

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Année : 2019

Faculté : Sciences de l'Ingénierat

Département : Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de : MASTER

Thème :

**Etude technique d'un bâtiment « sous-sol, entre-sol, RDC + 5 »
D'une forme irrégulière à usage multiple**

Domaine : Sciences et Technologies

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Par :

Habita Youcef Ihab

Semmouk Oussama

DIRECTEUR DE MEMOIRE : MERZOUZ MOULOUDE PR BADJI MOKHTAR - ANNABA

DEVANT LE JURY

EXAMINATEURS: Mr. Gouasmia Abdelhacin

EXAMINATEURS: Mr. Selougha Mokhtar

Remerciement

Nous nous remercions dieu de nous avoir aidé et
Encourager pour établir ce mémoire

Aussi nous remercions notre encadreur Mr. MERZOUUD . M , pour ces
précisions conseils

Nous remercions également Mr. HABITA . M . F qui nous a aidé
Pour élaborer ce travail

Nous remercions tous ; nous n'oublierons jamais
Les bons moments que nous avons passés ensemble.

Oussama et Youcef Ihab

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

à

Mes parents qui m'ont beaucoup aidé par tous les moyens, et grâce à leur sacrifice j'ai arrivé à mon but

à

Mes chères sœurs

à

Toute ma famille

à

Mon collègue Youcef Ihab

à

Tous mes amis

Oussama

Dédicace
Je dédie ce modeste travail

à
Mes chers parents qui ont sacrifiés leurs vies pour notre bien.

à
mes frères

à
Toute la famille : Habita

à
Mon binôme Oussama

à
Tous mes amis

*Et en dernier, un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une
Manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu.*

Youcef Ihab

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué d'un sous-sol , un entresol et un rez-de-chaussée plus 5 étages implantée dans la wilaya d'Annaba .

Cette région est classé en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

Cette étude se compose de six parties :

- La première partie entame la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, ensuite les caractéristiques des matériaux.
- La deuxième partie entame le pré-dimensionnement de la structure et la descente des charges.
- La troisième partie entame l'étude dynamique de la structure en utilisant le logiciel ROBOT afin de déterminer les différents sollicitations dues aux chargement (charges permanentes, charges d'exploitations et charges sismique).
- La quatrième partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (planchers, poteaux, poutres, voiles).
- La cinquième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les escaliers et l'acrotère).
- Le sixième partie est pour l'étude de l'infrastructure

Tous les calculs sont fait en tenant compte des règlements de calcul et vérification du béton armé (RPA99V2003, BAEL91 modifié 99).

Mots clés : bâtiment, béton, ROBOT, RPA99 V2003, (BAEL91).

المخلص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من طابق تحت ارض , طابق بين أرضي طابق ارضي وخمسة طوابق علوية بولاية عنابة المصنفة ضمن المنطق الزلزالية رقم 2 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل اشتملت الدراسة على ستة محاور:

- المحور الأول : تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع والبنية ، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر و حمولة كل عنصر مكون لها، بالإضافة إلى خصائص المواد .
- المحور الثاني : دراسة أبعاد مختلف العناصر و تقدير مختلف الأحمال
- المحور الثالث : الدراسة الديناميكية للبنية بواسطة برنامج ROBOT الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر .
- المحور الرابع : يقوم بدراسة و تسليح الأجزاء المقاومة من البنية (البلاطات ، الأعمدة الرافعات ، الأشرعة) .
- المحور الخامس : مخصص لدراسة العناصر الثانوية (الدرج ، التراس)
- المحور السادس : هدفه دراسة الأساسات

الدراسة تأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل. كل هذا اعتمادا على قواعد الحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة: BAEL 91 . RPA99 V23

الكلمات المفتاحية : العمارة , الخرسانة, ROBOT , BAEL 91 ; RPA99 V2003,

Summary

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building multiuse consists of basement, between ground , a ground story + 5 floor implanted in the wilaya of Annaba.

This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99V2003.This study consists of six parts :

- The first part : the general detailing of the project including presentation of the architectural aspects of building elements, with the initial dimensions beside the specification of the materials .
- The second part : the study of the different component and the value of loads , then the pre-sizing of the structure and finally the descent of load .
- The third part : the dynamic study of the structure determined by ROBOT to various stresses to loads (permanent loads, operational and seismic loading)
- The fourth part : the reinforcement of the various resistance elements of the structure (columns, beams, walls sails).
- The fifth part : specifically particularized to secondary elements (the staircase , the parapet wall).
- The sixth part : the study of the infrastructure

Using the rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003,BAEL91 modified 99).

Keywords : building, concrete, ROBOT, RPA99 V2003, BAEL91.

Sommaire

1	Présentation de l'ouvrage :.....	3
1.1	Présentation détaillée du projet :	3
1.1.1	Le sous-sol contient :.....	3
1.1.2	Le Rez-de-chaussée contient :.....	3
1.1.3	L'entre sol contient.....	3
1.1.4	Le 1 ^{er} étage contient :.....	3
1.1.5	Le 2 ^{ème} étage contient :	4
1.1.6	Le 3 ^{ème} étage contient :	4
1.1.7	Le 4 ^{ème} étage contient :	4
1.1.8	Le 5 ^{ème} étage contient :	5
1.2	caractéristiques géométriques du bâtiment	5
1.3	Caractéristiques géométriques du sol.....	5
1.4	Les éléments d'une construction	5
1.5	les charges	6
1.6	Conception de la structure.....	6
1.6.1	Planchers.....	6
1.6.2	Contreventement.....	6
1.6.3	Escaliers.....	7
1.6.4	Ascenseur.....	7
1.6.5	Maçonnerie	7
1.6.6	Revêtement	7
1.6.7	Fondations :	7
1.7	Type de coffrage utilisé.....	7
1.8	Caractéristique mécanique des matériaux :	8
1.8.1	Le béton :	8
1.8.1.1	Principaux caractéristiques et avantages de béton :.....	8
1.8.1.2	Résistance caractéristique à la compression :	9
1.8.1.3	Résistance caractéristique à la traction :	9
1.8.2	Méthode de calcul :.....	9
1.8.3	Définition des états limites :	9

1.8.3.1	Etat limite ultime (ELU) :	10
1.8.3.2	Etat limite de service (ELS) :	10
1.8.4	Déformation et contrainte de calcul :	10
1.8.4.1	Etat limite ultime de résistance	10
1.8.4.2	Contrainte admissible de cisaillement :	12
1.8.5	Module de déformation longitudinale du béton :	12
1.8.5.1	Module de déformation instantanée :	12
1.8.5.2	Module de déformation différée :	12
1.8.5.3	Module de déformation transversale :	12
1.8.6	Les aciers :	12
1.8.6.1	Contrainte limite de traction des armatures :	13
1.8.6.2	Poids volumique :	13
1.8.6.3	Etats limites :	14
1.8.6.3.1	ELU :	14
1.8.6.3.2	ELS :	16
1.8.6.4	Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :	16
1.8.6.4.1	Etat limite ultime :	16
1.8.6.4.2	Etat limite de service :	16
2	Pré-dimensionnement des éléments	18
2.1	Introduction	18
2.2	Pré-dimensionnement des poutres	18
2.2.1	Poutre principales	18
2.2.2	poutres secondaires	19
2.3	pré-dimensionnement des poteaux	20
2.3.1	Poteau (55 × 55) :	20
2.3.2	Poteau (30 × 30) :	20
2.3.3	Poteau circulaire D = 45 cm :	21
2.4	Pré-dimensionnement de plancher à corps creux	21
2.4.1	Pré-dimensionnement des poutrelles	22
2.4.2	Pré-dimensionnement de la dalle pleine	22
2.5	Pré-dimensionnement des voiles	23
2.5.1	sous-sol	24
2.5.2	étages courants	24

2.6	Evaluation des charges	24
2.6.1	Charge permanentes G.....	24
2.6.1.1	Plancher terrasse.....	24
2.6.1.2	Plancher courant.....	25
2.6.1.3	Plancher sous-sol.....	26
2.6.1.4	mur extérieur (double parois).....	26
2.6.1.5	mur intérieur (simple parois).....	27
2.6.2	Charge d'exploitation Q	27
2.7	La descente des charges	28
2.7.1	Principe	28
2.7.2	Poteau (50×50).....	28
2.7.2.1	Charge Permanente G	28
2.7.2.2	Charge d'exploitation Q.....	33
2.7.2.2.1	Loi de dégression	33
2.7.2.3	Vérifications du $1,1 N_u \leq N_u$:	34
2.7.3	Poteau (30×30).....	35
2.7.3.1	Charge permanente G.....	35
2.7.3.2	Charge d'exploitation Q.....	37
2.7.3.3	Vérifications du $N_u \leq N_u$:	37
2.7.4	Poteau circulaire (D = 45 cm) :	38
2.7.4.1	Vérifications du $N_u \leq N_u$:	38
2.7.5	Vérification du flambement.....	40
2.7.5.1	Poteau (55 × 55)	40
2.7.5.2	poteau (30 × 30).....	40
2.7.5.3	poteau circulaire (D = 45 cm)	40
3	Etude sismique.....	42
3.1	Introduction :	42
3.2	Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques : ...	42
-	La méthode statique équivalente.	42
3.2.1	Méthode statique équivalente :.....	42
3.2.1.1	Principe de la méthode :.....	42
3.2.1.2	Modélisation :.....	42
3.2.1.3	Domaine d'application :.....	43

3.2.2	Méthode d'analyse modale spectrale:	43
3.2.2.1	Principe de la méthode :	43
3.2.2.2	Modélisation :	43
3.2.2.3	Domaine d'application :	43
3.2.3	Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	43
3.3	Choix de la méthode de calcul :	44
3.4	Définition du spectre de réponse de calcul :	44
3.5	Classification des zones sismiques :	45
3.6	Classification de l'ouvrage :	45
3.7	Classification du site :	46
3.7.1	Catégorie S_1 (site rocheux) :	46
3.7.2	Catégorie S_2 (site ferme) :	46
3.7.3	Catégorie S_3 (site meuble) :	46
3.7.4	Catégorie S_4 (site très meuble) :	46
3.8	Coefficient d'accélération A :	47
3.9	Facteur d'amplification dynamique moyen D :	47
3.9.1	Périodes caractéristiques T_1, T_2 :	48
3.9.2	Coefficient de correction d'amortissement η :	48
3.9.3	Période fondamentale (T) :	48
3.10	Coefficient de comportement global de la structure R :	48
3.11	Facteur de qualité Q :	49
3.12	Poids de la structure	49
3.13	Détermination des paramètres des combinaisons d'action :	50
3.14	La modélisation de la structure :	50
3.14.1	Présentation du logiciel " Robot " :	50
3.14.2	Modélisation avec sous-sol.....	51
3.14.3	Modélisation sans sous-sol	52
3.15	La 1 ^{er} variante	53
3.15.1	Nombre des modes considérées :	53
3.16	La 2 ^{ème} variante :	55
3.17	Calcul de la force sismique statique :	56
3.18	Vérification de la résultante des forces sismiques	57
3.18.1	Les réactions à la base :	57

3.19	Justification d'interaction portique voiles.....	57
3.19.1	Charge verticales	58
3.19.2	Charges horizontales.....	58
3.20	Vérification de déplacement :	59
3.20.1	Justification vis-à-vis des déformations :	59
3.21	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :.....	59
3.22	Vérification au renversement :	60
3.23	Conclusion :	61
4	Ferraillage des éléments structuraux.....	63
4.1	Ferraillage des poutres.....	63
4.1.1	Combinaison fondamentale :	63
4.1.2	Étude des poutres principales P.P .1 (70 x 40) cm ²	64
4.1.2.1	Calcul des armatures longitudinales selon le BAEL 91V 99.....	64
4.1.2.1.1	ELU:.....	64
4.1.2.1.2	En travée	64
4.1.2.1.3	Calcul des armatures longitudinales selon le RPA 99 V 2003	64
4.1.2.1.4	Choix des armatures :	65
4.1.2.1.5	En appui :	65
4.1.2.1.6	Calcul des armatures longitudinales selon le RPA 99 V 2003	65
4.1.2.1.7	Choix des armatures :	66
4.1.2.1.8	Vérification à E.L.S :	66
4.1.2.1.9	En travée	66
4.2	ferraillage des poteaux.....	72
4.2.1	poteau (55 × 55)	72
4.2.1.1	Armatures longitudinales	72
4.2.1.1.1	ELU.....	72
4.2.1.1.2	ELA.....	75
4.2.1.1.3	Selon le BAEL 91 révisée 99.....	78
4.2.1.1.4	Selon l'RPA 99 / version 2003.....	78
4.2.2	Poteau (30 × 30).....	79
4.2.3	Poteau circulaire (D = 45 cm)	80
4.2.3.1	Armatures transversales :	80
4.2.3.1.1	Selon BAEL 91	80

4.2.3.1.2 Selon RPA 99.....	80
4.3 Ferrailage des planchers.....	82
4.3.1 Plancher corps creux.....	82
4.3.1.1 étude des poutrelles.....	82
4.3.1.1.1 Evaluation des charges.....	82
4.3.1.1.2 Les différents types des poutrelles.....	82
4.3.1.1.3 Détermination des efforts internes a ELU :.....	83
4.3.1.1.4 Ferrailage des poutrelles :.....	85
4.3.1.1.5 Tableau de ferrailage.....	86
4.3.1.2 Armatures transversales.....	88
4.3.1.2.1 Vérification de l'effort tranchant.....	88
4.3.1.2.2 Selon BAEL 91.....	88
4.3.1.2.3 Calcul des armatures transversales.....	88
4.3.1.2.4 Verification de la flèche.....	90
4.3.1.3 Ferrailage de la dalle de compression.....	93
4.3.1.3.1 Armatures de répartitions.....	93
4.3.2 Dalle pleine.....	94
4.3.2.1 Calcul des moments en travée et en appuis.....	94
4.3.2.1.1 ELU.....	94
4.3.2.2 Ferrailage.....	94
4.3.2.2.1 Sens X.....	94
4.3.2.2.2 Sens Y.....	96
4.3.2.2.3 ELS.....	96
4.3.2.2.4 Vérification a L'ELS.....	97
4.3.2.2.5 Vérification au cisaillement.....	98
4.3.2.2.6 L'écartement des armatures.....	99
4.4 ferrailage des voiles.....	100
4.4.1 Introduction :.....	100
4.4.2 Voiles pleins.....	100
4.4.2.1 Aciers verticaux :.....	100
4.4.2.2 Aciers horizontaux :.....	101
4.4.2.2.1 Règles communes :.....	101
4.4.2.3 calcul de ferrailage vertical :.....	101

4.4.2.3.1	La méthode de calcul	102
4.4.2.3.2	1 ^{er} cas :	102
4.4.2.3.3	2 ^{eme} cas :	102
4.4.2.3.4	3 ^{eme} cas:.....	103
4.4.2.4	Exemple d'Application :	103
4.4.2.4.1	Voile V ₁	103
4.4.2.5	ferraillage horizontal :	106
4.4.2.5.1	Vérification des voiles à l'Effort tranchant:	106
4.4.2.5.2	Calcul du ferraillage horizontal résistant à l'effort tranchant :	107
4.4.2.5.3	Exemple d'Application:	107
4.4.3	Ferraillage des linteaux :.....	108
4.4.3.1	Définition :	108
4.4.3.2	Sollicitations dans les linteaux :	108
4.4.3.3	Exemple de calcul:	109
4.4.3.3.1	Le voile V10 de 1 ^{er} étage	109
4.4.4	Les voiles périphériques :	112
4.4.4.1	introduction :	112
4.4.4.2	Dimensionnement du voile :	113
4.4.4.3	Calcul de la poussé des terres :	113
4.4.4.4	Méthode de calcul :	114
4.4.4.4.1	Ferraillage du voile :	114
4.4.4.5	Vérification au cisaillement :	115
5	Les éléments non structuraux	117
5.1	Étude d'escaliers :	117
5.1.1	Terminologie	117
5.1.2	Pré dimensionnement des escaliers :	117
5.1.2.1	Nombre des contremarches	118
5.1.2.2	Nombre des marches	118
5.1.2.3	Inclinaison de la paillasse:	118
5.1.2.3.1	Niveau sous-sol	118
5.1.2.3.2	Niveau courant	119
5.1.3	Evaluation des charges	119
5.1.3.1	Palier (sous-sol + étages courantes)	119

