



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M...../GC A/2019

Filière : Génie civil

Spécialité : STRUCTURES

Thème

Etude technico-économique et géotechnique d'un pôle d'habitation

Présenté par :

1. BELMOKRETAR Karim
2. BENABDERAHMANE Abdelaziz

Soutenu le 25/06 /2019, devant le jury composé de :

Président :	M. Maliki Mustapha
Examineur :	M. Moussaoui Salah Edine
Encadrant :	M. Bensoula Mohamed

Année Universitaire : 2018 / 2019



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M...../GC A/2019

Filière : Génie civil

Spécialité : STRUCTURES

Thème

Etude technico-économique et géotechnique d'un pôle d'habitation

Présenté par :

1. BELMOKRETAR Karim
2. BENABDERAHMANE Abdelaziz

Soutenu le 25/06 /2019, devant le jury composé de :

Président :	M. Maliki Mustapha
Examineur :	M. Moussaoui Salah Edine
Encadrant :	M. Bensoula Mohamed

Année Universitaire : 2018 / 2019

Remerciements

Avant tout, dieu merci pour nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos grandes et petites familles pour les sacrifices qu'elles ont faites pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur M.BENSOULA MOHAMED, qui ne nous a pas épargné ses directives et son aide scientifique, et sa disponibilité.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs de la « faculté du sciences et technologies/ université Abdelhamid Ibn Badis / Mostaganem ».

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis de la « promotion sortante, de Génie Civil Option structure de l'année 2019 »

Dédicace

Je dédie ce modeste travail a :

Mes chères parents...

Ma petite famille : ma femme, mes filles « Aya » et
« Hadyle » et mes enfants « Abdenacer » et
« Mohamed Abou El-kacem »....

Mon frère et mes sœurs.....

Mon binôme « M. Benabderahmane Abdelaziz »....

À tous mes enseignants qui ont contribué à ma
formation.

A tous mes amis.

Karim Belmokretar

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*A mes parents, mon épouse et mes enfants : « Mohamed »,
« Zheira », « Elhassane », « Elhosseine », « Meryem »
et « Anes ».*

*En signe de ma profonde et affectueuse reconnaissance pour tous
les sacrifices qu'ils ont bien voulu consentir pour moi, que ce
mémoire soit pour eux un témoignage de ma reconnaissance et
affection.*

A mes frères et sœur.

*A mon accompagnant du chemin, mon binôme « M.
Belmokretar Karim ».*

A mes amis.

Et à tous qui ont contribué à ma formation universitaire.

Abdelaziz Benabderahmane.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة جيو تقنية، تقنية و إقتصادية لقطب سكني منجز بواسطة عمارات ذات ثمان طوابق من الخرسانة المسلحة، بذراع بن حدة الواقعة بولاية تيزي وزو، المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية II.a حسب مركز دراسة هندسة الزلازل الجزائري. تم التطرق لبعض التجارب المنجزة من أجل دراسة التربة المخصصة لغرس البنايات و كذا تحليل نتائجها و استنتاج الخصائص الجيوتقنة لهذه الأرضية.

تم اعتماد هيكل مضاد للزلازل محقق بواسطة جدران حاملة من الخرسانة المسلحة، أما الحمولات العمودية يتم تحملها تشاركيا بين الجدران و الأعمدة و الروافد مع تحقيق نسبة تفوق 20 % من الحمولة العمودية للجدران.

تسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21 ماي 2003 (RPA99/version2003) و قانون الخرسانة المسلحة في الجزائر (CBA93).

بالإضافة إلى ذلك، تم إعداد دراسة إقتصادية تضم إعداد مخططات الإنجاز و تحديد مدة الإنجاز، التقييم المالي للمشروع. الكلمات المفتاحية: الأرضية، بلاطة الأساس، الدعامة، الهياكل، الزلزالي، الكشف، المخططات.

RESUME

Le présent mémoire est une étude géotechnique, technique et économique d'un pôle d'habitation constitué par des bâtiments en R+8 en béton armé, ils sont implantés à DRAA BEN-KHADA dans la wilaya de TIZI-OUZOU. Cette région est classée en zone sismique IIa, selon le RPA-99 /version 2003.

Quelques essais ont été introduit dans cette études pour la détermination des caractéristiques du sol d'assise y compris la contrainte admissible et la profondeur d'ancrage.

Les contreventements sont assurés par des voiles porteur, et les charges verticales portés conjointement par les voiles et les portiques avec un minimum de 20 % pour les voiles.

Le dimensionnement, les armatures et les dosages de béton sont obtenues du RPA 99 version 2003, et le CBA 93.

On plus une étude économique a été faite afin d'évaluer le montant global alloué pour la réalisation de ce projet, ainsi que la détermination du délai et l'élaboration des plannings d'exécutions.

Mots clés : Sols, Radier, Contreventement, Portiques, Sismique, devis, Plannings.

Abstract

This thesis is a geotechnical, technical and economic study of a residential pole consisting of buildings in R + 8 reinforced concrete, they are located in DRAA BEN-KHADA in the wilaya of TIZI-OUZOU. This region is classified in seismic zone IIa, according to RPA-99 / version 2003.

A few tests have been introduced in this study for the determination of the characteristics of the subgrade including permissible stress and depth of anchorage.

Bracing is provided by load-bearing sails, and vertical loads carried jointly by sails and gantries with a minimum of 20% for sails.

Sizing, reinforcement and concrete dosing are obtained from RPA 99 version 2003, and CBA 93.

In addition, an economic study was conducted to evaluate the overall amount allocated for the realization of this project, as well as the determination of the deadline and the preparation of the execution schedules.

Key words: Soils, Radar, Bracing, Gantries, Seismic, estimates, Plannings.

Table des matières	
Remerciement.....	i
Dédicaces.....	ii
Résumé.....	iii
Liste des tables.....	IV
Liste des figures.....	V
Liste des symboles.....	VI
Table des matières.....	
Introduction.....	1
I-Étude géotechnique	
1 Introduction.....	1
2 Mission du géotechnicien.....	2
4 Les étapes d'une étude géotechnique.....	2
5 Présentation de l'étude géotechnique.....	2
6 Essais de l'étude géotechnique.....	3
6.1 Essais in-situ.....	3
6.2 Essais au laboratoire.....	7
7 Partie pratique.....	13
7.1 Essai préssiométrique.....	15
8 Essais au laboratoire.....	17
8.1 Analyse granulométrique.....	17
8.2 Limite d'aterberg.....	18
8.3 Essai mécanique.....	18
8.4 Essais chimiques.....	18
9 Détermination de la contrainte admissible du sol.....	19
9.1 A partir des essais au laboratoire.....	19
9.2 A partir des essais pénétrométriques.....	19
II-Etude technique	
1 Présentation et caractéristiques des matériaux.....	22
1.1 Présentation du projet.....	22
1.2 Caractéristiques géométriques du projet.....	22
1.3 Choix du système de contreventement.....	22
1.4 Plancher.....	22
1.5 Maçonnerie.....	23
1.6 Revêtement.....	23
1.7 Isolation.....	23
1.8 Acrotère.....	23

2	Caractéristiques des matériaux et hypothèses de calcul.....	23
2.1	Béton armé.....	23
2.2	Caractéristiques des matériaux.....	23
3	Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions.....	27
3.1	Généralités.....	27
3.2	État limite ultime.....	27
3.3	État limite de service.....	28
4	Caractéristiques géotechniques du sol.....	28
5	Logiciels utilisés.....	28
6	Règlements utilisés.....	28
	Pré dimensionnement	
1	Introduction.....	30
2	Murs.....	30
2.1	Murs extérieurs.....	30
2.2	Murs intérieurs (simple parois).....	30
3	Les planchers.....	30
3.1	Plancher en dalle pleine.....	30
4	Les escaliers.....	33
4.1	Paliers.....	34
4.2	La paillasse.....	34
5	Les poutres.....	34
5.1	Poutres principales.....	34
5.2	Poutres secondaires.....	35
6	Les poteaux.....	35
6.1	Dimensionnements des poteaux les plus sollicités.....	36
7	Pré dimensionnement des voiles.....	39
	Élément secondaires	
1	Étude du plancher a corps creux.....	40
1.1	Introduction.....	40
1.2	Détermination des sollicitations.....	40
1.3	Ferraillage des poutrelles.....	42
1.4	Ferraillage de la dalle de compression.....	46
2	La dalle pleine.....	47
2.1	Vérification si la dalle portante sur 4 coté.....	47
2.2	Calcul du ferraillage de la dalle pleine.....	48
2.3	Vérification des contraintes de cisaillement.....	49
2.4	Vérification si la flèche est nécessaire.....	49

2.5 Vérification de la flèche.....	49
3 Étude du balcon.....	51
3.1 Calcul des sollicitations.....	51
3.2 Calcul du ferrailage.....	51
3.3 Vérification des contraintes.....	52
3.4 Vérification au cisaillement	53
4 Étude de l'acrotère.....	55
4.1 détermination des sollicitations.....	55
4.2 Détermination du ferrailage	56
4.3 Vérification des contraintes	56
4.4 Vérification au cisaillement	57
5 Étude des escaliers.....	59
5.1 Introduction.....	59
5.2 Terminologie.....	59
5.3 Détermination des sollicitations.....	60
5.4 Ferrailage des escaliers.....	62
Étude dynamique	
1 Introduction.....	77
1 Caractéristiques dynamiques propres.....	77
2 Modélisation de la structure.....	78
3 Modélisation de la rigidité.....	78
4 Modélisation de la masse.....	78
5 Étude sismique.....	78
5.1 Introduction.....	78
5.2 Choix de la méthode de calcul.....	79
Ferrailage des portiques	
1 Introduction.....	86
2 Ferrailage des poteaux.....	86
2.1 Ferrailage longitudinales.....	87
2.2 Ferrailage transversal.....	87
3 Ferrailage des poutres.....	98
3.1 Armatures longitudinales.....	98
3.2 Armatures transversales.....	98
Ferrailage des voiles	
1 Ferrailage des voiles.....	106
1.1 Généralités.....	106
1.2 Ferrailage des voiles.....	106

Fondations	
1 Introduction.....	114
2 Choix du type de fondation.....	114
3 Étude du radier générale.....	115
3.1 Dimensionnement du radier.....	115
3.2 Dimensionnement du débord.....	116
3.3 Dimensionnement des nervures.....	117
3.4 Ferrailage.....	117
4 Vérification de la stabilité.....	121
4.1 Vérification de soulèvement (sous les combinaisons 0.8G+-E ET G+Q+E).....	121
4.2 Vérification sous l'effet hydrostatique.....	123
Étude économique	
1 Introduction.....	124
2 Organisation du chantier.....	124
2.1 Clôture du chantier.....	124
2.2 Création des zones.....	124
2.3 Les voix de circulation.....	124
2.4 Les moyens de manutentions.....	124
3 Plannings de construction.....	125
3.1 Type des plannings.....	125
3.2 Détermination des natures d'ouvrages et les durés d'exécution.....	125
4 Élaboration des devis.....	126
Conclusion.....	127
Référence bibliographique	
Annexes	

Table des figures	
Étude géotechnique	
Figure 1 :Pénétro-dynamique lourd (référence LTPO).....	3
Figure 2 : Abaque des résistances dynamiques (référence LTPO).....	3
Figure 3 :Caisse de carottes prélevées après un sondage (référence LTPO).....	4
Figure 4 :Contrôleur pression-volume (référence LTPO).....	5
Figure 5 :Courbes préssiométrique (référence LTPO).....	6

Figure 6 : Coupe présentatif de l'essai pressiometrique.....	6
Figure 7 : Série des tamis sur une table vibrante (référence LTPO).....	7
Figure 8 : Matériels de l'essai sedimentometrique (référence LTPO).....	7
Figure 9 : Matériels de l'essai equivalent de sable (référence LTPO).....	9
Figure 10 : Calcimètre (référence LTPO).....	10
Figure 11 : Schéma représentatif de l'état du sol.....	11
Figure 12 : Appareille de casa grande (référence LTPO).....	11
Figure 13 : Représentation conventionnelle d'un volume de sol (référence LTPO).....	12
Figure 14 : Schéma de situation et d'implantation des essais (In-Situ).....	13
Présentation et caractéristiques des matériaux	
Figure 1 : Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots).....	24
Figure 2 : Diagramme prabol-réctangle (béton).....	24
Figure 3 : Diagramme parabol-réctangle (béton).....	24
Figure 4 : Diagramme contraintes-déformations (Acier).....	26
Figure 5 : Vue en plan RDC.....	29
Figure 6 : Vue en plan étages courants.....	29
Pré-dimensionnement	
Figure 1 : Coupe du mur extérieur.....	30
Figure 2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	31
Figure 3 : Nervure du plancher à corps creux.....	32
Figure 4 : Dimensions adoptées pour les poutrelles.....	32
Figure 5 : Section des poutres principales.....	34
Figure 6 : Section des poutres secondaires.....	35
Figure 7 : Section du poteau le plus sollicité.....	35
Figure 8 : Section réduite du poteau.....	36
Figure 9 : Coupe en élévation d'un voile.....	39
Élément secondaires	
Figure 1 : Différentes types des poutrelles.....	40
Figure 2 : Section transversale du poutrelle étudiée.....	41
Figure 3 : Ferrailage des poutrelles.....	45
Figure 4 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	46
Figure 5 : Dalle portante sur 4 cotes.....	47
Figure 6 : Ferrailage de la dalle pleine.....	50
Figure 7 : Coupe transversale.....	51
Figure 8 : Ferrailage du balcon.....	54
Figure 9 : Schéma statique de l'acrotère.....	55
Figure 10 : Coupe transversale de l'acrotère.....	55

Figure 11 :Coffrage et ferrailage de l'acrotère.....	58
Figure 12 :Schéma d'un escalier.....	59
Figure 13 :Différentes composantes d'un escalier.....	59
Figure 14 :Schéma statique d'escalier du RDC à l'ELU.....	60
Figure 15 :Schéma statique d'escalier du RDC à l'ELS.....	61
Figure 16 :Schéma statique d'escalier de l'étage courant à l'ELU.....	61
Figure 17 :Schéma statique d'escalier de l'étage courant à l'ELS.....	62
Figure 18 :Diagramme du moment fléchissant à l'ELU (volé 01 niv RDC).....	62
Figure 19 :Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (volé 01 niv RDC).....	62
Figure 20 :Diagramme du moment fléchissant à l'ELS (volé 01 niv RDC).....	64
Figure 21 :Diagramme du moment fléchissant à l'ELU (volé 02 niv RDC).....	66
Figure 22 :Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (volé 02 niv RDC).....	66
Figure 23 :Diagramme du moment fléchissant à l'ELS (volé 03 niv RDC).....	67
Figure 24 :Diagramme du moment fléchissant à l'ELU (volé 03 niv RDC).....	69
Figure 25 :Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	69
Figure 26 :Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (volé 03 niv RDC).....	69
Figure 27 :Diagramme du moment fléchissant à l' ELS (volé 03 niv RDC).....	71
Figure 28 :Coffrage et ferrailage des escaliers (volé 01 niv RDC).....	73
Figure 29 : Coffrage et ferrailage des escaliers (volé 01 niv RDC).....	74
Figure 30 : Coffrage et ferrailage des escaliers (volé 02 niv RDC+EC).....	75
Figure 30 : Coffrage et ferrailage des escaliers (volé 03 niv RDC+EC).....	76
Etude dynamique	
Figure 01 :Disposition des voiles de contreventement.....	82
Ferrailage des portiques	
Figure 01 :coupe d'un poteau de dimension de 50*50cm.....	88
Figure 02 :coupe transversale du poteau de dimension de 50*50cm.....	91
Figure 03 :Croquis des ferrillages des poteaux.....	96
Figure 04 : Croquis des ferrillages des poteaux.....	97
Figure 05 : Croquis des ferrillages des poutres.....	105
Ferrailage des voiles	
Fondation	
Figure 01 :Schemat statique du débord.....	116
Figure 02 : Croquis des ferrillages des nervures.....	119
Figure 03 : Croquis de ferrailage du radier générale dans les deux sens.....	120
Figure 04 : Croquis de ferrailage du débord.....	121

Liste des tableaux	
--------------------	--

Étude géotechnique	
Tableau 1 :Résultats de l’essai pénétrométrique dans le sondage K1.....	15
Tableau 2 :Résultats de l’essai pénétrométrique dans le sondage K2.....	15
Tableau 3 :Résultats de l’essai pressiométrique dans le sondage SP1.....	16
Tableau 4 :Résultats de l’essai pressiométrique dans le sondage SP2.....	16
Tableau 5 :Caractéristique du sol dans les différents sondages.....	17
Tableau 6 :Résultats de l’analyse granulométrique.....	17
Tableau 7 :Caractéristique mécaniques.....	18
Tableau 8 :Résultats des analyses chimiques.....	18
Pré-dimensionnement	
Tableau 1 :Charge appliquées sur la dalle pleine de la cage d’escalier et l’ascenseur.....	31
Tableau 2 :Charge appliquées sur la dalle pleine du balcon.....	31
Tableau 3 :Plancher terrasse.....	33
Tableau 4 :Plancher étage courant.....	33
Tableau 5 :Dimensions des éléments d’escaliers.....	34
Tableau 6 :Les charges du paliers.....	34
Tableau 7 :Les charges de la paillasse.....	34
Tableau 8 :Dégression verticale des charges.....	37
Tableau 9 :pré-dimensionnement des poteaux.....	39
Tableau 10 :pré-dimensionnement des voiles.....	40
Éléments secondaires	
Tableau 1 :Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations.....	41
Tableau 2 :Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles.....	41
Tableau 3 :Les valeurs des efforts maximums.....	41
Tableau 4 :Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appui.....	45
Tableau 5 :Les efforts appliqués sur la dalle pleine.....	48
Tableau 6 :Récapitulatif du ferrailage de la dalle a ELU suivant le sens x et y.....	48
Tableau 7 :Vérification des contraintes à l’ELS suivant x et y.....	49
Tableau 8 :Ferrailage du balcon.....	52
Tableau 9 :Les efforts agissent sur le volet 01 du RDC.....	63
Tableau 10 :Les efforts agissent sur le volet 02 du RDC.....	66
Tableau 11 :Les efforts agissent sur le volet 03 du RDC.....	69
Tableau 12 :Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers.....	72
Étude dynamique	
Tableau 1 :Pénalités du facteur de qualité.....	80
Tableau 2 :Taux de participation modale.....	83
Tableau 3 :Vérification de l’effort tranchant à la base.....	83

Tableau 4 :Vérification des déformations.....	84
Tableau 5 :Vérification de l'effet $p\Delta$ sens xx.....	84
Tableau 6 :Vérification de l'effet $p\Delta$ sens yy.....	85
Tableau 7 :Taux des charges verticales portés par les voiles.....	85
Ferraillage des portiques	
Tableau 1 :tableau récapitulatif du ferraillage longitudinale des poteaux.....	94
Tableau 2 : tableau récapitulatif du ferraillage transversale des poteaux.....	96
Tableau 2 : tableau récapitulatif du ferraillage transversale des poutres.....	104
Ferraillage des voiles	
Tableau 1 :Caractéristique géométriques des voiles.....	108
Tableau 2 :Les efforts agissent sur les voiles.....	109
Tableau 3 :Tableau récapitulatif de ferraillage longitudinale.....	112
Tableau 4 :Tableau récapitulatif de ferraillage transversale.....	113
Fondation	
Tableau 1 :Surfaces des semelles isolées et filantes.....	115
Tableau 2 :Sollicitations des nervures.....	117
Tableau 3 :ferraillage des nervures.....	118
Tableau 4 :Les efforts agissent sur le radier générale	120
Tableau 5 :ferraillage du radier générale.....	120
Tableau 6 :Effort et ferraillage du débord.....	121
Tableau 7 :Vérification de la stabilité sous la combinaison 0.8G+-E (sens longitudinale)	122
Tableau 8 :Vérification de la stabilité sous la combinaison 0.8G+-E (sens transversale)	122
Tableau 9 :Vérification de la stabilité sous la combinaison G+Q+E (sens longitudinale)	122
Tableau 10 :Vérification de la stabilité sous la combinaison G+Q+E (sens transversale)	123

LISTE DES SYMMBOLES

A	: Coefficient d'accélération de zone.
A_s	: Aire d'une section d'acier.
A_t	: Section d'armatures transversales.
B	: Aire d'une section de béton.
\emptyset	: Diamètre des armatures, mode propre.
Q	: Charge d'exploitation.
γ_s	: Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b	: Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s	: Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc}	: Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u	: Contrainte ultime de cisaillement.
τ	: Contrainte tangentielle.
β	: Coefficient de pondération.
σ_{sol}	: Contrainte du sol.
σ_m	: Contrainte moyenne.
G	: Charge permanente.
ξ	: Déformation relative.
V_0	: Effort tranchant a la base.
$E.L.U$: Etat limite ultime.
$E.L.S$: Etat limite service.
N_{ser}	: Effort normal pondéré aux états limites de service.
N_u	: Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u	: Effort tranchant ultime.
T	: Effort tranchant, Période.
S_t	: Espacement.
λ	: Elancement.
e	: Epaisseur.
F	: Force concentrée.
f	: Flèche.
\bar{f}	: Flèche admissible.
D	: Fiche d'ancrage.
L	: Longueur ou portée.
L_f	: Longueur de flambement.
W	: Poids total de la structure.
d	: Hauteur utile.
F_e	: Limite d'élasticité de l'acier.
M_u	: Moment à l'état limite ultime.

XI

- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis.
 M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
 I : Moment d'inertie.
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 M : Moment, Masse.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 P : Rayon moyen.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
 K : Coefficient de raideur de sol.
 δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
 Y : Position de l'axe neutre.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

INTRODUCTION

Introduction Générale :

Construire a toujours été le premier souci de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas de la structure adéquate et la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Il est donc, nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites, leurs coûts et d'autre part, de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les exécutions.

Parmi ces ouvrages les bâtiments, qu'ils sont des constructions en élévation.

Le présent travail a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, par l'étude d'un pôle d'habitation, composé d'un ensemble d'ouvrages, parmi eux des bâtiments en R+8 en béton armé.

Notre étude s'est donc portée sur un seul bâtiment, puis a été généralisée sur le reste des bâtiments.

Le travail consiste à effectuer trois études :

Etude géotechnique :

Elle consiste à déterminer ce qui suit :

- Les différentes couches lithologiques ;
- L'existence de la nappe d'eau ;
- Profondeur d'ancrage ;
- La contrainte admissible du sol.

Etude technique : par la justification des différents éléments vis-à-vis la résistance aux sollicitations qui subit les bâtiments.

Etude économique : pour déterminés les délais d'exécutions, le cout du projet et les différents plannings.

ETUDES
GÉOTECHNIQUE

1 Introduction :

Lors d'un projet d'aménagement, tout constructeur doit (de manière à assurer la pérennité des futurs ouvrages) prendre en compte la nature des formations constituant le sous-sol du site où il est prévu de réaliser cet aménagement. Cette prise en compte permet d'adapter le projet au site envisagé, de définir le système de fondation.

Pour des raisons de compétence, la responsabilité des problèmes liés aux formations composant le sous-sol est transféré à un spécialiste « Géotechnicien ».

Missions du géotechnicien :

Définition du cadre géologique, hydrogéologique et topographique général d'un site étudié et prise en compte des avoisinants du projet ;

- Définition des aléas existants vis-à-vis des risques naturels : détection des cavités, stabilité général d'un site (par rapport au glissement de terrain par exemple), sismicité;
- Définitions des terrassements : faisabilité, réemploi des matériaux, tenus des talus et parois des fouilles ;
- Définition de l'influence de circulations d'eaux souterraines, agressivité de l'eau vis-à-vis des bétons ;
- Définition de l'influence de la nature et de la répartition des formations géologiques sur la réalisation des travaux et sur la conception de l'ouvrage : détermination des sollicitations que sont capables de reprendre ces formations en fonction des projets, définition des types de fondations à envisager et évaluation des tassements sous ouvrages ;
- Définition de l'incidence sur l'environnement avoisinant le projet : stabilité des pentes et des constructions voisines, nuisances liés aux futurs travaux.

2 Les étapes d'une étude géotechnique :

Pour mener à bien cette mission, l'intervention du géotechnicien se divise généralement en deux phases :

- Une phase d'investigations réalisée sur le site étudié et permettant d'obtenir des informations relatives aux formations constituant le sous-sol (homogénéité ou hétérogénéité du sous-sol, détermination des caractéristiques géo-mécaniques des formations constituant le sous-sol, présence de circulations d'eaux souterraines...). Différents moyens peuvent être utilisés pour obtenir ces informations : reconnaissance géologique visuelle, réalisation d'essais mécaniques en place (sondage par forage destructif avec ou sans réalisation d'essais pressiométrique, sondage par forage carotté, sondage au pénétromètre, etc..), essais en laboratoire géotechnique sur des matériaux prélevés sur site...
- Une phase d'ingénierie permettant d'analyser les résultats des investigations, de les synthétiser pour ne garder que les paramètres représentatifs et importants, de modéliser à l'aide de ces paramètres le comportement du futur aménagement sur le site d'implantation envisagé et d'étudier la faisabilité de solutions techniques permettant l'adaptation spécifique d'un aménagement à son site.

3 Présentation de l'étude géotechnique :

Le géotechnicien résume souvent sa mission (investigations + ingénierie) au sein d'un rapport d'étude géotechnique qui correspond à une mission bien définie (un « contrat » entre le client et le géotechnicien). Ce rapport a pour objectif de présenter aux constructeurs le cadre dans lequel ils vont réaliser leurs aménagements (environnement du projet, géologie des sous-sols, eaux

souterraines...) ainsi que les solutions techniques pratiques, viables et économiques de manière à réaliser en toute sécurité et à moindre coût l'aménagement projeté.

4 Essais de l'étude géotechnique :

4.1 Essais in-situ :

4.1.1 Pénétration dynamique lourde (PDL) :

L'essai de pénétration dynamique est sans doute le plus ancien des essais géotechniques in situ, son principe demeurant très simple, à l'instar du clou que l'on enfonce dans une planche grâce à un marteau.

L'essai de pénétration dynamique permet de simuler le battage d'un pieu et de déterminer la résistance dynamique que le terrain oppose à l'enfoncement de celui-ci.

a/ Mode d'emploi :

Il consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe de section connue. Le battage est assuré par une masse, appelée mouton, tombant d'une hauteur bien déterminée.

Pour une énergie de battage constante, fonction des caractéristiques de l'appareillage utilisé, on compte le nombre N de coups de mouton correspondant à un enfoncement donné du train de tiges dans le terrain.

Si la distance ne dépasse pas les 20 cm et le nombre de coups dépasse 150, c'est le cas de refus.

À l'aide d'un abaque fournir avec l'appareille PDL utilisée, et les résultats obtenues on peut déterminer les résistances dynamique des sols.

b/ Résultats d'un essai de pénétration dynamique (PDL) :

- Résistance dynamique des sols
- Succession des différentes couches de terrain,
- L'homogénéité globale d'une couche donnée (présence d'anomalies locales),
- Repérage d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue.

c/ Conclusion :

L'essai de pénétration dynamique est un outil économique, facile à mettre en œuvre, ce qui permet la reconnaissance des sols sur un assez grand nombre de points, et ce en un minimum de temps.

Il est en outre impératif de noter que le pénétromètre dynamique ne doit jamais être utilisé seul. En effet, cet essai présente un caractère empirique.

Le pénétromètre dynamique n'est pas adapté à l'étude des sols très lâches et des sols cohérents : dans les niveaux argileux très plastiques, le frottement assez important du terrain contre les tiges peut fausser l'interprétation de l'essai.



Figure 1 :pénétro-dynamique lourde (référence LTPO)

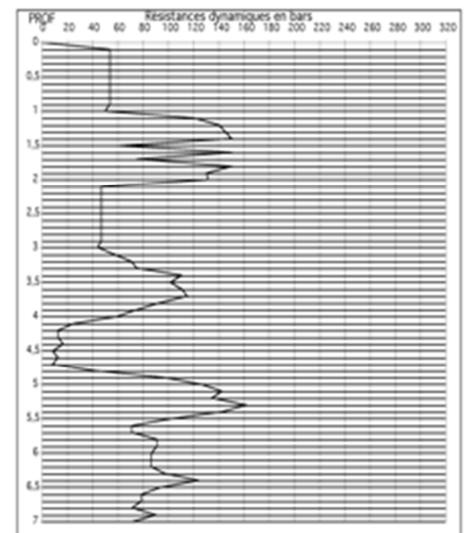


Figure 2: Abaque des résistances dynamiques (référence :LTPO)

4.1.2 Sondage carotté :



Figure 3: caisse de carottes prélevées après un sondage (Référence : LTPO).

Les sondages carottés fournissent la meilleure qualité d'échantillon permettant de caractériser à la fois la nature et l'état des sols. Ils sont indispensables aussi pour la recherche des gisements de minerais, d'eau, d'hydrocarbures.

Les sondages carottés permettent de visualiser les terrains traversés, de préciser avec certitude leur disposition géométrique, d'effectuer un certain nombre d'essais de laboratoire et in situ.

a/ Mode d'emploi :

Pour effectuer un **sondage**, on va réaliser un forage par fonçage ou battage (carottier poinçonneur) ou par rotation (carottier rotatif).

Il s'agit de découper un cylindre de terrain le plus intact possible afin de réaliser des observations et des essais représentatifs des formations en place.

Par conséquent, en fonction de l'objectif fixé et de l'endroit où l'on veut prélever l'échantillon, les forages sera :

- **carottés en totalité** (faible à moyenne couverture)
- **partiellement carottés** (forte couverture).

b / Usages

Les Sondages carottés permettent d'effectuer un certain nombre d'essais.

Les échantillons prélevés sont utilisés pour :

Déterminer la nature du sol, pour analyser le degré de fissuration et la pente des fissures

Diaclases et stratification dans le cas d'une roche et pour y pratiquer des essais de laboratoire (mécanique des sols, analyses minéralogiques ou chimiques).

Les carottes de sondages doivent conserver dans des caisses adaptées à cet effet. Il est conseillé de les photographier en couleur afin de disposer d'un document de travail et d'archive utile.

c / Types de sondages carottés

En fonction de contraintes liées au terrain et aux usages, on peut être amené à réaliser différents types de sondages carottés :

Sondages verticaux : Les plus classiques et les plus faciles à réaliser. On les utilise en règle générale pour la reconnaissance et lorsqu'il est nécessaire de connaître la nature du recouvrement où l'on a besoin que de renseignements ponctuels. Exemple d'usage : tunnels dans les sols, tunnels peu profonds.

Sondages horizontaux : Ce type de sondage est très intéressant lorsque la connaissance des terrains sus-jacents n'est pas impérative. Ces sondages sont réalisables d'une façon économique sur des longueurs atteignant 200 m à l'aide de carottiers à câble limitant notablement les déviations de trajectoire. Le prix de revient est environ 1,5 fois celui du forage vertical traditionnel. Exemple d'usage: reconnaissance des tunnels courts (jusqu'à 400 m) ou d'accidents au voisinage des têtes de tunnel.

Sondages inclinés : Ce type de sondage est utilisé dans le cas de structures à couches obliques et homogènes. Inclinés perpendiculairement à la stratification ces sondages permettent de recouper toute la série intéressant l'ouvrage avec une faible longueur de forage.

4.1.3 Essais Pressiométriques:

C'est un essai de chargement de sol en place, réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable, laquelle est disposée au sein du terrain, dans un forage préalable. Cette sonde, constituée de trois cellules, est gonflée par l'eau et l'air comprimé, exerçant ainsi sur la paroi du forage des pressions rigoureusement uniformes. Les déplacements de cette paroi s'accompagnent donc d'une augmentation de volume de la sonde qui est alors lue, pour chacune des pressions, en fonction du temps. Le pressiomètre représente un type d'essai géotechnique évolué puisqu'il permet d'obtenir une relation entre contrainte (pression appliquée) et déformation (variation du volume d'eau dans la sonde). Le pressiomètre est constitué de trois éléments principaux :

- Un contrôleur pression-volume (C.P.V)

Il permet d'exercer les pressions dans la sonde et de mesurer la variation correspondante de volume de celle-ci. Il comprend un réservoir de liquide à niveau visible (eau additionnée d'un peu d'antigel coloré afin d'améliorer la visibilité du ménisque) ainsi qu'un système de mise en pression (manomètres pouvant atteindre 100 bars).



Figure 4: contrôleur pression-volume (référence : LTPO)

- Une sonde pressiométrique

Cette sonde se présente sous la forme d'un unique cylindre en acier, dont la partie centrale de mesure est recouverte d'une membrane souple. Une gaine plus rigide recouvre ensuite l'ensemble de la sonde, isolant donc de part et d'autre de la cellule centrale deux petites cellules de garde. Lors de l'essai, l'opérateur met sous pression ces deux dernières grâce à un gaz comprimé, tandis que la cellule de mesure est remplie par le liquide du C.P.V.

- Une tubulure de liaison :

Elle peut être aussi appelée tubulures de connexion (fil de Rilsan) et elle permet le passage des fluides (gaz et eau). Les tubes flexibles assurant les connexions entre le contrôleur pression-volume et la sonde, pour le passage du liquide jusqu'à la cellule de mesure et du gaz jusqu'aux cellules de garde, peuvent être jumelés ou coaxiaux. Lorsque les tubes sont coaxiaux, le tube central permet le passage du liquide alors que le tube de plus gros diamètre transmet le gaz aux cellules de garde.

Les trois grandeurs déduites de l'essai pressiométrique, sont :

La pression de fluage P_F :

La pression de fluage définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique du sol.

La pression limite P_L :

Cette pression correspond à la rupture du sol en place (directement liée à la portance maximale de celui-ci). Elle se traduit lors de l'essai pressiométrique par, sous une faible augmentation de la pression appliquée, une forte augmentation du volume injecté, c'est-à-dire de grandes déformations.

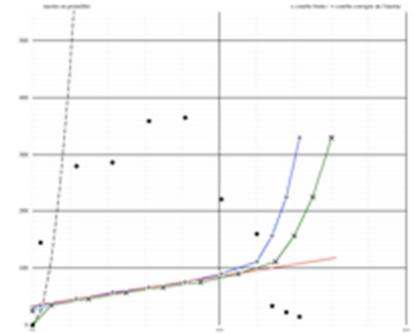


Figure 5: courbes pressiométriques
(référence LTPO)

Le module de déformation pressiométrique E :

A un coefficient près, ce module est égal à l'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe pressiométrique nette. Cette partie linéaire représente en fait une réaction pseudo-élastique du sol sous la sollicitation pressiométrique. Le module E est directement lié à la compressibilité du sol ; c'est pourquoi il est utilisé dans les calculs de tassements de sols.

Principe De L'essai : On rappelle que l'essai pressiométrique consiste à introduire dans un forage une sonde de mesure cylindrique dilatable radialement. Cette sonde est constituée par un cylindre métallique revêtu d'une membrane en caoutchouc, elle est reliée à un contrôleur (pression / volume) qui permet d'injecter sous une pression donnée, une certaine quantité d'eau entre le noyau métallique et la membrane déformable. L'application d'une pression croissante exerce donc sur les parois du forage un champ de contrainte cylindrique et uniforme. L'essai pressiométrique permet de déterminer trois caractéristiques fondamentales, à savoir : la Pression limite " P_L ", le Module pressiométrique " E " et la Pression de fluage " P_f ". Par ailleurs le rapport E/P_L permet d'apprécier l'état de consolidation du sol considéré.

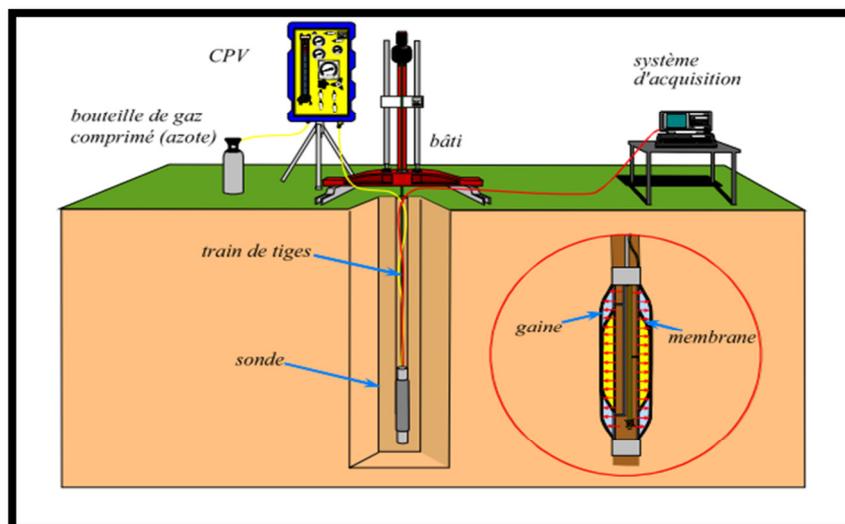


Figure 6: coupe présentatif de l'essai pressiométrique

4.2 Essais au laboratoire :

4.2.1 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet de détecter et de mesurer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63mm, à l'exclusion des fillers.

Cette essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série des tamis, emboîtées les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis.

Mode opératoire :

Le matériau séché, de masse M , est versé sur une série de tamis choisis de telle manière que la progression des ouvertures soit croissante du bas de la colonne vers haut. En partie inférieure, on dispose un fond tamis étanche afin de récupérer les éléments fins (les fillers).

Le refus du tamis ayant la plus grande maille est pesé. Soit R_1 la masse de ce refus.

Le refus du tamis immédiatement inférieur est pesé. Soit R_2 la masse du refus deuxième refus.

La somme R_1+R_2 représente le refus cumulé sur le deuxième tamis.

Cette opération est poursuivie pour tous les tamis pris dans l'ordre des ouvertures décroissantes. Ceci permet de connaître la masse des refus cumulés R_n aux différents niveaux de la colonne de tamis.

Le tamis présent sur le fond de la colonne de tamis est également pesé. Soit P sa masse.

4.2.2 L'essai de la granulométrie par sédimentométrie

Introduction :

L'essai consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau.

Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente conformément à la loi de Navier Stokes sur la vitesse de chute de bille sphérique dans l'eau.

La mesure de la densité de suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion des grains de chaque diamètre.

But de l'essai :

L'analyse granulométrique par sédimentométrie complète celle faite par le tamisage.

Elle est calculée à partir du pourcentage des particules du sol ayant un diamètre inférieur à 80 μ m (les sols fins).

Principe de l'essai :

L'essai la sédimentation consiste à calculer le pourcentage des particules (les différents grains constituant l'échantillon), qu'elle se réalise à des vitesses différentes selon les diamètres des grains.



Figure 7: série des tamis sur une table vibrante (référence : LTPO)



Figure 8: matériels de l'essai sédimentométrique (référence LTPO)

Mode opératoire :**- Préparation de l'échantillon :**

Prélever 40gr de cet échantillon et le mettre dans une solution de défloculant composé d'une solution de liquide de suspension et 5% par litre de Hexaséphosphate de sodium, ainsi préparée pendant 24h.

Agiter manuellement pendant 3mn pour séparer les particules de l'échantillon.

Prendre deux éprouvettes à essais de 1 litre de contenance.

Prendre 60 cm³ de défloculant et ajoute 440 cm³ d'eau distillée pour obtenir une solution 500 cm³.

Diviser la solution obtenue (500 cm³) entre les deux éprouvettes à raison de 250 cm³ chacune.

Prendre l'une des deux éprouvettes et la compléter avec de l'eau distillée jusqu'à 1 litre. Cette éprouvette sera appelé B et l'autre A.

Prendre 40 gr de sol et la verser dans le récipient de l'agitateur mécanique et verser dessus une certaine quantité de la solution de l'éprouvette A.

Procéder à l'agitation mécanique pendant environ 3mn.

Verser la suspension dans l'éprouvette A (veillez à bien rincer le récipient et les ailettes de l'agitateur pour ne pas perdre le matériau).

Complete l'éprouvette A avec de l'eau distillée jusqu'à 1 litre.

Procéder à une homogénéisation de la suspension à l'aide de l'agitateur manuel.

Introduire le densimètre dans la suspension et procéder aux lectures (on les appellera R1).

Les temps de lecture sont : 30 ; 1min ; 2 min ; 5min ; 10min ; 30min ; 80min ; 4h ; 24h.

Retirer le densimètre, le nettoyer et le ranger définitivement.

A l'aide du thermomètre, procéder à la lecture de la température de la solution de l'éprouvette A.

Présentation des résultats :

On a : $R_1 = N + C_t + C_m - C_d$.

R_1 : lecture corrigée.

N : nombre de graduation (5 étant la valeur d'une graduation).

C_t : correction due à la variation de la température au cour de l'essai.

C_m : correction due au ménisque.

C_d : correction du défloculant.

$$P = \frac{V}{W} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_{s-1}} \cdot \frac{R_1}{1000}$$

P : pourcentage des diamètres des particules < d.

V : volume de la suspension = 1000cm³.

γ_s : masse volumique spécifique des grains solides

4.2.3 Essai équivalent de sable :

Cet essai s'effectue sur la fraction de sol ou de granulat passant, au tamis à mailles carrés de 5 mm, est réalisé pour déterminer le degré de pollution d'un sol.

Cet essai s'applique pour le contrôle de la propreté des sols pour assurer une bonne stabilité mécanique.

Mode opératoire :

- Verser dans une éprouvette cylindrique jusqu'au trait repère inférieur, une solution lavante.
 - Introduire dans l'éprouvette une masse sèche de $120\text{g} \pm 1\text{g}$ de matériau à l'aide de l'entonnoir
 - Frapper fortement à plusieurs reprises la base de l'éprouvette sur la paume de la main pour déloger les bulles d'air et favoriser le mouillage de l'échantillon
 - Laisser reposer 10 mn
 - Boucher l'éprouvette à l'aide du bouchon de caoutchouc
 - Fixer l'éprouvette sur la machine d'agitation
 - Faire subir à l'éprouvette 90 cycles ± 1 cycle en $30\text{s} \pm 1\text{s}$
 - Remettre l'éprouvette en position verticale sur la table d'essais
 - Oter le bouchon de caoutchouc et le rincer au-dessus de l'éprouvette avec la solution lavante.
 - * En descendant le tube laveur dans l'éprouvette
 - Rincer les parois de l'éprouvette avec la solution lavante
 - Puis enfoncer le tube jusqu'au fond de l'éprouvette
 - Faire remonter les éléments argileux tout en maintenant l'éprouvette en position verticale
 - * L'éprouvette étant soumise à un lent mouvement de rotation, remonter lentement et régulièrement le tube laveur. Lorsque le niveau du liquide atteint le trait repère supérieur
 - * Relever le tube laveur de façon à ce que le niveau du liquide se maintienne à hauteur de trait repère.
 - * Arrêter l'écoulement dès la sortie du tube laveur.
 - Laisser reposer sans perturbation pendant $20\text{mn} \pm 10\text{s}$
- Au bout de 20 mn
- Mesurer à l'aide du régllet la hauteur h_1 au niveau supérieur du floculat par rapport au fond de l'éprouvette
 - Mesurer également, si possible, la hauteur h_2 du niveau supérieur de la partie sédimentée par rapport au fond de l'éprouvette.
 - * Les hauteurs h_1 et h_2 sont arrondies au millimètre le plus voisin
 - * Descendre doucement le piston taré dans l'éprouvette jusqu'à ce qu'il repose sur le sédiment. Pendant cette opération, le manchon coulissant prend appuie sur l'éprouvette
 - * Lorsque l'embase du piston repose sur le sédiment, bloquer le manchon coulissant sur la tige du piston. Introduire le régllet dans l'encoche du manchon, faire venir buter le zéro contre la face inférieure de la tête du piston.
 - * Lire la hauteur du sédiment h_2 au niveau de la face supérieure du manchon. Arrondir la hauteur h_2 au millimètre le plus voisin. Noter la température du contenu de l'éprouvette au degré le plus voisin



Figure 9: matériels de l'essai d'équivalence de sable (référence :LTPO)

- Refaire les mêmes opérations

6- Calculs

L'équivalent de sable d'une prise d'essai d'un échantillon est par définition mesuré au piston et donné par la formule :

$$E_s = \frac{h_2}{h_1} \times 100$$

L'équivalent de sable visuel est, dans les mêmes conditions, donné par la formule :

$$E_{sv} = \frac{h'_2}{h_1} \times 100$$

On a toujours $E_s < E_{sv}$

Les résultats sont donnés avec une décimale

La détermination portant sur deux prises d'essais par échantillon, l'équivalent de sable E_s ou E_{sv} d'un échantillon est la moyenne des équivalents de sable déterminés sur les deux prises d'essais.

