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle. Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

Critère de résistance :

- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :……. [2]
  $(L_x/45) \leq e \leq (L_x/40)$

- Dalle reposant sur deux appuis :
  $(L_x / 35) \leq e \leq (L_x / 30)$

Où : e : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

Bloc E : L = 5.6 m.

Critère de résistance $560/45 \leq e \leq 560/40$ ⟶ $13{,}44 \leq e \leq 15{,}12$

a. Résistance au feu : [2]

e = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

e = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

e = 15cm : peut assurer un coupe-feu de trois heures.

b. Isolation acoustique : $e_d \geq 15$ cm.

Pour la dalle pleine on adoptera : e = 15cm

Condition de la flèche : [2 BAEL]

Si $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0{,}5$ cm ⟶ pour L > 5m

Si $\bar{f} = \frac{L}{500}$ ⟶ pour L < 5m

II.2.2. Evaluation des valeurs des charges et surcharge :(7)

a. Les planchers terrassent:

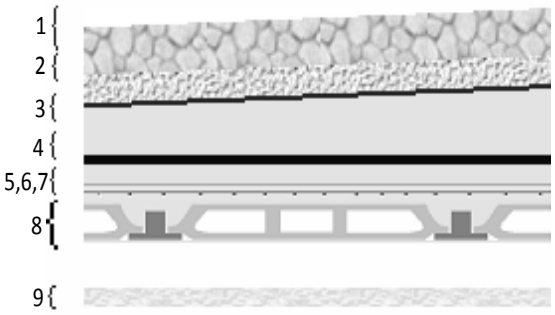
Il doit être suffisamment rigide pour vérifier au moins la condition de flèche, et doit avoir une certaine isolation phonique assurant un minimum de confort, ajoutée à cela une résistance au feu suffisante pour permettre l'évacuation des en cas d'incendie ou de catastrophe en général.

a.1. corps creux :

Charges permanentes pour Plancher terrasse (inaccessible) :

Tab. II.1 : Charge permanente due au plancher terrasse.

N	Composants	e (m)	P.S (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	0,72
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Plaque de liège	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Plancher corps creux (20+5)	0.2+0.05	3,20
9	Enduit de plâtre	0,02	0,20
Total			6,72
Surcharges d'exploitation Q = 1 KN/m^2			

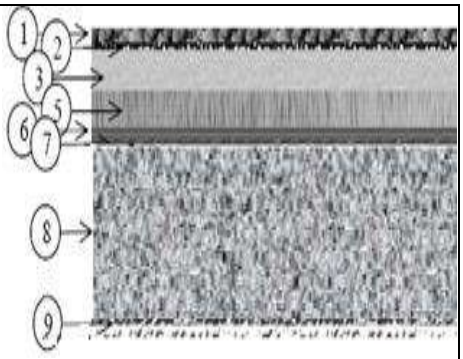


a.2.Dalle pleine :

Charges permanentes pour Plancher terrasse :

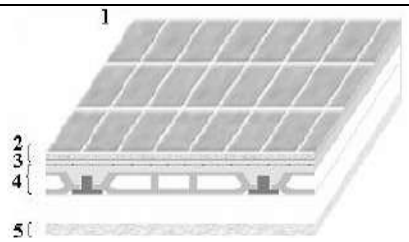
Tab. II.2 : Charge permanente et exploitation du plancher terrasse (Dalle pleine).

N	Composants	e (m)	P. S (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0,05	0.90
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2.20
5	Film polyane	-	0,05
6	Liège (isolation thermique)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Plancher dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de ciment	0,02	0,36
Total			7.65
Surcharges d'exploitation Q = 1.5 KN/m^2			



a .3. Les planchers courent :

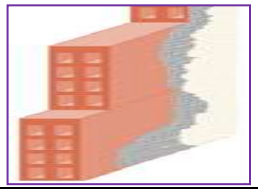
Tab. II.3 : Charge permanente et exploitation du plancher courent.

N	Composants	e (m)	P.S (KN/m^2)	
1	carrelage	0,02	0,44	
2	Lit de sable	0,03	0,54	
3	Mortier de pose	0.02	0,4	
4	Plancher corps creux (20+5)	0.2+0.05	3.2	
5	Enduit de plâtre	0.02	0,2	
6	Mur simple cloison	0,1	1.62	
Total			6,40	
Surcharges d'exploitation Q = 5 KN/m^2				

b. Maçonnerie :

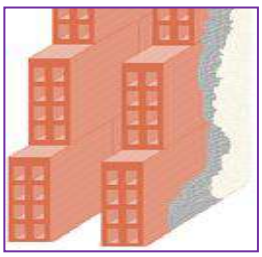
- ❖ Murs intérieurs (simple cloison) :

Tab. II.4 : Charge permanente due au mur simple cloison.

N	Composants	e (m)	P. V (KN/m^3)	P.S (KN/m^2)	
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	
2	Brique creuse	0.10	9	0.90	
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	
			G	1.62	

- ❖ Murs extérieurs (double-cloison) :

II.5 : Charge permanente due au mur double cloison. Tab.

N	Composants	e (m)	P.V (KN/m^3)	P .S (KN/m^2)	
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	
2	Brique creuse	0.10	9	0.90	
3	Lame d'aire	0.10	-	-	
4	Brique creuse	0.10	9	0.90	
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	
			G	2.52	

c . Acrotère :

Poids de l'acrotère

G = 25 (0.6 x 0.1 + 0.08 x0.1 + 0.02 x 0.1/2) = 1.725KN/ml

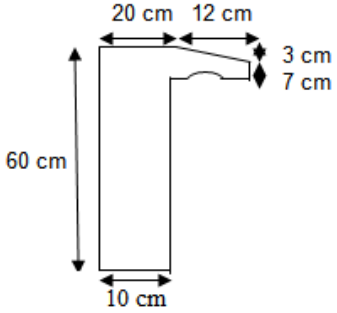


Fig. II.3 : Démentions de l'acrotère.

- Surcharges d'exploitation: Q = 1 KN/m^2

b .Les poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

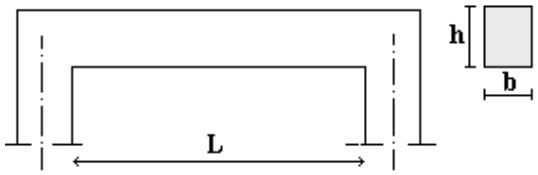


Figure II-4: Dimensionnement de la poutre.

b: largeur de la base de la poutre.

h: hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré dimensionnement des poutres est donne par les formules empiriques suivantes:

$L_{max} / 15 \leq h_p \leq L_{max} / 10$

$0.3h \leq b \leq 0.7h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 enzone III sont:(1) Art [7.5.1]

- $h \geq 30cm$;
- $b \geq 20$ cm ;
- $h/b \leq 4$;
- $b_{max} \leq 1.5+b_1$.

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle a X-X) comme sens porteur.
Les poutrelles des planchers a corps creux sont parallèles a Y-Y pour les tous les blocs.

Tableau II-6:pré dimensionnement des poutres

		poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	Blocs A,B	L_{max}= 6.05 m ⇒40.33cm ≤ h ≤60.5cm on adopte h = 60 cm ⇒ 18≤b ≤42on adopte b =40cm	L_{max} = 5.58m ⇒37.2 cm ≤ h ≤55.8cm on adopte h = 50 cm ⇒ 15≤ b≤ 35 on adopte b = 35cm
	Blocs C, D	L_{max}= 5.60 m ⇒37.33cm ≤ h≤ 56cm on adopte h = 50cm⇒ 13.5≤b ≤31.5 adopte b = 35cm	
	Bloc E	L_{max}= 5.70 m⇒38cm ≤ h≤ 57cm on adopte h = 50m ⇒15≤b ≤35 on adopte b = 35m	
	Bloc F	L_{max}= 5.60 m ⇒37.33cm ≤ h≤ 56cm on adopteh = 45cm⇒13.5≤b ≤31.5 on adopte b=30cm	L_{max} = 4.60m ⇒30.66 cm ≤ h ≤46cm on adopt h =40 cm⇒12≤b ≤28 adopte b = 30cm
	Blocs G, H	L_{max}= 5.50 m ⇒36.66cm ≤ h≤ 55cm on adopte h = 45cm⇒13.5≤b ≤31.5 , adopte b = 30cm	

Tableau II-7:La vérification selon le RPA 99.

	Vérification	
Blocs A, B	h =60cm≥30cm b=40cm≥20cm h/b=1.5≤ 4	h=50cm≥30cm ; b=35cm≥20cm h/b=1.42≤ 4
Blocs C, D	h=50cm≥30cm ; b=35cm≥20cm ; h/b=1.42≤ 4	
Bloc E	h=50cm≥30cm ; b=35cm≥20cm ; h/b=1.44≤ 4	
Bloc F	h=45cm≥30cm ; b = 30 cm ≥ 20cm ; h / b = 1.5≤ 4	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm ; h/b=1.6≤ 4
Blocs G,H	h = 45cm ≥ 30cm ; b = 30cm ≥ 20cm h / b = 1.5≤ 4	
Conclusion		
Blocs A,B	h = 60cm ; b = 40 cm	h =50 cm ; b = 35 cm
Blocs C, D,	h = 50 cm ; b = 35 cm	
Bloc E	h = 50m ; b = 35cm	
Blocs F	h = 45cm ; b = 30cm	h =40 cm ; b = 30cm
Blocs G, H	h = 45cm ; b = 30 cm	

d . Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations. On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le [2] [Art B.8.11] cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge

devienne : (Nu*=1.1Nu).

d.1.Étapes de Pré dimensionnement :

- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface reprise par le poteau ;
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions duRPA99 version 2003 ►► [Art 7.4.1] ◄◄

A .Choix du poteau le plus sollicité:

Le poteau le plus sollicite est (D-3) ⟶ Blocs A, B
Le poteau le plus sollicite est (C-3) ⟶ Bloc C ,D
Le poteau le plus sollicite est (D-2) ⟶ Bloc E
Le poteau le plus sollicite est (C-1) ⟶ Bloc F
Le poteau le plus sollicite est (B-1) ⟶ Bloc G , H

B. Dimensions des poteaux : Min (b_1, h_1) ≥ 30cm

Tableau II-8:pré dimensionnement des poteaux.

Blocs	Niveau de étage		1er	RDC	entresol
A, B	Dimension du poteaux	b_1(cm)	30	35	40
		h_1(cm)	30	35	40
C, D	Dimension du poteaux	b_1(cm)	35	40	
		h_1(cm)	35	40	
E	Dimension du poteaux de rive	b_1(cm)	40	45	
		h_1(cm)	40	45	
	Dimension du poteaux centraux	b_1(cm)		55	
		h_1(cm)		55	
F	Dimension du poteaux	b_1(cm)		40	
		h_1(cm)		40	
G, H	Dimension du poteaux	b_1(cm)		40	
		h_1(cm)		40	

- Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit : $0.7 \times L_0$

si le poteau est a ses extrémités :

• Soit encastre dans un massif de fondation.

• Soit assemble a des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considère et le traversant de part en part. L_0 : dans les autres cas

.

Avec : L_0= 3.06 m le hâteur de entresol.
L_0 = 5m le hâteur de réez de chaussée.
L_0 = 4,5m le hâteur de l'étage.
Pour l'étage courant, le RDC et l'entresol on a : $L_f = 0.7 \times L_0$

Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

Tabl. II.9 : détermination de la longueur de flambement.

Blocs		Niveaux	Dim* du poteau	$L_f = 0.7L_0$	$= \frac{b}{\sqrt{12}}i$	λ
A, B		Sous la terrasse	0.30*0.30	3.15	0.08	39.37
		Sous le 1er étage	0.35*0.35	3.5	0.10	35
		Sous le RDC	0.40*0.40	2.142	0.12	17.85
C, D		Sous la terrasse	0.35*0.35	3.15	0.10	31.5
		Sous le 1er étage	0.40*0.40	3.5	0.12	29.17
E	P de rive	Sous la terrasse	0.40*0.40	3.15	0.12	26.25
		Sous le 1er étage	0.45*0.45	3.5	0.13	26.92
	P de centre	Sous la terrasse	0.55*0.55	3.5	0.16	21,87
F		Sous la terrasse	0.40*0.40	3.5	0.12	29.17
G, H		Sous la terrasse	0.40*0.40	2.52	0.11	22.90

Calcul de l'effort Nu :

L'effort normal admissible est : [1]

$$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{B_r.F_{C28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{F_e}{\gamma_s}\right]$$

A : la section d'acier comprime prise en compte dans le calcul $A = \frac{B}{1000}$

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec:

$\lambda = \frac{lf}{i}$: C'est l'élancement mécanique

$L_f = 0.7 \times L_0$: C'est la longueur de flambement.

$I = \sqrt{\frac{Lmin}{S}}$: C'est le rayon de giration; ou :

$\mathbf{i} = \frac{b}{\sqrt{12}}$; $I = \frac{hb3}{12}$ (poteau carré). $\mathbf{i} = \frac{D}{4}$; $I = \frac{\pi D4}{64}$ (Poteau circulaire).

Tab. II.10:calcule les efforts normaux admissibles

Blocs			Dimension du poteau	Br(mm^2)	γ	α	As (mm^2)	Nu $_{adm}$ (Kn)
A, B		Sous la terrasse	0.3*0.3	78400	39.37	0.68	90	1008.62
		Sous le 1er	0.35*0.35	108900	35	0.71	122.5	1462.20
		Sous le RDC	0.4*0.4	144400	17.85	0.81	160	2211.25
C, D		Sous la terrasse	0.35*0.35	108900	31.5	0.73	122.5	1503.38
		Sous le 1er	0.4*0.4	144400	29.17	0.746	160	2036.53
E	P de rive	Sous la terrasse	0.4*0.4	144400	26.25	0.76	160	2074.75
		Sous le 1er	0.45*0.45	184900	26.92	0.746	202.5	2607.11
	P de centre	Sous la terrasse	0.55*0.55	291600	21.87	0.78	302.5	4294.40
F		Sous la terrasse	0.4*0.4	144400	29.17	0.746	160	2036.53
G		Sous la terrasse	0.4*0.4	144400	22.90	0.78	160	2129.35

II.2.3.Détermination des charges et surcharges :

- Bloc A et B :

Surface du plancher revenant au poteau:

S_p= 2 x (3.075+2.85) x 2.85 $\Rightarrow S_p$= 33.77m^2

Surface total: S_t =6.275 x6.1 $\Rightarrow S_t$=38.27 m2

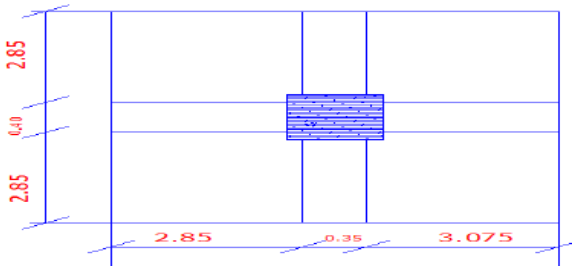


Fig. II.5: Surface reprise par le poteau le plus sollicité

- Bloc C et D :

Surface du plancher revenant au poteau:

S_p= 2 x (2.825+2.825) x 2.825 $\Rightarrow S_p$= 31.92m^2

Surface total: S_t = 6 x 6 $\Rightarrow S_t$=36m^2

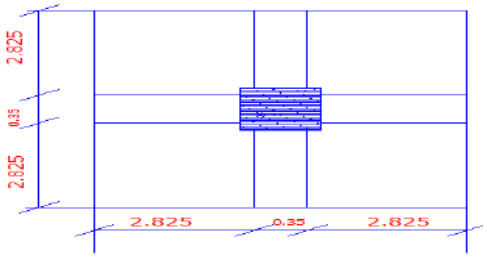


Fig. II.6: Surface reprise par le poteau le plus sollicité de 1er étage.

- Bloc E :

Surface du plancher revenant au poteau:

S_p= (2.70+2.70) x 2.75+ (2.70+2.70) $\Rightarrow S_p$= 22.17m^2.

Surface total: S_t = (5.8x5.75)-(2.6x2.6) $\Rightarrow S_t$=26.59 m^2.

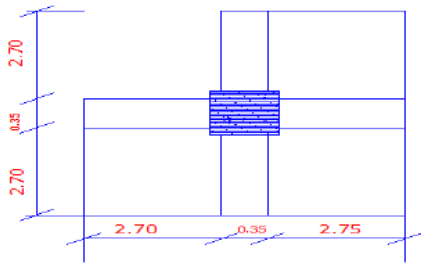


Figure II-7: Surface reprise par le poteau le plus sollicité (Bloc E).

- Bloc F :
  - La surface pour le RDC :

Surface du plancher revenant au poteau:

S_p = (2.8+2.8) x 2.3 $\Rightarrow$ S_p= 12.88m^2.

Surface total: S_t = 5.90 x2.65 $\Rightarrow S_t$ = 15.63m^2.

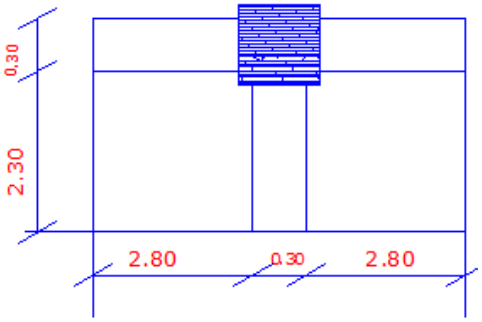


Fig. II-8: Surface reprise par le poteau le plus sollicité (Bloc F).

- Bloc G,H :
  - La surface pour le RDC :

Surface du plancher revenant au poteau:

S_p= 00m^2.

Surface total: St =0.4x0.4 +2. (1.85 x0.3) $\Rightarrow S_t$=1.27 m^2.

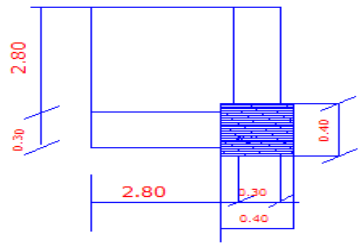


Fig. II-9 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité (Bloc G).

II.2.4.Descente des charges: (7)►► [Art 6.3] ◄◄

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicite, a chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de Pouvoir modifier les dimensions du poteau étudie s'il est insuffisant ou surabondant.

a.Charges Permanente :

Tab. II.11:Charges Permanente

	Étage	G plancher (KN)	G poteau (KN)	G poutre p (KN)	G poutre s (KN)	G (KN)	G_{cum}(KN)
Blocs A, B	1er	226.93	10.12	35.55	24.93	297.53	297.53
	RDC	216.13	15.31	35.55	24.93	291.92	589.45
	Sous-sol	216.13	12.24	35.55	24.93	288.85	878.3
Blocs D.C	1er	214.50	13.78	25.16	25.16	278.6	278.6
	RDC	204.28	20	25.16	25.16	274.6	553.2
Bloc E	RDC	473.02	28.12	36.37	36.83	574.34	574.34
Bloc F	RDC	86.55	20	28.32	6.8	141.67	141.67
Blocs G, H	chaque niveau	00.00	14.4	6.24	6.24	26.88	26.88

b. Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q. $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$

Avec :
n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2,……, Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage

Tab. II.12: charges d'exploitation

		Q (kN)	$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum}(kN)
Blocs: A, B	1er étage	Q_0= 38.27	00	38.27
	RDC	Q_1 = 191.35	1	229.62
	entresol	Q_2=191.35	095	401.83
Blocs: C, D	1er étage	Q_0= 36	00	36
	RDC	Q_1=180	1	216
Bloc: E	RDC	Q_0=76.38	00	76.38
Bloc: F	RDC	Q_0=17.03	00	17.03
Bloc G	Niveau 8	Q_0= 1.27	00	1.27
	Niveau 7	Q_1= 8.25	1	9.52
	Niveau 6	Q_2= 8.25	095	16.94
	Niveau 5	Q_3 = 8.25	0.9	23.54
	Niveau 4	Q_4 = 8.25	0.85	29.32
	Niveau 3	Q_5 = 8.25	0.80	34.27
	Niveau 2	Q_6=8.25	0.75	38.39
	Niveau 1	Q_7 = 8.25	0.7	41.69

Effort normal de résistance : $\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$

Bloc A ,B ,C,D,E et F :

Tab. II.13 : la vérification les efforts normal

Bloc	niveau	$G_{cumulé}$(KN)	$Q_{cumulé}$(KN)	N_u(KN)	1.1N_u(KN)	$\overline{N}_u$ (kN)	1.1$N_u \leq \overline{N}_u$
A, B	1er étage	297.53	38.27	459.07	504.97	1008.62	Oui
	RDC	589.45	229.62	1140.18	1254.20	1462.20	Oui
	entresol	878.3	401.83	1788.45	1967.29	2211.25	Oui
C, D	1er étage	278.6	36	430.11	473.12	1503.38	Oui
	RDC	553.2	216	1070,82	1177.90	2036.53	Oui
E	RDC	574.34	76.38	889.92	978.92	3400.20	Oui
F	RDC	141.67	17.03	216.79	238.48	2036.53	Oui

Bloc G et H :

	niveau	$G_{cumulé}$(KN)	$Q_{cumulé}$(KN)	N_u(KN)	$\overline{N}_u$ (kN)	$N_u \leq \overline{N}_u$
Bloc G	Niveau 8	26.88	1.27	38.19	2129.35	oui
	Niveau 7	53,76	9.52	86,856	2129.35	oui
	Niveau 6	80,64	16.94	134,274	2129.35	oui
	Niveau 5	107,52	23.54	180,462	2129.35	oui
	Niveau 4	134,4	29.32	225,42	2129.35	oui
	Niveau 3	161,28	34.27	269,133	2129.35	oui
	Niveau 2	188,16	38.39	311,601	2129.35	oui
	Niveau 1	215,04	41.69	352,839	2129.35	oui
Bloc H	Niveau 5	26.88	1.27	38.19	2129.35	oui
	Niveau 4	53,76	9.52	86,856	2129.35	oui
	Niveau 3	80,64	16.94	134,274	2129.35	oui
	Niveau 2	107,52	23.54	180,462	2129.35	oui
	Niveau 1	134,4	29.32	225,42	2129.35	oui

C.Vérification selon le RPA99v2003 : [Art 7.5.1]

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tab.II.14 : vérifications de coffrage des poteaux

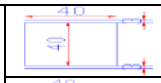
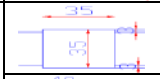
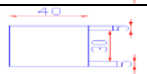
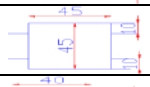
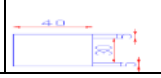
Blocs	Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
A, B	Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm		Oui
	Min (b, h) ≥ he /20	entre sol	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3.06 - 0.50)/20=12.8cm	Oui
		RDC	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (5 - 0.50)/20=22.5cm	
		1er étage	Min (b, h) =40cm≥ (he/20) = (4.5 - 0.50)/20=20cm	
	0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4		Oui
C, D	Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 35cm ≥ 30 cm		Oui
	Min (b, h)≥he /20	RDC	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (5 - 0.45)/20=22.75cm	Oui
		1er étage	Min (b, h) =40cm≥ (he/20) = (4.5 - 0.45)/20=20.25cm	
	0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4		Oui
E	Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 40cm ≥ 30 cm		Oui
	Min (b, h) ≥ he /20	RDC	Min (b, h) =40cm≥ (he/20) = (5 - 0.45)/20=22.75cm Min (b, h) =45cm≥ (he/20) = (5 - 0.45)/20=22.75cm	Oui
		1er étage	Min (b, h) =40cm≥ (he/20) = (4.5 - 0.45)/20=20.25cm Min (b, h) =55cm≥ (he/20) = (4.5 - 0.45)/20=20.25cm	
	0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4		Oui
F	Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 40cm ≥ 30 cm		Oui
	Min (b, h)≥he /20	Min (b, h) = 40cm ≥ (he/20) = (5 - 0.45)/20=22.75cm		
	0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4		Oui

d. Vérification aux zones nodales selon RPA99 version 2003 [Art 7.5.1] :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$
- $d \leq$ Max (b1/2;h1/2)

Tableau II-15 : vérifications de aux zones nodales

Bloc		b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	max (b1/2;h1/2)	d ≤ max (b1/2;h1/2)
A.B		40	40	40	oui	0	20	Oui
		35	40	40	oui	2.5	20	Oui
C.D		35	35	35	oui	0	17.5	Oui
		35	40	40	oui	2.5	20	Oui
E		35	50	50	oui	7.5	25	Oui
		35	55	55	oui	10	27.5	Oui
F		30	40	40	oui	5	20	Oui
G.H		30	40	40	oui	5	20	Oui

4. Les voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales (assurer la stabilité).

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L < 4a, dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003 [Art 7.7.1] , exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

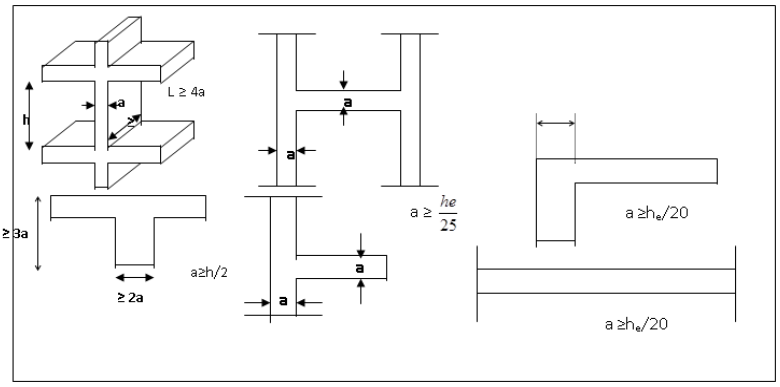


Fig. II.10: Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

$$a \geq \max\{15\ cm\ ;\ h_e/25;\ h_e/22\}$$

Donc : $a \geq \max\{15\ cm\ ;\ h_e/22\}$

Tableau II-16 : Pré dimensionnement des voiles.

Bloc		h_e(cm)	a (cm)	a_f (cm)
A,B	1er étage	400	19	25
	RDC	450	21	
	entresol	256	21	
C,D, E	1er étage	405	19	25
	RDC	455	21	
F	RDC	455	21	25
G,H	Chaques niveaux	315	15	17

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement .En outre, ils ne participent pas à la résistance du bâtiment vis-à-vis les différent sollicitations.

Leurs justification se font sous l'effet des charges permanents et surcharge d'exploitions, cependant, on doit vérifier quelque éléments sous l'effet de l'action sismique conformément au règlement parasismique Algérien.

Il existe deux méthodes pour le calcul des différentes sollicitations, ces méthodes sont :

→ Méthodes forfaitaire qui base sure des valeurs approchées.

→ Méthodes plus exacte qui base sure calcule automatique.

Dans notre étude, nous avons utilisé une 1ère méthode.

III.2. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé, c'est un système isostatique assimilé à une console, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

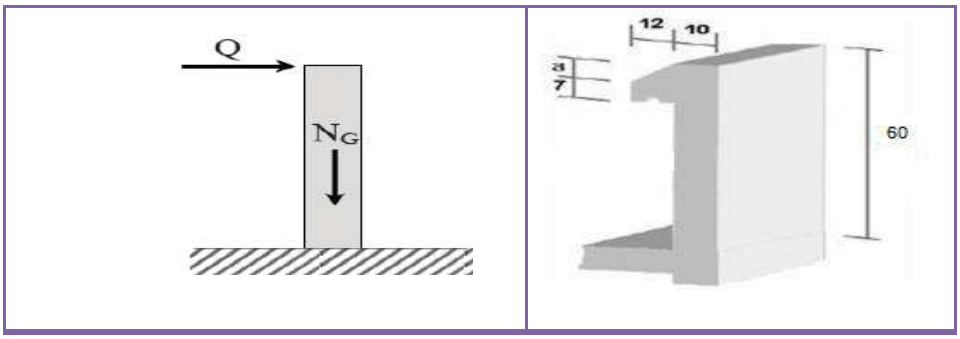


Fig. III.1: dimension l'acrotère

A. Charges permanentes et d'exploitations :

Tab.III.1 : Les charges permanentes et d'exploitations

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 =1.755
Charge d'exploitation Q [KN/ml]	1

B. Calcul des efforts :

Tab. III.2 : Les efforts à E.L.U et E.L.S

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : N_u (kN)	1,35 * G = 2.369	G = 1.755
Effort tranchant : T_u (kN)	1,5 * Q = 1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : M_u(kN.m)	1,5 * Q * h =0.9	Q * h = 0.6

C. Calcul du ferraillage :

- À E L U :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tab.III.3 : les donnés du Calcul de ferraillage

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	7.5 cm
f_e	400 MPa	c	2.5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c’	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

- Calcul de l'excentricité:

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9*100}{2.36} \Rightarrow e_0 = 38$ cm

On a : $e_0 = 38\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm.

- Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.
- Calcul du moment de flexion :

e: distance entre le point d’application de N et le centre des armatures tendues.

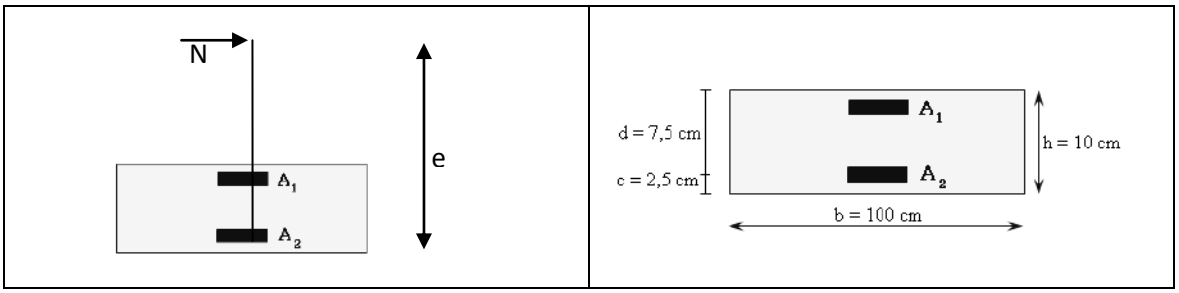


Fig.III.2 : Section de B.A à l’ELU.

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.405$ m

$M_f = N \times e \Rightarrow M_f = 0.96$ KN .m

- Calcul des armatures verticales :

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{Mu}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0.012$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_1 = 0 \ ; \ ß = 0.994$

$A_1 = \frac{M_f}{(\sigma_s * \beta * d)} \Rightarrow A1 = 0{,}370\ cm^2$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.302\ cm^2$

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0\ cm^2$

Donc: $\begin{cases} A = 0.302\ cm^2 \\ A' = 0\ cm^2 \end{cases}$

❖ Condition de non fragilité : [2]

$$Amin = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\ cm^2$$

$Amin = 1\ cm^2 > A = 0.302\ cm^2 \Rightarrow A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera : $A = 4HA8 = 2.01\ cm^2$

❖ Armatures de répartition : [2]

$$\text{On a : } \frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq A_r \leq 1.005$$

Donc, on prendra : $A_r = 3\ HA\ 8 = 1.50\ cm^2$

❖ Espacement : [2]

$S_t = 100 / 4 = 25\ cm \leq S_{min} = \min [3h = 30\ cm; 33\ cm] = 30\ cm.$

$S_{rép} = 60/4 = 15\ cm \leq S_{min} = \min [4h = 40\ cm ; 45\ cm] = 40\ cm$

- Vérification à l'E.L.S :[2]

Données: $N_{ser} = 1.755\ kN$, $M_{ser} = 0.6\ kN.m$

❖ Calcul de l'excentricité:

$$\text{On a } e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755} = 34.19cm$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\ cm < e_0 = 34.19\ cm$$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{N\text{ser}} \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : $B_o = b*h + 15 (A + A') \Rightarrow B_o = 1030{,}15\ cm^2.$

$$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0} [\frac{bh^2}{2} + 15 (A' c + Ad)] \Rightarrow \upsilon_1 = 5{,}073\ cm.$$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4{,}926 cm.$

$I = \frac{b}{3} (\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15 [A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow I = 8513.68\ cm^4.$

Alors : $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677\ cm.$

$M'_G = N\ ser.CG'$

$CG' = CG + GG' = CG + (\upsilon_1 - (h/2)) = e_0 - (h/2 - c) + (\upsilon_1 - (h/2)) = 31.6cm$

$M'_G / N_{ser} = CG' \quad \text{Donc : } CG' = 31{,}6cm > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1.677$

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases}\sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s\end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

0ù : $\sigma_b = k.y$ avec $k = N_{ser}/ S_{G'}$ $\sigma = 15k (d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$P = -3C^2 - 90 A'/ b (C-c') + 90A / b (d-c)$

$q = -2C^3 - 90A'/ b (C-c') - 90A / b (d-c)^2$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc $C = h / 2 – e_0 = -33cm$

- Application numérique :

$\begin{cases}p = -3193.73 \text{ cm}^2 \\ q = 68906.79 \text{ cm}^2\end{cases}$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 3193.73\, y_2 + 68906.79 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -77893918.9 < 0 \Rightarrow \begin{cases}\cos\varphi = \dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}} = -0.990 \Rightarrow \varphi = 172.02° \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} = 65.25\end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases}a\cos(\dfrac{\varphi}{3}) = 35.2 \text{ cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 120) = -65.18 \text{cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 240) = 29.97 \text{cm}\end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$0 < y_1 < h$ avec $y_1 = y_2 + C$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc: $\begin{cases}y_2 = 35.2 \text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.2 \text{cm}\end{cases}$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$$

$$S_{xx'} = 82.20 \text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{8220} = 0.212 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0..212 \times 22 = 4.66 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.212 \times (75 - 22) = 168.54\,MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\,MPa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,MPa\right] = 201.633\,MPa$$

$$\sigma_s = 168.54\,MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633\,MPa$$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U

C. Vérification de l'effort tranchant : [1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

F = Tu- Mu / 0,9d

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN$$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,

Donc pas de vérification à faire.

E . Vérification de l'acrotère au séisme :[1]

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage, zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.

A= 0.30; Cp = 0.30; W_P= 1.755 KN.

$F_P = 4 \times 0.30 \times 0.30 \times 1.75 = 1.49$ KN.

$F_P = 1.49$ KN < T = 1.5 KN…… (Condition vérifié)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

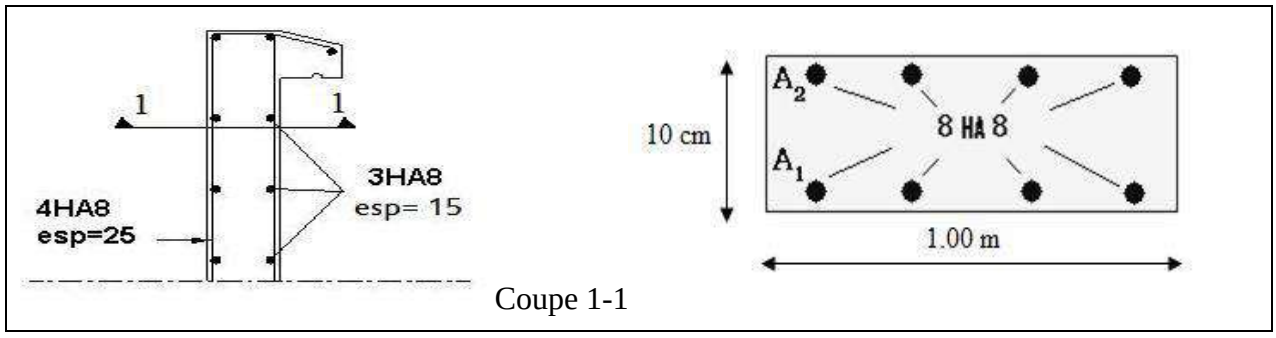


Figure III-3 : Ferraillage de l'acrotère

III.3 .Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments, il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cm d'espacement. entre vous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.

- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- ❖ La dalle de compression.
- ❖ Les poutrelles.

1. La dalle de compression :[1]

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.
La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- ➢ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20 cm
- ➢ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm
- ➢ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq 0.02 \times L \times \frac{200}{fe} = \frac{4\,L}{fe}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe: nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$50cm \leq (L = 65\ cm) \leq 65\ cm \Rightarrow A_t \geq 0.5\ cm^2/ml$.

- ➢ La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_l \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/ml$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures.
On choisit un treillis soudé :
TLE520 : de nuance Fe_{E520} avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x 20 cm.

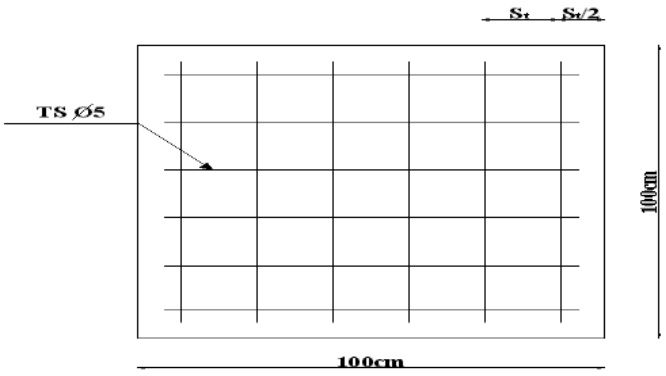


Fig. III.4: disposition constructive des armatures de la table de compression.

2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. Ce type de plancher est adopté pour tous les étages.

2.1) Ferraillage des poutrelles :

Le ferraillage des poutrelles se fera en deux étapes :

1ère étape : avant le coulage de la table de compression.

2ème étape : après le coulage de la table de compression.



Fig. III.5 : Coupe d'un plancher en hourdis.

1-a) 1èr étape de calcul :

La poutrelle est soumise à son poids propre et à celui du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due au personnel sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso- statiquement. (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

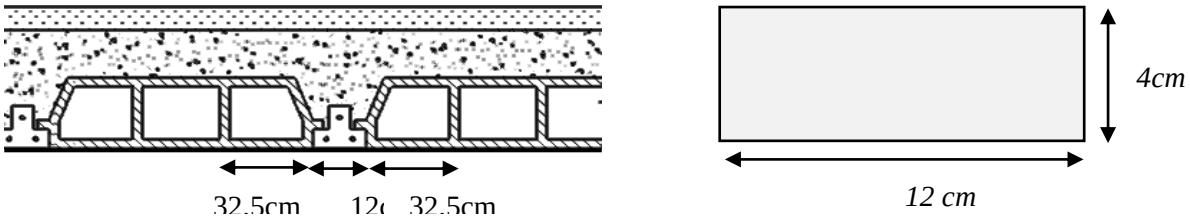


Fig.III.6 : Schéma statique des poutrelles et du corps creux.