5.1.3.2	Paillasse.....	120
5.1.3.2.1	Paillasse sous-sol	120
5.1.3.2.2	Etages courants	120
5.1.4	Combinaisons de charges	121
5.1.4.1	ELU	121
5.1.4.1.1	Sous-sol.....	121
5.1.4.1.2	Etage courant	121
5.1.4.2	ELS	121
5.1.4.2.1	Sous-sol.....	121
5.1.4.2.2	Etage courant	121
5.1.5	les efforts appliqué à ELU aux escaliers (étage courant)	122
5.1.6	les efforts appliqué à ELS aux escaliers (étage courant).....	122
5.1.7	Diagramme des sollicitations ELU (étages courant).....	122
5.1.7.1	Moment fléchissant	122
5.1.7.2	Effort tranchant	123
5.1.8	Diagramme des sollicitations ELS (étages courant).....	123
5.1.8.1	Moment fléchissant	123
5.1.8.2	Effort tranchant	124
5.1.9	Ferraillage des escaliers.....	124
5.1.9.1	Selon BAEL 91	124
5.1.9.1.1	ELU.....	124
5.1.9.1.2	Vérification ELS	126
5.1.9.2	Selon RPA 99	127
5.1.10	Vérification au cisaillement.....	127
5.2	Etude de l'acrotère.....	128
5.2.1	Introduction	128
5.2.2	Géométrie	128
	Tableau 44 : géométrie de l'acrotère.....	128
5.2.3	Sollicitation.....	128
5.2.4	Vérification du ferraillage vis-à-vis au séisme.....	129
5.2.4.1	Combinaison des charges	129
5.2.5	Ferraillage	130
5.2.5.1	ELU	130

5.2.5.2	Les armatures de répartition.....	132
5.2.5.3	ELS.....	132
5.2.5.4	Vérification au cisaillement : (BAEL 91 art 5.1.1).....	133
5.2.5.5	Contrainte de cisaillement :.....	133
6	Infrastructure	135
6.1	Introduction:	135
6.2	Choix de type de fondations :.....	135
6.3	Etude du radier général.....	136
6.3.1	Pré dimensionnement de radier général :	136
6.3.1.1	Pré-dimensionnement de nervure.....	136
6.3.1.1.1	formule empirique.....	136
6.3.1.1.2	Condition de l'épaisseur minimale	136
6.3.1.1.3	Condition de la longueur élastique.....	136
6.3.2	Pré-dimensionnement de la dalle du radier	137
6.3.2.1	formule empirique	137
6.3.3	Pré-dimensionnement de débordement du radier	137
6.3.4	Evaluation des charges	137
6.3.4.1	ELU	137
6.3.4.2	ELS.....	137
6.3.5	Calcul de la surface minimale du radier	138
6.3.6	Vérification de la contrainte de cisaillement	138
6.3.7	Vérification de l'effet de sous pression	139
6.3.8	Vérification au non poinçonnement :	139
6.3.9	Caractéristiques géométriques du radier :	140
6.3.10	Vérification de la stabilité du radier au renversement :.....	140
6.3.10.1	Calcul dû à l'effort normal :.....	140
6.3.10.2	Les moments d'actions sismiques :.....	140
6.3.11	Calcul des contraintes sous fondation :	141
6.3.11.1	Sens transversal :	141
6.3.11.2	Sens longitudinal.....	141
6.4	Ferraillage du radier	142
6.4.1	Ferraillage de la dalle	142
6.4.1.1	ELU	142

6.4.1.1.1 Sens X	142
6.4.1.1.2 Sens Y	144
6.4.1.2 Vérification ELS	145
6.4.1.2.1 Sens X	145
6.4.1.2.2 Sens Y	146
6.4.1.2.3 Vérification au cisaillement	148
6.4.1.2.4 L'écartement des armatures	149
6.4.2 Ferrailage des nervures.....	149
6.4.2.1 ELU	149
6.4.2.1.1 En travée	149
6.4.2.1.2 En appui	150
6.4.2.2 Vérification ELS	150
6.4.2.2.1 En travée	150
6.4.2.2.2 En appui	151
6.4.2.3 Calcul des armatures transversales.....	151
6.4.2.3.1 Diamètre des armatures transversales.....	151
6.4.2.3.2 Vérification des espacements.....	152

Liste des tableaux

Tableau 1 : Coefficient d'application	11
Tableau 2 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse	24
Tableau 3 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.	25
Tableau 4 : Evaluation des charges permanentes de dalle pleine.	26
Tableau 5 : Evaluation des charges permanentes dues au mur double parois	26
Tableau 6 : Evaluation des charges permanentes dues au mur simple parois	27
Tableau 7 : les charges d'exploitations	27
Tableau 8 : poids de poteau et des poutres	28
Tableau 9 : poids des planchers	29
Tableau 10 : Détermination des charges d'exploitations dans la structure	33
Tableau 11 : Calcule de N_u du poteau	35
Tableau 12 : poids de poteau et des poutres	35
Tableau 13 : poids des planchers	36
Tableau 14 : Détermination des charges d'exploitations dans la structure	37
Tableau 15 : Calcule de N_u de poteau.....	38
Tableau 16 : Calcule de N_u de poteau.....	39
Tableau 17 : Vérification selon le RPA 99V2003 des dimensions des poteaux	39
Tableau 18 : Classification de site.	47
Tableau 19 : Pénalité en fonction de critère de qualité.....	49
Tableau 20 : Périodes et facteurs de participation modale de la 1 ^{er} variance.	54
Tableau 21 : Périodes et facteurs de participation modale de la 2 ^{ème} variance.....	56
Tableau 22 : Les réactions à la base	57
Tableau 23 : Vérification de la résultante des forces sismiques	57
Tableau 24 : vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales	58
Tableau 25 : vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales	58
Tableau 26 : les résultats des déplacements des étages	59
Tableau 27 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex)	60
Tableau 28 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey)	60
Tableau 29 : vérification de renversement de la structure	61
Tableau 30 : Ferrailage des poutres principales	70
Tableau 31 : Ferrailage des poutres secondaires	70
Tableau 32 : Ferrailage des poteaux (55× 55) dans les différents niveaux de bâtiment	79
Tableau 33 : Ferrailage des poteaux (30× 30) dans les différents niveaux de bâtiment	79
Tableau 34 : Ferrailage des poteaux circulaires dans les différents niveaux de bâtiment	80
Tableau 35 : les armatures transversales des poteaux.....	81
Tableau 36 : Les différentes descentes des charges.....	82

Tableau 37 : Ferrailage des poutrelles	86
Tableau 38 : vérification à ELS	88
Tableau 39 : Calcul d'armatures de voile longitudinale V1	105
Tableau 40 : Calcul d'armatures de voile transversale V ₂	106
Tableau 41 : Evaluation des charges permanentes de palier	119
Tableau 42 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau sous-sol.....	120
Tableau 43 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau courant.....	120
Tableau 44 : géométrie de l'acrotère	128
Tableau 45 : combinaison des charges à ELU	129
Tableau 46 : combinaison des charges à ELS.....	130

Liste des figures

Figure 1: Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.....	10
Figure 2 : Diagramme rectangulaire simplifié.....	11
Figure 3 : diagramme Contrainte-Déformation d'acier.....	13
Figure 4 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots .	14
Figure 5 : Section de la poutre principale.....	18
Figure 6 : Section de la poutre secondaire.....	19
Figure 7 : Coupe verticale du plancher en corps creux.....	21
Figure 8 : Section de la poutrelle.....	22
Figure 9 : Section réduite du voile.....	23
Figure 10 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.	25
Figure 11 : coupe plancher étage courant.....	25
Figure 12 : Mur extérieur.....	26
Figure 13 : Mur simple cloison.....	27
Figure 14 : Représentation du poteau (55 × 55) le plus sollicité.....	28
Figure 15 : Schématisation du poteau étudié.....	29
Figure 16 : Section réduite du poteau rectangulaire.....	34
Figure 17: Représentation du poteau (30 × 30) le plus sollicité.....	35
Figure 18 : Schématisation du poteau étudié.....	36
Figure 19 : Spectre de réponse.....	45
Figure 20 : vue 3D de la structure (résultats de ROBOT).....	51
Figure 21 : vue 3D de la structure (résultats de ROBOT) ; vue à droite.....	51
Figure 22 : vue 3D de la structure (résultats de ROBOT).....	52
Figure 23 : vue 3D de la structure (résultats de ROBOT) ; vue à droite.....	52
Figure 24 : La 1ère disposition des poteaux.....	53
Figure 25 : La 2ème disposition des murs voiles et poteaux.....	55
Figure 26 : diagramme de moment à ELU type 1 terrasse.....	83
Figure 27 : diagramme des efforts tranchants à ELU type 1 terrasse.....	83
Figure 28 : diagramme de moment à ELU type 2 terrasse.....	84
Figure 29 : diagramme des efforts tranchants à ELU type 1 terrasse.....	84
Figure 30 : diagramme des moments à ELU type 3 terrasse.....	84
Figure 31 : diagramme des efforts tranchants à ELU type 3 terrasse.....	85
Figure 32 : diagramme des moments à ELS type 1 terrasse.....	87
Figure 33 : schématisation des contraintes.....	103
Figure 34 : Diagramme des efforts tranchant.....	109
Figure 35 : Diagramme des moment.....	109
Figure 36 : Schéma du ferrailage de linteau.....	111
Figure 37 : les voiles périphérique.....	113
Figure 38 poussée de terre.....	114
Figure 39 : schéma d'escalier.....	117
Figure 40 Schéma statique.....	121
Figure 41 : schéma des efforts appliqué à ELU aux escaliers niveau courant.....	122

Figure 42 : schéma des efforts appliqué à ELS aux escaliers niveau courant	122
Figure 43 Diagramme des moments niveau courant et à ELU	123
Figure 44 : Diagramme des efforts tranchant niveau courant et à ELU	123
Figure 45 : Diagramme des moments niveau courant et à ELS	124
Figure 46 : Diagramme des efforts tranchant niveau courant et à ELS	124
Figure 47 : acrotère	128
Figure 48 : Schéma statique	129
Figure 49 : schéma de radier général nervuré	142
Figure 50 : Moment agissant au radier: M_{xx} à ELU	142
Figure 51 : Moment agissant au radier: M_{yy} à ELU	144
Figure 52: Moment agissant au radier: M_{xx} à ELS	145
Figure 53 : Moment agissant au radier: M_{yy} à ELS	146
Figure 54 : effort tranchant agissant au radier: T_{xx} à ELU	148
Figure 55 : effort tranchant agissant au radier: T_{yy} à ELU	148

Liste des notations

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \varnothing : Diamètre des armatures.
- ϕ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- q : Capacité portante admissible.
- 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.
- G : Charge permanente.
- ε : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- ELU : Etat limite ultime.
- ELS : 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, Indice des vides.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- 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.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- 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.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

INTRODUCTION GENERALE

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs « interstorey drifts », et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

La réglementation parasismique algérienne, comme toute réglementation n'a pas un caractère définitif ni scientifiquement absolument exact mais représente la réunion d'un consensus (accord) technique traduisant l'état des connaissances scientifiques et d'un consensus sociétal traduisant les limites de la protection parasismique définies comme acceptables. Elle énonce l'obligation de construire parasismique. En effet deux injonctions peuvent être adressées à un maître d'ouvrage : l'obligation d'appliquer les règles parasismiques (caractère normatif) ou la démonstration du caractère parasismique de sa construction (caractère exigentiel).

En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montre que 70% du Nord du pays sont soumis à l'activité sismique. Dans cette partie du territoire national sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays. Dans la région arabe, l'Algérie est le pays qui a le plus souffert des effets destructeurs des séismes.

Le présent travail a pour objectif l'étude d'une structure selon les règles parasismique Algériennes RPA99/version 2003

Chapitre 1

Présentation de projet et caractéristique des matériaux

1 Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet concerne l'étude un bâtiment à usage de laboratoire et bureaux. Il s'agit de la conception et le dimensionnement d'un bâtiment R.D.C + sous-sol + entre sol + 5 étages, en tenant compte des règles de constructions parasismiques.

Le bâtiment étudié comprend 8 niveaux disposés comme suit :

- Un sous-sol de 2,60 m de hauteur ;
- Un rez-de-chaussée de 3 m de hauteur.
- Un entre sol de 3 m de hauteur.
- 5 étages de 3 m de hauteur.
- Une terrasse inaccessible.

1.1 Présentation détaillée du projet :

Avant toute conception des éléments structuraux, on doit tout d'abord comprendre, vérifier et maîtriser les plans architecturaux. Pour se faire une description détaillée s'avère nécessaire.

1.1.1 Le sous-sol contient :

- Parking
- Poste transformateur
- Bureau chauffeur
- Locaux de gaz
- Local technique

1.1.2 Le Rez-de-chaussée contient :

- unité de la microbiologie

1.1.3 L'entre sol contient

- unité de la physico-chimie

1.1.4 Le 1^{er} étage contient :

- Salle de réunion
- Bureaux agents assistants
- Bureaux responsables services
- Secrétariat

- Bureaux responsables divisions
- Toilettes
- Salle pour matériel et fourniture de bureau
- Salle d'édition

1.1.5 Le 2^{ème} étage contient :

- Salle de maintenance
- Bureaux agents assistants
- Bureaux responsables services
- Secrétariat
- Bureaux responsables divisions
- Toilettes
- Local technique
- Bureau infirmière Assistante sociale
- Infirmerie

1.1.6 Le 3^{ème} étage contient :

- Bureaux agents assistants
- Bureaux responsables services
- Secrétariat
- Bureaux responsables divisions
- Toilettes
- Local technique

1.1.7 Le 4^{ème} étage contient :

- Bureaux agents assistants
- Bureaux responsables services
- Bureaux responsables divisions
- Secrétariat
- Salle pur matériel et fourniture de bureau
- Toilettes

- Local technique

1.1.8 Le 5^{ème} étage contient :

- Salle de réunion
- Bureaux agents assistants
- Bureaux responsables services
- Bureaux responsables divisions
- Secrétariat
- Toilettes
- Salle pour matériel et fourniture de bureau
- Local technique

1.2 caractéristiques géométriques du bâtiment

Notre projet a une forme irrégulière avec une forme d'arc, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

- Hauteur des étages $h_e = 3$ m.
- Hauteur de sous-sol $h_{\text{sous-sol}} = 2.60$ m.
- Hauteur totale de bâtiment $H = 21$ m.
- Cage d'escaliers : (4.8×3.1) m².
- Cage d'ascenseur : (1.6×1.85) m².
- Le plus petit dimension du bâtiment $B = 25.8$ m.
- Le plus grand dimension du bâtiment $L = 38.3$ m
- Forme d'arc de 28.92°

1.3 Caractéristiques géométriques du sol

Le sol d'assise de la construction est un sol ferme d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols .

- La contrainte du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 1,87$ bars.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1.65$ t / m³.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$

1.4 Les éléments d'une construction

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

- Les fondations, qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.
- La structure ou ossature, qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux

constructions exercées par le vent, la neige, les secousses sismiques, ... etc.