4.2.4 Essai d'évaluation des carbonates (C_aCO_3):

Mode opératoire :

Prélever une masse m de 50 g de l'échantillon.

Brouiller la masse m jusqu'à passage totale au tamis 0.2 mm.

Placer le tamisa dans un flacon.

Peser une masse m_1 à partir de la masse m .

Verser la prise m_1 dans la fiole.

Introduire un tub contenant 10 mm d'acide chlorhydrique.

Relier la fiole au calcimètre.

Verser l'acide dans le tube sur la prise d'essai.

Noter le volume V de gazes dégagées.

Déterminer la masse m_2 de carbonate contenue dans la prise d'essai à partir de volume V .

Calcul :

$$m_2 = \frac{0.5 \times m_1}{110}$$

$$C_aCO_3 = \frac{m_2}{m_1} \times 100$$

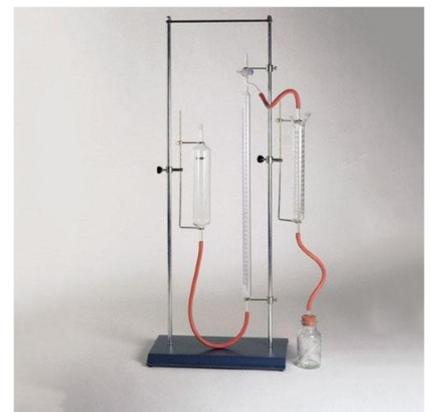


Figure 10: calcimètre
(référence :LTPO)

Remarque : à base de l'évaluation du carbonate on classifie les sols :

0 à 5 % → Limon

5 à 10 %	→	argile
10 à 30 %	→	Argile marneuse
30 à 70 %	→	La marne
70 à 90 %	→	Calcaire marneux
90 à 100 %	→	Calcaire

4.2.5 Essai de limite d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont des essais qui permettent de définir des indicateurs qualifiant la plasticité d'un sol, et plus précisément de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau. Notons que cet essai se fait uniquement sur les éléments fins du sol et il consiste à faire varier la teneur en eau de l'élément en observant sa consistance, ce qui permet de faire une classification du sol.

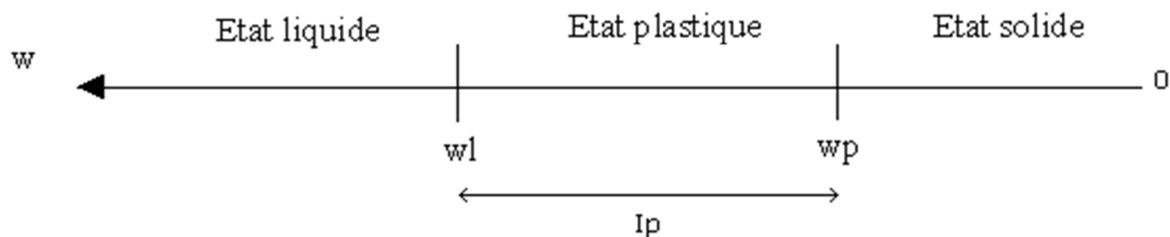


Figure 11: schéma représentatif de l'état du sol

Mode Opérateur :

Détermination de la limite de liquidité :

Pour ce, on utilise la coupole de Casagrande, qui consiste en un appareillage composé d'un bol et d'un arbre à came permettant de transformer le mouvement de rotation en translation, on arrive donc à élever le bol d'une certaine hauteur et de le laisser retomber sur un plan rigide. Pour réaliser ce premier test, il faut :

- Humidifier l'échantillon de sol fin
- L'homogénéiser
- Étaler l'échantillon dans le bol, de manière à avoir une épaisseur à peu près constante, de 1 [cm], avec une surface horizontale
- Appliquer une rainure au milieu, séparant l'échantillon en deux parties distinctes et égales, de manière à voir le fond du bol
- Tourner la manivelle en comptant la norme de fois que le bol s'est élevé puis rabattu jusqu'à ce que la



Figure 12: appareil de Casagrande (référence : LTPO)

fente se referme.

- Récupérer l'échantillon, le peser, et calculer sa teneur en eau.

Détermination de la limite de plasticité :

- Prendre un échantillon séché du sol fin.
- Ajouter un peu d'eau et homogénéiser le mélange.
- Former trois fils de 3 [mm] de diamètre et de 10 [cm] de longueur sur le modèle d'une petite barre de fer.
- Rouler les fils sur une planche de bois, servant à l'assécher au fur et à mesure, jusqu'à l'apparition des premières fissures. Les rétrécir si nécessaire pour maintenir la même longueur (10 [cm]).
- Récupérer l'échantillon, le peser, et calculer sa teneur en eau.

Résultats :

Indice de plasticité $I_p = W_l - W_p$

4.2.6 Essai de calcul des densités

Ces essais permettent d'obtenir l'une des plus importantes caractéristiques physiques d'un sol sous plusieurs formes (densité humide, densité sèche, densité spécifique). Afin de déterminer les efforts qu'exerce un sol, on doit impérativement déterminer sa densité.

- Poids spécifique humide (γ_h) est : $\gamma_h = \frac{w}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} \dots \dots \dots (g/cm^3)$
- Poids spécifique sec (γ_d) est : $\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{W_s}{V_s + V_v} \dots \dots \dots (g/cm^3)$
- Poids spécifique des grains solides (γ_s) est : $\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \dots \dots \dots (g/cm^3)$
- Indice des vides est : $e = \frac{V_v}{V_s} - 1$

W : poids total de l'échantillon

W_s : poids des particules solides

W_w : poids de l'eau

V : volume total apparent

V_v : volume des vides

V_s : volume des grains solides

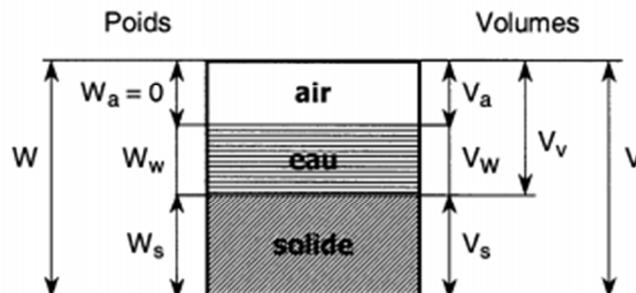


Figure 13: Représentation conventionnelle d'un volume de sol (référence: LTPO)

5 Partie pratique :

Dans cette partie nous avons pris comme exemple de calcul de l'étude faite par un laboratoire spécialisé sur un ilot dans l'assiette réservée au projet comme s'apparait dans la figure ci-dessous.

Caractéristiques du site

a) Situation du site :

Le site devant recevoir un pôle d'habitation composé de bâtiment en R+8 et des équipements publics, il se situe au Sud de la ville de Draa Benkhedda (wilaya de Tizi Ouzou). Il est délimité au Nord, Est et Ouest par des vieilles bâtisses, et au Sud par des pleines.

b) Topographie du site

Le terrain dans l'ensemble présente un relief topographique pratiquement plat, avec une légère pente très régulière du Sud vers le Nord.

c) Géologie

Draa Ben Khedda située sur un ancien massif central (1ère primaire), et se distingue par des formes tantôt larges et arrondies du fait de l'érosion et tantôt étroites et aiguës. Ces altitudes se situent en général entre 800 et 1000 mètres. De nombreux oueds provenant du Djurdjura (Oued-Aissi, Ksari, Rabta) ont entaillé le massif et les pentes sont presque toujours élevées (supérieures à 12%).

d) Sismicité

Cette région est classée en zone sismique IIa selon le règlement parasismique Algérien en vigueur RPA (CGA, 1999 V 2003).

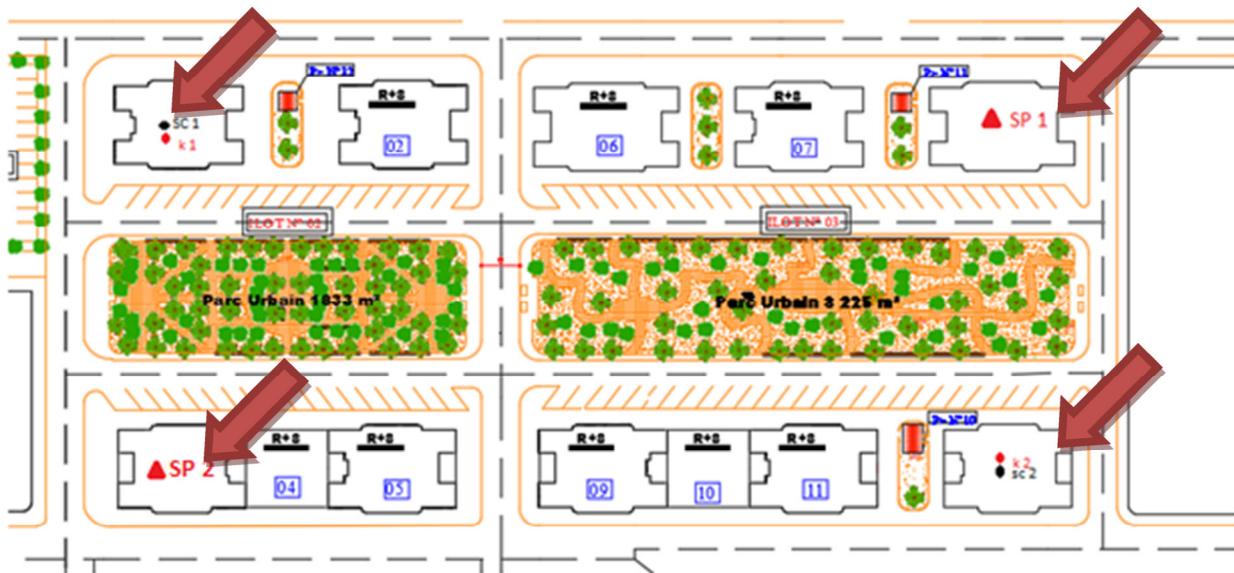


Figure 14: Schéma de situation et d'implantation des essais « In Situ »

Compagne de reconnaissance

La campagne de reconnaissance géotechnique préconisée et menée par le laboratoire spécialisé sur site comporte l'exécution des essais suivants :

- 02 Sondages carottés avec prélèvement notés (SC 1 et SC 2).
- 02 Forages, notés SP 1 et SP 2, de 10 mètres de profondeur pour essais de sondages préssiométriques avec chargement tous les mètres et détermination des caractéristiques mécaniques du sol.
- 02 Essais de pénétration dynamique lourd, notés K1 et K2.

1) Sondage carotté

La lithologie des sondages est rappelée ci-dessous:

Sondage N°1:

- 0,00 - 0,50 : Terre végétale
- 0,50 - 3,20 : Argile marron peu compacte
- 3,20 - 4,50 : Argile grise à brunâtre
- 4,50 - 8,70 : Argile grise très plastique
- 8,70 - 9,00 : Argile très caillouteuse beige
- 9,00 - 15,00: Argile beige très plastique molle

Sondage N°2:

- 0,00 - 3,00 : Argile limoneuse avec passage de sable
- 3,00 - 4,00 : Argile gris - noirâtre
- 4,00 - 5,00 : Argile jaunâtre plastique - molle
- 5,00 - 8,00: Limon argileux gris très molle
- 8,00 - 15,00 : Sable gravier et cailloux avec une matrice argileuse brunâtre

La description lithologique des échantillons récupérés des sondages carottés montre que nous avons une hétérogénéité aussi bien en plan et en profondeur.

Niveau d'eau :

Aucune trace d'eau n'a été décelée aux droits du piézomètre posé au droit du sondage SN.1.

Toutefois, si lors du creusement des fouilles une présence d'eau est signalée (des venues d'eaux par exemple), il y a lieu de procéder à une éventuelle analyse chimique de cette eau.

Essai de pénétrations dynamique lourd

Les résistances offertes par les sols en place sont déterminées selon la formule de battage, comme celle dite la *formule des Hollandais*:

$$R_p = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{S \cdot e \cdot (M + P)}$$

Avec :

R_p : Résistance en pointe

M : Masse du mouton

H : Hauteur de chute du mouton

N: Nombre de coup pour un enfoncement de 20cm

S : Section enfoncée (m²)

e : Epaisseur moyenne de la couche enfoncée

P : Poids (chute + accessoires + tige)

Les résultats figurants sous les graphes donnent, la variation de la résistance en fonction de la profondeur.

Après élimination des pics, on trouve les valeurs suivantes de R_p en fonction de la profondeur:

Tableau 1:Résultats de l'essai pénétrométrique dans le sondage K1

Z (m)	0.00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	5.58(Refus)
R_p (bars)	0.00	43,00	55.30	103.60	414,00	512,00	(2033.33)

Tableau 2:Résultats de l'essai pénétrométrique dans le sondage K2

Z (m)	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	4,98(Refus)
R_p (bars)	0,00	60,20	47,40	74,00	27,00	(2133,33)

Analyse des résultats

Ces essais de pénétration dynamique ont donné lieu à des diagrammes assez semblables dans l'ensemble, ce qui traduit une certaine homogénéité dans les couches traversées.

Ces essais ont connu des refus semi profonds de l'ordre de 5,46m à 5,58m.

Les valeurs de la résistance de pointe "Rp" enregistrées, dans l'ensemble augmentent dès la surface d'une manière irrégulière, en oscillant en une allure de dents de scie.

Au terme de ces essais pénétrométriques réalisés, il apparaît que les sols investigués présentent des caractéristiques géotechniques (résistance et compacité) moyennes à bonnes depuis la surface jusqu'aux refus obtenus.

Les diagrammes donnant les valeurs des résistances de pointe en fonction de la profondeur sont joints en (annexe 1 et 2).

5.1 Essai pressiométrique

Interprétation des résultats des essais pressiométriques :

Les essais pressiométriques réalisés aux droits du sondage pressiométrique à raison d'un essai tous les 1m jusqu'à 15.00m de profondeur, ont permis de dresser le tableau de synthèse présentés ci-après.

Tableau 3: Résultats de l'essai pressionnétique SP1

Sondage	Prof (m)	PI (bars.)	PI* (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/PI	Etat de serrage
SP.1	2.90	0.7	0.4	0.5	8.0	11.43	normalement consolidé
	4.0	2.0	1.60	0.5	20.0	10	normalement consolidé
	5.50	1.0	1.9	10,0	14.0	14	normalement consolidé
	7.0	1.6	3.6	3.1	17.0	10.6	normalement consolidé
	8.50	1.9	3.3	1.0	23.0	12.1	normalement consolidé
	10.0	2.8	2.5	3.5	29.0	10.35	normalement consolidé

Tableau 4: Résultats de l'essai pressionnétique SP2

Sondage	Prof (m)	PI (bars.)	PI* (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/PI	Etat de serrage
SP.2	4.0	1.7	1.4	0.0	20.0	11.76	normalement consolidé
	5.50	4.0	3.5	2.1	43.0	10.75	normalement consolidé
	7.0	2.7	0.5	2.1	55.0	20.37	sur consolidé
	8.50	3.1	4.3	3.3	39.0	12.58	normalement consolidé
	10.0	3.5	2.6	1.6	40.0	11.43	normalement consolidé

De l'examen des résultats pressiométriques, il ressort principalement ce qui suit.

• **Pression limites et modules pressiométriques :**

Les résultats pressiométriques obtenus au sein de la formation argileuse à partir de 3.0m de profondeur jusqu'à 10.0m de profondeur sont très faibles à médiocres, caractérisant des horizons peu compacts.

• **Rapport E/PI :**

Les valeurs de PI et E obtenues donne globalement des rapports E/PI entre 9 et 16 caractérisant en général un état de serrage normalement consolidés ($9 \leq E/PI \leq 16$).

6 Essai au laboratoire

Essais d'identification physique

L'identification des sols consiste à caractériser les matériaux d'une façon suffisamment nette pour qu'on puisse comparer les comportements des matériaux différents sous des ouvrages analogues.

En dehors de l'identification immédiate (couleur, odeur, état), il existe une série d'essais au laboratoire qui permet une identification précise.

Des échantillons intacts et remaniés ont été soumis à des essais physico- mécaniques et chimiques au laboratoire, les résultats sont consignés dans les tableaux récapitulatifs du présent chapitre.

Tableau 5:Caractéristiques du sol dans les différents sondages

Sondage	SC1	SC1	SC2	SC2
Profondeur [m]	0,5-3,2	4,5-8,7	0-3	5-8
γ_d [kN/m ³]	15,5	18	15,5	17
S_r [%]	100	100	99	100
W [%]	32,5	27,2	26,1	34,6
γ_s [kN/m ³]	27,42	27,70	27,08	29,10
γ_{sat} [kN/m ³]	19,1	20,1	19,9	20,2
γ' [kN/m ³]	9,1	10,1	9,9	10,2
e	0,891	0,753	0,713	0,940

Ces paramètres traduisent un sol de faible à moyenne densité; les teneurs en eau sont très élevées et dépassent parfois les 30%, quant aux valeurs des degrés de saturation, ils sont proches de 100 %, c'est-à-dire qu'on est en présence d'un sol saturé.

6.1 Analyse granulométrique

Les résultats concernant la classification des échantillons sont regroupés dans le tableau qui suit:

Tableau 6: Résultats de l'analyse granulométrique

Tamis [mm]	Refus cumulés [gr]	Refus cumulés [%]	Tamisa cumulés [%]
5	0,00	00	100
2	0,00	00	100
1	0,00	00	100
0.4	16.7	4.17	96
0.2	143.4	35.86	64
0.1	297.2	74.3	26
0.08	304.16	76.04	24

Conclusion

L'analyse granulométrique dénote un sol fin avec une prédominance argileuse, les grains sont à peu près de mêmes taille (courbe uniforme) (annexe N° 03).

6.2 Limites d'Atterberg :

L'indice de plasticité "Ip" mesuré sur les échantillons égale à 16,70%, avec de la limite de liquidité "WL" correspondante à 38,73%.

Selon l'abaque de CASAGRANDE, le matériau testé est peu plastique.

6.3 Essai mécanique

6.3.1 Cisaillement rectiligne à la boîte (appareil de Casagrande)

L'essai de cisaillement a pour but de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol (C et ϕ).

Avec :

C: La cohésion du sol.

ϕ : L'angle de frottement interne.

Tableau 7: Caractéristiques mécaniques

Sondage	SC1	SC1	SC2	SC2
Profondeur [m]	0,5-3,2	4,5-8,7	0,0-3,0	5,0-8,0
C (bars)	0,310	0,350	0,340	0,350
ϕ °	10	12	10	11

6.4 Essais chimiques :

Les résultats obtenus au terme de cette analyse montrent que les échantillons de sol prélevés sont essentiellement constitués de 93,90% de Silice et renferme 14,40% de calcaire avec 5,64% d'oxyde de fer et son taux en oxyde d'alumine est très faible.

Une teneur en sulfate nul, donc aucun traitement spéciale vis-à-vis du béton.

. Tableau 8: Résultats des analyses chimiques

CARACTÉRISTIQUES	SYMBOLES	TENEURS	UNITÉS
SILICE	SiO ₂	63,90	%
CHAUX	CaO	14,40	%
ALUMINE	AL ₂ O ₃	2,37	%
OXYDE DE FER	Fe ₂ O ₃	5,64	%
SULFATES	SO ₄	Nul	mg/Kg
LES CARBONATES	CaCO ₃	23,36	%
L'ANHYDRIDE CARBONIQUE	CO ₂	10,28	%
VALEUR AU BLEU (VBS)	1,00	gr/100 gr du sol

7 Détermination de la contrainte admissible du sol :

7.1 À partir des essais au laboratoire :

$$Q_{adm} = \gamma \cdot D \cdot N_q + \frac{q_d - \gamma \cdot D \cdot N_q}{f}$$

$$q_d = \left[1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L} \right] \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q + \left[1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} \right] \cdot C \cdot N_c$$

Avec

q_d : capacité portante du sol

f : coefficient de sécurité égale à 2.

D : profondeur de l'ancrage;

B : largeur du radier;

L : longueur du radier;

γ : masse volumique du sol situé au-dessus de la base du radier;

C : cohésion du sol situé au-dessous de la base du radier;

N_γ, N_q, N_c facteurs obtenus à partir du tableau

Pour notre cas :

B [m]	L [m]	γ [KN/m ³]	D[m]	C[KN/m ²]	φ [°]	N_γ	N_q	N_c
16,3	34,6	15,5	1,6	18	10	1	2.5	8.3

$$\Rightarrow q_d = 3,4 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow Q_{adm} = 2 \text{ bars}$$

7.2 À partir des essais pénétrométriques

La contrainte admissible à adopter est donnée à partir des essais de pénétration dynamique par la formule :

$$Q_{adm} = \frac{R_p}{x}$$

Avec :

- $x = 25$: coefficient de sécurité adoptée pour les fondations superficielles.

- R_p : résistance de pointe.

A partir de l'analyse des pénétrogrammes dynamiques obtenus, on peut déterminer une résistance de pointe de moyenne de 48 bars, d'où une contrainte admissible Q_{adm}

$$Q_{adm} = \frac{48}{25} = 1.92 \text{ bars}$$

Conclusion :

La contrainte admissible du sol d'assise du projet faisant l'objet de notre étude est celle obtenue par les essais au laboratoire ($Q_{adm} = 2 \text{ bars}$).

La contrainte admissible obtenue par les essais pénétrométrique, qui est égale à 1.92 bars, confirme celle obtenue par les essais aux laboratoire.

PRÉSENTATION
ET CARACTÉRISTIQUES
DES MATÉRIAUX

1 Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

1.1 Présentation du projet :

Notre projet consiste à étudier un pôle d'habitation composé de 54 bâtiments en R+8 en béton armé, dans le cadre du programme AADL, implanté à Draa Ben-Kheda dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le règlement parasismique Algérien en vigueur RPA (CGA, 1999 V 2003).

Vu que le pôle faisant l'objet de notre étude est composé de bâtiments identiques, alors notre programme d'étude technico-économique se base sur un seul bâtiment puis il sera généralisé pour l'ensemble du pôle.

1.2 Caractéristiques géométrique du projet:

✓ Largeur en plan	-----	14,3 m
✓ Longueur en plan	-----	33,6 m
✓ Hauteur du RDC	-----	4.08 m
✓ Hauteur étage courant	-----	3,06 m
✓ Hauteur totale	-----	28,45 m.

1.3 Choix du système de contreventement.

Le contreventement de l'immeuble est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité sous l'action des sollicitations horizontales (forces d'origine sismiques). Ces éléments (voiles) transmettent également les charges verticales aux fondations. L'effet de ces charges est généralement estimé de manière simple, au prorata des surfaces de plancher.

Pour les sollicitations horizontales, le problème peut se résumer à :

- La connaissance des efforts horizontaux engendrés par le séisme.
- les répartis sur les différents éléments de contreventement.

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et situé en zone *IIa*. Le contreventement par portique autostable est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003).

Initialement nous avons choisis le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles.

Néanmoins et après plusieurs tentatives, nous n'avons pas pu justifier l'interaction portiques –voiles (voir **annexé**).

Pour cela, un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, a été opté pour notre bâtiment.

Pour ce système, il y a lieu de vérifier se qui suit :

- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises totalement par les voiles à tous les niveaux.

1.4 Plancher

Le type de plancher adopter est le plancher semi-préfabriqué en « poutrelles+corps creux +dalle de compression », pour les raisons suivantes :

- ✓ Facilité de réalisation.
- ✓ Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- ✓ Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- ✓ Minimiser le coût de coffrage.

Néanmoins, il existe des zones où on a opté les dalles pleines, à cause de leurs formes irrégulières (des triangles ou des trapèzes), et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

1.5 Maçonnerie

La maçonnerie de notre structure est exécutée en briques creuses.

Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

1.6 Revêtement

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les locaux humides (WC Salle De Bain Cuisine).
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Dalles de sol pour les plancher.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable, sous une forme de pente inclinée de 1 % pour évacuer les eaux pluviales et éviter toutes stagnations.

1.7 Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour le plancher terrasse.

1.8 Acrotère :

Dans notre bâtiment, la terrasse est inaccessible. Entouré par un acrotère, ce dernier est un muret indispensable à la réalisation d'une étanchéité de toiture plate ou à faible pente.

2 Caractéristiques des matériaux et hypothèses de calcul

2.1 Béton Armé :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

_ L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.

2.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

a/ Béton :

a-1 Composition du béton :

Le béton est constitué par un mélange intime de matériaux inertes, appelés "granulats" (sables, graviers, pierres cassées...) avec du ciment et de l'eau. Grâce à réaction du ciment, le mélange ainsi obtenu, appelé "béton frais", commence à durcir après quelques heures et acquiert progressivement ses caractères de résistance.

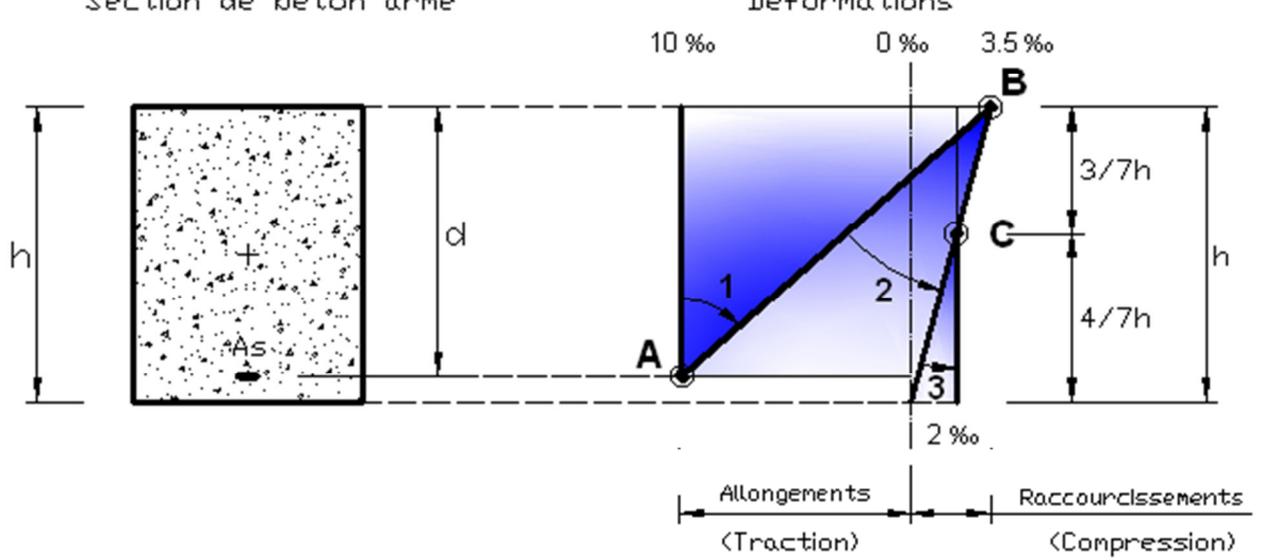


Figure 1: Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots)

contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Pour notre projet, il a été choisi de travailler avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (béton a usage courant)

Pour un béton d'âge inférieur à 28 jours, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

Avec : $j \leq 28$ jours

Poids volumique du béton : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

- **Coefficient de poisson :**

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques...), on prendra :

* $\nu = 0 \Rightarrow$ états limites ultimes (béton fissuré).

* $\nu = 0,2 \Rightarrow$ états limites de service (béton non fissuré).

Avec

1- **Pivot A** : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

2- **Pivot B** : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.

3- **Pivot C** : compression simple ou composée.

a-2-2 Résistance à la traction (C.B.A 93, A.2.1.1.2):

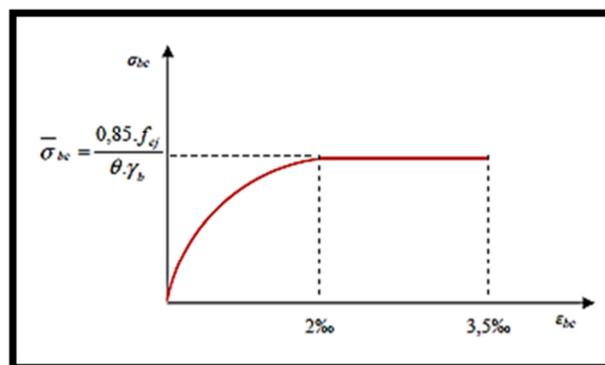


Figure 2: Diagramme parabole-rectangle (béton).

La résistance caractéristique à la traction d'un béton est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot (25) \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60$ MPa.

Contraintes limites de compression :

- La contrainte limite ultime du béton comprimé est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.3.4.1.}) [2]$$

Avec γ_b : coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

- Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

- $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2$ MPa (situations durables et transitoires)

- $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,5$ MPa (situations accidentelles)

- La contrainte limite service du béton comprimé est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.5.2}) / \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte ultime de cisaillement (C.B.A 93, A.5.1.2.1) :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- **Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :**

$$\bar{\tau}_U = \min \left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_U = \min \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale du béton (C.B.A 93, A.2.1.2.) :

- **Le module de déformation longitudinale instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

- **Le module de déformation longitudinale différée :**

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, utilise le module de déformation longitudinale différée E_{ij} qui est donné par la formule :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ MPa}$$

Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa. (C.B.A 93, A.2.2.1.)}$$

Caractéristique de l'acier :

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie F_e sont données par le tableau suivant :

Tableau 1:récapitulatif des Valeurs de la limite élastique F_e .

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barre HA	FeE400	400
	FeE500	500
Treillis soudés Lisses	TSL	500

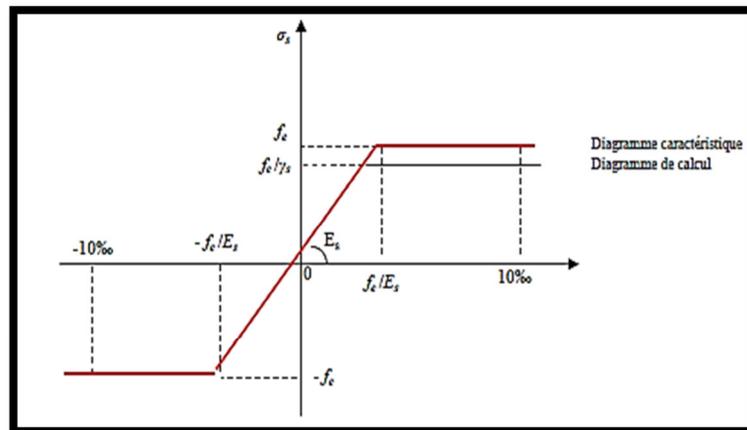


Figure 4:Diagramme contraires-déformations (Acier).

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance FeE400 Type 1 → (limite d'élasticité $f_e = 400\text{MPa}$)

Contraintes limites :

- ✓ **Etat limite ultime (E.L.U):**

La contrainte admissible de l'acier est définie par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \varepsilon_s \geq \varepsilon_L$$

(C.B.A 93 A.2.2.2).

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \rightarrow \varepsilon_s < \varepsilon_L$$

Avec :

ε_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 ‰.

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

f_e : Limite d'élasticité garantie.

Le diagramme contraintes déformations

de calcul se déduit de précédent en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

Avec : σ_s limite élastique de l'acier utilisé ;

$$\text{D'où l'on aura : } \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ Mpa} & \text{situation normale.} \\ \sigma_s = 400 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

✓ État limite de service (E.L.S):

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

η : Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA)} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s \leq \min \left((2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta * ftj} \right)$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s \leq 201,63 \text{ MPa (H.A)}$$

$$\bar{\sigma}_s \leq 156,66 \text{ MPa (R.lisses) avec } f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \text{ Fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_s \leq \min \left((1/2) f_e ; 90 \sqrt{\eta * ftj} \right)$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s \leq 164,97 \text{ MPa (H.A)}$$

$$\bar{\sigma}_s \leq 117,5 \text{ MPa (R.lisses) avec } f_e = 235 \text{ MPa}$$

✓ **Fissuration peu nuisible** : aucune vérification n'est requise pour les aciers.

3 Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions :

3.1 Généralités :

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, les sollicitations de calcul définies dans les articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

3.2 Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q.$$

3.3 Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- $G+Q\pm E$
- $0,8 G\pm E$

Avec : G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

4 Caractéristiques géotechniques du sol

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré ferme (S2).
- D'après le rapport de l'étude géotechnique, La contrainte admissible du sol est de 2,0 bars.
- L'ancrage des fondations est : $H = 1.6$ m.

5 Logiciels utilisés

1. ETABS (version 2017) : Pour la modélisation de la structure.
2. SOCOTEC pour le ferrailage des éléments
3. AUTOCAD (2017) : Pour les dessins des plans.
4. Office Microsoft (Excel)
5. RDM 6

6 Règlements utilisés :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

- **Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93)** : basé sur la théorie des états limites.
- 1) Etats limites ultimes (ELU) qui correspondent à la limite :
 - soit de l'équilibre statique,
 - soit de la résistance de l'un des matériaux,
 - soit de la stabilité de forme,
- 2) Etats limites de service (ELS) qui sont définis compte -tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité.
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) : Le présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.
- DTR B.C. 2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation : Le présent document traite des charges permanentes et charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.
- D.T.R. -B.E.1.31 Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles (1991).
- D.T.R. B.C.2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles (1992). Vue en plan du RDC.

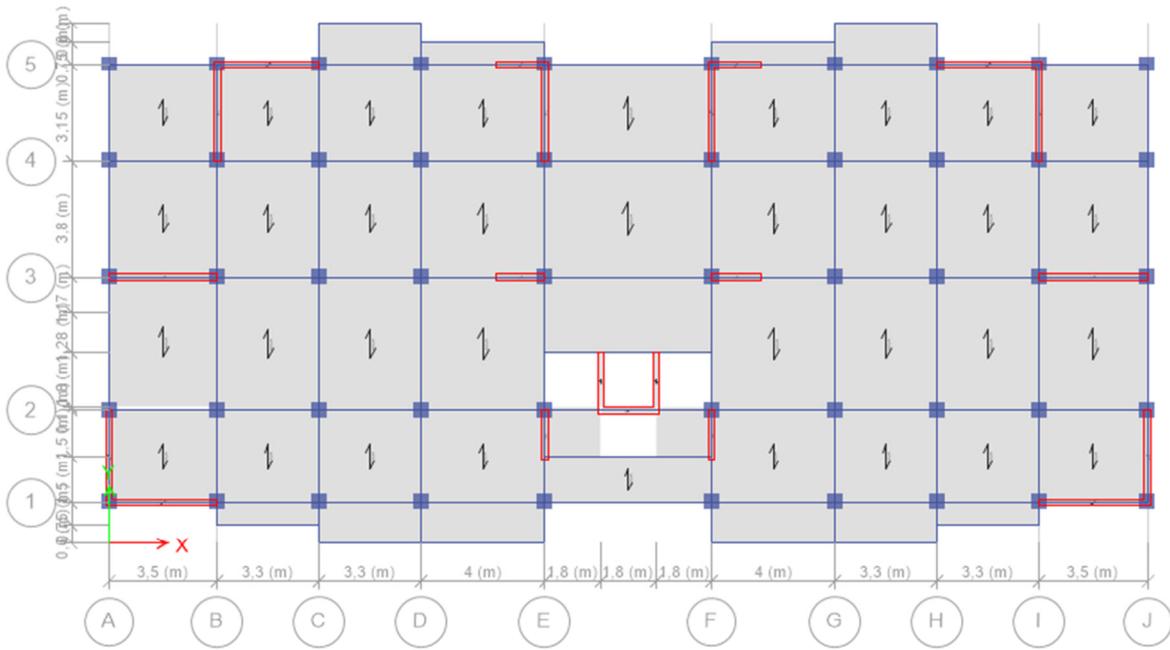


Figure 5: Vue en plan RDC

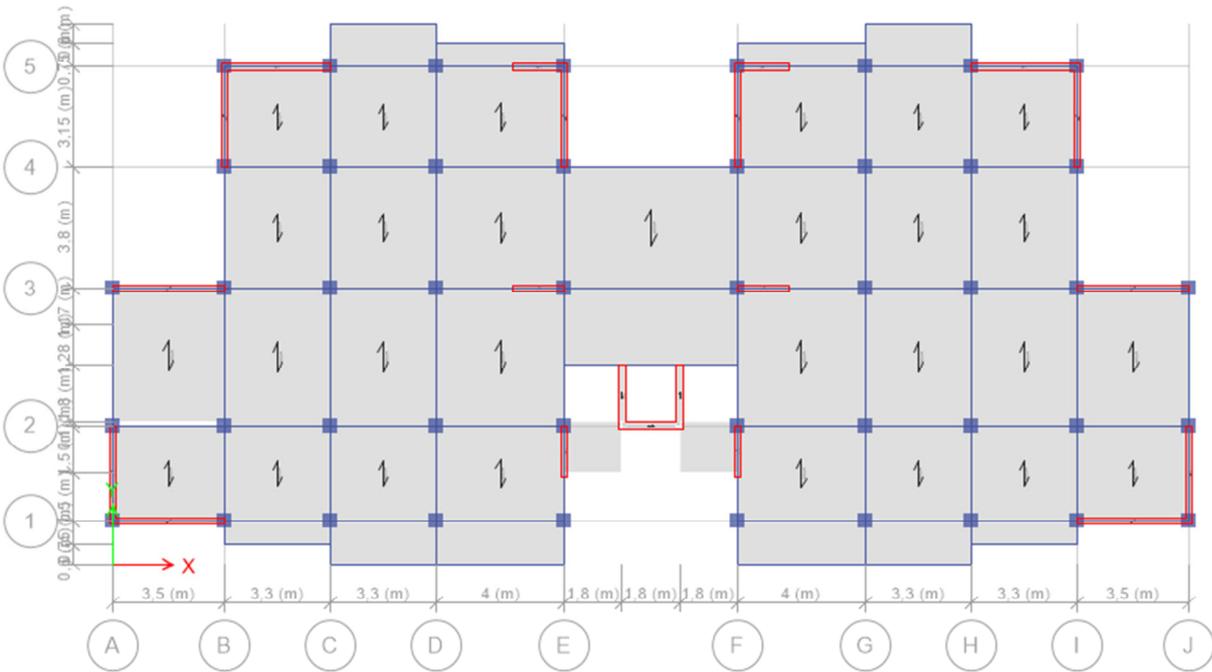


Figure 6: Vue en plan étages courants

PREDIMENSIONNEMENT

1 Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré-dimensionnement. Pour cela nous évaluons une descente des charges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, à tous les niveaux jusqu'à la fondation.

2 Murs

2.1 Murs extérieurs

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison).

1-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{KN/m}^3$).....	0,36KN/m ²
2-Parois en brique creuse (e=15cm).....	1,30KN/m ²
3-Lame d'air (e=5cm).....	0,00KN/m ²
4-Parois en briques creuses (e=10cm).....	0,90KN/m ²
5-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{KN/m}^3$).....	0,36KN/m ²

$$G=2,92\text{KN/m}^2$$

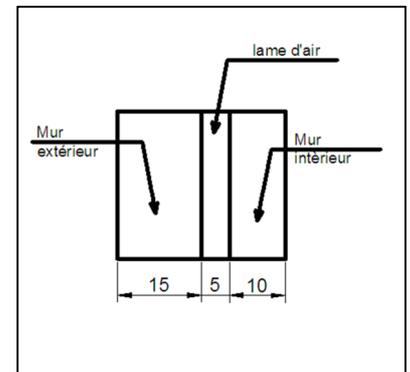


Figure 1: Coupe du mur extérieur

2.2 Murs intérieurs (simple parois)

1-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{KN/m}^3$).....	0,36KN/m ²
2-Parois en briques creuses (e=10cm).....	0,90 KN/m ²
3-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{KN/m}^3$).....	0,36KN/m ²

$$G=1,62 \text{ KN/m}^2$$

3 Les planchers

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Les planchers sont réalisés en deux types :

- **Type 1** : Corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm, pour les étages courants.
- **Type 2** : Dalle pleine (16) cm, pour les balcons.

3.1 Plancher en dalle pleine

avons des planchers en dalle pleine dans les balcons, ces dalles sont considérées comme des consoles et des dalles pleines dans la cage d'escalier et l'ascenseur.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_x = 4,35 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 5,4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{435}{540} = 0,8$$

$> 0,4 \Rightarrow$ La dalle est considérée comme portant dans deux directions.

$$\Rightarrow \frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{30} \quad \Rightarrow \frac{435}{50} \leq e_p \leq \frac{435}{30} \quad \Rightarrow 8,7 \text{ cm} \leq e_p \leq 15 \text{ cm}$$

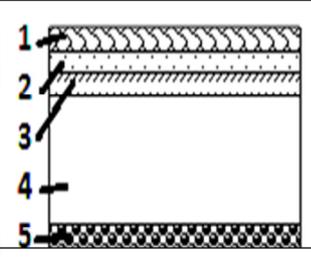
On prend $e_p = 15 \text{ cm}$.