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12×4 cm² :

Tab. III.4 : les charges de la poutrelle avant collage.

Bloc	Le travée L(m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
A, B	6.00	3.00	poids de poutrelle	poids du corps creux
			0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
			0.77	

Le calcul en flexion simple nous octroie :

M_G(KN.m)	M_Q(KN.m)	M_u(KN.m)
G×L² / 8 = 3,46	Q× L =4,5	$1.35M_G+1.5M_Q$=11,42

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d \times d} = \frac{11420}{14.17 \times 12 \times 4} = 16.79 \gg \mu_{max} = 0.427$$

Cette valeur de μ =16.79 sort du domaine de la flexion simple, en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où :

Instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation

1-b) 2ème étape de calcul :

G = poids du plancher (20+5)= 3.2×0.65=2.08 kN/ml

Q =1×0.65=0.65 kN/ml

$f = \frac{2.05 \times (1.35G + 1.5Q^{\circ} \times L^{\wedge}4}{348 \times E \times I}$ pour la poutre continue

$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0{,}5$ cm ⟶ pour L > 5m

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ ⟶ pour L < 5m

E = 2 ×10^5 MPa , I = b.h^3 / 12 =125 cm

Tableaux III.5 : Détermination le nombre des étaiements.

Bloc	Nombre des étaiements	G(kN/ml)	Q(kN)	1.35G + 1.5Q(kN/ml)	L (m)	f (cm)	f. (cm)	f ≤ f.
A, B	0	2,08	1	4,308	6	11,92	1,1	Non
	1				3	0,74	0.6	Non
	2				2	0,147	0,4	Oui
	3				1.2	0.021	0.24	

On place 3 étaiements a une distance L = 1.2 m. pour les poutrelles du tous les blocs sauf les blocs G , H.

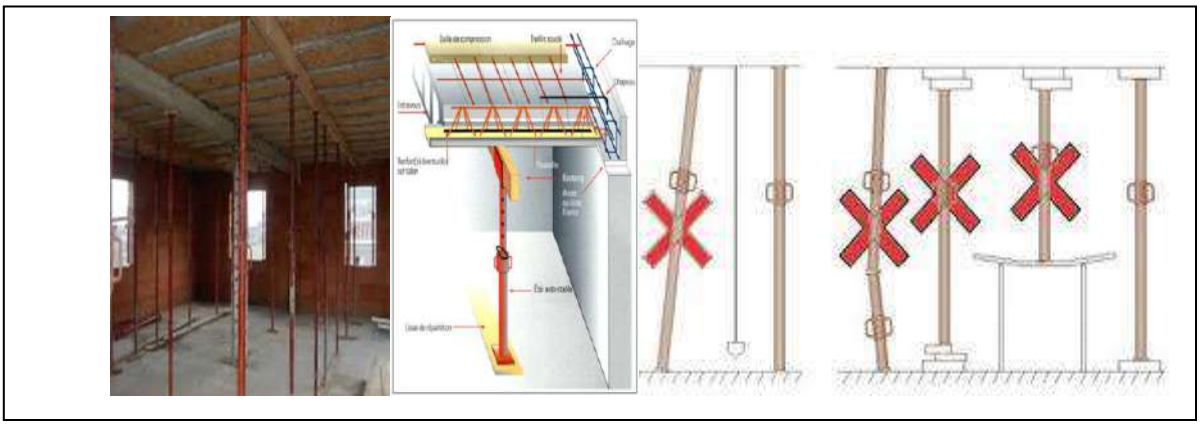


Figure III.7 : Choix de disposition des étaiements.

- Bloc A, B :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Deux types de poutres continues sont à envisager :

_ Poutrelle a 2 travées.

_ Poutrelle a 3 travées.

- Méthode de calcul :

La méthode forfaitaire :

❖ Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont les suivantes :

- $\begin{cases} Q \le 2G \\ et \\ Q \le 5kN/ml \end{cases}$

- Le moment d'inertie est le même pour toutes les poutrelles.

- Les portées successives des poutrelles sont dans le domaine :

La fissuration est peu nuisible. $0,85 \le \frac{L_{i+1}}{L_i} \le 1,25$

- Développé de la méthode : [2]

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part .Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

- M_t : moment en travée.
- M_w: moment à l'appui de gauche.
- M_e : moment à l'appui de droite.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

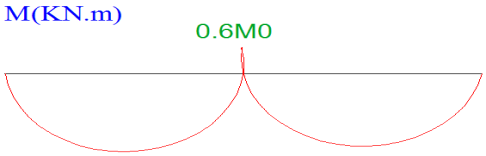
$$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \ge max \begin{cases} (1+0,3\alpha)M_0 \\ 1,05M_0 \end{cases}$$

Pour une travée intermédiaire : $M_t \ge \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$

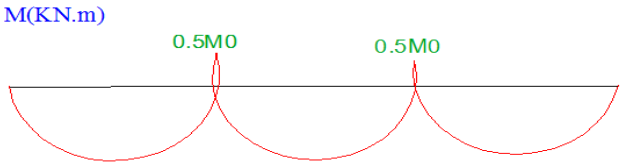
Pour une travée de rive : $M_t \ge \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

Les moments d'encastrements des appuis :

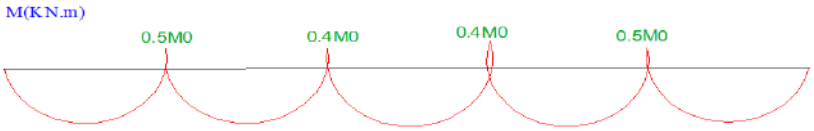
- Ma ≥ 0.6 Mo cas des poutres à 2 travées.



- $M_a \geq 0.5$ Mo pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.



- $M_a \geq 0.4$ Mo pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de 3 travées.



Remarque :

1) M_o : moment isostatique ($M_o = PL^2/8$)

2) dans les expressions ci-dessus les moments M_w et M_e sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments. d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment (Ma=0.2 Mo).

5) l'effort tranchant est égale :

$$T_w = PL/2 + ((M_w - M_e)/L) \text{ , } T_e = -PL/2 + ((M_w - M_e)/L)$$

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

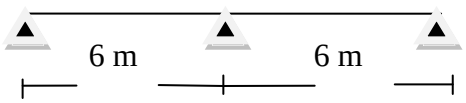
$$M_t = 0.85\ M_o \text{ , } M_a = M_b = -0.5\ M_o$$

2.2. Evaluation des charges et surcharges :

Tabl. III.6 : Actions de calcul des poutrelles après coulage du bloc A et B.

Niveau	G (kN/ml)	Q (kN)	q_u(kN/m	q_{ser}(kN/m)
terrasse	6.72×0.65=4.36	1×0.65=0.65	6.86	5.01
1er étage	0.65x6.40=4,16	5× 0.65=3 ,25	10,49	7,41
RDC	0.65×6.40=4,16	5×0.65=3,25	10,49	7,41

- Sollicitations de calcul :
  - 1er type : 2 travées



Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tab. III.7 : Différentes sollicitations à deux travées.

	sollicitations dans la poutrelle à ELU					
Travée	M_0 (KNm)	M_t(KN m)	M_w(KN m)	M_e(KN m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A – B	47,20	34,46	9,44	28,32	28,30	34,62
B – C	47,20	34,46	28,32	9,44	34,62	28,30
sollicitations dans la poutrelle à ELS						
A – B	33,34	24,34	6,67	20,00	20,00	24,45
B – C	33,34	24,34	20,00	6,67	24,45	20,00

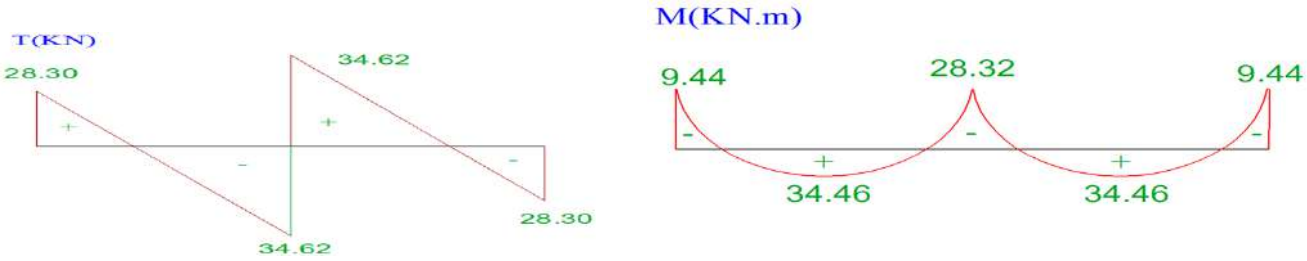


Fig.III.8 : Digramme de sollicitations maximales la poutrelle à deux travées (ELU).

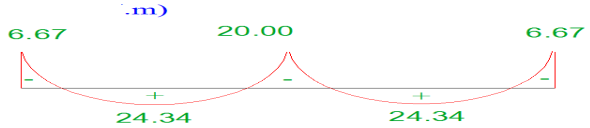
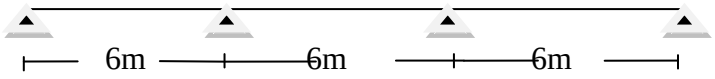


Fig. III.9 :Digramme de sollicitations maximales de la poutrelle à deux travées(ELS).

- 2emétype : 3 travées



Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tab.III.8 : Différentes sollicitations à trois travées .

	sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU).					
Travée	M_0 (KN m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	47,20	36,82	9,44	23,6	29,11	33,83
B-C	47,20	29,73	23,6	23,6	31,47	31,47
C-D	47,20	36,82	23,6	9,44	33,83	29 ,11
sollicitations dans la poutrelle à ELS						
A-B	33,34	26	6,67	16,67	20,56	23,89
B-C	33,34	21	16,67	16,67	22,23	22,23
C-D	33,34	26	16 ,67	6,67	23,89	20,56

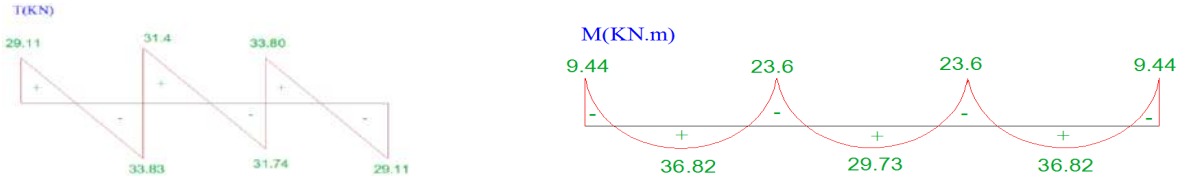


Fig.III.10 : Digramme de sollicitations maximales de la poutrelle à trois travées (ELU).

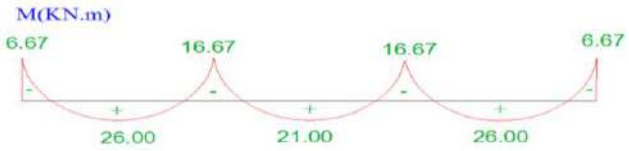


Fig.III.11 : Digramme de sollicitations maximales de la poutrelle à trois travées (ELS).

Bloc C, D

- Poutrelle à 4 travées



Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tab. III.9 : Différentes sollicitations à quater travées (ELU).

	sollicitations dans la poutrelle à quater travées (ELU)					
Travée	M_0 (KN m)	M_t(KN m)	M_w(KN m)	M_e(KN m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	47 ,20	36,82	9,44	23,6	29,11	33,83
B-C	47,20	32,1	23,6	18,88	32,25	30,68
C-D	47,20	32,1	18,88	23,6	33,68	30,68
E-F	47,20	36,82	23,6	9,44	33,68	29,11
sollicitations dans la poutrelle à quater travées (ELS)						
A-B	33,34	26	6,67	16,67	20,56	23,89
B-C	33,34	22,67	16,67	13,34	22,78	21,67
C-D	33,34	22,67	13,34	16,67	21,67	21,67
E-F	33,34	26	16,67	6,67	23,89	20,56

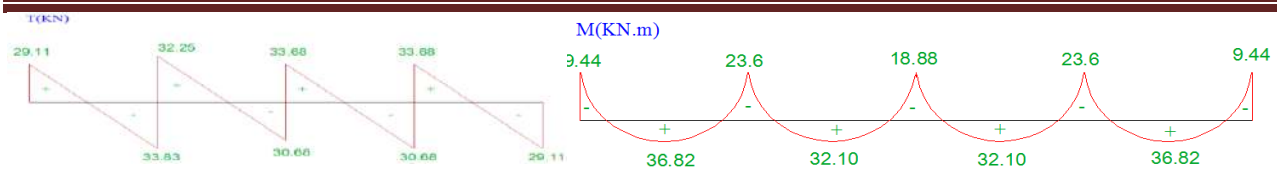


Fig.III.12:Digramme de sollicitations maximales de la poutrelle à quater travées(ELU).

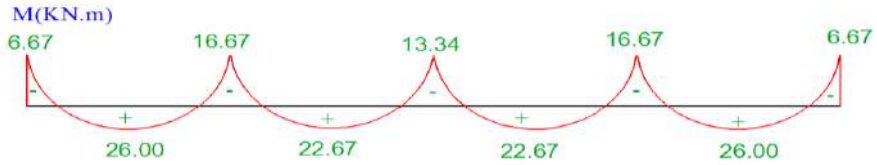
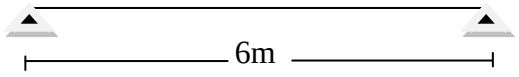


Fig. III.13:Digramme de sollicitations maximales de la poutrelle àquater travées(ELS).

Bloc E :

- Poutrelles à une seule travée



Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tab. III.10 : Différentes sollicitations à seule travées (ELU).

sollicitations dans la poutrelle à seule travée (ELU)						
Travée	M_0 (KN m)	M_t(KN m)	M_w(KN m)	M_e(KN m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	47.20	40.12	23.6	23.6	31.47	31.47
sollicitations dans la poutrelle à seule travée (ELS)						
A-B	33.34	28.34	16.67	16.67	22.23	22.23



Fig. III.14 : Digramme de sollicitations maximales la poutrelle à seule travées(ELU).

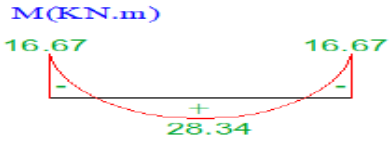
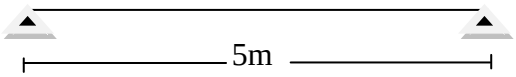


Fig. III.15 : Digramme de sollicitations maximales la poutrelle à seule travées(ELS).

Bloc F :

- Poutrelles à une seule travée



Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tab. III.10 : Différentes sollicitations à seule travées (ELU).

sollicitations dans la poutrelle à seule travée (ELU)						
Travée	M_0 (KN m)	M_t(KN m)	M_w(KN m)	M_e(KN m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	21.44	18.22	10.72	10.72	17.15	17.15
sollicitations dans la poutrelle à seule travée (ELS)						
A-B	15.65	13.30	7.82	7.82	12.52	12.52

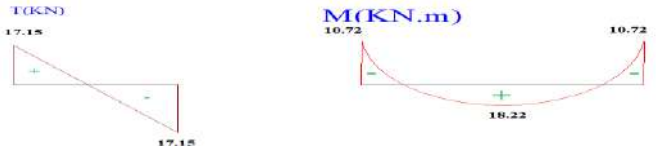


Fig. III.16 : Digramme de sollicitations maximales la poutrelle à seule travées(ELU).

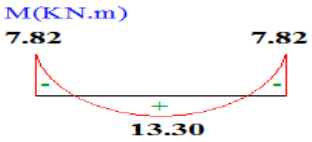


Fig. III.17 : Digramme de sollicitations maximales la poutrelle à seule travées(ELS).

- Récapitulations :

D'âpres ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tab.III.11 : Récapitulations des efforts internes.

	E.L.U			E.L.S	
	M_{au} (kN.m)	M_{tu} (kN.m)	Tu (kN)	Ma $_{ser}$ (kN.m)	Mt $_{ser}$ (kN.m)
sollicitations	28.32	40.12	34,62	20	28.34
référence	2 travées (A, B)	Seul travées(E)	2 travées (A, B)	2 travées (A,B)	seul travées (E)

- Calcul du ferraillage :

Comme les efforts des différent type de dispositions des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

On a :

1) Armatures longitudinal :

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

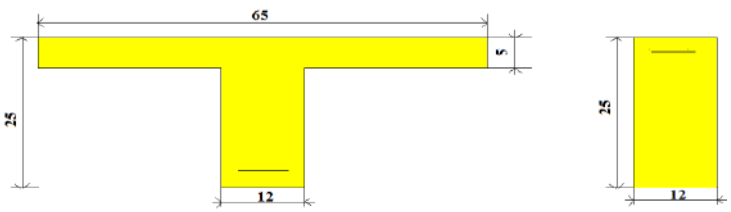


Fig. III.16:les sections considérées pour le calcul des ferraillages en travée (à gauche); En appui (à droite).

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Béton : F_{c28} = 25 MPa , γ_b =1.5, h = 25 cm, d = 22.5 cm , b = 65 cm.

Acier : FeE400 : f_e=400MPa ,γ_s = 1.15 ,σ_s = 348 MPa.

Tab. III.12: calcule des armatures.

		En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
ELU	M_u (kN.m)	40.12	28.32
	M_0 (kN.m)	M0=b*h0*σb adm*(d-(h0/2)) =65× 10^{-2} 50× 14.2(230-50/2)=82.89KN.m	
		$M_0 > M_u$ ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ section rectangulaire (b*h) = (65*25) ⇒calcule en flexion simple.	$M_0 > M_u$ ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ section rectangulaire (b*h)= (12*25) ⇒calcule en flexion simple.
	μ	0.082	0.314
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	B	0.957	0.805
	A (cm²)	5.24	4.39
	Le choix	2HA12 +1HA20 = 5.40 cm²	2HA20=6.28 cm²
	B / 1000	1.62	0.300
	A ≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	28.34	20
	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	6.42	11.51
	I_G (cm^4)	27999.8	15259.87
	K (N/mm^3)	0.1	1.3
	σ_b (MPa)	6.42	14.96
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Oui	Oui

- **Armatures longitudinaux :**

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	2HA12 +1HA20 =5.40 cm²	2HA10 = 6.28cm²

Pour les appuis des poutrelles en utilisent une barre de ϕ 8 ; et deux autres barres pour le ferraillage de dalle de compression.

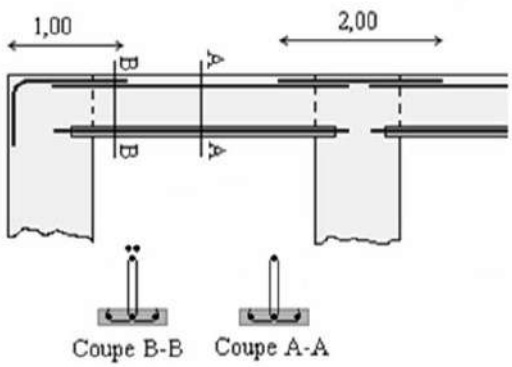


Fig.III.17 : Disposition constructive des armatures.

- Armatures transversales :

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α = 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- Espacement S_t:

$$S_t \le Min\begin{cases}0.9d\\40cm\end{cases} = (20{,}70;40\ cm) \text{ Donc: } S_t = 20\ cm\ .$$

- Diamètre des armature transversales ϕ_t :

$$\phi_t \le \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{7{,}14;12;12\}(mm)$$

On adopte $\phi_t \le 7.14$, on prend : $\phi_t = 6$ mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 28.27\ mm^2$

a_t : section d'une barre ; n_t : nombre des barres ; $a_t = 0.28\ cm^2$ et $n_t = 2$

➔ $A_t = a_t \times n_t = 0.56\ cm^2$

$$A_t \ge A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.20}{400} = 0.24cm^2$$

$A_t = 0{,}56cm^2 \ge A_{tmin} = 0{,}24cm^2$ (C.V)

Armatures transversales (A_t) = 2ϕ6 , escapement(St) =20cm

- Vérification au cisaillement :

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau u = \frac{\tau}{b \times d} = \frac{34620}{120 \times 230} = 1.2543\ MPa \le \bar{\tau}u = \min\left[\frac{0.2\ fc28}{\gamma b}; 5\ MPa\right] = 3.33\ MPa$$

- Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\text{(C.V)} \quad \text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 200} = 0.93\,MPa \ \ge\ 0.4\ MPa \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \ge 0.4$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.0023 > 0.0017\,(C.V) \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right)$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible.

α=90° Pour les armatures transversales.

- Vérifications préliminaires de la flèche : [2]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tab. III.13 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ M_t / (15 M_o)	$\rho \le 3.6/fe$
h/ L = 0.25 / 6 = 0.041 $M_t/(15M_o)$ =40.12/(15*47.20) = 0.056	ρ=A/(bo*d)=5.4/(12*23)=1.95 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition non vérifiée	Condition non vérifiée

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

Évaluation détaillée de la flèche :

M_{ser} = 28.34kN.m, $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5.40}{12.23} = 0.0195$

$\rho = 1.96\ \% \quad \Rightarrow \beta_1 = 0.824$ (Tableau 7).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 276.91$ MPa

$= \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{120}{650}\right) 0.0195} = 2.108$, $\lambda_v = 2/5\ \lambda_I = 0.843$ $\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$

$\Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot (0.0195 \cdot 276{,}91) + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.844$ $\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}}$

Détermination de l'axe neutre:

$= 30{,}97\text{cm}$ $y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A . d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A}$

Moment d'inertie de la section totale:

$= 3{,}82 \times 10^5 \text{cm}^4$ $I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o) h_0^3}{12} + h_0 (b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2$

$\Rightarrow I_{fi} = 1.51 * 10^5\ \text{cm}^4$. $I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$

$= 2.45 * 10^5\ \text{cm}^4$. $I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195$ MPa ; $E_v = 1/3\ E_i = 10721.398$MPa

$\Rightarrow f_i = 2.10$ mm $f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{28.34 * 6000^2 * 10^6}{10.(32164.195 * 1.51 * 10^9)}$

$\Rightarrow f_v = 3.88$ mm. $f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{28.34 * 6000^2 * 10^6}{10.(10721.398 * 2.45 * 10^9)}$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 3.88 - 2.10 = 1.78$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = 5 + \frac{L}{1000} = \frac{6000}{1000} = 11$ mm.

Donc: $\Delta f_t = 1.78$ mm $< l_{imite} = 11$ mm

Tab. III.14 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	$ß_1$	σ_s(MPa)	μ	λ_i	λ_v
28.34	5.40	30.97	0.0195	0.824	276.91	0.844	2.108	0.843
I (cm^4)	I_{fi}(cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f<f_{adm}$
$3.82*10^5$	$1.51*10^5$	$2.45*10^5$	6.00	2.10	3.88	1.78	11	C.V

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

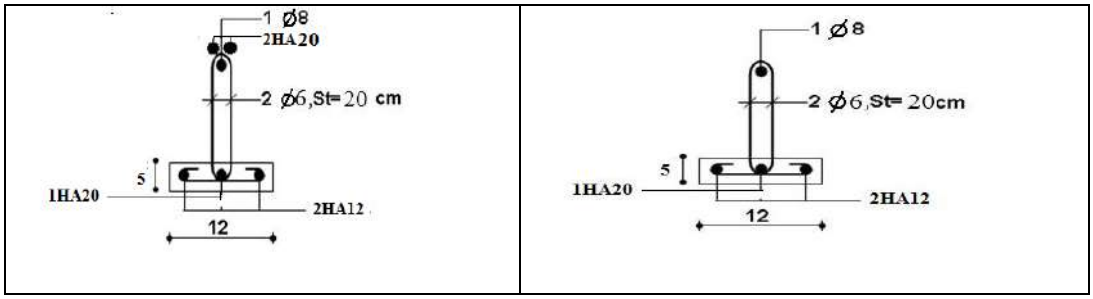


Figure III-18 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.4.Escaliers :

L'escalier est un élément de jonction entre plusieurs niveaux, constitué d'une suite de plan horizontaux permettant de passer d'un niveau a un autre d'une construction Il doit donc être ergonomique avec le maximum de confort, de sécurité et d'efficacité, l'aspect sécurité et stabilité est prioritaire sur l'aspect esthétique.

Notre projet comporte deux types d'escaliers :

- escaliers extérieure (deux volées) ;
- escalier intérieure (trois et quatre volées) .

Définition des éléments d'un escalier :

- ❖ Marche : c'est la partie horizontale qui reçoit le pied, elle doit donc avoir une largeur de 30cm correspondant a un pied normal.
- ❖ contremarche : c'est la partie verticale qui limite la marche.
- ❖ nez de marche : en saillie sur contre marche, il prolonge la marche pour permettre un meilleur appui du pied, toutefois il peut il peut être réduit a l'arête d'intersection de la marche et de la contre marche.
- ❖ giron : c'est la distance horizontal qui sépare deux nez de marche consécutifs ou deux contre marche.
- ❖ hauteur de marche : c'est la différence de hauteur entre deux marches successives
- ❖ Paillasse : c'est la dalle oblique en béton qui ponte l'escalier.
- ❖ Emmarchement : c'est la largeur de l'escalier.

- Paliers : ce sont des aires planes qui assurent un repos pendant la montée.
- Voilée : c'est le nombre de marche comprises entre deux paillas consécutils.il doit pas exéder vingt-cinq.
    - Jour : c'est l'espace vide entre deux volées.
    - Linge de jour : c'est le développement du périmètre du jour.
    - Échappée : c'est la hauteur libre au-dessus du nez des marches.
    - Mur d'échiffre : c'est le mur limitant la cage.
    - Linge de foulée : elle représente le parcours d'une personne qui descend en se tenant a la rampe du couté du jour.

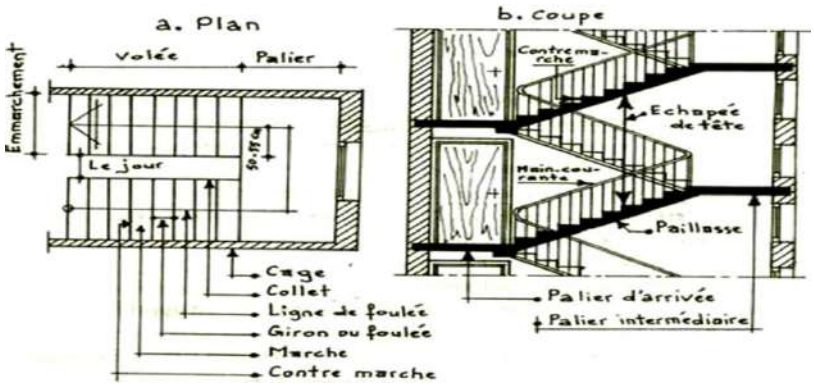


Figure III.19 : Représentation d'un escalier.

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

Escalier intérieure :

✓ Réez déchaussé (RDC) :

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.34m
- largeur de la marche : g = L/n-1 = 34cm
- hauteur de la contre marche : h = H/n = 16cm

❖ Vérification de la formule de BLONDEL :

60cm ≤ g+ 2h = 66cm ≤66cm. (C.V)

❖ Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

tgα = H / L = 134/240 = 0.55 donc : α =29.17°

$$L_0 = \sqrt{1.34^2 + 2.40^2} = 2.74m$$

l =1.5+2.74+1.7=5.94 m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

On adopte: e = 19cm pour quatre volée. $\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 16.97 \le e \le 19.8$

Remarque :

Pour vérifie la flèche il faut augment épaisseur ⟹ e = 20cm

III.3.1. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.15: Charges permanentes de la paillasse.

N^0	Composants	e(m)	P .V(kN/m^3)	P .S(kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.16/2 =0.08	25	2
5	Poids propre de paillasse	0.20/cosα =0.22	25	5.72
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				9.46

Tableau III.16 : Charges permanentes du palier de repos.

N^0	Composants	e(m)	P. V(kN/m^3)	P.S (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.20	25	5.00
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				6.74

Charge d'exploitation : Q = 2.5 KN/m^2 (DTR)

Détermination des efforts :

Al'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

Tableau III.17 : Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier	6.74	2.5	12.84	9.24
Paillasse	9.46	2.5	16.52	11.96

Charge équivalente :

$q_{eq}= (q_1L_1+q_2L_2+q_3L_3) /(L_1 +L_2 +L_3)$

On a:L_1 =1.5m ;L_2 =2.74m ; L_3 =1.7m

A. A l'E.L.U :

Alors : q_{eq}=14.41 KN/ml

III.3.2. Sollicitations :

Calcule des moments :

Avec : l = 5.94m

Moment isostatique : $M_0 = q_{eq}l^2 / 8$ =56.48 KN.m

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$=48.00 KN.m

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0$ =16.94 KN.m

Calcule l'effort tranchent :

$V_u = q_{eq}l /2$ =40.35 KN

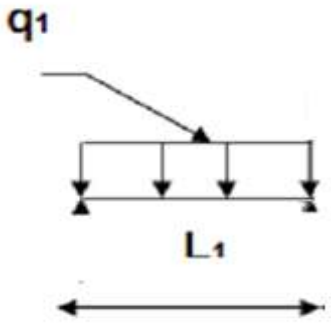


Figure III.20 : Modelle de Calculle

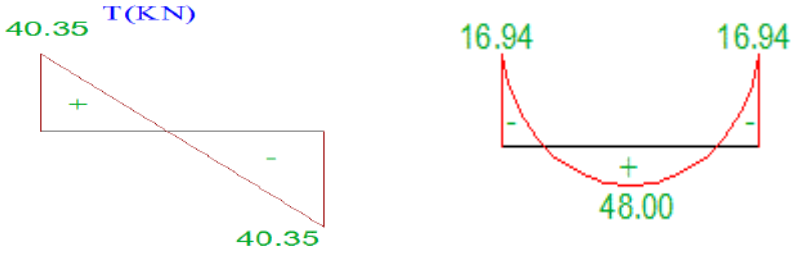


Figure III.21 : Diagramme du moment et l'effort tranchent a'l'E.L.U

B. l'E.L.S :

Alors : q_{eq}=10.40 KN/ml

Calcule des moments :

Avec : l = 5.6m

Moment isostatique : $M_0 = q_{eq}l^2 / 8$ =40.76KN.m

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$=34.65 KN.m

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0$ =12.22 KN.m

Calcule l'effort tranchent :

V= $q_{eq}l /2$ =29.12 KN

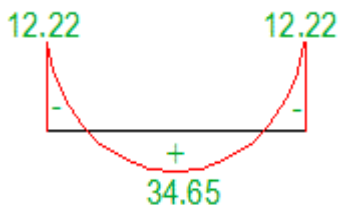


Figure III.22 : Diagramme du moment et l'effort tranchent a'l'E.L.S.

S. III.4.1.Ferraillage des escaliers :

Tableau III.18:Les données de matériaux.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 20 cm	d=18 cm
Acier	FeE400	f_e=400MPa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.19: Résultat du Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	48.00	0.10	0.947	8.09	0	8HA12= 9.05
En appuis	16.94	0.036	0.982	2.75	0	4HA10= 3.14

Condition de non fragilité :

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 9.05\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 20}{1000} = 2.00\,cm^2$ (C.V)

En appuis : $A = 3.14\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 20}{1000} = 2.00\,cm^2$ (C.V)

Les armatures de répartition :

Tableau III.20:Les armatures de répartition.

	AD	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26$	4 Ø 10 = 3.14cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78$	3 Ø 8 = 1.50 cm²

Vérification de l'espacement :

Tableau III.21 : Vérification de l'espacement des armatures.

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St = 25cm ≤ min[3h=60cm;33cm] = 33cm	St = 33.33cm ≤ min[3h=60cm;33cm] = 33cm
En appuis	St = 33.33cm ≤ min[4h=80cm;45cm] =45cm	St = 33.33cm ≤ min[4h=80cm;45cm] = 45cm

Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa$$

Tableau III.22 : Vérification du ferraillage de l'escalier à L'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	9.05	3.14
M_{ser} (kN.m)	34.65	12.22
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 5.76$	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 3.67$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 26707.83$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 1131962$
(MPa) $\overline{\sigma}_b$	15	
(MPa) σ_b	=7.47 $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$	=3.95 $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$
$\leq \overline{\sigma}_b\ \sigma_b$	C.V	C.V

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{40.35 \times 10^3}{1000 \times 200} = 0.224\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$(C.V)\ \tau_u = 0.224\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$$

Vérification de la flèche:

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{20}{560} = 0.035 \leq \frac{48.00}{20 \times 56.48} = 0.042 \qquad (C.N.V)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.05}{100 \times 18} = 0.005 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (C.V)$$

✓ Une condition non vérifiées, on passe donc au calcul de la flèche.

Calcule de la flèche :

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$

+0,5 cm pour L > 5m $\bar{f} = \frac{L}{1000}$

pour L < 5m $\bar{f} = \frac{L}{500}$

M_{ser} = 34.65kN.m, $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{9.05}{100.18} = 0.005$

ρ = 0,50 % $\Rightarrow \beta_1$ = 0,893 (Tableau 7).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$ = 238.19 MPa

$= \frac{0.05 \cdot 2{,}1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{100}{100}\right) 0{,}005} = 4.2$ $\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$

$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_I = 1.68$

$\Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2{,}1}{4 \cdot (0.005 \cdot 238.19) + 2{,}1} \Rightarrow \mu$=0.464 $\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}}$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A . d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 10.50\text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$= 74810.10\text{cm}^4$ $I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o) h_0^3}{12} + h_0 (b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2$

$\Rightarrow$ I_{fi}=27906.64cm^4 $I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$

=46243.43 cm^4 $I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

E_i=11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164.195 MPa ; $E_v = \frac{1}{3} E_i$=10721.398MPa.

$\Rightarrow$ f_i=12.10mm $f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{24{,}32 * 4100^2 * 10^6}{10.(32164{,}195 * 1{,}25 * 10^8)}$

$\Rightarrow$ f_v=21.91 mm. $f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{24{,}32 * 4100^2 * 10^6}{10.(10721.398 * 2{,}77 * 10^8)}$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 21.91 - 12.10 = 9.81$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = 5mm + \frac{L}{1000} = 5 + \frac{5600}{1000} = 10.6mm.$

$\Delta f_t = 9.81mm < l_{imite} = 10.6\ mm$

Donc la flèche est vérifie.

Escalier extérieure :

Volée N° 1 :

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.38m
- largeur de la marche : g = $\frac{L}{n-1}$ = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = $\frac{H}{L}$ = 17cm

❖ Vérification de la formule de BLONDEL :

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤64cm. (cv)

❖ Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

tgα = $\frac{H}{L}$ = 138/210 = 0.65

donc : α =33.31°

$L_0 = \sqrt{1.38^2 + 2.10^2} = 2.51m$

l =2.51+2 =4.51m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a : $\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow 13 \leq e \leq 15$

On adopte: e = 15cm.

Volé N^{0}2 :

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.45m
- largeur de la marche : g = $\frac{L}{n-1}$ = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = $\frac{H}{L}$ = 16cm

❖ Vérification de la formule de BLONDEL :

60cm ≤ g+ 2h = 62cm ≤ 64cm. (cv)

- Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

tgα = $\frac{H}{L}$ = 145/240 = 0.60

Donc : α =30.96° , $L_0 = \sqrt{2.40^2 + 1.45^2} = 2.80m$;l =2.80 m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

Dance on adopte: e = 15cm $\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 8 \le e \le 9$

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.23 : Charges permanentes de la paillasse.

N^0	Composants	Ep(m)	P.V(kN/m^3)	P .S(kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	P. P de la marche	0.17/2 =0.085	25	2.125
5	P. P de la paillasse	0.15/cosα=0.179	25	4.47
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				8.33

Tableau III.24 : Charges permanentes du palier de repos

N^0	Composants	Ep(m)	P.V(kN/m^3)	P.S(kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	P. propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				5.49

Tableau III.25 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.33	2.5	14.99	10.83

Charge d'exploitation : Q = 2.5 KN/m^2

Détermination des efforts :

Al'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

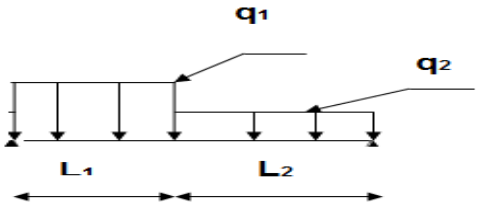


figure III.23:Modèle de calcul.

Charge équivalente :

$q_{eq}=(q_1L_1+q_2L_2) /(L_1 +L_2)$

On a : L_1 =2.1m ;L_2=2.0m

A. A l'E.L.U :

Alors : q_{eq}=13.12 KN/ml

Calcule des moments : l = 4.10m

Moment isostatique : $M_0 = q_{eq}l^2 / 8$ =27.56 KN.m

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$=23.43 KN.m

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0$ =8.26 KN.m

Calcule l'effort tranchent : $V_u = q_{eq}l /2$ =26.89 KN



Figure III.24 : Diagramme du moment et l'effort tranchent à l'E.L.U escalier extérieure

B. l'E.L.S :

Alors : q_{eq}=9.44KN/ml

Calcule des moments : l = 4.10m

Moment isostatique : $M_0 = q_{eq}l^2 / 8$ =19.83KN.m

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$=16.86KN.m

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0$ =5.94KN.m

Calcul l'effort tranchent :

V= $q_{eq}l /2$ =19.35 KN

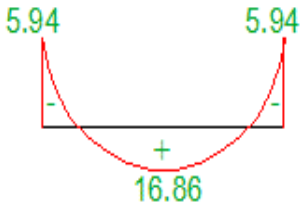


Figure III.25 : Diagramme du moment et l'effort tranchent à l'E.L.S escalier extérieure.

Tableau III.26: Les données de matériaux.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=13 cm
Acier	FeE400	f_e=400MPa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

III.5.Ferraillage des escaliers :

Tableau III.27: Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	23.43	0.097	0.948	5.46	0	5HA12= 5.65
En appuis	8.26	0.034	0.983	1.85	0	4HA10= 3.14

Condition de non fragilité :

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 5.65\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (C.V)

En appuis : $A = 3.14\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (C.V)

Les armatures de répartition :

Tableau III.28: Les armatures de répartition.