- Les murs porteurs qui peuvent être intégrés à la structure, Ainsi que les poteaux, les poutres et les planchers qui définissent l'ossature.
- Les cloisons intérieures ou murs de refends, qui peuvent être parfois intégrés à la structure.
- Les systèmes de circulation verticale : ascenseurs, escaliers mécaniques, escaliers.
- l'enveloppe, constituée de la façade, des pignons et de la toiture, qui sépare l'intérieur de l'extérieur de la construction et qui la protège des sollicitations diverses : pluie, vent, chaleur, froid, bruit, lumière solaire, ... etc.

Elle joue un rôle fondamental dans les économies d'énergie.

1.5 les charges

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble .les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

1.6 Conception de la structure

1.6.1 Planchers

Nous avons utilisé deux types de plancher ; plancher corps creux pour tous les niveaux courants avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation ; et un plancher en béton armé pour le sous-sol .

1.6.2 Contreventement

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela :

- Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

1.6.3 Escaliers

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticales des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A.

1.6.4 Ascenseur

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

1.6.5 Maçonnerie

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (10 + 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

1.6.6 Revêtement

- Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

1.6.7 Fondations :

L'infrastructure, constitué d'un ensemble des éléments structuraux , résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels .

Le système de fondation doit être homogène.

1.7 Type de coffrage utilisé

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

1.8 Caractéristique mécanique des matériaux :

1.8.1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage , Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Nous avons utilisé une méthode pratique dite « Méthode de **DREAUX** et **GORISSE** » Pour obtenir un béton normal ($D = 25$ mm) ayant une maniabilité plastique et une résistance a la compression = 30 MPa , en supposant que les granulats utilisés sont secs .

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier , elle peut se forme soit par une simple bétonnière de chantier , soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés , et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

1.8.1.1 Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations:

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression , et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contre partie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

1.8.1.2 Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} .

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95 j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour notre étude on prend $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

1.8.1.3 Résistance caractéristique à la traction :

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

1.8.2 Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

1.8.3 Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : Sa ruine totale ou

partielle. D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

1.8.3.1 Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton.

Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

1.8.3.2 Etat limite de service (ELS) :

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

1.8.4 Déformation et contrainte de calcul :

1.8.4.1 Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de ELU (en compression 2 ‰ et 3,5‰) .

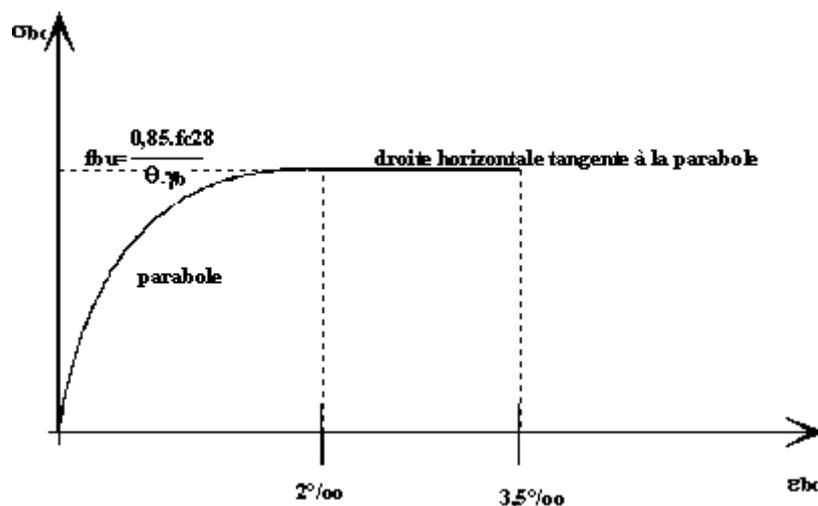


Figure 1: Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-Déformations du béton

σ_{bc} : contrainte de compression du béton

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$

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

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2‰ \rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} (4-103 \times \varepsilon_{bc})$

$2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5‰ \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$

Θ : Coefficient d'application (voir le tableau).

Tableau 1 : Coefficient d'application

Θ	Durée d'application
1	$> 24 h$
0.9	$1h \leq \text{durée} \leq 24 h$
0.85	$< 1h$

ELS : La contrainte de compression du béton a l'ELS (symbole σ_{bc}) est limité à:

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

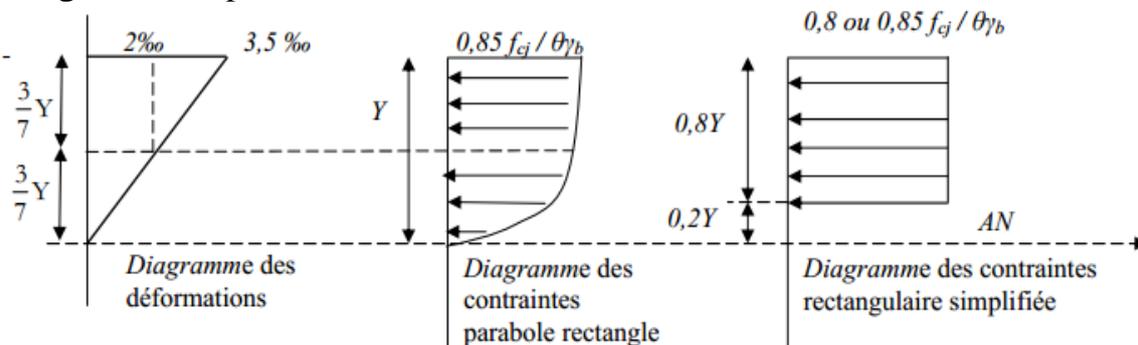


Figure 2 : Diagramme rectangulaire simplifié

Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.-

Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte à pour valeur $0,85 \times f_{cj} / (\gamma_b \times \theta)$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma_b)$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

1.8.4.2 Contrainte admissible de cisaillement :

$\tau_u = \text{Min} (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \text{Min} (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \text{ avec :}$$

b : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

1.8.5 Module de déformation longitudinale du béton :

1.8.5.1 Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj} \times 1/3 \text{ avec : } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

1.8.5.2 Module de déformation différée :

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

$$E_{vj} = 3700 f_{cj} \times 1/3 \text{ avec : } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

1.8.5.3 Module de déformation transversale :

- **Coefficient de poisson :**

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec :

$(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré).

$\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré).

1.8.6 Les aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage.

Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :
- Acier naturel FeE 215, FeE 235.

- Acier à haute adhérence FeE 400 , FeE 500.
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5\text{mm}$.
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200\,000 \text{ Mpa}$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$ cas général.

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

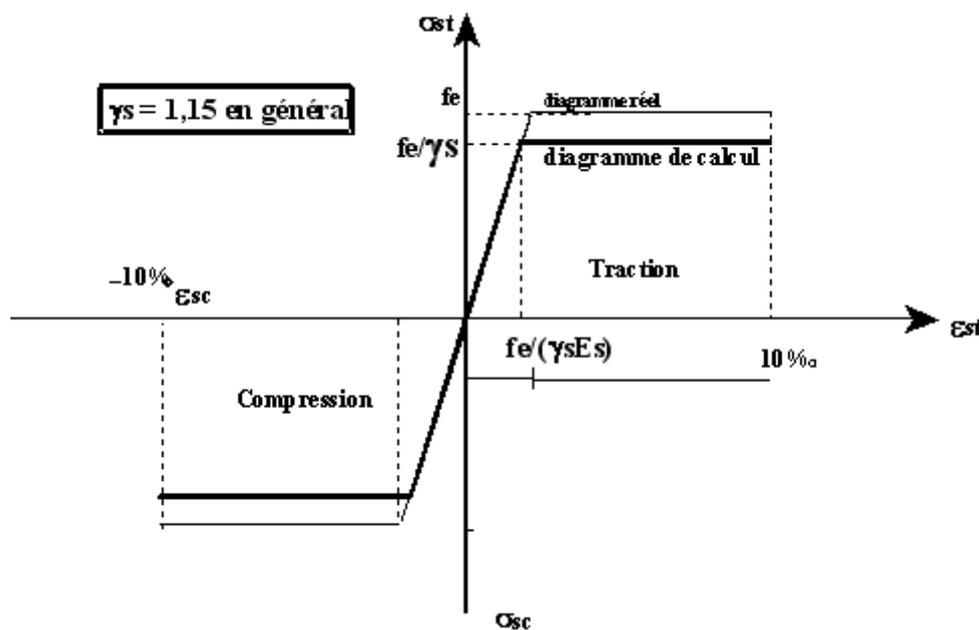


Figure 3 : diagramme Contrainte-Déformation d'acier

1.8.6.1 Contrainte limite de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min ((3/2) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times ftj})$.
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times ftj})$.

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$: pour des ronds lisses (RL).

$\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ (HA).

1.8.6.2 Poids volumique :

- Béton armé $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$
- Béton non armé $\rightarrow \gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$
- Acier $\rightarrow \gamma_a = 78,5 \text{ KN/m}^3$

1.8.6.3 Etats limites :

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- Etats limite ultime de résistance ELU.
- Etats limite de service ELS.

1.8.6.3.1 ELU :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne RPA 99 / version 2003.

On doit par ailleurs vérifier que l'ELU n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

1.8.6.3.1.1 Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :

$$\epsilon_{bc} = 2\text{‰} \text{ en flexion composée.}$$

$$\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \text{ en compression simple.}$$

- L'allongement de l'acier est limité à $\epsilon_s = 10\text{‰}$.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour :
Le béton en compression.
L'acier en traction et en compression.

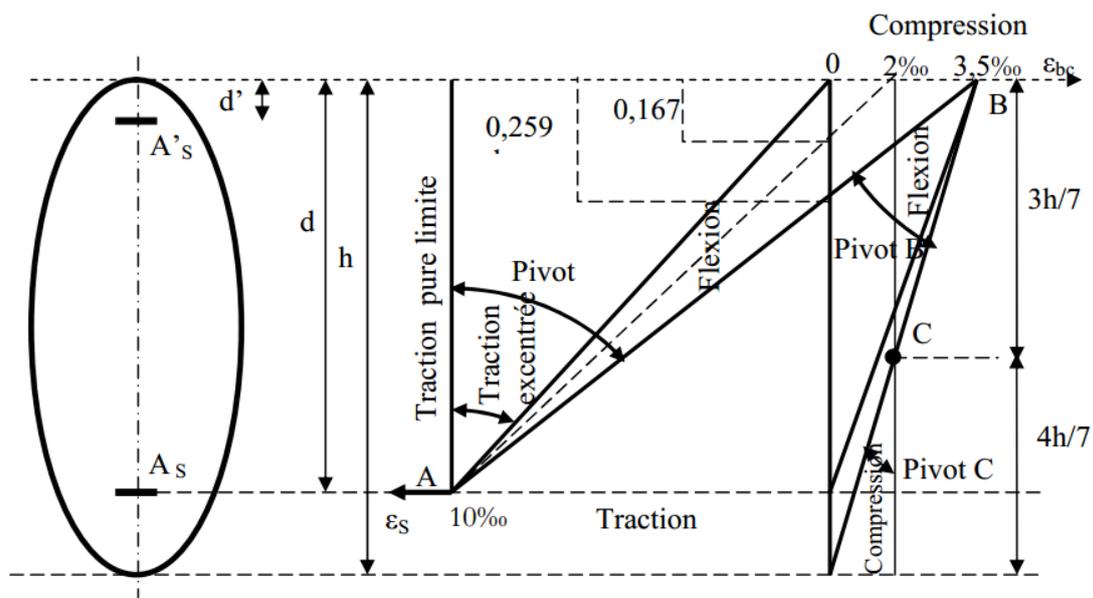


Figure 4 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

- **Traction pure** : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.

L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.

- **Traction excentrée** : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue < 10‰, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

- **Flexion (simple ou composée)** : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement = 3,5‰ de la fibre de béton la plus comprimée. L'état limite ultime est atteint avec $\epsilon_{bc} = 10‰$ et $\epsilon_s \leq 3,5‰$.

La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \times AB$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha \times AB = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$. La flexion simple ou composée avec $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.

Le cas particulier où $\epsilon_{bc} = 10‰$ et $\epsilon_s = 2‰$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2)$ donc : $\alpha = 0,167$

Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ϵ_{bc} au delà de 3,5‰, il faut donc diminuer ϵ_s , la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que : $\epsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1.

La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.

Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.

Compression : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\epsilon_{bc} = 2‰$.

La compression simple ou composée admet le pivot C.

$2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$ sur la fibre la plus comprimée.

$\epsilon_{bc} \leq 2‰$ sur la fibre la plus moins comprimée.

En résumé:

- **Pivot A** : Traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B** : Flexion avec état limite ultime atteint dans béton.

- **Pivot C** : Compression simple ou composée.

1.8.6.3.2 ELS :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

1.8.6.3.2.1 Hypothèse de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E \times \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

- Par convention (n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = E_s / E_b = 15 \text{ « coefficient d'équivalence ».}$$

1.8.6.4 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

1.8.6.4.1 Etat limite ultime :

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

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

1.8.6.4.2 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 :

$G + Q \pm E$		G : charge permanente.
$G + Q \pm 1,2 E$	avec	Q : charge d'exploitation.
$0,8 G \pm E$		E : effort de séisme.

Chapitre 2

Pré-dimensionnement et la descente des charges

2 Pré-dimensionnement des éléments

2.1 Introduction

C'est une étape qui consiste à faire un pré-dimensionnement adéquat des sections des différents éléments (plancher, poteaux, poutre, ... etc) capable de résister aux différentes sollicitations, soient les sollicitations horizontales dues aux efforts sismiques ou les sollicitations verticales aux charges et surcharges.