3.1.1 Dalle pleine pour cage d'escalier et l'ascenseur**Tableau 1: Charges appliquées sur la dalle pleine de la cage d'escalier et l'ascenseur.**

N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Protection gravillon	18	0,05	0,9	
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12	
3	Forme de pente	22	0,1	2,20	
4	Isolation thermique en Polystyrène	4	0,04	0,16	
5	Dalle pleine	25	0,15	3,75	
6	Enduit en ciment	20	0,02	0,4	
Charge permanent G (balcon)				7,53	(KN/m²)
Charge d'exploitation Q (balcon)				1	(KN/m²)

3.1.2 Dalle pleine pour balcons**Tableau 2: Charges appliquées sur la la dalle pleine du balcon.**

N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Dalle de sol	/	/	0,24	
2	Mortier de pose	20	0,01	0,20	
4	Dalle pleine	25	0,15	3,75	
5	Enduit en ciment	20	0,02	0,4	
Charge permanent G (balcon)				4,59	(KN/m²)
Charge d'exploitation Q (balcon)				3,5	(KN/m²)

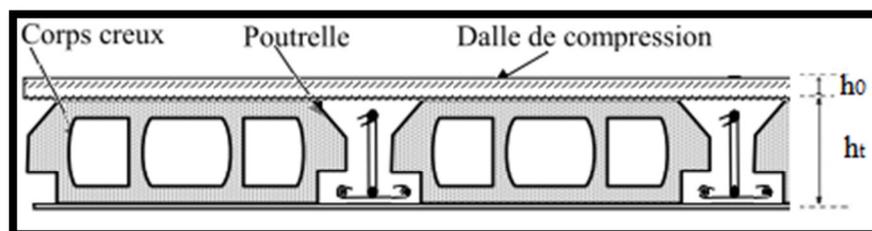


Plancher en corps creux

Les planchers d'étages courant sont de type corps creux, pour les raisons suivantes :

- ❖ Facilité de réalisation.
- ❖ Réduire le poids du plancher.
- ❖ Raison économique.

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

**Figure 3: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.**

- ❖ h_t : épaisseur totale du plancher
- ❖ h_0 : épaisseur de la dalle de compression

L'épaisseur de ce plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives

On a: $L = 407 \text{ cm} \Rightarrow 16.28 \text{ cm} \leq h_t \leq 20, 35 \text{ cm}$

\Rightarrow On prend : $h_t = 20 \text{ cm} = (16+4) \text{ cm}$

- $h_0 = 4 \text{ cm}$ Épaisseur de la table de compression.
- $h_t = 16 \text{ cm}$ Épaisseur du corps creux.

a. Poutrelles :

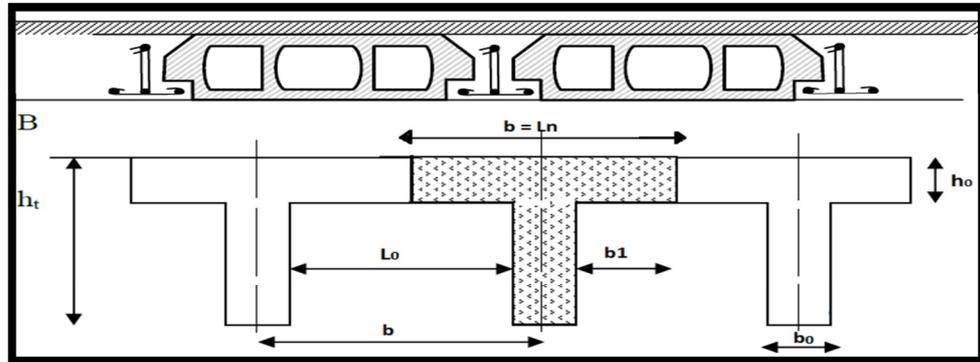


Figure 5: Nervure du plancher à corps creux.

La longueur de la dalle de compression sera calculée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de b_1 :

- $b_1 \geq (L_n - b_0) / 2 = (60 - 10) / 2 = 25 \text{ cm}$
- $b_1 \geq L / 10 = 407 / 10 = 40.7 \text{ cm}$
- $b_1 \geq (6 \div 8) h_0 = (24 \div 32) \text{ cm}$

Donc $b_1 = 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 * b_1 + b_0 = 2 * 25 + 10 = 60 \text{ cm}$

Avec :

- ❖ L_n : la distance entre axes de nervures 60 cm.
- ❖ L : La portée entre nus d'appuis
- ❖ h_0 : La hauteur de la nervure
- ❖ b_0 : Épaisseur de la nervure.
- ❖ $b_0 = (0.3/0.4) h_t$ et elle est généralement prise à $b_0 = 10 \text{ cm}$
 - $L_n = b = b_0 + 2 b_1 = 60 \text{ cm}$
 - $L = 437 - 30 = 370 \text{ cm}$

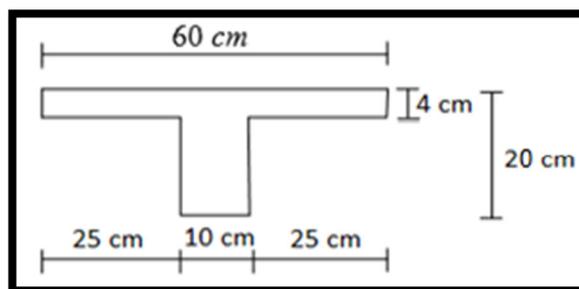


Figure 6: Dimensions adoptées pour les poutrelles.

3.1.3 Les charges des différents planchers

La charge permanente et la charge d'exploitation de chaque étage sont déterminées à partir du document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R B.C.2.2 ».

Plancher terrasse inaccessible

La terrasse inaccessible est réalisée en plancher à corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau 3 : Charges du plancher terrasse

N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Protection gravillon	18	0,05	0,9	
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12	
3	Forme de pente	22	0,1	2,20	
4	Isolation thermique en Polystyrène	4	0,04	0,16	
5	Dalle en corps creux (16+5)	/	/	2,00	
6	Enduit en plâtre	10	0,01	0,10	
Charge permanent G				5,48	(KN/m²)
Charge d'exploitation Q				1,00	(KN/m²)

Plancher étage courant

Tableau 4: Charges du plancher étage courant.

N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Dalle de sol	/	/	0,24	
2	Mortier de pose	20	0,01	0,20	
3	Dalle en corps creux (16+5)	/	/	2,00	
4	Enduit en plâtre	10	0,01	0,10	
5	Cloisons intérieures	10	0,1	1,16	
Charge permanent G				3,7	(KN/m²)
Charge d'exploitation Q				1,50	(KN/m²)

4 Les escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

Avec : h : hauteur de la marche et g la largeur de la marche.

$$H = n \cdot h \rightarrow h = H/n.$$

$$L = (n-1)g \rightarrow g = L / (n-1).$$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale du volée.

$$L_R = \sqrt{(280^2 + 170^2)} = 327 \text{ cm}$$

$$\frac{L_R}{30} \leq ep \leq \frac{L_R}{20} \Rightarrow \frac{327}{30} \leq ep \leq \frac{327}{20} \quad 10,90 \leq ep \leq 16,35$$

En prend $ep = 15 \text{ cm}$.

Nous avons opté pour les dimensions figurées dans le tableau suivant :

Tableau 5: Dimensions des éléments d'escalier

	Marche (cm)	Contre marche (cm)	Reculément (cm)	Hauteur Affranchir (cm)	Angle de pente (α°)
Volé N° 01	28	17	112	68	31
Volé N° 02	28	17	280	170	31
Volé N° 03	28	17	112	68	31

4.1 Palier :

Tableau 6: Les charges du palier.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	25	0,15	3.75
Revêtement en marbre	21	0,02	0,42
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Enduit en ciment	20	0,02	0.4
Charge permanent G			4,97
Charge d'exploitation Q			2,50

4.2 La paillasse :

Tableau 7: Les charges de la paillasse.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	21	0,02	0,42
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical $ep \times 20 \times h/g$	21	/	0,25
Poids propre de la paillasse $ep \times 25 / \cos \alpha$	25	/	4.10
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en plâtre $ep \times 10 / \cos \alpha$	10	0,01	0,11
Charge permanent G			7.25
Charge d'exploitation Q			2,50

5 Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontales. Il existe deux types de poutres, **principales** et **secondaires (Chaînages)**.

5.1 Poutres principales

Elles supportent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

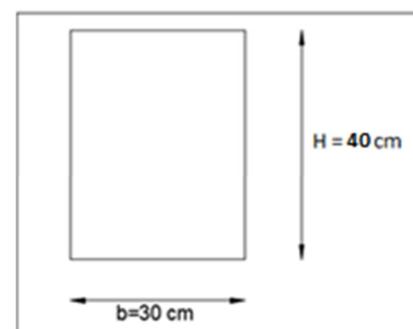


Figure 7: Section des poutres principales

☑ Critère de flèche :

$$\text{Avec : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

✓ On a : **L = 5,40 m**

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} \\ 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } \mathbf{h = 40 \text{ cm}}$$

$$\{0,4h \leq b \leq 0,8h \rightarrow \text{On prend : } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

R.P.A 99 version 2003 :

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,33 \leq 4$condition vérifiée.

5.2 Poutres secondaires

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Critère de flèche :

$$\text{Avec : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus petite portée. (**L = 4.35 m**)

h : hauteur de la poutre.

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \\ 29 \text{ cm} \leq h \leq 43.5 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

$$\text{et } \begin{cases} 0,4h \leq b \leq 0,8h \\ 16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{On prend: } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

R.P.A 99 version 2003 :

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.17 < 4$ condition vérifiée.

6 Les poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- ✓ Respect des critères de résistance.
- ✓ Respect des conditions du RPA 99.
- ✓ Satisfaction des conditions de flambement.

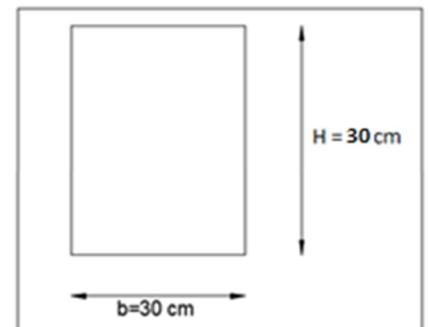


Figure 8: Section des poutres secondaires.

Le poteau le plus sollicité choisi est : (5C).

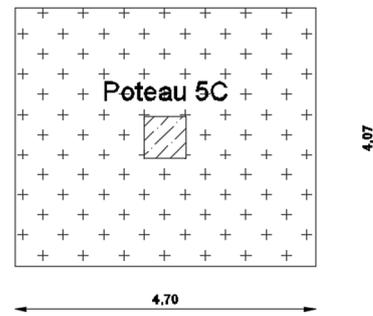


Figure 9: La section afférente du poteau le plus sollicité

6.1 Dimensionnement des poteaux les plus sollicités:

Les poteaux les plus sollicités de cet ouvrage supportent des charges réparties sur une surface afférente $S_{aff} = 20 \text{ m}^2$.

Le dimensionnement est basé sur les critères suivants :

a) Critère de résistance :

$$B_r \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right] \cdot 10^4$$

- B_r : Section nette du béton ; $B_r = [(a - 0,02)]$.
- θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).
- σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

- $A/B_r = 0,8 \%$ (Mostaganem : zone IIa)
- β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

- $\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$ si $\lambda \leq 50$.
- $\beta = 0,85 + 2/1500$ si $50 < \lambda < 70$.

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1 + 0,2(35/35)^2 \rightarrow \beta = 1,2$

- FeE400 $\rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$\text{Donc } B_r \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] \cdot N_u \right) \Rightarrow B_r \geq 0,6613690 \cdot N_u$$

N_u : la charge verticale à l'ELU, il se calcule en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

b) Vérification des conditions de l'R.P.A 99 V2003

$$\frac{N_u}{f_{c28} \times B_c} \leq 0,3$$

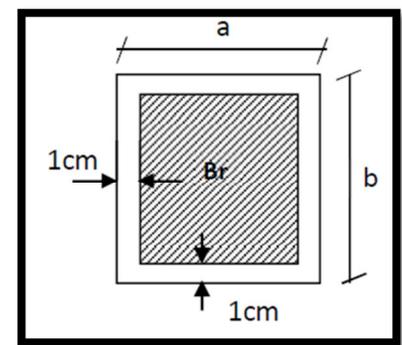


Figure 10: la section réduite du poteau

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

c) Vérification des conditions de flambement :

Selon les règles de (CBA.93) on a : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $L_f = 0,7 l_0$.

- **I** : Moment d'inertie de la section du poteau.
- **B** : Section du béton.
- λ : l'élancement du poteau.
- l_0 : hauteur d'étage.
- **a** : section du poteau.
- L_f : Longueur du flambement.

Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 8 : Dégression verticale des charges

i =	Niveau	Formule de calcul	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)
0	Sous Terrasse	Q_0	1,00
1	Sous 8 ^e Etage	$Q_0 + Q$	2,50
2	Sous 7 ^e Etage	$Q_0 + 0.95 \times 2 \times Q$	3,85
3	Sous 6 ^e Etage	$Q_0 + 0.90 \times 3 \times Q$	5,05
4	Sous 5 ^e Etage	$Q_0 + 0.85 \times 4 \times Q$	6,10
5	Sous 4 ^e Etage	$Q_0 + 0.80 \times 5 \times Q$	7,00
6	Sous 3 ^e Etage	$Q_0 + 0.75 \times 6 \times Q$	7,75
7	Sous 2 ^e Etage	$Q_0 + 0.71 \times 7 \times Q$	8,50
8	Sous 1 ^e Etage	$Q_0 + 0.68 \times 8 \times Q$	9,25
9	Sous RDC	$Q_0 + 0.66 \times 8 \times Q$	10

Tableau 9 : Pré-dimensionnement des poteaux

i=	He	Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	NUPP (KN)	NUPS (KN)	Nu Pot (KN)	Nu pL (KN)	NU (KN)	Criter de Résistance					Flambement		
										B _r (cm ²)	a (cm)	a Choisi (cm)	B _c (cm ²)	a (cm)		min (a,b) ≥ 25 ?	min (a,b) ≥ h _e /20
00	3,06	Sous Terrasse	5,48	1,00	19,04	12,36	-	170,21	201,61	133,34	13,55	30,00	268,81	16,40	ok	ok	24,70
01	3,06	Sous 8°Etage	9,18	1,50	38,07	24,73	9,29	280,11	352,20	232,93	17,26	30,00	469,59	21,67	ok	ok	24,70
02	3,06	Sous 7°Etage	12,88	2,50	57,11	37,09	18,59	404,35	517,13	342,01	20,49	35,00	689,51	26,26	ok	ok	24,70
03	3,06	Sous 6°Etage	16,58	3,85	76,14	49,45	27,88	538,63	692,11	457,74	23,39	35,00	922,81	30,38	ok	ok	21,18
04	3,06	Sous 5°Etage	20,28	5,05	95,18	61,81	40,54	668,62	866,14	572,84	25,93	40,00	1 154,85	33,98	ok	ok	21,18
05	3,06	Sous 4°Etage	23,98	6,10	114,21	74,18	53,19	794,29	1 035,87	685,09	28,17	40,00	1 381,15	37,16	ok	ok	18,53
06	3,06	Sous 3°Etage	27,68	7,00	133,25	86,54	69,71	915,67	1 205,16	797,06	30,23	45,00	1 606,88	40,09	ok	ok	18,53
07	3,06	Sous 2°Etage	31,38	7,75	152,28	98,90	86,23	1 032,74	1 370,15	906,18	32,10	45,00	1 826,87	42,74	ok	ok	16,47
08	4,08	Sous 1°Etage	35,08	8,50	171,32	111,26	107,15	1 149,81	1 539,53	1 018,20	33,91	50,00	2 052,71	45,31	ok	ok	16,47

7 Pré-dimensionnement des voiles

Le dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par l'article 7.7 du RPA99 version 2003. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre une part des efforts verticaux (plus 20 % pour notre système de contreventement), qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

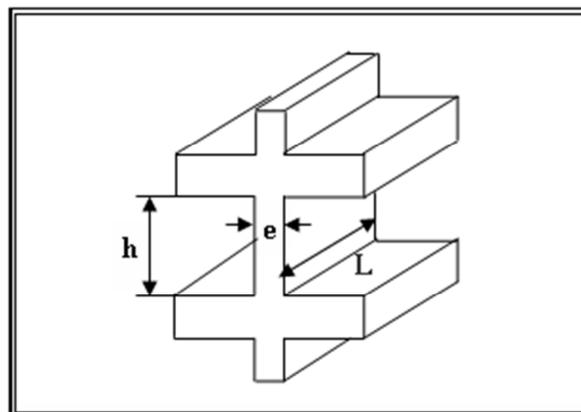


Figure 11: Coupe en élévation d'un voile

Deux types de voiles sont considérés à savoir :

Voiles au niveau de la cage d'ascenseur en forme de U où le RPA exige que l'épaisseur $a \geq h_e/25$

Voile linéaire où le RPA exige que l'épaisseur $a \geq h_e/20$

Où

h_e = hauteur d'étage – l'épaisseur du plancher

h_e (RDC) = 408 – 20 = 388 cm

Tableau 10 : Pré-dimensionnement des voiles.

	h (m)	h_e (m)	L (m)	$h_e/20$ (m)	a (cm)	$L \geq 4 \times a$?
RDC	4,08	3,88	4,4	0,19	20	ok
Étage courant	3,06	2,86	4,4	0,14	20	ok
Ascenseur	4,08	3,88	2	0,15	20	ok

ÉLÉMENTS

SECONDAIRES

1 Etude du Plancher à corps creux :

1.1 Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

- ❖ Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux. Ils sont infiniment rigides dans leurs plans.
- ❖ Celle d'isolation thermique et acoustique :

Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

1.2 Détermination des sollicitations :

Pour la détermination des différentes sollicitations des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire, si les conditions (a, b, c, et d) cités ci-après sont vérifier.
 - a) $q \leq 2G$; $Q \leq 5\text{KN}$, charges localisées $\leq (2\text{ KN}, 0,25Q)$
 - b) le moment d'inertie est constant pour toutes les travées
 - c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
 - d) La fissuration est considérée comme peu nuisible.
- Méthode de Caquot, si l'une des conditions (a, b, c, et d) n'est pas vérifier.
- Méthode de Caquot minoré, si la condition « a » vérifier et une ou plus des autres conditions n'est pas vérifier.

Pour notre cas nous avons trois types de poutrelles (Fig 1).

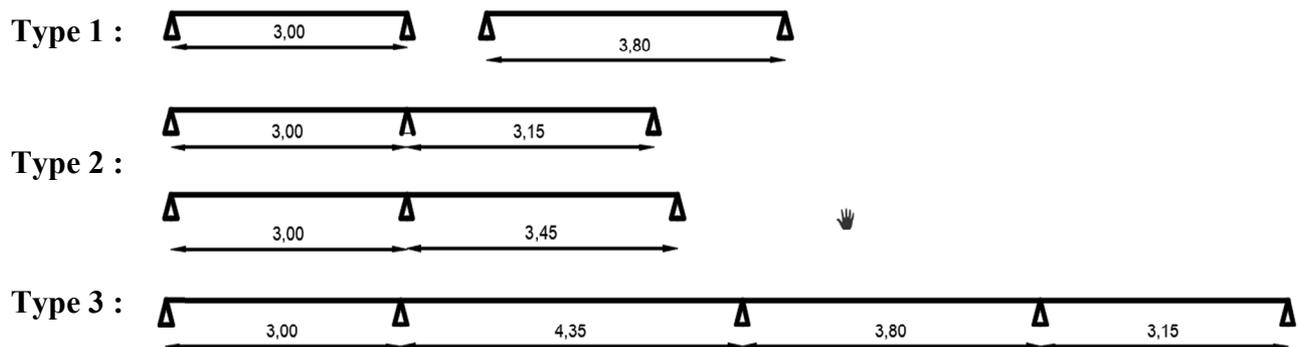


Figure 1: différents types des poutrelles

Tableau 1 : Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations

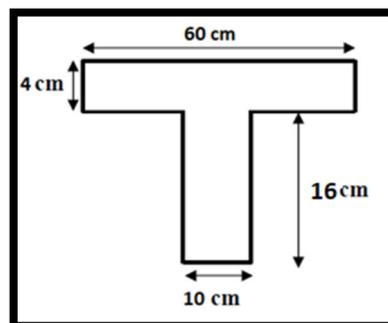
Types	Méthode utilisée	Observation
1	RDM (Isostatique)	Une travée
2	forfaitaire	Conditions vérifiées
3	Caquo minoré	Conditions vérifiées

Tableau 2: Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles :

Types	Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1	-2,35	-1,69	7,85	5,63	8,27
2	-3,88	-2,79	4,44	3,19	8,62
3	-4,24	-3,02	4,37	3,08	7,44

Tableau 3 : Les valeurs des efforts maximums :

Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
-4,24	-3,02	7,85	5,63	8,62

**Figure 2:Section transversale du poutrelle étudiée**

1.3 Ferrailage des poutrelles :**1.3.1 Etat Limite Ultime (E L U) :****En travée :**

$$M_u \max = 7,85 \text{ KN.m}$$

- Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_o \cdot \sigma_b (d - h_o / 2)$$

$$M_t = 0,60 \times 0,04 \times 14,20 ((0,9 \times 0,20) - (0,04/2))$$

$$M_t = 54,528 \text{ kN.m} \rightarrow M_u \max < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table.}$$

→ La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{7850}{60 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,028$$

$\mu = 0,028 < 0,392$ (Acier FeE400) → pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,035$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7850}{0,985 \cdot 18 \cdot 348} = 1,27 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (1,27 \text{ cm}^2 ; 1,30 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,30 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 3 \text{ HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

En appuis :

$$M_{u \max} = 4,24 \text{ KN.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{4240}{10 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,092$$

$\mu = 0,092 < 0,392$ (Acier FeE400) → pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,121$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,952$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4240}{0,952 \cdot 18 \cdot 348} = 0,71 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 10 \cdot 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (0,71 \text{ cm}^2 ; 0,22 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 0,71 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 1 HA10 + 1 HA 12 = 2,26 cm²

1.3.2 L'état limite de service (ELS):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \text{Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.}$$

En travée :

$$M_u = 7,85 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 5,63 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{7,85}{5,63} = 1,39$$

$$\alpha = 0,035 < 0,44 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

En Appuis :

$$M_u = 4,24 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 3,02 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{4,24}{3,02} = 1,4$$

$$\alpha = 0,035 < 0,45 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

1.3.3 Vérification de la flèche :

$$F = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f < \bar{f} = \frac{l}{500} \quad (L < 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{Fv} = 0,00008213 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{\text{umax}} = 7,85 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{M l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{7850 \cdot 3,8^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,00008213} = 0,0128$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0,76.$$

$$f = 0,0128 < \bar{f} = 0,76 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

1.3.4 Vérification de l'effort tranchant :

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad \left(\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93} \right)$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 8,62 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{8620}{100.180} = 0,478 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

1.3.5 Ferrailage transversale :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe = 235 MPa).

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

❖ **Selon le CBA 93** (page 40)

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad \text{pas de reprise de betonage} \\ S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm} \} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_o}{10} \right) \quad [3] \text{ (page 49)}$$

❖ **Selon le RPA 99** [2] (page 53)

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \cdot \phi_l \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimum des armatures longitudinales.

ϕ_t : diamètre minimum des armatures transversales.

Application

$$\tau_u = 1,275 \text{ Mpa}$$

- Selon le CBA 93

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.021 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16.2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.01 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\emptyset_t \leq \text{Min} (0,57 \text{ cm} ; 1.2 \text{ cm} ; 1 \text{ cm}) = 0,57 \text{ cm}$$

- Selon le "RPA 99 version 2003"²

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \\ \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

On adopte : $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$

1.3.6 Choix D'armature :

On adopte : **2HA6** = $0,57 \text{ cm}^2$ de $A_s = 0,57 \text{ cm}^2$

-Choix Des Espacements

$$\text{donc } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,057 \geq 0,036 \quad \text{ok}$$

Après les calculs et les vérifications, les armatures adoptées sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 4: Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appui

Armature	Longitudinale	Transversale
En travée	3 HA10	2 $\emptyset 6$
Sur appuis	1 HA10 + 1 HA12	2 $\emptyset 6$

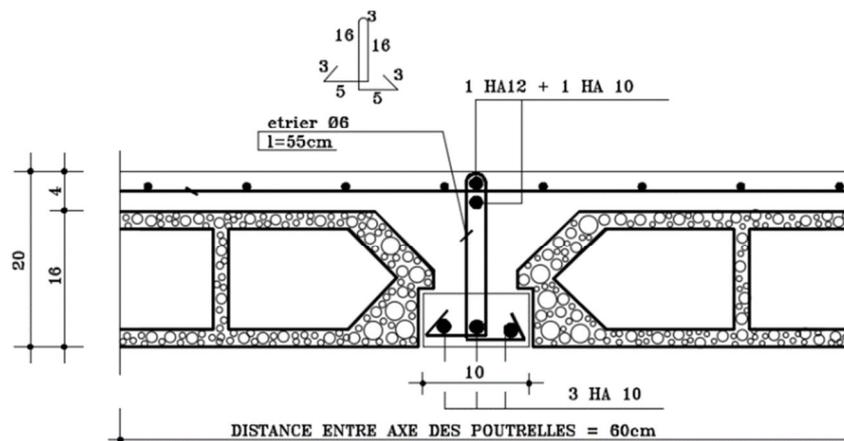


Figure 3: Ferrailage des poutrelles

1.4 Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, Le ferrailage sera effectué en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
 - ❖ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - ❖ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

Avec :

- L_n : distance entre axe des poutrelles ($L_n=60 \text{ cm}$).
- A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).
- A_2 : diamètre (A.R).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

1.4.1 Armature perpendiculaire aux poutrelles

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{400} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$5T6 \rightarrow A_1 = 1,7 \text{ cm}^2$$

1.4.2 Armature parallèle aux poutrelles

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,30 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$4T6 \Rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dans les deux sens, espacées de 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles et 25 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

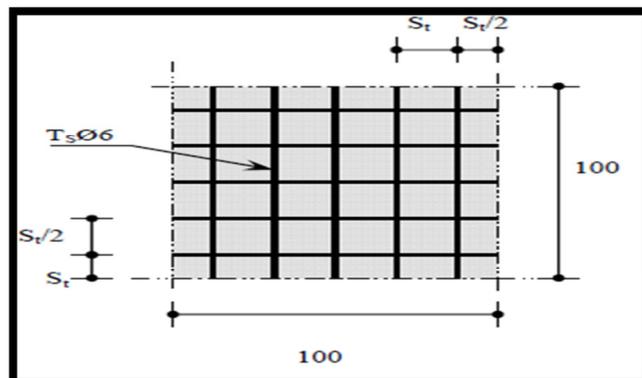


Figure 4: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

2 La dalle pleine :

2.1 Vérification si la dalle portante sur 4 cotés :

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot q_u \cdot L_y^2$$

$$L_x = 5,4 \text{ m}$$

$$L_y = 4,35 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{435}{540} = 1 > 0,81 \Rightarrow \text{Dalle portante sur 4 cotés.}$$

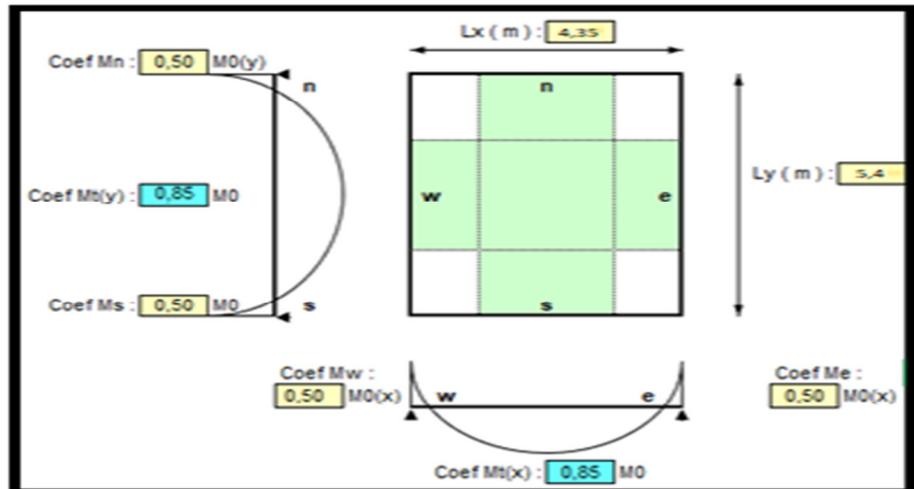


Figure 5: Dalle portante sur 4 cotés

❖ Combinaisons fondamentales

E.L.U :

La charge ultime q_u :

$$q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot 1 = 1,35 \cdot 7,53 + 1,5 \cdot 1 = 11,66 \text{ kN/m}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot \alpha^3)} = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot 0,81^3)} = 0,055$$

$$\mu_y = \alpha^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - \alpha)^2) = 0,81^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - 0,81)^2) = 0,633$$

- **Suivant le sens L_x :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,055 \cdot 11,66 \cdot 4,35^2 = 12,13 \text{ KN.m}$$

$$T_x = \frac{p \cdot l_x}{2 + \alpha} = \frac{11,66 \cdot 4,35}{2 + 0,81} = 18,05 \text{ kn}$$

- **Suivant le sens L_y :**

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,633 \cdot 12,13 = 7,68 \text{ KN.m}$$

$$T_y = \frac{p \cdot l_x}{3} = \frac{11,66 \cdot 4,35}{3} = 16,91 \text{ KN}$$

2.1.1.1 E.L.S :

$$q_s = (G + Q) \cdot l = 7,53 + 1 = 8,53 \text{ kN/m}$$

- **Suivant le sens L_x :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,055 \cdot 8,53 \cdot 4,35^2 = 8,88 \text{ KN.m}$$

$$T_x = \frac{p \cdot l_x}{2 + \alpha} = \frac{8,53 \cdot 4,35}{2 + 0,81} = 13,75 \text{ KN}$$

- **Suivant le sens L_y :**

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,633 \cdot 8,88 = 5,62 \text{ KN.m}$$

$$T_y = \frac{p \cdot l_x}{3} = \frac{8,53 \cdot 4,35}{3} = 12,37 \text{ kn}$$

Tableau 5: les efforts appliqués sur la dalle pleine

		M_u [KN. m]	T_u [KN. m]	M_{ser} [KN. m]
Sens XX	Travée	10,31	18,05	7,55
	Appuis	-6,06	18,05	4,44
Sens yy	Travée	6,53	16,91	4,78
	Appuis	3,84	16,91	2,81

2.2 Calcul du ferrailage de la dalle pleine

Les calculs sont faits en flexion simple et les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau 6:Récapitulatif du ferrailage de la dalle en ELU suivant le sens x et y

		A_{cal} [cm ² /ml]	A_{min} [cm ² /ml]	Choix [cm ² /ml]	Espacement (cm)
Sens XX	Travée	0,51	2,17	4T10 (3,14)	25
	Appuis	0,18	2,17	4T10 (3,14)	25
Sens yy	Travée	0,30	2,17	4T10 (3,14)	25
	Appuis	0,11	2,17	4T10 (3,14)	25

Tableau 7: Vérification des contraintes à l'E.L.S suivant les sens XX et YY

		M_u [N. m]	M_{ser} [N. m]	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens XX	Travée	10,31	7,55	1,36	0.028	0,43	C.V
	Appuis	-6,06	4,44	1,36	0.013	0,43	C.V
Sens yy	Travée	6,53	4,78	1,36	0.014	0,43	C.V
	Appuis	3,84	2,81	1,36	0.008	0,43	C.V

Donc, il est clair que le ferrailage calculé à l'E.L.U convient pour l'E.L.S

2.3 Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{18050}{1000 \cdot 180} = 0,1 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,1 \text{ MPa} <$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2.4 Vérification si la flèche est nécessaire

$$\frac{h_d}{L_x} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{20}{435} = 0,046 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,17}{100 \cdot 18} = 0,0012 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée donc on doit vérifier la flèche.

2.5 Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{M.l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{1}{500} \text{ avec } (L \leq 5) \\ 0,5 \text{ cm} + \frac{1}{1000} \text{ avec } (L > 5) \end{cases} \quad (\text{Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{Fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,2^3}{12} = 0,00067 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

Sens XX :

$$Mu_{\max} = 10,31 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{MI^2}{10 \cdot E_v \cdot IF_v} = \frac{10310 \cdot 4,35^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,00067} = 0,27 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{435}{500} = 0,87 \text{ cm.}$$

$f = 0,27 \text{ cm} < \bar{f} = 0,87 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

Sens YY :

$$Mu_{\max} = 6,53 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{MI^2}{10 \cdot E_v \cdot IF_v} = \frac{6530 \cdot 5,4^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,00067} = 0,26 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,501 \text{ cm.}$$

$f = 0,26 \text{ cm} < \bar{f} = 0,501 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

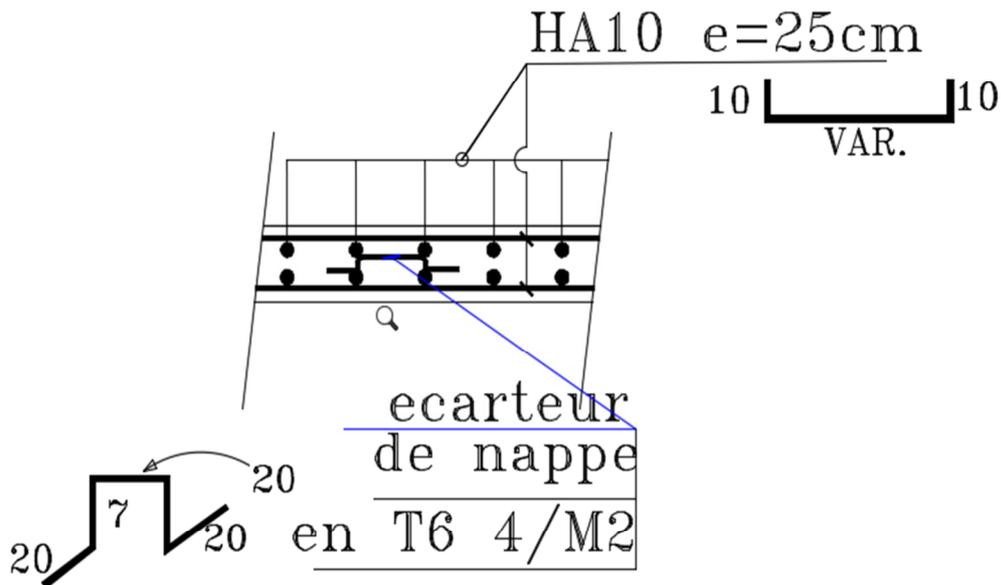


Figure 6: Ferrailage de la dalle pleine

3 Etude du Balcon :

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre et différentes charges), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids du garde du corps), et une charge d'exploitation Q.

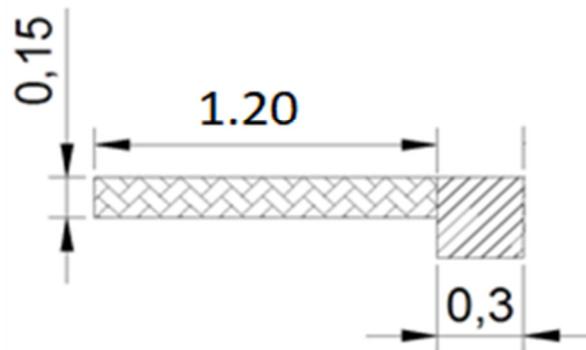


Figure 7 : Coupe transversal du Balcon

3.1 Calcul des sollicitations :

3.1.1 Force concentrée (poids de la garde du corps):

$$P = (0,15 \cdot 1,10 \cdot 8,6) + (2 \cdot 0,02 \cdot 1,10 \cdot 20) \rightarrow P = 2,30 \text{ KN/m}$$

b.1/ ELU :

$$q_{ul} = 1,35G + 1,5Q \rightarrow q_{ul} = 14,754 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,35P = 3,105 \text{ KN/m}$$

b.2/ ELS :

$$q_{sl} = G + Q \rightarrow q_{sl} = 10,54 \text{ KN/m}$$

$$P_s = P = 2,30 \text{ KN/m}$$

3.1.2 Charges uniformément réparties

c.1/ ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l = 14,349 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 20,81 \text{ kn}$$

c.2/ ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_s l = 10,349 \text{ KN.m}$$

$$T_s = 14,948$$

3.2 Calcul du ferrailage :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14349}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,055 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,055}) = 0,071$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,071 = 0,972$$

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

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{14349}{0,972 \cdot 13,5 \cdot 348} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}} = (0,005 \cdot 100 \cdot 15) = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}} ; A_{\text{RPA}})$$

$$A = 7,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 7HA12 (A=7,91 cm²)

Espacement = 14,28 cm

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on adopte 4HA12/ml → 4,52 cm²/ml Avec : e = 25 cm

Espacement = 25 cm

Tableau 8: ferrailage du balcon

A choisi (cm ²)	Espacement (cm)	A répartition (cm ²)	Espacement (cm)
7 HA12 (7.91)	14,28	4 HA12 (4,52)	25

3.3 Vérification des contraintes :

M _u (kn.m)	M _s (kn.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
14.349	10,349	7,91	7,91

On doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- Calcul de la position de l'axe neutre : $S = \frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y-c') - n A_s (d-y) = 0$

- Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$

$$I = \frac{100}{3} \cdot 1,19^3 + 15 \cdot 7,91 \cdot (1,19 - 2)^2 + 15 \cdot 7,91 \cdot (18 - 1,19)^2$$

$$I = 33\,661,67 \text{ cm}^4$$

Où : A_s : section d'armatures tendue
 $A's$: section d'armatures comprimées
 n : 15 coefficient d'équivalence

- Calcul des contraintes :

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 7,91}{100} = 1,19$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 18 \cdot 1,19 = 42,84$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,19 + \sqrt{1,19^2 + 42,82} = 5,45$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{10349}{33\,661,67} \cdot 5,45 = 1,67 \text{ MPa}$$

Après calcul on trouve : $y_1 = 6,52$ et $I = 15553,93 \text{ cm}^4$

→ $\sigma_b = 1,67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$... La contrainte de compression du béton est vérifiée

- Contrainte maximale de traction des aciers :

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \cdot 10349}{33\,661,67} \cdot (18 - 1,19) = 77,52 \text{ MPa}$$

→ $\sigma_s = 77,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$... La contrainte de traction des aciers est vérifiée

Donc les armatures calculées en E.L.U conviennent à l'E.L.S.

3.4 Vérification au cisaillement :

$$T_u = 20,81 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{20810}{1000 \cdot 180} = 0,059 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \text{ CV}$$

2)-

$$\tau_u = \frac{T_{u2}}{bd} = \frac{7760}{1000 \cdot 144} = 0,116 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \text{ CV.}$$

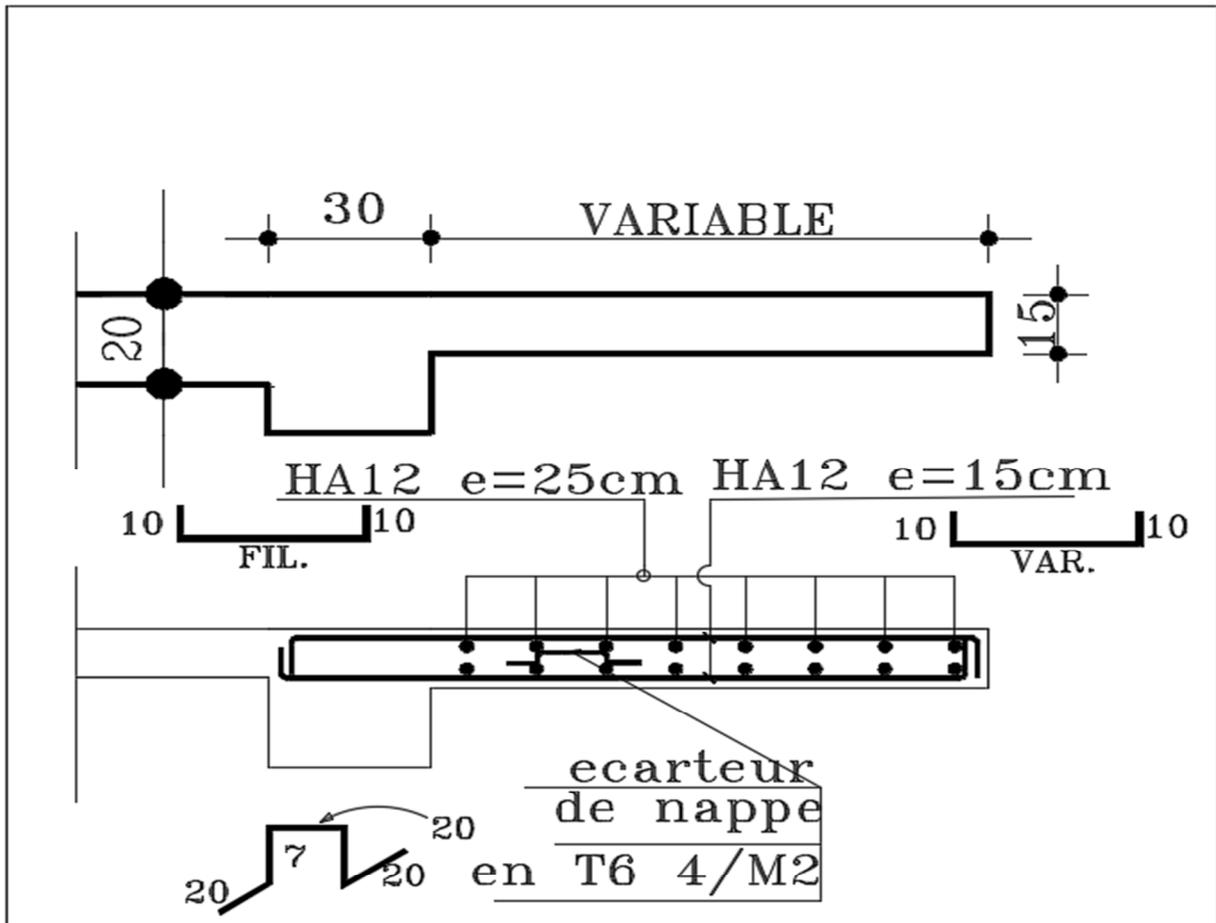


Figure 8: Ferrailage du balcon

4 Etude de l'acrotère

4.1 Détermination des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge d'exploitation, on prend le maximum entre (1 KN et F_p)

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \text{ (RPA 99 V 2003)}$$

Zone IIa et ouvrage $\rightarrow A = 0,15$.