	A (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41$	5 Ø 8 = 2.51 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78$	3 Ø 8 = 1.50 cm²

Vérification de l'espacement :

Tableau III.29 : Vérification de l'espacement des armatures

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=25cm≤min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=25cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=33.33cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm	St=33.33cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm

Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa$$

Tableau III.30. : Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm²)	5.65	3.14
M_{ser} (kN.m)	16.86	5.94
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 3.92$	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 3.06$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 9004.28$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 5608.73$
(MPa) $\overline{\sigma}_b$	15	
(MPa) σ_b	$=7.33\ \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$	$=3.24\ \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$
$\leq \overline{\sigma}_b\ \sigma_b$	C.V	C.V

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{26.89 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.206\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$(C.V)\ \tau_u = 0.206MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$$

Vérification de la flèche:

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{410} = 0.036 \geq \frac{23.43}{20 \times 27.56} = 0.0042 \qquad (C.N.V)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (C.V)$$

✓ Une condition non vérifiées, on passe donc au calcul de la flèche.

Calcule de la flèche :

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$:

+0,5 cm pour L > 5m $\overline{f} = \frac{L}{1000}$

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ pour L < 5m

M_{ser} = 16.86kN.m, $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{100.13} = 0.0043$

ρ = 0,43 % ⇒β_1 = 0,899 (Tableau 7).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$ =255.33MPa

$= \frac{0.05 \cdot 2{,}1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{100}{100}\right) 0{,}0043}$ =4.88 $\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$

λ_v=2/5 λ_i=1.95

$\Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2{,}1}{4 \cdot (0.0043 \cdot 255{,}33) + 2{,}1}$ ⇒μ=0.433 $\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}}$

Détermination de l'axe neutre:

= 7.79 cm $y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A . d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A}$

Moment d'inertie de la section totale:

= 30556.82cm^4 $I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o) h_0^3}{12} + h_0 (b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2$

⇒I_{fi}=10797.32 cm^4 $I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$

=18224.57 cm^4 $I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

E_i=11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164.195 MPa ; E_v=1/3 E_i=10721.398MPa

⇒f_i= 8.16mm $f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{24{,}32 * 4100^2 * 10^6}{10.(32164{,}195 * 1{,}25 * 10^8)}$

⇒f_v=14.50 mm. $f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{24{,}32 * 4100^2 * 10^6}{10.(10721.398 * 2{,}77 * 10^8)}$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 14.50 - 8{,}16 = 6.43$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{4100}{500} = 8{,}2$ mm.

$\Delta f_t = 6.43mm < l_{imite} = 8{,}2$ mm la flèche est vérifié.

III.6. Calcul de la poutre palière:

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.6.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =2.60m

$L/15 \leq h \leq L/10$; $0.3h \leq b \leq 0.7h$

L = 2.6 m => $17.33 \leq h \leq 26$ => h = 30 cm

L = 2.6 m => $9 \leq b \leq 21$ => b = 30 cm

- ✓ Pour les deux blocs (A et B), la section de notre poutre est : (b x h) = (30x 30) cm^2
  - Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:

    b = 30cm ≥ 20cm. (C.V)

    h = 30cm ≥ 30cm. (C.V)

    h/b = 1 < 4 (C.V)

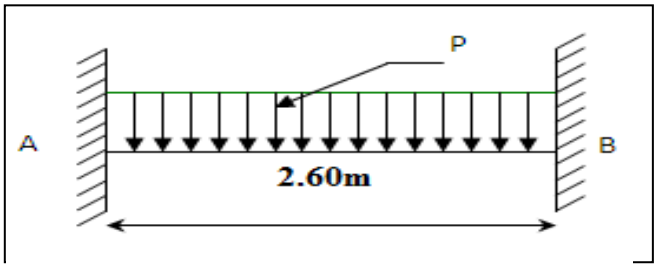


Figure III.26 : Schéma statique de la poutre palière.

III.7.2. Charges revenants à la poutre:

$R_u = 26.89kN$; $R_{ser} = 19.35kN$

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,30 x 25 = 2.25 kN/ml.

Donc: $P_u = 1.35 \times G + R = 1{,}35x\ 2.25 + 26.89 = 29.72kN/ml$

$P_{ser} = G + R = 2.25+19.35 = 21.6kN/ml$.

Les moment :L=2.60m

M_{max} (appuis) = Ma =Mb =$pl^2/12$

M_{max} (travée) =$pl^2/24$

M_{max} (appuis) = 16.74KN.m

M_{max} (travée) =8.37KN.m

III.6.2.Ferraillage de la poutre palière:

- Armatures longitudinales:

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_b = 14.2$ MPa

b=30cm, h=30cm, d=27cm, c=3cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau III.31 : Ferraillage de la poutre palière.

	M(kN.m)	μ	β	A(cm^2)	A_{min}(cm^2)	A_{adp} (cm^2)	A (cm^2)
En travée	8.37	0.026	0.987	0.90	0.9	3HA12	3.39
En appuis	16.74	0.053	0.972	1.83	0.9	3HA12	3.39

III.6.3. Vérifications:

a) à L'ELS :

Tableau III.32: Vérification à l'ELS de la poutre palière.

	M_{ser} (kN.m)	A(cm^2)	I (cm^4)	k (N/mm^3)	Y (cm)	(MPa) σ_b	$\leq \overline{\sigma_b}$ σ_b
Travée	6.08	3.39	24441.60	0.025	8.025	2.01	C.V
appuis	12.17	3.39	24441.60	0.049	8.025	3.93	C.V

RPA99Version2003 ;Art [7.5.2.1]

$A_{min} = 0{,}5\%\ b.\ h$

$A_{max} = 4\%\ b\ .h$ zone courante

$A_{max} = 6\%\ b.\ h$ zone de recouvrement

on a :

Tableau III.33 : Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.

	A (cm^2)	A_{min}=4.5cm^2	A_{max}=36cm^2	Correction
Travée	3.39	C.N.V	C.V	4HA12=4.52cm^2
appuis	3.39	C.N.V	C.V	4HA12=4.52cm^2

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{38.63.10^3}{300.270} = 0{,}476\,MPa$$

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

(C.V) $\tau_u = 0{,}476\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$

c.1 .Vérification des armatures longitudinales :

$A_l \geq (\gamma_s .Vu/\boldsymbol{f}_e) \Longrightarrow 4.52\ cm^2 \geq 1.11 cm^2$(C.V)

c.2. Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = Min\left[b - c - 2\,;\, 0.9d\right] = 24.3\,cm$$

V_u = 38.36kN< 486 kN (C.V)

d. Armatures transversales:

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 8{,}57\ ; \frac{b_0}{10} = 30;\ \varphi_l = 14\right] = 8{,}57mm$$

, $a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0{,}5024cm^2$ $\varphi_t = 8\,mm$

$A_t = a_t.n_t$ ($n_t = 4$).

A_t =2,009 cm^2,A_t =4HA8=2.01 cm^2

On doit vérifier: $S_t \leq \overline{S_t} = Min[0{,}9d;40cm] = 24{,}3cm$

$\Rightarrow S_t \leq 15.59\ cm\ S_t \leq \frac{0.9A_t.(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}9.2{,}01.(235/1.15)}{30(0{,}476 - 0{,}3.2{,}1)}$

d.1.Section minimale d'armatures transversales:

on a : $A_t = 2{,}01cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4 \times 300 \times 243}{235} = 1{,}24cm^2$ (C.V)

d.2.Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$S_t \leq$ [h/4; 12Ø$_l$]

$S_t \leq$ Min [7,5; 16,8] = 7,5cm en zone nodale

$S_t \leq$ h/2 = 15cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- S_t = 7cm (zone nodale)
- S_t = 15cm (zone courante)

$A_{t\,min}$ =0,003. S_t.b≤ A_t

0, 003.15.30=1.35 cm^2<2.01 cm^2 (C.V)

e. Vérification de la flèche:

(C.V) $\frac{h}{L} = \frac{30}{260} = 0{,}115 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$

(C.V) $\frac{h}{L} = 0{,}115 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0.085$

(C.V) $\frac{A}{b_0.d} = \frac{4{,}52}{30 \times 27} = 0.00558 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = 0.0105$

✓ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire parce que toutes les conditions sont vérifiées.

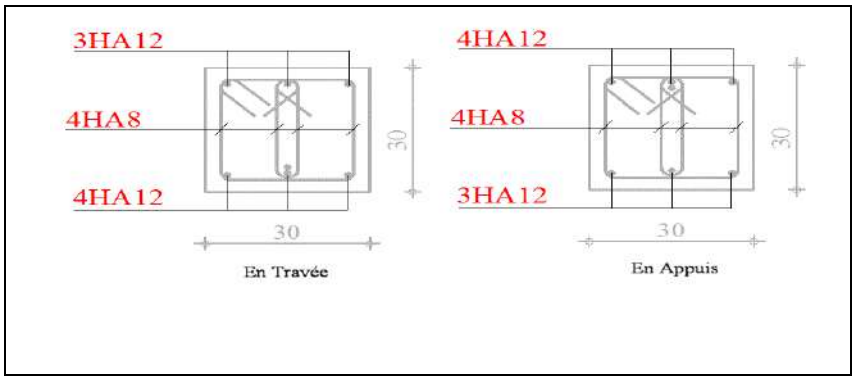


Figure III-27 : ferraillage des poutres palier en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

2-Poutre brisée :

Et pour simplifier les calculs ; on va la étudier comme poutre normale encastrée au deux extrémités comme indique sur le schéma ci-dessous avec sa longueur :

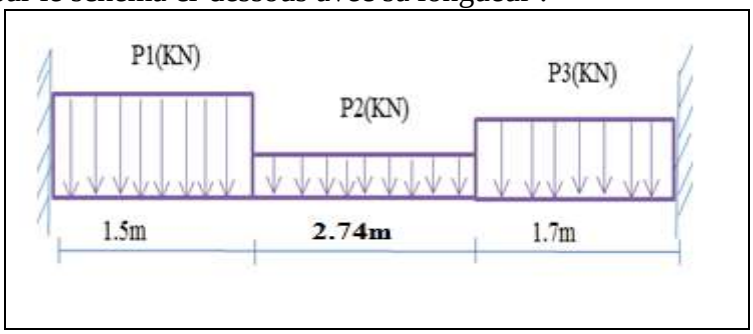


Fig III-28:Schéma simplifié de la poutre brisée

a.1)Pré dimensionnement :

L = 5.94m

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow 39.6\text{cm} \leq h \leq 59.4\,\text{cm}$

$0.3h \leq b \leq 0.7h$

On adopte (b x h) = (30 x 45)cm^2

Vérification des prescriptions du RPA 99:

- ✓ b = 30cm ≥ 20cm. (c.v)
- ✓ h = 45 cm ≥ 30 cm. (c.v)
- ✓ h / b = 1.5 cm <4 cm. (c.v)

a.2)Charges et surcharges

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre brisée):

E.L.U: $Ra = 40.51 KN/ml$ / $Rb = 40.21 KN/ml$

E.L.S : $Ra = 29.25 KN/ml$ / $Rb = 29.01 KN/ml$

Les charges revenantes à la poutre brisée :

Poids propre de la poutre: 3.38 KN/ml.

→ G1 = 42.08 KN/ml

→ G2 = 50.9 KN/ml

→ G3= 26.78 KN/ml

Donc : P_{u1} = 1.35x42.08 + 40.51 = 97.32 KN/ml

P_{u2} = 1.35x50.9 = 68.72 KN/ml

P_{u3} = 1.35x26.78 + 40.21 = 76.36 KN/ml

P_{ser1}= 42.08 + 29.01 = 71.09 KN/ml.

P_{ser2} = 50.9 KN/ml.

P_{ser3} =26.78 +29.25 = 56.03 KN/ml.

a.3)Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

A l'E.L.U:	A l'E.L.S:
$M_a = 166.6$ KN.m	$M_a = 226.10$ KNm
$M_t = 77.46$ KN.m	$M_t = 104.8$ KNm

T_a = 218.6 KN

T_b = 245.5 KN

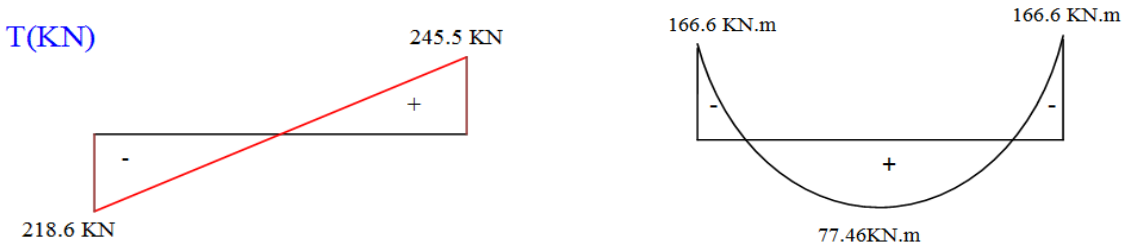


Fig III-29 : Diagramme des moments de la poutre brisée à l'E.L.U

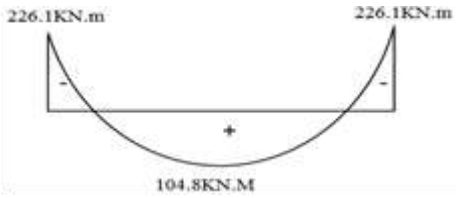


Fig III-30 : Diagramme des moments de la poutre brisée à l'E.L.S.

a.4) Calcul du ferraillage :

A- Armatures longitudinales:

Béton: f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc}= 14.2 MPa ; f_{t28} = 2.1 MPa

b = 30cm ; h = 45 cm ; d = 43 cm ; c =2 cm.

Acier:FeE400 ; Fe= 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau III-34: ferraillage de la poutre brisée

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)
En travée	104.8	0.133	0.179	0.928	7.54	0
En appuis	226.1	0. 0.287	0.434	0.826	18.28	0

Condition de non fragilité: [2]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{30 \times 45}{1000} = 1.35\,cm^2$$

$$A = Max[A_{calculée}; A_{min}]$$

Donc on adopte: en travée A = 5HA 14 =7.7cm²

en appuis A = 6 HA20 = 18.75cm²

- Vérification de l'effort tranchant: [2]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{245.5 \times 10^3}{300 \times 430} = 1.90MPa$$

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa \ldots.. \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 1.90MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \ldots\ldots (c.v)$$

- Vérification de compression dans la bielle de béton: [2]

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = Min[b - c - 2; 0.9d] = Min[26\,cm; 38.07\,cm] = 26\,cm$$

$$V_u = 245.5\,KN \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 260 = 520\,KN \ldots.. \text{ (c.v)}$$

- Vérification au voisinage de l'appui: [2]

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times 245.5\times 10^3}{300\times 260} = 6.29 < 0.8\times\frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ …….(c.v)}$$

$$A = 18.75\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15\times 245.5\times 10^3}{400} = 7.05\,cm^2 \text{ …..(c.v).}$$

B - Armatures transversales:

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 1.28\,cm;\ \varphi_l = 14\,mm; \frac{b_0}{10} = 3\,cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 1\,cm$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5\,cm^2$$

$A_t = a_t.n_t$ ($n_t = 5$).

$A_t = 2{,}5\ cm^2$,$A_t = 4HA9 = 2.54\ cm^2$

On doit vérifier:

$= 38.7cm\ S_t \leq \overline{S_t} = Min[0{,}9d; 40cm]$

$\Rightarrow S_t \leq 12.26\ cm\ S_t \leq \frac{0.9A_t.(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}9.2{,}54.(235/1.15)}{30(1.9-0{,}3.2{,}1)}$

d.1.Section minimale d'armatures transversales:

on a : $A_t = 2{,}54cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4\times 300\times 387}{235} = 1{,}97cm^2$ (C.V)

d.2.Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$S_t \leq [h/4;\ 12Ø_l]$

$S_t \leq$ Min [11.25 ; 16,8] = 11.25cm en zone nodale

$S_t \leq h/2 = 22.5cm$ en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- $S_t = 10cm$ (zone nodale)
- $S_t = 20$ cm (zone courante)

$A_{t\,min} = 0{,}003.\ S_t.b \leq A_t$

$0{,}003.22.5.30 = 2.02\ cm^2 < 2.54\ cm^2$ (C.V)

- Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il faut vérifier que:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

Avec: $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ et $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

Tableau III-35: Vérification de la contrainte " σ_b " à l'E.L.S (poutre brisée).

	A (cm²)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser}(KNm)	$\overline{\sigma}_b$	σ_b	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	7.7	14.47	124266.69	77.46	15	9.19	c.v
En appuis	18.75	7 20.52	228533.40	166.6	15	14.99	c.v

Vérification de la flèche: [2]

Les conditions suivantes:

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.45}{5.94} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.08 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_x} = 0.08$ (c.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{7.7}{30 \times 43} = 0.005 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.010$ (c.v)

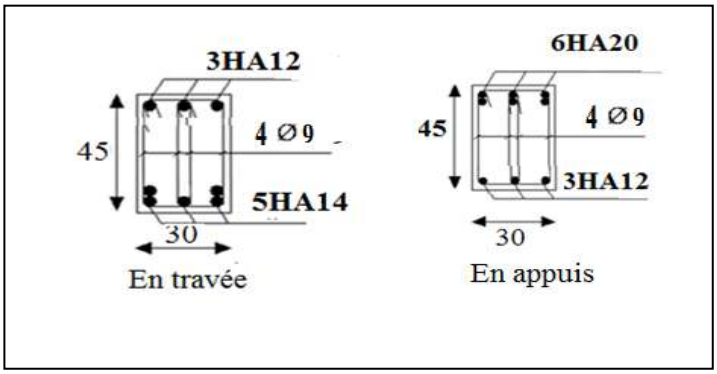


Figure III-31 : ferraillage de la poutre brisée en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III-7.La coupole :

III-7.1 Introduction : (8)

Les constructions à parois minces en béton armé sont réalisés essentiellement sous formes monolithes exigeant un coffrage compliqué et une grande quantité du travail, dans certains pays les constructions à parois minces sont préfabriquées, par conséquent un emploi minimal d'échafaudage et du travail ce dit la construction à parois minces en béton armé suit l'évolution de la technologie et le développement de l'industrie du bâtiment.

Les coupoles sont les coques destinées à couvrir un espace généralement circulaire, mais aussi polygonales ou toute autre forme.

Les coupoles sont classifiées selon plusieurs critères en particulier celui de la flèche, la coupole est surbaissée, en plein centre ou surbaissée.

Calcule de la coupole :

Données :

R = 5.45m ; e= 25 cm. f_{c28}= 25MPA ;

Poids propre : g= 0,25*1*1*25 =6.25KN/m2 ⟶ Pu =8.44 KN/m2.

- Section méridionale :

$A = \frac{N}{fe}$

Tableau III-36: résultat de section d'acier de ferraillage (méridionale)

	Effort normale(MPA)	Combinaisons	A_{cal} (cm^2)	Section adopté (/ml)
Nappe sup	-213.18	0.8G-E_Y	5.32	5HA12=5.65
Nappe inf	-30.92	1.35G+1.5Q	0.82	5T6=1.61

- Section circulaire :

$A = \frac{T}{\tau}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \left\{\overline{\tau_u} = 3.26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\right.$$

Tableau III-37: résultat de section d'acier de ferraillage (circulaire)

Effort tranchent(KN)	Combinaisons	A_{cal} (cm^2)	Section adopté
-0.77	0.8G + E_Y	2.36	5T9=3.18

Remarque:

Une dalle pleine se trouve tout au tour la coupole, d'une forme irréguliére avec le ferraillge comme le ferraillge de trée soudée.

Dessin de ferraillage des éléments secondaire (voir annexe C).

Chapitre IV

Etude Dynamique

IV.1. Etude sismique :

Le séisme est une secousse ou succession de secousses de sol plus au moins violents.
Un séisme résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croute terrestre qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une fille. Ces secousses peuvent être imperceptibles ou très destructrices.
La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques et aux contrainte engendrées par le mouvement d'un douzaine de plaque majeures et mineure qui constituent la croute terrestre.
la plaque des séisme tectonique se produisent aux limites des plaque, dans zone ou une plaque glisse le long d'une autre ou s'enfonce sous une autre plaque.
Une grande partie du Nord de l'Algérie est susceptible d'être soumise a d'importantes secousses sismique dont les effets sont catastrophiques,(ces séismes font peser de graves menaces sur les populations, peuvent semer la mort en détruisant les habitations, les édifices publique, les ponts, les barrages et glissement de terrains,…).

IV.1.1. Objectifs de l'étude sismique :

L'étude sismique nous permet d'estime les valeurs les plus défavorable de la réponse sismique et de faire le dimensionnement des éléments résisté, afin d'obstiner une sécurité satisfaisante pour les différents éléments de l'ouvrage et d'assurer le confort des structure.

IV.1.2. Classification de structure :

IV.1.2.1. Selon leur la zone sismique :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et les données associées qui précisent cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- Zone 0: sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'ALGER donc en zone III.

IV.1.2.2. selon leur importance :

le niveau minimale de protection parasismique accordé a un dépend de destination et son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes.

- Bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes, d'après le régale parasismique algérien celui-ci appartient au

groupe 1B(Ouvrages courant ou d'importances élevées).

IV.1.2.3. Classification du site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3. On trouve dans cette catégorie les dépôts de sables et de graviers denses et/ou d'argile moyennement raide avec Vs≥200 m/s à partir de 10 m de profondeur (site meuble).

IVI.1.2.4. Classification des systèmes de contreventement :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de :

- la nature des matériaux constitutifs ;
- type de construction ;
- possibilités de redistribution d'efforts dans la structure ;
- capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Notre structure est contreventée par deux systèmes :

1er système : Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide<< C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques)

Par ailleurs les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser en 2 niveaux 8m en zone III.

2emme système : contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé .<< Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global, avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum >>.

1er système pour les blocs sans voiles et 2eme système pour les blocs avec voile.

IV.2. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques : [1]

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existant. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

a. -La méthode statique équivalente.
b. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
c. La méthode d'analyse modale spectrale.

Les deux méthodes la première et la deuxièmene sont pas satisfaites vue que les conditions de la première non pas vérifié et la deuxième exige spectrale réale.

IV.2.1. Méthode d'analyse modale spectrale : [1]

IV.2.1.1. Principe de la méthode :

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

IV.2.1.2. Analyse de structure :

Après troisième changements des dispositions des voiles on a choisi troisième variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

IV.3. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99v2003 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- Vérification des sollicitations normales.
- Justification de la largeur du joint sismique.

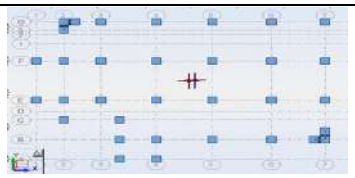
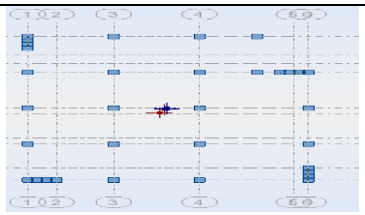
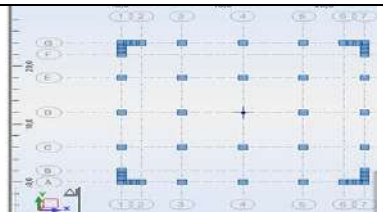
Les dispositions de voile :

Etant donné que notre structure est implantée en zone III (zone de forte sismicité), il est nécessaire de la contreventée par des voile les deux sens. Pour cela nous avons choisi trois disposition, dans chaque disposition on à essayer de changer la longueur des voiles et leur condition de rigidité aux extrémités.

Les trois dispositions sont indiquées ci-dessous :

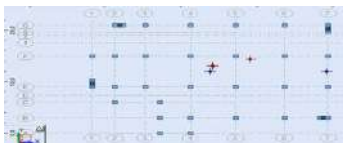
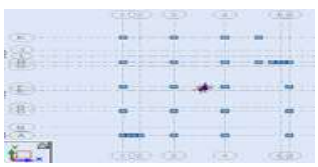
1 er disposition de voile :

Tableaux IV-1 :1 er disposition de voile

Bloc A et B	Bloc C et D	Bloc E
		

2 emé disposition de voile :

Tableaux IV-2: 2 emé disposition de voile

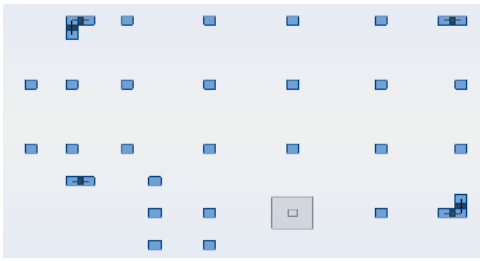
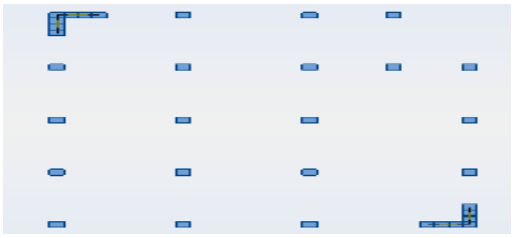
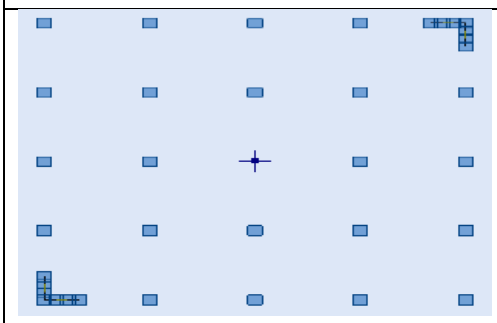
Bloc A et B	Bloc C et D	Bloc E
		

Remarque :

Les résultats de calcule voir à annexe A

3 emé disposition du voile :

Tableaux IV-3 : 3emé disposition de voile

Bloc A et B	Bloc C et D
	
Bloc E	**Bloc G et H**
	

VI.4.Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- ✓ Le centre de Masse (G).
- ✓ Le centre de Torsion (R).

VI.4.1.Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; et ce par la formule suivante :

$$G_X=\frac{\sum Wi.Xi}{\sum Wi} \quad \text{et} \quad G_Y=\frac{\sum Wi.Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

VI.4.2.Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$R_X = \frac{\sum Iyi.Xi}{\sum Iyi} \text{et} \qquad R_Y = \frac{\sum Ixi.Yi}{\sum Ixi}$$

VI.4.3.Excentricité :

VI.4.3.1. Excentricité statique :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$e_x = | X_G - X_t | \text{ et } e_y = | Y_G - Y_t |$$

VI.4.3.2. Excentricité accidentelle :[1] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

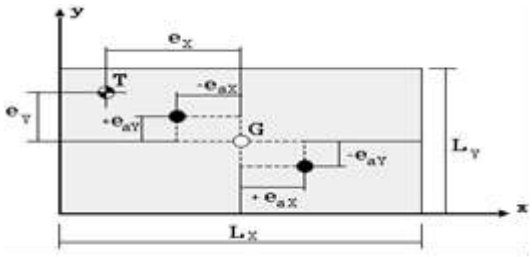


Fig IV-1: dispotion de excentricité

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.
  - Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

♦ Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$

♦ pour les voiles plein : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

- b : la longueur de poteaux.
- h :la hauteur de poteaux.
- e : épissures de voile
- L : longueur de voile.

IV.4.3.3. Effets de la torsion accidentelle [1]: ►► [Art 4.3.7] ◄◄ :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité 0.05 L, (L étant la ±théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Bloc A et B :

Tableau IV-4 : calcule centre de masse et centre de torsion et l'excentricité

	centre de masse				
Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
+ 00.00	10768,0911	161736,728	132555,2014	15,02	12,31
+ 5.00	16865,1811	252809,065	208453,6384	14,99	12,36
+ 9.50	12552,5518	222807,794	170589,18	17,75	13,59

centre de torsion				
	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	X_I(m)	Y_I(m)
+ 00.00	33111,40	86893,79	15,46	12,75
+ 5.00	35900,67	93654,90	15,46	12,75
+ 9.50	31122,29	75719,21	15,5	14,98

l'excentricité statique						
	Direction X			Direction Y		
	X_G	X_t	e_x (m)	Y_G	Y_t	e_y (m)
SS	15,02	15.45	0,43	12,31	15.75	3,44
RDC	14,99	15.45	0,46	12,36	15.75	3,39
1	17,75	15.50	2,25	13,59	14.98	1,39

d'excentricité accidentelle				
	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
SS	31,23	21,00	1,5615	1.05
RDC	31,23	21,00	1,5615	1,05
1	28,23	18,00	1,4115	0,9

l'excentricité totale				
	$(e_x + e_{x\,ac})$	$(e_x - e_{x\,ac})$	$(e_y + e_{yac})$	$(e_y - e_{yac})$
SS	1,99	-1,13	4,49	2,39
RDC	2,02	-1,10	4,44	2,34
1	3,66	0,83	2,29	0,49

Bloc C et D :

Tableau IV-5: calcule centre de masse et centre de torsion et l'excentricité

	centre de masse				
Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
+5	1571,6695	15056,5938	23663989,3	9.58	11.96
+9.50	1470,6769	13530,2275	19898593	9.20	11.47

centre de torsion				
	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	X_I(m)	Y_I(m)
+5	33300,93	22450,69	9.76	12.05
+9.50	30878,91	22206,90	9.70	11.95

l'excentricité statique						
	Direction X			Direction Y		
	X_G	X_t	e_x (m)	Y_G	Y_t	e_y (m)
RDC	9.58	9.76	0.18	11.96	12.05	0.09
1	9.20	9.70	0.5	11.47	11.95	0.48

d'excentricité accidentelle				
	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
RDC	19.60	24	0.98	1.2
1	19.60	24	0.98	1.2

l'excentricité totale				
	$(e_x + e_{x\,ac})$	$(e_x - e_{x\,ac})$	$(e_y + e_{yac})$	$(e_y - e_{yac})$
RDC	1.16	-0.8	1.29	-1.11
1	1.48	-0.48	1.68	-0.72

Bloc E :

Tableau IV-6 : calcule centre de masse et centre de torsion et l'excentricité

	centre de masse				
Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
+5	2266.2357	27194.83	27194.83	12	12
+18.45	5480.5961	65767.15	65602.73	12	11.97

centre de torsion				
	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	X_I(m)	Y_I(m)
+5	38991.17	38991.17	12	12
+18.45	45827.375	45827.375	12	12

l'excentricité statique						
	Direction X			Direction Y		
	X_G	X_t	e_x (m)	Y_G	Y_t	e_y (m)
+5	12	12	0 ,00	12	12	0 ,00
+18.45	12	12	0 ,00	12	12	0 ,00

d'excentricité accidentelle				
	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y(m)
RDC	24,00	24,00	1,2	1,2
1	24,00	24,00	1 ,2	1,2

l'excentricité totale				
	$(e_x + e_{x\,ac})$	$(e_x - e_{x\,ac})$	$(e_y + e_{yac})$	$(e_y - e_{yac})$
RDC	1 ,2	-1 ,2	1 ,2	-1 ,2
1	1 ,2	-1 ,2	1 ,2	-1 ,2

Bloc F :

Tableau IV-7 : calcule centre de masse et centre de torsion et l'excentricité

	centre de masse				
Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
+ 4.00	747.65	8971.8	1869.12	12	2.50
centre de torsion					
	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	X_I(m)	Y_I(m)	
+ 4.00	899.099	7961.16	12	2.5	
l'excentricité statique					
	Direction X			Direction Y	
	X_G	X_t	e_x (m)	Y_G	Y_t	e_y (m)
RDC	12	12	0	2.5	2.5	0
d'excentricité accidentelle					
	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)	
RDC	24.00	5.00	1.20	0.25	
l'excentricité totale					
	(e_x + $e_{x\,ac}$)	(e_x - $e_{x\,ac}$)	(e_y + e_{yac})	(e_y – e_{yac})	
RDC	1.20	-1.20	0.25	-0.25	

Bloc G et H :

Tableau IV-8: calcule centre de masse et centre de torsion

	centre de masse				
Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
+3.60	4811	13855,68	13855,68	2.88	2.88
+7.20	4811	13855,68	13855,68	2.88	2.88
+10.80	4811	13855,68	13855,68	2.88	2.88
+14.40	4811	13855,68	13855,68	2.88	2.88
+18.00	4811	13855,68	13855,68	2.88	2.88
+21.60	4811	13855,68	13855,68	2.88	2.88
+25.20	4811	13855,68	13855,68	2.88	2.88
+34.24	7566,7	21792,096	21792,096	2.88	2.88
centre de torsion					
	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	X_I(m)	Y_I(m)	
+3.60	2241,70	2241,83	0.83	0.83	
+7.20	2333,31	2333,44	0.83	0.83	
+10.80	1963,87	1961,65	0.83	0.83	
+14.40	61,89	61,90	0.83	0.83	
+18.00	61,87	61,87	0.83	0.83	
+21.60	61,84	61,84	0.83	0.83	
+25.20	61,81	61,82	0.83	0.83	
+34.24	274.67	274.67	2.88	2.88	

Tableau IV-9: calcule l'excentricité

l'excentricité statique						
	Direction X			Direction Y		
	X_G	X_t	e_x (m)	Y_G	Y_t	e_y (m)
+3.60	2.88	0.83	2.05	2.88	0.83	2.05
+7.20	2.88	0.83	2.05	2.88	0.83	2.05
+10.80	2.88	0.83	2.05	2.88	0.83	2.05
+14.40	2.88	0.83	2.05	2.88	0.83	2.05
+18.00	2.88	0.83	2.05	2.88	0.83	2.05
+21.60	2.88	0.83	2.05	2.88	0.83	2.05
+25.20	2.88	0.83	2.05	2.88	0.83	2.05
+34.24	2.88	2.88	0.00	2.88	2.88	0.00
d'excentricité accidentelle						
	L_x (m)		L_y (m)	e_x (m)	e_y	
+3.60	4,11		4,11	0.2055	0.2055	
+7.20	4,11		4,11	0.2055	0.2055	
+10.80	4,11		4,11	0.2055	0.2055	
+14.40	4,11		4,11	0.2055	0.2055	
+18.00	4,11		4,11	0.2055	0.2055	
+21.60	4,11		4,11	0.2055	0.205	
+25.20	4,11		4,11	0.2055	0.2055	
+34.24	4.11		4.11	0.2055	0.2055	
l'excentricité totale						
	$(e_x + e_{x\,ac})$		$(e_x - e_{x\,ac})$	$(e_y + e_{yac})$	$(e_y - e_{yac})$	
RDC	2.25		-2.25	2.25	-2.25	
1	2.25		-2.25	2.25	-2.25	
2	2.25		-2.25	2.25	-2.25	
3	2.25		-2.25	2.25	-2.25	
4	2.25		-2.25	2.25	-2.25	
5	2.25		-2.25	2.25	-2.25	
6	2.25		-2.25	2.25	-2.25	
7	0.20		-0.20	0.20	-0.20	

IV.4.4. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.4.1.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.4.4.2.Le spectre de réponse de calcul : [1]

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ \text{s} \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ \text{s} \end{cases}$$

a. **Coefficient d'accélération A** :[1] ►► [Tab4.1] ◄◄

Tableau IV-10 : Coefficient d'accélération

Zone	groupe 1A	**groupe 1B**	groupe 2	groupe 3
III	0.4	**0.30**	0.25	0.18

b. facteur de correction d'amortissement η:

ξ = 7 % [1] ►► [Tab4.2] ◄◄ $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [1] ►► [Tab4.3] ◄◄

Bloc F ⟶ R=5 (Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide)

Tous les blocs ⟶ R=4 (Portiques contreventés par des voiles)

d. facteur de qualité Q :[1] ►► [Tab4.4] ◄◄

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans les tableaux suivant :

Bloc A et B :

Tableau IV-11: détermination du facteur de qualité Q (bloc A et B)

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	0.10

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0{,}30 = 1{,}30$, $Q_Y = 1 + 0{,}30 = 1{,}30$

Bloc C et D :

Tableau IV-12 : détermination du facteur de qualité Q (bloc Cet D)

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	0.10

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0{,}30 = 1{,}30$, $Q_Y = 1 + 0{,}30 = 1{,}30$

Bloc E :

Tableaux IV-13 : détermination du facteur de qualité Q (bloc E)

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0.00	Oui	0,00
2	Redondance en plan	Oui	0.00	Oui	0,00
3	Régularité en plan	Oui	0.00	Oui	0,00
4	Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	0.10

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0{,}20 = 1{,}20$
$Q_Y = 1 + 0{,}20 = 1{,}20$

Bloc F :

Tableaux IV-14: détermination du facteur de qualité Q (bloc F)

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	0.10

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0{,}35 = 1{,}35$
$Q_Y = 1 + 0{,}35 = 1{,}35$

Bloc G et H :

Tableaux IV-15 : détermination du facteur de qualité Q (bloc G et H)

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10	Non	0,10

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0{,}30 = 1{,}30$
$Q_Y = 1 + 0{,}30 = 1{,}30$

e. périodes caractéristiques : [1] ►► [Tab4.7] ◄◄

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S 3.}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