2.2 Pré-dimensionnement des poutres

Selon BAEL 91

Les poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

2.2.1 Poutre principales

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.5 h$$

Avec L : plus grande portée dans le sens des poutres principales

$$\frac{690}{15} \leq h \leq \frac{690}{10}$$

$$46 \text{ cm} \leq h \leq 69 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } h = 60 \text{ cm}$$

$$(0.3)(60) \leq b \leq (0.5)(60)$$

$$18 \text{ cm} \leq b \leq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } b = 30 \text{ cm}$$

$$(b \times h) \rightarrow (30 \times 60) \text{ cm}^2$$

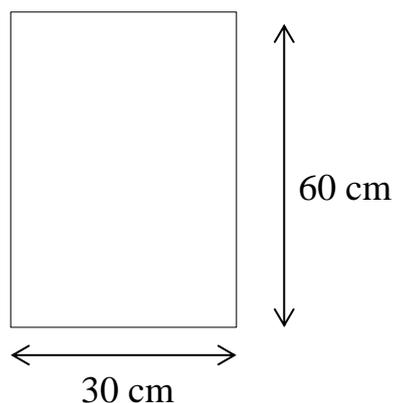


Figure 5 : Section de la poutre principale

Selon L'RPA 99 (modifier 2003)

$h \geq 30$ cm ... vérifier

$b \geq 20$ cm ... vérifier

$\frac{h}{b} \leq 4.0$... vérifier

$b_{max} \leq 1.5 h + b_l$... vérifier

2.2.2 poutres secondaires

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.5 h$$

Avec L : la plus grande portée dans le sens des poutres secondaires

$$\frac{631}{15} \leq h \leq \frac{631}{10}$$

$$42.06 \text{ cm} \leq h \leq 63.1 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } h = 55 \text{ cm}$$

$$(0.3)(55) \leq b \leq (0.5)(55)$$

$$15 \text{ cm} \leq b \leq 27.5 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } b = 30 \text{ cm}$$

$$(b \times h) \rightarrow (30 \times 55) \text{ cm}^2$$

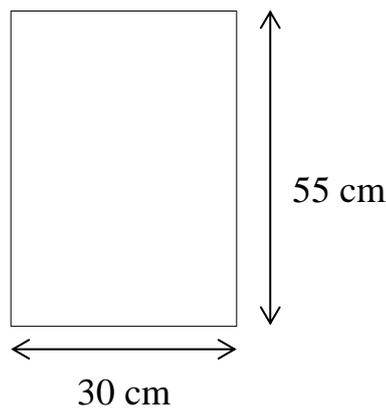


Figure 6 : Section de la poutre secondaire

Selon L'RPA 99 (modifier 2003)

$h \geq 30$ cm ... vérifier

$b \geq 20$ cm ... vérifier

$\frac{h}{b} \leq 4.0$... vérifier

$b_{max} \leq 1.5 h + b_l$... vérifier

2.3 pré-dimensionnement des poteaux

selon L'RPA 99 (modifier 2003)

les dimensions de la section transversale du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes :

$\min (b ; h) \geq 25$ cm en zone I et IIa

$\min (b ; h) \geq \frac{h_e}{20}$

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

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

$D \geq 30$ cm en zone IIa

$D \geq \frac{h_e}{15}$... vérifier

2.3.1 Poteau (55 × 55) :

$\min (55 ; 55) \geq 25$ cm ... vérifier

$\min (55 ; 55) \geq \frac{300}{20}$... vérifier

$\frac{1}{4} < 1 < 4$... vérifier

2.3.2 Poteau (30 × 30) :

$\min (30 ; 30) \geq 25$ cm ... vérifier

$\min (30 ; 30) \geq \frac{300}{20}$... vérifier

$$\frac{1}{4} < 1 < 4 \dots \text{vérifier}$$

2.3.3 Poteau circulaire D = 45 cm :

$D \geq 30 \text{ cm} \dots \text{vérifier}$

$$D \geq \frac{600}{15} \dots \text{vérifier}$$

2.4 Pré-dimensionnement de plancher à corps creux

L'épaisseur de la dalle à corps creux doit être tel que leur déformations reste suffisamment faible .

pour satisfait la condition de flèche , on utilise les formules suivantes :

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

L : la portée de poutrelle

h_t : hauteur de la section totale

$$\frac{631}{15} \leq h_t \leq \frac{631}{10}$$

$$25 \text{ cm} \leq h_t \leq 31.55 \text{ cm}$$

On prend un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t = 25 \text{ cm} (20+5)$

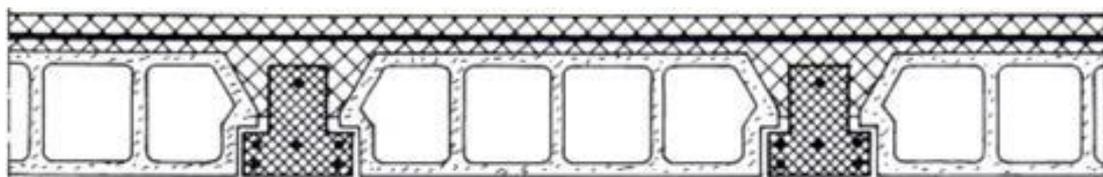


Figure 7 : Coupe verticale du plancher en corps creux.

2.4.1 Pré-dimensionnement des poutrelles

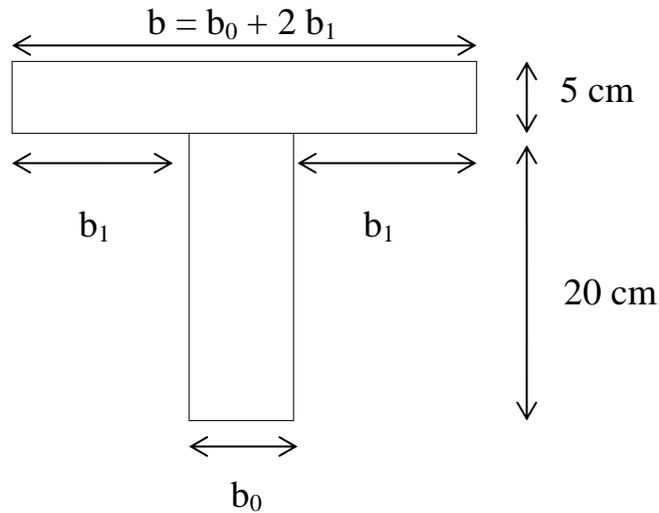


Figure 8 : Section de la poutrelle

largeur de la nervure : $b_0 = (0.3 \text{ à } 0.5) h_t$

largeur de la nervure : $b_1 = \frac{b - b_0}{2}$

- $b_0 = 12 \text{ cm}$
- $b = 65 \text{ cm}$
- $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

2.4.2 Pré-dimensionnement de la dalle pleine

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

L_x : la plus petite dimension en plan de la dalle

L_y : la plus grande dimension en plan de la dalle

h : épaisseur de la dalle

$$\rho = \frac{6.31}{6.90} = 0.91$$

$\rho > 0.4 \rightarrow$ dalle porte dans les 2 sens

$$\frac{L_x}{45} \leq h \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\frac{631}{45} \leq h \leq \frac{631}{40}$$

$14.02 \text{ cm} \leq h \leq 15.77 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $h = 15 \text{ cm}$

2.5 Pré-dimensionnement des voiles

Selon L’RPA 99 (modifier 2003)

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé , ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$.

Dans le cas contraire , ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $a \geq \max \left[\frac{h_e}{25} ; 15 \text{ cm} \right]$

pour les voiles avec un seul abouts sur un poteau $a \geq \max \left[\frac{h_e}{22} ; 15 \text{ cm} \right]$

pour un voile à abouts libre : $a \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$

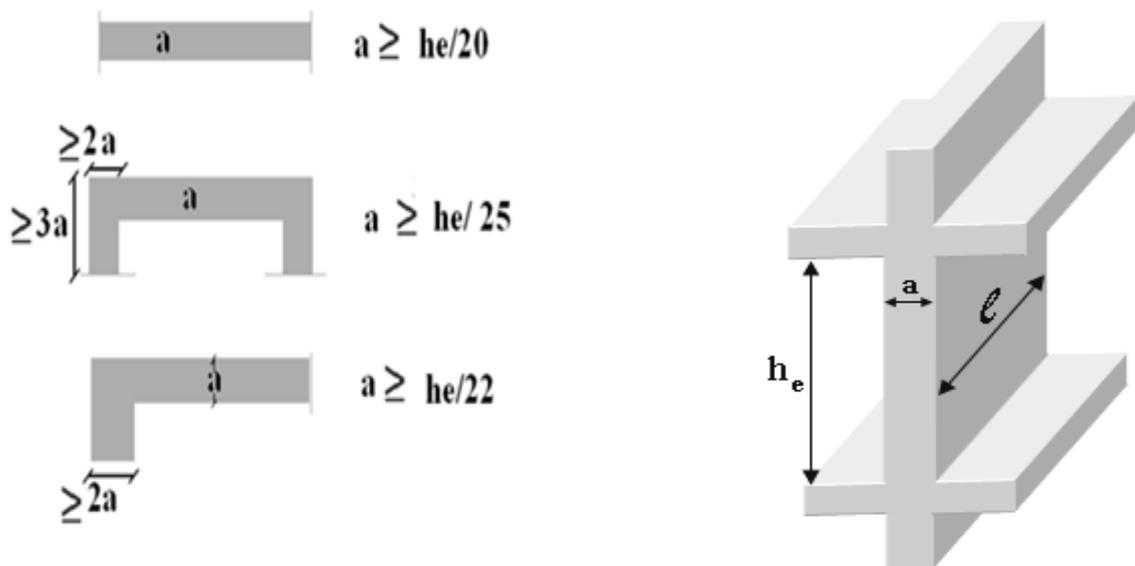


Figure 9 : Section réduite du voile

2.5.1 sous-sol

$$a \geq \max \left[\frac{260}{25} ; 15 \text{ cm} \right] \rightarrow a \geq \max [10.5 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}]$$

$$a \geq \max \left[\frac{260}{22} ; 15 \text{ cm} \right] \rightarrow a \geq \max [11.8 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}]$$

$$a \geq \max \left[\frac{260}{20} ; 15 \text{ cm} \right] \rightarrow a \geq \max [13 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}]$$

2.5.2 étages courants

$$a \geq \max \left[\frac{300}{25} ; 15 \text{ cm} \right] \rightarrow a \geq \max [12 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}]$$

$$a \geq \max \left[\frac{300}{22} ; 15 \text{ cm} \right] \rightarrow a \geq \max [13.6 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}]$$

$$a \geq \max \left[\frac{300}{20} ; 15 \text{ cm} \right] \rightarrow a \geq \max [15 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}]$$

Donc , on adopte pour tous les niveaux un voile de : a = 20 cm

2.6 Evaluation des charges

2.6.1 Charge permanentes G

2.6.1.1 Plancher terrasse

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

Tableau 2 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

Matériaux	Épaisseur (m)	Masse volumique (kg / m ³)	G (kg/m ²)
1-Enduit sous plafond (plâtre)	0.02	1000	20
2-Dalle(corps creux)	0.25	-	330
3-Panneaux isolants	0.04	400	16
4-Étanchéité multicouche	0.05	600	30
5-Forme de pente	0.08	2200	176
6-Gravillon de protection	0.05	2000	100
Mur simple paroi	-	-	120

La charge permanente G = 800 kg / m²

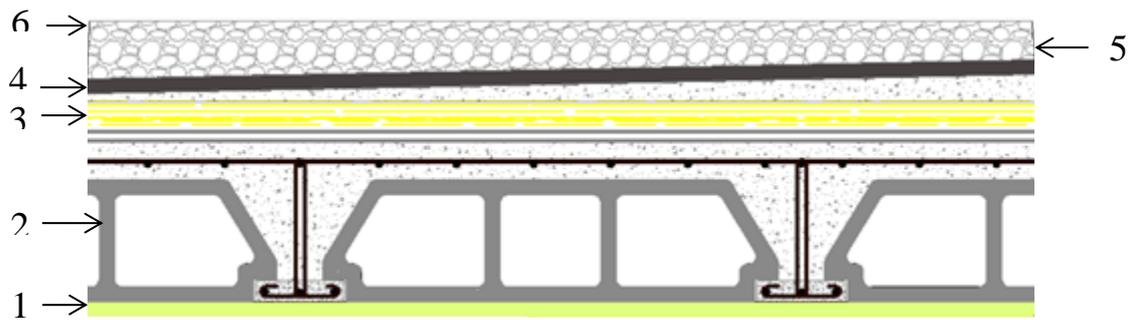


Figure 10 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

2.6.1.2 Plancher courant

Tableau 3 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (kg / m ³)	G (kg / m ²)
1-Enduit sous plafond (plâtre)	0.02	1000	20
2-Dalle (corps creux)	0.25	-	330
3-Couche de sable	0.03	1800	54
4-Mortier de pose	0.03	2000	60
5-Carrelage	0.02	2000	40
Mur simple parois	-	-	120

La charge permanente $G = 620 \text{ kg / m}^2$

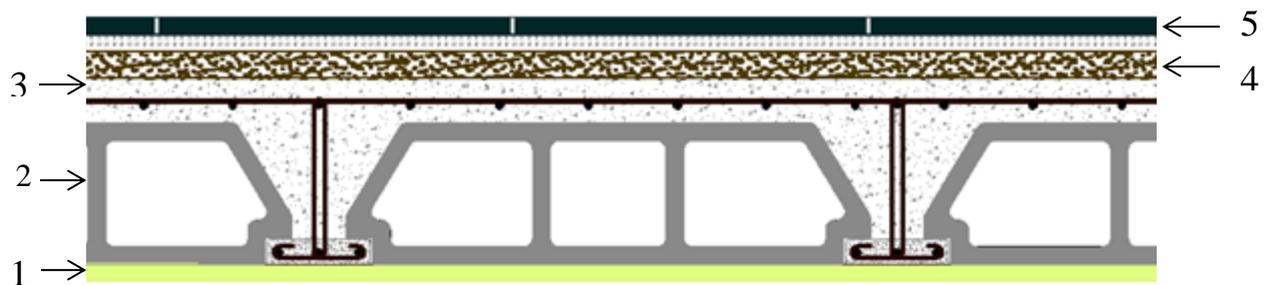


Figure 11 : coupe plancher étage courant

2.6.1.3 Plancher sous-sol

Tableau 4 : Evaluation des charges permanentes de dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (kg / m ³)	G (kg / m ²)
Enduit sous plafond (plâtre)	0.02	1000	20
Dalle en béton armé	0.15	2500	375
Couche de sable	0.03	1800	54
Mortier de pose	0.03	2000	60
Carrelage	0.02	2000	40
Mur simple parois	-	-	120

la charge permanente $G = 670 \text{ kg / m}^2$

2.6.1.4 mur extérieur (double parois)

Tableau 5 : Evaluation des charges permanentes dues au mur double parois

Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (kg / m ³)	G (kg / m ²)
Enduit extérieur (ciment)	0.02	18	36
Briques creuses	0.1	9	90
Briques creuses	0.1	9	90
Enduit intérieur (ciment)	0.015	18	27

la charge permanente $G = 250 \text{ kg / m}^2$

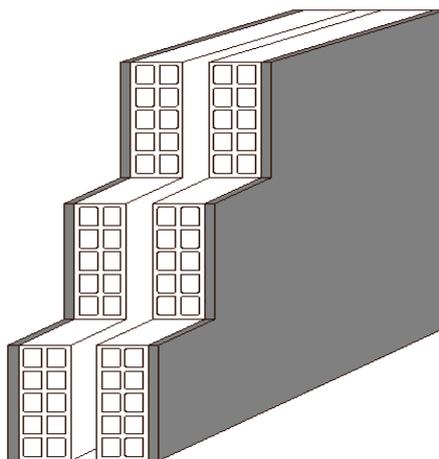


Figure 12 : Mur extérieur

2.6.1.5 mur intérieur (simple parois)

Tableau 6 : Evaluation des charges permanentes dues au mur simple parois

Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (kg / m ³)	G (kg / m ²)
Enduit (plâtre)	0.015	10	15
Briques creuses	0.1	9	90
Enduit (plâtre)	0.015	10	15

La charge permanente $G = 120 \text{ kg / m}^2$

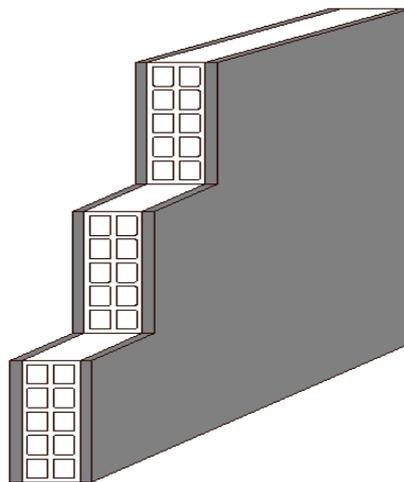


Figure 13 : Mur simple cloison.

2.6.2 Charge d'exploitation Q

Tableau 7 : les charges d'exploitations

Usage	Charge (kg / m ²)
bureau	250
Laboratoire	250
Terrasse non accessible	100
Terrasse accessible	150
Garage de stationnement	250

2.7 La descente des charges

2.7.1 Principe

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitations après l'application de la loi de dégression reprises par chaque poteau à niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau s'il est insuffisant.