Acrotère en consol \rightarrow facteur des forces horizontales $C_p = 0.8$

$$W_p = 1,69 \text{ kn.}$$

$$F_p = 0,81 \text{ kn.}$$

$$P = \max (0,81 \text{ kn} ; 1 \text{ KN}) \rightarrow p = 1 \text{ KN}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

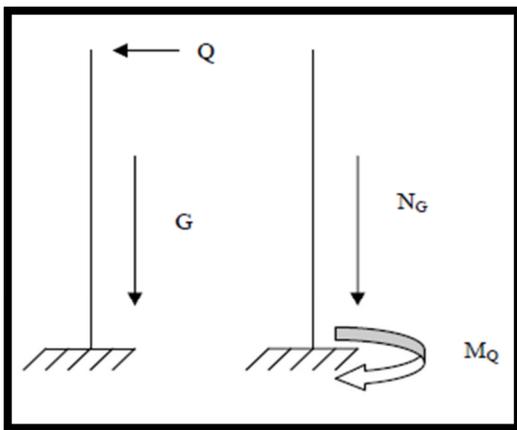


Figure 9: Schéma Statique de l'acrotère

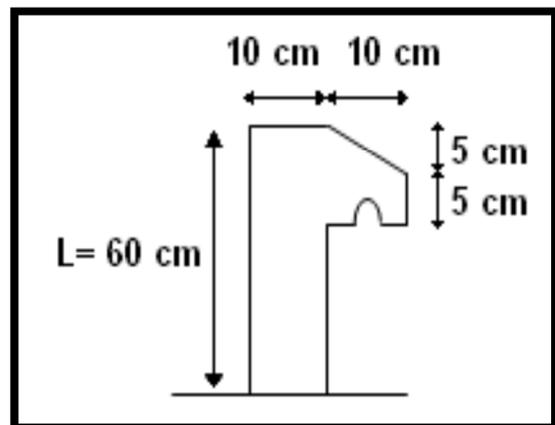


Figure 10: Coupe transversale de l'acrotère

Poids propre de l'acrotère :

- $G = 1,687 \text{ KN/ml.}$
- $p = 1 \text{ KN/ml.}$

Combinaisons d'actions :

	M (KN.m)	N(KN)	T (kn)
ELU	0,9	2,28	1,5
ELS	0,6	1,687	1

Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,28} = 0,395 \text{ m}$$

$e = 39,5 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$, donc La section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment M_1 .

$$M_1 = N' \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 0,9918 \text{ kn. m}$$

4.2 Détermination du ferrailage :

➤ **E.L.U :**

$\mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{991,8}{100 \cdot 9^2 \cdot 14,20} \rightarrow \mu = 0,0086 < 0,392$ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,32 - \frac{2280}{348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_s = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 1,087 \text{ cm}^2$.

Choix des armatures : $A_s = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$

Espacements : $St = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Ok.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures : $A_r = 3 \text{ HA8} = 1,509 \text{ cm}^2$

Espacements : $St = (60 - 2,5)/2 = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ Ok.

➤ **E.L.S :**

4.3 Vérification des contraintes :

Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que:

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot F_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = \min(266,67 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$M_s = 0,6 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad N_s = 1,6875 \text{ KN.}$$

$e = M_s / N_s \Rightarrow e = \frac{0,60}{1,6875} \Rightarrow e = 0,35 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression se à l'extérieur de la section donc SPC.

$C = e + h/2 = 0,35 + 0,1/2 = 0,4 \text{ m}$ et puisque N est un effort de compression donc $C = -0,40 \text{ m}$.

$$p = -3 (c)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b} (d - c) \rightarrow p = -4794,22 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b} (d - c)^2 \rightarrow q = 126467,79 \text{ cm}^3$$

y_2 est racine de l'équation $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -330733170,5 < 0$$

D'où :

$$\cos \varphi = \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

Après itération on trouve :

- $Y_{2,1} = a \cos (\varphi /3) = 43,17 \text{ cm}$
- $Y_{2,2} = a \cos (\varphi/3 +240^\circ) = 79,86 \text{ cm}$
- $Y_{2,3} = a \cos (\varphi/3+120) = 36,67 \text{ cm}$

Avec : $a = 2\sqrt{-p/3} = 79,95$

La solution qui convient : $y_2 = 43,17 \text{ cm}$

Car : $0 < y_1 = y_2 + c < h \rightarrow 0 < 43,17 - 40,56 = 2,62 \text{ cm} < h = 10$

Alors : la position de l'axe neutre est $y_1 = 2,62 \text{ cm}$

➤ CALCUL DU MOMENT STATIQUE DE LA SECTION

$$S^* = \frac{by_{SER}^2}{2} + 15A_s(d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 1.94^3}{3} + 15 \times 1.41 \times (9 - 1.16)^2 = 1294.44 \text{ cm}^4$$

$$S^* = 42,72 \text{ cm}^3$$

➤ CONTRAINTE DU BETON

$$\sigma_c = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{SER}}{S^*} \Rightarrow K = \frac{1687}{100 \times 42.72} = 0.39$$

$$K = 0,39$$

$$\sigma_c = 0,39 \times 2,62 = 1,03 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 1,03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ Contrainte de l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - y_c) = 37.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

4.4 Vérification au cisaillement :

$$T_u = 1 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 90} = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots CV$$

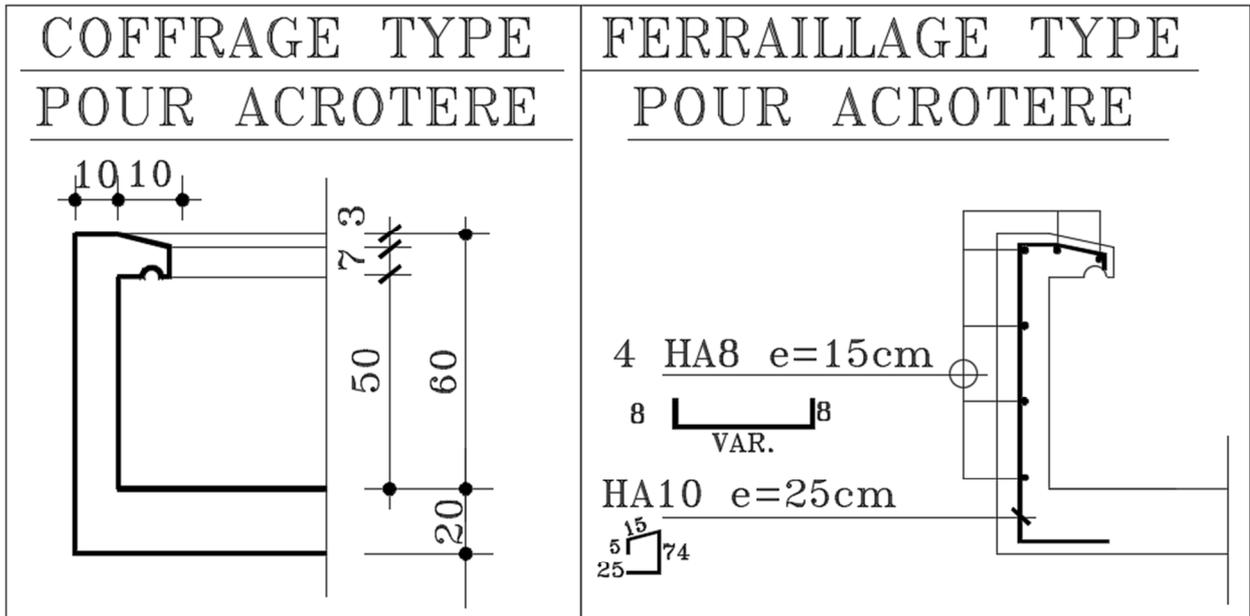


Figure 11: Coffrage et ferrailage de l'acrotère

5 Etude des escaliers :

5.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble, ils sont constitués d'une succession de gradins en béton armé ou bois ou métal.

5.2 Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre de marche, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la partie horizontale d'une marche s'appelle marche et la partie verticale s'appelle contre marche, la distance entre les nés des deux marches successives s'appelle giron.

La dalle qui supporte les marches s'appelle la paillasse, ces dernières sont terminées par fois par des paliers de repo et appuyées sur des poutres palières ou limon ou crémaillère.

Figure 12:Schéma d'un escalier.

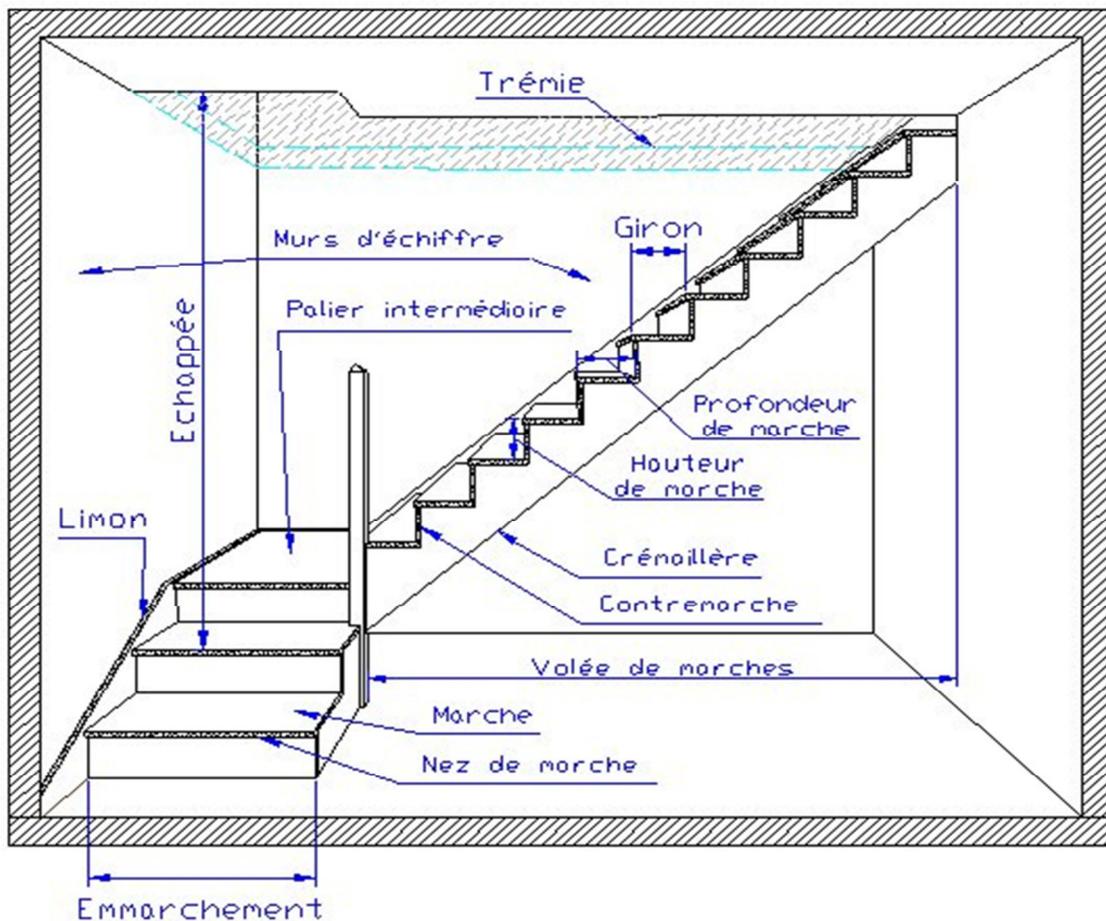


Figure 13: différentes composantes d'un escalier

5.3 Détermination Des sollicitations**a/ l'ELU :**

$$q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot 4,97 + 1,5 \cdot 2,5 = 10,46 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 1,35 \cdot 7,25 + 1,5 \cdot 2,5 = 13,54 \text{ KN/m}$$

b/ l'ELS :

$$q_{\text{palier}} = 4,97 + 2,5 = 7,47 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 7,25 + 2,5 = 9,75 \text{ KN/m}$$

5.3.1 Escalier du RDC :**Volée N° 01 :**

Emmarchement = largeur du palier = 1,6 m ; H = 2,4 m ; n = 12 marches ; G = 28 cm et h = 17 cm

$59 \text{ cm} \leq G+2h = 28 + 2 \cdot 17 = 62 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ La formule de BLONDEL est vérifiée

$$\text{Tg } \alpha = \frac{17}{28} \cong 0,61 \rightarrow 30 < (\alpha = 31^\circ) < 40 \text{ (condition vérifier)}$$

Volée N° 02 :

Emmarchement = largeur du palier = 1,6 m ; H = 1.02 m ; n = 6 marches ; G = 28 cm et h = 17 cm

$59 \text{ cm} \leq G+2h = 28 + 2 \cdot 17 = 62 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ La formule de BLONDEL est vérifiée

$$\text{Tg } \alpha = \frac{17}{28} \cong 0,61 \rightarrow 30 < (\alpha = 31^\circ) < 40 \text{ (condition vérifier)}$$

Volée N° 03 :

Emmarchement = largeur du palier = 1,6 m ; H = 1,2 m ; n = 6 marches ; G = 28 cm et h = 17 cm

$59 \text{ cm} \leq G+2h = 28 + 2 \cdot 17 = 62 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ La formule de BLONDEL est vérifiée

$$\text{Tg } \alpha = \frac{17}{28} \cong 0,61 \rightarrow 30 < (\alpha = 31^\circ) < 40 \text{ (condition vérifier)}$$

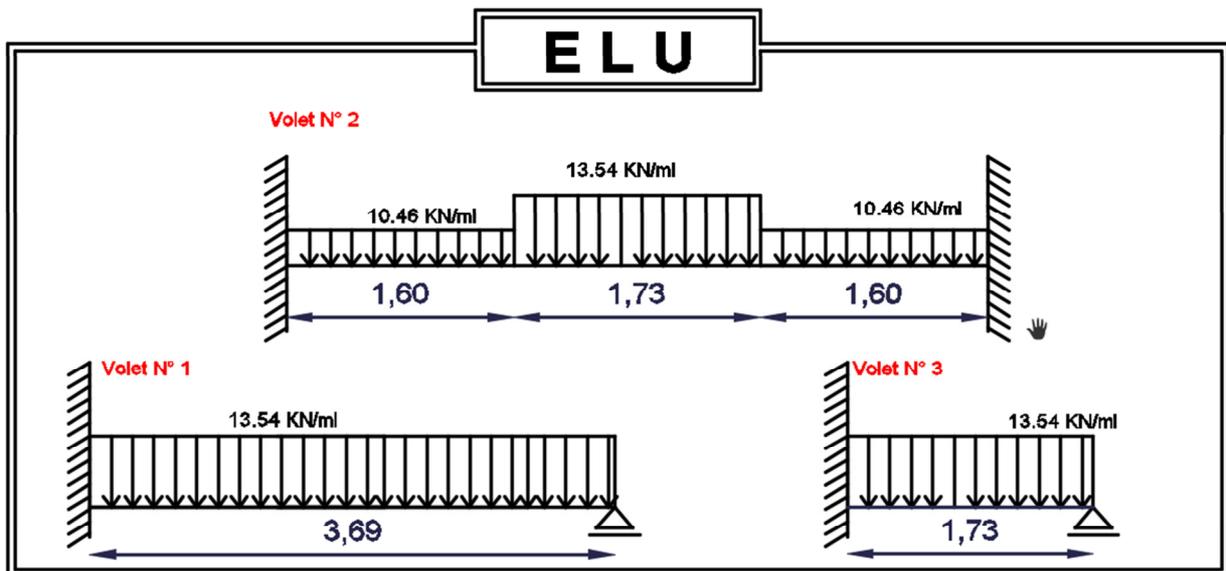


Figure 14: schéma statique d'escalier du RDC à l'ELU

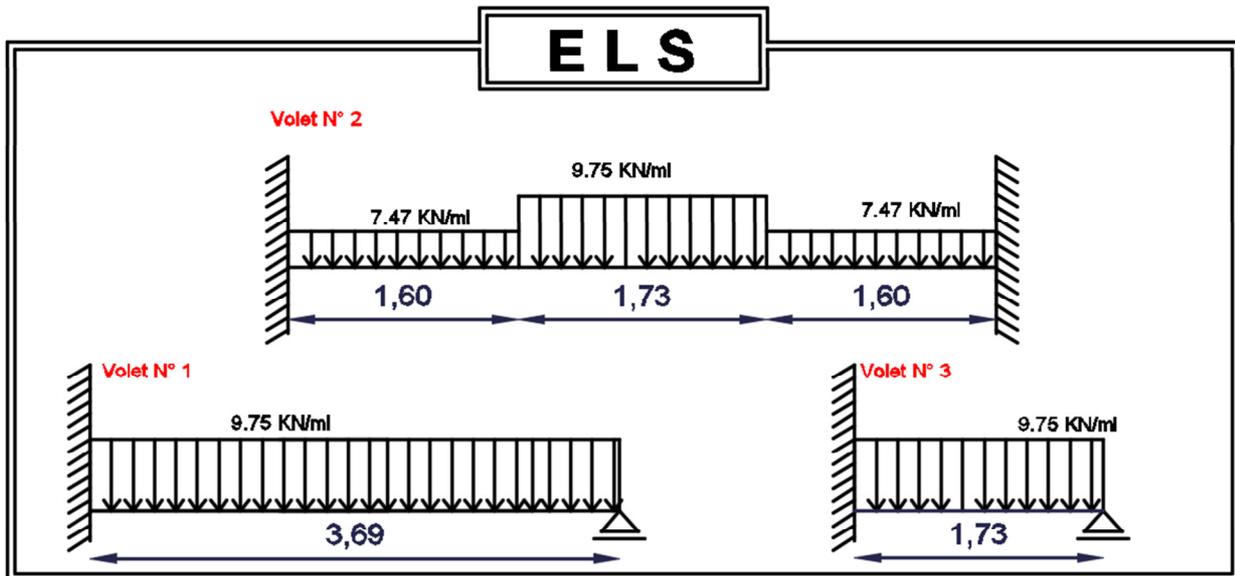


Figure 15: schémat statique d'escalier du RDC à l'ELS

5.3.2 Escalier de l'étage courant:

Volée N° 01 :

Emmarchement = largeur du palier = 1,6 m ; H = 1,02 m ; n = 6 marches ; G = 28 cm et h = 17 cm
 $59 \text{ cm} \leq G+2h = 28 + 2 \cdot 17 = 62 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ La formule de BLONDEL est vérifiée

$Tg \alpha = \frac{17}{28} \cong 0,61 \rightarrow 30 < (\alpha = 31^\circ) < 40$ (condition vérifier)

Volée N° 02 :

Emmarchement = largeur du palier = 1,6 m ; H = 1,02 m ; n = 6 marches ; G = 28 cm et h = 17 cm
 $59 \text{ cm} \leq G+2h = 28 + 2 \cdot 17 = 62 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ La formule de BLONDEL est vérifiée

$Tg \alpha = \frac{17}{28} \cong 0,61 \rightarrow 30 < (\alpha = 31^\circ) < 40$ (condition vérifier)

Volée N° 03 :

Emmarchement = largeur du palier = 1,6 m ; H = 1,2 m ; n = 6 marches ; G = 28 cm et h = 17 cm
 $59 \text{ cm} \leq G+2h = 28 + 2 \cdot 17 = 62 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ La formule de BLONDEL est vérifiée

$Tg \alpha = \frac{17}{28} \cong 0,61 \rightarrow 30 < (\alpha = 31^\circ) < 40$ (condition vérifier).

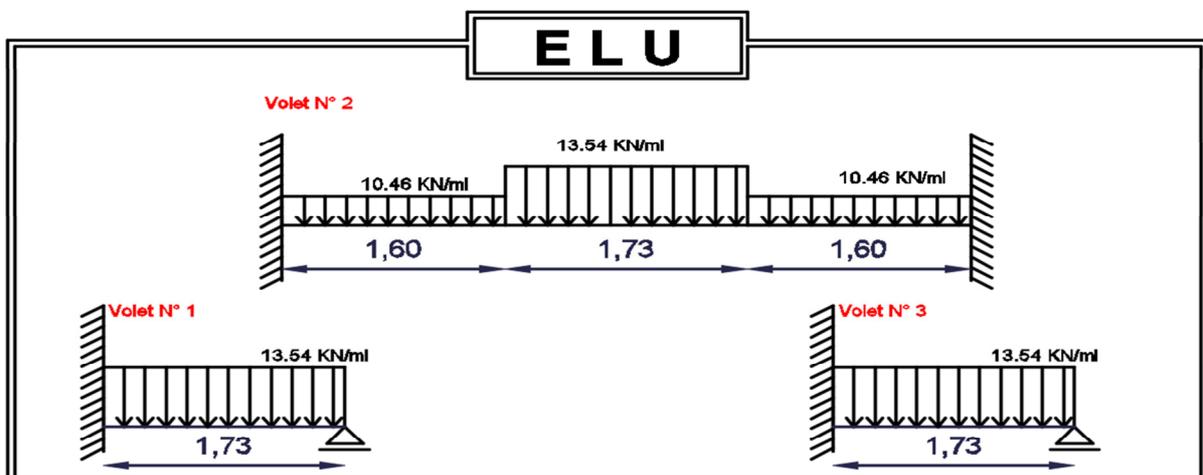


Figure 16: schémat statique d'escalier de l'étage courant à l'ELU

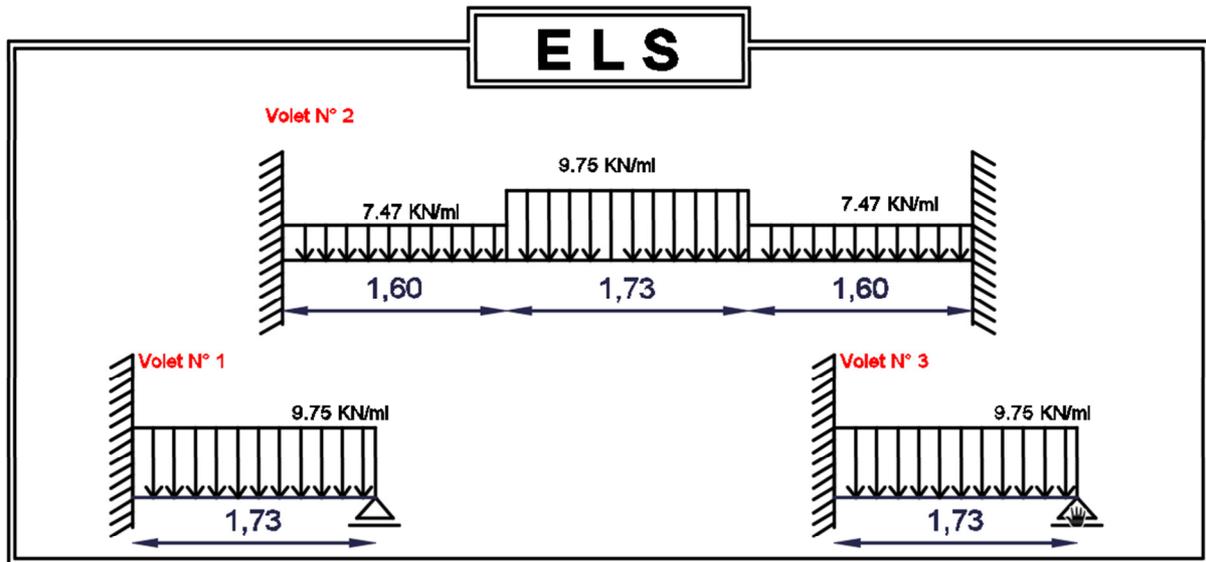


Figure 17: schémat statique d'escalier de l'étage courant à l'ELS

5.4 Ferrailage des escaliers :

RDC :

Volée 01

ELU :

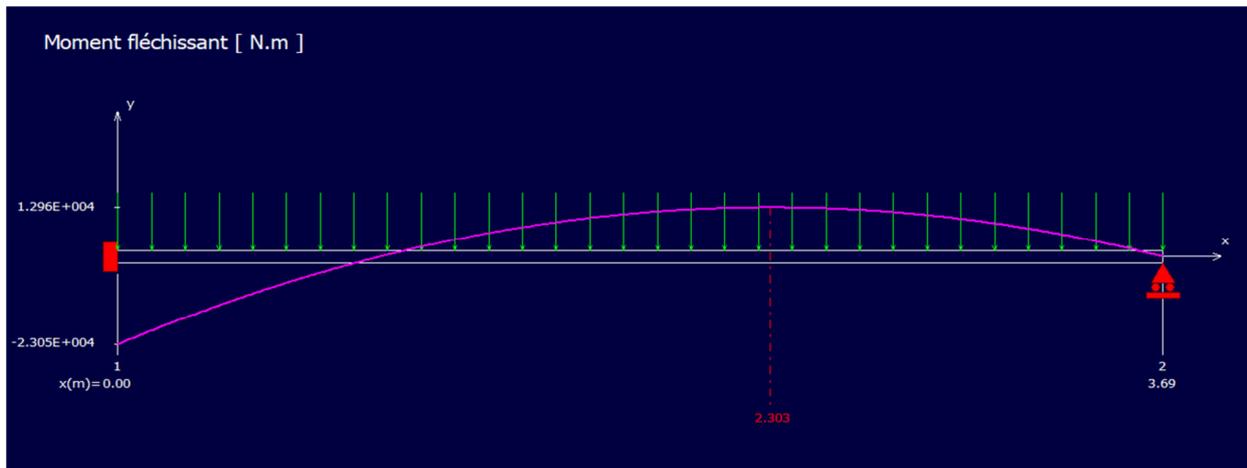


Figure 18: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU (Volé 01, Niv RDC)

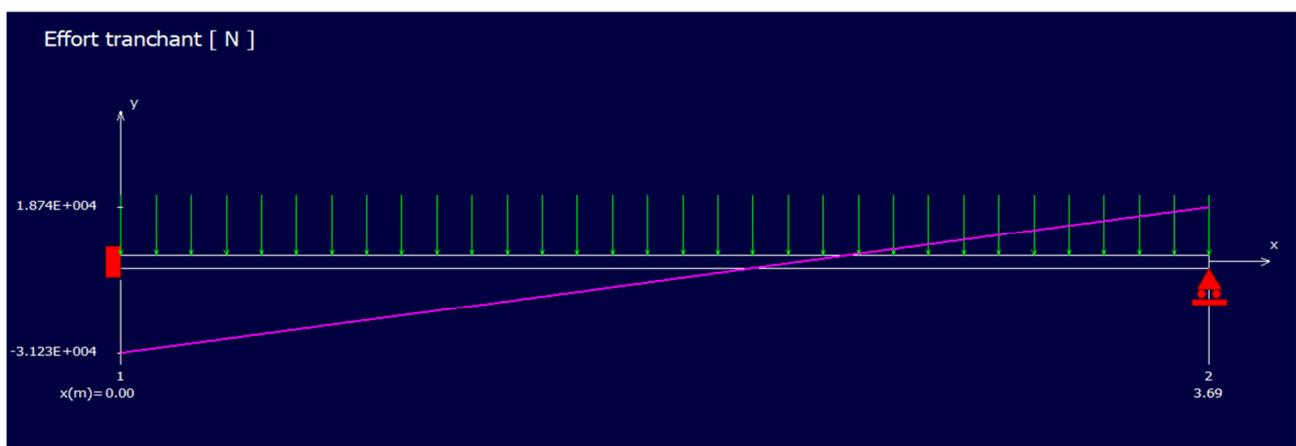


Figure 19: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (Volé 01, Niv RDC)

Tableau 9: Les efforts agissent sur le Volée N°1 du RDC

Effort tranchant [KN]	M_{appui} [KN.M]	$M_{\text{travée}}$ [KN.M]
31,23	- 23,050	12,960

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12960}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,050 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,050}) = 0,064$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,064 = 0,974$$

$$\diamond \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{12960}{0,974 \cdot 13,5 \cdot 348} = 2,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = \max(2,83 ; 1,63) \text{ cm}^2$$

$$A = 2,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5 \text{ HA12} = 5,655 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[45 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

(DTR cba93 a.7.2.4.2 p97)

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h ; 45] = \min[45 ; 45]\text{cm} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appui :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{23050}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,089 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\cdot \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,089}) = 0,117$$

$$\cdot \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,044 = 0,953$$

$$\cdot \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s} = \frac{23050}{0,953 \cdot 13,5 \cdot 348} = 5,148 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}) = \max(5,148 ; 1,63) \text{ cm}^2$$

$$A = 5,148 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5T12 = 5,655 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[45 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,655}{4} = 1,414 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h ; 45] = \min[45 ; 45]\text{cm} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

P'ELS :

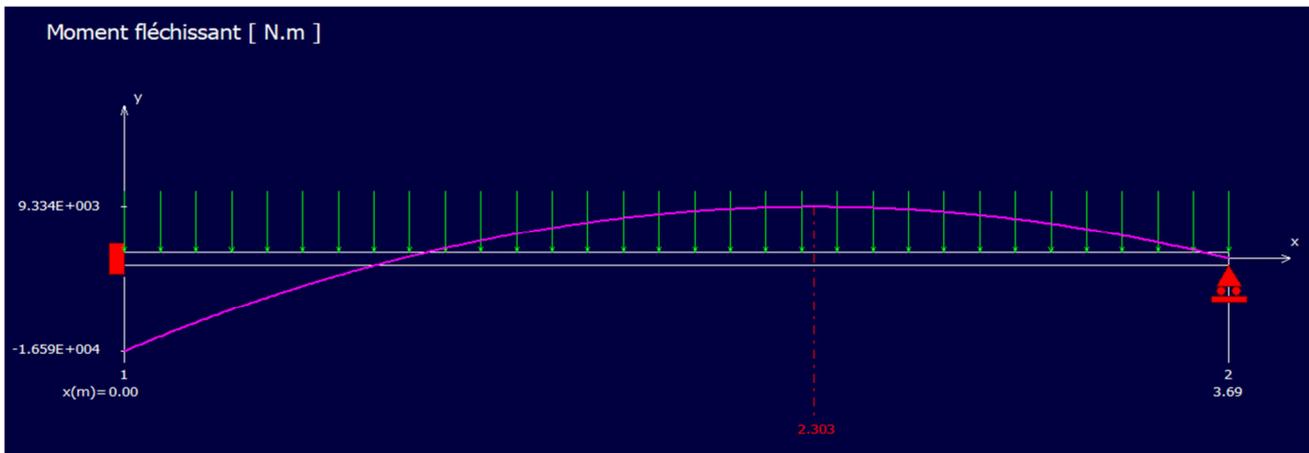


Figure 20: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS (Volé 01, Niv RDC)

M_{appui} [KN.M]	$M_{\text{travée}}$ [KN.M]
- 16.59	9.334

{ Fissurations peut préjudiciables
 Flexion simple
 Section rectangulaire
 FeE400

\rightarrow Si $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$ Il n'y a aucune vérification

A effectuée pour l'ELS.

En travée :

$$M_u = 12.96 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 9.334 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{12,96}{9,334} = 1,39$$

$\alpha = 0,064 < 0,445 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

1. En appui :

$$M_u = - 23.05 \text{ KN.m}$$

$$M_s = - 16.59 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{23.05}{16.59} = 1.39$$

$\alpha = 0,156 < 0,445 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de la flèche :

Travée N° 01 :

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$F = \frac{M.l^2}{10.E_v.IF_v} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad (L < 2m. \text{Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$IF_v = \frac{bh^3}{12} = \frac{1.0,15^3}{12} = 0,000281 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{25} = 10818.9 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 12.96 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{Ml^2}{10 * E_v * IF_v} = \frac{12960 * 3,69^2}{10 * 10818,9 * 10^6 * 0,000281} = 0,58 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{369}{500} = 0,738 \text{ cm.}$$

$f = 0,58 \text{ cm} < \bar{f} = 0.738 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

L'effort tranchant

Pour des fissurations peut préjudiciables on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93})$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 31.23 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{31230}{1000 * 135} = 0.231 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Volée 02 :

Calcul de la charge équivalente :

$$q_{u \text{ eq}} = \frac{1.6 * 10.46 + 1.73 * 13.54 + 1.6 * 10.46}{1.6 + 1.73 + 1.6} = 11.54 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \text{ eq}} = \frac{1.6 * 7.47 + 1.73 * 9.76 + 1.6 * 7.47}{1.6 + 1.73 + 1.6} = 8.27 \text{ KN/ml}$$

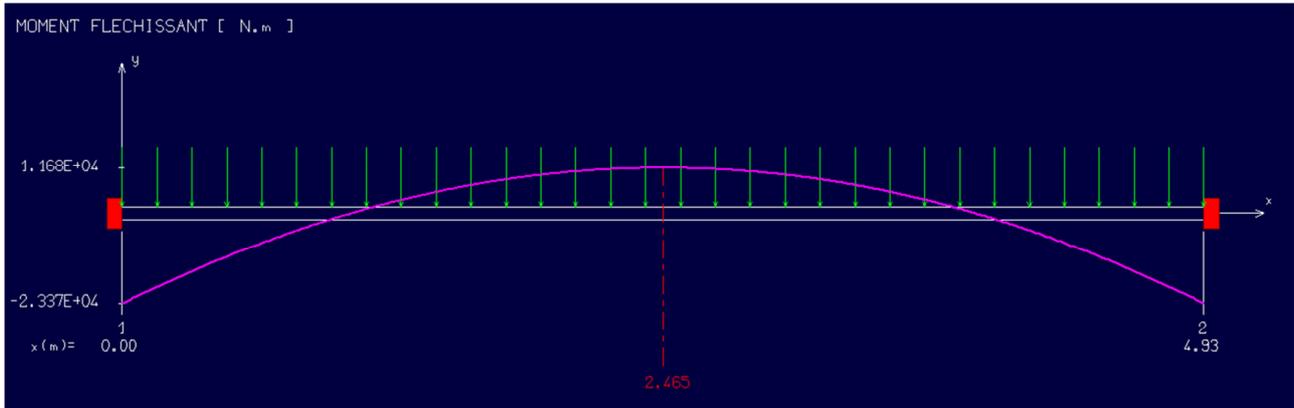
ELU :

Figure 21: diagramme du moment fléchissant à l'ELU (Volé2, Niv RDC)

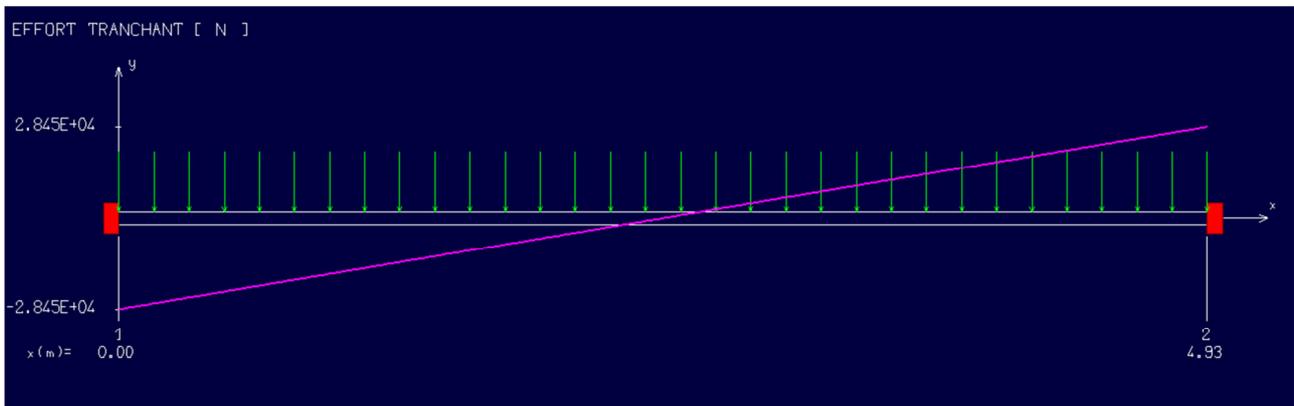


Figure 22: diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (Volé2, Niv RDC)

Tableau 10: les efforts agisses sur le Volé 2 RDC

Effort tranchant [KN]	M_{appui} [KN.M]	$M_{\text{travée}}$ [KN.M]
28.45	- 23.37	11.68

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11680}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,045 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,045}) = 0,057$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,057 = 0,977$$

$$\diamond \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{11680}{0.977 * 13.5 * 348} = 2,545 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 100 * 13.5 * \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} , A_{\text{min}}) = \max (2,545 ; 1,63) \text{ cm}^2$$

$$A = 2,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : 5 HA12} = 5,655 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] \text{ (DTR CBA 93 a.7.2.4.)}$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 4 HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h ; 45] = \min[45 ; 45] \text{ cm} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appui :

$$\mu = \frac{M_a}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{23370}{100 * 13.5^2 * 14,2} = 0,090 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,090}) = 0,118$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 * 0,118 = 0,953$$

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

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{23370}{0,953 * 13.5 * 348} = 5,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 100 * 13.5 * \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} , A_{\text{min}}) = \max (5,22 ; 1,63) \text{ cm}^2$$

$$A = 5,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : 5T12} = 5,655 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[45 ; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

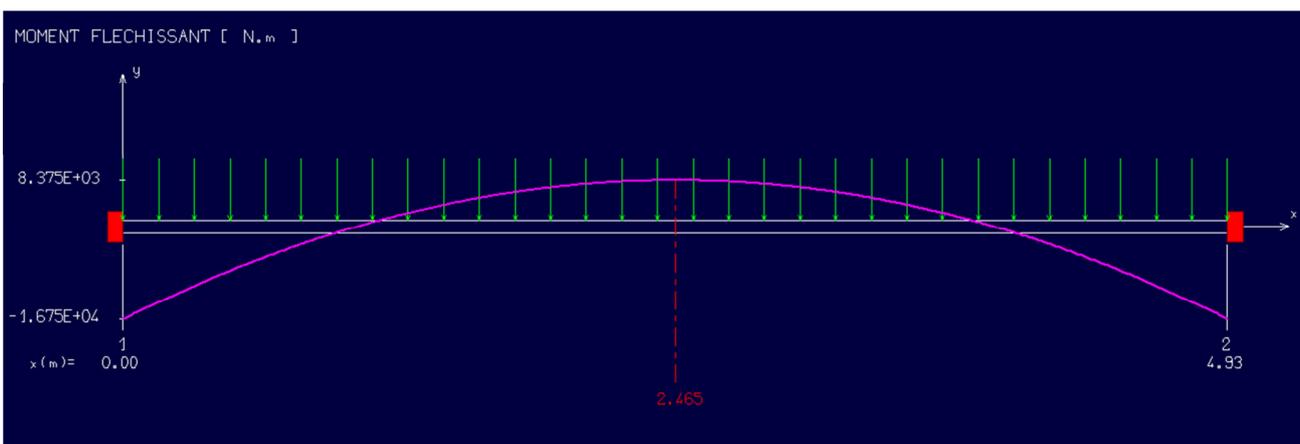
Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,655}{4} = 1,414 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 4T10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h ; 45] = \min[45 ; 45] \text{ cm} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

ELS :



M_{appui} [KN.M]	$M_{\text{travée}}$ [KN.M]
- 16.75	8.375

{ Fissurations peut préjudiciables
 Flexion simple
 Section rectangulaire
 FeE400

\rightarrow Si $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$ Il n'y a aucune vérification

à effectuée pour l'ELS.

En travée :

$$M_u = 11.68 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 8.375 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{11.68}{8.375} = 1,39$$

$$\alpha = 0,057 < 0,445 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

En appui :

$$M_u = - 23.37 \text{ KN.m}$$

$$M_s = - 16.75 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{23.37}{16.75} = 1.395$$

$$\alpha = 0,118 < 0,447 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad (L < 2\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{Fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{25} = 10818.9 \text{ MPa}$$

$$M_{u \text{ max}} = 11.68 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{M l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{11680 \cdot 4,93^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,000281} = 0,934 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{493}{500} = 0,986 \text{ cm.}$$

$$f = 0,934 \text{ cm} < \bar{f} = 0,986 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

L'effort tranchant

Pour des fissurations peut préjudiciables on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \left(\text{(A.5.1.2.1.1 CBA 93)} \right)$$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$

$T_u = 28,45 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{28450}{1000 \cdot 135} = 0,211 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

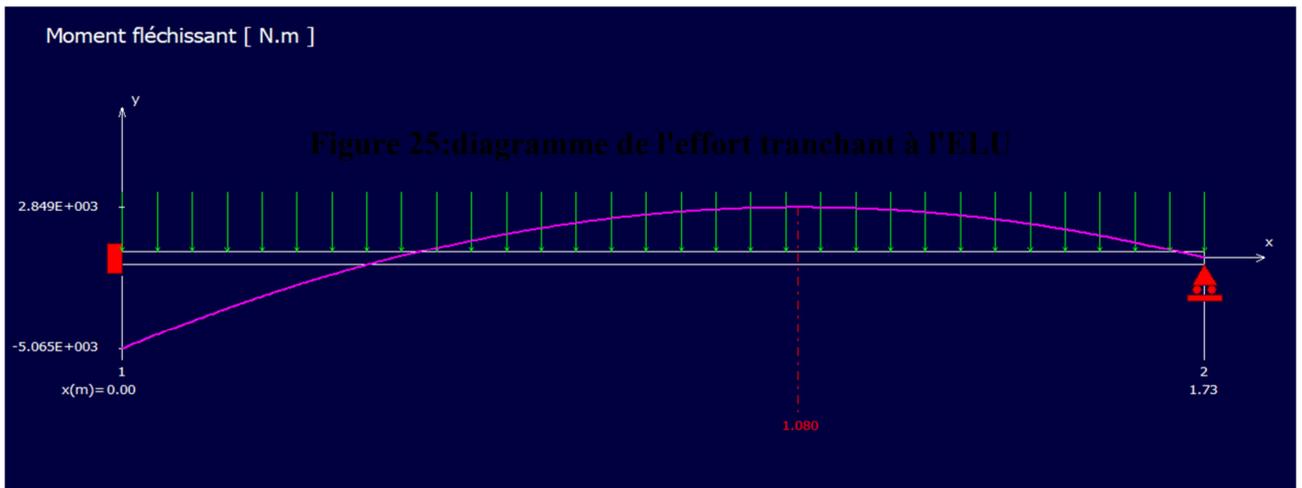
Volée 03 :

Figure 24: diagramme du moment fléchissant à l'ELU (Vol3, Niv RDC)

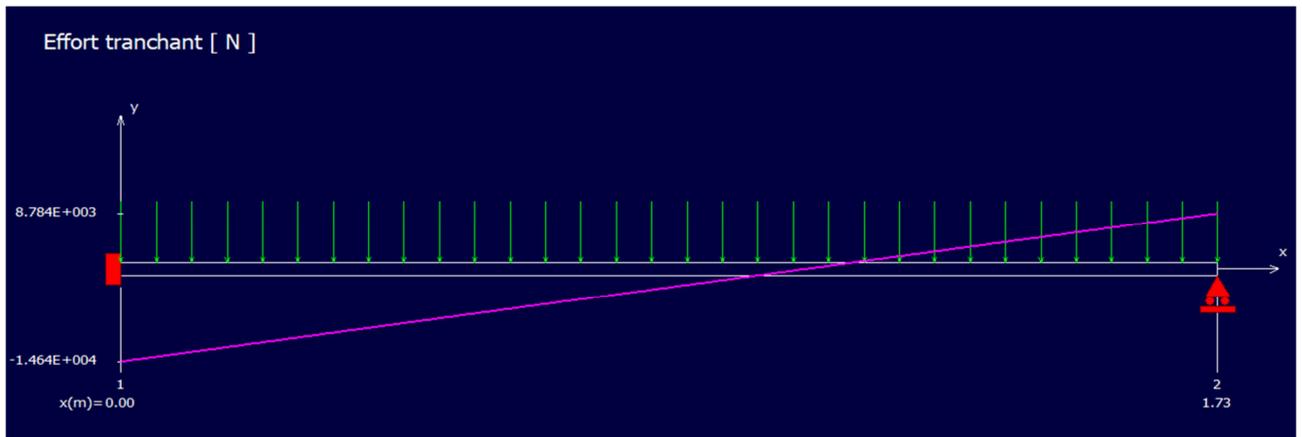


Figure 26: diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (Vol3, Niv RDC)

Tableau 11: les efforts agissés sur le Volée 3 RDC

Effort tranchant Isostatique	M_{appui}	$M_{\text{travée}}$
14.64	-5.065	2.849

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{2849}{100 \cdot 13.5^2 \cdot 14.2} = 0,011 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,011}) = 0,014$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,014 = 0,994$$

$$\diamond \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{2849}{0,994 \cdot 13.5 \cdot 348} = 0.61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(0,61 ; 1,63) \text{ cm}^2$$

$$A = 1.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5 \text{ HA12} = 5,655 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[45 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

(DTR cba93 a.7.2.4.2 p97)

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h ; 45] = \min[45 ; 45]\text{cm} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appui :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5065}{100 \cdot 13.5^2 \cdot 14.2} = 0,020 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\cdot \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,020}) = 0,025$$

$$\cdot \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,025 = 0,99$$

$$\cdot \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{5065}{0,99 \cdot 13.5 \cdot 348} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(1,09 ; 1,63) \text{ cm}^2$$

$$A = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 4\text{T12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[45 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4\text{T10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h ; 45] = \min[45 ; 45] \text{ cm} = 45 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

ELS :

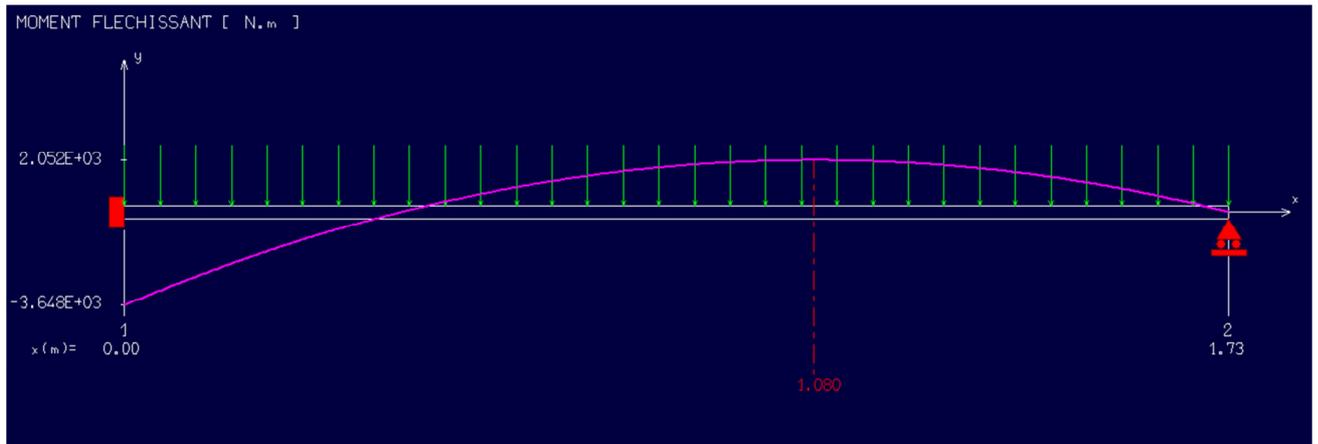


Figure 27: diagramme du moment fléchissant à l'ELS (Volé3, Niv RDC)

M_{appui} [KN.M]	$M_{\text{travée}}$ [KN.M]
- 3.648	2.052

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \text{ Il n'y a aucune vérification}$

A effectuée pour l'ELS.