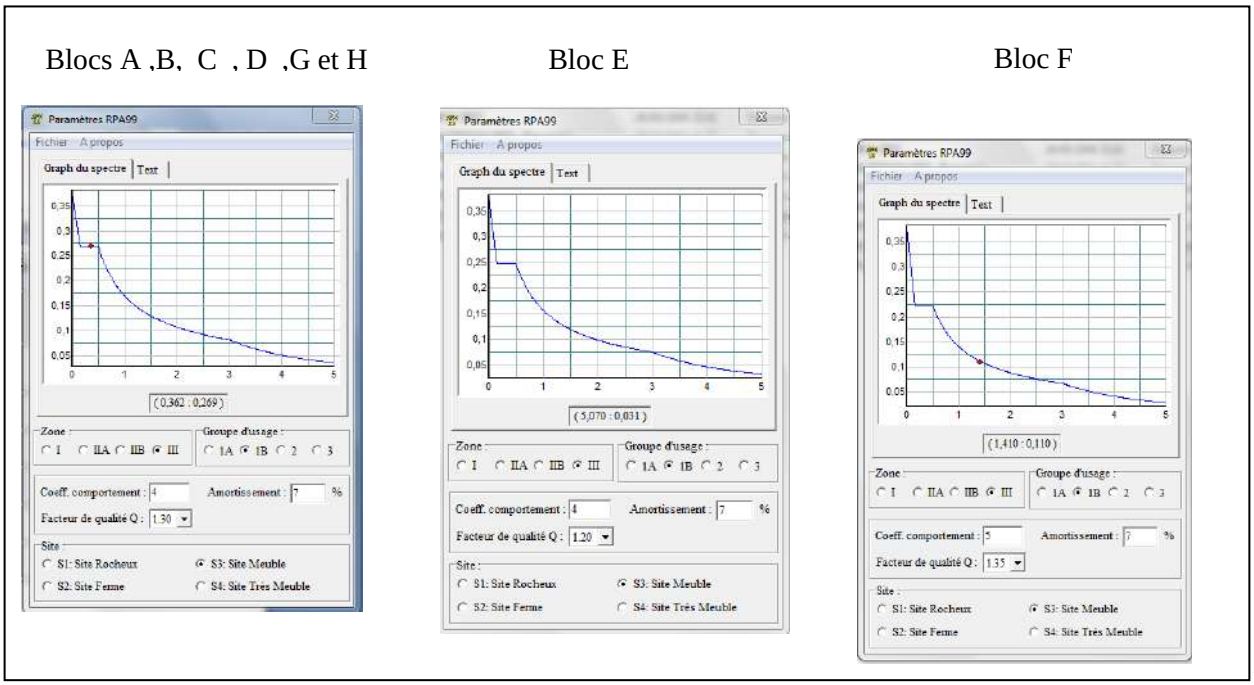
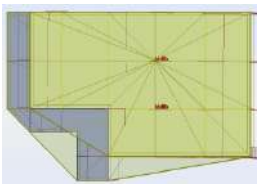
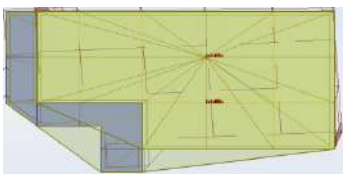
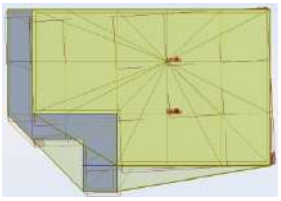
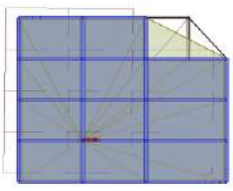
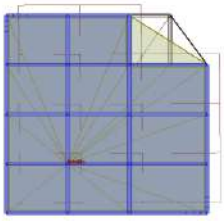
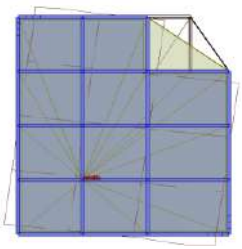


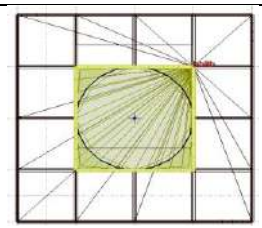
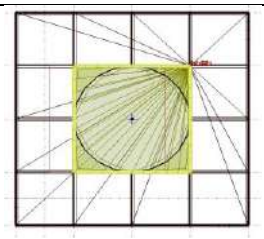
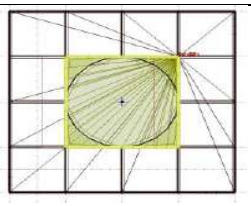
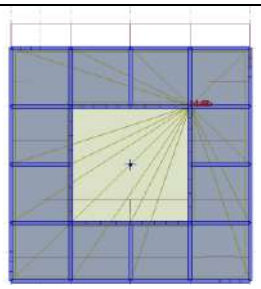
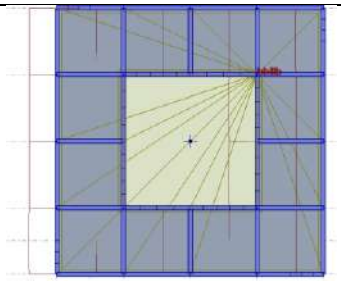
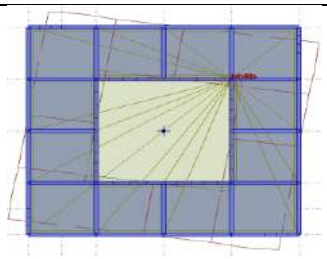
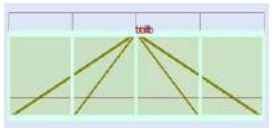
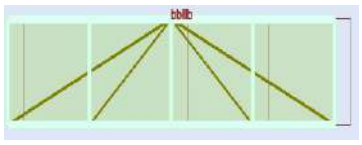
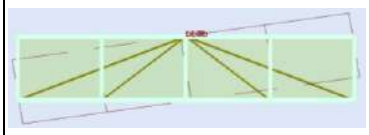
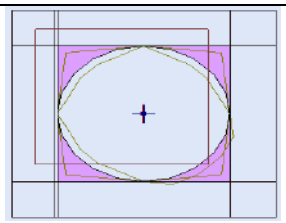
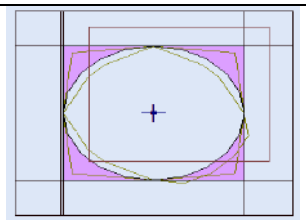
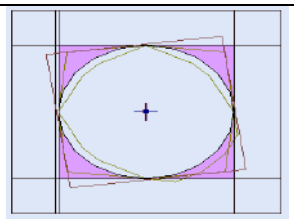
Figure IV-2 : Spectres de réponse

IV.5.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

Tab IV-16 : Vérification de comportement des trois premiers modes

	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Bloc A et B			
	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Bloc C et D			

	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Bloc E			
			
	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Bloc F			
	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Bloc G et H			

Bloc A et B :

Tableau IV-17:Le comportement des trois premiers modes du Bloc A et B

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	67,41	0,17	0,00
Mode 2	0,58	49,96	0,00
Mode 3	0,37	16,85	0,00

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pur suivant X	translation pur suivant Y	rotation autour de Z

Bloc C et D :

Tableau IV-18:Le comportement des trois premiers modes du Bloc C et D

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	0,14	77,76	0,00
Mode 2	78,64	0,14	0,00
Mode 3	0,01	0,31	0,00

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pur suivant Y	translation pur suivant X	rotation autour de Z

Bloc E :

Tableau IV-19: Le comportement des trois premiers modes du Bloc E

modes	UX(%) Masse modale	UY(%) Masse modale	UZ(%) Masse modale
Mode 1	0,00	75.34	0,00
Mode 2	75.40	0,03	0,00
Mode 3	0,00	0.00	0,00

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pur suivant X	translation pur suivant Y	rotation autour de Z

Bloc F :

Tableau IV-20 : Le comportement des trois premiers modes du Bloc F

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	0,00	83,64	0,00
Mode 2	84,14	0,00	0,00
Mode 3	0,00	0,00	0,00

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pur suivent X	translation pur suivent y	rotation autour de Z

Bloc G et H :

Tableau IV-21 : Le comportement des trois premiers modes du Bloc G et H

modes	UX(%) Masse modale	UY(%) Masse modale	UZ(%) Masse modale
Mode 1	0.14	0,00	0,00
Mode 2	0,00	0.14	0,00
Mode 3	0,00	0,00	0,00

Mode 1	Mode 2	Mode 3

translation pur suivent y	translation pur suivent X	rotation autour de Z

IV.5.1.vérification de participation massique :[1] ►► [Art4.3.4.a◄◄ **[**

D'après les RPA99/révisé 2003 (article 4.3.4 -a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être telle que :

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

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

$K = 3\sqrt{N}$ avec N est le nombre des étages au-dessus de niveau 0.00m

Le minimum de modes à retenir est de dix (10) dans chaque direction considérée.

Avec $T_k \leq 0.20$ sec (Recommandations de RPA)

Bloc A et B:

Tableau IV-22: Coefficient de participation massique du bloc A et B

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)		
		Sens x	Sens-y	R
1	0,08	67,41	0,17	0,00
2	0,06	67,99	50,13	0,00
3	0,06	68,36	66,98	0,00
4	0,05	68,36	67,01	0,00

Bloc C et D:

Tableau IV-23: Coefficient de participation massique du bloc C et D

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)		
		Sens x	Sens-y	R
1	0,43	40,91	38,77	0,00
2	0,34	79,51	79,90	0,00
3	0,23	79,85	79,91	0,00
4	0,11	86,83	87,95	0,00
5	0,09	94,90	94,41	0,00

Bloc E:

Tableau IV-24 : Coefficient de participation massique du bloc E

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)		
		Sens x	Sens-y	R
1	0,44	0,12	78,39	0,00
2	0,44	78,52	78,52	0,00
3	0,19	78,52	78,52	0,00

Bloc F:

Tableau IV-25 : Coefficient de participation massique du bloc F

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)		
		Sens x	Sens-y	R
1	0,14	0,00	83,64	0,00
2	0,12	84,14	83,64	0,00
3	0,12	84,14	83,64	0,00

Bloc G et H :

Tableau IV-26: Coefficient de participation massique du bloc G et H

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)		
		Sens x	Sens-y	R
1	0,33	0,03	0,14	0,00
2	0,32	0,17	0,17	0,00
3	0,30	0,17	0,17	0,00
4	0,18	0,17	0,17	0,00
5	0,11	33,08	33,98	0,00
6	0,11	66,60	66,60	0,00
7	0,08	66,60	66,60	0,00
8	0,05	66,60	66,60	0,00

Constatation :

- ✓ **Pour le bloc A et B :**

$K = 3\sqrt{2}$ ⟶ K = 4

Dance : T = 0.05 s < 0.2 seconde

- ✓ **Pour les blocs C et D** :

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 5^{éme} mode

- ✓ **Pour le bloc E** :

$K = 3\sqrt{1}$ ⟶ K=3

Dance: T = 0.19 s < 0.2 second

- ✓ **Pour le bloc F :**

$K = 3\sqrt{1}$ ⟶ K = 3

D ance : T = 0.12 s < 0.2 seconde

- ✓ **Pour les blocs G et H :**

$K = 3\sqrt{8}$ ⟶ K = 8

Dance : T = 0.05 s < 0.2 seconde.

IV.5-2. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

T = 0.09*Hn /$\sqrt{D}$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
- H_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Bloc A et B :

Tableau IV-27: vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.15	0.08	0.20	Oui
Y	0.18	0.08	0.24	Oui

Bloc C et D :

Tableau IV28: vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.193	0,43	0.251	Non
Y	0.174	0.43	0.226	Non

Bloc E :

Tableau 29 :vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.33	0.44	0.42	Non
Y	0.33	0.44	0.42	Non

Bloc F :

Tableau IV-30 :vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.073	0,14	0.094	Non
Y	0.16	0,14	0.20	Oui

Bloc G et H :

Tableau IV-31:vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.7	0.33	0.91	Oui
Y	0.7	0.33	0.91	Oui

Constatation :

- ✓ La condition n'est pas vérifié dans les blocs C, D et F mais ce sont des blocs rigide (La hauteur des trois blocs inférieure en 11 m) [1] ►► [Art3.4.A] ◄◄

IV.5.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1] ►► [Art4.2.6] ◄◄

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Donc il faut vérifier que : $\frac{VT}{V} > 0.8$

Calcul de la force sismique totale [1]: ►► [Art4.2.3] ◄◄ :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen :**

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s [1]: ►► [Tab4.7] ◄◄
(Avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % [1]: ►► [Tab4.2] ◄◄
(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥0.7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

1/ $T=C_T.h_N^{3/4}$

Bloc A et B : C_T=0.05 →T_x=T_y=0.05*$9.5^{3/4}$=0.27 s
Bloc C et D: C_T=0.05 →T_x=T_y=0.05*$9.5^{3/4}$=0.271 s
Bloc E: C_T=0.05 →T_x=Ty=0.05*$18.45^{3/4}$=0.445 s
Bloc F: C_T=0.05 →T_x=Ty=0.05*$4^{3/4}$=0.14 s
Bloc G et H: C_T=0.05 →T_x=Ty=0.05*$34.24^{3/4}$=0.70 s

2/ $T=0{,}09.h_N/D^{1/2}$ [1]: ►► [Art4.2.4] ◄◄

Bloc A et B:T_x = 0.15 s /T_y =0.18 s
Bloc C et D:T_x=0.193 s/T_y=0.174 s
Bloc E:T_x=0.339 s/ T_y=0.339s
Bloc F:T_x= 0.073 s / T_y=0.16 s
Bloc G et H:T_x= 1.52 s / T_y=1.52 s

- ✓ Pour les blocs T_x et T_y inférieure de 0.5s donc on prend :

Dx= Dy = 2.205 ⟶ Dx=Dy=2.5 η

- ✓ pour les doux blocs G et H, T_x et T_y supérieures de 0.5s donc on prend :

Dx=Dy=$2.5(T_2/T)^{2/3}$ ⟶ D_x= D_y = 1.76

W : poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.3[1]: ►► [Tab4.5] ◄◄

Bloc A et B:

Tableau IV-32 : Calcul de la force sismique du bloc A et B

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0,3	2,205	2,205	4	1,3	1.3	40185,82	8639,44	8639,44

Tableau IV-32: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du bloc A et B

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	V_t> 0.8*V
X	8639,44	19894,77	6911,55	C.V
Y	8639,44	19430,05	6911,55	C.V

Bloc C et D:

Tableau IV-33: Calcul de la force sismique du bloc C et D

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.3	2.205	2.205	4	1.30	1.30	3042.3463	654.066	654.066

Tableau IV-34: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du bloc C et D

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	V_t> 0.8*V
X	654.066	1224,53	523.25	C.V
Y	654.066	1170,49	523.25	C.V

Bloc E:

Tableau IV-35: Calcul de la force sismique du bloc E

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.3	2.205	2.205	4	1.20	1.20	7746.83	1537.36	1537.36

Tableau IV-36: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du bloc E

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	V_t> 0.8*V
X	1537.36	2883,97	1229.88	C.V
Y	1537.36	2883,76	1229.88	C.V

Bloc F:

Tableau IV-37 : Calcul de la force sismique du bloc F

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.3	2.205	2.205	5	1.35	1.35	747.65	133.53	133.53

Tableau IV-38: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du bloc F

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	V_t> 0.8*V
X	133.53	463,13	106.82	C.V
Y	133.53	435,34	106.82	C.V

Bloc G et H:

Tableau IV-39: Calcul de la force sismique du bloc G et H

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.3	1.76	1.76	4	1.30	1.30	4124.37	707.74	707.74

Tableau IV-40 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du bloc G et H

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	V_t> 0.8*V
X	707.74	773.77	566.19	C.V
Y	707.74	773.77	**566.19**	C.V

IV.5.4.Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \quad ; \quad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M\ t_x = Y_G . Wi \\ M\ t_y = X_G . Wi \end{cases}$$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

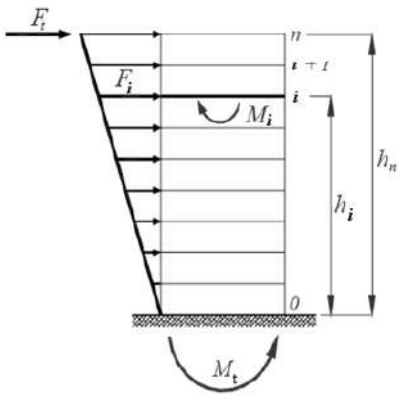


Figure IV-3 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.5.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[1] ►► [Art4.2.5] ◄◄ :

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\text{ s} \end{cases}$$

On a:

1-Pour les blocs T_x et T_y inférieure de 0.7 s ⟶ $F_t = 0$

Donc on a:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_X = \alpha_x . V_X \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_y = \alpha_y . V_y$$

2- Pour les deux blocs G et H , T_x et T_y supérieure de 0.7 s ⟶ $F_t \neq 0$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07 T_x V_x = 75.30 & \text{si } V_X = 707.74\,\text{KN} \\ 0.07 T_y V_y = 75.30 & \text{si } V_Y = 707.74 KN \end{cases}$$

4124.37 Donc on a:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . (V_x - F_{tx}) = \alpha_x . (V_x - F_{tx}) \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . (V_y - F_{ty}) = \alpha_y . (V_y - F_{ty})$$

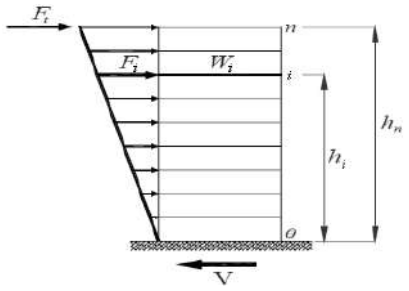


Figure IV-4 : Distribution des forces sismiques

Bloc A et B :

Tableau IV-41 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X (bloc A et B)

Vx = 8639.44KN				
Niveau (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$ (kN.m)	α_x	F_{ix} (kN)
+5	16865,181	84325,906	0,41422495	3578,67
+9,5	12552,552	119249,24	0,58577505	5060,76
SOMME		203575,15		

Tableau IV-42: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y (bloc A et B)

Vy = 8639.44KN				
Niveau (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$ (kN.m)	α_y	F_{iy}(kN)
+5.00	16865,1811	84325,9055	0,414225	3578,67203
+9.50	12552,5518	119249,242	0,585775	5060,76797
SOMME		203575,148		



Figure IV-5 : Concentration des forcessismiques aux étages suivant X et Y

Bloc C et D :

Tableau IV-43: Forces sismiques selon la hauteur suivant X (bloc C et D)

Vx = 654.066 KN				
Niveau (m)	W_i (kN)	W_ih_i (kN.m)	α_x	F_{ix}(kN)
+5.00	1571,66	7858.35	0.359983014	235,45
+9.50	1470,67	13971.43	0.640016986	418,61
SOMME		21829.78	1	

Tableau IV-44: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y (bloc C et D)

Vy = 654.066KN				
Niveau (m)	W_i (kN)	W_ih_i (kN.m)	α_y	F_{iy}(kN)
+5.00	1571,66	7858.35	0.359983014	235,45
+9.50	1470,67	13971.43	0.640016986	418,61
SOMME		21829.78	1	

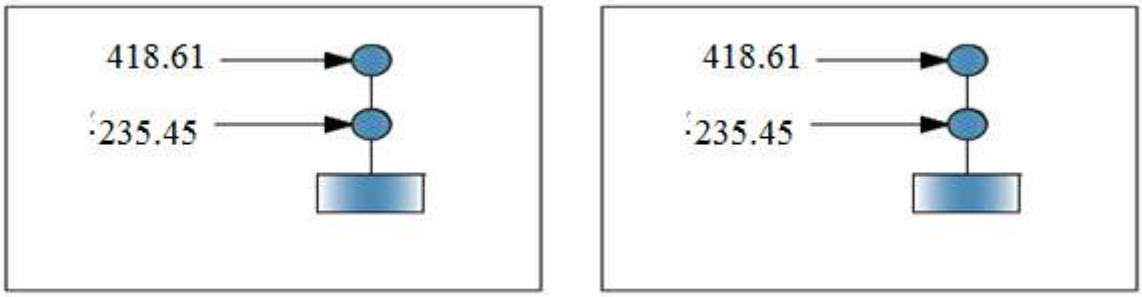


Figure IV-6 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y

Bloc E :

Tableau IV-45 : Forces sismiques selon la hauteur suivant x (bloc E)

Vx= 1537.36KN				
Niveau (m)	W_i (kN)	W_ih_i (kN.m)	α_x	F_{ix}(kN)
+5.00	2266.2357	11331.18	0.100768017	154,916719
+18.45	5480.5961	101116.99	0.899231911	1382,44317
SOMME		112448.178		

Tableau IV-46: Forces sismiques selon la hauteur suivant y (bloc E)

Vy =1537.36KN				
Niveau (m)	W_i	W_ih_i	α_y	F_{iy}(kN)
+5.00	2266.2357	11331.18	0.100768017	154,916719
+18.45	5480.5961	101116.99	0.899231911	1382,44317
SOMME		112448.178		



Figure IV-7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y

Bloc F :

Tableau IV-47 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

Vx= 133.53KN				
Niveau (m)	W_i (kN)	W_ih_i (kN.m)	α_x	F_{ix}(kN)
+4.00	747.65	2990.6	1	133.53
SOMME		2990.6		

Tableau IV-48: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Vy = 133.53KN				
Niveau (m)	W_i	W_ih_i	α_y	F_{iy}(kN)
+4.00	747.65	2990.6	1	133.53
SOMME		2990.6		



Figure IV-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y (bloc F)

Bloc G et H :

Tableau IV-49: Forces sismiques selon la hauteur suivant X etY (bloc G et H)

V_x -F_{tx} = V_y -F_{ty}=632.44KN				
Niveau (m)	W_i (kN)	W_ih_i (kN.m)	$\alpha_x = \alpha_y$	$F_{ix} = F_{iy}$(kN)
3.60+	4811	17319,6	0,023278012	14,72
7.20+	4811	34639,2	0,046556024	29,44
10.80+	4811	51958,8	0,069834036	44,16
14.40+	4811	69278,4	0,093112048	58,88
18.00+	4811	86598	0,11639006	73,60
21.60+	4811	103917,6	0,139668072	88,33
25.20+	4811	121237,2	0,162946084	103,05
34.24+	7566,7	259083,808	0,348215663	220,22
SOMME		744032.608		

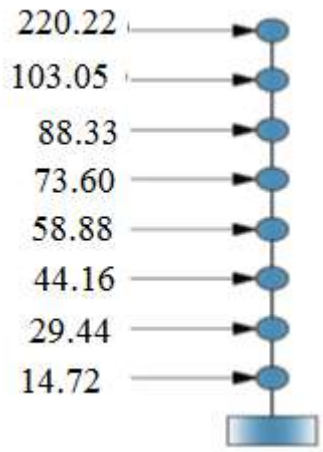


Figure IV-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y (bloc G et H)

IV.5.4.2.Moment de renversement :

Bloc A et B :

Tableau IV-50: calcul du moment de renversement (bloc A et B)

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+5.00	3578,6716	3578,6716	41204,55	40242,05
+9.50	5060,7684	5060,7684	110711,66	108125,56
		∑Mo	151916,21	148367,62

Bloc C et D :

Tableau IV-51: calcul du moment de renversement (bloc C et D)

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+5.00	235,45265	235,45265	2204.05	2106.75
+9.50	418,61335	418,61335	7445.34	7116.735
		∑Mo	9649.39	9223.485

Bloc E :

Tableau IV-52: calcul du moment de renversement (bloc E)

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+5.00	154,916719	154,916719	1453.05	1452.95
+18.45	1382,44317	1382,44317	47847.31	47843.98
		∑Mo	49300.36	49296.93

Bloc F :

Tableau IV-53: calcul du moment de renversement (bloc F)

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+4.00	**133.53**	**133.53**	1852.52	1741.36

	∑Mo	1852.52	1741.36

Bloc G et H :

Tableau IV-54: calcul du moment de renversement (bloc G et H)

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+3.60	14,7219459	14,7219459	529,98	529,98
+7.20	29,4438918	29,4438918	2119,94	2119,94
+10.80	44,1658377	44,1658377	4769,87	4769,87
+14.40	58,8877836	58,8877836	8479,78	8479,78
+18.00	73,6097295	73,6097295	13249,66	13249,66
+21.60	88,3316755	88,3316755	19079,51	19079,51
+25.20	103,053621	103,053621	25969,34	25969,34
+34.24	220,225514	220,225514	75404,72	75404,72
		∑Mo	106976.82	106976.82

IV.4.4.3.Moment stabilisant:

Bloc A et B :

Tableau IV-55: calcul du moment stabilisant (bloc A et B) :

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+5.00	16865,181	14,99	12,36	208453,638	252809,065
+9.50	12552,552	17,75	13,59	170589,179	222807,794
		∑Mt		379042,817	475616,859

Donc il faut vérifier que : $\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$ [2]

Tableau IV-56: Vérification de stabilisation (bloc A et B)

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox}(kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$
379042,81	475616,85	65970,65	65970,65	5,74	7,20	C.V

Bloc C et D :

Tableau IV-57: calcul du moment stabilisant (bloc C et D)

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+5.00	1571,6695	9,58	11,96	18797.16	15056.59
+9.50	1470,6769	9,20	11,47	16868.66	13530.22
		∑Mt		35665.82	28686.81

Donc il faut vérifier que : $\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$ [2]

Tableau IV-58: Vérification de stabilisation (bloc C et D)

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox}(kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$
35665,82	28686,81	5154,09	5154,09	6,91	5,56	C.V

Bloc E :

Tableau IV-59: calcul du moment stabilisant (bloc E)

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+5.00	2266.2357	12	12	27194.83	27194.83
+18.45	5480.5961	12	11.97	65602.73	65767.15
		∑Mt		92797.56	92961.98

Donc il faut vérifier que : $\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$ [2]

Tableau IV-60 : Vérification de stabilisation (bloc E)

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox}(kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$
92797,56	92961,98	26280,66	26280,66	3,53	3,53	C.V

Bloc F:

Tableau IV-61 : calcul du moment stabilisant (bloc F)

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+4.00	747.65	12	2.5	3738.25	8971.8
		∑Mt		3738.25	8971.8

Donc il faut vérifier que : $\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$ [2]

Tableau IV-62 : Vérification de stabilisation (bloc F)

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox}(kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$
3738,25	8971,8	534,12	534,12	6,99	16,79	C.V

Bloc G et H :

Tableau IV-63: calcul du moment stabilisant (bloc G et H)

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+3.60	4811	2.88	2.88	13855,68	13855,68
+7.20	4811	2.88	2.88	13855,68	13855,68
+10.80	4811	2.88	2.88	13855,68	13855,68
+14.40	4811	2.88	2.88	13855,68	13855,68
+18.00	4811	2.88	2.88	13855,68	13855,68
+21.60	4811	2.88	2.88	13855,68	13855,68
+25.20	4811	2.88	2.88	13855,68	13855,68
+34.24	7566,7	2.88	2.88	21792,096	21792,096
		∑Mt		168781.856	168781.856

Donc il faut vérifier que : $\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$ [2]

Tableau IV-64: Vérification de stabilisation (bloc G et H)

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox}(kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$
168781,85	168781,85	14960,38	14960,38	11,28	11,28	C.V

IV.5.5.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_k = R.\,\delta e[1]\blacktriangleright\blacktriangleright [Art4.4.3] \blacktriangleleft\blacktriangleleft$$

- δ_e: Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon [1]: ►► [Art5.10] ◄◄: le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta k \text{ limite} = 0.01 * h_e$$

Avec :

- h_e : la hauteur de l'étage k.

Bloc A et B :

Tableau IV-65: Vérification des déplacements entre-étage sens X et Y (bloc A et B)

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+0.00	0,0	0.00			
+5.00	0,1	0.4	0.4	5	Oui
+9.50	0,2	0.8	0.00	4.5	Oui

Bloc C et D :

Tableau IV-66 : Vérification des déplacements entre-étage sens X (bloc C et D)

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+0.00	0.00	0.00			
+5.00	0,4	1.60	1.60	5	Oui
+9.50	0,9	3.60	2.00	4.5	Oui

Tableau IV-67: Vérification des déplacements entre-étage sens Y (bloc C et D)

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+0.00	0.00	0.00			
+5.00	0.30	1.20	1.20	5.00	Oui
+9.50	0.70	2.80	1.60	4.50	Oui

Bloc E:

Tableau IV-68: Vérification des déplacements entre-étage sens X et Y(bloc E)

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+0.00	0.00	0.00			
+5.00	0,4	1.6	1.6	5.00	Oui
+18.45	1,1	4.4	2.8	13.45	Oui

Bloc F :

Tableau IV-69: Vérification des déplacements entre-étage sens X et Y(bloc F)

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+0.00	0.00	0.00			

			0.5	4.00	Oui
+4.00	0,1	0.5			

Bloc G et H :

Tableau IV-70 : Vérification des déplacements entre-étage sens X et Y (bloc G et H)

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+3.60	0.00	0.00	0.4	3.60	Oui
+7.20	0.1	0.4	0.4	3.60	Oui
+10.80	0.2	0.8	0.4	3.60	Oui
+14.40	0.3	0.12	0.4	3.60	Oui
+18.00	0.4	0.16	0.4	3.60	Oui
+21.60	0.5	2	0.4	3.60	Oui
+25.20	0.6	2.4	0.8	3.60	Oui
+34.24	0.8	3.2			

IV.5.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] ►► [Art.5.9] ◄◄

Les effets du 2éme ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$0.10 \leq_k \ / \ V_k * h_k \Delta = P_k * \theta$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

≤ 0.20, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en θSi $0.10 <$ amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

> 0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.θSi

Bloc A et B :

Tableau IV-70: Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx}(KN)	Δ_{kx}(cm)	θ	0.10≤θ
+5.00	29417,73	3578.67	8639.43	0.4	0.0022	C.V
+9.50	12552,55	5060.76	5060.76	0.00	0.0000	C.V

Tableau IV-71: Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iY} (KN)	V_{kY}(KN)	Δ_{kY}(cm)	θ	0.10≤θ
+5.00	29417,73	3578.67	8639.44	0.4	0.0027	C.V
+9.50	12552,55	5060.76	5060.76	0.00	0.0000	C.V

Bloc Cet D :

Tableau IV-72: Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx}(KN)	$_{kx}$(cm)Δ	θ	0.10≤θ
+5.00	3042.346	235.45	654.066	1.60	0.014	C.V
+9.50	1470,6769	418.61	418.61	2	0.00073	C.V

Tableau IV-73: Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iY} (KN)	V_{kY}(KN)	$_{kY}$(cm)Δ	θ	0.10≤θ
+5.00	3042.346	235.45	654.066	1.2	0.016	C.V
+9.50	1470,6769	418.16	418.61	1.6	0.006	C.V

Bloc E :

Tableau IV-74 : Vérification l'effet P-Δ sens X (bloc E)

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx}(KN)	$_{kx}$(cm)Δ	θ	0.10≤θ
+5.00	7746.83	154.91	1537.35	1.6	0.016	C.V
+18.45	5480.5961	1382.44	1382.44	2.8	0.006	C.V

Tableau IV-75 : Vérification l'effet P-Δ sens Y (bloc F)

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky}(KN)	$_{ky}$(cm)Δ	θ	0.10≤θ
+5.00	7746.83	290.59	2883.76	1.6	0.0085	C.V
+18.45	5480.5961	2593.17	2593.17	2.8	0.0032	C.V

Bloc F :

Tableau IV-76: Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx}(KN)	Δ_{kx}(cm)	θ	0.10≤θ
+4.00	747.65	435.34	435.34	0.005	0.0021	C.V

Tableau IV-77 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iY} (KN)	V_{kY}(KN)	$_{kY}$(cm)Δ	θ	0.10≤θ
+5.00	747.65	435,34	435,34	0.50	0.0021	C.V

Bloc G et H :

Tableau IV-78: Vérification l'effet P-Δ sens X et Y (Bloc G, H)

h_k (m)	P_k (KN)	F_i (KN)	V_k(KN)	Δ_k(cm)	θ	θ≤ 0.10
+3.60	41243.7	147,21	6324.32	0.4	0,072	C.V
+7.20	36432.7	294,43	6177.11	0.00	0.032	C.V
+10.80	31621.7	441,65	5882.68	0.00	0.019	C.V
+14.40	26810.7	588,87	5441.03	0.4	0,0136	C.V
+18.00	21999.7	736,09	4852.16	0.00	0.01	C.V
+21.60	17188.7	883,31	4116.07	0.4	0,0077	C.V
+25.20	12377.7	1030,52	3232.76	2	0,006	C.V
+34.24	7566.7	2202,24	2202.24	6.84	0,008	C.V

IV.5.7.Vérification des sollicitations normales : [1]►► [Art.7.4.3.1] ◄◄:

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance du béton a la compression.

Bloc A et B :

Tableau IV-79: vérifications des sollicitations normales (bloc A etB)

	N_d (KN)	B_c (mm²)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
+5.00	1305.19	490000	25	0.10	C.V
+9.50	456.16	490000	25	0.037	C.V

Bloc C et D :

Tableau IV-80: vérifications des sollicitations normales (bloc C etD)

	N_d (KN)	B_c (mm²)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
+5.00	1497.08	230400	25	0.25	C.V
+9.50	554.34	184900	25	0.12	C.V

Bloc E :

Tableau IV-81: vérifications des sollicitations normales (bloc E)

	N_d (KN)	B_c (mm²)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
+5.00	3276.69	490000	25	0.26	C.V
+13.00	1700.91	490000	25	0.14	C.V

Bloc F:

Tableau IV-82 : vérifications des sollicitations normales (bloc F)

	N_d (KN)	B_c (mm²)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
RDC	62.07	360000	25	0.0068	C.V

Bloc G et H:

Tableau IV-83: vérifications des sollicitations normales (blocs G et H)

	N_d (KN)	B_c (mm²)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
+3.60	958.85	250000	25	0,15	C.V
+7.20	777.97	160000	25	0,12	C.V
+10.80	651.05	160000	25	0,10	C.V
+14.40	516.84	160000	25	0,08	C.V
+18.00	386.83	160000	25	0,06	C.V
+21.60	240.04	160000	25	0,03	C.V
+25.20	167.21	160000	25	0,02	C.V
+34.24	5.45	160000	25	0,0008	C.V

IV.5.8.Justification de la largeur du joint : [1]►► [Art 5.8] ◄◄ :

Notre structure comporte un joint de rupter, les blocs voisins doivent être séparés par un joint dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$\mathbf{d_{min} = 15\ mm + (\delta 1 + \delta 2)\ mm \geq 40\ mm}$$

Avec δ_1 et δ_2 déplacements maximaux calculés au niveau du sommet de chaque bloc

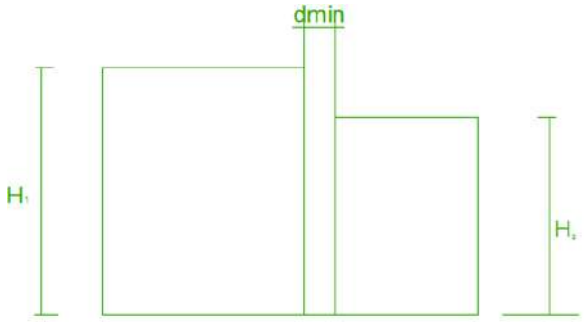


Figure IV-10 : largeur minimum du joint

D'après les résultats des déplacements obtenus on peut évaluer le joint comme suit :

Tableau IV-84 : largeur minimum du joint

	δ_1(mm)	δ_2(mm)	d_{min} (mm)	$d_{min} \geq 40$ mm	$d_{adoptées}$ (mm)
Block A et B	4	4	23	C.N.V	40
Block A et C	4	28	47	C.V	50
Block C et E	28	44	87	C.V	90
Block C et G	36	8	59	C.V	60
Block E et F	44	5	64	C.V	80

CONCLUSION:

Après l'étude séismique on a trouvé que les redimensionnements des poteaux ne sont pas vérifiés donc on a changé ces redimensionnements comme suit :

Les blocs A, B et E ont la même dimension 70* 70.

Les blocs C, D, F, G et H ont la même dimension 50* 50.

IV-2. étude de vent :

IV-2-1. Introduction :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction. Ces forces dépendant aussi de plusieurs autres paramètres:

- la région.
- Le site.
- L'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

Notre projet calcule action de vente sur le minaret.

IV.2.2. l'action de vent : (9)

- Principe de calcul
  Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des direction
- Perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

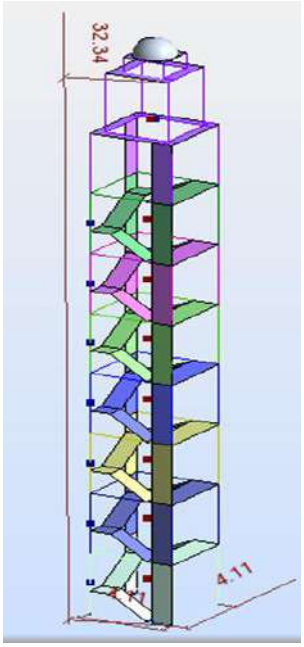


Fig. IV-11 : Action de vent

V1 : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction XX.

V2 : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la directionYY.

IV-2.3. Application du R N V 99 :(9)

La vérification de la stabilité d'ensemble

Le RNV 99 imposé un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Données relatives au cite :

Terrain de catégorie IV (art 1.1.3 RNV99).

KT: facteur de terrain.

Z 0:Paramètre rugosité (en m).

Z min :hauteur minimale (en m).

Z :Hauteur considérée.

ε: Coefficient utilise pour calcule de coefficient C_d.

D'après le tableau (2.4 RNV99) ona

K_T = 0.24, Z_0 = 1m , Z_{min} = 16 m , ε = 0.46

C_T : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent.

Sa valeur donnée par le tableau (2.5 RNV) Site plat → C_T (Z_{eq}) =1.

q_{ref} : est donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone de vent.

Dans cette étude : Zone I → q_{ref}=375 N/m^2

La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction doit passer par les étapes suivantes :

IV-2-3.1/Détermination du coefficient dynamique C_d : (9)

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de C_d :

La structure du bâtiment étant en béton armé. On utilise la formule (A1.1) donnée de annexe 4 de RNV99 la lecture pour h = 32.30 m et b = 4.11 m.

$$C_d = \frac{1+2.g.Iv\,(Z_{eq})\sqrt{Q^2+R^2x}}{1+2.g.Iv\,(Z_{eq})}$$

Après le calcule : $C_d \approx 0.98$

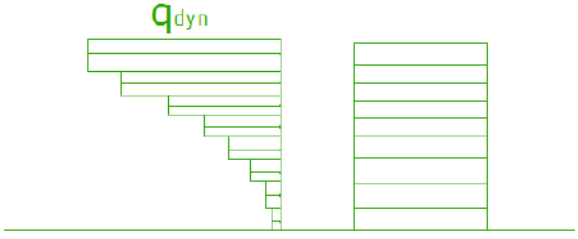
Cd dans est inférieur à 1,2 ; donc notre structure est peu sensible auxexcitations dynamiques.

IV-2-3.2-Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}: (9)

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à article .3.1.1 des RNV99.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieur à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surfaces, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec n étant le nombre de niveaux de la construction.



La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12 RNV99).

Structure permanente → $q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$.

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j.

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : est donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone de vent.

C_e : Coefficient d'exposition au vent. et calcule par la formule :

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times \left(1 + \frac{7K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)}\right)$$

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent; sa valeur est définit par la loi logarithmique.

$Z_{min} \leq Z \leq 200$ m → $C_r(Z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{Z}{Z0}\right)$.