2.7.2 Poteau (50×50)

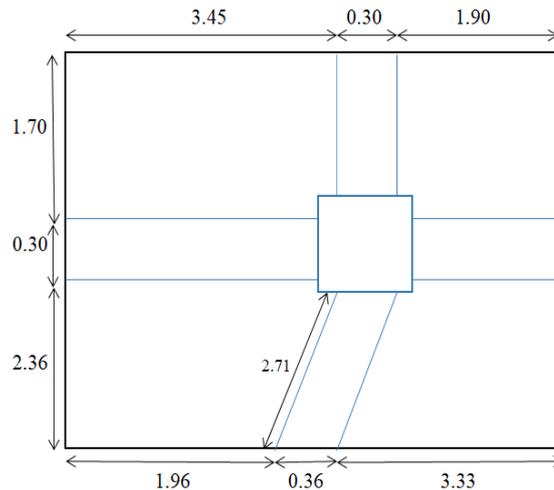


Figure 14 : Représentation du poteau (55 × 55) le plus sollicité

$$S_1 = (3.45 \times 1.71) + (1.9 \times 1.7) = 9.095 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1.96 \times 3.45) \times \frac{2.36}{2} = 6.38 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (3.33 \times 1.9) \times \frac{2.36}{2} = 6.17 \text{ m}^2$$

$$S_p = S_1 + S_2 + S_3 = 21.55 \text{ m}^2$$

2.7.2.1 Charge Permanente G

Tableau 8 : poids de poteau et des poutres

Element	Dimensions	$\rho_{\text{béton}} (\text{kg} / \text{m}^3)$	G (t)
Poteau	0.55 × 0.55	2500	0.756
Poteau sous-sol	0.55 × 0.55	2500	0.756
Poutre principale	0.3 × 0.6	2500	0.45
Poutre secondaire	0.3 × 0.55	2500	0.412

Tableau 9 : poids des planchers

Element	Surface (m ²)	Charge (kg / m ²)	G(t)
Plancher terrasse	21.5502	800	17.240
Plancher courant	21.5502	620	13.361
Dalle pleine	21.5502	670	14.44

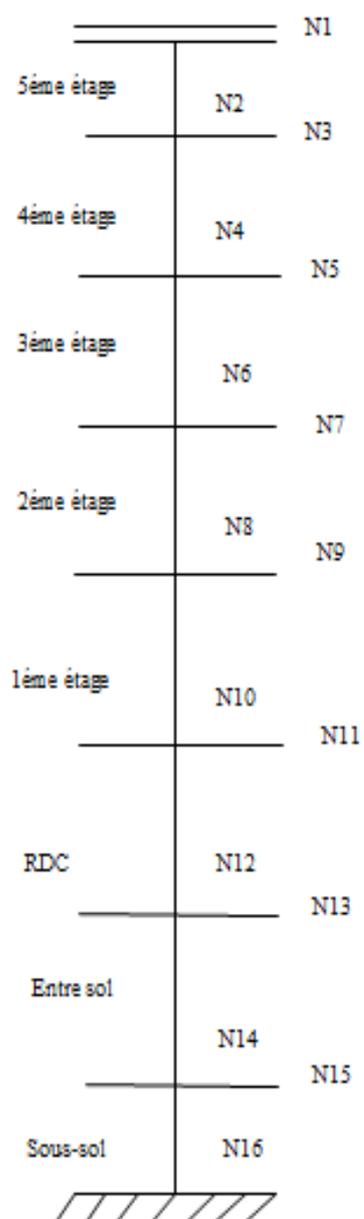


Figure 15 : Schématisation du poteau étudié

N₁

$$G_{\text{Plancher terrasse}} : 800 \text{ kg / m}^2 \times 21.5502 \text{ m}^2 = 17.240 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre principale}} : 450 \times 5.35 = 2.407 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre secondaire}} : 412.5 \times 4.41 = 1.819 \text{ t}$$

$$N_1 = 21.466 \text{ t}$$

N₂

$$G_{\text{Poteau}} : 0.756 \times 3 = 2.268 \text{ t}$$

$$N_2 = N_1 + 2.268 = 23.734 \text{ t}$$

N₃

$$G_{\text{Plancher courant}} : 620 \text{ kg / m}^2 \times 21.5502 \text{ m}^2 = 13.361 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre principale}} : 450 \times 5.35 = 2.407 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre secondaire}} : 412.5 \times 4.41 = 1.819 \text{ t}$$

$$N_3 = N_2 + 17.59 = 41.324 \text{ t}$$

N₄

$$G_{\text{Poteau}} : 0.756 \times 3 = 2.268 \text{ t}$$

$$N_4 = N_3 + 2.268 = 43.592 \text{ t}$$

N₅

$$G_{\text{Plancher courant}} : 620 \text{ kg / m}^2 \times 21.5502 \text{ m}^2 = 13.361 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre principale}} : 450 \times 5.35 = 2.407 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre secondaire}} : 412.5 \times 4.41 = 1.819 \text{ t}$$

$$N_5 = N_4 + 17.59 \text{ t} = 61.159 \text{ t}$$

N₆

$$G_{\text{Poteau}} : 0.756 \times 3 = 2.268 \text{ t}$$

$$N_6 = N_5 + 2.268 \text{ t} = 63.427 \text{ t}$$

N₇

$$G_{\text{Plancher courant}} : 620 \text{ kg} / \text{m}^2 \times 21.5502 \text{ m}^2 = 13.361 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre principale}} : 450 \times 5.35 = 2.407 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre secondaire}} : 412.5 \times 4.41 = 1.819 \text{ t}$$

$$N_7 = N_6 + 17.59 \text{ t} = 81.017 \text{ t}$$

N₈

$$G_{\text{Poteau}} : 0.756 \times 3 = 2.268 \text{ t}$$

$$N_8 = N_7 + 2.268 \text{ t} = 83.285 \text{ t}$$

N₉

$$G_{\text{Plancher courant}} : 620 \text{ kg} / \text{m}^2 \times 21.5502 \text{ m}^2 = 13.361 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre principale}} : 450 \times 5.35 = 2.407 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre secondaire}} : 412.5 \times 4.41 = 1.819 \text{ t}$$

$$N_9 = N_8 + 17.59 \text{ t} = 100.875 \text{ t}$$

N₁₀

$$G_{\text{Poteau}} : 0.756 \times 3 = 2.268 \text{ t}$$

$$N_{10} = N_9 + 2.268 \text{ t} = 103.143 \text{ t}$$

N₁₁

$$G_{\text{Plancher courant}} : 620 \text{ kg} / \text{m}^2 \times 21.5502 \text{ m}^2 = 13.361 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre principale}} : 450 \times 5.35 = 2.407 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre secondaire}} : 412.5 \times 4.41 = 1.819 \text{ t}$$

$$N_{11} = N_{10} + 17.59 \text{ t} = 120.733 \text{ t}$$

$$\underline{N}_{12}$$

$$G_{\text{Poteau}} : 0.756 \times 3 = 2.268 \text{ t}$$

$$N_{12} = N_{11} + 2.268 \text{ t} = 123 \text{ t}$$

$$\underline{N}_{13}$$

$$G_{\text{Plancher courant}} : 620 \text{ kg} / \text{m}^2 \times 21.5502 \text{ m}^2 = 13.361 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre principale}} : 450 \times 5.35 = 2.407 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre secondaire}} : 412.5 \times 4.41 = 1.819 \text{ t}$$

$$N_{13} = N_{12} + 17.59 \text{ t} = 140.59 \text{ t}$$

$$\underline{N}_{14}$$

$$G_{\text{Poteau}} : 0.756 \times 3 = 2.268 \text{ t}$$

$$N_{14} = N_{13} + 2.268 \text{ t} = 142.59 \text{ t}$$

$$\underline{N}_{15}$$

$$G_{\text{Dalle pleine}} : 670 \text{ kg} / \text{m}^2 \times 21.5502 \text{ m}^2 = 14.44 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre principale}} : 450 \times 5.35 = 2.407 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre secondaire}} : 412.5 \times 4.41 = 1.819 \text{ t}$$

$$N_{15} = N_{14} + 2.407 \text{ t} + 1.819 \text{ t} + 14.44 \text{ t} = 161.524 \text{ t}$$

$$\underline{N}_{16}$$

$$G_{\text{Poteau}} : 0.756 \times 2.6 = 1.966 \text{ t}$$

$$N_{16} = N_{15} + 1.966 \text{ t} = 163.49 \text{ t}$$

2.7.2.2 Charge d'exploitation Q

$$S = (3.45 + 0.3 + 1.90) \times (1.7 + 0.3 + 2.36)$$

$$S = 24.634 \text{ m}^2$$

2.7.2.2.1 Loi de dégression

La dégression des charges s'effectue conformément aux règles DTR

- Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- Pour le premier étage à partir du toit : Q
- Pour le deuxième étage à partir du toit : $0.9Q$
- Pour le troisième étage à partir du toit : $0.8Q$

En réduisant Q de 10 % par étage jusqu'à $0.5Q$ valeur conservée pour les étages inférieurs

Tableau 10 : Détermination des charges d'exploitations dans la structure

/	q (kg / m ²)	S (m ²)	Q = q × s	n	Q' (t)
5 ^{ème} étage	100	24.634	2463.4	1	2.463
4 ^{ème} étage	250	24.634	6158.5	1	6.158
3 ^{ème} étage	250	24.634	6158.5	0.90	5.542
2 ^{ème} étage	250	24.634	6158.5	0.80	4.926
1 ^{er} étage	250	24.634	6158.5	0.70	4.310
RDC	250	24.634	6158.5	0.60	3.695
Entre-sol	250	24.634	6158.5	0.50	3.079
Sous-sol	250	24.634	6158.5	0.50	3.079

$$Q_{\text{cum}} = 33.242 \text{ t}$$

Selon le BAEL99 révisées 99 (Art B.8.1,1) :

Les charges verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en faisant s'il y a lieu, application de la loi de dégression des charges variables dans les bâtiments à étages, telle qu'elle est énoncée par les normes en vigueur et en admettant la discontinuité des différents éléments de plancher (hourdis, poutrelles et poutres).

Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

- de **15 %** pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées.
- de **10 %** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Dans notre cas on va prendre **10%** de majoration des charges verticales.

2.7.2.3 Vérifications du 1,1 $N_u \leq \overline{N_u}$:

L'effort normal ultime du poteau : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

L'effort normal admissible du poteau : $\overline{N_u} = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_{min} f_e}{\gamma_s} \right)$

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

moment d'inertie : $I = \frac{b h^3}{12}$

Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

l'élanement du poteau : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Longueur de flambement : $l_f = 0.7 l_0$

La section réduite : $B_r = (b-2 \text{ cm} ; h-2 \text{ cm})$

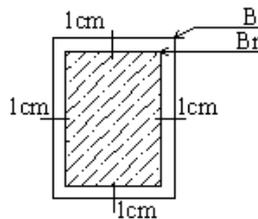


Figure 16 : Section réduite du poteau rectangulaire

La section minimum d'armature : $A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \% b h \\ 4(2(b + h))\% \end{array} \right.$

Tableau 11 : Calcul de N_u du poteau

	Dimensions (cm)	Br (cm)	L_f (m)	λ	α	A_{min} (cm ²)	I (cm ⁴)	i (cm)	N_u (t)
Poteau	55 × 55	2809	2.1	13.23	0.83	8.8	762000	15.87	270.5

$$1,1 N_u = 297.62 \text{ t}$$

$$\overline{N_u} = 545 \text{ t}$$

$$1,1 N_u \leq \overline{N_u} \dots \text{condition vérifier}$$

2.7.3 Poteau (30×30)

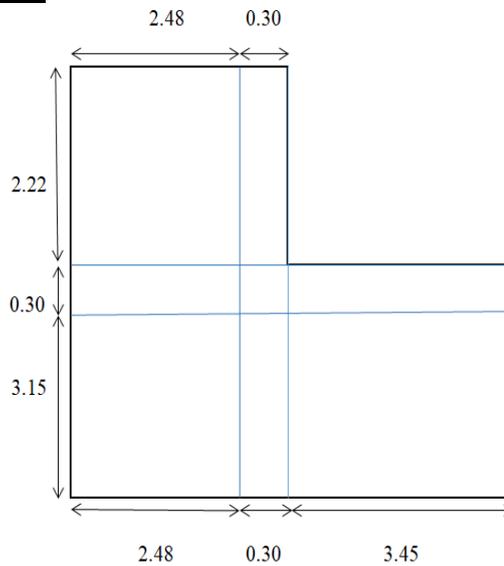


Figure 17: Représentation du poteau (30 × 30) le plus sollicité

$$S = (2.48 \times 2.22) + (3.45 \times 3.15) + (2.48 \times 3.15) = 24.1851 \text{ m}^2$$

2.7.3.1 Charge permanente G

Tableau 12 : poids de poteau et des poutres

Elément	Dimensions	$\rho_{\text{béton}} \text{ (kg / m}^3\text{)}$	G (t)
Poteau	0.3 × 0.3	2500	0.225
Poteau sous-sol	0.3 × 0.3	2500	0.225
Poutre principale	0.3 × 0.6	2500	0.45
Poutre secondaire	0.3 × 0.55	2500	0.412

Tableau 13 : poids des planchers

Element	Surface (m ²)	Charge (kg / m ²)	G(t)
Plancher courant	24.1851	620	15
Dalle pleine	24.1851	670	16.20

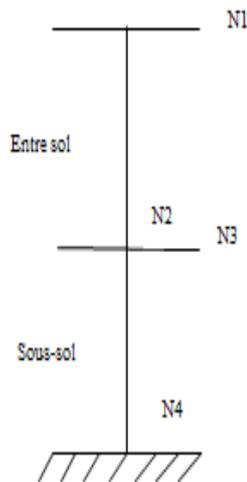


Figure 18 : Schématisation du poteau étudié

N₁

$$G_{\text{Plancher terrasse}} : 620 \text{ kg / m}^2 \times 24.1851 \text{ m}^2 = 15 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre principale}} : (450 \times 5.53) = 2.668 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre secondaire}} : (412.5 \times 5.37) = 2.215 \text{ t}$$

$$N_1 = 19.883 \text{ t}$$

N₂

$$G_{\text{Poteau}} : 0.225 \times 3 = 0.675 \text{ t}$$

$$N_2 = N_1 + 0.675 \text{ t} = 20.558 \text{ t}$$

N₃

$$G_{\text{Plancher terrasse}} : 670 \text{ kg / m}^2 \times 24.1854 \text{ m}^2 = 16.20 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre principale}} : (450 \times 5.53) = 2.668 \text{ t}$$

$$G_{\text{Poutre secondaire}} : (412.5 \times 5.37) = 2.215 \text{ t}$$

$$N_3 = N_2 + 16.20 \text{ t} + 2.668 \text{ t} + 2.215 \text{ t} = 41.64 \text{ t}$$

N₄

$$G_{\text{Poteau}} : 0.225 \times 2.6 = 0.585 \text{ t}$$

$$N_4 = N_3 + 0.585 \text{ t} = 42.226 \text{ t}$$

2.7.3.2 Charge d'exploitation Q

$$S = (2.48 + 0.3) \times (2.22 + 0.3 + 3.15)$$

$$S = (2.78 \times 5.76) + (0.3 + 3.15) (3.15)$$

$$S = 15.762 + 11.9$$

$$S = 27.66 \text{ m}^2$$

Tableau 14 : Détermination des charges d'exploitations dans la structure

/	q (kg / m ²)	S (m ²)	Q = q × s	n	Q' (t)
Entre sol	250	27.66	6.916	1	6.916
Sous-sol	250	27.66	6.916	1	6.916

$$Q_{\text{cum}} = 13.916 \text{ t}$$

2.7.3.3 Vérifications du $N_u \leq \bar{N}_u$:

L'effort normal ultime du poteau : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

L'effort normal admissible du poteau : $\bar{N}_u = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_{min} f_e}{\gamma_s} \right)$

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

moment d'inertie : $I = \frac{b h^3}{12}$

Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

l'élancement du poteau : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Longueur de flambement : $l_f = 0.7 l_0$

La section réduite : $B_r = (b-2 \text{ cm} ; h-2 \text{ cm})$

La section minimum d'armature : $A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \% b h \\ 4(2(b + h))\% \end{array} \right.$

Tableau 15 : Calcul de N_u de poteau

/	Dimensions (cm ²)	B_r (cm ²)	L_f (m)	λ	α	A_{\min} (cm ²)	I (cm ⁴)	i (cm)	N_u (t)
Poteau	30×30	784	2.1	24.16	0.77	4.8	68000	8.69	77.74