En travée :

$$M_u = 2.849 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 2.052 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{2.849}{2.052} = 1,39$$

$\alpha = 0,014 < 0,445 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

2. En appui :

$$M_u = - 5.065 \text{ KN.m}$$

$$M_s = - 3.648 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{5.065}{3.648} = 1.39$$

$\alpha = 0,025 < 0,445 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

a. Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$F = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad (L < 2m. \text{ Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{Fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 2,849 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{M l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{2849 \cdot 1,73^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,000281} = 0,028 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{173}{500} = 0,346 \text{ cm.}$$

$f = 0,028 \text{ cm} < \bar{f} = 0,346 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

L'effort tranchant

Pour des fissurations peut préjudiciables on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93})$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 14,64 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{14640}{1000 \cdot 135} = 0,108 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$$
 condition vérifiée.

Tableau 12: Tableau récapitulatif du ferrillages des escaliers

Niveau			Armatures Longitudinale	Armatures de répartition [cm ²]	Vérification de la flèche	Vérification de l'effort tranchant
RDC	Volée 1	En appui	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
		En travée	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)		
	Volée 2	En appui	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
		En travée	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)		
	Volée 3	En appui	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
		En travée	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)		
1, 2, 3, 4, 5, 6 et 7.	Volée 1	En appui	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
		En travée	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)		
	Volée 2	En appui	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
		En travée	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)		
	Volée 3	En appui	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
		En travée	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)		

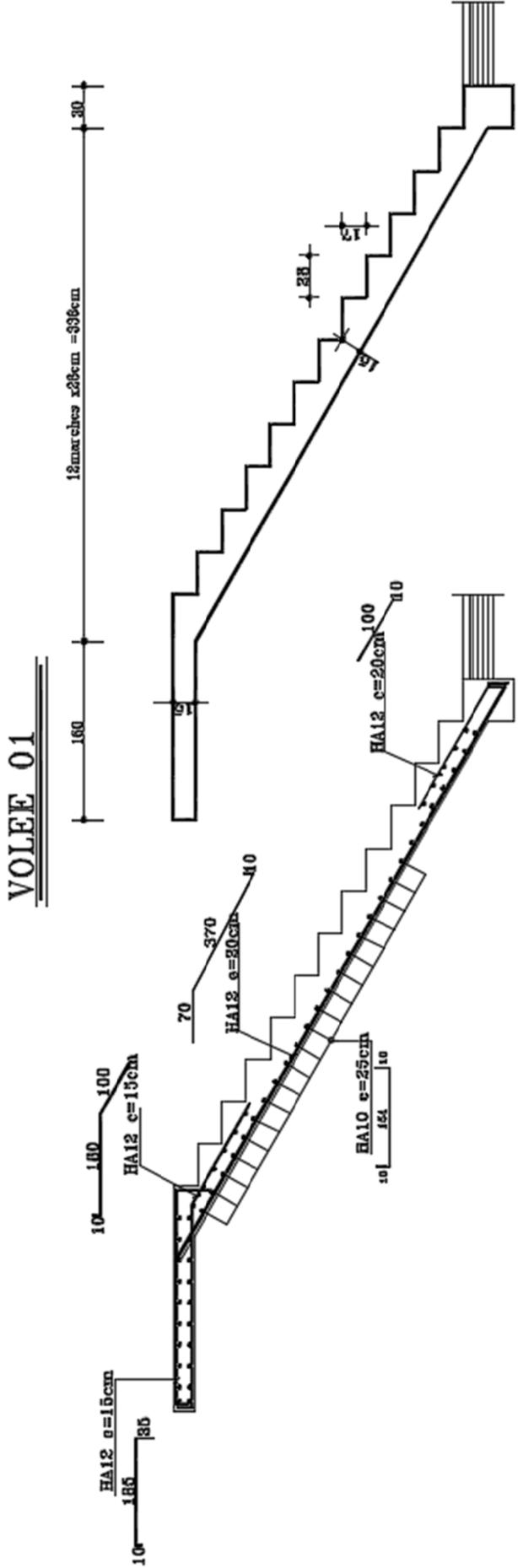


Figure 28: Coffrage & ferrailage des escaliers (Volé 1, Niv RDC)

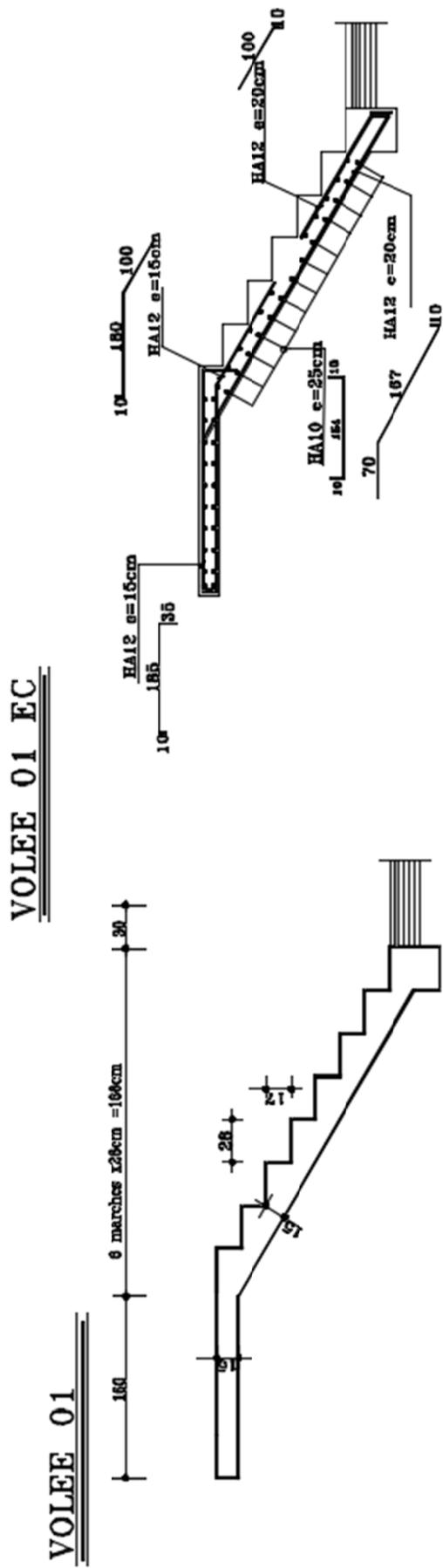


Figure 29: Coffrage & ferrailage des escaliers (Vole 1, Niv EC)

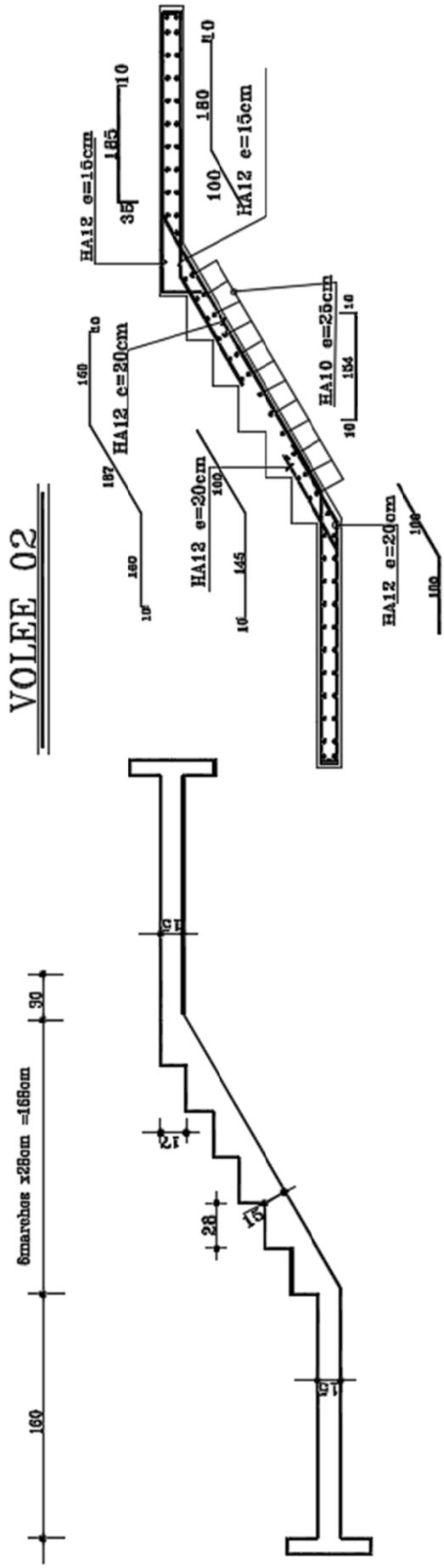


Figure 30: Coffrage & ferrailage des escaliers (Volé 2, Niv RDC + EC)

ETUDE

DYNAMIQUE

1 Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

1 Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2[M]) \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2[M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues " A_i ". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2[M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée "Equation caractéristique".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale shape).

2 Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées à l'aide du logiciel ETABS qui est un logiciel de calcul de structure

3 Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type de poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type (wall) à quatre nœuds.
- Les planchers sont modélisés par deux éléments surfaciques (slab) pour dalles pleines et (plank) pour les Corps creux.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

4 Modélisation de la masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version 2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25 KN/m^3 .

5 Etude sismique

5.1 Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Pour notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS**.

5.2 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "RPA99 modifié en 2003". Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

5.2.1 La méthode statique équivalente

Principe

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

5.2.2 La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

Principe

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égale à 90%.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

Analyse spectrale

Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

g=9,81

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est appartient au groupe d'usage « 2 » (bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Tizi Ouzou (zone IIa).

Donc : l'accélération du zone A=0,15

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

$\xi=7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

R=5 (Mixte portique /voiles avec interaction).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

$T_1=0,15$ s et $T_2=0,4$ s (site ferme S2)

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).

Tableau 1: Pénalités du facteur de qualité

Critère « q »	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
Σ	0.35

$$Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,35$$

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique a la base V_t obtenu par combinaison des valeur modales ne doit pas être inférieur à 80 % de la résultante des forces sismique déterminer par la méthode

statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ‘ $V_t > 0,8V$ ’.

Si $V_t < 0,8V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments ...) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$. (RPA 99V2003 page 36)

Où :

V_t : tiré par logiciel de calcul (modale spectrale)

V : obtenu par la méthode statique équivalente

5.2.3 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

Cette force V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

$$A = 0,15$$

$$R = 3,5$$

$$Q = 1,35$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et de période fondamentale de la structure (T).

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

Où :

$$- \eta = 0,88 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,4s \quad T = ?$$

Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$$C_T = 0,05 \quad (\text{Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA})$$

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

$$h_N = 28,56 \text{ m}$$

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

$$d_x = 34,10 \text{ m}$$

$$d_y = 14,08 \text{ m}$$

AN:

$$- T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (28,56)^{3/4} = 0,62 \text{ s. Dans les deux directions}$$

Condition sur la période fondamentale

«retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par(4,6)-(4,7) »

Donc : T empirique= (T_x = 0.44 s et T_y = 0.67 s) s

$$T_x = \min (0,44 ; 0,62) \rightarrow T_x = 0,44 \text{ s}$$

$$T_y = \min (0,67 ; 0,62) \rightarrow T_y = 0,62 \text{ s}$$

$$\Rightarrow T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.06 \text{ s} ; D_y = 1,54 \text{ s}$$

$$(\text{Sens X}) : \frac{A_x D_x Q}{R} = \frac{0,15 \times 2,06 \times 1,35}{3,5} = 0.1191857$$

$$(\text{Sens Y}) : \frac{A_y D_y Q}{R} = \frac{0,15 \times 1,54 \times 1,35}{3,5} = 0.0891$$

5.2.4 Modèle de disposition des éléments de rigidité et vérification d'ensemble :

Après l'étude de plusieurs variantes (voir annexe N° 04) par logiciel ETABS nous avons opté la disposition suivant :

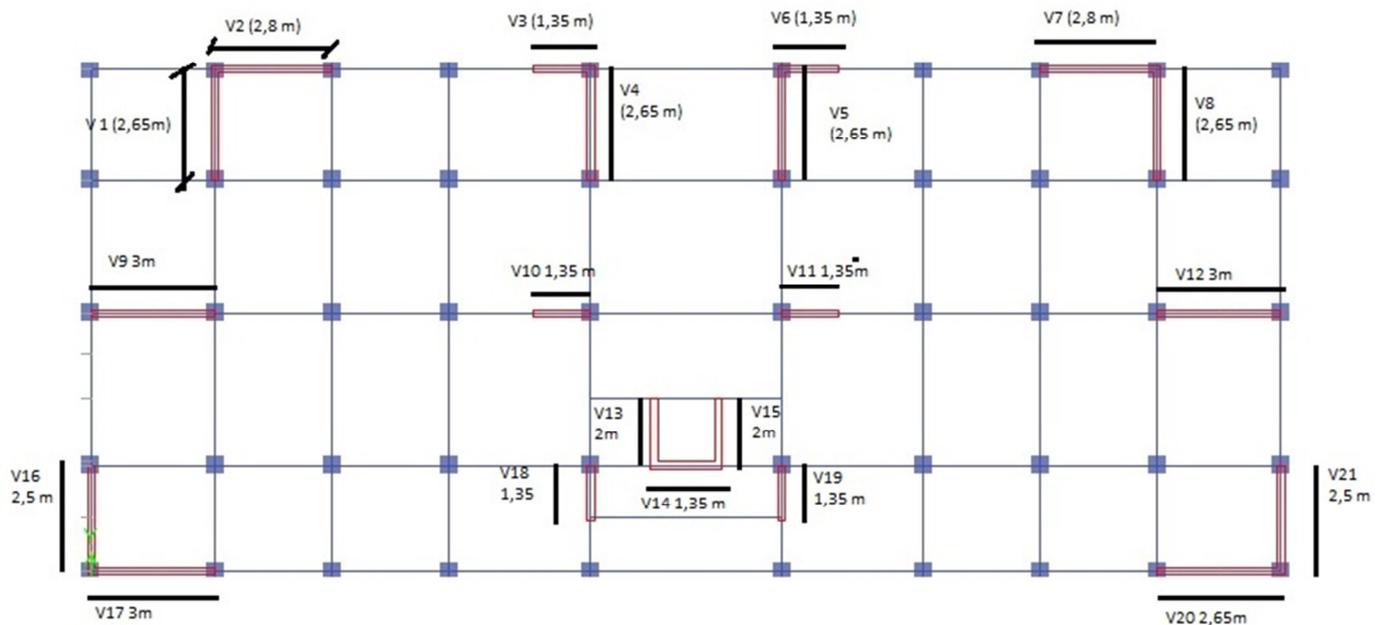


Figure 1: disposition constructive des voiles de contreventement

Période :

Tableau 2: Taux de participation modale

Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period sec	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,69	0	0,6706
Modal	2	0,566	0,6905	0,6706
Modal	3	0,533	0,691	0,6706
Modal	4	0,184	0,691	0,6921
Modal	5	0,172	0,707	0,6921
Modal	6	0,163	0,7218	0,6921
Modal	7	0,152	0,7218	0,8746
Modal	8	0,142	0,8816	0,8747
Modal	9	0,12	0,8817	0,8747
Modal	10	0,101	0,8817	0,8747
Modal	11	0,067	0,8818	0,9463
Modal	12	0,065	0,9495	0,9463

Comparaison entre la période dynamique et la période empirique :

Tx [s]	Ty [s]	1.3 Tx [s]	1.3 Ty [s]	T (x)mod [s]	T(y) mod [s]	Condition du RPA
0,44	0,62	0,58	0,80	0,55	0,71	Vérifier

Résultantes des forces sismiques de calcul :

RPA99 version 2003 dans son article (4.3.6) exige que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) doit être augmenter par le rapport :

$$r = \frac{0,8 V}{V_t}$$

Tableau 3: vérification de l'effort tranchant à la base

Load Case/Combo	FX [KN]	FY [KN]
$V_t(x)$	3318,1349	/
$V_t(y)$	/	3377,7313
$V(x)$	5647,819	/
$V(y)$	/	4222,1565
$\frac{V_t}{V}$	0,59	0,80
COEF MAJO	1,3616852	PAS DE MAJ

Vérification des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Tableau 4: Vérification des déformation

Niveau x	h (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	$\delta_{kx} = R \cdot \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} = R \cdot \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	Observation n $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation n $\Delta_{ky} < 0,01h$
9 étage	3060	14,86	15,36	52,01	53,76	6,615	7,35	30,6	vérifiée	vérifiée
8 étage	3060	12,97	13,26	45,395	46,41	6,895	7,455	30,6	vérifiée	vérifiée
7 étage	3060	11,00	11,13	38,5	38,955	7	7,455	30,6	vérifiée	vérifiée
6 étage	3060	9,00	9,00	31,5	31,5	6,965	7,28	30,6	vérifiée	vérifiée
5 étage	3060	7,01	6,92	24,535	24,22	6,65	6,86	30,6	vérifiée	vérifiée
4 étage	3060	5,11	4,96	17,885	17,36	6,125	6,16	30,6	vérifiée	vérifiée
3 étage	3060	3,36	3,20	11,76	11,2	5,25	5,145	30,6	vérifiée	vérifiée
2 étage	3060	1,86	1,73	6,51	6,055	3,99	3,815	30,6	vérifiée	vérifiée
1 étage	4080	0,72	0,64	2,52	2,24	2,8	3	40,8	vérifiée	vérifiée

Vérification de l'effet $P - \Delta$

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet $P - \Delta$ peuvent être **négligés dans les cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :**

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10 .$$

- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$.

- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

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'.

Tableau 5: Vérification de l'effet $p\Delta$ sens XX

Sens XX		V_{Kx}	P_K (KN)	Δ_{Kx}	θ_{Kx}	
Niveaux	h (mm)	(KN)		(mm)		
9 étage	3060	958,7105	4701,4222	52,01	0,08	C.V
8 étage	3060	1817,9764	9714,5919	45,39	0,08	C.V
7 étage	3060	2487,6083	14828,6282	38,5	0,07	C.V
6 étage	3060	3057,5583	19962,4788	31,5	0,07	C.V
5 étage	3060	3527,0645	25185,7101	24,54	0,06	C.V
4 étage	3060	3889,7555	30440,7404	17,89	0,05	C.V
3 étage	3060	4169,2661	35834,7907	11,76	0,03	C.V
2 étage	3060	4383,7578	41228,841	6,51	0,02	C.V
1 étage	4080	4518,2422	47808,1643	2,52	0,01	C.V

Tableau 6: Vérification de l'effet $p\Delta$ sens YY

Sens YY		V_{ky}	$P_k(\text{KN})$	Δ_{ky}	θ_{ky}	
Niveaux	h (mm)	(KN)		(mm)		
9 étage	3060	621,8163	4701,4222	35,69	0,09	C.V
8 étage	3060	1153,2022	9714,5919	33,56	0,09	C.V
7 étage	3060	1552,5382	14828,6282	29,98	0,09	C.V
6 étage	3060	1894,8051	19962,4788	25,14	0,09	C.V
5 étage	3060	2179,3642	25185,7101	24,22	0,09	C.V
4 étage	3060	2397,7176	30440,7404	17,36	0,07	C.V
3 étage	3060	2571,2618	35834,7907	11,2	0,05	C.V
2 étage	3060	2714,0352	41228,841	6,055	0,03	C.V
1 étage	4080	2807,2713	47808,1643	2,24	0,01	C.V

Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement :

Le système de contreventement choisi est : « voiles porteurs » donc les voiles doivent reprendre plus de 20 % des charges verticale.

Tableau 7: Taux des charges verticales portés par les voiles

Charges Portées par Voiles [KN]	Poteaux [KN]	total [KN]	Pourcentage%	
18941,9237	23485,0314	42426,9551	44,65	C.V
16500,2395	20183,6232	36683,8627	44,98	C.V
14944,9805	16124,8652	31069,8457	48,10	C.V
12303,3841	13163,3556	25466,7397	48,31	C.V
10267,9559	9739,5661	20007,522	51,32	C.V
7407,0905	7105,0336	14512,1241	51,04	C.V
4860,4636	4313,6363	9174,0999	52,98	C.V
105,5956	125,8602	131,4558	80,33	C.V
20168,2613	28342,3978	48510,6591	41,57	C.V

FERRAILLAGE
DES PORTIQUES

1 Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99 version 2003).

Les règles du C.B.A.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles du R.P.A.99 version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant donc ils seront calculés à la flexion composée.

2 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- Situation durable et transitoire

-Béton :

$$\gamma_b = 1,5 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} ;$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1,15 \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- Situation accidentelle

-Béton :

$$\gamma_b = 1,15 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1 \quad F_e = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

▪ Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ Selon BAEL 91

$$\begin{array}{l} \text{E L U} \dots\dots\dots 1,35 \text{ G} + 1,5 \text{ Q} \\ \text{E L S} \dots\dots\dots \text{G} + \text{Q} \end{array}$$

➤ Selon RPA 99 (situation accidentelle)

$$\begin{array}{l} \text{G} + \text{Q} + \text{E} \\ 0,8\text{G} \pm \text{E} \end{array}$$

La section d'acier sera calculée pour des différentes combinaisons des efforts internes

N_{\max}	;	M correspondant
N_{\min}	;	M correspondant
M_{\max}	;	N correspondant

2.1 Ferrailage longitudinales

2.1.1 Ferrailage minimum d'après le CBA93

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

2.1.2 Recommandations du RPA 99/version2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- Ferrailage maximum sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003).
- la longueur minimale des recouvrements est 40ϕ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa (RPA99/version2003).

2.2 Ferrailage transversal

D'après le RPA99, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \quad (\text{art 7.4.2.2})$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

La valeur de ρ_a est pris égale à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales.

Espacement des cadres.

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit (RPA 99 version 2003) :

- Dans la zone nodale :
 - $t \leq \min (10\phi, 15\text{cm})$ (zone IIa)
- Dans la zone courante :
 - $t' \leq 15\phi$ (zone IIa)

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ est donnée comme

suit :

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeur limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10ϕ .

Exemple de calcul.

On calcul comme un exemple le ferrailage du poteau de dimensions 50x50cm du RDC, ayant les caractéristiques suivantes :

$$S = 50 \times 50 ; C = C' = 5 \text{ cm} ; \text{Acier Fe E400} ; d = 0,9h = 45 \text{ cm.}$$

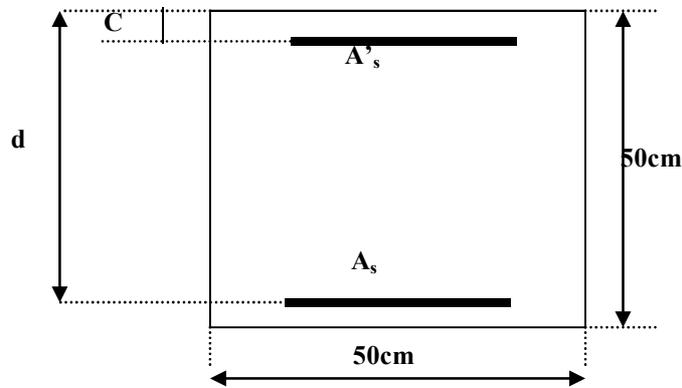


Figure 1: coupe d'un poteau de dimensions 50x50 cm

Comme sollicitations on a :

Situation durable et transitoire (SDT):

$$N_{\text{Max}} = 1644,46 \text{ KN} ; M_{\text{corres}} = 12,22 \text{ KN.m}$$

Position du point application de effort normal N:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{12,22}{1644,46} = 0,74 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0,74 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,17 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur de noyau central (compression excentrée).

Vérification de l'utilisation de la méthode simplifier:

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left[15; \frac{20 \cdot e_0}{h} \right]$$

$$\text{Poteau faisant partie d'un bâtiment} \Rightarrow l_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 4,08 = 2,856 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{285,6}{50} = 5,71 < \max[15; 0,3] = 15$$

⇒ Le calcul de la section se fera en flexion compose par la majoration des sollicitations

comme suit:

$$\begin{cases} N' = N \\ M' = N \cdot (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle:

$$e_a = \max \left[2\text{cm}; \frac{l}{250} \right] \Rightarrow = 2 \text{ cm}$$

Calcul de l'excentricité du 1^{er} ordre:

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot [2 + \alpha' \cdot \emptyset] \quad \text{avec } \emptyset = 2$$

$$\alpha' = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{12,84}{12,84 + 4,14} = 0,756$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 2 \cdot 856^2}{10^4 \cdot 0,5} \cdot [2 + 0,756 \cdot 2] = 0,017$$

Efforts majorés:

$$\begin{cases} N' = 1644,46 \\ M' = 1644,46 \times (0,74 + 2 + 1,7) \times 10^{-2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N' = 1644,6 \text{ KN} \\ M' = 73,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Position du point d'application de l'effort N':

$$e_0 = \frac{M'}{N'} = \frac{73,01}{1644,46} = 4,44 \text{ cm}$$

$$e_0 = 4,44 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée:

$$(0,337h - 0,81c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \leq N'(d - c_1) - M'_1$$

Moment par rapport au armatures les moins comprimées:

$$M'_1 = M' + N' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 73,01 + 1644,46 \cdot \left(0,45 - \frac{0,5}{2} \right) = 401,902 \text{ KN.m}$$

$$N'(d - c_1) - M' = 1644,46 \cdot (0,45 - 0,05) - 401,902 = 255,882 \text{ KN.m}$$

$(0,337h - 0,81e_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h > N'(d - c_1) - M'_1 \Rightarrow$ la section est partialement comprimée, alors le calcul se fera en flexion simple avec un moment par rapport au armatures tendues.

$$(0,337h - 0,81c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h = (0,337 \cdot 50 - 0,81 \cdot 5) \cdot 14,2 \cdot 50 \cdot 50 = 454,400 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence de l'armature comprimée:

$$\mu = \frac{M'_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{401902}{50 \cdot 45^2 \cdot 14,2} = 0,279$$

$0,186 < \mu = 0,279 < \mu_L = 0,392$ (Acier FeE400) \Rightarrow Pivot B, donc : les armatures de compression sont pas nécessaires.

Calcul des armatures par la méthode de la superposition des états :

Moment limite :

$$M'_{11} = \mu_L \cdot \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = 0,392 \cdot 14,2 \cdot 50 \cdot 45^2 = 563,598 \text{ KN.m}$$

Moment résiduel :

$$\begin{aligned} \Delta M'_1 &= M'_1 - M'_{11} \\ &= 401,902 - 563,598 = -161,696 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$0,4M'_1 = 0,4 \cdot 401,902 = 160,761 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M' = -161,696 \text{ KN.m} < 0,4M'_1 = 160,761 \text{ KN.m} \quad \text{OK}$$

$$A_{11} = \frac{M'_{11}}{\sigma_s \cdot \beta_L \cdot d}$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_L}$$

$$1000\varepsilon_L = \frac{f_e}{200\gamma_s} = 1,739$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668$$

$$\beta_L = 1 - 0,4 \alpha_L = 0,733$$

$$A_{11} = \frac{M'_{11}}{\sigma_s \cdot \beta_L \cdot d} = \frac{563598}{348 \cdot 0,733 \cdot 45} = 49,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{12} = \frac{\Delta M'}{\sigma_s \cdot (d - \delta' d)} = \frac{-161696}{348 \cdot (45 - 0,111)} = -10,35 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A_1 = A_{11} + A_{12} = 49,10 \end{cases}$$

En flexion composée :

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \cdot \sigma_s} = 49,10 - \frac{1644460}{100 \cdot 348} = 1,84 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Situation accidentelle (SA) :

$$\begin{cases} N = 1152,15 \text{ KN} \\ M = 23,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Position du point application de l'effort normal de traction N:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{23,02}{1152,17} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = 2 \text{ cm} < \frac{h}{2} - \delta' d = \frac{50}{2} - 5 = 20 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de traction N est appliqué entre les armatures (section entièrement tendue).

Détermination des armatures:

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N \cdot a}{100 \cdot \sigma_{10} \cdot (d - c_1)} \\ A_2 = \frac{N}{100 \cdot \sigma_{10}} - A_1 \end{cases}$$

$$a = d - \frac{h}{2} - e_0 = 45 - \frac{50}{2} - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_1 = \frac{1152170.18}{100.400. (45 - 5)} = 12,96 \text{ cm}^2 \\ A_2 = \frac{1152170}{100.400} - 12,96 = 15,84 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Ferraillage minimale (CBA) :

$$A_{\min} = 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.50.45. \frac{2,1}{400} = 2,717 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = \max (1,84 ; 2,18)$$

$$A=2,18 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$\begin{cases} A_{\text{sup}} = \max(A_{\text{sdt}}; A_{\text{SA}}; A_{\text{cnf}}) = \max(0; 12,96 \text{ cm}^2; 2,72) \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\text{inf}} = \max(A_{\text{sdt}}; A_{\text{SA}}; A_{\text{cnf}}) = \max(0; 15,84 \text{ cm}^2; 2,72) \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\text{sup}} = 12,96 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\text{inf}} = 15,84 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Choix des armatures et dessin de ferraillage:

$$2\text{HA}25 + 2\text{HA}20 \Rightarrow A_{\text{sup}} = A_{\text{inf}} = 16,08 \text{ cm}^2$$

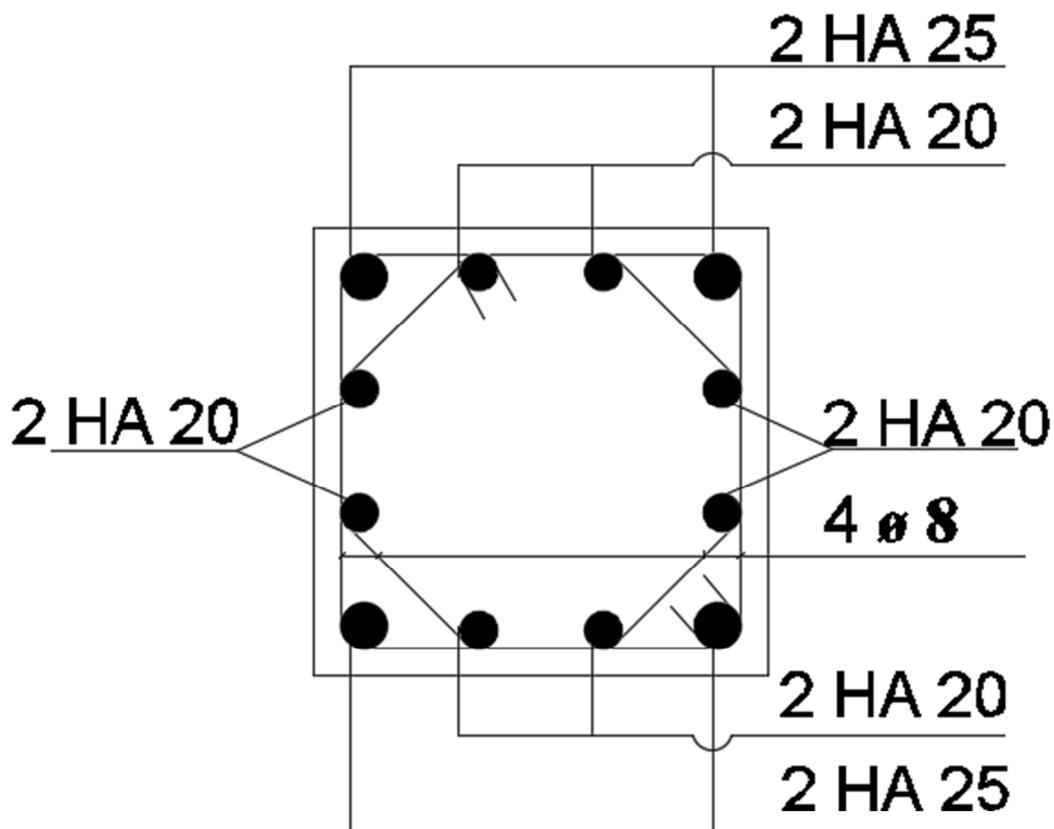


Figure 2: Coupe transversale du poteau de types 50 x 50 cm²

E.L.S :**Vérification des contraintes :**

Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que:

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

$$\eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les armatures de haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les armatures rond lisse} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \cdot 400}{3}; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = \min(266,67; 201,63),$$

$$M_s = 8,81 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad N_s = 1195,61 \text{ KN.}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{8,81}{1195,61} = 0,74 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{le centre de pression de l'effort normal à l'ELS } N_s \text{ se trouve à l'intérieur de la section.}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée (SEC).

$$e_G = \frac{M_{ser}^G}{N'_{ser}} \leq \frac{I_{xx'}}{[B + 15 \cdot (A'_1 + A'_2)] \cdot V_2}$$

Coordonnées du centre de gravité de la section homogène :

$$V_1 = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + 15 \cdot (A'_1 \cdot d' + A'_2 d)}{b \cdot h + 15 \cdot (A'_1 + A'_2)} = \frac{50 \cdot 50 \cdot 25 + 15 \cdot 16 \cdot 08 \cdot (5 + 45)}{50 \cdot 50 + 15 \cdot (16,08 + 16,08)}$$

$$V_1 = 25 \text{ cm.}$$

Moment de la section homogène :

$$M_{ser}^G = M_{ser} - N'_{ser} \cdot \left(\frac{h}{2} - v_1\right) = 8,81 - 1195,61 \cdot \left(\frac{50}{2} - 25\right) = 8,81 \text{ KN.m}$$

$$I_{xx'} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15 \cdot [A'_1(v_1 - d')^2 + A'_2(d - v_1)^2]$$

$$I_{xx'} = \frac{50}{3}(25^3 + 25^3) + 15 \cdot [16,08(25 - 5)^2 + 16,08(45 - 25)^2]$$

$$I_{xx'} = 713793,33 \text{ cm}^4$$

$$e_G = \frac{M_{ser}^G}{N'_{ser}} = \frac{8,81}{1195,61} = 0,74 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{xx'}}{[B + 15 \cdot (A'_1 + A'_2)] \cdot V_2} = \frac{713793,33}{(50 \cdot 50 + 15 \cdot (16,08 + 16,08)) \cdot 25} = 9,57 \text{ cm}$$

$$e_G = 0,74 \text{ cm} < \frac{I_{xx'}}{[B + 15 \cdot (A'_1 + A'_2)] \cdot V_2} = 9,57 \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée (SEC).}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_0 = \frac{N'_{ser}}{100 \cdot B_0} = \frac{N'_{ser}}{100 \cdot [B + 15 \cdot (A'_1 + A'_2)]} = \frac{1195,61}{100 \cdot (50,50 + 15 \cdot (16,08 + 16,08))} = 4 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{M_G^{ser}}{I_{xx'}} = \frac{8810}{713793,33} = 0,012$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + k \cdot v_1 = 4 + 0,12 \cdot 25 = 7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

$$\sigma_b^2 = \sigma_0 - k \cdot v_2 = 4 - 0,12 \cdot 25 = 1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

$$\sigma'_s^1 = 15 \cdot [\sigma_0 + k \cdot (v_1 - d')] = 15 \cdot (4 + 0,012 \cdot (25 - 5)) = 116,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s^1 = 116,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

$$\sigma'_s^2 = 15 \cdot [\sigma_0 - k \cdot (d - v_1)] = 15 \cdot (4 - 0,012 \cdot (45 - 25)) = 56,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s^2 = 56,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Conclusion :

les contraintes des aciers et béton sont inférieure aux contraintes admissibles, donc les armatures choisis sont suffisants à l'ELS.

Le ferraillage des autres poteaux est récapitulé dans le tableau ci-dessous.

Vérification des conditions de l'RPA 99 version 2003 :

Ferraillage minimal :

$$\text{Zone IIa} \Rightarrow A_{min} = \frac{0,8}{100} \cdot 50,50 = 20 \text{ cm}^2$$

L'ensemble des armatures longitudinales est :

$$(4 \text{ HA25} + 8 \text{ HA20}) \text{ soit } 44,772 \text{ cm}^2 > A_{min} = 20 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Ferraillage maximal :

$$A_{max} = \begin{cases} 3 \% \text{ en zone courante} \\ 6 \% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A_{max} = \begin{cases} \frac{3}{100} \cdot 50,50 = 75 \text{ cm}^2 > 44,772 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier} \\ \frac{6}{100} \cdot 50,50 = 150 \text{ cm}^2 > 44,772 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier} \end{cases}$$

Tableau 1: Tableau récapitulatif du ferrailage longitudinale des poteaux

NIV	Section [cm ²]	A _s calcul [cm ²]		Choix d'armature	A _s adopté [cm ²]	A _{min} RPA [cm ²]	A _{max} RPA [cm ²]		Vérification A l'ELS
		A _s inf	A _s sup				Z recouv	Z nodale	
8	30X30	2,07	0	12 HA12	13,572	7,2	54	27	C.V
7	30X30	2,07	0	12 HA12	13,572	7,2	54	27	C.V
6	35X35	3,76	0,58	12 HA12	13,572	9,8	73,5	36,75	C.V
5	35X35	3,76	0,58	12 HA12	13,572	9,8	73,5	36,75	C.V
4	40X40	5,3	4,12	12 HA14	18,468	12,8	96	48	C.V
3	40X40	5,3	4,12	12 HA14	18,468	12,8	96	48	C.V
2	45X45	10,76	8,88	12 HA20	37,704	16,2	121,5	60,725	C.V
1	45X45	10,76	8,88	12 HA20	37,704	16,2	121,45	60,725	C.V
RDC	50X50	15,84	12,96	4 HA25 + 8 HA20	44,772	20	150	75	C.V

Calcul des armatures transversales

Vérification des poteaux à l'effort tranchant maximaux, on prend l'effort tranchant maximal et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux dans le même niveau.

$$V_{\max} = 44,93 \text{ KN}$$

On vérifié la condition préconise par le RPA99 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \quad \text{RPA99 (art 7.4.2.2)}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

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

ρ_a : est un coefficient correcteur.

t : l'espacement des armatures transversales.