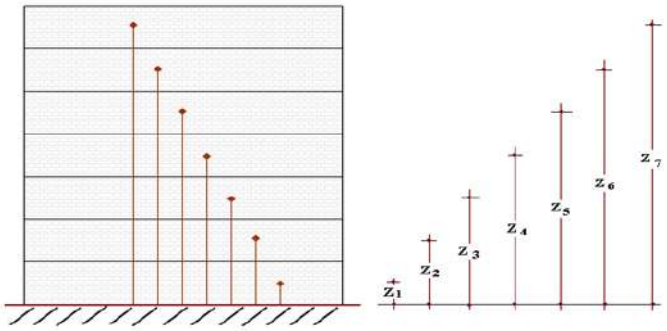


Tableau IV-85 : Répartition de la pression dynamique

Z_j (m)	Cr	Ce	q_{dyn} N/m^2
3,6	-0,357	-0,47	-176,25
7,2	-0,19	-0,28	-105
10,8	-0,094	-0,15	-56,25
14,4	-0,025	-0,04	-15
18	0,028	0,04	15
21,6	0,072	0,12	45
25,2	0,109	0,19	71,25
28,8	0,141	0,25	93,75
32,4	0,169	0,31	116,25
32.90	0.169	0,32	120

Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe :(9)

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendant de la dimension de la surface chargée.

C_{pe}s'obtient à partir de la formule suivante :

$C_{pe} = C_{pe.1}$…….. si $S \leq 1m^2$

$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \lg_{10}(S)$…….. si $1m^2 \leq S \leq 10m^2$

si $S \geq 10m^2$ $Cpe = Cpe_{.10}$……..

S:la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10$ m^2 donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

a- Parois verticales :

h = 32.30 m; b = 4.11 m.

e = Min (b, 2h)

e = Min (4.11, 2x32.30). ⇒

e = 4.11 m.

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

b = 4.11 m

h : La hauteur total de la construction.

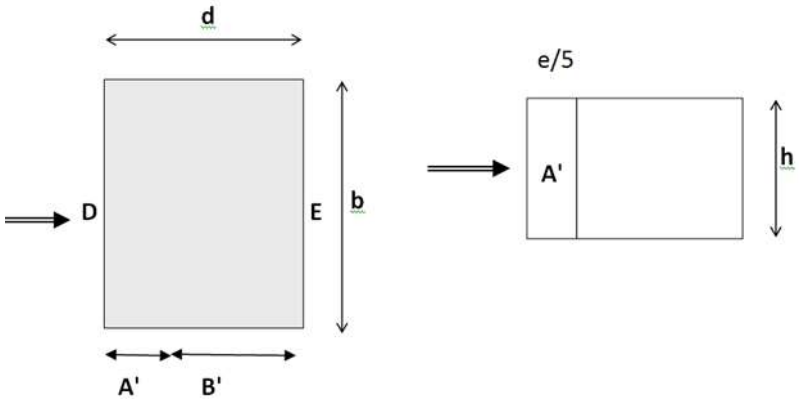


Fig. IV-12 : Vue en plan

D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

Tab. Iv-86: les cœfficients de pression externe

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

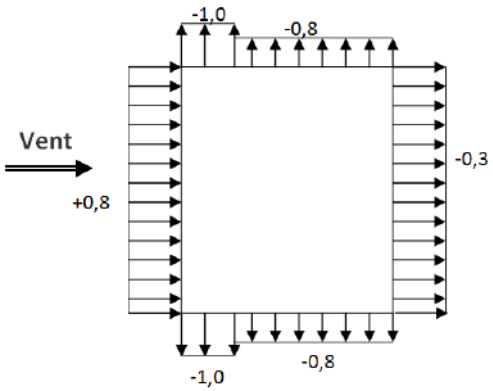


Fig IV-13 : schéma des cœfficients de pression externe

b. la coupole :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4%. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient $C_{pe.10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

e = Min [b ; 2h]

b: dimension du coté perpendiculaire au vent

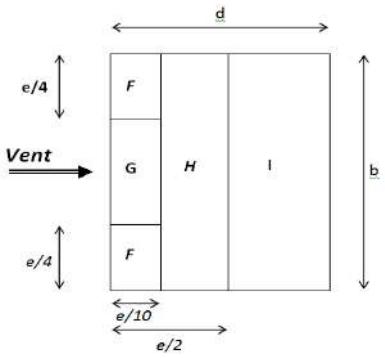


Fig IV-14 :vue en plan

Tableau IV-87: les cœfficients de pression externe de la coupole.

	F		G		H		I	
avec coupole	$C_{pe\ 10}$	$C_{pe\ 1}$	$C_{pe\ 10}$	$C_{pe\ 1}$	$C_{pe\ 10}$	$C_{pe\ 1}$	$C_{pe\ 10}$	$C_{pe\ 1}$
$H_p/h = 0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	
$H_p/h = 0.05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	±0.2	
$H_p/h = 0.1$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	±0.2	

Dans notre cas $h_p/h = 0.6/32.30 = 0.02$

Pour b = 4.11 m :

e = min (4.11 ; 2×32.30) = min (4.11 ; 64.60) ; donc e=4.11m.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la figure suivante :

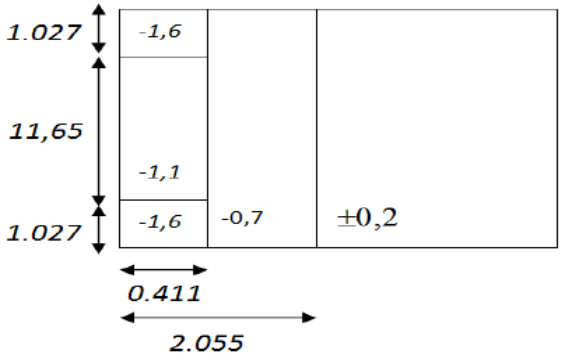


Fig IV-15:vue en plan

D) Détermination des coefficients de pression intérieure Cpi :(9)

Des minarets sans cloisons intérieures pour les quels μ_p ne peut être déterminé (dossier technique incomplet),donc Le coefficient de pression intérieure Cpi égale :0.8 et -0.5(art 2.2 P94).

E) Détermination du coefficient de pression de vent Cp :

Le coefficient de pression Cp est calculé à l'aide de la formule suivante :
$C_p = C_{pe} - C_{pi}$

Tableau IV-88: le cœfficients de pression

C_{pi}=0,8				Cpi = - 0.5			
Zone	C_{pi}	C_{pe} =C_{p10}	C_p	Zone	C_{pi}	C_{pe} =C_{p10}	C_p
A'	0.8	-1	-1,8	F	-0,5	-1.4	-0,9
B'	0.8	-0.8	-1,6	A'	-0,5	-1	-0.5
D	0.8	0.8	0	G	-0,5	-0,9	-0,4
I	0,8	-0.2	-0.10	B'	-0,5	-0.8	-0,3
E	0.8	-0.3	-1,1	H	-0,5	-0.7	-0.2
H	0.8	-0.7	-1,5	E	-0,5	-0.3	0,2
G	0.8	-0,9	-1,7	I	-0,5	-0.2	0,3
F	0.8	-1.4	-2,2	D	-0,5	0.8	1.3

F-calcul de la pression due au vent : (9)

La pression due au vent qj qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :
$q_j = C_d \times W(z_j)$.
C_d : cœfficient dynamique.

W : est la pression nette exerce sur l'élément de surface j calculée à la hauteur zj relative à l'élément de surface j

W (zj) est donnée par de la formule suivante :

$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j)(C_{pe} - C_{pi})$ en [N/m²]

D'ou:

$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times C_p$.

Pour C_{pi}= 0,8 :

ZONE	C_p	W_j	Q_J
A'	-1,8	-211.37	-207,1426
B'	-1,6	-187.88	-184,1224
E	-1,1	-129.17	-126,5866
D	0	0	0

Pour C_{pi}= - 0,5 :

ZONE	C_p	W_j	Q_J
A'	-0.5	-58.71	-57,5358
B'	-0.3	-35.23	-34,5254

E	0.2	23.46	22,9908
D	1.3	152.66	149,6068

G- Calcul des forces de frottement :(9)

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du Vent.

La force de frottement F_{fr}est donnée par :

$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Zj) \times C_{frj} \times S_{frj})$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j: La hauteur du centre de l'élément j.

S_{frj} : Aire de l'élément de surface j.

C_{frj}: Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

D'après le tableau (2.1 RNV99).

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport (d/b ≥ 3), et le rapport (d/h ≥ 3), soient vérifié ; ou b la dimension de la construction Perpendiculaire à la direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

b=4.11m; d=4.11 m; h=32.30m.

(d/b) = (4.11 /4.11) =1< 3 …….. Non vérifiée.

(d/h) = (4.11 /32.30) = 0.127 < 3 ……. Non vérifiée.

La force de frottement n'est pas applicable

Détermination de la force résultante

La force résultant R se décompose en deux forces ; horizontales et verticale (voir la figure ci – après):

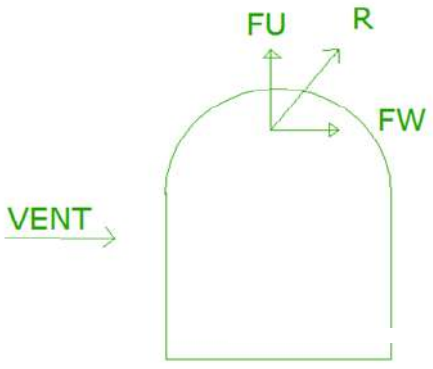


Fig IV-16 :La force résultante R

F_w:Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales dela construction et de la composante horizontaleAppliquée à la toiture.

Fu: composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$$

$\sum$: La somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j : (daN/m²) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.

S_j : (m²) est l'aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : (daN) désigne les forces de frottement éventuelles.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Tableaux IV-89: Les forces horizontales et verticales

Z_J (m)	ZONE	S(X) (m^2)	q_{dyn} ($_{N/m}{}^2$)	$q_J(X)$	R (N)
3,6	-1,1	132.75	-176,25	189,9975	25222,1681
7,2			-105	113,19	15025,9725
10,8			-56,25	60,6375	8049,62813
14,4			-15	16,17	2146,5675
18			15	-16,17	-2146,5675
21,6			45	-48,51	-6439,7025
25,2			71,25	-76,8075	-10196,1956
28,8			93,75	-101,0625	-13416,0469
32,3			116,25	-125,3175	-16635,8981
32.90	-2,2	8.44	120	-258,72	-2183,5968
	-1,7		120	-199,92	-1687,3248
	-1,5		120	-176,4	-1488,816

$R_X = R_y =$ -3.75KN

Remarque :

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et vue que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismique

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

V.1 .Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q + E
  - ✓ E.L.S G + Q

- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - ✓ G +Q + E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tab. V. 1 : Les données de calcule

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$=1,5\gamma_b$	$=1,15\gamma_s$	$= 1,15\gamma_b$	$=1,00\gamma_s$
$= 25$ MPa σ_b	Fe E 400	$=25$ MPa σ_b	Fe E 400
$= \overline{\sigma_b}$ 14,2MPa	$=348\sigma_s$	$=18,48$ MPa $\overline{\sigma_b}$	$= 400\sigma_s$

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

a. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.
  - b : largeur de la poutre.
  - S_t : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
    - $S_t \leq h / 2$ en Zone courante.
    - $S_t \leq \min (h / 4 ; 12\phi)$ en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

Tab. V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

Bloc / Section		Niveau	position	Mu (KN.m)	N° élémen	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
A / (40*60)	Interm.	Terrasse	Travée	15.18	397	1.35G+1.5 Q	0	0.78	6HA16=12.05
			Appui	-32.13	398	1.35G+1.5 Q	0	1.65	6HA16=12.05
		Etages	Travée	54.17	247	1.35G+1.5 Q	0	2.81	6HA16=12.05
			Appui	-94.79	247	1.35G+1.5 Q	0	4.97	6HA16=12.05
		Entresol	Travée	86.17	48	1.35G+1.5 Q	0	4.50	6HA16=12.05
			Appui	-146.82	48	1.35G+1.5 Q	0	7.82	6HA16=12.05
	Rive	Terrasse	Travée	21.14	370	1.35G+1.5 Q	0	1.09	6HA16=12.05
			Appui	-43.80	370	1.35G+1.5 Q	0	2.27	6HA16=12.05
		Etages	Travée	27.96	210	1.35G+1.5 Q	0	1.44	6HA16=12.05
			Appui	-49.32	210	1.35G+1.5 Q	0	2.55	6HA16=12.05
		Entresol	Travée	33.22	3	1.35G+1.5 Q	0	1.71	6HA16=12.05
			Appui	-65.87	3	1.35G+1.5 Q	0	3.42	6HA16=12.05
C / (35*50)	Interm.	Terrasse	Travée	203.66	31	1.35G+1.5 Q	0	14	7HA16=14.07
			Appui	-345.26	75	1.35G+1.5 Q	0	26.98	9HA20=28.27
		Etages	Travée	361.54	76	1.35G+1.5 Q	0	28.10	9HA20=28.27
			Appui	-350	76	1.35G+1.5 Q	0	27.70	9HA20=28.27
	Rive	Terrasse	Travée	126.84	61	1.35G+1.5 Q	0	7.17	6HA14=9.23
			Appui	+ 170.15	84	G+Q+Ex	0	9.83	8HA14=12.31
		Etages	Travée	139.12	17	0.8G-Ex	0	7.95	6HA14=9.23
			Appui	+ 224.59	77	G+Q+Ex	0	13.34	8HA16=16.09
E / (35*50)	Interm.	Terrasse	Travée	64.98	80	1.35G+1.5Q	0	4.17	5HA16=10.05
			Appui	+141.59	80	G+Q+Ey	0	8.10	5HA16=10.05
	Rive	Terrasse	Travée	266.01	112	0.8G+Ey	0	16.09	6HA20=18.84
			Appui	+290.17	112	0.8G+Ex	0	17.78	6HA20=18.84
		Etages	Travée	8.82	114	1.35G+1.5Q	0	0.55	5HA16=10.05
			Appui	+264.48	116	0.8G+Ex	0	15.99	6HA20=18.84
F/30 *45	Rive	Terrasse	Travée	48.57	11	1.35G+1.5Q	0	3.50	5HA14=7.69
			Appui	+96.66	11	1.35G+1.5Q	0	7.26	6HA14=9.23
G /(30*50)	Rive	Terrasse	Travée	68.65	403	0.8G+Ex	0	3.83	5HA14=7.69
			Appui	+88.56	403	G+Q+Ey	0	4.98	5HA14=7.69
		Etages	Travée	24.89	167	1.35G+1.5Q	0	1.56	5HA14 =7.69
			Appui	+43.89	167	G+Q+Ey	0	8.72	6HA14=9.23

Tab. V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.

Bloc		Niveau	position	Mu (KN.m)	N° éléme	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
A	Interm é.	Terras	Appui	-118.72	424	1.35G+1.5Q	0	7.81	6HA16=12.05
		Etages	Appui	-250	276	1.35G+1.5Q	0	18.11	6HA20=18.85
		Entre	Appui	-260	77	1.35G+1.5Q	0	18.75	6HA20=18.85
	Rive	Terras	Appui	-118.01	428	1.35G+1.5Q	0	7.78	5HA16=10.05
		Etages	Appui	-165.24	280	1.35G+1.5Q	0	11.17	6HA16=12.05
		Entre	Appui	-180.15	81	1.35G+1.5Q	0	12.36	6HA20=18.85
C	Interm.	Terras	Appui	-77.89	67	G+Q+Ey	0	4.94	4HA14=6.15
		Etages	Appui	-102.71	23	G+Q+Ey	0	6.60	6HA12=6.78
	Rive	Terras	Appui	-157.89	90	0.8G+Ey	0	10.47	7HA14=10.77
		Etages	Appui	-178.01	83	G+Q+Ey	0	11.95	6HA16=12.06
E	Inte	Terras	Appui	-91.43	89	$G+Q+E_X$	0	5.12	5HA16=10.05
	Rive	Terras	Appui	-40.28	203	G+Q+Ex	0	2.20	5HA16=10.05
		Etages	Appui	-263.76	196	0.8G+Ey	0	15.90	6HA20=18.84
F	Inte	Terras	Appui	-24.86	2	G+Q+Ey	0	1.73	6HA12=6.78
	Rive	Terras	Appui	-25.92	16	G+Q+Ey	0	1.81	6HA12=6.78
G	Rive	Terras	Appui	-88.51	406	G+Q+Ey	0	4.97	5HA14=7.69
	Rive	Etages	Appui	-55.64	170	G+Q+Ey	0	3.08	5HA14=7.69

C . Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à l'E.L.S :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :
  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa .et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :
  $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$) = 202 MPa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tab. V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale

Bloc		Niveau	position	M_{ser}(KN.m)	élement	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
A	Intermé	Terrasse	Travée	11.22	397	G+Q	12.05	0.59	18.33	C.V
			Appui	-23.46	398	G+Q	12.05	1.24	38.33	C.V
		Etages	Travée	40.16	247	G+Q	12.05	2.12	-	C.V
			Appui	-60.01	247	G+Q	12.05	3.17	-	C.V
		Entre sol	Travée	47.26	48	G+Q	12.05	2.49	77.21	C.V
			Appui	-99.55	48	G+Q	12.05	5.26	162.65	C.V
	Rive	Terrasse	Travée	15.21	370	G+Q	12.05	0.80	24.85	C.V
			Appui	-31.83	370	G+Q	12.05	1.68	52.00	C.V
		Etages	Travée	20.84	210	G+Q	12.05	1.10	34.05	C.V
			Appui	-36.64	210	G+Q	12.05	1.93	59.86	C.V
		Entresol	Travée	23.73	3	G+Q	12.05	1.25	38.77	C.V
			Appui	-47.07	3	G+Q	12.05	2.48	76.90	C.V
c	Intermé	Terrasse	Travée	149.19	31	G+Q	14.07	13.84	165.08	C.V
			Appui	-155	75	G+Q	28.27	13.09	160.18	C.V
		Etages	Travée	160	76	G+Q	28.27	14.5	177	C.V
			Appui	-200	76	G+Q	28.27	12.31	161.39	C.V
	Rive	Terrasse	Travée	54.94	62	G+Q	9.23	6.53	71.51	C.V
			Appui	-88.33	54	G+Q	12.31	8.90	103.45	C.V
		Etages	Travée	64.45	9	G+Q	9.23	5.08	63.27	C.V
			Appui	-120.57	10	G+Q	16.09	11.01	131.90	C.V
E	Intermed	Terrasse	Travée	47.55	80	G+Q	10.05	4,01	113,79	C.V
			Appui	-87.67	108	G+Q	10.05	7,40	201,81	C.V
	Rive	Terrasse	Travée	45.26	79	G+Q	18.84	3,12	59,87	C.V
			Appui	-87.01	79	G+Q	18.84	6,00	115,10	C.V
		Etages	Travée	6.53	114	G+Q	10.05	0,55	15,62	C.V
			Appui	-21.18	113	G+Q	18.84	1,46	28,01	C.V
F	Rive	Terrasse	Travée	35.54	11	G+Q	7.69	24.30	122.84	C.V
			Appui	-69	11	G+Q	9.23	7.85	200.63	C.V
G	Rive	Terrasse	Travée	8.57	403	G+Q	7.69	0.87	26.65	C.V
			Appui	-12.07	403	G+Q	7.69	1.23	37.53	C.V
		Etages	Travée	18.06	167	G+Q	7.69	1.85	56.16	C.V
			Appui	-24.30	167	G+Q	9.23	2.33	63.55	C.V

Tab. V. 5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

Bloc		Niveau	position	M_{ser}(KN.m)	élement	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
A	Intermé	Terrasse	Appui	-100.01	424	G+Q	12.05	7.94	201.55	C.V
		Etages	Appui	-123.65	276	G+Q	18.85	8.53	-	C.V
		Entre sol	Appui	-120.87	77	G+Q	18.85	8.34	159.82	C.V
	Rive	Terrasse	Appui	-66.79	414	G+Q	10.05	5.64	159.84	C.V
		Etages	Appui	-100.14	280	G+Q	12,05	7.95	201.81	C.V
		Entre sol	Appui	-114.47	81	G+Q	18.85	7.89	151.36	C.V
C	Intermé d	Terrasse	Appui	-17.80	72	G+Q	6.15	1.79	20	C.V
		Etages	Appui	-17.78	28	G+Q	10.77	1.46	18.05	C.V
	Rive	Terrasse	Appui	-18.12	90	G+Q	12.06	1.43	17.88	C.V
		Etages	Appui	-16.66	83	G+Q	6.78	1.61	19.03	C.V
E	Rive	Terrasse	Appui	-22.85	20	G+Q	10.05	1,93	54,68	C.V
	Rive	Etages	Appui	-15.27	151	G+Q	18.84	1,05	20,20	C.V
F	Inter	Terrasse	Appui	-4.93	2	G+Q	6.78	0.76	21.90	C.V
	Rive	Terrasse	Appui	-4.39	3	G+Q	6.78	0.68	19.50	C.V
G	Rive	Terrasse	Appui	-12.04	406	G+Q	7.69	1.23	37.44	C.V
	Rive	Etages	Appui	-36.02	170	G+Q	7.69	3.69	112.01	C.V

D. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

- $A_{tendue} \geq A_{min}$ CBA
- $A_{Travée} \geq A_{min}$ RPA et $A_{Travée} \leq A_{max}$ RPA

$A_{appui} \geq A_{min}$ RPA et $A_{appui} \leq A_{max}$ RPA

Tab. V.6 : vérification des poutres principales selon la condition CBA et RPA.

Bloc	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max}RPA (cm^2)	A_{max} RPA (cm^2)	Vérification
A	12.05	1.75	8.75	70	105	C.V
	18.85	1.75	8.75	70	105	
	10.05	1.75	8.75	70	105	
C	6.15	1.75	8.75	70	105	C.V
	10.77	1.75	8.75	70	105	
	12.06	1.75	8.75	70	105	
	6.78	1.75	8.75	70	105	
E	10.05	1.75	8.75	70	105	C.V
	18.84	1.75	8.75	70	105	
F	6,78	1.2	6	48	72	C.V
G	7.69	1.5	7.5	60	90	C.V

Tableau V.7: vérification des poutres secondaire selon la condition CBA et RPA

	$A_{adoptée}(cm^2)$	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{maxT}RPA (cm^2)	$A_{max\ A}$ RPA (cm^2)	Vérification
Bloc A	12.05	2.4	12	96	144	C.V
Bloc C	14.07	1.75	8.75	70	105	C.V
	28.27	1.75	8.75	70	105	
	9.23	1.75	8.75	70	105	
	12.31	1.75	8.75	70	105	
	16.09	1.75	8.75	70	105	
Bloc E	10.05	1.75	8.75	70	105	C.V
	18.84	1.75	8.75	70	105	
Bloc F	7,69	1.35	6.75	54	81	C.V
	9,23	1.35	6.75	54	81	
Bloc G	7.69	1.5	7.5	60	90	C.V
	9.23	1.5	7.5	60	90	

E. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

T_u: effort tranchant

Tab. V.8 :Calcule de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tab. V. 9: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales .

Bloc		Niveau	Vu (KN)	combinaison	τ_u(MPa)	(MPa)$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
A	Intermé	Terrasse	-26.89	1.35G+1.5Q	0.11	2.5	C.V
		Etages	202.19	1.35G+1.5Q	0.88	3.3	C.V
		Entre sol	-161.04	1.35G+1.5Q	0.70	3.3	C.V
	Rive	Terrasse	34.32	1.35G+1.5Q	0.15	2.5	C.V
		Etages	-56.37	1.35G+1.5Q	0.24	2.5	C.V
		Entre sol	-79.83	1.35G+1.5Q	0.35	2.5	C.V
C	Intermédiaire	Terrasse	275.07	1.35G+1.5Q	1.70	2.5	C.V
		Etages	500	1.35G+1.5Q	3.10	3.3	C.V
	Rive	Terrasse	200.05	G+Q+Sx	1.24	3.26	C.V
		Etages	264.63	G+Q+Sx	1.64	3.26	C.V
E	Inte	Terrasse	117.60	1.35G+1.5Q	0.71	2.5	C.V
	Rive	Terrasse	240.60	G+Q+Sx	1.46	3.26	C.V
		Etages	249.06	0.8G+Sx	1.51	3.26	C.V
F	Rive	Terrasse	94.74	1.35G+1.5Q	0.92	2.5	C.V
G	Rive	Terrasse	188.72	0.8G-Sx	1.33	3.26	C.V
	Rive	Etages	41.58	1.35G+1.5Q	0.29	3.26	C.V

Tableau V.10: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaire

Bloc		Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
A	Intermé	Terrasse	159.75	G+Q+Sy	0.97	2.5	C.V
		Etages	320.75	1.35G+1.5Q	1.94	3.3	C.V
		Entre sol	323.42	1.35G+1.5Q	1.96	3.3	C.V
	Rive	Terrasse	115.73	1.35G+1.5Q	0.70	2.5	C.V
		Etages	159.73	1.35G+1.5Q	0.94	2.5	C.V
		Entre sol	158.57	1.35G+1.5Q	0.96	2.5	C.V
C	Intermé	Terrasse	30.76	0.8G-Sy	0.19	2.5	C.V
		Etages	41.55	G+Q+Sy	0.25	3.3	C.V
	Rive	Terrasse	192.74	G+Q+Sy	1.19	3.26	C.V
		Etages	227.45	G+Q+Sy	1.41	3.26	C.V
E	Inte	Terrasse	36.98	G+Q+Sy	0.20	3.26	C.V
	Rive	Terrasse	21.18	G+Q+Sy	0.13	3.26	C.V
		Etages	18.38	G+Q+Sy	0.12	3.26	C.V
F	Inte	Terrasse	14.10	G+Q+Sy	0.32	3.26	C.V
	Rive	Terrasse	14.53	G+Q+Sy	0.18	3.26	C.V
G	Rive	Terrasse	190.55	G+Q+Sy	1.35	3.26	C.V
		Etages	44.46	1.35G+1.5Q	0.31	3.26	C.V

V.2.3. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235 .

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

:

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

			CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
	Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC)(cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC)(cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
BLOC A	40*60	0.88	40	1.6	15	30	3.10	15	30	4Ø10
	35*50	1.96	40	1.4	12.5	25	2.62	15	25	4Ø10
BLOC C	35*50	1.70	40	1.4	12.5	25	1.31	15	25	4Ø8
	35*50	3.10	40	1.4	12.5	25	1.31	15	25	4Ø8
BLOC E	35*50	1.51	40	1.4	12.5	25	2.62	15	25	4Ø10
	35*50	0.2	40	1.4	12.5	25	2.62	15	25	4Ø10
BLOC F	30*45	0.92	38	1.14	11.5	22.5	2.01	15	25	4Ø8
	30*40	0.32	40	1.20	10	20	1.8	10	20	4Ø8
BLOC G	30*50	1.33	40	1.2	12.5	25	2.25	15	25	4Ø10
	30*50	1.35	40	1.2	12.5	25	2.25	15	25	4Ø10

V.2.4. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80.

Tableau V .12 : Vérification de la flèche des poutres

		1ere condition			2eme condition			3eme condition		
		$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
BLOC A	PP	0.093	0.062	C.V	0.093	0.08	C.V	0.005	0.0105	C.V
	PS	0.083	0.062	C.V	0.083	0.08	C.V	0.01	0.01	C.V
BLOC C	PP	0.65	0.062	C.V	0.65	0.08	C.V	0.017	0.0105	C.N.V
	PS	0.83	0.062	C.V	0.83	0.08	C.V	0.0073	0.0105	C.V
BLOC E	PP	0.083	0.062	C.V	0.083	0.08	C.V	0.011	0.0105	C.N.V
	PS	0.083	0.062	C.V	0.083	0.08	C.V	0.011	0.0061	C.N.V
BLOC F	PP	0.075	0.062	C.V	0.075	0.08	C.N.V	0.006	0.0105	C.V
	PS	0.08	0.062	C.V	0.08	0.08	C.V	0.006	0.0105	C.V
BLOC G	PP	0.12	0.062	C.V	0.12	0.08	C.V	0.0065	0.0105	C.V
	PS	0.12	0.062	C.V	0.12	0.08	C.V	0.0054	0.0105	C.V

- ✓ Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire pour les poutres.

Bloc C :

- Poutre principale :
  - **Évaluation détaillée de la flèche : F** Limite= $\frac{L}{1000} + 5 = \frac{7600}{1000} + 5 = 12.60$ mm

Tableau V.13 : Vérifications détaillée de la flèche des poutres

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	Z	σ_s(MPa)	M	λ_i	λ_v
160	28.27	29.29	0.017	59.02	958.79	0.94	1.22	0.48
I (cm^4)	I_{fi}(cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf(mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
$5.59x10^5$	$2.90x10^5$	$3.89x10^5$	7.6	9.88	21.92	12.03	12.60	C.V

Bloc E:

- Poutre principale :

➢ **Évaluation détaillée de la flèche :** $F_{limite} = \frac{L}{1000} + 5 = \frac{6000}{1000} + 5 = 11$ mm

Tableau V.14 : Vérifications détaillée de la flèche des poutres principale.

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	F_{t28} (MPa)	σ_s(MPa)	M	λ_i	λ_v
45.26	18.84	29.36	0.017	2.1	266.90	0.823	1.19	0.47
I (cm^4)	I_{fi}(cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf(mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f<f_{adm}$
$5.74x10^5$	$3.17x10^5$	$4.11x10^5$	6	1.59	3.65	2.06	11	C.V

- Poutre secondaire :

➢ **Évaluation détaillée de la flèche :** $F_{limite} = \frac{L}{1000} + 5 = \frac{6000}{1000} + 5 = 11$ mm

Tableau V.15 :Vérifications détaillée de la flèche des poutres secondaires.

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	Z(cm)	σ_s(MPa)	M	λ_i	λ_v
22.85	10.05	26.74	0.0061	6.75	336.74	0.64	3.43	1.37
I (cm^4)	I_{fi}(cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf(mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f<f_{adm}$
$4.37x10^5$	$1.49x10^5$	$2.32x10^5$	6	1.70	3.28	1.56	11	C.V

Bloc F:

- Poutre principale :

➢ **Évaluation détaillée de la flèche :** $F_{limite} = \frac{L}{1000} + 5 = \frac{6000}{1000} + 5 = 11$ mm

Tableau V.16:Vérifications détaillée de la flèche des poutres principale

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	F_{t28} (MPa)	σ_s(MPa)	M	λ_i	λ_v
35.54	7.69	23.86	0.005	2.1	195.65	0.818	3.48	1.39
I (cm^4)	I_{fi}(cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf(mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f<f_{adm}$
$3.11x10^5$	$7.82x10^5$	$1.28x10^5$	6	5.08	9.23	4.15	11	C.V

V.2.5. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et à moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal.

V.2.5.1. Détermination des armatures longitudinales :

. Recommandations des règlements :1.1.5V.2.

- **Selon le CBA :**

$$A_l = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_l}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

  - La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

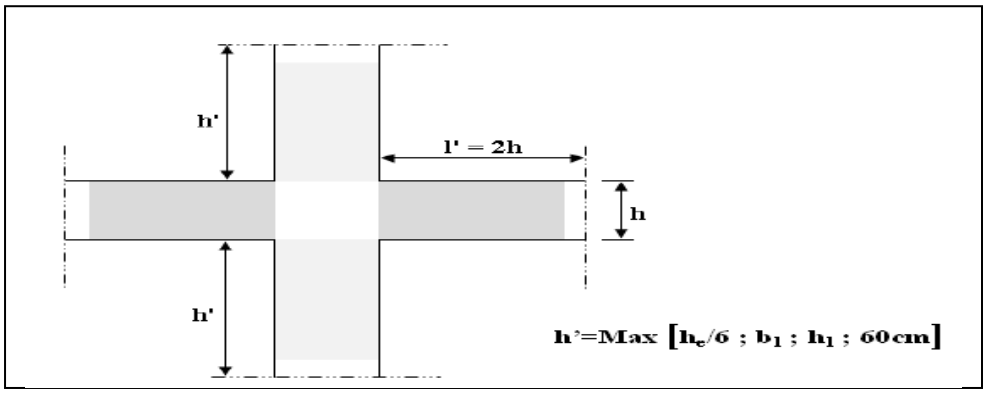


Figure V-1 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0{,}9\% \le \frac{A_l}{b.h} \le 3\% \ : \text{En zone courante}$$

$$0{,}9\% \le \frac{A_l}{b.h} \le 6\% \ : \text{En zone de recouvrement.}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - he : la hauteur d'étage.

. Sollicitations extrêmes de ferraillage :2.1.5V.2.

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- **1er cas : Influence de l'effort normal :**

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

- **2eme cas: Effort normal minimum :**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est par forcement le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.
Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

❖ **3eme cas : Influence du moment :**

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal.
L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.
Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

V.2.5.1.3. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3\, L_f^2 \,(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton

✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$

✓ Lf : longueur de flambement.

✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec $\ell 0$ sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}\left[\frac{l_0\,(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm\right]$$

V.2.5.1.4. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

❖ Situation durable:
- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ Situation accidentelle:
- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : $d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Tableau V.17 :Calcule le ferraillage des poteaux à l'ELU

Bloc	Niv	N° de	B (cm²)	Cas	N (KN)	M (KN.m)	Section	Situation	A_{cal} (cm²)	A'_{cal} (cm²)
A	Rive (Sous sol)	111	70*70	1	1169.54	0.81	SEC	Dur	1.97	0
		20		2	45.58	1.48	SEC	Acc	0.061	0
		18		3	362.86	50.03	SEC	Dur	0.48	0
	Rive (RDC+étage)	170	70*70	1	761.68	1.53	SEC	Dur	1.27	0
		315		2	1.13	0.11	SPC	Acc	27.19	0
		155		3	114.40	59.19	SPC	Dur	26.91	0
	Inter (Sous sol)	124	70*70	1	2038.73	0.75	SEC	Dur	0.021	0
		19		2	113.46	7.84	SEC	Acc	0.16	0
		135		3	923.97	59.73	SEC	Dur	1.40	0
	Inter (RDC+Etage)	183	70*70	1	1305.19	1.53	SEC	Dur	2.20	0
		167		2	39.56	0.52	SEC	Acc	0.053	0
		194		3	633.74	46.10	SEC	Acc	0.94	0
C	Rive (RDC)	35	50*50	1	1726.54	115.10	SEC	Acc	3.07	0
		96		2	86.03	5.60	SEC	Dur	0.14	0
		99		3	414.45	237.36	SPC	Dur	27.20	0
	Rive (étage)	50	50*50	1	400.88	17.87	SEC	Acc	0.73	0
		95		2	20.33	0.16	SEC	Acc	0.032	0
		103		3	287.36	243.11	SPC	Dur	26.48	0
	Interm (RDC)	21	50*50	1	1497.08	68.14	SEC	Dur	2.74	0
		101		2	58.49	10.41	SEC	Acc	0.08	0
		21		3	1084.19	146.04	SEC	Acc	1.74	0
	Interm (Etage)	43	50*50	1	554.43	87.77	SEC	Dur	0.85	0
		105		2	60.34	103.77	SPC	Acc	27.04	0
		46		3	340.74	169.02	SPC	Acc	26.37	0
E	Rive (RDC)	29	70*70	1	3065.66	277.18	SEC	Acc	4.50	0
		25		2	178.69	10.27	SEC	Dur	0.26	0
		29		3	3065.66	277.18	SEC	Acc	4.50	0
	Rive (etag)	296	70*70	1	1590.71	14.93	SEC	Acc	2.65	0
		300		2	21.01	3.44	SEC	Dur	0.019	0
		304		3	90.30	84.82	SPC	Dur	26.97	0
	interm	296	70*70	1	905.82	1.41	SEC	Dur	1.52	0
		300		2	156.67	8.24	SEC	Acc	0.23	0
		304		3	481.33	285.9	SPC	Acc	25.99	0
F	Rive (RDC)	27	50*50	1	253.72	2.90	SEC	Dur	0.48	0
		1		2	43.99	43.32	SPC	Acc	27.09	0
		29		3	121.34	139.31	SPC	Acc	26.89	0
G	Rive (RDC)	390	50*50	1	494.03	6.56	SEC	Acc	0.93	0
		486		2	2.74	11.99	SPC	Acc	27.19	0
		29		3	10.03	63.01	SPC	Acc	27.17	0

Tableau V.18 : ferraillages longitudinaux des poteaux

Bloc		A_{minCBA} (cm²)	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	$A_{max\ RPA}$ (cm²)	$A_{max\ RPA}$ (cm²)	$A_{choisies}$ (cm²)
				Nodale	Courante	
A	Rive 70*70	4.9	44.10	294	196	12 HA 20 +4 HA 16=45.72
	inter 70*70	4.9	44.10	294	196	12 HA 20 +4 HA 16=45.72
C	Rive 50*50	2.5	22.50	150	100	4 HA 20 +8 HA 16 =28.64
	inter 50*50	2.5	22.50	150	100	4 HA 20 +8 HA 16 =28.64
E	Rive 70*70	4.9	44.10	294	196	12 HA 20 +4 HA 16=45.72
	inter 70*70	4.9	44.10	294	196	12 HA 20 +4 HA16=45.72
F	Rive 50*50	2.5	22.50	150	100	4 HA 20 +8 HA 16 =28.64
G	Rive 50*50	2.5	22.50	150	100	4 HA 20 +8 HA 16 =28.64

S.P.C : section partiellement comprimée.
S.E.C : section entièrement comprimée.
S.E.T : section entièrement tendue.