$N_u = 77.74 \text{ t}$

$\overline{N}_u = 148 \text{ t}$

$N_u \leq \overline{N}_u$ condition vérifier

2.7.4 Poteau circulaire (D = 45 cm) :

2.7.4.1 Vérifications du $N_u \leq \overline{N}_u$:

L'effort normal ultime du poteau : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

L'effort normal admissible du poteau : $\overline{N}_u = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_{\min} f_e}{\gamma_s} \right)$

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

moment d'inertie : $I = \frac{D^4}{64}$

Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

l'élancement du poteau : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Longueur de flambement : $l_f = 0.7 l_0$

La section réduite : $B_r = (b-2 \text{ cm} ; h-2 \text{ cm})$

La section minimum d'armature : $A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \% b h \\ 4(2(b + h))\% \end{array} \right.$

Tableau 16 : Calcul de N_u de poteau

/	Dimensions (cm ²)	B_r (cm ²)	L_f (m)	λ	α	A_{\min} (cm ²)	I (cm ⁴)	i (cm)	N_u (t)
Poteau	1589.625	1451 46.5	4.2	66.24	0.56	5.65	64072.2	6.34	162.2

$N_u = 162.2 \text{ t} \dots$ les valeurs sont obtenues par logiciel robot

$$\overline{N}_u = 1807 \text{ t}$$

$$N_u \leq \overline{N}_u \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Selon RPA 99 (modifier 2003) Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : Section réduite de poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau 17 : Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux

Elément	N_d (KN)	B_c (mm ²)	f_{c28} (MPa)	$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$	condition
Poteau (55×55)	2256.40	530×530	30	0.26	vérifier
Poteau (30×30)	705.600	280×280	30	0.30	vérifier
Poteau circulaire (D = 45cm)	1292.940	145146.5	30	0.29	vérifier

2.7.5 Vérification du flambement

2.7.5.1 Poteau (55 × 55)

$$\text{moment d'inertie : } I_x = I_y = \frac{b h^3}{12} = \frac{55 \times 55^3}{12} = 7.62 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$\text{Rayon de giration : } i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{7.62 \times 10^5}{2025}} = 15.87 \text{ cm}$$

$$\text{Longueur de flambement : } l_f = 0.7 l_0 = (0.7)(3) = 2.1 \text{ m}$$

$$\text{l'élancement du poteau : } \lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} = \frac{210}{15.87} = 13.23 \dots < 70$$

$\lambda < 70 \dots$ pas de risque du flambement

2.7.5.2 poteau (30 × 30)

$$\text{moment d'inertie : } I_x = I_y = \frac{b h^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 6.8 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\text{Rayon de giration : } i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{6.8 \times 10^4}{2025}} = 8.69 \text{ cm}$$

$$\text{Longueur de flambement : } l_f = 0.7 l_0 = (0.7)(3) = 2.1 \text{ m}$$

$$\text{l'élancement du poteau : } \lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} = \frac{210}{8.69} = 24.16 \dots < 70$$

$\lambda < 70 \dots$ pas de risque du flambement

2.7.5.3 poteau circulaire (D = 45 cm)

$$\text{moment d'inertie : } I_x = I_y = \frac{D^4}{64} = \frac{45^4}{64} = 64072.26 \text{ cm}^4$$

$$\text{Rayon de giration : } i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{64072.26}{15890.62}} = 6.34 \text{ cm}$$

$$\text{Longueur de flambement : } l_f = 0.7 l_0 = (0.7)(6) = 4.2 \text{ m}$$

$$\text{l'élancement du poteau : } \lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} = \frac{420}{6.34} = 66.24 \dots < 70$$

$\lambda < 70 \dots$ pas de risque du flambement

Chapitre 3

Etude sismique

3 Etude sismique

3.1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

3.2 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

3.2.1 Méthode statique équivalente :

3.2.1.1 Principe de la méthode :

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 au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

3.2.1.2 Modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale' par niveau.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

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

3.2.1.3 Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99.

Ces conditions sont restées inchangées dans

3.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale:

3.2.2.1 Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

3.2.2.2 Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

3.2.2.3 Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

3.2.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

3.3 Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle.

Dans notre cas, D'après le RPA 99 / version 2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique IIa groupe d'usage 2.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectacle du fait que notre structure ne répond pas aux critères (4.1.2.b) exigés par le RPA 99 / version 2003, quand a l'application de la méthode statique équivalente.

Donc nous avons utilisé une **méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale)** en utilisant logiciels de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional

3.4 Définition du spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

A : coefficient d'accélération de zone

η : coefficient de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement.

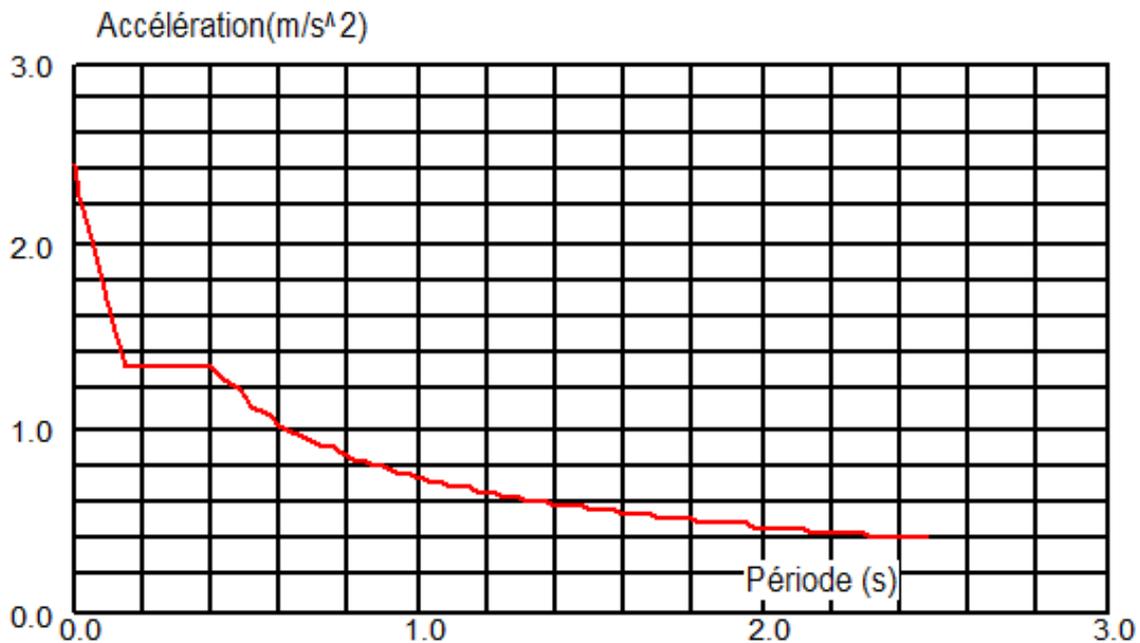


Figure 19 : Spectre de réponse

3.5 Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, Définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : Annaba se situe dans une zone de sismicité moyenne "ZONE IIa".

3.6 Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

" Bâtiment d'habitation collective et à usage de bureau dont la hauteur ne dépasse pas 48m

Autre bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tel que bâtiments à usage de bureaux , bâtiments industriels "

Donc : "Groupe 2" (Article 3.2 Du RPA99/V2003).

3.7 Classification du site :

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

3.7.1 Catégorie S₁ (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement ($V_s \geq 800$ m/s).

3.7.2 Catégorie S₂ (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et /ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s

3.7.3 Catégorie S₃ (site meuble) :

Dépôts de sables et de graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

3.7.4 Catégorie S₄ (site très meuble) :

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200$ m/s dans les premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Par ailleurs, outre les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement, les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétrömètre statique, STP, prèssiömètre...) peuvent être utilisés pour classer un site selon le tableau suivant :

Tableau 18 : Classification de site.

Catégorie	Description	q_c (MPa)	N	P_1 (MPa)	E_p (Mpa)	q_u (MPa)	V_s (m/s)
S₁	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
S₂	Ferme	> 15	> 50	> 2	> 20	> 0.4	≥ 400 < 800
S₃	Meuble	1.5 ~15	10~50	1 ~ 2	5 ~20	0.1 ~0.4	≥ 200 < 400
S₄	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme, donc **catégorie S₂**.

3.8 Coefficient d'accélération A :

Zone IIa, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'Annaba : RPA 99 / version 2003 , alors d'après les deux critères précédents on obtient :

$$\begin{cases} A_x = 0.15 \\ A_y = 0.15 \end{cases} \quad (\text{tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003})$$

3.9 Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (d'après l'article 4.2.3 de l'RPA 99 / version 2003) avec :

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

3.9.1 Périodes caractéristiques T_1, T_2 :

Pour notre site type : S_2 donc : $T_1 = 0,15$ s ; $T_2 = 0,40$ s

3.9.2 Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

Ou ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 10$ % $\rightarrow (\eta = 1.82)$.

3.9.3 Période fondamentale (T) :

Calcul de la période fondamentale par la formule empirique :

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $\rightarrow h_n = 21$ m

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 dans l'article (4.2.4) du RPA99 /version 2003.

On a contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé

$$C_T = 0.05$$

Donc la période fondamentale : $T = 0.49$ s

On a : 0.40 s < 0.49 s < 3.0 s $\rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0$ s

Donc :

$$D_x = D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = D_y = 3.97$$

3.10 Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003 Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R = 5$

3.11 Facteur de qualité Q :

Q : est le facteur de qualité et on fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Tableau 19 : Pénalité en fonction de critère de qualité

Condition minimales sur les files de contreventement	0.05
Redondance en plan	0.05
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0.05
Control de la qualité des matériaux	0
Control de la qualité d'exécution	0

$$1 + \sum P_q = 1.20$$

$$\text{Donc : } Q_x = Q_y = 1.20$$

3.12 Poids de la structure

$$W = \sum W_i$$

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas $\beta=0,20$

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$

D'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional

poids (masse) total $W = 5366.921 \text{ t}$

3.13 Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

ACC : $G + Q \pm 1,2E$

ACC : $G + Q \pm E$

ACC : $0,8G \pm E$

3.14 La modélisation de la structure :

La structure étudiée présente une irrégularité en plan et une irrégularité en élévation, comportant des planchers rigides.

Elle sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de masse du plancher avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

L'analyse se fera l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional

3.14.1 Présentation du logiciel " Robot " :

Le Robot est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques .

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

3.14.2 Modélisation avec sous-sol

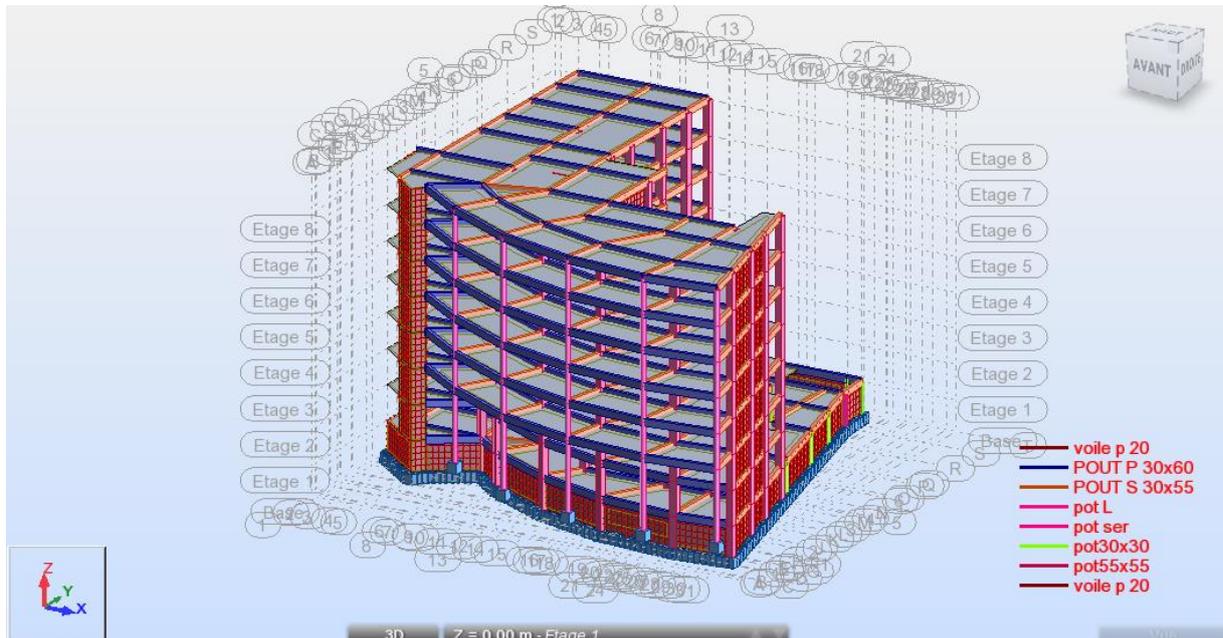


Figure 20 : vue 3D de la structure (résultats de ROBOT)