L'espacement entre les armatures transversales :

D'après le RPA99 (art 7.4.2.2), la valeur maximale est fixée comme suit :

- dans la zone nodal : (zone IIa)

$$t \leq \min (10\phi ; 15\text{cm})$$

$$\Rightarrow t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15\text{cm}) \Rightarrow t \leq 15 \text{ cm}$$

- dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi \Rightarrow t' \leq 30 \text{ cm} \quad (\text{ zone IIa })$$

On opte t = 20 cm

Où φ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Détermination de ρ_a :Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4,08}{0.5} = 5,71 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Détermination de A_t :

$$\text{D'où } A_t = \frac{2,5 \times 44930 \times 20}{50 \times 400 \times 100} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Soit 4 T8 , $A_t = 2,012 \text{ cm}^2$ (1cadre $\Phi 8$ + 1cadre $\Phi 8$).**Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales :**

Soit la quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t.b_1} = \frac{2,012}{15 \times 50} = 0,3 \% \text{ Condition vérifier } (\lambda_g = 5,71 \geq 5).$$

Tableau 2: Tableau récapitulatif du ferrailage transversale des poteaux

Niveau	Type	Hauteur [m]	V [KN]	Espacement t [cm]		λ	ρ_{at}	At Calculé [cm ²]	At Choisi [cm ²]	Vérification si $\frac{A_t}{t_x b} \geq 0,3\%$
				Z.N	Z.C					
RDC	50	4,08	44,93	10	15	5,712	2,5	0,84	2,012	4 ø 8 0,3 ok
1 ^{er} étage	45	3,06	53,49	10	15	4,76	3,75	1,67	2,012	4 ø 8 0,3 ok
2 ^{ème} étage	45	3,06	53,49	10	15	4,76	3,75	1,67	2,012	4 ø 8 0,3 ok
3 ^{ème} étage	40	3,06	57,2	10	15	5,355	2,5	1,34	2,012	4 ø 8 0,3 ok
4 ^{ème} étage	40	3,06	57,2	10	15	5,355	2,5	1,34	2,012	4 ø 8 0,3 ok
5 ^{ème} étage	35	3,06	46,39	10	15	6,12	2,5	1,24	2,012	4 ø 8 0,4 ok
6 ^{ème} étage	35	3,06	46,39	10	15	6,12	2,5	1,24	2,012	4 ø 8 0,4
7 ^{ème} étage	30	3,06	32,57	10	15	7,14	2,5	1,02	2,012	4 ø 8 0,4
8 ^{ème} étage	30	3,06	32,57	10	15	7,14	2,5	1,02	2,012	4 ø 8 0,4

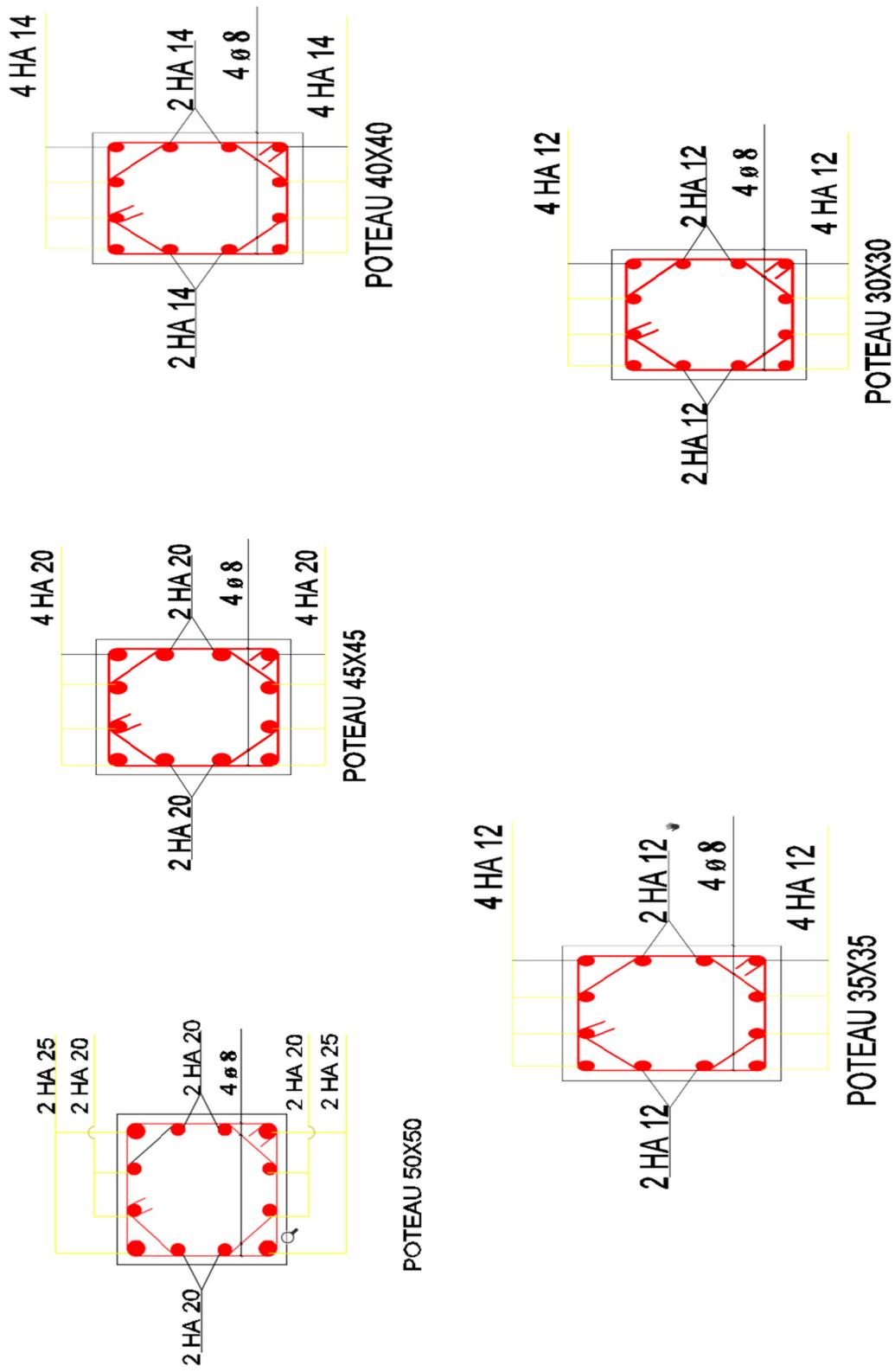


Figure 4: Croquis des ferrailages des poteaux

3 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

Les Etapes de calcul de la section d'armature sont résumées par l'organigramme de la flexion simple à ELU (annexe N° 05).

Prescriptions données par RPA99/version 2003

3.1 Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

3.2 Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0,003.S.b$;
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4, 12\phi$ » ;
 - En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $s \leq h/2$ ».

Situation durable et transitoire (SDT)

-Béton :

$$\gamma_b = 1,5 \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14,17\text{MPa} ;$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1,15 \quad f_e = 400\text{MPa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

Situation accidentelle (SA)

-Béton :

$$\gamma_b = 1,15 \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad f_{bu} = 18,48\text{MPa}$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1 \quad F_e = 400\text{MPa} \quad \sigma_s = 400\text{MPa}$$

Exemple de calcul

On prend comme exemple la poutre principale de dimensions $30 \times 40 \text{ cm}^2$, sous les sollicitations (moment fléchissant et l'effort tranchant) les plus défavorables, et pour les autres poutres leurs résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Ferrailage en travée

M (SA) [KN.M]	M (ELS) [KN.M]	Effort tranchant [KN]
------------------	-------------------	--------------------------

81,21	30.07	107,35
-------	-------	--------

En travée

$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{81210}{30 \cdot 36^2 \cdot 18,5} = 0,113 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,113}) = 0,15$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,15 = 0,94$$

$$\diamond \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{Mt}{\beta d \sigma_s} = \frac{81210}{0,94 \cdot 36 \cdot 400} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{ft_{28}}{fe} = 0,23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = \frac{0,5}{100} \cdot b \cdot h = \frac{0,5}{100} \cdot 30 \cdot 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = \max(6; 1,3; 6) \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Choix : } 3 \text{ HA14} + 3 \text{ HA12} = 8,01 \text{ cm}^2$$

Vérification a l'ELS

A l'ELS on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

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

$$M_{ser} = 16,257 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 8,01; A'_s = 3,393.$$

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion simple à ELS (Annexe N° 05))

Contraintes limites :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

$$\eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les armatures de haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les armatures rond lisse} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \cdot 400}{3}; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \cdot (A + A')}{b} = \frac{15 \cdot (8,01 + 3,393)}{30} = 5,7$$

$$E = \frac{30}{b} \cdot (A' \cdot d' + A \cdot d) = \frac{30}{30} \cdot (3,393 \cdot 4 + 8,01 \cdot 36) = 301,93$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -5,7 + \sqrt{5,7^2 + 301,93} = 12,587 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 + 15 \cdot A' \cdot (y_1 - d')^2$$

$$= \frac{30 \cdot 12,587^3}{3} + 15 \cdot 8,01 \cdot (36 - 12,587)^2 + 15 \cdot 3,393 \cdot (12,587 - 4)^2 = 89\,557,18 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I_1} = \frac{16\,257}{89\,557,18} = 0,18$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,18 \cdot 12,587 = 2,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1)$$

$$= 15 \cdot 0,18 \cdot (36 - 12,587) = 63,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma'_s = 15 \cdot K \cdot (y_1 - d')$$

$$= 15 \cdot 0,18 \cdot (12,587 - 4) = 23,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Conclusion : les contraintes des aciers et béton sont inférieure aux contraintes admissibles, donc les armatures choisies sont suffisantes à l'ELS.

En appui :

M (SA) [KN.M]	M (ELS) [KN.M]	Effort tranchant [KN]
113.4	54.10	107,35

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{113400}{30 \cdot 36^2 \cdot 18,5} = 0,158 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,158}) = 0,216$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,216 = 0,914$$

$$\diamond \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{113400}{0,914 \cdot 36 \cdot 400} = 8,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = \frac{0,5}{100} \cdot b \cdot h = \frac{0,5}{100} \cdot 30 \cdot 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = \max(8,62; 1,3; 6) \text{ cm}^2$$

$$A = 8,62 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3\text{HA}16 + 3\text{HA}12 = 9,396 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage transversale

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Selon le CBA 93.

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec : } 0,3 f_{t28} K = 0,63 \\ S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 version 2003

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t \cdot b} \geq 0,003 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_l \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min (\phi_l ; h / 35 ; b_o / 10)$$

Application

$$T_u = 107,35 \text{ kn}$$

$$\tau_u = 0,994 \text{ Mpa}$$

- Selon le "CBA 93"

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,035 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 32,4 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 »

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,09 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\emptyset_t \leq \text{Min} (1,2 \text{ cm} ; 1,14 \text{ cm} ; 3 \text{ cm}) = 1,2 \text{ cm}$$

On adopte : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

Choix des armatures

On adopte : **4HA8** de $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,09 \Rightarrow S_t \leq 22,33 \text{ cm}$$

$$\text{donc } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

l'ELS :

A l'ELS on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

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

$$M_{\text{ser}} = 54,104 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 8,62 \text{ cm}^2 ; A'_s = 3,393 \text{ cm}^2.$$

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion simple à ELS (Annexe N° 05)

Contraintes limites :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les armatures de haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les armatures rond lisse} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = \min(266,67 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \cdot (A + A')}{b} = \frac{15 \cdot (8,62 + 3,393)}{30} = 6,01$$

$$E = \frac{30}{b} \cdot (A' \cdot d' + A \cdot d) = \frac{30}{30} \cdot (3,393 \cdot 4 + 8,62 \cdot 36) = 323,89$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -6,01 + \sqrt{6,01^2 + 323,89} = 12,96 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 + 15 \cdot A' \cdot (y_1 - d')^2$$

$$= \frac{30 \cdot 12,96^3}{3} + 15 \cdot 8,62 \cdot (36 - 12,96)^2 + 15 \cdot 3,393 \cdot (12,96 - 4)^2 = 94\,491,57 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I_1} = \frac{54\,104}{94\,491,57} = 0,57$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,57 \cdot 12,96 = 7,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1)$$

$$= 15 \cdot 0,57 \cdot (36 - 12,96) = 196,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma'_s = 15 \cdot K \cdot (y_1 - d')$$

$$= 15 \cdot 0,57 \cdot (12,96 - 4) = 76,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Conclusion : les contraintes des aciers et béton sont inférieure aux contraintes admissibles, donc les armatures choisis sont suffisants à l'ELS.

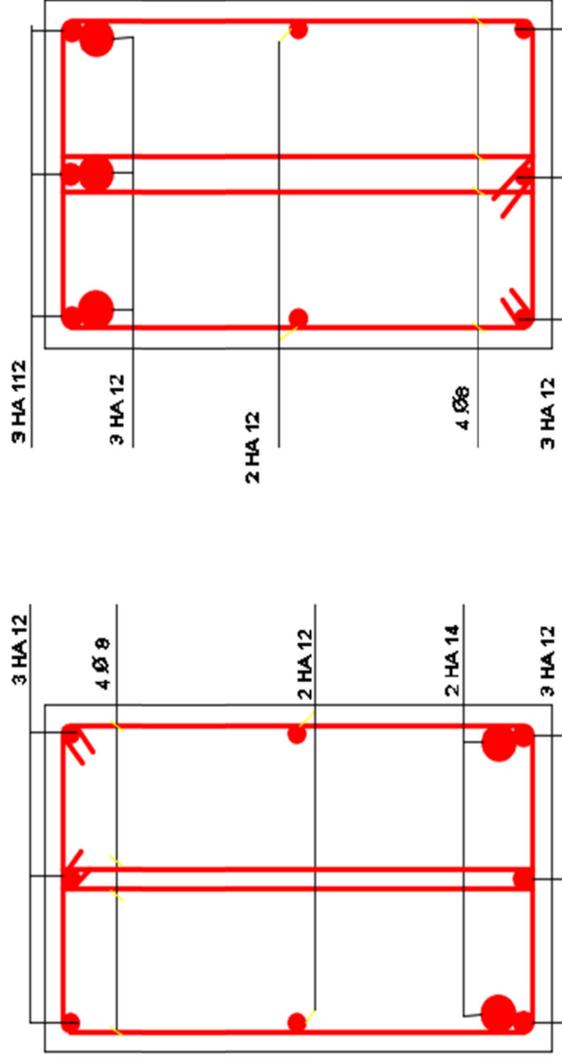
Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

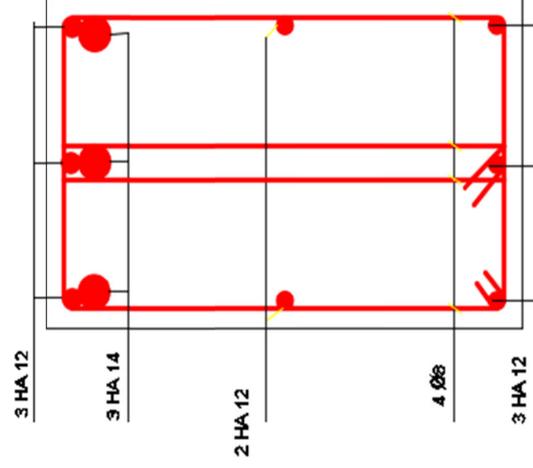
$$f = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f \leq \bar{f}.$$

Tableau 3: Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres :

En travée		M [KN.m]	As cal [cm ²]	A's cal [cm ²]	A (min) [cm ²]	A (RPA) [cm ²]	As retenue [cm ²]	A's retenue [cm ²]	Choix d'armatures	A [cm ²]
Largeur [cm]	Hauteur [cm]									
30	40	81,21	6,01	0	1,74	6,00	6,01	0,00	3HA12+ 3HA14	A _{inf} = 8,01
30	30	50,22	4,99	0	0,98	4,50	4,99	0,00	3HA12 + 2HA14	A _{inf} = 6,47
En appui		M [KN.m]	As cal [cm ²]	A's cal [cm ²]	A (min) [cm ²]	A (RPA) [cm ²]	As retenue [cm ²]	A's retenue [cm ²]	Choix d'armatures	A [cm ²]
Largeur [cm]	Hauteur [cm]									
30	40	-113,4	8,65	0	1,74	6,00	8,65	0,00	3HA12+ 3HA14	A _{inf} = 8,01
30	30	-64,2931	6,54	0	0,98	4,50	6,54	0,00	3HA12+ 3HA14	A _{inf} = 8,01

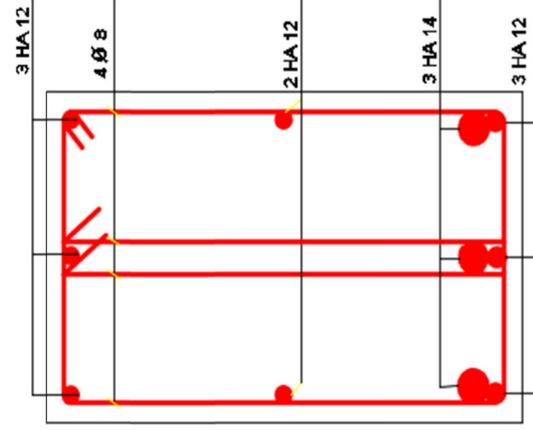


En Appui



En Appui

En Travée



En Travée

Figure 5: Croquis des ferrailages des poutres

FERRAILLAGE

DES

VOILES

1 FERRAILLAGE DES VOILES

1.1 Généralités

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Ils peuvent être construits en béton armé ou non armé.

Le rôle des voiles est de :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers ;
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme) ;
- Servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieure à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- A leur jonction avec les planchers
- A leurs extrémités.

1.2 Ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La **figure 1** montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

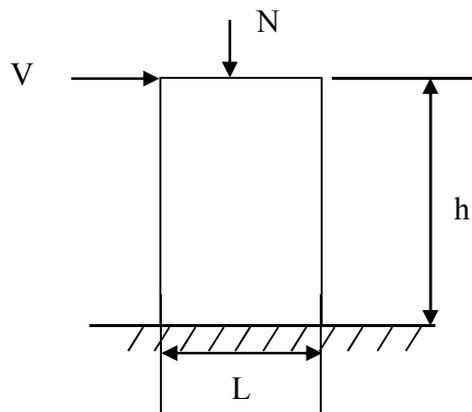


Figure 1 : Schéma d'un voile

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

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

1. D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
2. D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs et elles est aussi uniformément réparties.
3. D'armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile)

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

1.2.1 Procédure de ferrailage :

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **CBA 93** et **RPA 99 version 2003**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure en effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, permet l'adoption d'un bon ferrailage.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

Nota: Les contraintes maximale σ_{\max} et minimale σ_{\min} du voile peuvent être déterminées à l'aide de M et N qui sont lues à partir du fichier résultat de l'ETABS.

1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 version 2003 Art (7.7.4.1).

$$(A_l, A'l) \geq 0,0015.b.h \quad (0,15\%)$$

2^{ème} cas : Section Entièrement tendue

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) < 0$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$$A = \frac{f_t}{f_e}; \text{ on compare } A \text{ par la section minimale exigée par le RPA 99 version 2003.}$$

Si : $A < A_{\min} = 0,15 \%$ de la section du voile, on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A .

3^{ème} cas : Section Partiellement Tendue

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min})$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Armatures verticales Art 7.7.4.1 du RPA 99 version 2003:

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme.

Armatures horizontales Art 7.7.4.2 du RPA 99 version 2003:

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Règles communes Art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003:

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est comme suit :

Ferraillages des voiles

- Globalement dans la section du voile : 0,15%
- En zone courante : 0,10 % Armatures transversales
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : (1,5.a ; 30 cm).
- Les deux nappes doit être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
- $\left\{ \begin{array}{l} 40\emptyset \text{ pour les barres situées dans les zones où le renversement de sign des efforts est possible} \\ 20\emptyset \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des combinaisons} \end{array} \right.$
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

1.2.2 Détermination des efforts:

Dans chaque direction de la force sismique nous avons des différents types de voiles comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1: caractéristiques géométriques des voiles

SENS XX					SENS YY				
Type	Long[m]	Larg[m]	Hauteur [m]	voiles	Type	Long[m]	Larg[m]	Hauteur [m]	voiles
I	2,8	0,2	3,68	2 et 7	I	2,65	0,2	3,78	1; 4; 5 et 8
II	3	0,2	3,68	9; 12; 17 et 20	II	2,5	0,2	3,78	16 et 21
III	1,35	0,2	3,68	3; 6; 10; 11 et 14	III	2	0,2	3,78	13 et 15
					IV	1,35	0,2	3,78	18 et 19

A partir du fichier résultats de l'ETABS on a tiré les sollicitations suivantes :

1/ (M_{max} , N_{cor}) ;

2/ (N_{max} , M_{cor}) ;

3/ (N_{min} , M_{cor}) ;

Tableau 2: les efforts agissent sur les voiles

XX	N max & M corr				N min & M corr				M max & N corr						
	Combénaison	Voile	N [KN]	M [KN.m]	V [KN]	Combénaison	Voile	N [KN]	M [KN.m]	V [KN]	Combénaison	Voile	N [KN]	M [KN.m]	V [KN]
I	G+Q+EX Min	voile 7	-1822,076	-360,0297	-527,1987	EX Max	voile 7	857,8931	306,4298	545,092	G+Q+EX Max	voile 2	-110,6229	361,7442	526,5916
II	ELU	voile 12	-1841,007	-73,0217	22,4889	EX Max	voile 12	195,3037	560,0082	488,3298	G+Q+EX Min	voile 12	-1544,266	-612,9275	-472,0329
III	G+Q+EX Min	voile 3	-984,3752	-141,3888	-122,537	EX Max	voile 3	349,3867	113,1649	134,9814	G+Q+EX Min	voile 3	-984,3752	-141,3888	-122,537

YY	N max & M corr				N min & M corr				M max & N corr						
	Combénaison	Voile	N [KN]	M [KN.m]	V [KN]	Combénaison	Voile	N [KN]	M [KN.m]	V [KN]	Combénaison	Voile	N [KN]	M [KN.m]	V [KN]
I	G+Q+EY Min	voile 8	-1836,659	-300,911	413,1145	EY Max	voile 8	844,7972	348,4588	410,9312	G+Q+EY Max	voile 5	905,0402	449,5324	351,7028
II	G+Q+EY Min	voile 21	-1719,641	280,4091	405,6218	EY Max	voile 21	829,8053	284,6762	390,4216	G+Q+EY Max	voile 16	-69,7909	288,9517	380,2905
III	G+Q+EY Min	voile 15	-1349,043	-162,1	110,1558	EY Max	voile 15	572,3745	118,6485	95,8575	G+Q+EY Min	voile 15	-	-162,1	-110,1558
IV	G+Q+EY Min	voile 19	-1147,84	-44,84	134,1373	EY Max	voile 19	411,1072	92,2669	172,3905	G+Q+EY Max	voile 19	-	139,6938	210,6437

Exemple d'application

Nous avons prenne comme exemple le voile de type I (sens YY) au niveau du RDC, qu'il a les caractéristiques géométriques et les sollicitations suivantes :

Longueur [m]	Hauteur [m]	Ep [m]
2,65	3,78	0,20

les caractéristique géométrique du voile :

$$I=(0,2 \times 2,8^3)/12=0,3658\text{m}^4 \text{ (I : inertie du voile)}$$

Les efforts

N _{max} --- M _{corr}			N _{min} --- M _{corr}			M _{max} --- N _{corr}		
N [KN]	M [KN.m]	V [KN]	N [KN]	M [KN.m]	V [KN]	M [KN.m]	N [KN]	V [KN]
1836,659	300,911	413,1145	-857,8931	306,4298	545,092	905,0402	-449,5324	351,7028

$$\Omega=0,2 \cdot 2,8 =0,56 \text{ m}^2 \text{ (}\Omega\text{= surface en plan du voile)}$$

$$v = L/2 = 2,8/2= 1,4 \text{ m (v : la position de l'axe neutre)}$$

Armatures verticales

1^{ere} cas: N_{max}=1836,659 KN (effort de compression) , M_{cor}= 300,911 KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{1836659}{0,53} + \frac{300911 \times 1,325}{0,31016}$$

$$\sigma_1 = 4750,88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{1836659}{0,53} - \frac{300911 \times 1,325}{0,31016}$$

$$\sigma_2 = 2179,91 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée

$$A_s = \frac{0,15}{100} \cdot S, \text{ avec S la section globale du voile considéré.}$$

$$\Rightarrow A_s = 0,15 \cdot 265,20 = 7,95 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1,5 \text{ cm}^2 \text{ par face par ml}$$

2^{eme} cas: M_{max}= 905,0402 KN.m, N_{cor}= 449,5324 KN (effort de traction).

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{449.5324}{0,53} + \frac{905.0402 \times 1.325}{0,31016}$$

$$\sigma_1 = 3018,14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{449.5324}{0,53} - \frac{905.0402 \times 1.325}{0,31016}$$

$$\sigma_2 = -4714,49 \text{ KN/m}^2$$

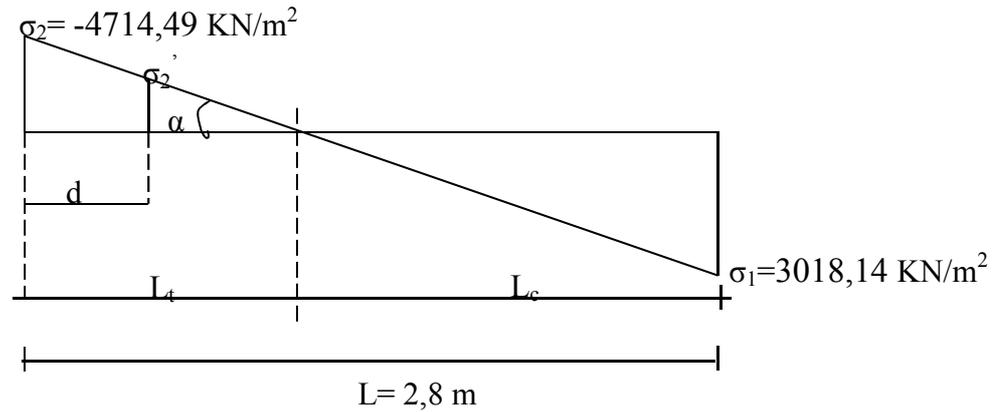


Figure 2: Diagramme des contraintes

Calcul de la longueur de la zone comprimée (L_c) :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 3,15 \left(\frac{4714,49}{3018,14 + 4714,49} \right) = 1,62 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_t = 2,65 - 1,62 = 1,03 \text{ m}$$

$$d \leq \min(h_e / 2, (2/3) \times l_c) = (1,89 ; 0,69)$$

$$\text{soit : } d = 0,69 \text{ m}$$

Calcul de σ_1' :

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t = -2741,002$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_1' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_1' = \text{tg } \alpha (L_t - d) = 2702,40 \text{ KN/m}^2$$

$$I'^2 = (0,2 \cdot 0,69^3) / 12 = 0,005464 \text{ m}^4$$

$$v' = 0,69 / 2 = 0,34 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0,20 \cdot 0,69 = 0,14 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_1' + \sigma_2), N_1 = 511,43 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_1' - \sigma_2), M_1 = 33,31 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{33,31}{511,43} = 0,07 \text{ m} < d/6 = 0,11 \text{ m} \text{ et } N \text{ est un effort de traction, donc la section est entièrement}$$

tendue (S.E.T).

$$\text{Soit : } c = c' = 5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{N_1}{f_e} = \frac{511,43}{100 \cdot 400} = 12,79 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3,95 \text{ cm}^2 \text{ par face par ml}$$

$$A_{CBA} = 0,15 \cdot 265 \cdot 20 / 100 = 7,95 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1,5 \text{ cm}^2 \text{ par face par ml}$$

$$A_{RPA} = 0,20 \cdot 162 \cdot 20 / 100 = 6,48 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ cm}^2 \text{ par face par ml}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,76 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1,1 \text{ cm}^2 \text{ par face par ml}$$

$$A = \max(A_s; A_{CBA}, A_{RPA}; A_{\min}) = 9,26 \text{ cm}^2 \text{ par face par ml}$$

3^{ème} cas: $N_{\min} = -857.8931 \text{ KN}$ (effort de traction), $M_{\text{cor}} = 306,429 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = -309,60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = -2927,73 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 < 0 \Rightarrow$ la section est entièrement tendue

$\Rightarrow A_{\text{RPA}} = 0,0020 \cdot 265 \cdot 20 = 10,60 \text{ cm}^2$ soit 2 cm² par face par ml

$\Rightarrow A_{\text{min}} = 0,0015 \cdot 265 \cdot 20 = 7,95 \text{ cm}^2$ soit 1,5 cm² par face par ml

$A = \max(A_{\text{RPA}}; A_{\text{min}}) = 10,60 \text{ cm}^2$ soit 2 cm² par face par ml

On adopte la section des armatures suivantes :

$A = \max(A_{1 \text{ cas}}; A_{2 \text{ cas}}; A_{3 \text{ cas}}) = \max(1,5; 3,95; 2)$

$A = 3,95 \text{ cm}^2$ par face par ml

Le ferrailage longitudinal des voiles récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3: Tableau récapitulatif de ferrailage longitudinal

Type de voile	A retenu [cm ²]	Choix d'armature	Espacement en zone d'about	Espacement en zone courante
I-XX	2	5 HA 10 (3,925)	10 cm	20 cm
II-XX	1,97	5 HA 10 (3,925)	10 cm	20 cm
III-XX	2	5 HA 10 (3,925)	10 cm	20 cm
I-YY	1,93	5 HA 10 (3,925)	10 cm	20 cm
II-YY	1,82	5 HA 10 (3,925)	10 cm	20 cm
III-YY	2	5 HA 10 (3,925)	10 cm	20 cm
IV-YY	2	5 HA 10 (3,925)	10 cm	20 cm

1.2.3 Vérification de la contrainte de cisaillement :

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% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

- La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1.4 \times V_{u \text{ cal}}}{b_0 d}$

Avec :

V : 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 : $\bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Calcul des armatures horizontales :

D'après l'RPA 99/version 2003, le pourcentage minimum de ferraiplage est de l'ordre de :
0,15% de la section du voile en zones critiques.

0,10% de la section du voile en zone courante.

Le ferrailage transversal des voiles adoptés est indiqué dans le tableau ci-dessous

Tableau 4: Tableau récapitulatif de ferrailage transversal

Types	V [KN]	$\tau_u = \frac{1,4 \cdot V_u \text{ cal}}{b_0 d}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	A retenu [cm ²]	Espacement
I-XX	526,5916	1,46	C.V	5 HA 10 (3,925)	20 cm
II-XX	- 472,0329	1,22	C.V	5 HA 10 (3,925)	20 cm
III-XX	-122,537	0,71	C.V	5 HA 10 (3,925)	20 cm
I-YY	351,7028	1,03	C.V	5 HA 10 (3,925)	20 cm
II-YY	380,2905	1,18	C.V	5 HA 10 (3,925)	20 cm
III-YY	- 110,1558	0,43	C.V	5 HA 10 (3,925)	20 cm
IV-YY	210,6437	1,21	C.V	5 HA 10 (3,925)	20 cm

Croquis de ferrailage du voile

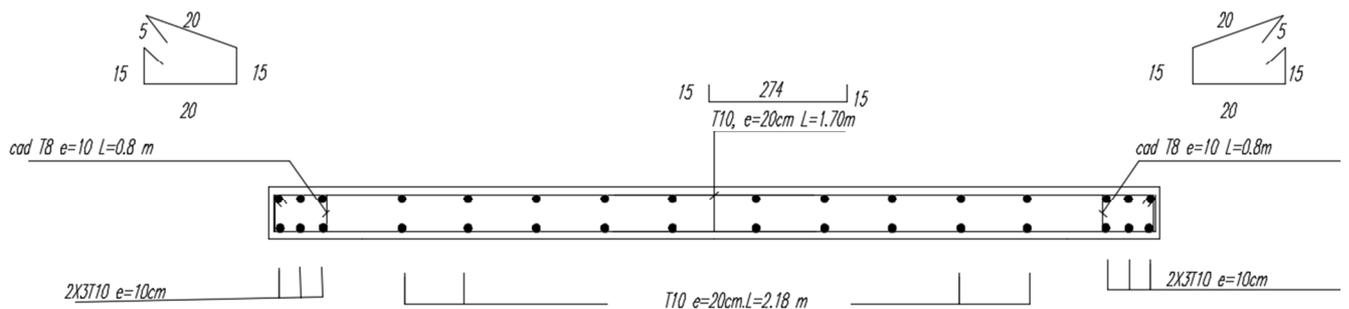


Figure 3: Coupe transversal du voile

FONDATIONS

1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux). Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol est : $\bar{\sigma}_{sol} = 2$ bars.

2 Choix du type de fondation

Notre ouvrage étant réalisé en voiles porteurs, avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :
- Des semelles filantes (semelles sous murs).

- Un radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant les paramètres suivants.

- La charge transmise provienne de la structure.
- La qualité du sol d'assise.

Pour cela on doit vérifier s'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles (isolées et filantes), c'est-à-dire que :

$$\frac{\text{Surface des semelles}}{\text{Surface du bâtiment}} \leq 50 \%$$

Semelle isolé :

Carrée de dimension $a \times a$.

$$\sigma = \frac{N_u}{S} = \frac{N_u}{a \cdot a} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Semelles filantes :

De dimensions $B \cdot L$.

$$\sigma = \frac{N_u}{S} = \frac{N_u}{B \cdot L} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Ci-dessous les surfaces des semelles de notre bâtiment.

Tableau 1 :surfaces des semelles isolées et filantes

	Type	Désignation	Long [cm]	Larg [cm]	N [KN]	Surface [cm ²]
Filantes	X-I	Voiles 2 et 7	280	235,04	1316,23	65 811,50
	X-II	Voiles 9; 12; 17 et 20	300	306,84	1841,01	92 050,50
	X-III	Voiles 3; 6; 10; 11 et 14	135	412,79	1114,53	55 726,50
	Y-I	Voiles 1; 4; 5 et 8	265	342,58	1815,68	90 784,00
	Y-II	Voiles 16 et 21	250	243,34	1216,71	60 835,50
	Y-III	Voiles 13 et 15	200	266,23	1064,92	53 246,00
	Y-IV	Voiles 18 et 19	135	378,74	1022,59	51 129,50
Isolées	/	Poteau C 31	287	287	1644,46	82223,2

Surface des semelles = 4 588 033,50 cm²

Surface du bâtiment = 5 421 900 cm²

$$\Rightarrow \frac{\text{Surface des semelles}}{\text{Surface du bâtiment}} \cdot 100 = 85 \%$$

Conclusion :

Les surfaces des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, donc on opte le radier générale comme fondation.

3 Etude du radier général :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol d'assise du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures. Le radier général présente les avantages suivants.

3.1 Dimensionnement du radier

3.1.1 L'épaisseur du radier

Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (art . A.5.1) .

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b$$

Où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU .

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b : 1,5$$

$$d : 0,9h.$$

$$b : 1m.$$

$$\text{avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 5,4m.

$$q_u = \bar{\sigma}_{sol} \cdot 1m = 200 \cdot 1m = 200 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow V_u = \frac{200 \cdot 5,4}{2} = 540 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{540}{1 \cdot 0,9h} \leq \frac{0,07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{540 \cdot \gamma_b}{0,9 \cdot 1 \cdot 0,07 \cdot f_{c28}} \Rightarrow h \geq \frac{540 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1 \cdot 0,07 \cdot 25} \Rightarrow h \geq 51,43 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur du radier $h = 55 \text{ cm}$.

Condition de flèche :

La hauteur des nervures doit vérifier les conditions suivantes:

Critère de flèche :

$$\text{Avec : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

On a : $L = 5,40 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} \\ 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } \mathbf{h = 55 \text{ cm}}$$

3.2 Dimensionnement du débord :

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{hr}{2}, 30\text{cm} \right)$$

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

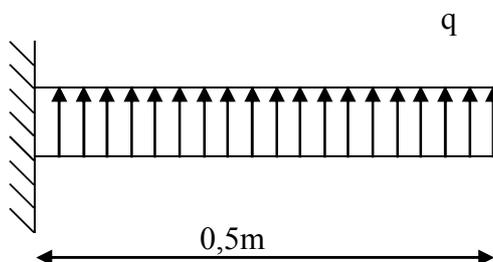


Figure 1: schéma statique du débord

3.3 Dimensionnement des nervures :

3.3.1 Hauteur de la nervure:

Condition de flèche :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad ; L_{\max} = 5,4m$$

$$h_n \geq 0,54m$$

On prend : $h_n = 55 \text{ cm}$

Condition de la longueur élastique:

$$L_e = \left[\frac{4EI}{Kb} \right]^{\frac{1}{4}} \geq \frac{2L_{MAX}}{\pi}$$

Avec :

L_e : longueur élastique.

L_{MAX} : distance maximale entre deux voiles successifs est égale 5,40m.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K = 40000 \text{ KN/m}^3$

$$\text{d'où : } hn \geq \left[\frac{3.k.\left(\frac{2.L}{\pi}\right)^4}{E} \right]^{\frac{1}{3}}$$

$$h_n \geq 78,23 \text{ cm.}$$

On opte : $h_n = 80 \text{ cm}$

3.3.2 Largeur de la nervure:

$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 32 \leq b \leq 64$: donc on prend : **$b = 50 \text{ cm}$**

3.4 Ferrailage :

Après la modélisation du radier générale nous avons trouvés les résultats suivants :

3.4.1 Les nervures :

Tableau 2: sollicitations des nervures

Nervure PS	B15	B33
L [m]	3,5	3,3
V [KN]	376	
M_{\max} en appui [KN.m]	/	78,85
M_{\max} en Travée [KN.m]	-48,82	/

Tableau 3: ferrailage des nervures

Largeur [cm]	Hauteur [cm]	M [KN.m]	As cal [cm ²]	A's cal [cm ²]	A (min) [cm ²]	As retenue [cm ²]	A's retenue [cm ²]	Choix d'armatures				A (RPA) [cm ²]	Condition est vérifier ?
								As [cm ²]	Armature montage [cm ²]	Armature de peau [cm ²]	Armature transversal [cm ²]		
Travée :													
50	80	-48,82	13,65	0	4,35	13,65	0	4 HA12+ 4 HA 20 17,09	4 HA 14 6,156	2 HA 12 2,262	2 ø8 + 2 ø10 2,576	20	25,51 > 20 OK
Appui :													
50	80	78,85	22,14	0	4,35	22,14	0	4 HA14+ 4 HA25 25,79	4 HA 12 4,524	2 HA 12 2,262	2 ø8 + 2 ø10 2,576	20	32,58 > 20 OK

Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{M.l^2}{10.Ev.IFv} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f \leq \bar{f}.$$

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{l}{500} & \text{avec } (L \leq 5) \\ 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} & \text{avec } (L > 5) \end{cases} \quad (\text{Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$IFv = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,5 \cdot 0,8^3}{12} = 0,02133 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{u \text{ max}} = 48,82 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{M.l^2}{10.Ev.IFv} = \frac{48820,5,4^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,02133} = 0,06 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{540}{1000} = \frac{540}{500} = 1,04 \text{ cm.}$$

$$f = 0,06 \text{ cm} < \bar{f} = 1,04 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

L'effort tranchant

Pour des fissurations préjudiciables on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad \left(\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93} \right)$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T = 440,41 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{440410}{500 \cdot 720} = 1,22 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

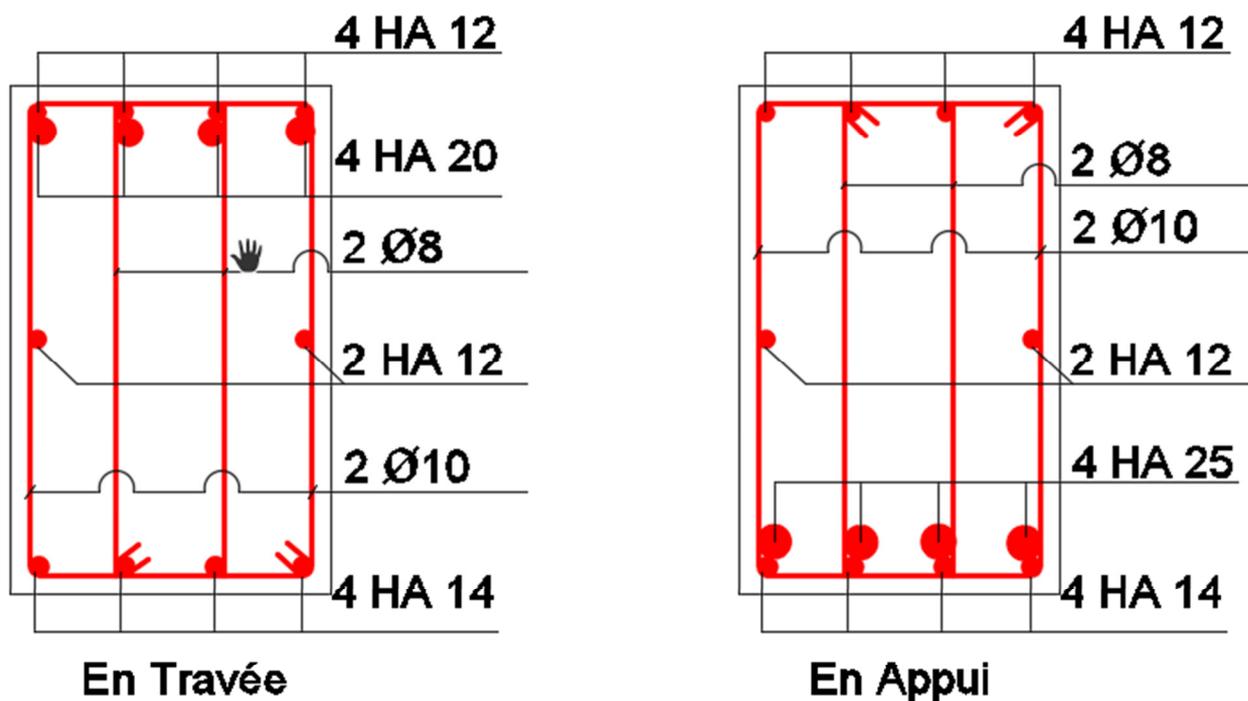


Figure 2: Croqué de ferrailage des nervures

3.4.2 Radier :

Tableau 4: les efforts agissent sur le radier générale

	Moment en travée [KN.m]	Moment en appui [KN.m]	Effort tranchant [KN]
Sens XX	15,94	11,8	284,128
Sens YY	14,97	9,11	232,159

Tableau 5: ferrailage du radier générale

		A_{cal} [cm ² /ml]	A_{min} [cm ² /ml]	A Choisi [cm ² /ml]	Espacement (cm)
Sens XX	Travée	3,23	5,98	6 HA12 (6,786)	16,66
	Appuis	2,39	5,98	6 HA12 (6,786)	16,66
Sens yy	Travée	3,03	5,98	6 HA12 (6,786)	16,66
	Appuis	1,84	5,98	6 HA12 (6,786)	16,66

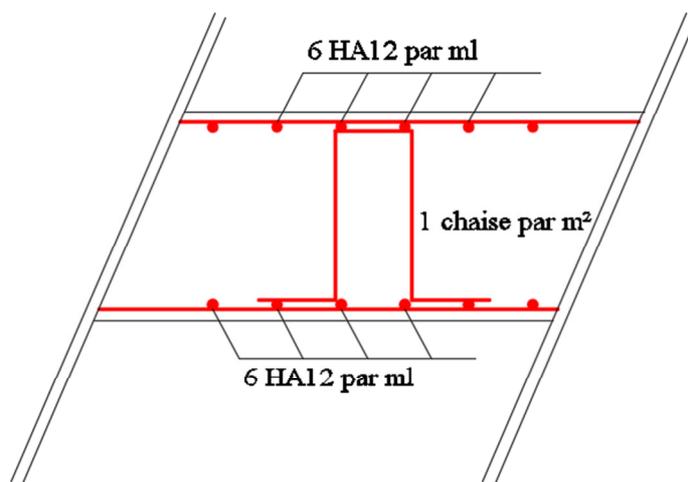


Figure 3: Croquis de ferrailage du radier générale dans les deux sens

3.4.3 Ferrailage du débord :

$$b = 1m$$

$$h = 55cm$$

$$d = 49,5cm$$

Tableau 6: Efforts et ferrailage du débord

Moment [KN.m]	Effort tranchant [KN]	A_{cal} [cm ² /ml]	A_{min} [cm ² /ml]	Armature principale [cm ² /ml]	Espacement (cm)	Armature de répartition [cm ² /ml]	Espacement (cm)
15,94	38,2	3,23	5,98	6 HA12 (6,786)	16,66	4 HA12 (4,524)	25

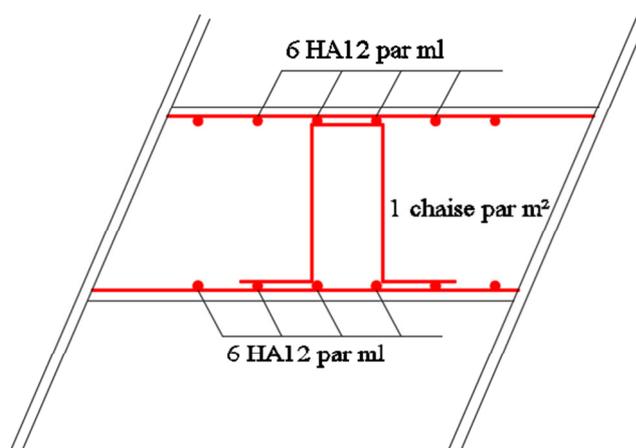


Figure 4: Croquis de ferrailage du débord

4 Vérification de la stabilité

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a un développement d'un moment reversant. A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (**soulèvement**) avec la combinaison **0,8G ± E** ;
- Aux contraintes de **compression** maximales avec la combinaison **G + Q + E**.