V.2.5.1.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.v_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(v_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

$$\sigma_s = 15\,k.(d - y_1)$$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.19:vérification des armatures à ELS des poteaux

Bloc	SECTION	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	Sect	Fissur-ation	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
A	70X70 RIVE	0.60	843.66	45.72	SEC	préj	8.16	114.08	C.V	C.V
	70X70 INTE	0.55	1464.33	45.72	SEC	peu	14.15	-	C.V	-
C	50X50 RIVE	166.87	588.03	28.64	SPC	préj	8.93	114.99	C.V	C.V
	50X50 INTE	47.98	1075.81	28.64	SEC	peu	20.38	-	C.V	-
E	70X70 RIVE	6.81	214.44	45.72	SEC	préj	2.075	28.99	C.V	C.V
	70X70 INTE	1.04	667.99	45.72	SEC	peu	6.46	-	C.V	-
F	50X50 RIVE	5.55	171.79	68.24	SEC	préj	3.25	44.12	C.V	C.V
G	50X50 RIVE	3.87	277	28.64	SPC	préj	0.058	1.48	C.V	C.V

Préj : préjudiciable
peu : peu nuisible

V.2.5.2. Détermination des armatures transversales :

V.2.5.2.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.2.5.2.2. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93** :

Armatures droites ($\alpha = 90°$)
Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\,\text{MPa}\right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3{,}33\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentale} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentale} \end{cases}$$

- **Selon le RPA.99 version 2003** : [1 : 7.4.3.2]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned} \lambda &= \frac{l_f}{i} \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}} \end{aligned}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{l_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{l_f}{a}$$

V.2.5.2.3. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau V.20 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Bloc	Section	Combi-naison	V_u (kN)	τ_u(MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA(MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
A	70x70	ELU	24.46	0.052	10.58	0.075	1.875	2.50	C.V
	70x70	ELU	16.69	0.035	17.30	0.075	1.875	3.33	C.V
C	50X50	ELU	109.04	0.464	24.22	0.075	1.875	2.50	C.V
	50X50	ACC	22.70	0.096	24.22	0.075	1.875	4.32	C.V
E	70x70	ACC	15.95	0.034	17.3	0.075	1.875	3.26	C.V
	70x70	ELU	52.82	0.112	41.52	0.075	1.875	3.34	C.V
F	50x50	ELU	24.29	0.103	19.37	0.075	1.875	2.5	C.V
G	50x50	ACC	279.56	1.18	17.43	0.075	1.875	3.26	C.V

V.2.5.2.3. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

$$s_t \leq \left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l\right]$$

➢ Φ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = / n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- Et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h \,.\, fe \,.\, At}{\rho . Vu}$$

Avec :

- $A_t = n_t . a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f / a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 & \text{dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone III.
  - Dans la zone courante: $St \leq$ Min (b/2 , h/2 , $10\phi_l$) en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b)en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$>12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **application des recommandations.**

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : fe =400MPa

Tableau V.21 :les armatures transversales et leurs espacements

Bloc	Section	V_u (kN)	A_t(cm²)	λ_g	ρ	$St_{cal\ RPA}$ (cm)	Zone	St_{RPA}	St_{CBA}	St_{finale}	Choix
A	70x70	24.46	4	5	2.5	90.47	cour	16	40	15	4Ø12
							nod	10	40	10	4Ø12
C	50X50	109.04	3.07	7	2.5	23.04	cour	16	40	15	4Ø10
							nod	10	40	10	4Ø10
	50X50	22.70	3.07	7	2.5	110.6	cour	16	40	15	4Ø10
							nod	10	40	10	4Ø10
E	70x70	15.95	4	5	2.5	22.67	cour	16	40	15	4Ø12
							nod	10	40	10	4Ø12
F	50x50	24.29	3.07	5.6	2.5	103.41	cour	16	40	15	4Ø10
							nod	10	40	10	4Ø10
G	50x50	279.56	3.07	5.04	2.5	89.86	cour	16	40	15	4Ø10
							nod	10	40	10	4Ø10

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :**

Tableau V.22 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Bloc	Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
A	70X70	courante	0.43	C.V
		nodale	0.64	C.V
C	50X50	courante	0.42	C.V
		nodale	0.62	C.V
E	70X70	courante	0.43	C.V
		nodale	0.64	C.V
F	50X50	courante	0.42	C.V
		nodale	0.62	C.V
G	50X50	courante	0.43	C.V
		nodale	0.64	C.V
G	50X50	courante	0.43	C.V
		nodale	0.64	C.V

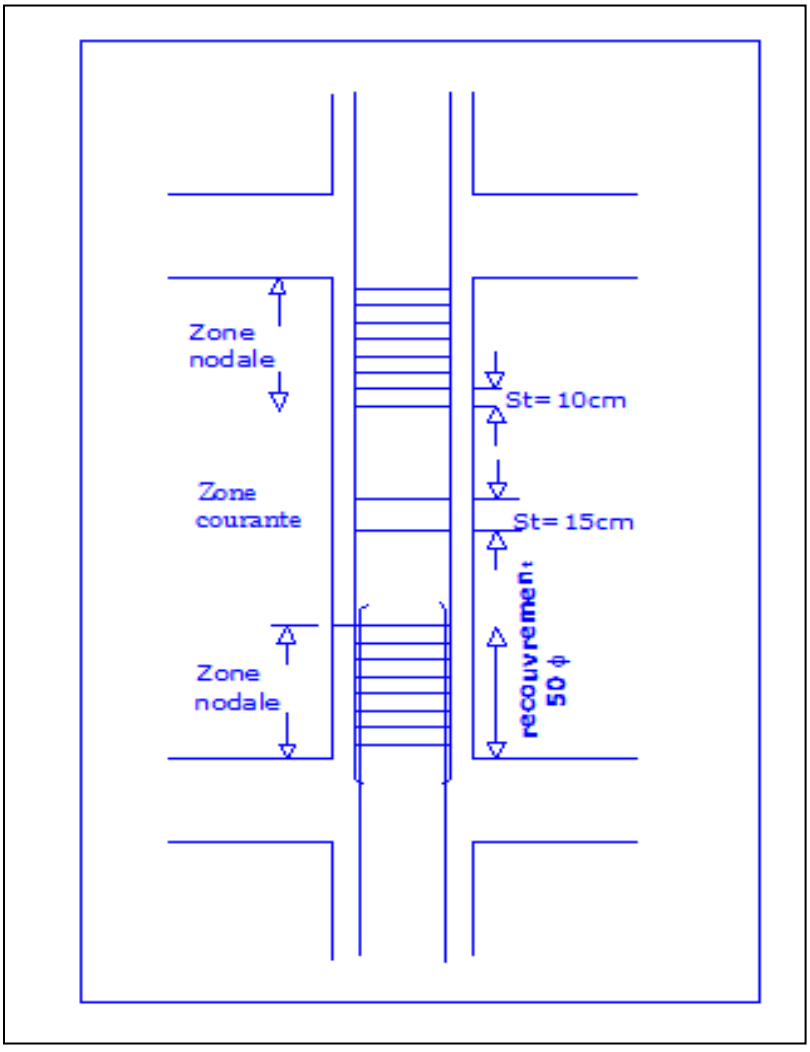


Figure V.2 : Disposition des armatures pour les poteaux

V.3.Ferraillage des voiles :

V.3.1.Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.
Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporte trois sortes d'armatures :

- des armatures verticales.
- des armatures horizontales.
- des armatures transversales.

A.1.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :

A.1.1.Aciers verticaux :[1]►►[Art 7.7.4.1]◄◄

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

A.1.2.Aciers horizontaux :[1]►►[Art 7.7.4.2]◄◄

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

- **Règles communes : [1]►►[Art 7.7.4.3]◄◄**

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%

- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 30cm$

$S \leq 1,5.e$

Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

A.1.3.Armatures transversales : CBA93

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée.

B. Calcul du ferraillage vertical :

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour les épaisseurs suivantes :

- e=25 cm
- e=17 cm

➢ **Méthode de calcul : [10]**

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du **NAVIER** : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donnée par :

N : l'effort normal.

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

: La section horizontale du voile. Ω

e : son épaisseur.

; $\frac{I}{v'}$: Les modules de résistance de cette section. $\frac{I}{v}$

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v'}{I} \end{cases}$$

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

1- Section entièrement tendue (**SET**): σ_1 et $\sigma_2 < 0$

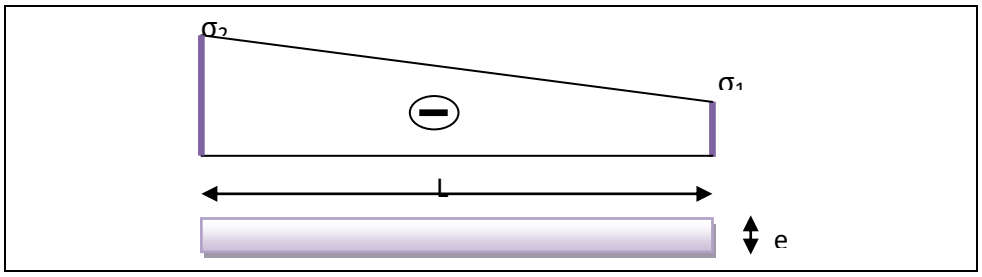


Figure V.3 : Section entièrement tendue

$$=> F = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] \times e \times L \; A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

2- Section entièrement comprimée (**SEC**): **σ_1** et **σ_2 >0**

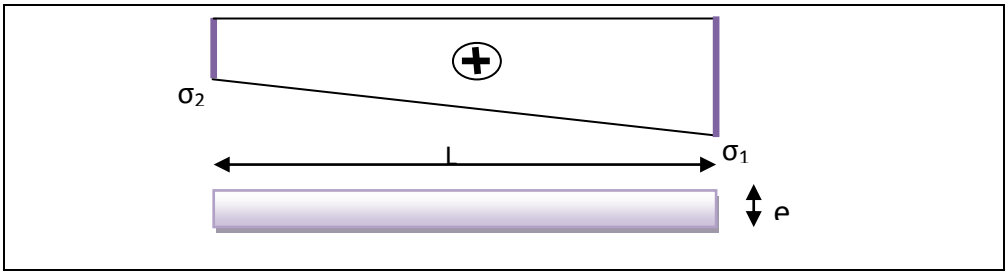


Figure V.4 :Section entièrement comprimée

$$A_{S\min} = 0.15\% \times e \times L$$

3- Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) : **σ_1** et **σ_2 de signes opposées.**

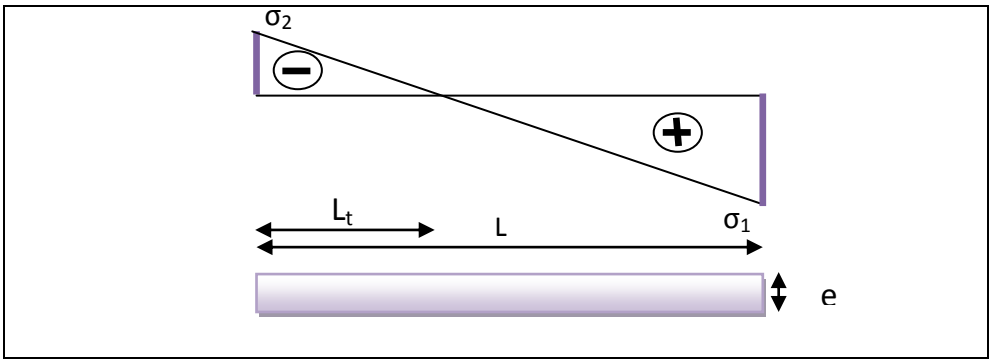


Figure V.5 :Section partiellement comprimée

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right] \times L => F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} => A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

Tableau V.23 :Les armatures verticales des voiles

Bloc	Niv		S (cm^2)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Sit	Type	F (KN)	$\frac{L}{10}$ (cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		A_{adopt} (cm^2)	choix
											CBA	RPA		
A	RDC	X	25 x 130	0	-0.44	DUR	SPC	71.5	13	1.78	3.25	4.87	6.28	2 x (8 T 10)
		Y		0.02	-0.44	DUR	SPC	68.39		1.70				
C	RDC	X	25 x 200	-1.726	-0.12	ACC	SET	460	20	11.5	5.00	7.5	12.56	2 x (16 T 10)
		Y		1.633	0.09	ACC	SEC	430		10.75				
E	RDC	X	25 x 300	-1.47	-0.46	ACC	SET	1523.8	30	18.09	7.5	11.25	19.23	2 x (17 T 12)
		Y		-1.50	-0.46	ACC	SET	735		18.37				
G	RDC	X	17 x 130	-0.58	-0.01	ACC	SET	65.19	13	1.62	2.21	3.315	6.28	2 x (8 T 10)
		Y		-1.36	-0.01	ACC	SET	151.83		3.78				

C. Armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t \leq Ø_v$.

Les épingles doivent être mis aux niveaux des nœuds

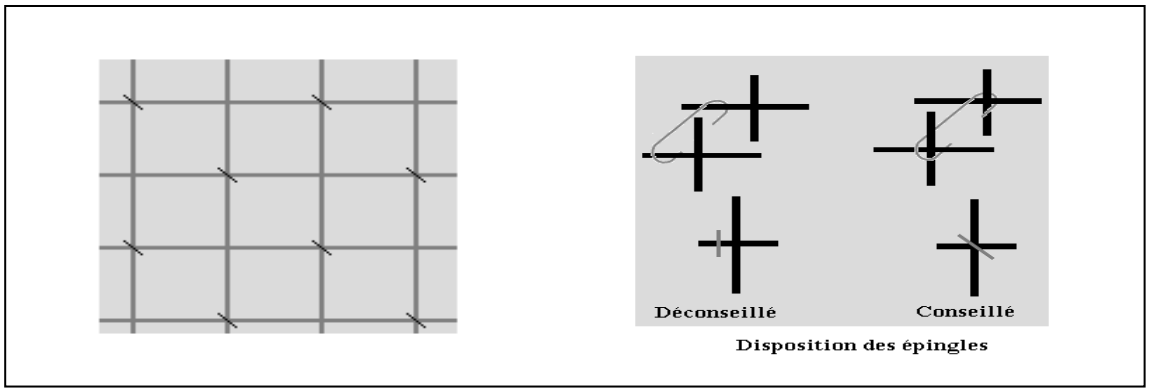


Figure V.6 :Les armatures transversales et les épingles

pour les tous blocs A et B, toutes les longueurs de recouvrement sont : L r=50ϕ

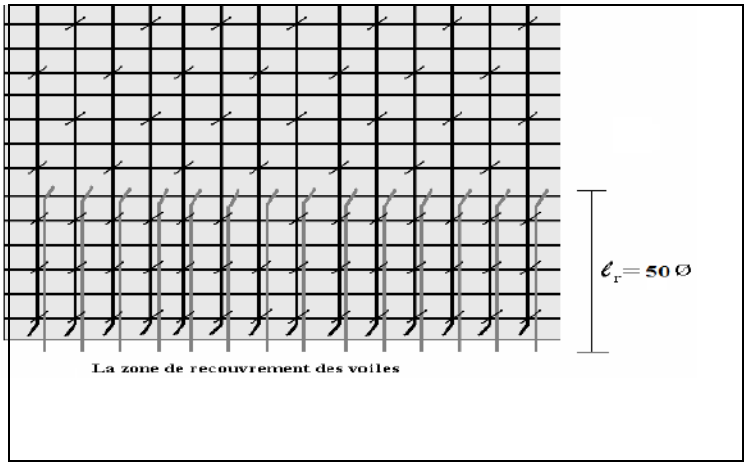


Figure V.7 :La zone de recouvrement des voiles

- **Vérification des voiles à l'effort tranchant : [1]►►[Art 7.7.4.3]◄◄**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \dfrac{1{,}4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0{,}2\, f_{c28}$,Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau V.24 : Vérification a l'effort tranchant des voile

Bloc	Voile	Epaisseur (cm)	T(KN)	τ_b (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\leq \bar{\tau}\ \tau_b$
A	X	25	124.54	1.78	5	C.V
	Y	25	179.65	2.48	5	C.V
C	X	25	10.46	0.14	5	C.V
	Y	25	27.52	0.38	5	C.V
E	X	25	0.69	0.0068	5	C.V
	Y	25	2.09	0.020	5	C.V
G	X	17	33.44	0.84	5	C.V
	Y	17	112.3	2.85	5	C.V

D. Ferraillage horizontal :

➢ **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme A_t est connue, alors : $A_t = 2.a_t = 2.\pi\ \phi_t^2 / 4 = 1.00 cm^2$, $\phi_t = 8$ mm.

L'espacement St des aciers horizontaux : $S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$

- $K = 1+3(\sigma_{cm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec compression.
- $K = 1-10(\sigma_{tm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec traction.
- $\sigma_{cm} = N_c/B$, $\sigma_{tm} = N_t/B$ (N_c: effort normal de compression, N: effort normal de traction

  B = L*a : section totale du béton et F_{cj} : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min } [0.9d, 40cm]$ **[2]** $\\ St \leq \text{min } (1{,}5a, 30cm)$ **[1]►►[Art 7.7.4.3]◄◄** $\end{cases}$

Tableau V.25: Détermination des armatures horizontales

Voile	Ep (cm)	N(KN)	K	St CBA93	St RPA99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin $=0.15\ ^0/_0 B$	Ah≥ Amin
Bloc A	25	-667.39	1.82	40	30	30	2(15Ø8) =7.54	4.87	C.V
		-651.32	1.8	40	30	30	2(15Ø8) =7.54	4.87	C.V
Bloc C	25	-427.11	1.34	40	30	30	2(15Ø8) =7.54	7.5	C.V
		408.28	1.1	40	30	30	2(15Ø8) =7.54	7.5	C.V
Bloc E	25	369.35	1.06	40	30	18	2(25Ø8) =12.57	11.25	C.V
		-369.91	1.2	40	30	18	2(25Ø8) =12.57	11.25	C.V
Bloc G	17	-145.36	1.18	40	30	30	2(15Ø8) =7.54	4.87	C.V
		144.38	1.05	40	30	30	2(15Ø8) =7.54	4.87	C.V

Remarque :

Dessine de ferraillage des éléments résistant (voir annexe C).

Chapitre VI

Etude de l’infrastructure

Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ✓ Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- ✓ Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Tout les explication on relie a la étude de sol .

Pour tout projet de construction, l'étude du sol est vitale car la stabilité et la durabilité de l'ouvrage en dépendent. Il est donc indispensable de dresser un rapport détaillant l'état et la nature du sol qui va accueillir la structure avant l'entame des travaux.

A la fois une obligation et une responsabilité, l'étude du sol doit être réalisée par des professionnels, qui auront à se déplacer sur site pour réunir les données nécessaires qui leur permettront d'effectuer leurs essais dans un laboratoire spécialisé.

L'interprétation de ces résultats fournira les éléments nécessaires à la conception et au calcul de l'ouvrage.

Dans ce chapitre on étude le sol support avant les fondations.

VI.1. l'étude du sol support :

Elle se fait à l'aide d'une série d'essais différents et complémentaires.

VI.1.1 Situation être connaissance du site :

Le terrain étudié se trouve dans la wilaya d'Alger, Daïra de Sidi M'hammed, commune d'El Mouradia.**:**

La campagne de reconnaissance a pour but de connaître avec précision la stratigraphie du sol ainsi que sa résistance, elle permet d'effectuer des essais de laboratoire sur des échantillons prélevés sur le terrain. Elle consiste en la réalisation :

-De (***03)*** sondages carottés jusqu'à une profondeur de ***10m.***

- De (***15)*** essais de pénétration dynamique.

-Des essais de laboratoire sur des échantillons intacts prélevés des différents sondages.

- **Sondages carottés :**

Afin de déterminer la nature lithologique des sols, la campagne de reconnaissance a effectuée trois sondages carottés à **10m**. visuel des échantillons prélevés à différentes profondeurs montre que le terrain est constitué de :

Tableau VI.1 : 1er sondage

0,00m – 1,00m	**Argile sableuse ocre rouge.**
1,00m – 4,00m	Argile sableuse jaune ocre à concrétion de grés calcaires.
4,00m – 8,00m	Argile sableuse jaune rouge, puis rouge ocre mélangée à des blocs de grés durs.
8,00m – 10,00m	Grés fin dur (sous forme de blocs) mélangé à une argile jaune ocre.

Tableau VI.2 : 2emme sondage

0,00m – 0,70m	**Argile limoneuse à traces végétale.**
0,70m – 6,50m	Argile sableuse jaunâtre tachetée de rouge à gravillons et gravier.
6,50m – 8,50m	Argile sableuse rouge bariolée de jaune, vers 8,00m ; apparition de galets et de gravier.
8,00m – 10,00m	Grés fin dur (sous forme de blocs) mélangé à une argile jaune ocre.

Tableau VI.3 : 3emme sondage

0,00m – 1,50m	**Argile limoneuse brune puis brune jaune à gravillons noirs.**
1,50m – 6,00m	Argile sableuse jaune ocre à gravillons noirs et inclusion noirâtre.
6,00m – 7,00m	Argile sableuse rouge à gravillons noirs.
7,00m – 10,00m	Grés intercalé par de minces passages argileux rouges.

VI.1.2. Essais de pénétration dynamique :

Quinze essais de pénétration dynamique ont été réalisés sur le site. Ils ont pour but de définir l'horizon dur devant servir d'assise pour les fondations d'une part et de déterminer la contrainte admissible du sol d'autre part. Les résultats de ces essais sont représentés sous forme de graphes traduisant les variations de résistance dynamique du sol (R_d).

- L'analyse révèle que le sol testé oppose apparemment une assez forte résistance à la pénétration et cela à partir de **1,50m** sous le niveau étudié.
- La capacité portante du sol est estimée avec la relation :

$$\sigma_s = \frac{R_d}{\alpha}$$

: Coefficient de minoration incluant un coefficient de sécurité (pris égale à **30**). α

- On se base sur l'essai le plus défavorable qui donne :

$$\sigma_s = \frac{60}{30} \Rightarrow R_d = 60$$

D'où : $\sigma_s = 2\ bars$

VI.1.3. Essais de laboratoire :

Les échantillons prélevés des sondages ont été soumis aux essais classiques de laboratoire (identification, cisaillement, compressibilités à l'odomètre et granulométrie).

- **Caractéristiques mécaniques :**

-Essais œnométriques :

Les essais de compressibilités à l'odomètre effectués afin de déterminer les coefficients de gonflements **(Cs)** et de compressibilité **(Cc)** ont donné les valeurs suivantes :

Pression de consolidation de : ***0,8 kg/cm²*** à ***1,6 kg/cm²***

$0{,}026 < C_s < 0{,}048$

$0{,}240 < C_c < 0{,}280$

Il s'agit donc d'un sol fortement compressible mais à priori non gonflant.

VI.1.4. Essai de cisaillement rectiligne à la boite :

Des essais de cisaillement rectiligne à la boite de Cas a grande de type non consolidé, non drainé **(UU)** ont été effectués sur les échantillons prélevés et ils ont donné pour valeur de cohésion et de frottement :

$0{,}38 \text{ Bars} < C_u < 0{,}59 \text{ Bars}$

$3.16 < \Phi_u < 15.29$

- Le poids volumique des grains solides : y_s=21.5KN/m3
- Le poids volumique humide : yh=19.2KN/m3
- Le poids volumique sec : y_d=15.5KN/m^3
- Le poids volumique déjaugé : $\gamma' = \gamma_d(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}) = 7{,}42\ kN/m^3$
- Indice des vides: $e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 = 0{,}38$

- **Analyse granulométrique :**

Les diagrammes granulométriques et sédiment métriques donnent les résultats suivants :

Tableau VI Essais d'identification:

- *Argile(*entre *18%* et *45%)*	*31,5%*≈
-Limon*(*entre *5%* et *10 %)*	7,5%≈
-*Sable(*entre *42%* et *54 %)*	*48%*≈

Ces résultats mettent en évidence le caractère ***sableux argilo*** des échantillons du sol analysé.

VI.2. Fondation :

Pour les fondations on distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc.….) les fondations peu profondes(puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi les quelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol,
les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- ✓ Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- ✓ Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

.VI.2.1. Choix du type de fondation:

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront des semelles isolée et semelles filantes sous voiles .

VI.2.2. Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B

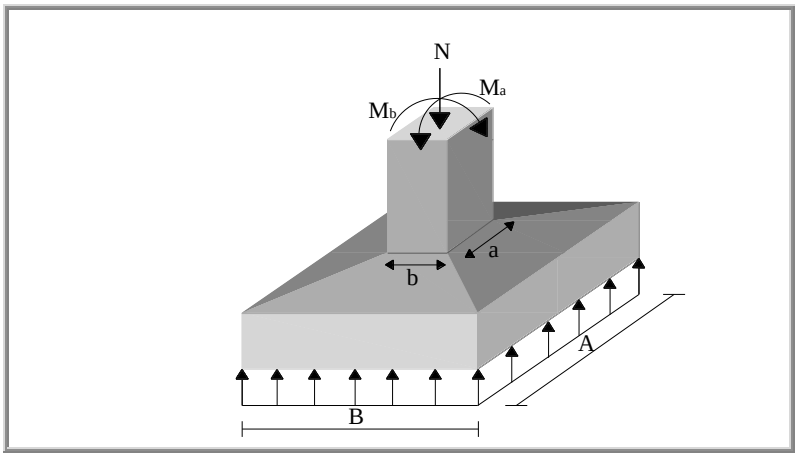


Figure VI.1.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

- ✓ **Si M=0 :**

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma S}}$$

$$d_a \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow h \geq d + e + \frac{\phi}{2} \Rightarrow h_{adp} \Rightarrow \begin{cases} da_{adp} = h_{adp} - e - \frac{\phi}{2} \\ d_b = d_{aadp} - \frac{\phi a + \phi b}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = \dfrac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} \\ A_b = \dfrac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} \end{cases}$$

- ✓ **Si M≠0 :**

On procède comme suit:

Tableau VI.4 : récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées

Repartition trapézoïdale		Repartition triangulaire	
Dimensionnement des semelles			
$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \leq B/6$		$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \geq B/6$	
B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N ≥ 0 (1)$\frac{a}{b}\sigma s.$		$B^2 - (3.99\frac{a}{b}.\ e_{0b}.\sigma s\ )B - 2.N \geq 0\frac{1.995a}{b}\sigma s.$	
Ma=0	⇒ B ⇒A	A=$\frac{a}{b}$.B	
Ma≠0	A^3 - N.A - 3.e_{0a}.N ≥ 0 (2)$\frac{b}{a}\sigma s.$		
Ferraillage des semelles			
$e_{0b}\leq$ B/18	$A_b=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{B-b}{8\,db\sigma s})$	$M_{1b}=A(B/2-0.35b)^2.((\sigma 3b + 2.\sigma 2b)/6)$ Ab= $M_{1b}/\beta.db.\sigma s$	
Ma=0	$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\,da\sigma s})$	Ma=0	$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\,da\sigma s})$
Ma≠0 et $e_{0a}\leq$ A/18	$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/A))(\frac{A-a}{8\,da\sigma s})$	Ma≠0	$M_{1b}=B(A/2-0.35a)^2.((\sigma 3b + 2.\sigma 2b)/6)$ Aa= $M_{1a}/\beta.da.\sigma s$

L'espacement est le suivant : Sa= $\frac{B-2(e+\phi b+\frac{\phi a}{2})}{na-1}$; $S_b=\frac{A-2(e+\frac{\phi b}{2})}{nb-1}$

***Remarque*:**

Le dimensionnement des fondations se fait à l'état limite de service, par contre le ferraillage maximal entre l'ELU et l'ELS

VI.2.3. Dimensionnement des semelles isolé

Tableau VI.5 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS .

Bloc	semelles	N_{ELS} (KN)	$M_{X\ ELS}$ (KN.m)	$M_{Y\ ELS}$ (KN.m)	A=B(m)	h(cm)	d_a(cm)	d_b(cm)	e(cm)
A	SI 1	1464,33	-1,33	0,55	2,7	55	50	50	18
	SI 2	843,66	56,93	0,6	2	40	32	32	18
	SI 3	685,78	-26,45	-11,98	1,8	35	27	27	18
	SI 4	295,42	-0,5	17,43	1,5	20	20	20	18
C	SI 1	1075,81	0,34	47,98	2,5	50	50	50	18
	SI 2	968,5	-1,2	27,58	2,3	47	45	45	18
	SI 3	588,03	-1,31	-82,56	2	35	37	37	18
	SI 4	266,5	-1,02	24,64	1,5	25	25	25	18
E	SI 1	667,99	-0,37	1,04	2	35	33	33	18
	SI 2	520,58	3,53	-7,19	1,8	30	28	28	18

	SI 3	352,77	2,44	10,87	1,6	25	23	23	18
F	SI 1	171,79	2,21	0	1,5	30	25	25	18
G	SI 1	277	2,77	-2,79	1,5	50	25	25	18

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes des semelles isolées à l'ELU.

Bloc	semelles	N_{ELU} (KN)	$M_{X\ ELU}$ (KN.m)	$M_{Y\ ELU}$ (KN.m)	(1)	(2)
A	SI 1	2038,73	-1,86	0,75	C.V	C.V
	SI 2	1232,14	-64,91	24,04	C.V	C.V
	SI 3	947,35	-37,19	-17,27	C.V	C.V
	SI 4	405,68	-0,7	24,82	C,V	C,V
C	SI 1	1497,08	0,48	68,14	C.V	C.V
	SI 2	815,72	-1,83	-117,46	C.V	C.V
	SI 3	673,21	-2,7	3,03	C.V	C.V
	SI 4	367,58	-1,3	34,93	C,V	C,V
E	SI 1	905,82	-0,51	1,41	C.V	C.V
	SI 2	707,28	4,82	-9,86	C.V	C.V
	SI 3	479,02	3,33	14,76	C.V	C.V
F	SI 1	234,33	2,98	0	C.V	C.V
G	SI 1	381,71	3,81	-3,84	C.V	C.V

Remarque:

D'après le tableau VI.5 On remarque qu'il y a ne pas chevauchement entre les semelles

VI.2.4. Ferraillage des semelles isolées:

Tableau VI.7 :Calcul du ferraillage des semelles isolées à l'ELU et l'ELS

Bloc	Semelles	N_{ELU} (kN)	N_{ELS} (kN)	$A_{a\ ELU}$ (cm^2)	$A_{a\ ELS}$ (cm^2)	A_{final} (cm^2)	S(cm)
A	SI 1	2038,73	1464,33	24,15	21,01	17HA14=26,18	19
	SI 2	1232,14	843,66	13,68	11,9	13HA12=14,69	20
	SI 3	947,35	685,78	11,07	9,63	11HA12=12,34	20
	SI 4	405,68	295,42	4,99	4,34	9HA12=10,18	20
C	SI 1	1497,08	1075,81	15,77	31,24	23HA14=35,40	19
	SI 2	815,72	968,5	16,15	14,05	21HA12=23,75	19
	SI 3	673,21	588,03	10,06	8,75	19HA12=21,47	18
	SI 4	367,58	266,5	4,66	4,06	14HA12=15,82	18
E	SI 1	905,82	667,99	9,68	19,18	19HA12=20,36	13
	SI 2	707,28	520,58	8,67	7,54	12HA10=9,42	18
	SI 3	479,02	352,77	5,95	5,17	10HA10=7,95	19
F	SI 1	234,33	171,79	2,86	5,66	14HA12=15,82	18
G	SI 1	381,71	277	4,19	8,3	13HA12=14,69	19

✓ Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $ls = \frac{\emptyset.fe}{4.\tau s}$

- $ls \geq B/4$: ancrage courbe.

- $\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $ls \leq \frac{B}{8}$:on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre

sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau VI.8 : Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées

Bloc	Semelles	B(m)	A(m)	A/4 (cm)	Ls (cm)	Ls≥ A /4	A/8 (cm)	ANCRAGE
A	SI 1	2,7	2,7	67,5	49.38	C.N.V	33,75	Courbe
	SI 2	2	2	50	42.32	C.N.V	25	courbe
	SI 3	1,8	1,8	45	42.32	C.N.V	22,5	courbe
	SI 4	1,5	1,5	37,5	42.32	C.V	18,75	Courbe
C	SI 1	2,5	2,5	62,5	49.38	C.N.V	31,25	Courbe
	SI 2	2,3	2,3	57,5	42.32	C.N.V	28,75	Courbe
	SI 3	2	2	50	42.32	C.N.V	25	Courbe
	SI 4	1,5	1,5	37,5	42.32	C.V	18,75	Courbe
E	SI 1	2	2	50	42.32	C.N.V	25	Courbe
	SI 2	1,8	1,8	45	35.27	C.N.V	22,5	Courbe
	SI 3	1,6	1,6	40	35.27	C.N.V	20	Courbe
F	SI 1	1,5	1,5	37,5	42.32	C.V	18,75	Courbe
G	SI 1	1,5	1,5	37,5	42.32	C.V	18,75	Courbe

- Vérification de la stabilité au renversement :**[1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄**

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau VI.9 : Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées .

Bloc	Semelles	N_{ELU} (kN)	$M_{X\ ELU}$ (kN.m)	$M_{Y\ ELU}$ (kN.m)	e_X(m)	e_Y(m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
A	SI 1	2038,73	-1,86	0,75	-0,00091	0,00036	2,7	0,675	C.V
	SI 2	1232,14	-64,91	24,04	-0,05268	0,01951	2	0,5	C.V
	SI 3	947,35	-37,19	-17,27	-0,03925	-0,01822	1,8	0,45	C.V
	SI 4	405,68	-0,7	24,82	-0,00172	0,06118	1,5	0,375	C.V
C	SI 1	1497,08	0,48	68,14	0,000320	0,04551	2,5	0,625	C.V
	SI 2	815,72	-1,83	-117,46	-0,002243	-0,14399	2,3	0,575	C.V
	SI 3	673,21	-2,7	3,03	-0,004010	0,00450	2	0,5	C.V
	SI 4	367,58	-1,3	34,93	-0,003536	0,09502	1,5	0,375	C.V
E	SI 1	905,82	-0,51	1,41	-0,000563	0,00155	2	0,5	C.V
	SI 2	707,28	4,82	-9,86	0,006814	-0,01394	1,8	0,45	C.V
	SI 3	479,02	3,33	14,76	0,006951	0,03081	1,6	0,4	C.V
F	SI 1	234,33	2,98	0	0,012717	0	1,5	0,375	C.V
G	SI 1	381,71	3,81	-3,84	0,00998	-0,01005	1,5	0,375	C.V

VI.2.5. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;

- ❖ Bon enrobage des armatures ;
- ❖ Non poinçonnement ;

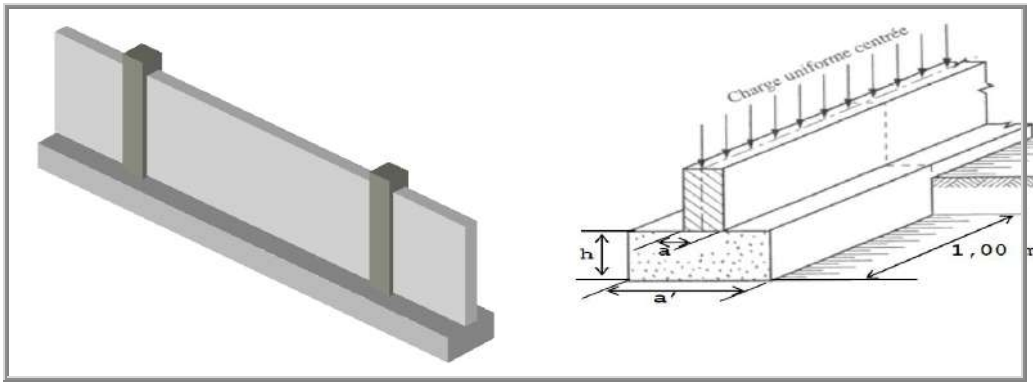


Figure VI-2 : Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.2.5.1. Semelles filantes sous voile :

a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

; $M = \frac{\sum M}{L} N = \frac{\sum N}{L}$

Avec :

- ∑N :est la somme des efforts normaux.
- ∑M : est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.10 : dimensionnement des semelles filantes sous voiles à l'ELS

Bloc	**semelles**	N_{ELS}/ml (kN)	$M_{x\ ELS}$/ml (KN)	B(m)	h(cm)	d(cm)
A	SF1	227,07	42,77	1.2	18	13
C	SF1	376,85	-0,59	1.8	38	33
E	SF1	236,3	3,23	1.2	18	13
G	SF2	276,175	0,16	1.3	25	20

Tableau VI.11 :Vérification des semelles filantes sous voiles à l'ELU

Bloc	**semelles**	N_{ELU}/ml (KN)	M_{xELU}/ml (kN)	(1)
A	SF1	312,91	41,935	C.V
C	SF1	237.53	2.25	C.V
E	SF1	236,3	3,23	C.V
G	SF1	276,175	0,16	C.V

b. Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

❖ Armatures de répartition : $Arép = \frac{A(cm^2).B(m)}{4}$

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.12 :ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU et l'ELS

Bloc	**semelles**	N_{ELU}(kN)	N_{ELS}(kN)	$A_{a\ ELU}$ (cm^2)	$A_{a\ ELS}$ (cm^2)	A_{rep} (cm^2)
A	SF1	312,91	227,07	4.32	5.04	1.62
C	SF1	237.53	376,85	3.36	9.18	4.13
E	SF1	236,3	236,3	3.26	5.62	1.68
G	SF1	276,175	276,175	3.96	6.83	2.22

Tableau VI.13 : le ferraillage finale des filantes sous voiles

Bloc	**semelles**	$A_{a\ finale}$ (cm^2)	$A_{rep\ finale}$(cm^2)	S_a(cm)	S_{rep} (cm)
A	SF1	12HA12=13.56	7HA12=7.92	10	15
C	SF1	12HA12=13.56	7HA12=7.92	10	15
E	SF1	12HA12=13.56	7HA12=7.92	10	15
G	SF1	12HA12=13.56	7HA12=7.92	10	15

✓ Vérification des longueurs de scellement :

Tableau VI.14 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes

Bloc	**semelles**	B(m)	B/4 (cm)	Ls (cm)	Ls≥ B /4	B/8 (cm)	ANCRAGE
A	SF1	1.2	30	42.85	C.V	25	Courbe
C	SF1	1.8	45	42.85	C.N.V	22.5	Courbe
E	SF1	1.2	30	42.85	C..V	15	Courbe
G	SF1	1.3	32.5	42.85	C.V	16.25	Courbe

➢ Vérification de la stabilité au renversement :

Tableau VI.15 : Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes

Bloc	semelles	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e(m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤B/4
A	SF1	312,91	41,935	0,134	1.2	0.30	C.V
	SF2	276,175	0,16	0,0005	1	0.25	C.V
C	SF1	237.53	2.25	0.0094	1.8	0.45	C.V
	SF2	49.95	1.67	0,0334	1	0.25	C.V
E	SF1	236,3	3,23	0,0136	1.2	0.30	C.V
G	SF1	276,175	0,16	0,0005	1.3	0.325	C.V

VI.2.5.2. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.2.5.2.1. Pré dimensionnement : [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Pour un sol de fondation de catégorie S_3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 x 30cm²

Pour les tous les blocs : On adopte une section de 30 x 40 cm².

VI.2.5.2.2. Sollicitations :[1] ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha}$$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELA.
- α: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI.16 : Valeurs de α

site	zone I	zone IIa	**zone IIb et III**
S_3	15	12	**10**

Tableau vi.17 : calcule la force Fà ELU et ELS.