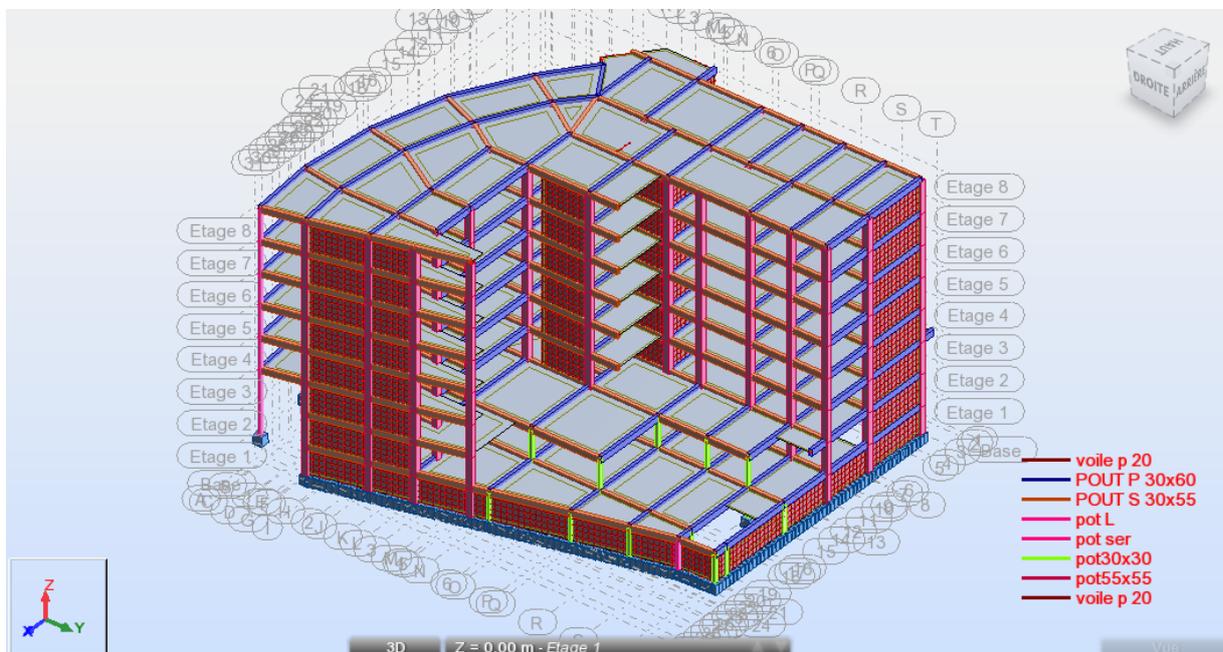


Figure 21 : vue 3D de la structure (résultats de ROBOT) ; vue à droite

3.14.3 Modélisation sans sous-sol

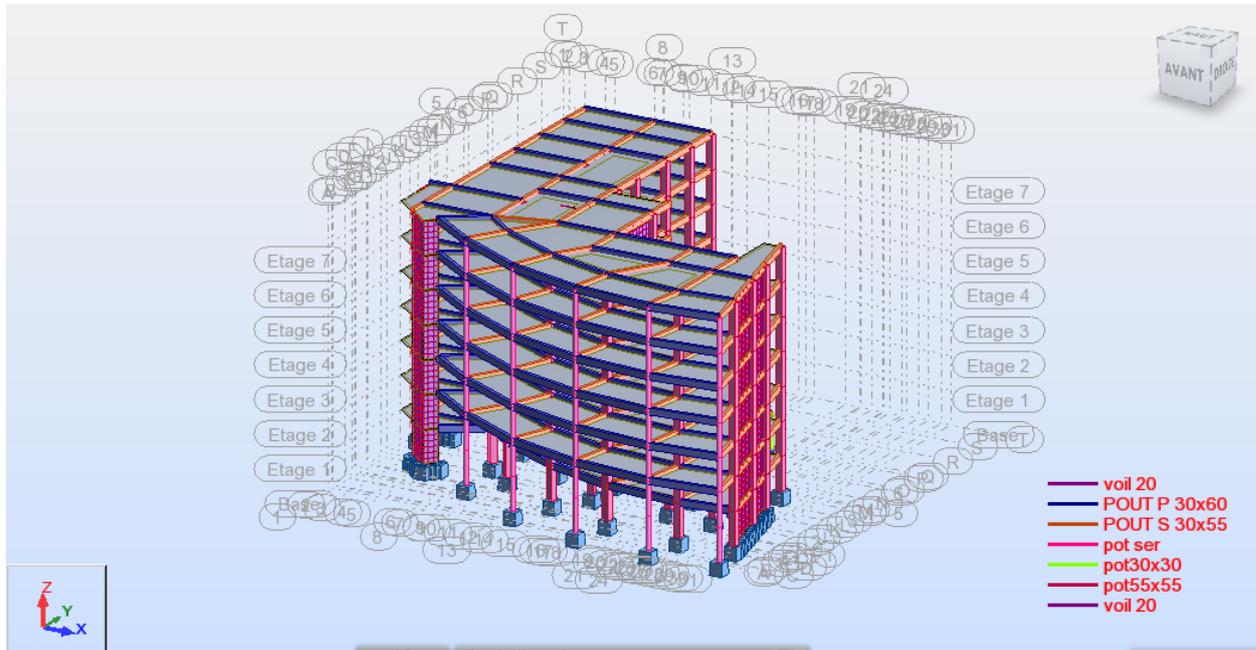


Figure 22 : vue 3D de la structure (résultats de ROBOT)

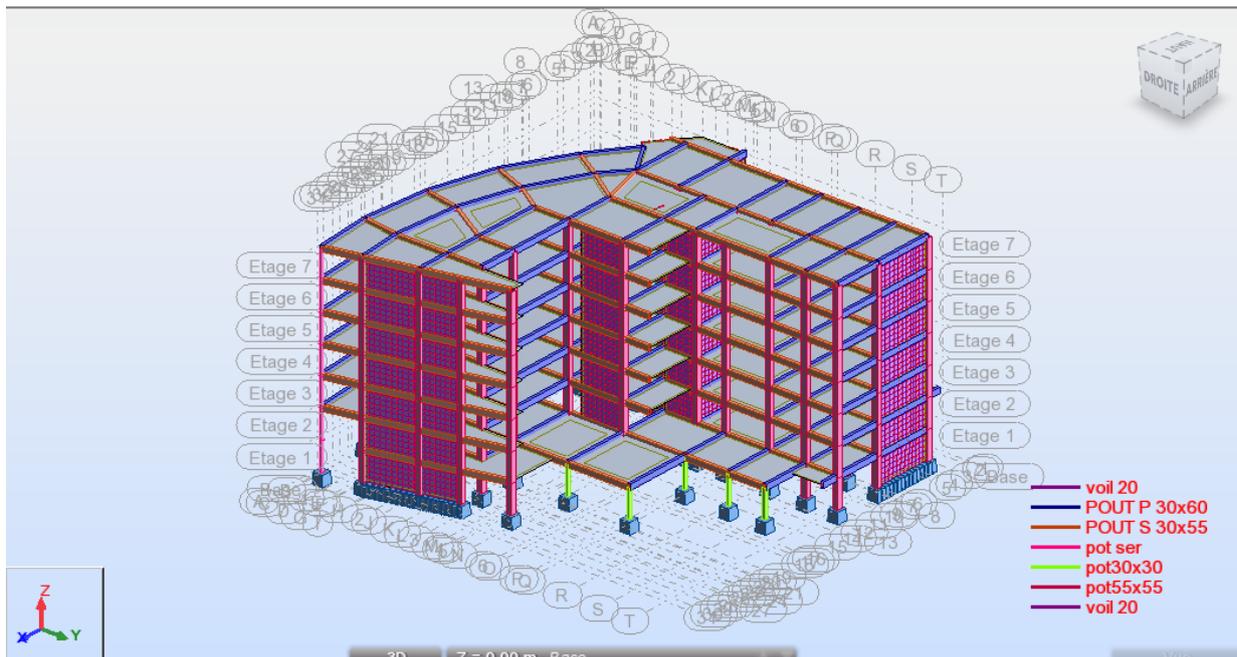


Figure 23 : vue 3D de la structure (résultats de ROBOT) ; vue à droite

" l'étude de la repense à un séisme horizontal doit en principe être effectuée en modélisant la totalité du bâtiment .

Toutefois, si le sol est suffisamment raide pour que l'on puisse négliger la rotation d'ensemble du bâtiment, on peut effectuer un calcul approché en modélisant seulement la partie souple " (1)

Remarque

Donc ; dans notre cas on va modéliser la structure sans sous-sol

3.15 La 1^{er} variante

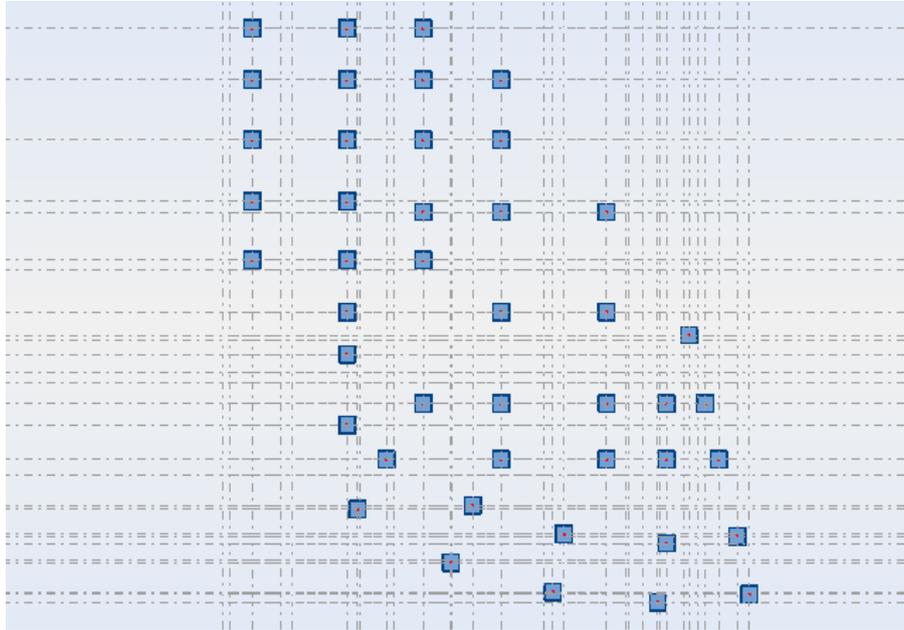


Figure 24 : La 1^{er}e disposition des poteaux

$$T = 0.90 \text{ s}$$

$$W = 4839.465 \text{ t}$$

Période fondamentale de la structure = 0.49 sec

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b) : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$1.3T_{\text{empirique}} = 0.49 \times 1,3 = 0.63 \text{ s} \rightarrow 1.3T_{\text{empirique}} < T_{\text{calculée}} \\ \rightarrow \text{donc condition non vérifiée}$$

3.15.1 Nombre des modes considérés :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que:

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

Tableau 20 : Périodes et facteurs de participation modale de la 1^{er} variance.

mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)	Masse modale UX (%)	Masse modale UY (%)	Masse modale UZ (%)
1	1,11	0,90	66,70	0,34	0	66,70	0,34	0
2	1,24	0,81	74,31	4,49	0	7,61	4,15	0
3	1,33	0,75	74,41	79,46	0	0,10	74,97	0
4	1,34	0,74	75,51	81,40	0	1,10	1,94	0
5	1,51	0,66	77,78	81,42	0	2,27	0,02	0
6	1,83	0,55	80,70	81,46	0	2,92	0,04	0
7	2,04	0,49	80,84	81,50	0	0,14	0,03	0
8	2,46	0,41	80,89	81,58	0	0,05	0,08	0
9	2,56	0,39	81,00	81,93	0	0,11	0,36	0
10	2,82	0,35	81,19	81,93	0	0,19	0,00	0
11	3,00	0,33	84,91	81,94	0	3,72	0,00	0
12	3,05	0,33	85,01	82,00	0	0,10	0,06	0
13	3,36	0,30	85,31	82,04	0	0,30	0,04	0
14	3,51	0,28	85,31	82,04	0	0,00	0,00	0
15	3,71	0,27	86,22	82,41	0	0,91	0,37	0
16	3,79	0,26	86,22	82,42	0	0,00	0,01	0
17	3,92	0,25	86,32	87,91	0	0,10	5,49	0
18	4,05	0,25	88,37	88,34	0	2,05	0,43	0
19	4,18	0,24	89,35	90,85	0	0,98	2,51	0
20	4,32	0,23	89,48	90,85	0	0,14	0,00	0
21	4,37	0,23	89,60	90,86	0	0,12	0,01	0

Donc ; le condition de la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure Est n'est pas vérifier pour cette variante

3.16 La 2^{ème} variante :

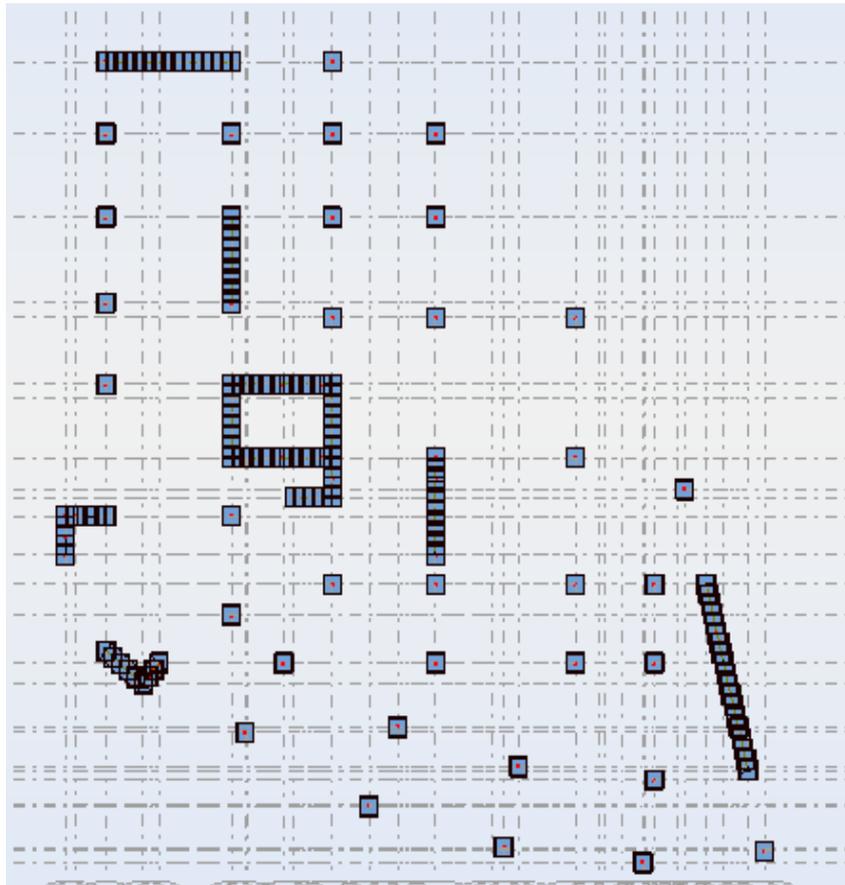


Figure 25 : La 2^{ème} disposition des murs voiles et poteaux

$$T = 0.48 \text{ s}$$

$$W = 5366.921 \text{ t}$$

Période fondamentale de la structure = 0.49 sec

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b) : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$1.3T_{\text{empirique}} = 0.49 \times 1,3 = 0.63 \text{ s} \rightarrow 1.3T_{\text{empirique}} > T_{\text{calculée}} \\ \rightarrow \text{donc condition vérifier}$$

Tableau 21 : Périodes et facteurs de participation modale de la 2^{ème} variance.

mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)	Masse modale UX (%)	Masse modale UY (%)	Masse modale UZ (%)
1	2.09	0.48	50.12	1.32	0	50.12	1.32	0
2	2.88	0.35	58.41	58.33	0	8.30	57.01	0
3	4.00	0.25	72.12	72.23	0	13.71	13.89	0
4	7.71	0.13	82.99	72.65	0	10.86	0.42	0
5	11.28	0.09	85.65	87.88	0	2.66	15.32	0
6	15.53	0.06	90.44	90.97	0	4.79	3.09	0
7	15.74	0.06	93.59	91.20	0	3.16	0.24	0
8	17.54	0.06	93.61	91.25	0	0.01	0.05	0
9	21.39	0.05	93.71	91.27	0	0.10	0.02	0
10	23.19	0.04	94.47	95.24	0	0.76	3.96	0
11	24.35	0.04	95.46	95.33	0	0.99	0.09	0
12	31.03	0.03	97.36	96.00	0	1.91	0.67	0
13	32.61	0.03	97.69	96.01	0	0.33	0.00	0
14	33.22	0.03	97.69	96.01	0	0.00	0.00	0
15	33.31	0.03	97.70	96.01	0	0.00	0.00	0
16	33.58	0.03	97.70	96.01	0	0.00	0.00	0
17	34.40	0.03	97.70	96.01	0	0.00	0.00	0
18	35.07	0.03	97.86	97.78	0	0.16	1.78	0
19	39.33	0.03	98.34	97.80	0	0.47	0.02	0
20	43.44	0.02	98.73	97.82	0	0.40	0.02	0
21	45.45	0.02	99.12	97.82	0	0.38	0.01	0

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

Est vérifier pour cette variante

Remarque

La deuxième variante reste la plus convaincante au niveau du comportement dynamique et du point de vue architectural. Donc on va continuer le calcul qu'avec la deuxième variante

3.17 Calcul de la force sismique statique :

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

$$V_{x \text{ statique}} = V_{y \text{ statique}} = \frac{(0.15)(3.97)(1.2)}{5} (5366.921) = 767.04 t$$

3.18 Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra $0.8V / V_t$

3.18.1 Les réactions à la base :

Tableau 22 : Les réactions à la base

Combinaison	ΣF_x (KN)	ΣF_y (KN)
E_x	3443.61	1537.96
E_y	1537.98	4171.88

$$V_{x \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 377.17 \text{ t}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 444.63 \text{ t}$$

Tableau 23 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Combinaison	V_{statique}	$V_{\text{dynamique}}$	$0.8V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
E_x	767.04	377.17	Condition non vérifier
E_y	767.04	444.63	Condition non vérifier

Dans notre cas l'effort tranchant à la base n'est pas vérifier , donc toutes les réponses obtenues par la méthodes modale spectrale vont être majorées de ($0.8V_s / V_d$)