4.1 Vérification de soulèvement : (sous les combinaisons 0,8 G ± E et G + Q + E)

Pour faire la vérification en question, il faut définir ce qui suit :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S} + \frac{MV}{I} ;$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S} - \frac{MV}{I} ;$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{adm}$$

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau 7: vérification de la stabilité sous la combinaison 0.8G±E (sens longitudinale)

Sens Longitudinale						
Load Case/Combo	FZ	MX	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	$\sigma_{moyenne}$ [KN/m ²]	$\sigma_{moyenne} \leq \sigma_{adm} ?$
	kN	kN-m				
0.8G+EX Max	37 221,26	300 946,02	273,19	- 138,96	170,152016	oui
0.8G+EX Min	37 221,26	300 883,00	273,14	- 138,91	170,13044	oui
0.8G+EY Max	37 221,26	356 168,68	311,00	- 176,77	189,058784	oui
0.8G+EY Min	37 221,26	245 660,34	235,33	- 101,10	151,223672	oui

Tableau 8: vérification de la stabilité sous la combinaison 0.8G±E (sens transversale)

Sens transversale						
Load Case/Combo	FZ	MY	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	$\sigma_{moyenne}$ [KN/m ²]	$\sigma_{moyenne} \leq \sigma_{adm} ?$
	kN	kN-m				
0.8G+EX Max	37 221,26	536 199,90	232,39	- 98,16	149,753521	Vérifier
0.8G+EX Min	37 221,26	715 869,96	287,77	-153,54	177,443692	Vérifier
0.8G+EY Max	37 221,26	626 004,69	260,07	-125,84	163,593947	Vérifier
0.8G+EY Min	37 221,26	626 065,17	260,09	-125,86	163,603267	Vérifier

Tableau 9: vérification de la stabilité sous la combinaison G+Q+E (sens longitudinale)

Sens Longitudinale						
Load Case/Combo	FZ	MX	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	$\sigma_{moyenne}$ [KN/m ²]	$\sigma_{moyenne} \leq \sigma_{adm} ?$
	kN	kN-m				
G+Q+EX Max	52934,5394	425443,109	284,00	-132,76	179,81	oui
G+Q+EX Min	52934,5394	425380,091	283,97	-132,73	179,80	oui
G+Q+EY Max	52934,5394	480665,77	311,05	-159,81	193,33	oui
G+Q+EY Min	52934,5394	370157,429	256,92	-105,68	166,27	oui

Tableau 10: vérification de la stabilité sous la combinaison G+Q+E (sens transversale)

Sens transversale						
Load Case/Combo	FZ	MY	σ_1	σ_2	$\sigma_{moyenne}$	$\sigma_{moyenne} \leq \sigma_{adm} ?$
	kN	kN-m	[KN/m ²]	[KN/m ²]	[KN/m ²]	
G+Q+EX Max	52934,5394	800414,23	247,14	-95,90	161,38	oui
G+Q+EX Min	52934,5394	980084,284	285,64	-134,40	180,63	oui
G+Q+EY Max	52934,5394	890219,019	266,38	-115,14	171,00	oui
G+Q+EY Min	52934,5394	890279,494	266,39	-115,15	171,01	oui

Toutes les conditions de stabilité sont vérifiées pour les deux combinaisons.

4.2 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du

non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

- W : poids total du bâtiment à la base du radier,

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}}, \quad W = 9\,368,457 \text{ t} ;$$

- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $F_s = 1,5$;

- γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t} / \text{m}^3$) ;

- Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1,5 \text{ m}$) ;

- S : surface du radier, ($S = 542,19 \text{ m}^2$).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 1 \times 1,5 \times 542,19 = 1\,220 \text{ t}$$

$$\text{Donc : } W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Alors cette Condition est vérifiée.

ETUDE
ECONOMIQUE

1 INTRODUCTION

Depuis l'indépendance la grande obsession en Algérie est l'élimination de la crise du logement.

À cette fin, plusieurs programmes et modèles résidentiels ont été alloués sous la forme de plans annuels quinquennaux, allant jusqu'à la préfabriqué du logements pendant les années 80.

Et tout cela pour atteindre l'objectif de la réalisation de plus grand nombre possible de logements et satisfaire toutes les demandes croissantes au fil du temps.

Et vue l'aggravement de la crise tel que l'augmentation du nombre des demandeurs de logements et les crises financières qui ont frappés le payé, il apparaisse l'obligation de changement radicale des méthodes utilisées dans la réalisation des constructions, par l'organisation des chantiers et l'élaboration des plannings bien précis et les respectés, afin de gagner le facteur du temps est éviter toutes genre de gaspillage des ressources.

Dans cette partie nous avons étudié trois chapitre :

- Organisation du chantier
- Elaboration des plannings d'exécution par logiciel « MS Projects »
- Elaboration des devis

2 Organisation du chantier :

La réalisation de tout projet de construction (simple ou complexe) nécessite au préalable un ordonnancement pour la création de ce chantier, qui s'il est correctement menée sera la condition nécessaire de succès de l'opération.

Pour cela on doit exécutés les étapes suivantes :

2.1 Clôture du chantier :

Il est très nécessaire de clôturer le chantier pour le sécurisé par des points de gardes, et limité les accès par la création d'une ou deux portes d'accès.

Noter bien que toute porte d'accès doit être contrôlé par un poste de contrôle.

2.2 Création des zones :

A l'intérieur du chantier on doit créer des zones et les limités tel que :

- L'administration
- Les zones de vie pour les ouvriers.
- Les zones de stockages de l'approvisionnement
- Les ateliers (ferraillage, coffrage, préfabrication, centrale à béton, entretien du matériels...ect)

2.3 Les voix de circulation :

Les voix de circulation des engins et matériels roulent doit être bien tracer et dotées par des panneaux de signalisation pour éviter les accidents et l'encombrement à l'intérieur du chantier.

2.4 Les moyens de manutentions :

2.4.1 Les grues à tour :

Ces appareilles sont la colonne vertébrale du chantier, donc elles ont une grande influence sur le déroulement et l'avancement des travaux.

L'installation des grues à tour doit être bien étudié et elle doit être exécutée conformément aux normes et mesures de sécurités en vigueurs.

2.4.2 Les grues mobiles :

Le chantier doit être doté par des grues mobile Lorsque les grues à tour fixent ne suffit pas.

NB : le plan d'installation des chantiers se trouve dans (annexe N° 06)

3 Plannings de construction :

Toute construction nécessite, préalablement au démarrage des travaux, l'élaboration par l'entreprise des plannings prévisionnels déterminant l'ordonnancement des travaux à réaliser, les durées selon les rendements d'activités, les ressources ou moyens de l'entreprise (humains, matériels) et les approvisionnements.

3.1 Types des plannings :

3.1.1 Planning Gantt :

La construction d'un planning à barre consiste à représenter les différents travaux ou tâches par des traits dont la longueur est proportionnelle à la durée, et ce, en inscrivant la désignation des phases des travaux dans l'ordre technique de leur déroulement.

3.1.2 PLANNING PERT :

Le planning PERT est un réseau composé de deux (02) éléments :

- Les arcs qui représentent des tâches et qui sont parcourus par un flux qui est le temps
- Les sommets (ou nœuds) qui représentent des étapes (ou événements)

3.1.3 Logiciels de plannings des travaux

L'évolution de l'informatique et des logiciels a permis d'aboutir à des outils de planification performants et très utiles pour la conduite des chantiers tel que :

- MICROSOFT PROJECTS
- PRIMAVERA

Nous avons choisi le planning de type « Gantt », et le logiciel « MICROSOFT PROJECT », pour l'élaboration des différents plannings de notre projet.

3.2 Détermination des natures d'ouvrages et les durées d'exécution :

Afin de gérer tout chantier de construction et par conséquent définir les durées des tâches à réaliser, il est nécessaire de disposer d'informations reliant les différents paramètres des ressources d'exécution, qui peuvent être définies comme suit :

T : Durée des travaux (en heures ou en jours ouvrables)

Te : temps maximum durant lequel un exécutant réalise une unité de production

n : nombres d'effectifs (moyens humains) ou nombre d'engins (moyens matériels)

Q : Quantité des travaux pour un processus donné

R : rendement (quantité minimale de production de construction qui doit être réalisée en une unité de temps (heure) par un exécutant (homme ou matériel)

Exemple N° 01:

Nature d'ouvrage	Quantité (M ³)	Rendement d'engin (m ³ /jour)	Nombre d'engins (n)	$T = \frac{Q}{n \cdot R}$ Jours
Fouille en excavation	64 800	640	4	26

Exemple N° 02:

Nature d'ouvrage	Quantité (M ²)	Rendement d'ouvrier (m ² /jour)	Nombre d'ouvriers (n)	$T = \frac{Q}{n \cdot R}$ Jours
Maçonnerie en brique creuses	56 230	12	60	78

NB : les plannings d'exécution global figurent dans (annexe N°07).

4 Elaboration des devis :

Tous projets nécessitent au préalable, l'élaboration d'un cahier des charges composé de plusieurs devis tel que :

- Bordereau des prix unitaires.
- Devis quantitatifs
- Devis estimatifs

En plus, le cahier des charges contient aussi des clauses qui définies la relation entre le contractant et le cocontractant (paiement, délai d'exécution, la réception des travaux et les garanties), ainsi que les descriptifs techniques des travaux et matériaux utilisé pour la réalisation du projet.

NB : les devis figurent dans l'annexe N° 08.

CONCLUSION

Conclusion

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans la conception et le calcul des bâtiments, ainsi que le choix de ces éléments.

Grâce à des logiciels tel que (ETABS, RDM6, SOCOTEC, Microsoft Excel, Microsoft Project) l'analyse des structures rendue très rapide et très précise, ce qui nous permet la transition de l'étude classique basé sur l'exploitation des formules et les calculs manuels que nous avons suivi durant notre cursus, vers la modélisation automatique et l'analyse numérique des résultats.

Dans ce projet nous avons essayé de franchir les principales étapes utilisées dans le secteur du bâtiment tel que :

- L'étude géotechniques : pour pouvoir déduire les caractéristiques mécaniques, physiques et chimiques du sol d'assise.
- L'étude technique : qui nous à permet la conception des éléments de résistance (coffrage et ferrailage), et les justifications des règlements en vigueur.
- L'étude économique : pour pouvoir évaluer le délai et le coût pour la réalisation de ce projet.

Durant l'élaboration de ce mémoire nous avons rencontrés beaucoup de difficultés, parmi eux quelques insuffisances dans le règlement para sismique algérien RPA 99 version 2003 et le code de béton armé CBA 93.

Nous suggérons pour les prochaines promotions que les projets de fin d'études choisi en collaboration avec les intervenants du secteur, tel que les administrations, les laboratoires spécialisés, les bureaux d'études et les organes de réalisation, afin de permettre de réaliser des projets réels influencés sur le développement des différents intervenants, et finalement le développement de notre pays.

Nous espérons que ce travail soit une référence technique, contribué dans l'enrichissement de notre bibliothèque universitaire et aider les futures promotions.

RÉFÉRENCES

BIBLIOGRAPHIQUE

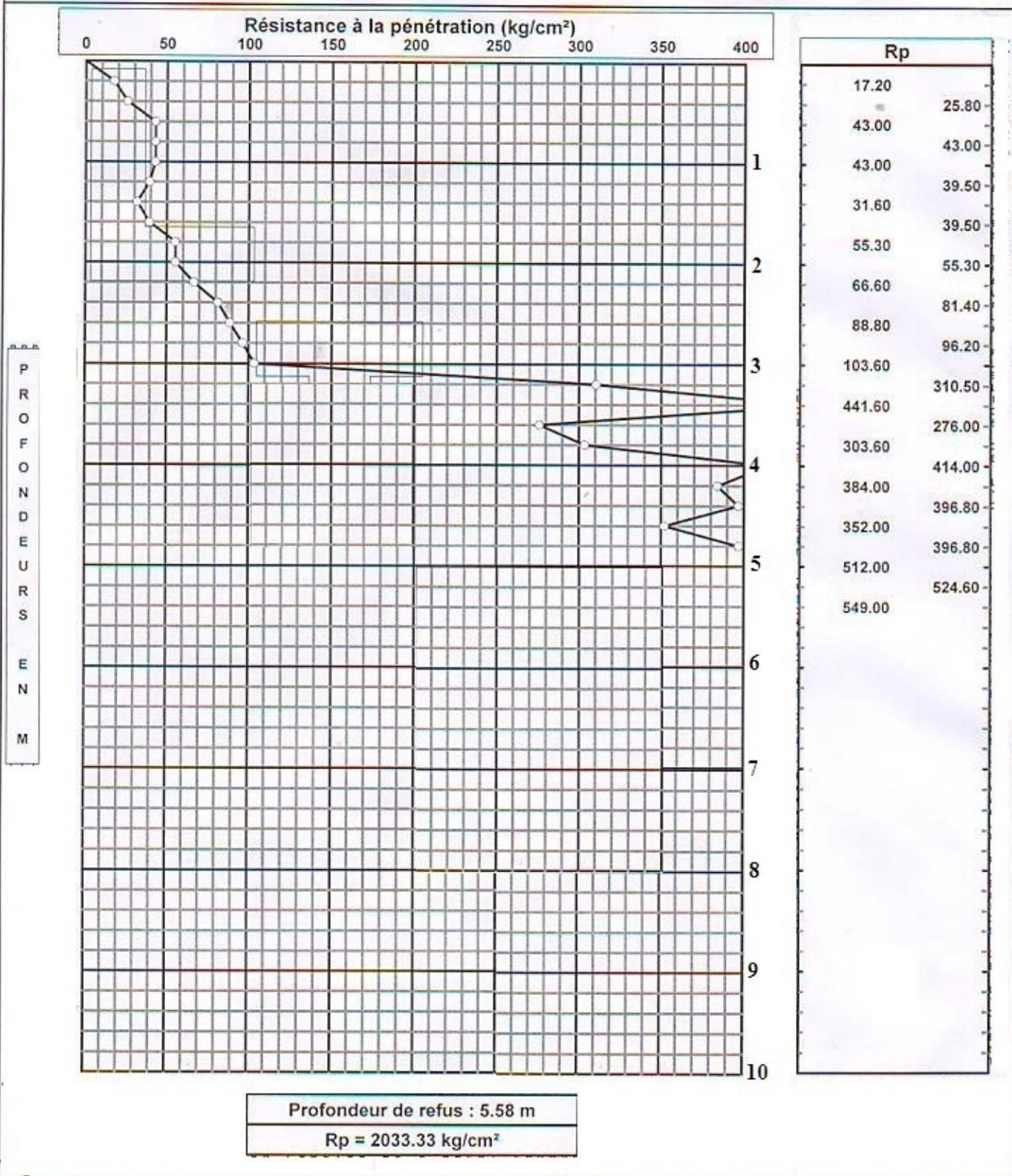
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Règle de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93) :
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003)
- DTR B.C. 2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation
- D.T.R. -B.E.1.31 Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles.
- D.T.R. B.C.2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles.
- Polycopie du cours de « 1ère année et 2ème année master » :
 - Calcul des structures
 - Géotechnique.
 - Gestion de projets

ANNEXES

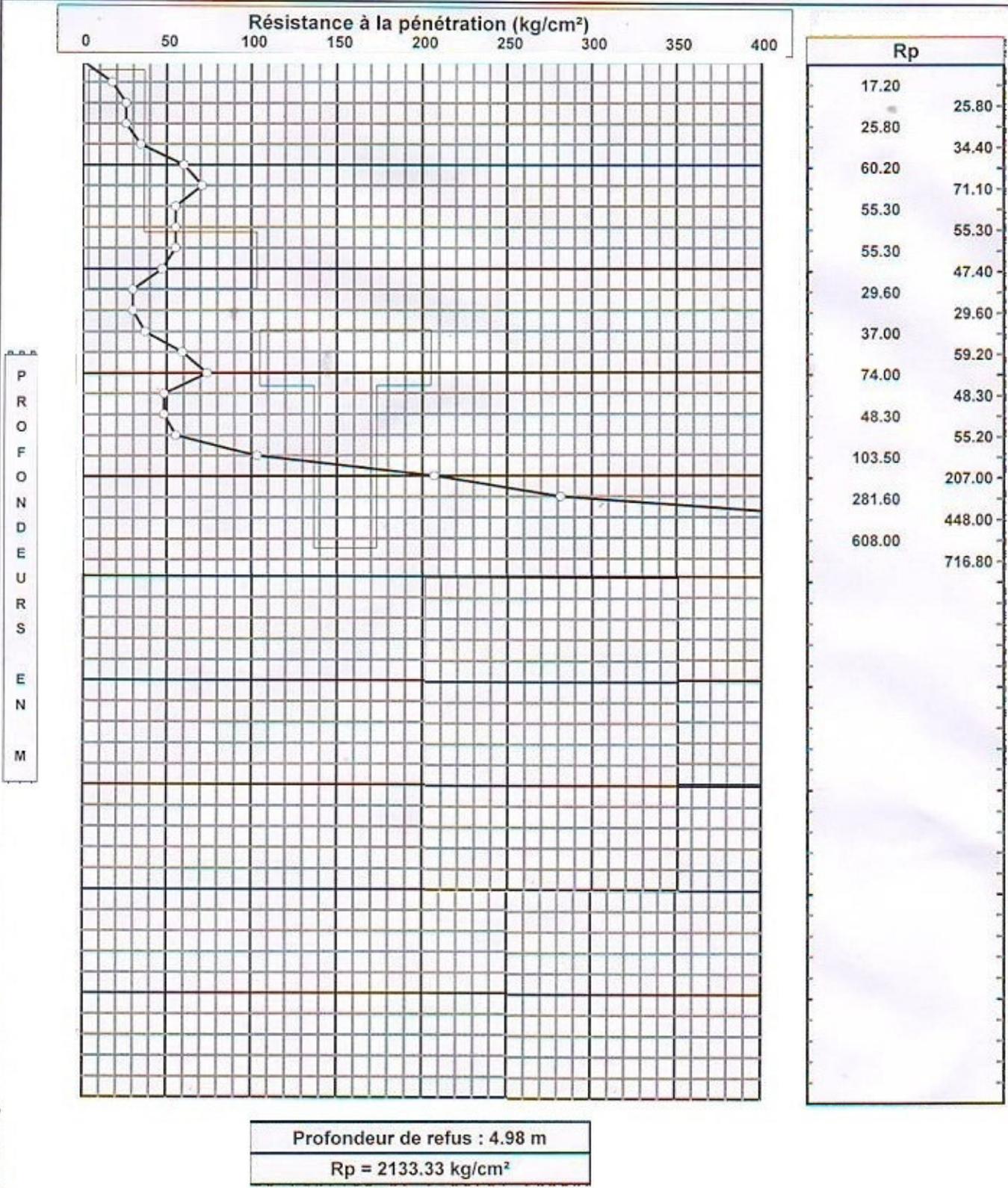
Annexe N° 01

ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE KI

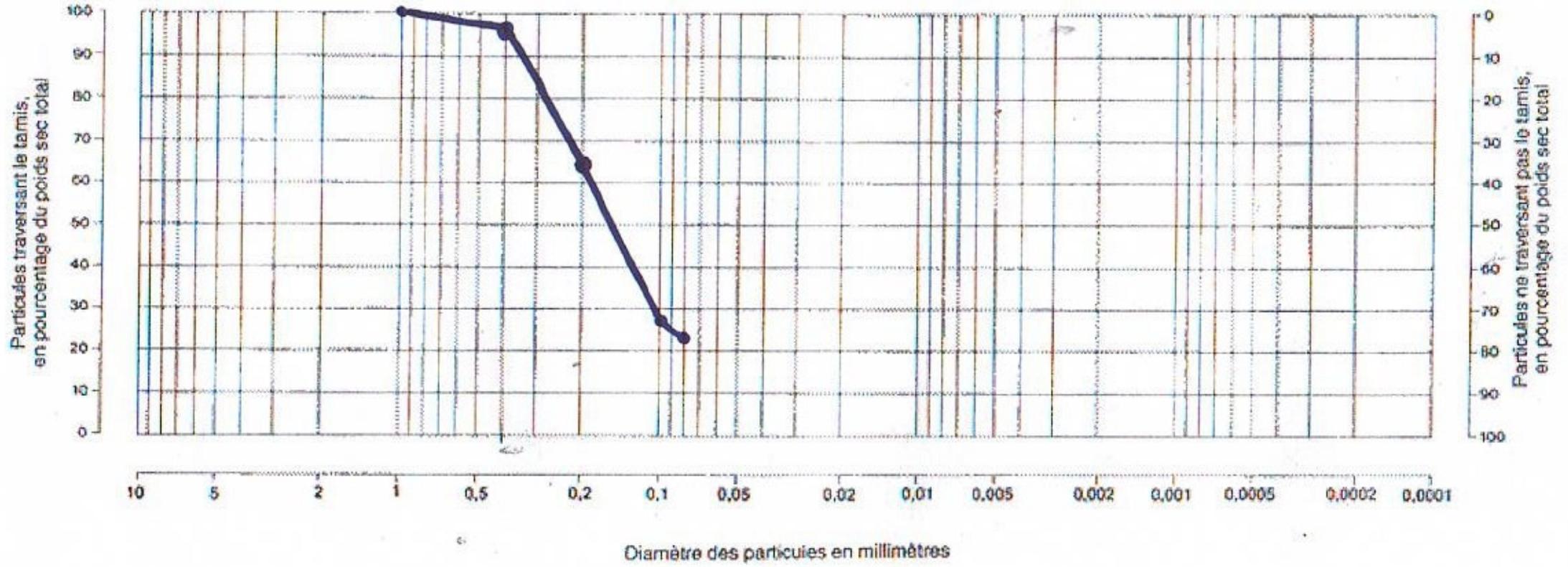


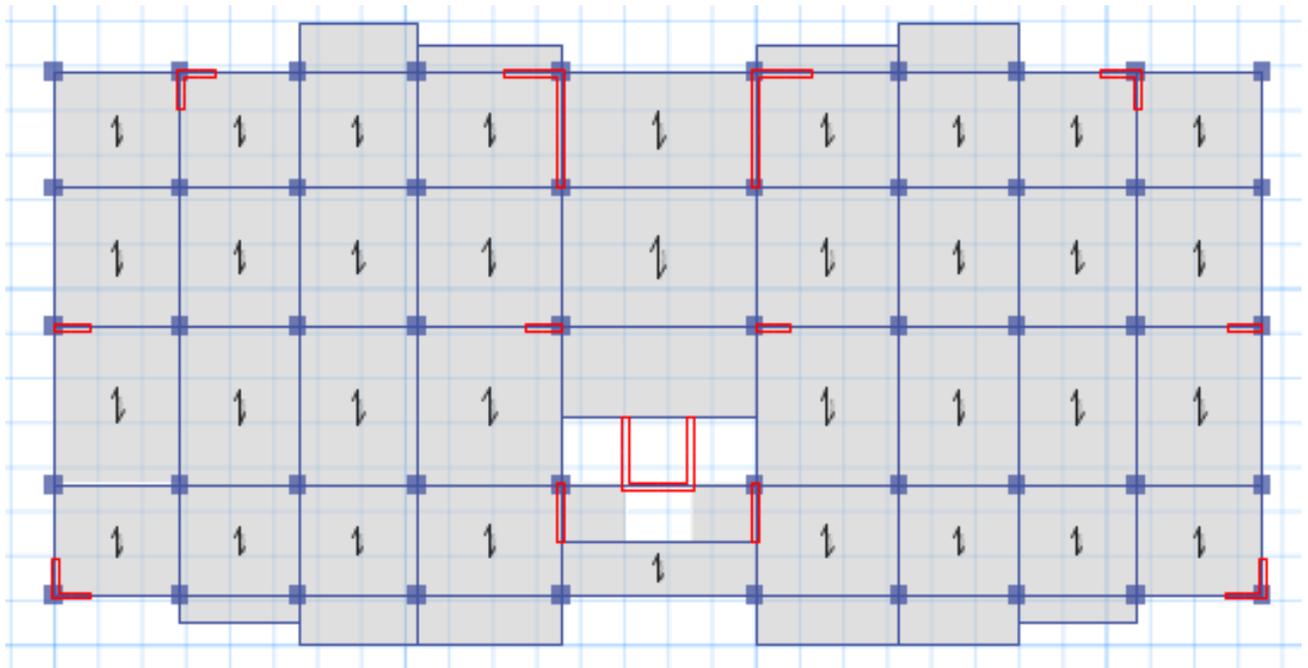
Annexe N° 02

ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE K2



Annexe N° 03 courbe granulométrique



Première variante de disposition des voiles :**Figure 1: Première variante de disposition des voile**

Périodes et taux de participation massique :

Tableau 1: Périodes et taux de participation massique

Tableau 2: Période et taux de particiCase	Mode	Period sec	Sum UX	Sum UY	Nature de mouvement
Modal	1	0,981	0,0012	0	Torsion
Modal	2	0,896	0,0012	0,7149	Translation YY
Modal	3	0,735	0,7746	0,715	Translation XX
Modal	4	0,286	0,7747	0,715	
Modal	5	0,222	0,8552	0,7767	
Modal	6	0,222	0,9019	0,8846	
Modal	7	0,14	0,9019	0,8846	
Modal	8	0,118	0,944	0,8846	
Modal	9	0,107	0,944	0,9097	
Modal	10	0,098	0,9496	0,9097	
Modal	11	0,092	0,9504	0,9198	
Modal	12	0,092	0,9508	0,9481	

Comparaison entre la période dynamique et la période empirique :

Tableau 3: comparaison entre la période dynamique et la période empirique

Tx [s]	Ty [s]	1.3 Tx [s]	1.3 Ty [s]	T (x) mod [s]	T(y) mod [s]	Condition du RPA
0,44	0,62	0,58	0,80	0,735	0,896	Non Vérifier

Deuxième variante de disposition des voiles :

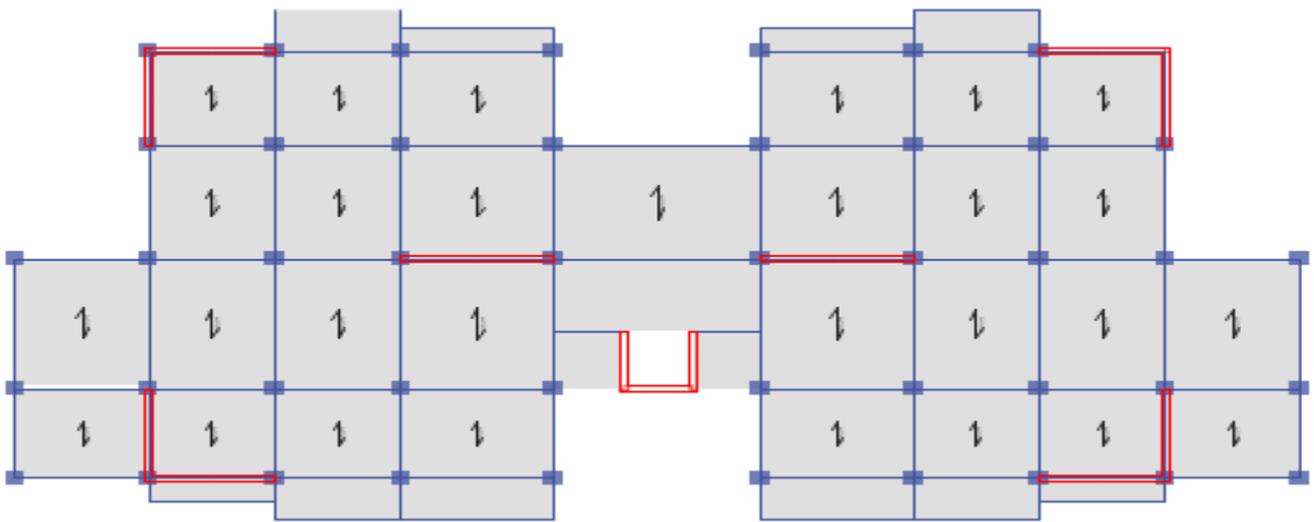


Figure 2: Deuxième variante de disposition des voiles

Périodes et taux de participation massique :

Tableau 4: Périodes et taux de participation massique

ase	Mode	Period sec	Sum UX	Sum UY	Nature de mouvement
Modal	1	0,828	9,223E-07	0,6978	Translation YY
Modal	2	0,573	0,6822	0,6978	Translation XX
Modal	3	0,55	0,7082	0,6978	Torsion
Modal	4	0,326	0,7122	0,6978	
Modal	5	0,199	0,7122	0,8064	
Modal	6	0,175	0,7122	0,8914	
Modal	7	0,144	0,7419	0,8914	
Modal	8	0,137	0,8918	0,8914	
Modal	9	0,122	0,8933	0,8914	
Modal	10	0,099	0,8962	0,8914	
Modal	11	0,082	0,8962	0,9538	
Modal	12	0,062	0,957	0,9538	

Comparaison entre la période dynamique et la période empirique :

Tableau 5: Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

T _x [s]	T _y [s]	1.3 T _x [s]	1.3 T _y [s]	T (x) mod [s]	T(y) mod [s]	Condition du RPA
0,44	0,62	0,58	0,80	0,573	0,828	Non Vérifier

Troisième variante de disposition des voiles :

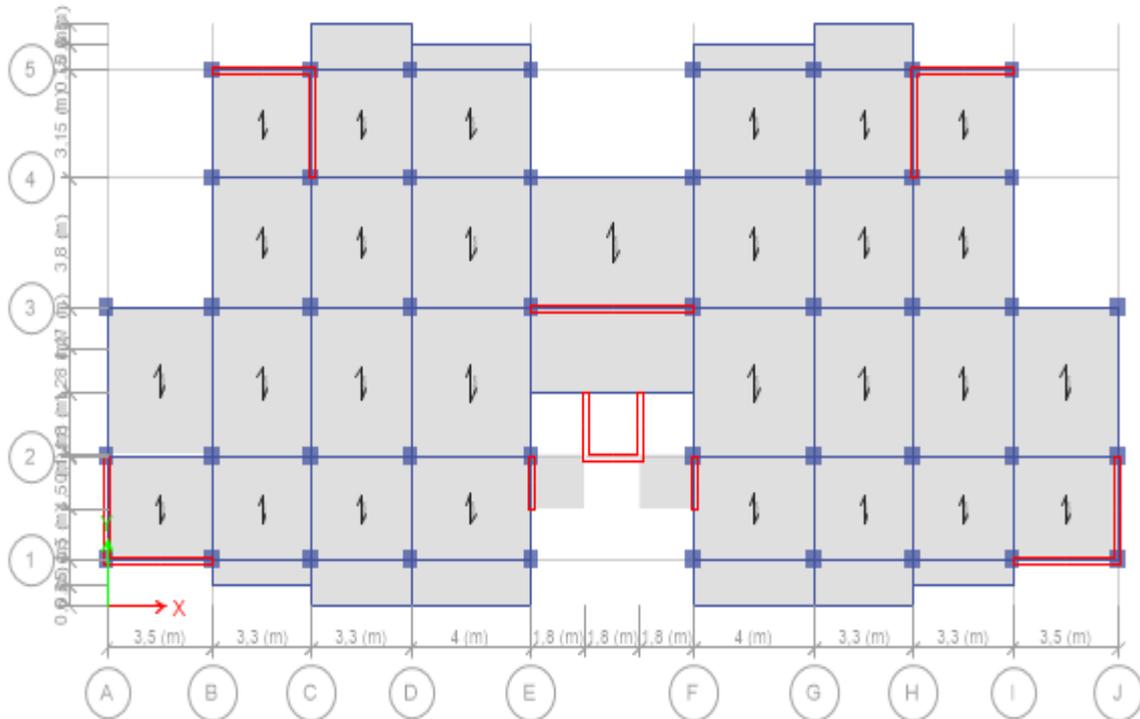


Figure 3 :Troisième variante de disposition des voiles

Périodes et taux de participation massique :

Tableau 6:Périodes et taux de participation massique

Case	Mode	Period sec	Sum UX	Sum UY	Nature de mouvement
Modal	1	0,78	8,062E-06	0,7018	Translation YY
Modal	2	0,661	0,2317	0,7019	Rotation
Modal	3	0,533	0,7114	0,7019	Rotation
Modal	4	0,181	0,7114	0,8877	
Modal	5	0,153	0,8151	0,8877	
Modal	6	0,125	0,8912	0,8877	
Modal	7	0,102	0,8912	0,8955	
Modal	8	0,098	0,8989	0,8955	
Modal	9	0,089	0,8993	0,8955	
Modal	10	0,079	0,9027	0,8955	
Modal	11	0,078	0,9027	0,9529	
Modal	12	0,066	0,94	0,9529	

Comparaison entre la période dynamique et la période empirique :

Tableau 7:Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

Tx [s]	Ty [s]	1.3 Tx [s]	1.3 Ty [s]	T (x) mod [s]	T(y) mod [s]	Condition du RPA
0,44	0,62	0,58	0,80	0,66	0,78	Non Vérifier

Quatrième variante de disposition des voiles :

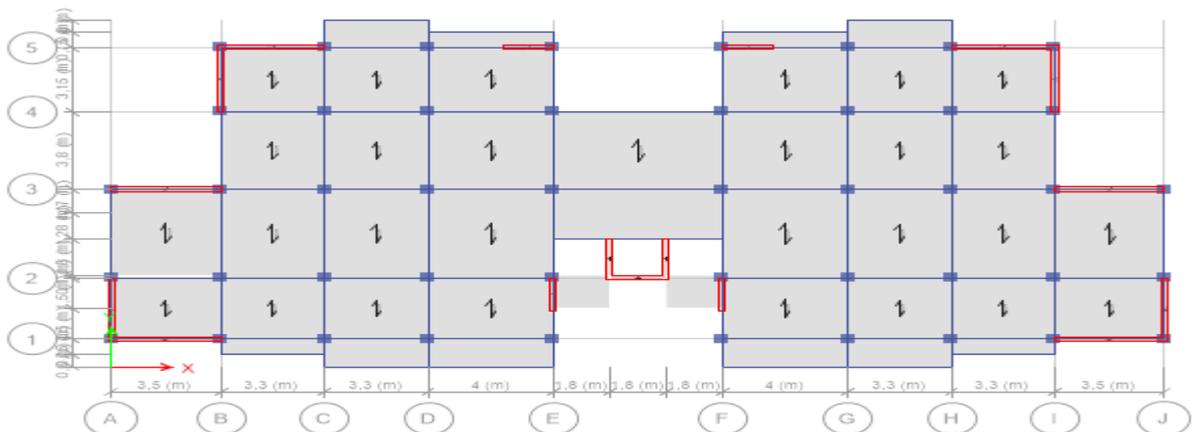


Figure 4:Quatrième variante de disposition des voiles

Périodes et taux de participation massique :

Tableau 8:Périodes et taux de participation massique

Case	Mode	Period sec	Sum UX	Sum UY	Nature de mouvement
Modal	1	0,788	5,754E-07	0,6769	Translation YY
Modal	2	0,569	0,6835	0,6769	Translation XX
Modal	3	0,524	0,6838	0,6769	Rotation
Modal	4	0,196	0,6838	0,7915	
Modal	5	0,177	0,6978	0,7915	
Modal	6	0,174	0,6978	0,8761	
Modal	7	0,168	0,7018	0,8761	
Modal	8	0,14	0,8796	0,8761	
Modal	9	0,118	0,8798	0,8761	
Modal	10	0,102	0,8798	0,8761	
Modal	11	0,081	0,8798	0,9451	
Modal	12	0,064	0,9491	0,9451	

Comparaison entre la période dynamique et la période empirique :

Tableau 9:Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

Tx [s]	Ty [s]	1.3 Tx [s]	1.3 Ty [s]	T (x) mod [s]	T(y) mod [s]	Condition du RPA
0,44	0,62	0,58	0,80	0,59	0,79	Non Vérifier

Cinquième variante de disposition des voiles :

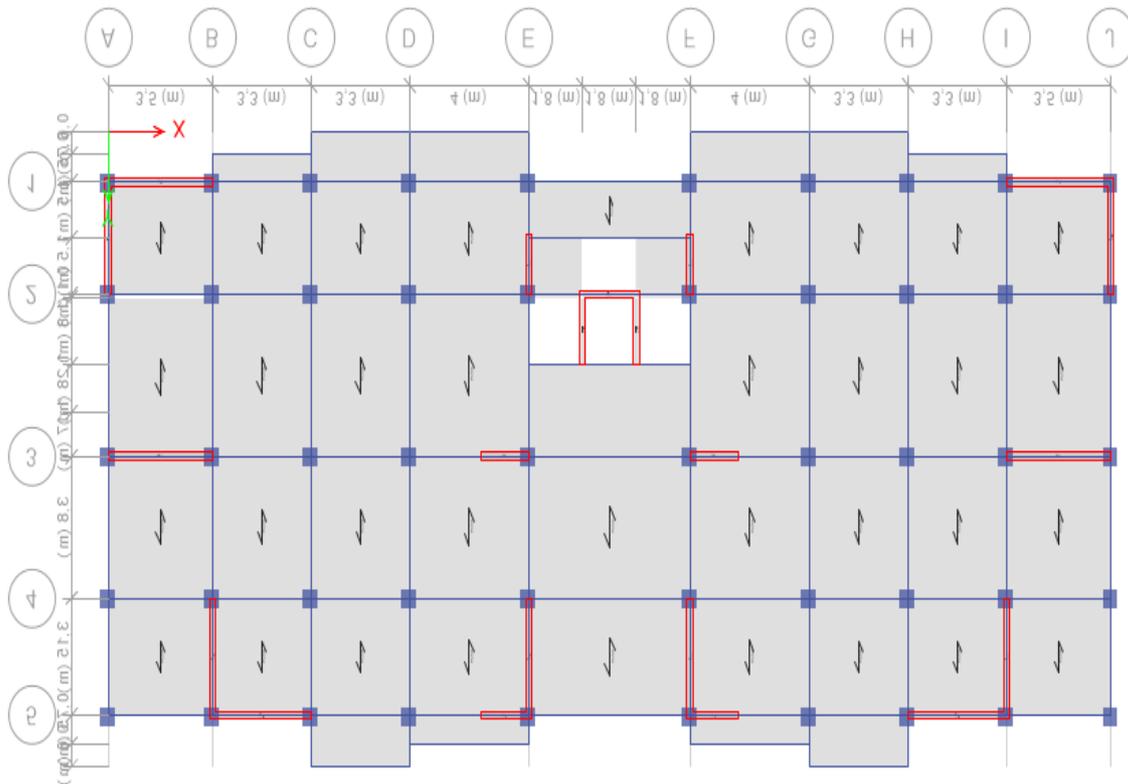


Figure 5 :Cinquième variante de la disposition des voiles

Périodes et taux de participation massique :

Tableau 10 :périodes et taux de participation massique

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period sec	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,69	0	0,6706
Modal	2	0,566	0,6905	0,6706
Modal	3	0,533	0,691	0,6706
Modal	4	0,184	0,691	0,6921
Modal	5	0,172	0,707	0,6921
Modal	6	0,163	0,7218	0,6921
Modal	7	0,152	0,7218	0,8746
Modal	8	0,142	0,8816	0,8747
Modal	9	0,12	0,8817	0,8747
Modal	10	0,101	0,8817	0,8747
Modal	11	0,067	0,8818	0,9463
Modal	12	0,065	0,9495	0,9463

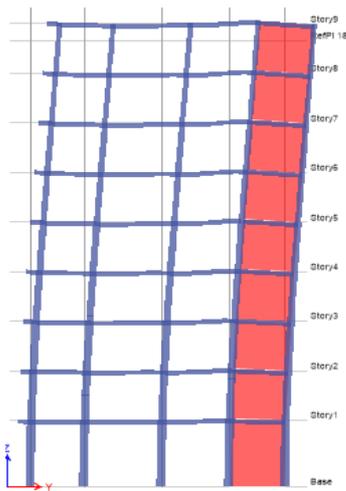


Figure 6: Mode N°1 translation sens YY

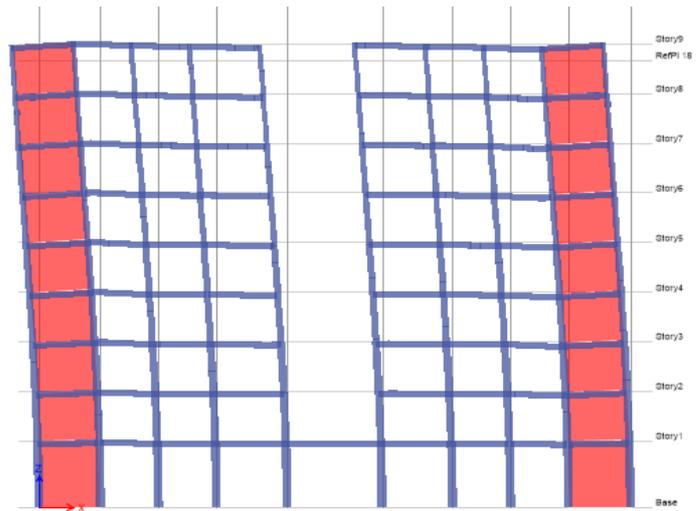


Figure 7: Mode N° 02 translation sens XX

Comparaison entre la période dynamique et la période empirique :

Tableau 11 : Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

T_x [s]	T_y [s]	$1.3 T_x$ [s]	$1.3 T_y$ [s]	$T(x)_{mod}$ [s]	$T(y)_{mod}$ [s]	Condition du RPA
0,44	0,62	0,58	0,80	0,55	0,71	Vérifier

Conclusion : tous les conditions sont vérifiées, donc la variante N° 5 est retenue pour contreventé les bâtiments objet de l'étude.