Bloc	Nu(KN)	N ser(KN)	Fu(KN)	F ser(KN)
A et B	2038.73	1464.33	203.87	146.43
C et D	1497.08	1075.81	149,708	107,581
E	905.82	667.99	90,582	66,799
F	234.33	171.79	23,433	17,179
G et H	381.71	277	38.171	27,7

VI.2.5.2.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

.à l'état limite ultime :

- Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$$

- .condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le **[2]** :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

- .Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B:**[1]:**

►► [Art 10.1.1.b] ◄◄

Les résultats résumés dans le tableau suivent :

Tableau vi.18 : calcule les armatures longitudinales

Bloc	Fu(KN)	Au (cm2)	A_{CBA} (cm2)	A_{RPA}(cm2)	A_{finale} (cm2)
A et B	203.87	5.09	6.3	7.2	6HA14= 9.23

C et D	149,708	3.74	6.3	7.2	6HA14=9.23
E	90,582	2.26	6.3	7.2	6HA14=9.23
F	23,433	0.58	6.3	7.2	6HA14=9.23
G et H	38.17	0.95	6.3	7.2	6HA14=9.23

a. vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3}f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}\right] = 202 \text{ MPa}$$

Tableau VI.19 : vérification des contraintes à l'ELS

Bloc	Fser(KN)	Au (cm2)	(MPA)σs	Vérification
A et B	146.43	9.23	158,64	C.V
C et D	107,581	9.23	116,55	C.V
E	66,799	9.23	72,37	C.V
F	17,179	9.23	18,61	C.V
G et H	27,7	9.23	30,01	C.V

b. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par **[1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄**qui doit être inférieur au

Min (20 cm ; 15Φ_ℓ).

d.1. section :

Pour tous les blocs on a :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66\text{mm}$$

On adopt: $\varphi_t = 8\,\text{mm}$

$A_t = 4\phi 8 = 2.01\ cm^2$

d.2. Espacement:

Pour tous les blocs on a :

$$S_t \leq \min\left[20\text{cm}\,;15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm}\,;21\text{cm}\right]$$

On adopte : **$S_t = 15$ cm.**

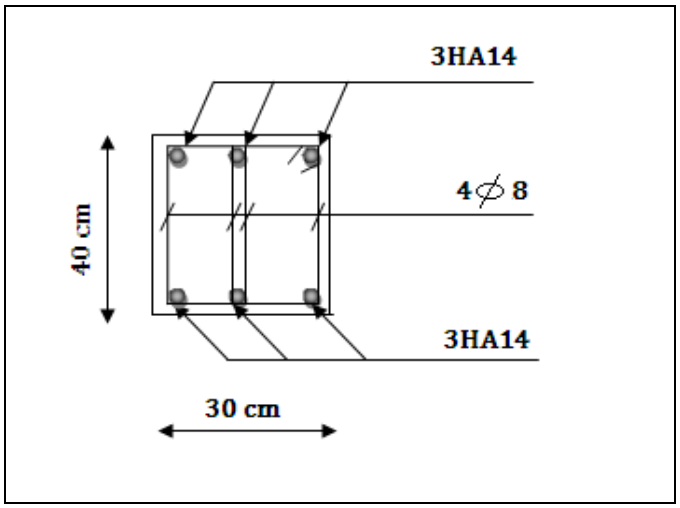


Figure VI-3 : Ferraillage des longrines

Remarque :

Notre ouvrage contient le mur de soutènement en maçonner

Dessine ferraillage des fondation (voir annexe C).

Conclusion générale

Conclusion générale

Notre projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation , d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de dessin et de calcul récentes avec les logiciels (ROBOT) et (Auto- CAD); et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Les conclusions que nous pouvons tirer de notre projet de fin d'étude sont résumées dans les points suivants :

- Connaître les étapes principales à suivre dans l'étude d'un projet de bâtiment.
- D'apprendre comment établir une synthèse bibliographique relative au sujet étudié.
- De savoir les normes et les règlements pour le pré-dimensionnement et la vérification, tout en suivant les dernières modifications apportées à ces règlements.
- L'utilisation des méthodes et outils informatiques permet de diminuer les erreurs de calcul manuel ; le temps de l'étude et la précision notamment pour les structures irrégulier ou les grandes projets.
- De savoir schématiser les résultats « ferraillage » sur un plan pour faciliter les travaux sur le terrain.

Enfin nous souhaitons que ce modeste travail soit pour nous un point de départ pour entamer d'autres études plus profondes et plus importantes.

Annexe

Annexe A :

Les deux dispositions de voile pour chaque bloc sont indiquées ci-dessous :

Bloc A

1er de variante :

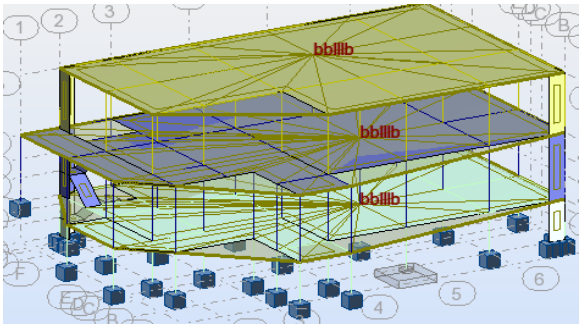


fig. 1 er dispositions de bloc A

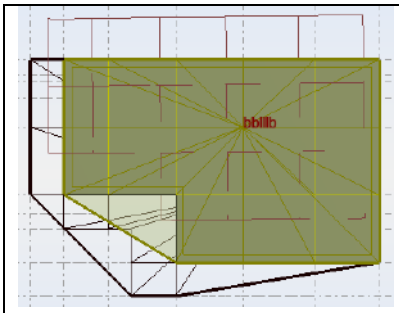
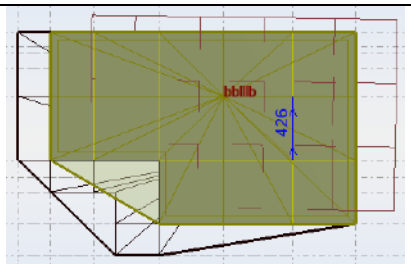
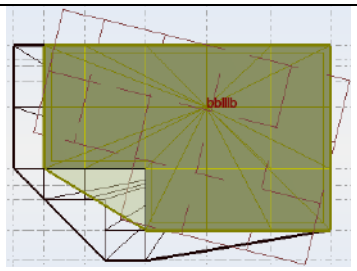
		
Mode1 : translation diagonale	Mode2 : translation diagonale	Mode3 : rotation autour de Z

Tableau 1 : Calcul de l'excentricité

Calcul de l'excentricité statique						
	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_t	e_x (m)	Y_G	Y_t	e_y (m)
+0.00	14.87	**15.46**	0.6	11.90	12	0.1
+5	14.82	**15.46**	0.64	11.95	12	0.05
+9.50	15.58	15.47	0.11	12.16	12	0.2
Calcul d'excentricité accidentelle						
Niveau (m)	L_x (m)		L_y (m)	e_x (m)		e_y (m)
+0.00	31,23		21,00	1,56		1,05
+5	31,23		21,00	1,56		1,05
+9.50	28,23		18,00	1,41		0,90
Calcul de l'excentricité totale						
Niveau (m)	(e_x + $e_{x\,ac}$)		(e_x - $e_{x\,ac}$)	(e_y + e_{yac})		(e_y – e_{yac})
+0.00	2.16		-0.96	1.15		-0.95
+5	2.2		-0.92	1.1		-01
+9.50	1.52		-1.3	1.1		-0.7

Tableau 2 :Le comportement des trois premiers modes

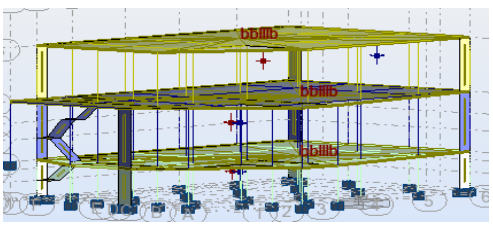
modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	8,52	61,00	0,00
Mode 2	60,59	8,26	0,00
Mode 3	0,34	0,05	0,00

Tableau 3 : Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)		
		Sens x	Sens-y	Sens z
1	0,07	8,52	61,00	0,00
2	0,07	69,11	69,26	0,00
3	0,07	69,45	69,31	0,00
4	0,05	69,46	69,31	0,06
5	0,03	69,46	69,32	0,18
6	0,03	69,46	69,32	0,18
7	0,03	69,46	69,32	0,18
8	0,03	69,46	69,32	0,18
9	0,03	69,46	69,32	0,19
10	0,03	69,46	69,32	0,19
. . .				
135	0,01	89,33	90,11	79,07
136	0,01	89,37	90,14	79,20
137	0,01	89,38	90,21	79,42
138	0,01	91,27	90,89	79,43
139	0,01	90,90	86,81	72,78
140	0,01	91,31	90.53	72,78

Tableau 3 :période

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.15	0.07	0.20	Oui
Y	0.18	0.07	0.24	Oui



2^{emme} de variante :

fig.2^{emme}dispositions de voile

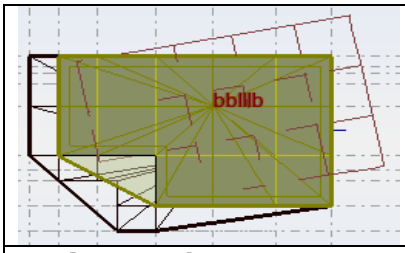
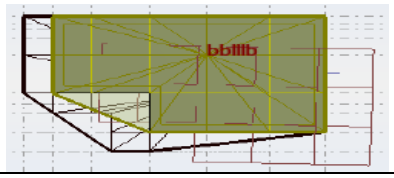
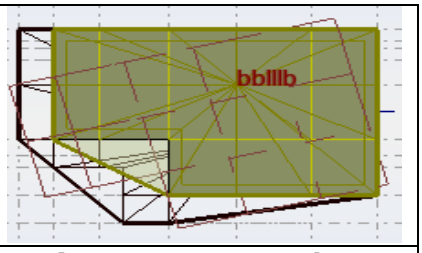
		
Mode1 : translation+ rotations	**Mode2 :** translation diagonal	**Mode3 :** rotation autour de Z

Tableau 4 : Calcul de l'excentricité

Calcul de l'excentricité statique						
	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_t	e_x (m)	Y_G	Y_t	e_y (m)
+0.00	14.31	**13.97**	0.34	13.02	12.02	01
+5	14.22	**13.97**	0.25	13.13	12.02	1.11
+9.50	19.33	29.40	10.07	14.41	12.03	2.38

Calcul d'excentricité accidentelle				
Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
+0.00	31,23	21,00	1,56	1,05
+5	31,23	21,00	1,56	1,05
+9.50	28,23	18,00	1,41	0,90

Calcul de l'excentricité totale				
Niveau (m)	(e_x + $e_{x\,ac}$)	(e_x - $e_{x\,ac}$)	(e_y + e_{yac})	(e_y – e_{yac})
+0.00	1.9	-1.22	2.05	-0.05
+5	1.81	-1.31	2.16	0.06
+9.50	11.48	8.66	3.28	1.48

Tableau 5 :Le comportement des trois premiers modes

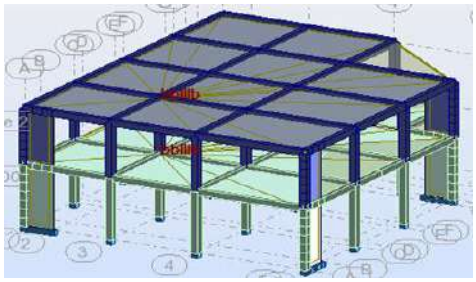
modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	26,31	16,99	0,00
Mode 2	29,83	36,72	0,00
Mode 3	8,86	15,76	0,00

Tableau 6: Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)		
		Sens x	Sens-y	Sens z
1	0,08	26,31	16,99	0,00
2	0,07	56,14	53,71	0,00
3	0,07	65,00	69,47	0,00
4	0,06	65,00	69,68	0,04
5	0,04	65,05	69,68	0,21
6	0,04	65,05	69,73	0,26
7	0,03	65,06	69,73	0,26
8	0,03	65,11	69,73	0,26
9	0,03	80,79	69,76	0,26
10	0,03	80,79	69,76	0,27
141	0,01	89,67	90,65	68,20
142	0,01	89,68	90,67	68,20
143	0,01	89,69	90,67	68,20
144	0,01	89,74	90,83	68,21
145	0,01	89,76	90,83	68,21
146	0,01	89,77	90,84	68,24
147	0,01	89,82	90,84	68,24
148	0,01	89,82	90,89	68,25
149	0,01	89,85	90,89	68,26
150	0,01	89,86	90,89	68,26
151	0,01	90,01	91,01	68,26

Tableau 7 :période

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.15	0.08	0.20	Oui
Y	0.18	0.08	0.24	Oui



Bloc C :
1er de variante :

fig. 1 er dispositions de bloc C

a. Nature de mode de vibration :

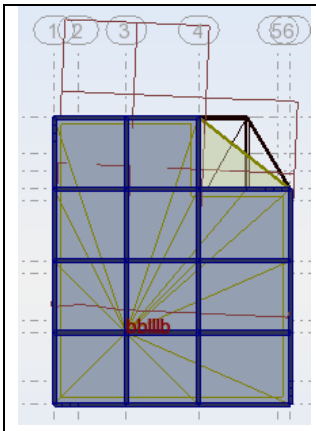
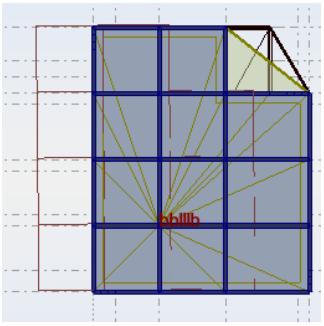
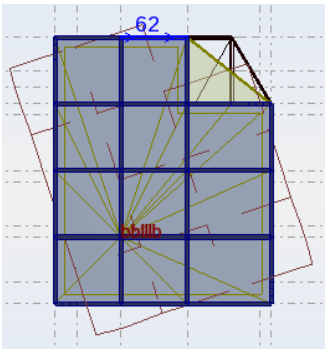
		
Mode1 : Translation suivant X	**Mode2 :** translation pure suivant Y	**Mode 3 :** rotation autour de Z

Tableau 8: Calcul de l'excentricité :

Calcul de l'excentricité statique						
	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_t	e_x (m)	Y_G	Y_t	e_y (m)
+5	9.58	9.74	0.16	11.96	12.03	0.07
+9.50	9.20	9.70	0.5	11.25	11.91	0.66
Calcul d'excentricité accidentelle						
Niveau (m)	L_x (m)		L_y (m)	e_x (m)		e_y (m)
+5	19.60		24	19.60		24
+9.50	19.60		24	19.60		24
Calcul de l'excentricité totale						
Niveau (m)	(e_x + $e_{x\,ac}$)		(e_x - $e_{x\,ac}$)	(e_y + e_{yac})		(e_y – e_{yac})
+5	1.14		-0.82	1.27		-1.13
+9.50	1.48		-0.48	1.86		-0.54

Tableau 9 :Le comportement des trois premiers modes

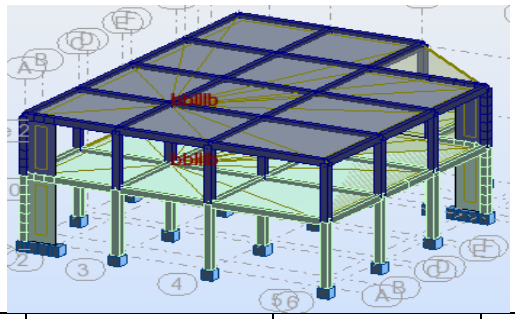
modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	0,14	77,76	0,00
Mode 2	78,64	0,14	0,00
Mode 3	0,01	0,31	0,00

Tableau 10 : Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)		
		Sens x	Sens-y	Sens z
1	0,39	0,14	77,76	0,00
2	0,38	78,78	77,90	0,00
3	0,30	78,79	78,21	0,00
4	0,10	87,75	84,25	0,00
5	0,10	93,49	94,20	0,00
6	0,07	94,32	94,27	0,00
7	0,06	94,32	94,29	0,00
8	0,05	94,32	94,32	0,00
9	0,05	94,40	94,32	0,04
10	0,05	94,40	94,32	0,17

Tableau 11 : vérification le période

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.193	0,39	0.251	Non
Y	0.174	0.39	0.226	Non



2 emme de variante :

fig . 2 emme dispositions de voile

b. **Nature de mode de vibration** :

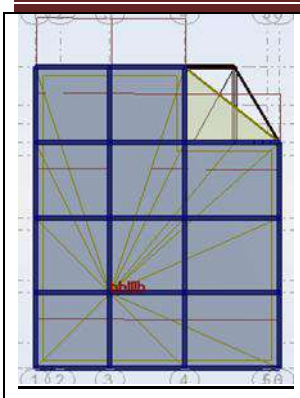
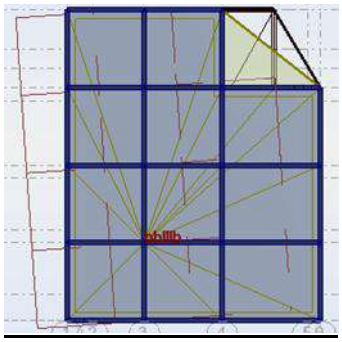
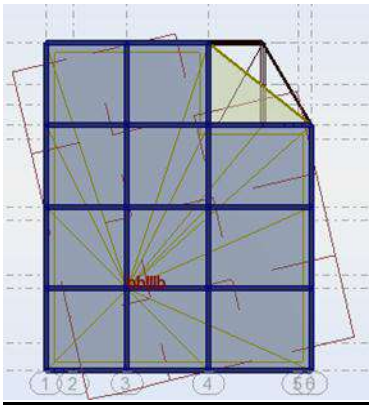
		
Mode1 : Translation suivant X	**Mode2 :** Rotation+ Translation	**Mode 3 :** rotation autour de Z

Tableau 12 :Calcul de l'excentricité :

Calcul de l'excentricité statique						
	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_t	e_x (m)	Y_G	Y_t	e_y (m)
+5	9.56	9.74	19.3	11.74	12.14	23.88
+9.50	9.15	9.70	18.85	11.18	11.51	22.69
Calcul d'excentricité accidentelle						
Niveau (m)	L_x (m)		L_y (m)	e_x (m)		e_y (m)
+5	19.60		24	0.98		1.2
+9.50	19.60		24	0.98		1.2
Calcul de l'excentricité totale						
Niveau (m)	$(e_x + e_{x\,ac})$		$(e_x - e_{x\,ac})$	$(e_y + e_{yac})$		$(e_y - e_{yac})$
+5	19.3		18.32	22.68		23.88
+9.50	18.85		17.87	21.49		22.69

Tableau 13 :Le comportement des trois premiers modes

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	0,14	77,76	0,00
Mode 2	78,64	0,14	0,00
Mode 3	0,01	0,31	0,00

Tableau 14: Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)		
		Sens x	Sens-y	Sens z
1	0,59	0,01	83,76	0,00
2	0,37	75,93	83,78	0,00
3	0,36	79,41	83,80	0,00
4	0,19	79,41	94,88	0,00
5	0,10	86,22	94,88	0,00

6	0,09	94,90	94,88	0,00
7	0,06	94,91	94,88	0,00
8	0,05	94,91	94,89	0,00
9	0,05	94,92	94,89	0,22
10	0,05	94,92	94,89	0,22

Tableau 15: vérification le période

	$N_{empirique}(s)$	$N_{umérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.193	0,59	0.251	Non
Y	0.174	0.59	0.226	Non

Bloc E :

1er de variante :

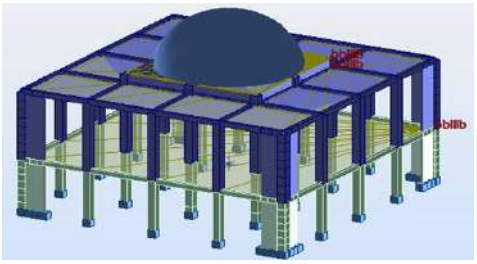
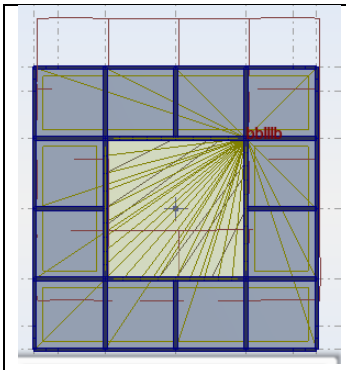
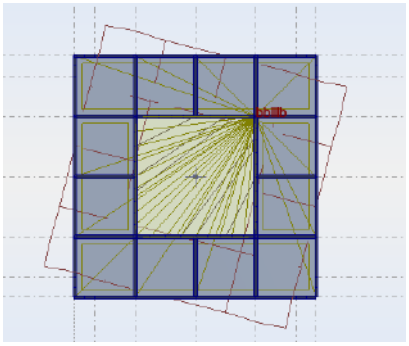


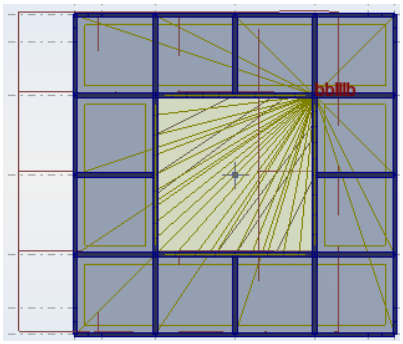
fig . 1 er dispositions de voile



Mode 1 :translation pure suivant X



Mode 2 : rotation autour de Z



Mode 3 : translation pure suivant Y

Tableau 16 :Calcul de l'excentricité :

Calcul de l'excentricité statique						
	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_t	e_x (m)	Y_G	Y_t	e_y (m)
+5	12	12	00	12	12	00
+18.45	12	12	00	11.97	12	0.03
Calcul d'excentricité accidentelle						
Niveau (m)	L_x (m)		L_y (m)	e_x (m)		e_y (m)
+5	24,00		24,00	1 ,2		1,2

+18.45	24,00	24,00	1 ,2	1,2
Calcul de l'excentricité totale				
Niveau (m)	$(e_x + e_{x\,ac})$	$(e_x - e_{x\,ac})$	$(e_y + e_{yac})$	$(e_y - e_{yac})$
+5	1 ,2	-1 ,2	1 ,2	-1 ,2
+18.45	1.2	-1.2	1.23	-1.17

Tableau 17: Le comportement des trois premiers modes du Bloc E

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	0,31	75,34	0,00
Mode 2	0,00	0,00	0,00
Mode 3	75,40	0,31	0,00

Tableau 18 : Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)		
		Sens x	Sens-y	Sens z
1	0,44	0,31	75,34	0,00
2	0,44	75,71	75,65	0,00
3	0,27	75,71	75,65	0,00
4	0,07	75,79	88,62	0,00
5	0,07	88,54	88,70	0,00
6	0,06	88,54	88,70	0,00
7	0,06	88,75	88,70	0,00
8	0,06	88,75	88,73	0,00
9	0,06	88,75	88,73	0,00
10	0,05	88,75	88,73	0,00
. .	. .	. .	. .	. .
53	0,03	89,88	90,00	29,36
54	0,03	89,88	90,00	29,36
55	0,03	89,88	90,01	29,40
56	0,03	89,88	90,07	29,41
57	0,03	89,88	90,07	29,41
58	0,03	89,89	90,07	29,41
59	0,03	89,92	90,09	29,52
60	0,03	90,08	90,18	29,52

Tableau 19 :périodede

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.33	0.44	0.44	Oui
Y	0.33	0.44	0.44	Oui

2 emme de variante :

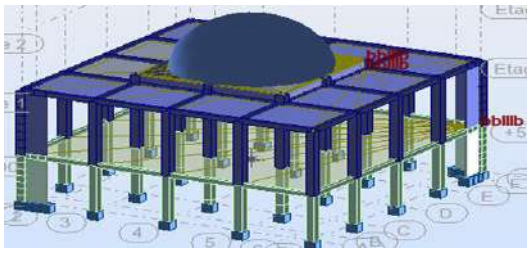


fig . 2 emme dispositions de voile

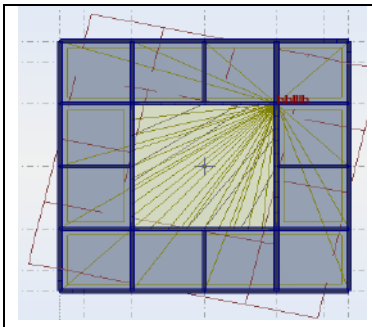
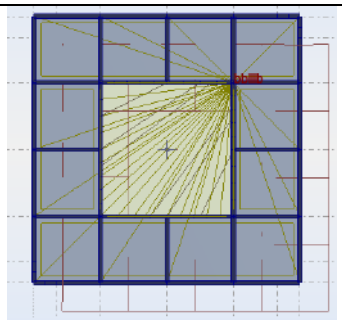
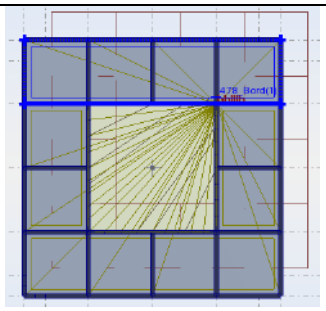
		
rotation autour de Z	translation diagonale	translation diagonale

Tableau 20 : Calcul de l'excentricité

Calcul de l'excentricité statique						
	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_t	e_x (m)	Y_G	Y_t	e_y (m)
+5	12	12	0 ,00	12	12	0 ,00
+18.45	12	12	0,00	11.97	12	0.03
Calcul d'excentricité accidentelle						
Niveau (m)	L_x (m)		L_y (m)	e_x (m)		e_y (m)
+5	24,00		24,00	1 ,2		1,2
+18.45	24,00		24,00	1 ,2		1,2
Calcul de l'excentricité totale						
Niveau (m)	(e_x + $e_{x\,ac}$)		(e_x - $e_{x\,ac}$)	(e_y + e_{yac})		(e_y – e_{yac})
+5	1 ,2		-1 ,2	1 ,2		-1 ,2
+18.45	1.2		-1.2	1.23		-0.9

Tableau 21: Le comportement des trois premiers modes

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)

Mode 1	0,00	0,00	0,00
Mode 2	39,47	37,79	0,00
Mode 3	37,87	39,50	0,00

Tableau 22 : Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)		
		Sens x	Sens-y	Sens z
1	0,56	37,87	39,50	0,00
2	0,49	77,34	77,29	0,00
3	0,33	77,34	77,29	0,00
4	0,08	83,39	83,89	0,00
5	0,07	89,88	89,86	0,00
6	0,06	89,88	89,86	0,00
7	0,06	89,91	89,88	0,00
8	0,06	89,91	89,88	0,00
9	0,05	90,00	89,88	0,04
10	0,05	90,14	89,88	0,05
11	0,05	90,14	89,88	0,05
12	0,04	90,14	90,14	0,25

Tableau 23:période

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.33	0.56	0.44	NOU
Y	0.33	0.56	0.44	NOU

Annexe B :

1. Description générale du logiciel ROBOT

Le système ROBOT est un logiciel CAO /DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différentes type de structure, il permet de, calculer, vérifier les résultats obtenus et de dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

Le système ROBOT regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacun des étapes de l'étude de la structure, les modules fonctionnent dans le même environnement.

Après le lancement du système ROBOT, la fenêtre représentée ci-dessous est affichée, dans cette fenêtre nous pouvons définir le type de la structure à étudier.

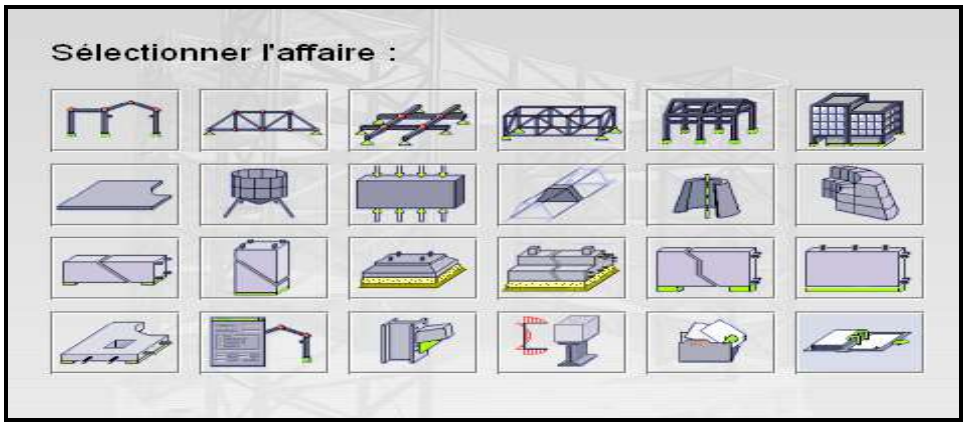


Figure (1) : Type de structures dans le ROBOT-BAT

***Signification des icones affichés**

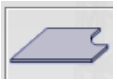
 Étude d'un portique plan

 Étude d'un treillis plan

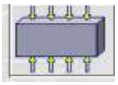
 Étude d'un grillage

 Étude d'un treillis spatial

 Étude d'un portique spatial

 Étude d'une plaque

 Étude d'une coque

 Étude en contrainte plane

 Étude en déformation plane

 Étude d'une structure axisymétrique

 Modélisation en volume

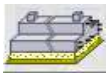
 bâtiment

*Les sept icones suivantes permettent aux modules métier béton armé :

 Dimensionnement des poutres en béton armé.

 Dimensionnement des poteaux en béton armé.

 Dimensionnement des semelles en béton armé.

 Dimensionnement des longrines en béton armé.

 Dimensionnement des dalles en béton armé

 Dimensionnement des voiles en béton armé

 Dimensionnement des poutres -voiles en béton armé

*les trois icônes suivantes servent à sélectionner les modules

 Étude d'une structure paramétrée.

 Dimensionnement assemblage acier  accès direct au module section

* les deux dernière icônes sont les suivantes

 Sert à ouvrir un fichier contenant une structure existante.

 Permet de créer une nouvelle affaire.

Après une clique sur l'une des icones représentées ci-dessus s'agit il d'une coque , le logiciel affiche l'écran du bureau suivant :

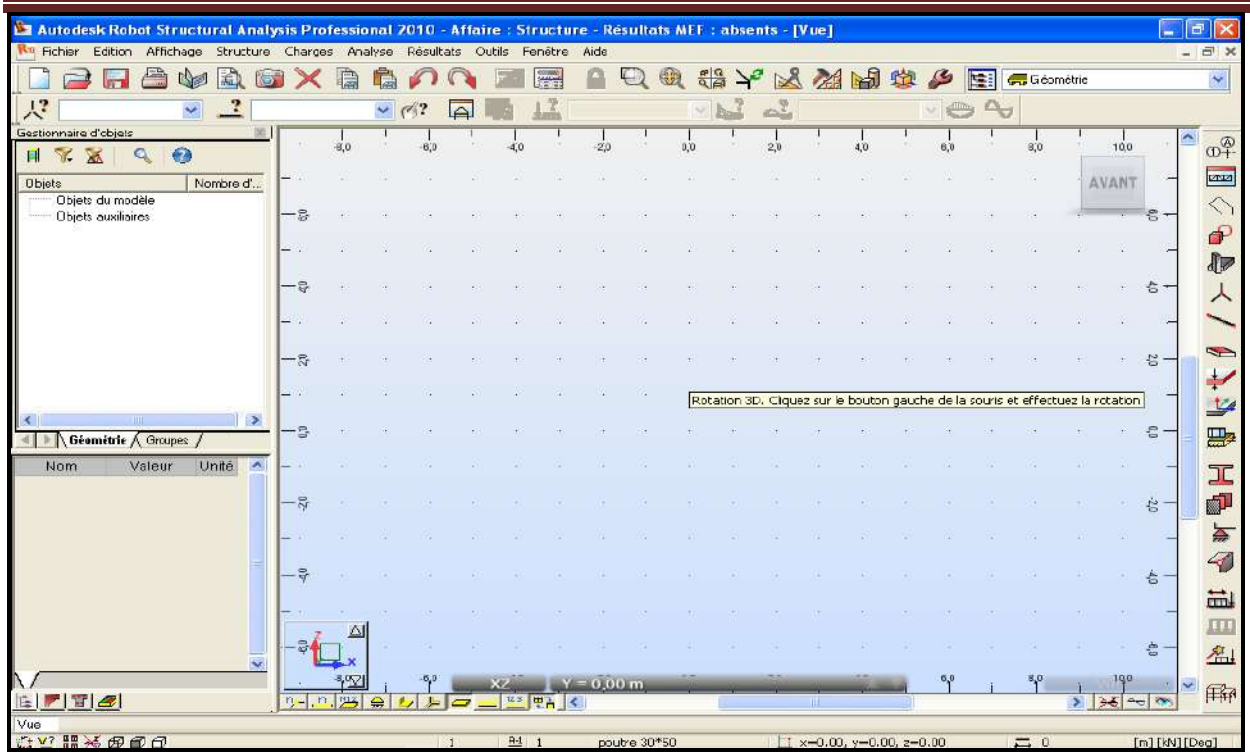


Figure (2) : Ecran principal du ROBOT Millenium.

Remarque :

Dans notre cas le bloc central comporte des blocs séparé par des joints de dilatation, d'où la nécessite de modéliser chaque bloc tout seul.

2.Exemple d'étude de bloc H

Pour avoir des bons résultats, il faut suivre les étapes de modélisation, le calcul et le dimensionnement par à par , donc l'utilisateur du logiciel doit suivre les démarches suivantes :

a - Réglage et préférence de l'affaire

Cette étape sert à définir le système d'unités à utiliser, les caractéristiques des matériaux, les normes de pondérations, paramètres de calcul modales, sismique et le type de maillage.