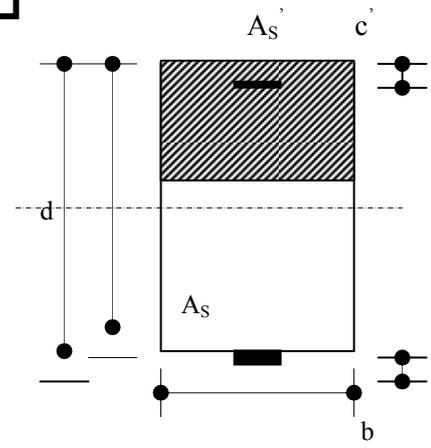
Remarque : le système de contreventement choisi initialement est le « système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, avec justification d'interaction portiques-voiles », par contre et après plusieurs variantes nous n'avons pas pu assurer les deux critères (la vérification de l'article N° 4.2.4 du RPA concernant estimation de la période fondamentale de la structure et la condition de justification de l'interaction voiles-portiques c'est-à-dire les charges verticales portées par les voiles ne dépassent pas 20%) en mêmes temps. Dans ce cas nous avons changer le système de contreventement vers le « système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé », caractérisé par la condition du taux des charges verticales portées par les voiles de contreventement qu'elle est plus de 20 %.

Tableau 12: Taux des charges verticales portés par les voiles

Niveau	Voiles	Poteaux	total	Pourcentage	Condition du Système de contreventement choisi
	KN	KN	KN	%	
09	-18941,9237	-23485,0314	-42426,9551	44,65	C.V
08	-16500,2395	-20183,6232	-36683,8627	44,98	C.V
07	-14944,9805	-16124,8652	-31069,8457	48,10	C.V
06	-12303,3841	-13163,3556	-25466,7397	48,31	C.V
05	-10267,9559	-9739,5661	-20007,522	51,32	C.V
04	-7407,0905	-7105,0336	-14512,1241	51,04	C.V
03	-4860,4636	-4313,6363	-9174,0999	52,98	C.V
02	-105,5956	-25,8602	-131,4558	80,33	C.V
01	-20168,2613	-28342,3978	-48510,6591	41,57	C.V

ganigramme 1 section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

LES DONNEE
Caractéristique du béton et l'acier
Sollicitation M_U



Cas generale

$\gamma_b=1,5$

$\gamma_s=1,15$

cas accidentale

$\gamma_b=1,15 \quad \gamma_s=1$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

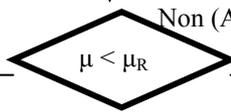
$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

Oui ($A_s' = 0$)

Non ($A_s' \neq 0$)

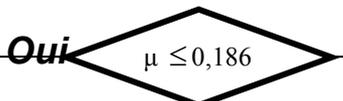


$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d-c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



Non

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

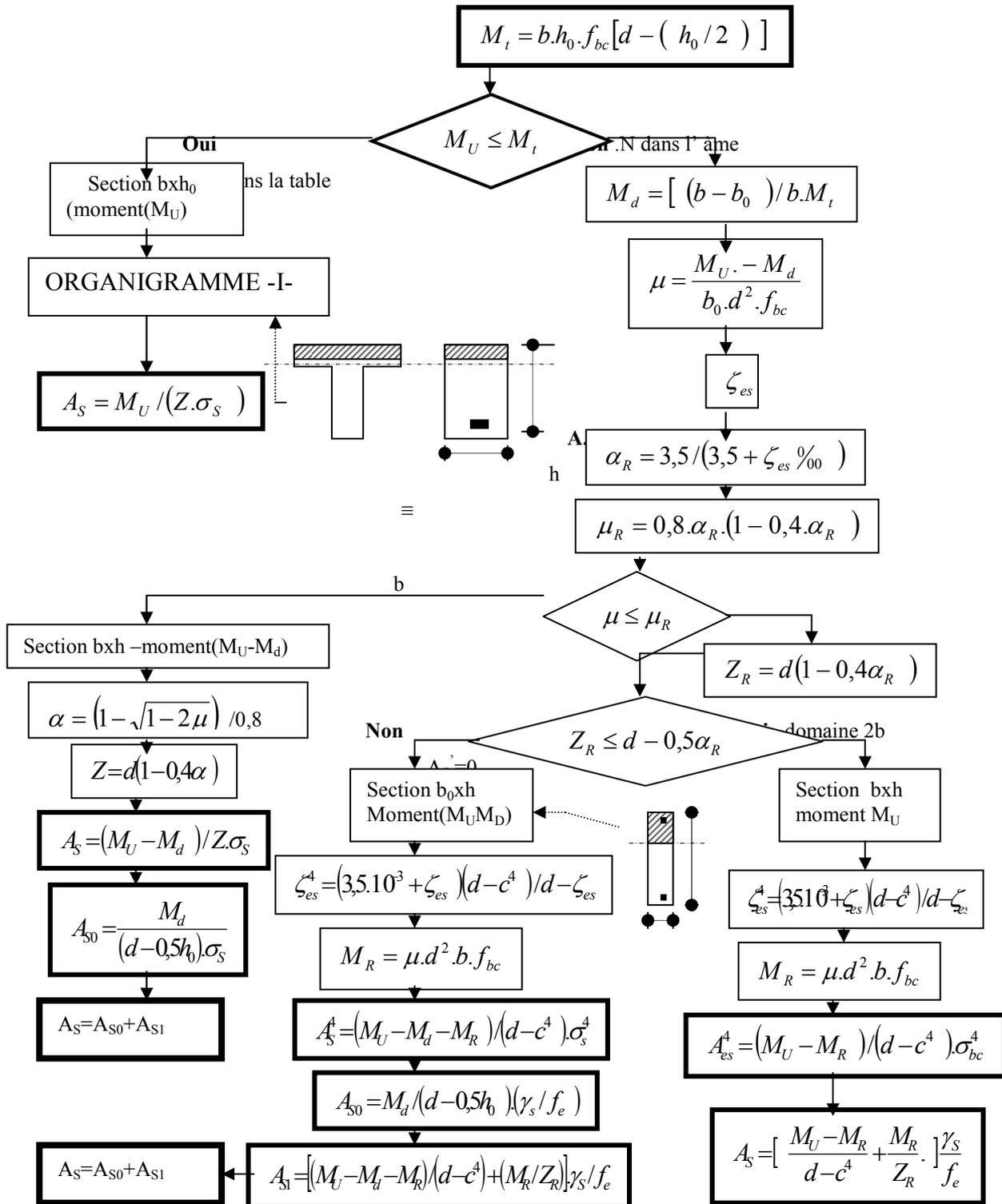
$$\epsilon_s = 3,50/100 \cdot \left[\frac{1-\alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d-c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

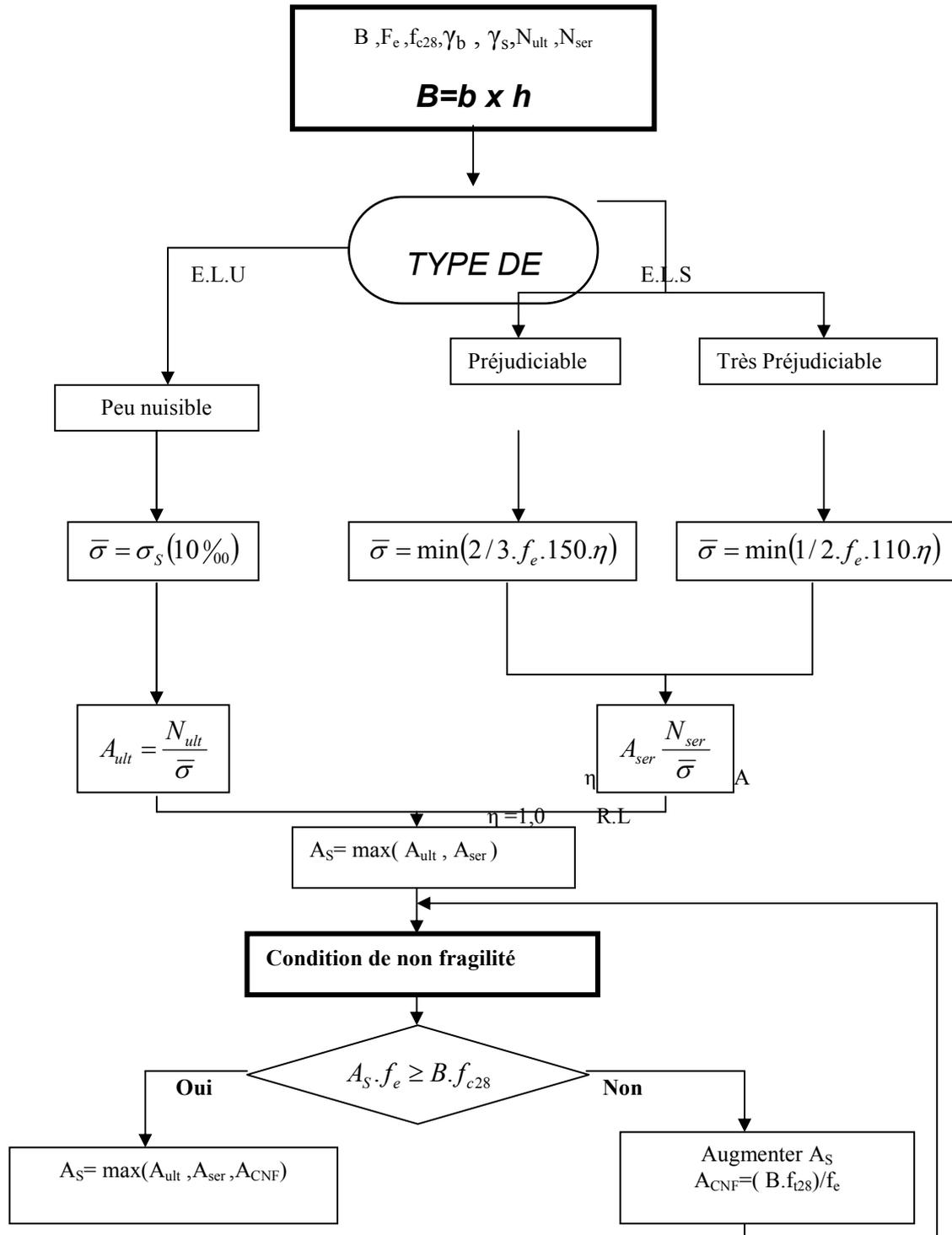
$$A_s = \left[\frac{(M_U - M_R)}{(d-c')} + \frac{M_R}{Z_R f_e / \gamma_s} \right]$$

Organigramme 2
calcul d'une section en T
à l'E.L.U en flexion simple



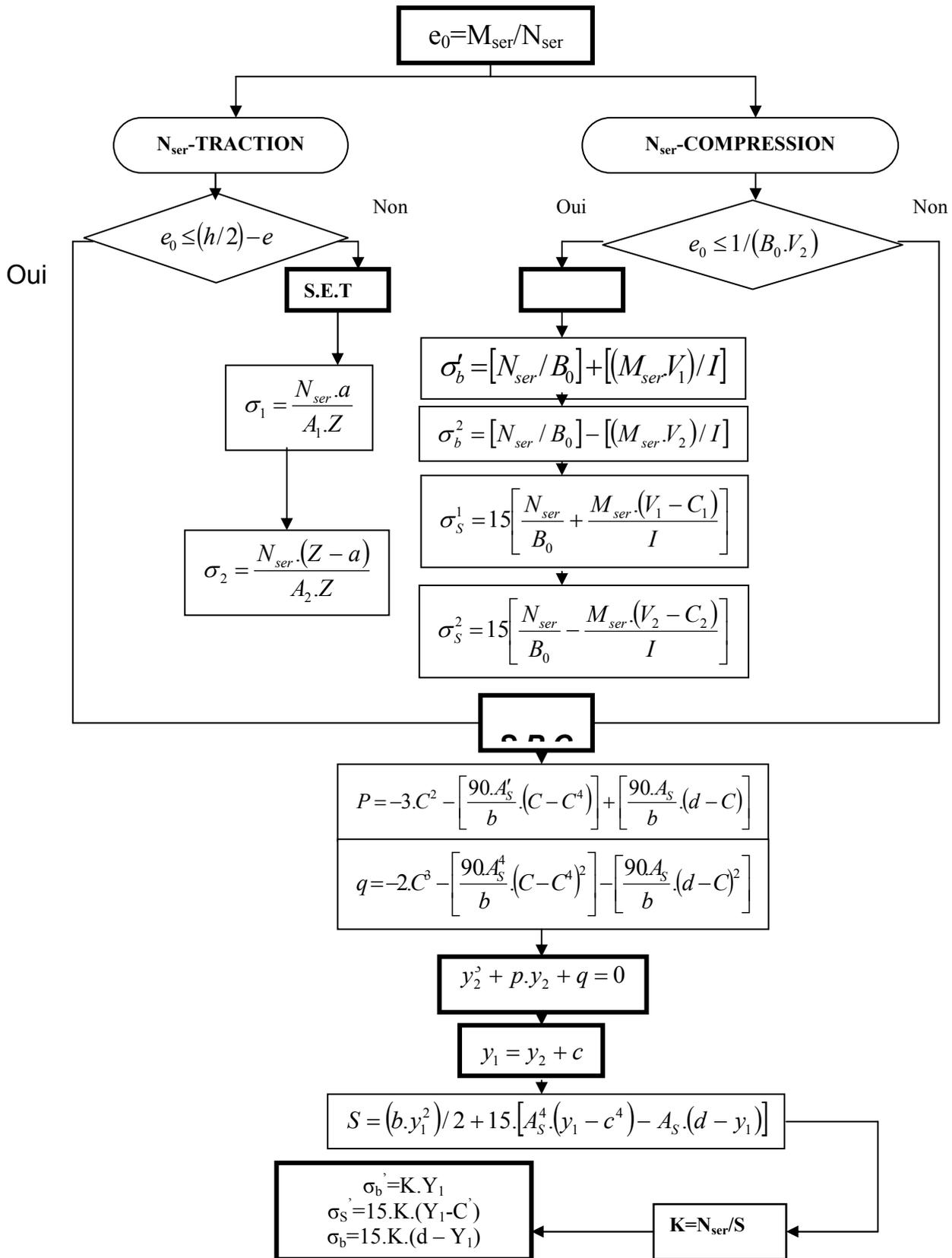
Organigramme 3

traction simple



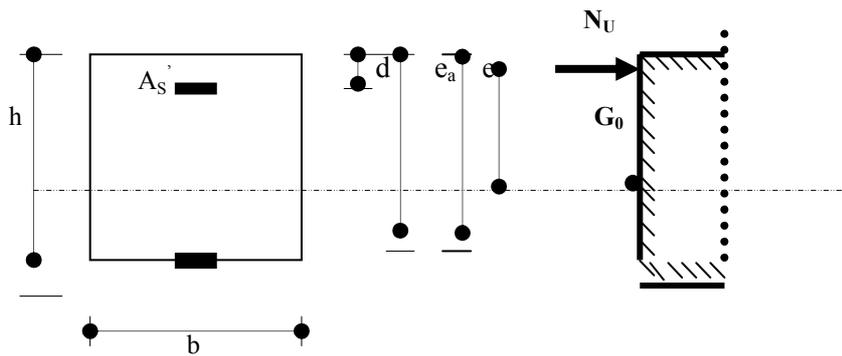
Organigramme4

flexion composee à E.L.S

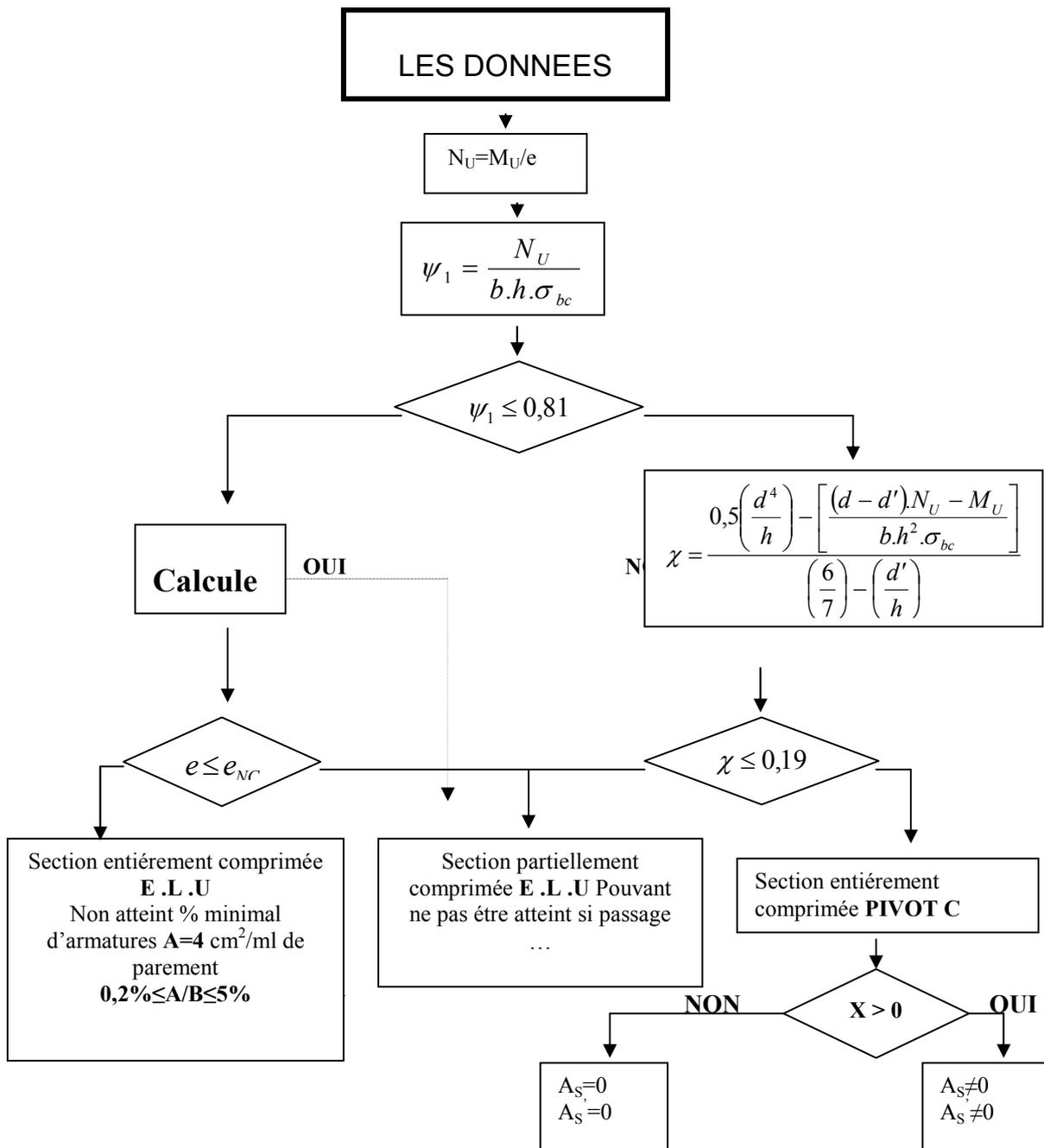


Calcul d'une section rectangulaire

à l'E.L.U en flexion composée

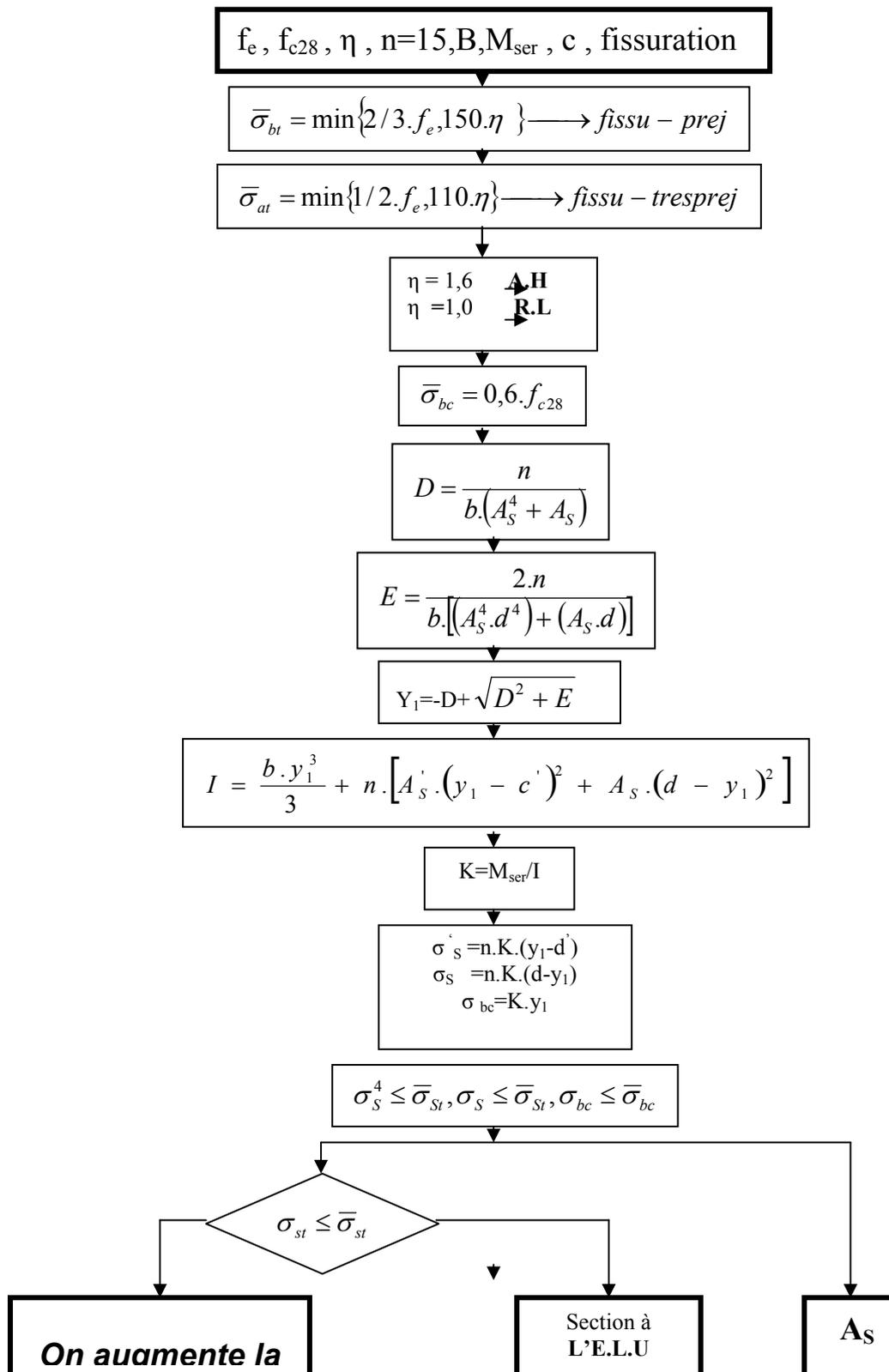


d'



Organigramme 6

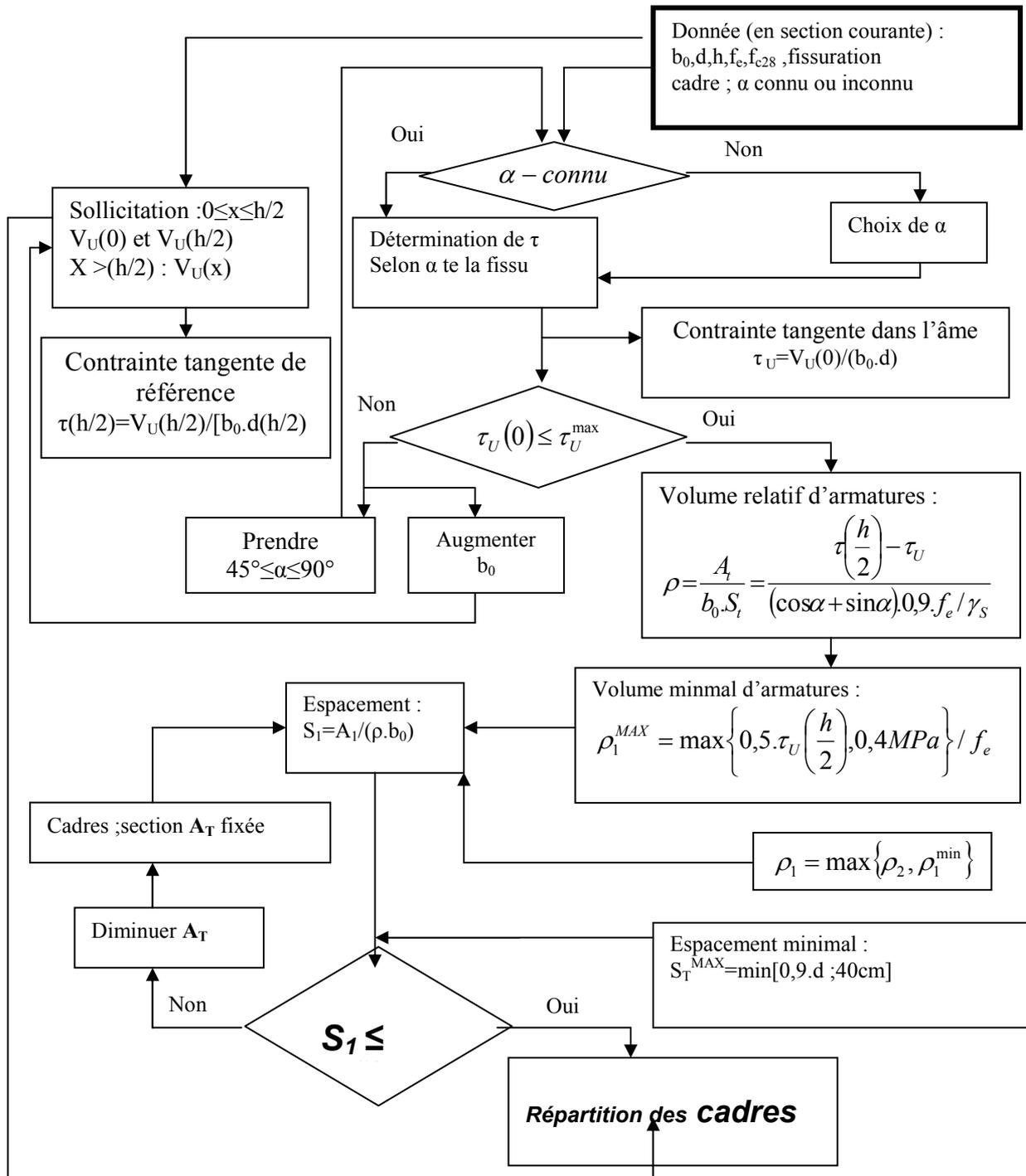
verification d'une section
rectangulaire a L'E.L.U



Organigramme 7

calcul des armatures d' une poutre soumise
a l'effort tranchant

Annexe N° 04



N°	Nom de la tâche	Durée	Début	2020				2021				2022					
				T3	T4	T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	
	Durée: 10,5 jours	10,5j	Mar 16/08/22														
18	Réception et levé des réserves	10,5 jours	Mar 16/08/22														
	Durée: 14 jours	14j	Ven 18/10/19														
2	Décappage de la terre végétale	14 jours	Ven 18/10/19														
	Durée: 21 jours	21j	Dim 01/09/19														
1	Insallatio du chantier	21 jours	Dim 01/09/19														
	Durée: 26 jours	26j	Mar 05/11/19														
4	Béton de proprété	26 jours	Mar 05/11/19														
	Durée: 27 jours	27j	Ven 25/10/19														
3	Fouille en Excavation	27 jours	Ven 25/10/19														
	Durée: 50 jours	50j	Jeu 02/01/20														
7	Remblais	50 jours	Jeu 02/01/20														
	Durée: 54 jours	54j	Lun 02/12/19														
6	Avant poteau et voiles	54 jours	Lun 02/12/19														
	Durée: 60 jours	60j	Sam 15/01/22														
14	Menuiserie (Bois + Alluminium + Métalique)	60 jours	Sam 15/01/22														
	Durée: 61 jours	61j	Ven 15/11/19														
5	Radier Générale	61 jours	Ven 15/11/19														
	Durée: 103 jours	103j	Mar 05/10/21														
15	Electricité	103 jours	Mar 05/10/21														
	Durée: 105 jours	105j	Lun 15/11/21														
12	Revetements des sols et murs	105 jours	Lun 15/11/21														
	Durée: 110 jours	110j	Lun 03/01/22														
13	Peinture	110 jours	Lun 03/01/22														
	Durée: 120 jours	120j	Mer 04/03/20														
8	Langrines + plateforme	120 jours	Mer 04/03/20														
	Durée: 140 jours	140j	Mar 04/01/22														
17	Etanchéité	140 jours	Mar 04/01/22														
	Durée: 190 jours	190j	Jeu 05/08/21														
16	Plomberie	190 jours	Jeu 05/08/21														
	Durée: 296 jours	296j	Mer 16/12/20														
11	Les enduits (en ciment et platre)	296 jours	Mer 16/12/20														
	Durée: 320 jours	320j	Ven 16/10/20														
10	Maoçonnerie intérieur et extérieurs	320 jours	Ven 16/10/20														
	Durée: 398 jours	398j	Ven 03/04/20														
9	Béton en élévation + planchers	398 jours	Ven 03/04/20														

Projet : msproj11
Date : Mer 19/06/19

Tâche manuelle █

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

CODE	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	Quantité (1 bâtiment)	Quantité (54 bâtiments)	Prix unitaire	Montant Hors Tax
B-TERRASSEMENTS						
B-001	Décapage de la terre végétale sur une épaisseur 0,30 m pour préparation des plates formes y compris transport à la décharge publique	m ²	630,00	34 020,00	150,00	34 020,00
B-006	Fouille en excavation dans terrain ordinaire profondeur suivant plans, exécutées mécaniquement ou manuellement y compris toutes sujétions d'exécution suivant les règles de l'art.	m ³	865,00	46 710,00	450,00	46 710,00
B-021	Remblai avec les terres provenant des déblais par couches successives de 0,20 m d'épaisseur, bien arrosées et compactées mécaniquement avec toutes les sujétions de matériels, de main d'œuvres et d'exécution suivant les règles de l'art.	m ³	500,00	27 000,00	500,00	27 000,00
S/TOTAL						107 730,00
C- INFRASTRUCTURE						
C-002	Confection et mise en œuvre de Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 ciment CEM II /A 42,5 N, (CPJ) dimensions et épaisseur suivant plans, y compris confection, transport, mise en œuvre et toutes sujétions suivant les règles de l'art.	m ³	58,00	3 132,00	6 500,00	20 358 000,00
C-003	Béton armé en fondation ,dosé à 350 kg/m3 en ciment CEM II /A 42,5 N, (CPJ) soigneusement vibré, densité environ 305kg d'aciers/m3 (+ ou - 10%), coffrages en bois ou métallique, y compris confection, transport, manutention et toutes sujétions de mise en œuvre et de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.					
	- Pour Radier	m ³	227,00	12 258,00	50 000,00	612 900 000,00
	- Pour Nervures	m ³	123,00	6 642,00	50 000,00	332 100 000,00
	- Avant poteau et voiles	m ³	6,25	337,50	50 000,00	16 875 000,00
	- Longrine	m ³	27,00	1 458,00	50 000,00	72 900 000,00
C-010	Confection et mise en œuvre d'Hérissos en pierre sèche de 0,20 m d'épaisseur, soigneusement posé à la main, remplissage des vides y compris film de polyane et toutes sujétions de fourniture, de pose et d'exécution suivant les règles de l'art.	m ²	427,00	23 058,00	3 000,00	69 174 000,00
C-011	Confection et mise en œuvre de béton légèrement armé dosé à 350kg/m3 ciment CEM II /A 42,5 N, (CPJ) pour dalle flottante Ep.:0,10m y compris ferrailage en treillis soudés maille 15x15 Ø4mm, manutention, vibration et parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m ²	427,00	23 058,00	8 000,00	184 464 000,00
C-013	Badigeon au flinkoat sur les ouvrages en béton enterrés ou en contact avec la terre, en application d'un enduit à froid en deux couches entrecroisées y compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	500,00	27 000,00	500,00	13 500 000,00
S/TOTAL						1 322 271 000,00
D- SUPERSTRUCTURE						
D-001	Confection et mise en œuvre de béton armé en élévation, béton dosé à 350 kg/m3 CEM II /A 42,5 N, (CPJ) soigneusement vibré y compris toutes sujétions de mise en œuvre et de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m ³	450,00	24 300,00	50 000,00	1 215 000 000,00
D-003	Confection et mise en œuvre de plancher semi-préfabriqué (16+4)cm, ou (16+5)cm, composé de poutrelles armées préfabriquées ou coulées sur place, hourdis en corps creux, remplissage entre les hourdis en béton, dalle de compression en béton dosé à 350 kg/m3 en ciment CEM II /A 42,5 N, (CPJ) , y compris toutes sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m ²	3 137,00	169 398,00	3 500,00	592 893 000,00
S/TOTAL						1 807 893 000,00
F- MACONNERIE						
	Confection et mise en œuvre de maçonnerie double cloisons en briques creuses (15+5+10) préalablement humidifiées, avec vide d'air, hourdée au mortier de ciment dosé à 350 kg/m3, y compris toutes sujétions de parfaite réalisation selon les règles de l'art. Ep.:30cm	m ²	2 105,00	113 670,00	2 000,00	227 340 000,00
F-007	Confection et mise en œuvre de maçonnerie simple cloison en briques creuses préalablement humidifiées hourdée au mortier de ciment dosé à 350 kg/m3, y compris toutes sujétions de parfaite réalisation selon les règles de l'art. Ep.:10cm	m ²	2 936,00	158 544,00	1 000,00	158 544 000,00
S/TOTAL						385 884 000,00

G- ENDUITS						
G-001	Confection et mise en œuvre d'enduit <u>extérieur</u> au mortier de ciment dosé à 400 kg/m ³ y compris recoins, accès difficiles, angles saillants ou rentrants, arêtes et toute autres sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m ²	2 105,00	113 670,00	1 000,00	113 670 000,00
G-002	Confection et mise en œuvre d'enduit <u>intérieur (sur mur)</u> au mortier de ciment dosé à 400 kg/m ³ y compris recoins, accès difficiles, angles saillants ou rentrants, arêtes et toute autres sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m ²	5 872,00	317 088,00	400,00	126 835 200,00
G-003	Confection et mise en œuvre d'enduit <u>intérieur (sous plafonds)</u> au mortier de ciment dosé à 400 kg/m ³ y compris gorges, recoins, accès difficiles, angles saillants ou rentrants, arêtes et toute autres sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m ²	315,00	17 010,00	450,00	7 654 500,00
G-005	Confection et mise en œuvre d'enduit <u>intérieur (sous plafonds)</u> au mortier de plâtre y compris gorges, recoins, accès difficiles, angles saillants ou rentrants, arêtes et toute autres sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m ²	2 824,00	152 496,00	740,00	112 847 040,00
					S/TOTAL	361 006 740,00
H- REVETEMENTS						
H-003	Fourniture et pose de revêtement de sol en compacto 1°choix, y compris chape de béton Ep.: 7 à 10cm dosé à 400kg/m ³ et bain de mortier dosé à 300 kg/m ³ , joints, barbotine en ciment blanc et toutes sujétions de bonne exécution et de parfaite réalisation suivant les règles de l'art. Les carreaux devront être préalablement soumis à l'agrément du maître de l'ouvrage.	m ²	3 137,00	169 398,00	3 600,00	609 832 800,00
H-011	Fourniture et pose de revêtement de marche Ep.:3cm et contre marches Ep.:2cm en éléments en marbre en deux couleurs de 1°choix soumis préalablement à l'agrément du maître d'ouvrage, posé au bain de mortier de ciment, gabarit suivant le projet, mesuré au nez de marche suivant emmarchement, y compris toutes sujétions de fournitures, de pose et de parfaite finitions suivant les règles de l'art.	m ²	123,00	6 642,00	16 000,00	106 272 000,00
H-020	Fourniture et pose de Plinthe en compacto 1°choix posée à bain de mortier de ciment, y compris retours, coupes, angles rentrants ou saillants, en crémaillère et toutes sujétions de bonne exécution suivant règles de l'art. La qualité et la couleur devront être préalablement soumises à l'agrément du maître de l'ouvrage.	ml	700,00	37 800,00	500,00	18 900 000,00
H-024	Fourniture et pose de Revêtement mural en faïence de 1°choix y compris mortier de pose, bain de ciment blanc et toutes sujétions de bonne exécution suivant règles de l'art.	m ²	740,00	39 960,00	1 500,00	59 940 000,00
					S/TOTAL	794 944 800,00
I - PEINTURE						
I-001	Fourniture confection et mise en œuvre d'enduit de peinture sur mur ou sous plafonds Y/C traitement des fissures, rebouchage des orifices, réglage des surfaces, ponçage et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art	m ²	8 696,00	469 584,00	1 200,00	563 500 800,00
I-003	Fourniture confection et mise en œuvre de peinture laquée en deux couches teintées aux choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art sous plafonds intérieur	m ²	315,00	17 010,00	600,00	10 206 000,00
I-005	Fourniture confection et mise en œuvre de peinture vinylique en deux couches teintées aux choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art sous plafonds intérieur	m ²	2 824,00	152 496,00	400,00	60 998 400,00
I-006	Fourniture confection et mise en œuvre de peinture vinylique en deux couches teintées aux choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art sur mur intérieur	m ²	5 872,00	317 088,00	400,00	126 835 200,00
I-007	Fourniture confection et mise en œuvre de peinture vinylique en deux couches teintées aux choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art sur mur extérieur	m ²	2 105,00	113 670,00	400,00	45 468 000,00
					S/TOTAL	807 008 400,00
J - ETANCHEITE						

J-002	Fourniture confection et mise en œuvre d'isolation thermique en terrasse composé de: - 01 couche d'imprégnation à froid EIF 0,3 kg/m2 - 01 couche E.A.C à raison de 1,5 kg/m² - 01 film polyane - 01 couche de polystyrène expansé ép. 6cm en plaques jointives - 01 film polyane y compris toutes sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art	m²	515,00	27 810,00	1 200,00	33 372 000,00
J-003	Fourniture confection et mise en œuvre de béton pour forme de pente dosé à 250 kg/m3 épaisseur moyenne 11cm (point bas = 07cm) y compris réglage des pentes suivant plans, joint de fractionnement et pontage périphériques en joint mou, chape de finition avec surfaçage et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art	m²	515,00	27 810,00	1 000,00	27 810 000,00
J-004	Fourniture confection et mise en œuvre d'étanchéité multicouches par feutre 36S système indépendant constituée de : - 01 couche de papier Kraft - 01 couche d'imprégnation à froid EIF 0,3 kg/m2 - 01 feutre bitumé type 36 S armature VV HR - 01 couche d'EAC 1,5 kg/m2 - 01 feutre bitumé type 36 S - 01 couche d'EAC 1,5 kg/m2 - 01 feutre bitumé type 36 S - 01 couche d'EAC 1,5 kg/m2 - 01 feutre bitumé type 36 S armature VV HR - 01 couche d'EAC 1,5 kg/m2 y compris recouvrement des lés sur 10cm minimum et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art	m²	515,00	27 810,00	1 100,00	30 591 000,00
J-005	Fourniture confection et mise en œuvre de relevé d'étanchéité en feutre bitumé armé type 40 de hauteur supérieur à 20 cm constituée par : - 01 couche d'imprégnation à froid EIF - 01 couche d'EAC - 01 couche de paxalumin ou bitume armé type 40 toile auto-protégé par feuille aluminium 0,08 mm, raccordement par soudure à la lampe, engravures, relevés, débords, l'ensemble appliqué jusqu'au becquet de l'acrotère et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art	ml	120,00	6 480,00	800,00	5 184 000,00
J-006	Fourniture confection et mise en œuvre de protection de l'étanchéité par une couche de gravillon roulé blanc 8/15 préalablement lavé de 0,04 m d'épaisseur y compris toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art	m²	515,00	27 810,00	300,00	8 343 000,00
J-010	Fourniture confection et mise en œuvre d'ensemble gargouille Diam : 110 et crapaudine pour descente des eaux pluviales. Gargouille composée d'une feuille de 40x40 en plomb laminé de 2mm d'épaisseur avec manchon façonné descendant d'au moins 30 cm dans le tuyau de descente des eaux pluviales. Crapaudine en fil galvanisé y compris toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art	U	4,00	216,00	2 500,00	540 000,00
S/TOTAL						105 840 000,00
K-MENUISERIE BOIS						
K-005	Fourniture et pose de porte pleine à deux vantaux en bois rouge du nord 1 ^{er} choix y compris cadre 12cm, quincaillerie et serrurerie de grande qualité et de 1° choix, vitrerie si nécessaire, 02 couches d'imprégnation à l'huile de lin, 02 couches de peinture de finition selon choix du maître d'ouvrage et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art Dim:1,60x2,20m	U	32,00	1 728,00	30 000,00	51 840 000,00
K-009	Fourniture et pose de porte pleine à un vantail en bois rouge du nord 1 ^{er} choix y compris cadre 12cm, quincaillerie et serrurerie de grande qualité et de 1° choix, 02 couches d'imprégnation à l'huile de lin, 02 couches de peinture de finition selon choix du maître d'ouvrage et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art Dim:0,94x2,20m	U	200,00	10 800,00	20 000,00	216 000 000,00
K-011	Fourniture et pose de porte pleine à un vantail en bois rouge du nord 1 ^{er} choix y compris cadre 12cm, quincaillerie et serrurerie de grande qualité et de 1° choix, 02 couches d'imprégnation à l'huile de lin, 02 couches de peinture de finition selon choix du maître d'ouvrage et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art Dim:0,74x2,20m	U	8,00	432,00	15 000,00	6 480 000,00
S/TOTAL						274 320 000,00
L -MENUISERIE METALIQUE ET FERRONERIE						

L-006	Fourniture et pose de porte métallique de haute résistance à deux vantaux constitués de montants et traverses en acier plein, avec placage sur les deux faces en tôle 20/10°, assemblage par soudure autogène et encastrement des serrures de sécurité de 1° choix, y compris deux couches de protections et une couche de finition, vitrage armé et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art Dim:1,60x2,30m (voir détails plan de menuiserie)	U	1,00	54,00	55 000,00	2 970 000,00
S/TOTAL						2 970 000,00
M - MENUISERIE EN ALLUMINIUM						
M-004	Fourniture et pose de fenêtre en aluminium coulissante, quincaillerie de grande qualité et de 1° choix, avec cadre et pré-cadre, joint d'étanchéité, vitrage simple ou martelé selon choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite finition et mise en œuvre suivant les règles de l'art. Dim:1,20x1,40m	U	112,00	6 048,00	50 000,00	302 400 000,00
S/TOTAL						302 400 000,00
Electricité						
M-004	Fourniture et pose de appareillages, cablerie, lampes, hublots, selon choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite finition et mise en œuvre suivant les règles de l'art.	Ens	32,00	1 728,00	70 000,00	120 960 000,00
S/TOTAL						120 960 000,00
Plomberie & sanitaire						
M-004	Fourniture et pose de tuyaux, rinets, vannes d'arrte, chauffe bain, mélangeurs e'appareillages de la pl, cablerie, lampes, hublots, selon choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite finition et mise en œuvre suivant les règles de l'art.	Ens	32,00	1 728,00	100 000,00	172 800 000,00
S/TOTAL						172 800 000,00
TOTAL GENERAL						6 458 405 670,00