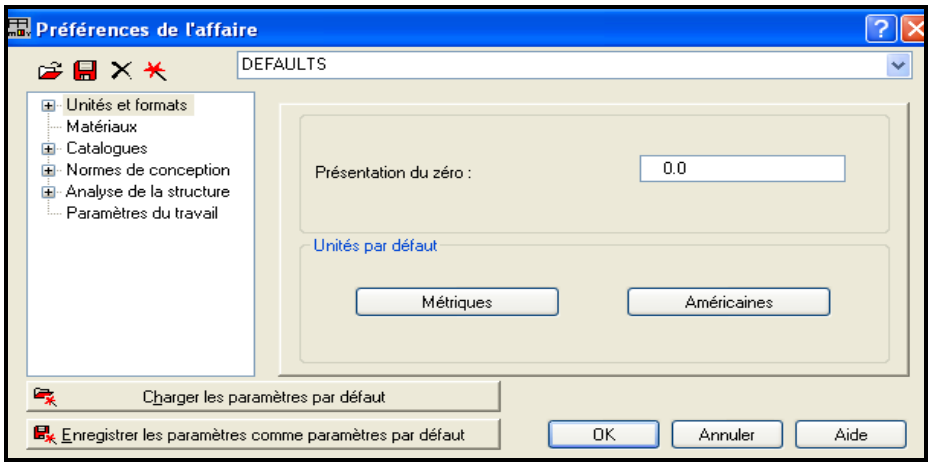


Figure (3) : Préférences de l'affaire.

b - Lignes de construction

Cliquer sur l'icône  dans cette étape on va définir les entraxes de la structure dans les trois directions comme suit :

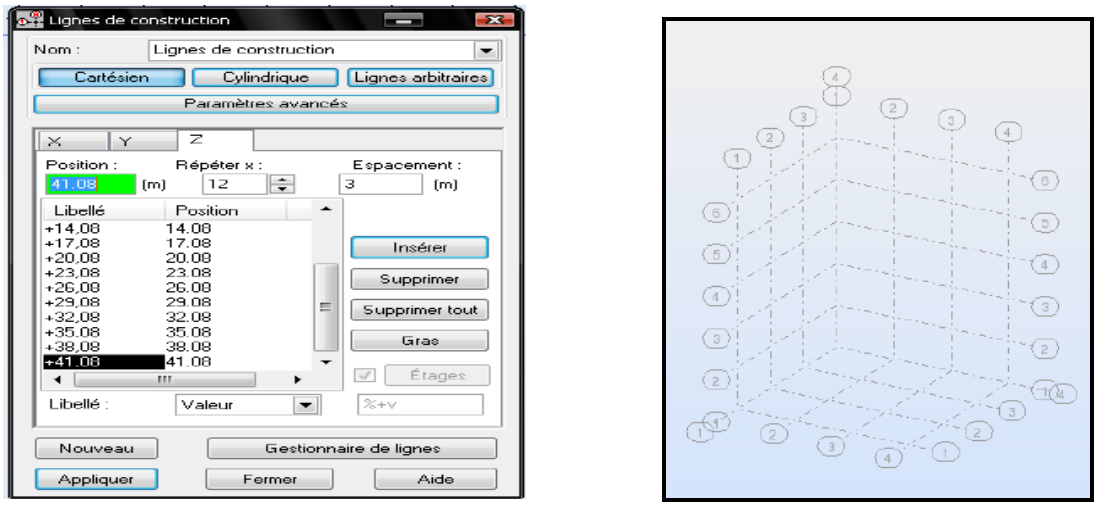


Figure (4) : Définition des lignes de construction.

c - Eléments de construction

Après la définition de la géométrie de base, Cliquer sur l'icône  elle contient la Commande suivante :  cette dernière comprend les éléments poteaux, poutres, Dalles, voiles, ouverture par ordre.

d - Définition des sections

On définit les différents profilés des barres en accédant vers l'icône , il apparait la boite de dialogue suivante :

Définition d'une nouvelle section



Figure (5) : Définition des nouveaux profilés

e - Définition des éléments surfaciques

Pour défini les différents types des panneaux on doit accéder vers l'icône , il apparait la boite de dialogue suivante

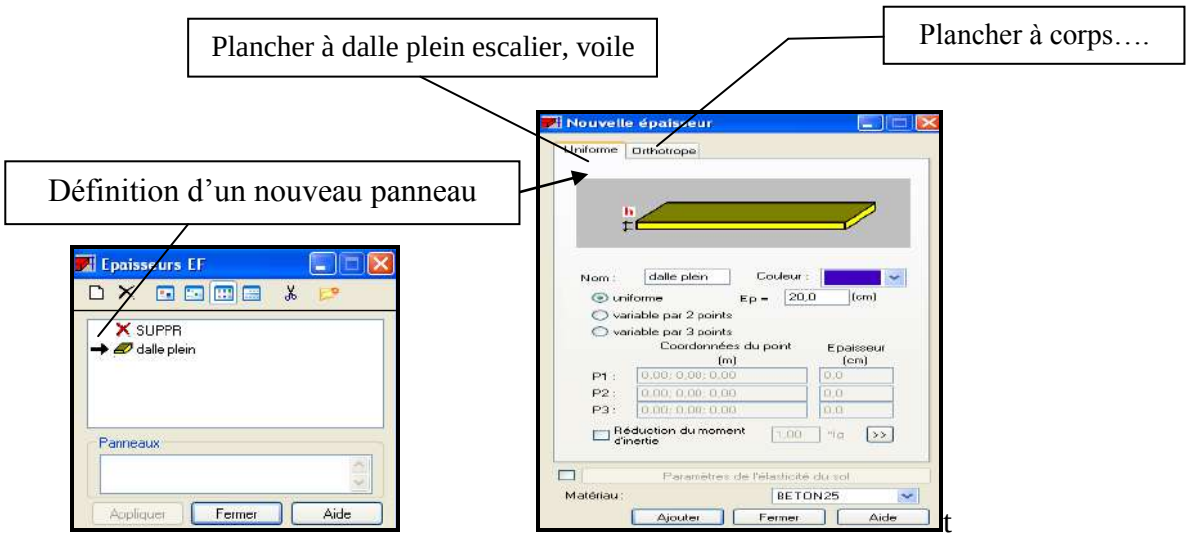


Figure (6) : Définition d'un nouveau panneau.

f - Affectation des sections aux éléments

***Élément poteau :**

Cet élément est défini par un seul nœud avec sa hauteur et son sens, on utilise l'icône , on obtient la boite de dialogue représente ci-après

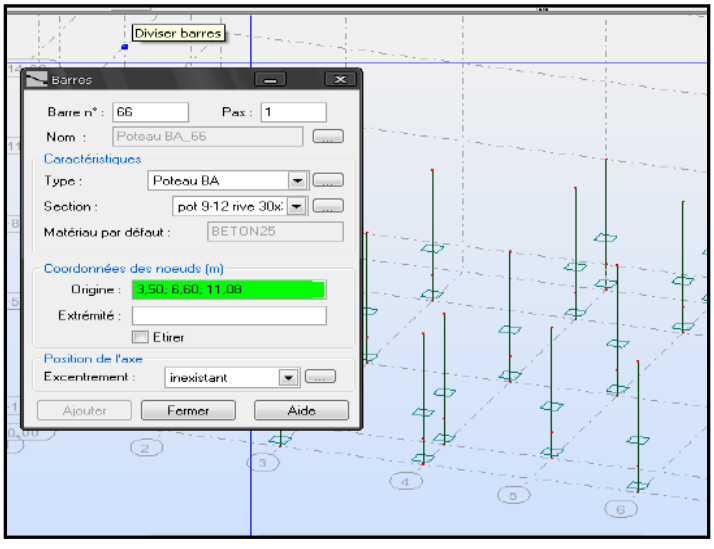


Figure (7) : Affectation des poteaux

***Élément poutre**

Cet élément est défini par deux nœuds qui sont représentés par deux extrémités, on utiliser l'icône ,et on obtient la boite de dialogue suivante :

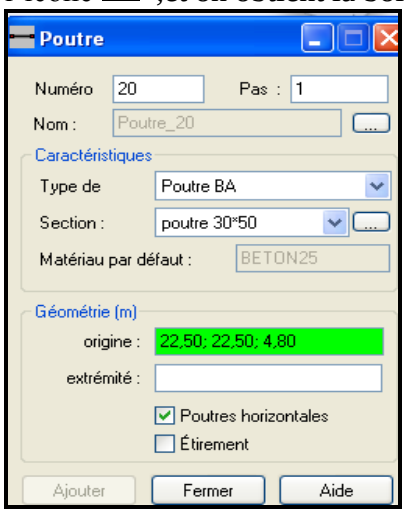
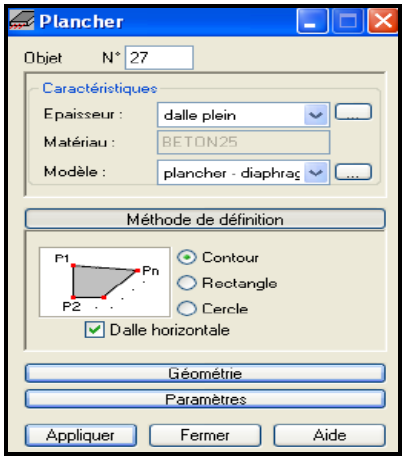


Figure (8) : Affectation des poutres

***Élément dalle**

La dalle est définie par son contour avec la définition de son modèle « coque, diaphragme rigide, diaphragme souple, tablier dans une direction, panneau rideau » cette dernière est une nouvelle option améliorée que le ROBOT 21.22, elle définit les parties rigides dans la structure .On utiliser l'icône en obtenant la boite de dialogue comme suit :





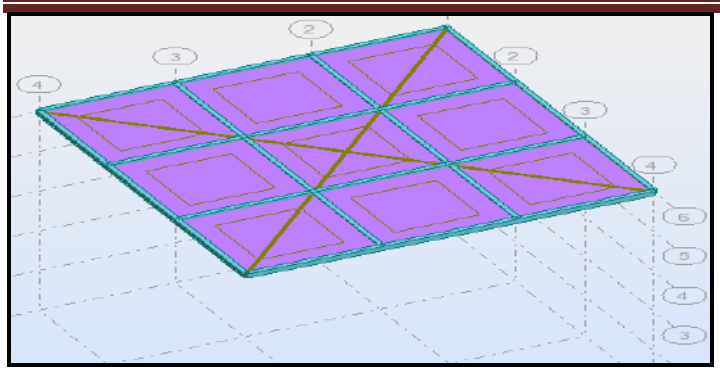


Figure (9) : Visualisation de la liaison rigide

g-Définition des conditions aux limites

*Appuis

Afin d'affecter les appuis aux nœuds associés, on va à l'icône  Il apparaît la boîte de dialogue suivante:

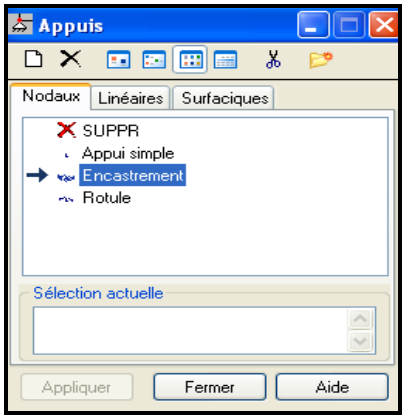
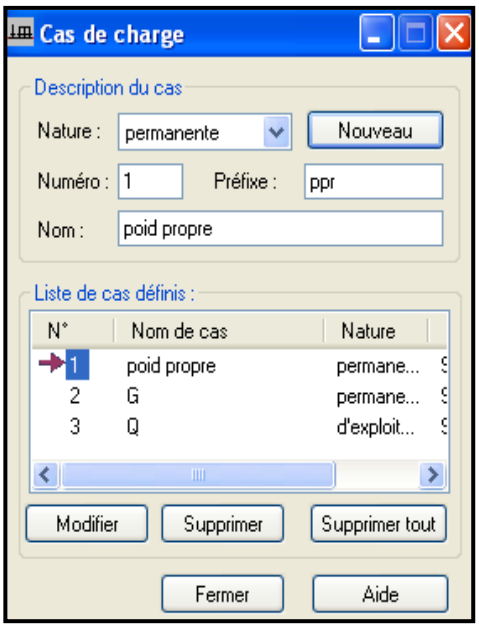


Figure (10) : Définition des conditions d'appuis

*Chargements

Cette option sert à définir les charges appliquées à la structure, la commande est accessible, par la barre d'outils de l' icône  Il apparaît alors la boîte de dialogue représentée ci-dessous:



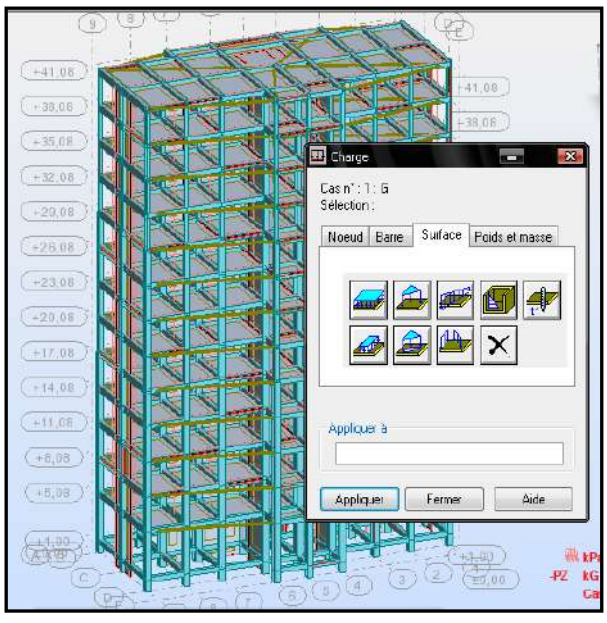


Figure (11) : Définition de charges

Afin d'affecter les charges crées aux éléments associés, on utilise l'icône après un clic sur cette icône, le logiciel affiche la fenêtre suivante :

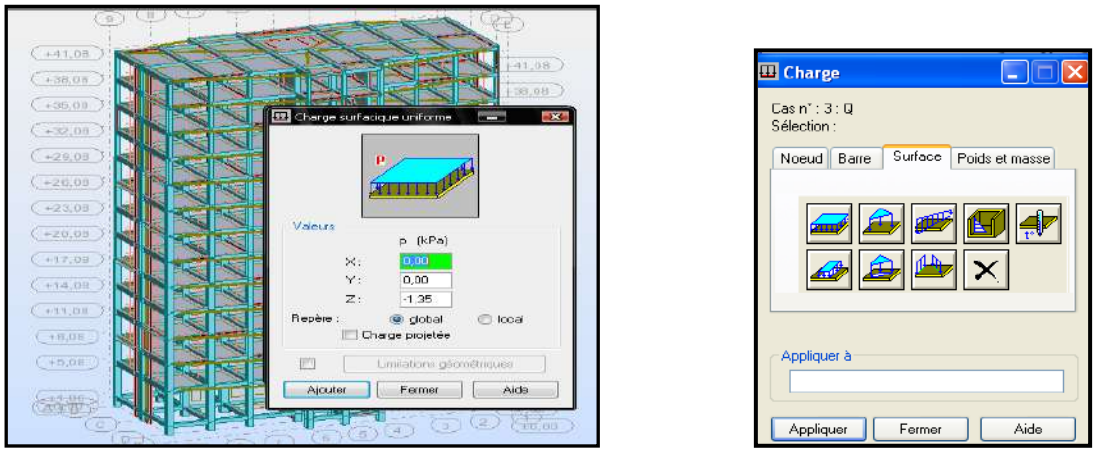


Figure (12) : Affectation des charges aux éléments compatibles

h - Définition de l'option étage

L'option étage permet de définir tous les étages de la structure, après la sélection de cette option, le logiciel va prendre en compte dans le calcul d'autre paramètres comme :

-La masse de chaque étage (uniquement le poids propre).

-Le centre de masse, centre de rigidité et l'excentricité entre ceux,

-Déplacement de chaque plancher et les déplacements entre étage

-Effort réduit

Pour définir cette option, on va au menu déroulant /structure /étage/étage.

Après la sélection de cette option, le logiciel affiche la boite de dialogue représenté ci-après :

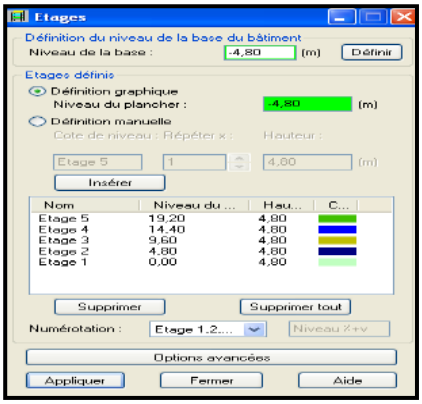


Figure (13) : Définition des étages.

Après la définition de tous les étages, le logiciel affiche la figure suivante :

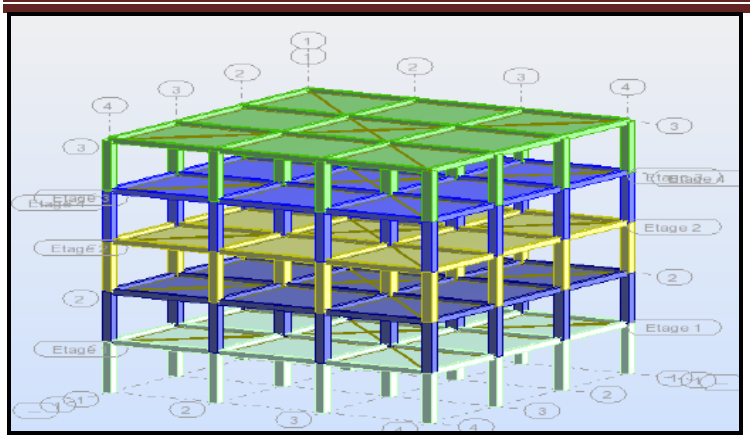


Figure (14) : Visualisation de tous les étages

i - Analyse de la structure

Dans cette étape on va définir les différents paramètres de l'analyse modale et l'analyse sismique.

***Analyse modale**

Afin de définir l'étude modale on utilise l'icône  cette dernière affiche la boite de dialogue suivante :

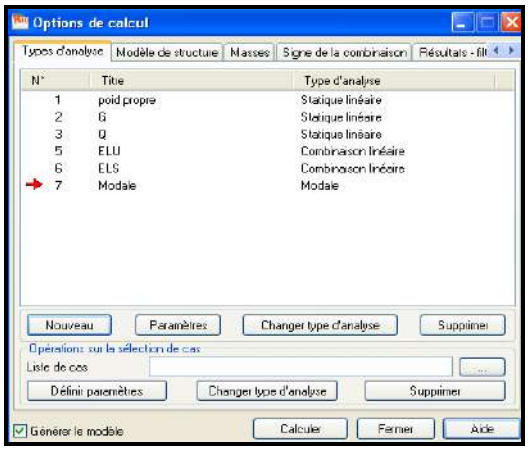


Figure (15) : Définition de nouveau type d'analyse

Au cours de la définition de l'analyse modale, il apparait la boite de dialogue représentée ci - dessous :

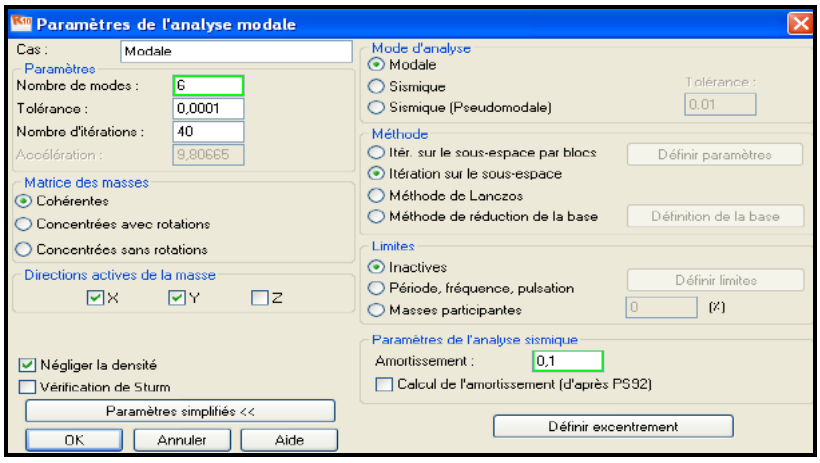


Figure (16) : Paramètres de l'analyse modale.

***Analyse sismique**

Même étapes comme celles de l'analyse modale, mais cette fois il apparait la boite de dialogue suivante :

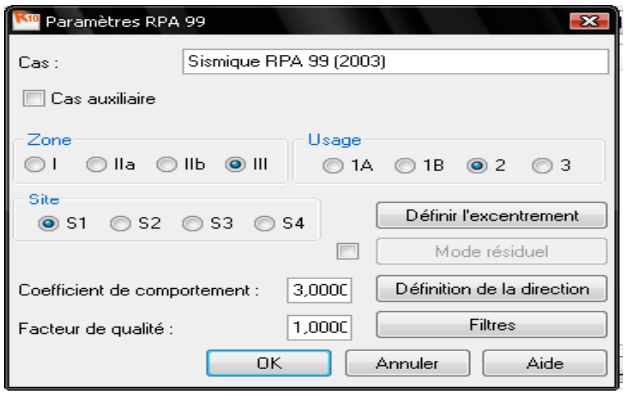


Figure (17) : Paramètres de l'analyse sismique.

Avant de passer vers l'étape suivante, on doit convertir les charges verticales à des charges horizontales :

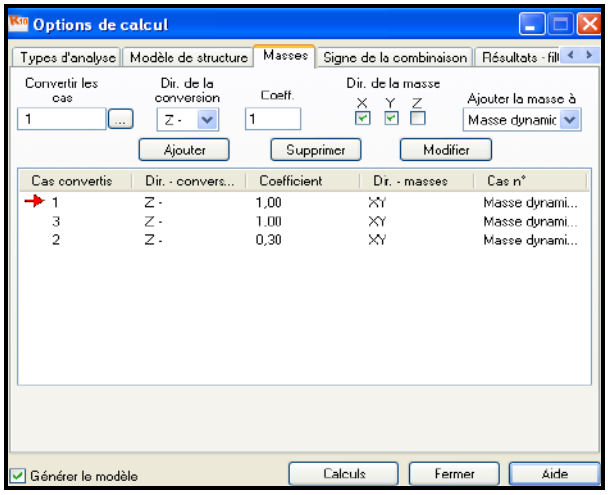


Figure (18) : Conversion des charges

Pour la case du signe de combinaison on choisit la combinaison sismique SRSS, et pour le mode dominant on va l'introduire plus tard (après avoir la participation modale) :

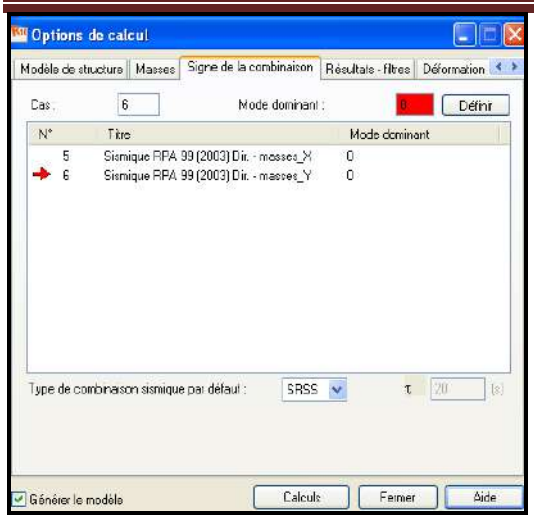


Figure (19) : Définition du signe de combinaison.

Après toutes ces étapes on va lancer les calculs, puis on aura la participation modale, qui est présentée dans le tableau suivant :

Mode dominant dans le sens x

Mode dominant dans le sens y

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	0,86	0,09	68,31	#ind#	0,09	68,31	#ind#	3052437,07	3052437,07	0,0
4/ 2	0,58	59,73	68,36	#ind#	59,63	0,05	#ind#	3052437,07	3052437,07	0,0
4/ 3	0,48	59,75	68,43	#ind#	0,02	0,07	#ind#	3052437,07	3052437,07	0,0
5/ 1	0,86	0,09	68,31	#ind#	0,09	68,31	#ind#	3052437,07	3052437,07	0,0
5/ 2	0,58	59,73	68,36	#ind#	59,63	0,05	#ind#	3052437,07	3052437,07	0,0
5/ 3	0,48	59,75	68,43	#ind#	0,02	0,07	#ind#	3052437,07	3052437,07	0,0
6/ 1	0,86	0,09	68,31	#ind#	0,09	68,31	#ind#	3052437,07	3052437,07	0,0
6/ 2	0,58	59,73	68,36	#ind#	59,63	0,05	#ind#	3052437,07	3052437,07	0,0
6/ 3	0,48	59,75	68,43	#ind#	0,02	0,07	#ind#	3052437,07	3052437,07	0,0

Figure (20) : Participation modale

A partir du tableau précédent, on tire les modes dominant dans les deux sens , pour les introduire on doit aller à la boite de dialogue qui représente les signes de combinaison comme suit :

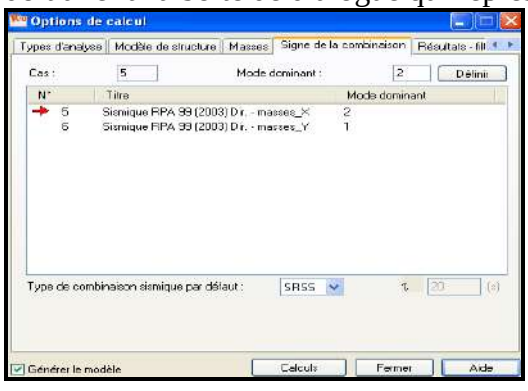


Figure (21) : Définition des modes dominants.

j - Combinaisons des charges

Pour définir les combinaisons des charges données par les règlements en vigueur, on va au menu déroulant / charges / combinaisons manuelles, après ces étapes il apparait la boite de dialogue suivante :

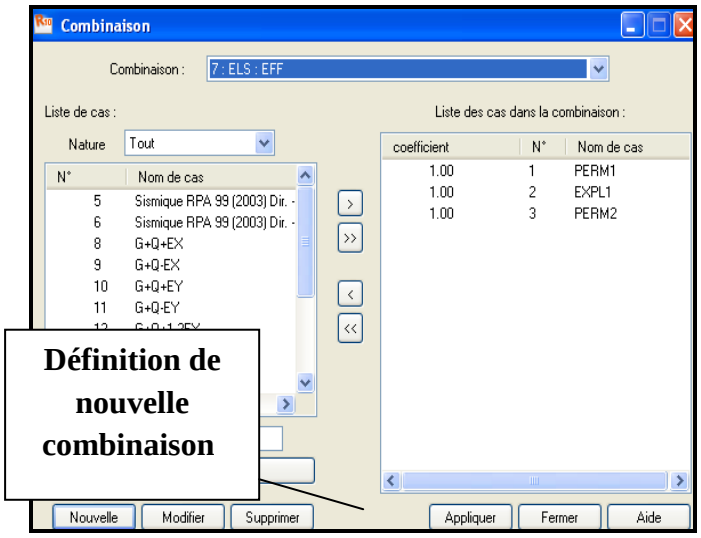


Figure (22) : Définition des combinaisons d'actions.

k - Traitement des résultats :

k – 1 Nature de vibration:

Les représentations ci dessous présentent la nature de mode de vibration (torsion, translation) on a essayé d'éviter la torsion dans le 1^{er} et le 2^{eme} mode, pour cela, on a utilisé plusieurs variantes et les figures suivantes présentent la première et la dernière variante :

K – 2 Diagramme –barre :

Cette boîte de dialogue permet d'afficher les déformées de la structure et les diagrammes de forces sur les barres - éléments de la structure.

La commande est accessible par le menu déroulant **Résultats**, commande Diagrammes...

Il apparait la boite de dialogue suivante :

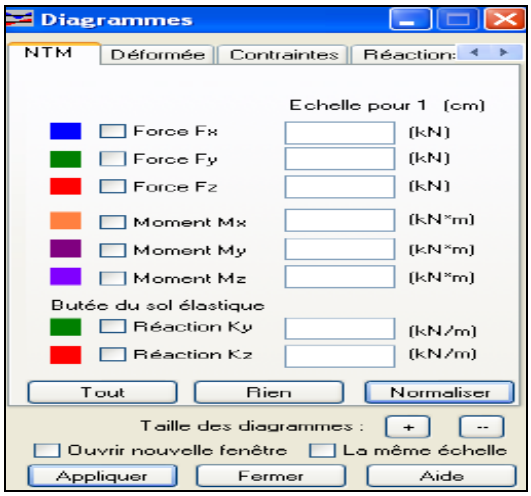


Figure (23) : Commandes diagrammes de forces.

Dans cet onglet vous pouvez sélectionner les grandeurs dont les diagrammes seront affichés :

· Forces : FX, FY et FZ

· Moments: MX, MY et MZ.

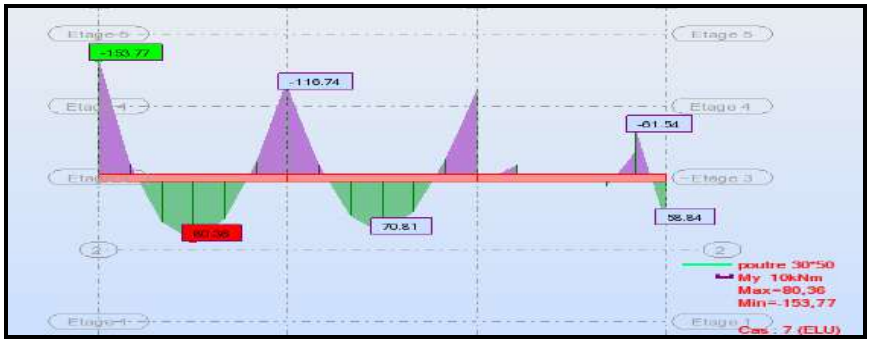


Figure (24) : Diagramme de moment My.

k - 3 Cartographies -panneaux

La commande Cartographies est accessible dans le menu :

Résultats/Cartographies - panneaux

L'option sert à présenter les cartographies ou soulignes des déplacements, moments, contraintes obtenues lors de l'analyse de la structure.

Après la sélection de cette commande, le logiciel affiche la boîte de dialogue représentée sur la figure suivante :

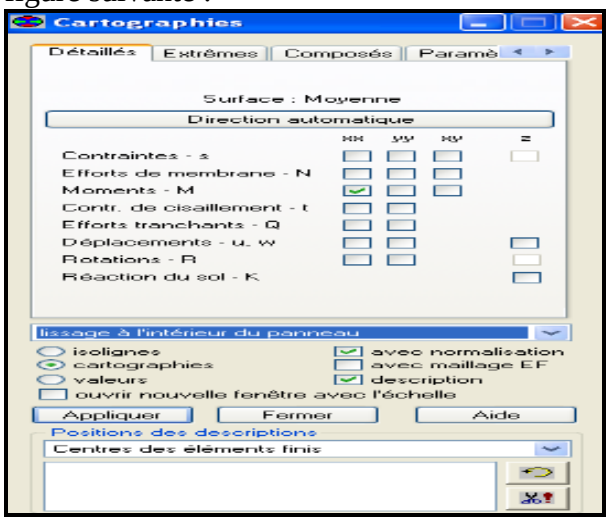


Figure (25) : Commande cartographies.

Dans cet onglet vous pouvez sélectionner les grandeurs dont les diagrammes seront affichés :

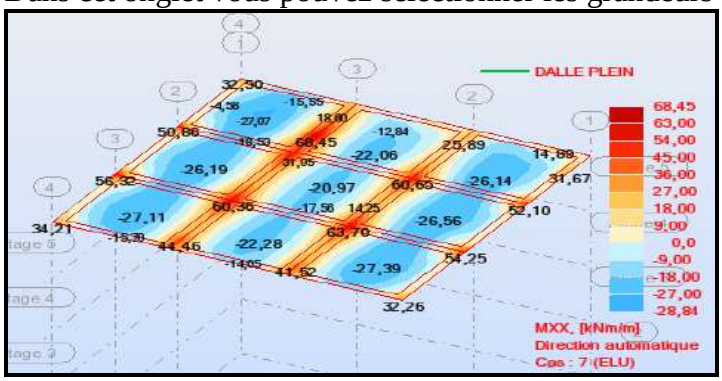


Figure (26) : Cartographies de moment de l'élément dalle .

l - Ferraillage

- **Les barres en béton armé**

La commande est accessible par :

· Le menu déroulant **Analyse**, sous menu Dimensionnement éléments BA.
Il apparaît alors la boîte de dialogue représentée ci-dessous :

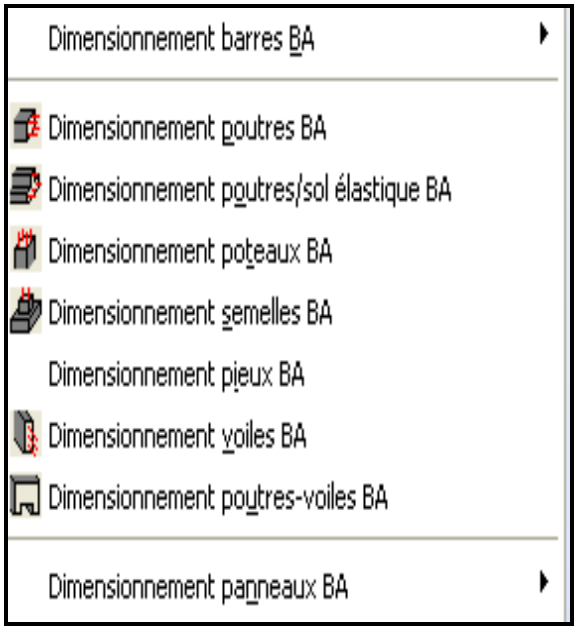


Figure (27) : Boîte de dialogue de dimensionnement des éléments BA
***Dimensionnement de poutres BA**

D'après la sélection sur l'élément considéré, il apparait la fenêtre suivante :

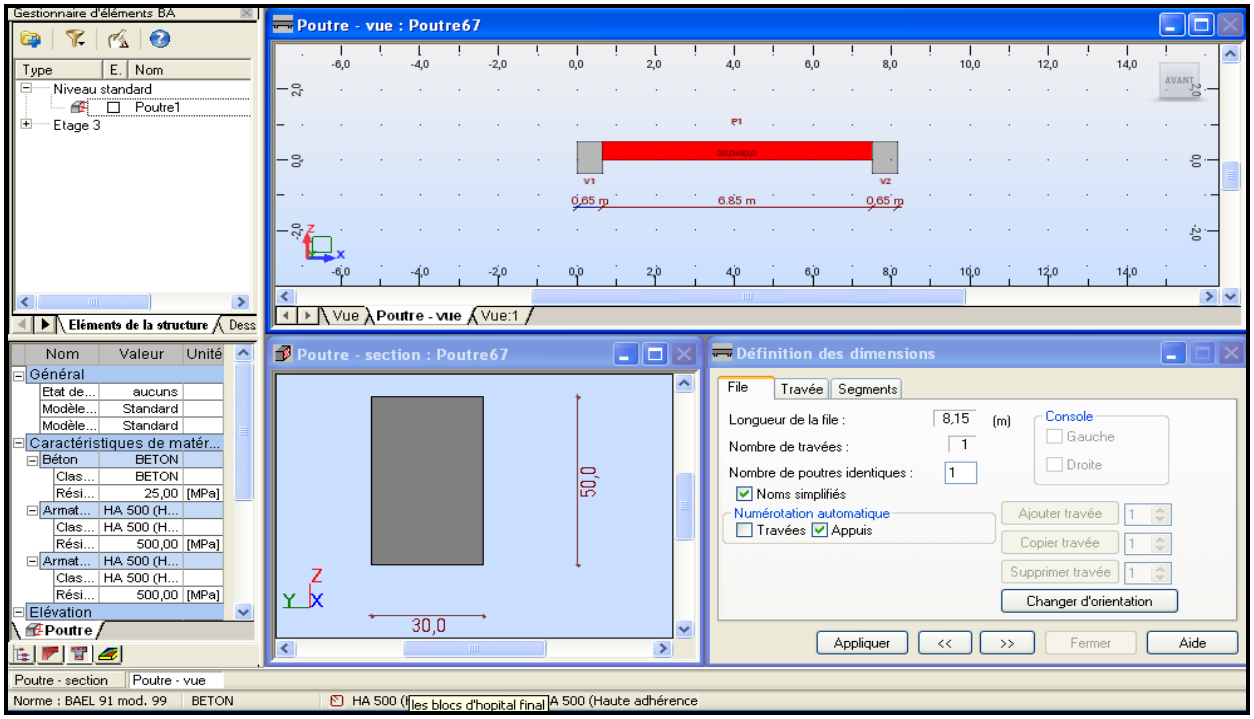


Figure (28) : Dimensionnement des poutres BA.

***Dimensionnement des poteaux BA**

D'après la sélection sur l'élément considérée, il apparait la fenêtre suivante :

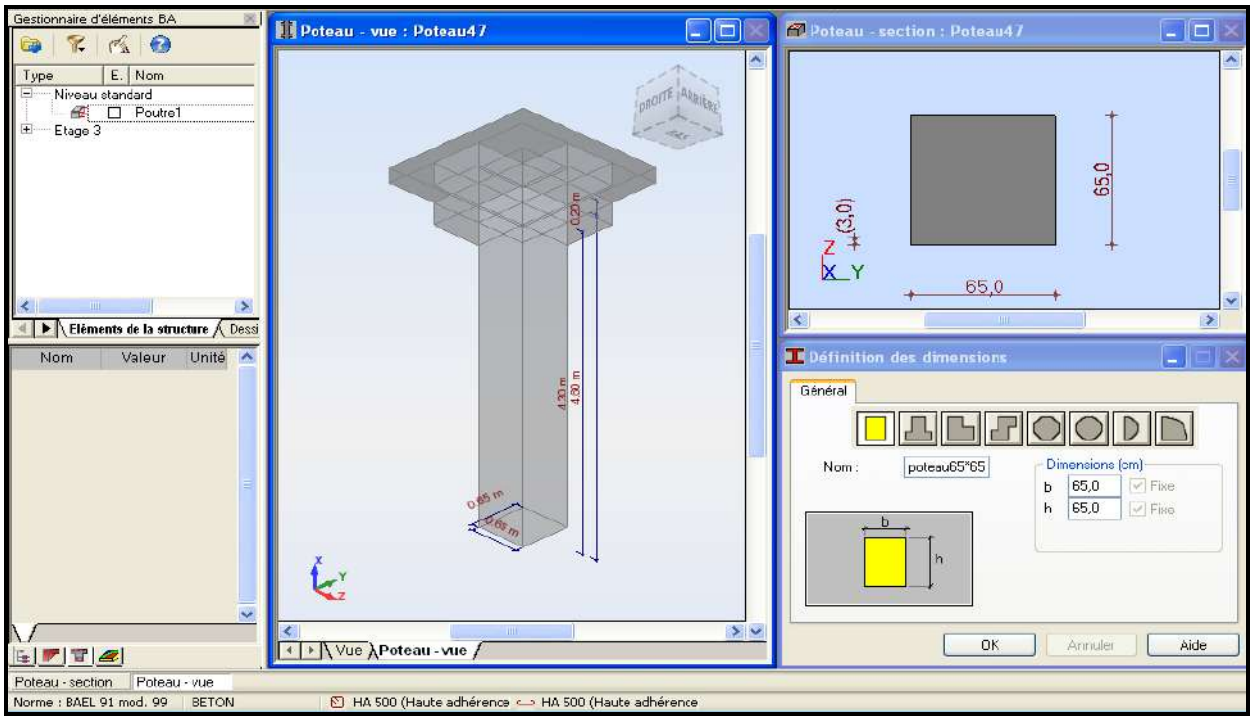


Figure (29) : Dimensionnement des poteaux BA

***Dimensionnement des voiles BA**

D'après la sélection sur l'élément considérée, il apparait la fenêtre suivante :

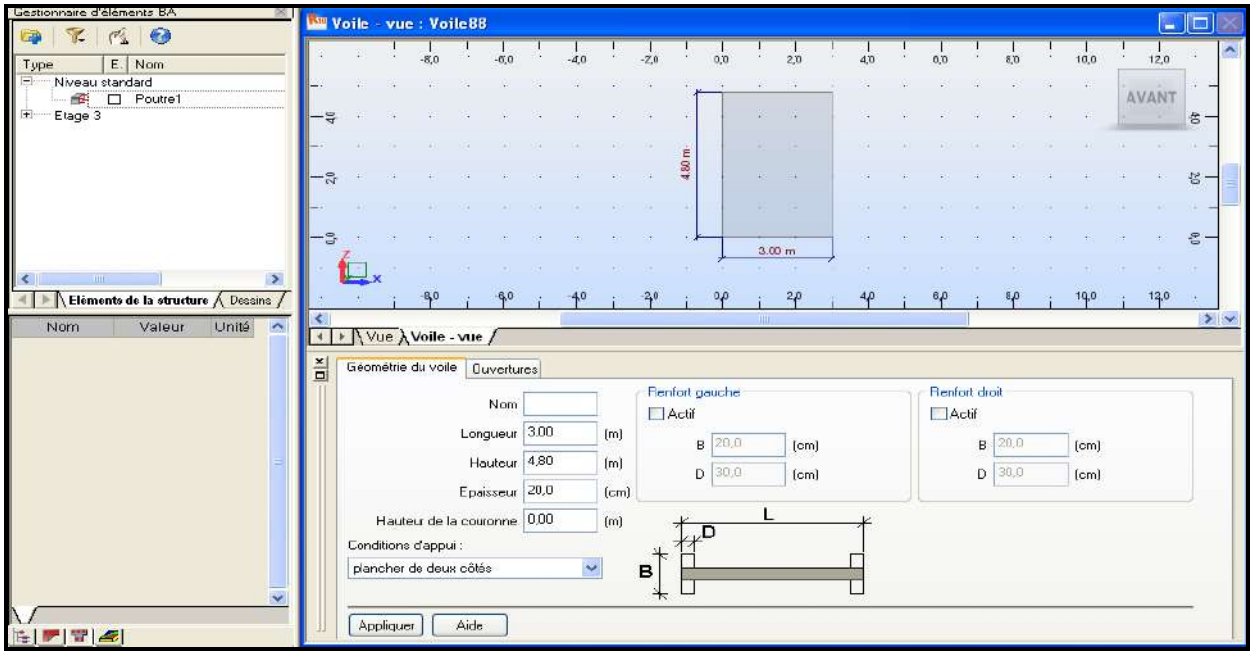


Figure (30) : Dimensionnement des voiles BA.

Annex C :

*** *Références* ***

1- Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 « version 2003 »

2- Règle de conception et de calcul de structures CBA93. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

3- Nouveau guide de béton (Georges Dreux, Jean Festa – Editions Eyrolles)

4- thèse de caractérisation des éléments de structures en béton de fibres métalliques soutenue le 22/06/2013 a l'université de Mouloud Mammeri de TIZI –OUZOU

5- http://iut-tice.ujf-grenoble.fr/tice-espaces/GC/materiaux/mtx3/DREUX/TEXTE1.htm5-

6- Conception et calcul automatique d'une structure mixte en R+5 avec deux sous sols

7- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

8- mémoire de mosquée .

9- D.T.U (Document technique de neige et vent)