Donc :

$$\frac{0.8V_{x \text{ statique}}}{V_{x \text{ dynamique}}} = \frac{613.63}{377.14} = 1.62 \rightarrow 1.62E_x$$

$$\frac{0.8V_{y \text{ statique}}}{V_{y \text{ dynamique}}} = \frac{613.63}{444.63} = 1.38 \rightarrow 1.38E_y$$

3.19 Justification d'interaction portique voiles

L'RPA 99 version 2003(Art 3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

Sous charges verticales

Les voiles doivent prendre au plus 20 % des sollicitations

Les portiques doivent reprendre au moins 80 % des sollicitations

Sous charges horizontales

Les voiles doivent au plus 75 % des sollicitations

Les portiques doivent reprendre au moins 25 % des sollicitations

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants

3.19.1 Charge verticales

Tableau 24 : vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

niveaux	Charges verticales (KN)			(%) des charges verticales	
	Portiques	voiles	Effort total	Portiques	voiles
Entresol	42359.62	20002.12	62361.74	68	32
RDC	35990.95	17366.81	53357.46	67	33
1	29667.81	14474.34	44142.15	67	33
2	23632.03	11611.94	35243.97	67	33
3	17737.17	8795.54	26532.71	67	33
4	11778.37	5856.16	17634.53	67	33
5	5868.64	2867.69	8736.33	67	33

3.19.2 Charges horizontales

Tableau 25 : vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

niveau	Interaction selon x-x				Interaction selon y-y			
	charges horizontales		(%) des charges horizontales		charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	portiques	voiles	portiques	voiles	portiques	voiles	portiques	voiles
Entresol	1247.26	3544.98	26	74	538.53	1523.19	26	74
RDC	1083.09	3498.25	24	76	415.96	1556.24	21	79
1	1364.75	2842.51	32	68	519.36	1301.7	29	71
2	1346.74	2395.63	36	64	486.51	1151.7	30	70
3	1315.4	1854.02	42	58	485.2	923.47	34	66
4	1199.68	1191.37	50	50	467.88	622.31	43	57
5	1300.15	88.81	94	6	539.01	127.89	81	19

D'où, le système de contreventement voiles portiques avec interaction est justifié

3.20 Vérification de déplacement :

3.20.1 Justification vis-à-vis des déformations :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.10) : Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement total de chaque niveau : D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional on peut avoir les déplacements dans chaque niveau

Tableau 26 : les résultats des déplacements des étages

niveaux	dr UX (cm)	H _e (cm)	$\frac{dr UX}{H_e}$	vérification	drUY (cm)	h _e (cm)	$\frac{dr UY}{H_e}$	vérification
Entresol	0.3	300	0.001	vérifier	0.2	300	0.0006	vérifier
RDC	0.6	300	0.002	vérifier	0.3	300	0.001	vérifier
1	0.7	300	0.0023	vérifier	0.4	300	0.0013	vérifier
2	0.7	300	0.0023	vérifier	0.5	300	0.0016	vérifier
3	0.7	300	0.0023	vérifier	0.5	300	0.0016	vérifier
4	0.7	300	0.0023	vérifier	0.5	300	0.0016	vérifier
5	0.6	300	0.002	vérifier	0.4	300	0.0013	vérifier

3.21 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

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 ».

sens X

Tableau 27 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X (Combinaison Ex)

niveaux	P _k (KN)	Δ _K (cm)	V _K (KN)	h _K (cm)	Θ	vérification
Entre-sol	10521.60	0.3	5578.58	300	0.0018	Vérifier
RDC	11036.69	0.6	5260.74	300	0.0041	Vérifier
1	10745.50	0.7	4787.36	300	0.0052	Vérifier
2	10554.88	0.7	4250.72	300	0.0057	Vérifier
3	10745.50	0.7	3611.33	300	0.0069	Vérifier
4	10745.50	0.7	2733.74	300	0.0091	Vérifier
5	11783.14	0.6	1599.56	300	0.014	Vérifier

Les coefficients Δ_K sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P-Δ est négligé.

sens Y

Tableau 28 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y (Combinaison Ey)

niveaux	P _k (KN)	Δ _K (cm)	V _K (KN)	h _K (cm)	Θ	vérification
Entre-sol	10521.60	0.2	5757.33	300	0.0012	Vérifier
RDC	11036.69	0.3	5466.84	300	0.0020	Vérifier
1	10745.50	0.4	4991.32	300	0.0028	Vérifier
2	10554.88	0.5	4429.02	300	0.0039	Vérifier
3	10745.50	0.5	3782.67	300	0.0047	Vérifier
4	10745.50	0.5	2953.85	300	0.0060	Vérifier
5	11783.14	0.4	1812.84	300	0.0086	Vérifier

Les coefficients Δ_K sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P-Δ est négligé.

3.22 Vérification au renversement :

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_R} \geq 1.5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant

M_R : Moment renversant

Combinaison (G + Q ± E_x) et (G + Q ± E_y)

Tableau 29 : vérification de renversement de la structure

Sens	Centre de gravité (m)	Poids (KN)	M_s	M_R	M_s/M_R	vérification
Sens X	17.05	133122	2269730.1	1297288.98	1.74	Vérifier
Sens Y	20.73	133122	2759619.06	1125527.85	2.45	Vérifier

3.23 Conclusion :

Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que notre bâtiment peut résister aux chocs extérieurs tel que le séisme après un très bon ferrailage conforme au règlement R.P.A99 / V2003.

Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés dans la structure et qui sont déduits du logiciel de modélisation (Robot).

Chapitre 4

Ferraillage des éléments structuraux

4 Ferrailage des éléments structuraux

4.1 Ferrailage des poutres

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc fait en flexion simple à partir du règlement BAEL 91V 99 ; puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 V 2003 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

4.1.1 Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le RPA 99 V 2003 .

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

On a deux types de poutres principales à étudier :

Poutres principales 1 → P.P .1 (70 × 40) cm²

Poutres principales 2 → P.P 2 (60 × 30) cm²

Poutres secondaires → P.S (55 × 30) cm²

Poutre palier → P.L (35 × 35) cm²

4.1.2 Étude des poutres principales P.P .1 (70 x 40) cm²

4.1.2.1 Calcul des armatures longitudinales selon le BAEL 91V 99

Le calcul ci-dessous est effectué pour la poutre principale du sous-sol.

4.1.2.1.1 ELU:

4.1.2.1.2 En travée

$M_t = 236.92 \text{ KN.m}$; $b = 40 \text{ cm}$; $d = 65 \text{ cm}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = 0.082$$

$$\text{Acier FeE400} \left\{ \begin{array}{l} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{array} \right.$$

$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.100$$

$$\alpha < 0.186$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 62.2 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \sigma_s} = 11 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_{s \min} = (0.23)(70)(40) \frac{(2.4)}{(400)} = 3.86 \text{ cm}^2$$

4.1.2.1.3 Calcul des armatures longitudinales selon le RPA 99 V 2003

$$A_{s \min} = 0.5 \% 70 \times 40 = 14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = 4 \% 70 \times 40 = 112 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante}$$

$$A_{s \max} = 6 \% 70 \times 40 = 168 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement}$$

4.1.2.1.4 Choix des armatures :

$$A_s = \max(A_s \text{ BAEL} ; A_s \text{ RPA} ; A_s \text{ min})$$

$$A_s = \max(11 \text{ cm}^2 ; 14 \text{ cm}^2 ; 3.86 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 4\text{HA16} + 4\text{HA14} = 14.2 \text{ cm}^2$$

4.1.2.1.5 En appui :

$$M_a = 377.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = 0.131$$

$$\text{Acier FeE400} \left\{ \begin{array}{l} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{array} \right.$$

$$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.176$$

$$\alpha < 0.186$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 60.4 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} = 18 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} = 0.23bd \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_{s \text{ min}} = (0.23)(70)(40) \frac{(2.4)}{(400)} = 3.86 \text{ cm}^2$$

4.1.2.1.6 Calcul des armatures longitudinales selon le RPA 99 V 2003

$$A_{s \text{ min}} = 0.5 \% 70 \times 40 = 14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 4 \% 70 \times 40 = 112 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante}$$

$$A_{s \text{ max}} = 6 \% 70 \times 40 = 168 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement}$$

4.1.2.1.7 Choix des armatures :

$$A_s = \max(A_{BAEL} ; A_{RPA} ; A_{\min})$$

$$A_s = \max(18 \text{ cm}^2 ; 14 \text{ cm}^2 ; 3.86 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 4\text{HA16} + 8\text{HA14} = 20.36 \text{ cm}^2$$

4.1.2.1.8 Vérification à E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

Pour une section rectangulaire :

Détermination de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_s c + A_s d) = 0$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2$$

Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} \text{ et } \sigma_b = \frac{M_s x}{I}$$

4.1.2.1.9 En travée

$$M_s = 170.74 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_s c + A_s d) = 0$$

$$\begin{cases} A_s = 11 \text{ cm}^2 \\ A'_s = 0 \end{cases} \rightarrow x = 19.5 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 444493.23 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s x}{I} = 7.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

Donc, Les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

4.1.2.1.10 En appui

$$M_s = 377.49 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_s c + A_s d) = 0$$

$$\rightarrow x = 23.7 \text{ cm} \begin{cases} A_s = 18 \text{ cm}^2 \\ A'_s = 0 \end{cases}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 640588.875 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s x}{I} = 10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{verifier}$$

Donc, Les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

4.1.2.1.10.1 Vérification de l'effort tranchant

Selon BAEL 91 V 99

$$T_{\max} = 270.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{adm} = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ M} \right] = 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{adm} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

4.1.2.1.10.2 Calcul des armatures transversales

4.1.2.1.10.3 Diamètre des armatures transversales

Selon le BAEL 91V 99

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{65}{35}; 1.2; \frac{40}{10} \right) = 1.2 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

4.1.2.1.10.4 Vérification des espacements

Selon BAEL 91V 99

$$T_{\max} = 270 \text{ KN}$$

$$A_T = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_T}{b S_t} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) \frac{0.9 f_e}{\gamma_s}}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

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

$$\gamma_s = 1.15$$

$$K = 1$$

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{t28} \text{ K}$$

$$\tau_0 = 0.72$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} = \frac{270.07}{(40)(45)} = 0.10 \text{ KN/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 4 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{vérifier}$$

$$\frac{A_T}{b S_t} = 8.78 \times 10^{-4}$$

$$S_t = 57.72 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 58.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm} \dots \text{vérifier}$$

Selon RPA 99V 2003

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset; 30 \text{ cm} \right\} \rightarrow \text{zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{zone courante}$$

$$S_t \leq \min \{ 17.5 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 14.4 \text{ cm} \rightarrow \text{zone nodale} \quad \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 35 \text{ cm} \rightarrow \text{zone courante} \quad \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

4.1.2.1.10.5 Recouvrement des barres longitudinales

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre

$$L_r = 40 \emptyset$$

$$L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

4.1.2.1.10.6 Ancrage des armatures tendues

Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj}$$

Ψ_s : 1.5 ; barre à haute adhérence courante

$$\bar{\tau}_s = 0.6 (1.5)^2 (2.4) = 3.24 \text{ MPa}$$

4.1.2.1.10.7 Longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 3.24} = 49.4 \text{ cm}$$

Tableau 30 :Ferrailage des poutres principales

Poutres Principales	Ma _{max}	Mt _{max}	As _a	As _t	AS appui	AS travée	Cadre
P.P.1 40×70	377,58	236,89	18,1	11,6	4HA16+ 8HA14	4HA16 + 4HA14	Ø8
P.P.2 40×70	250,44	142,8	14	8,3	4HA16+ 4HA14	4HA14 + 4HA12	Ø8
P.P.3 30×60	190,55	154,98	11,2	6,8	4HA16+ 4HA12	4HA14 + 4HA12	Ø8

Tableau 31 :Ferrailage des poutres secondaires

Poutres	Ma _{max}	Mt _{max}	As _a	As _t	AS appui	AS travée	Cadre
P.S.1 30×55	168,92	190,73	10,9	12,6	6HA12+ 3HA14	6HA12 + 3HA16	Ø8
P.S.2 30×55	170,71	100	10,9	6	6HA12+ 3HA14	6HA12	Ø8
P.L 35×35	35.74	79.35	3.39	7.70	3HA12	5HA14	Ø8

4.1.2.1.11 Vérification de la flèche

D'après les règles BAEL 91V99 , Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{a \text{ appui}}}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

L: La portée de la travée entre nus d'appui.

h: La hauteur totale de la section droite.

d: La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t \text{ service}}$: Le moment en travée maximal à ELS.

$M_{a \text{ service}}$: Le moment en appui maximal à ELS.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

4.1.2.1.11.1 Vérification des conditions

$$\frac{h}{L} = \frac{70}{720} = 0.97 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow C.V$$

$$\frac{h}{L} = \frac{70}{720} = 0.97 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{170.5}{271.8} = 0.0627 \rightarrow C.V$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{14.2}{40 \times 65} = 0.0054 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow C.V$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche de cette poutre car les trois conditions sont vérifiées

4.2 ferraillage des poteaux

4.2.1 poteau (55 × 55)

4.2.1.1 Armatures longitudinales

4.2.1.1.1 ELU

$h = 55 \text{ cm} ; d = 52.5 \text{ cm} ; c = c' = 2.5 \text{ cm} ; f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

Calcul de l'excentricité

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

L'excentricité de 1^{er} ordre :

$$e_1 = \frac{M_G}{N_u} = \frac{41.52}{2819.18} = 1.47 \text{ cm}$$

L'excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right\}$$

$$e_a = \max \{ 2 \text{ cm} ; 1.2 \text{ cm} \} \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

L'excentricité de 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3l_f^3}{10000h} \times (2 + \alpha\Phi)$$

$$\alpha = \frac{M_{perm}}{M_{perm} + M_{exp}} = \frac{41.52}{41.52 + 12.79} = 0.76$$

$$\Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{13.23}{5500} = [(2 + (0.76 \times 2))] = 0.84$$

$$e = 1.47 + 2 + 0.84 = 4.31 \text{ cm}$$

$$M_y = e \times N_u = 121.50 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_u = 2819.18 \text{ KN} \\ M_y = 121.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{h}{2} - c' = 25 \text{ cm}$$

$$e < \frac{h}{2} - c'$$

$$M_1 = M_y + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 826.295 \text{ KN.m}$$

$$N_U (d - c') - M_1 = 583.295 \text{ KN.m}$$

$$\left[0.337 - 0.8090 \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc} = 848.51 \text{ KN.m}$$

$$N_U (d - c') - M_1 < \left[0.337 - 0.8090 \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc}$$

→ section partiellement comprimée

→ donc se calcul sous flexion simple avec M_1

$$\mu = \frac{M_1}{b d^2 f_{bc}} = 0.320$$

$$\text{Acier FeE400} \begin{cases} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \% \end{cases}$$

$$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.500$$

$$\alpha > 0.186$$

$$Z_R = d (1 - 0.4 \alpha_R) = 38.47 \text{ cm}$$

$$A_s f_s = \frac{M_1}{Z_R \sigma_s} = 6172.11 \text{ mm}^2$$

$$\frac{N_u}{\sigma_s} = 8101.1 \text{ mm}^2$$

$$A_s f_c = \frac{M_1}{Z_R \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = -19.28 \text{ cm}^2$$

→ le béton seul a la possibilité de résisté sans armatures

$$\begin{cases} N_u = 2819.18 \text{ KN} \\ M_z = 11.93 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\frac{h}{2} - c' = 25 \text{ cm}$$

$$e < \frac{h}{2} - c'$$

$$M_1 = M_y + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 716.725 \text{ KN.m}$$

$$N_U (d - c') - M_1 = 692.865 \text{ KN.m}$$

$$\left[0.337 - 0.8090 \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc} = 848.51 \text{ KN.m}$$

$$N_U (d - c') - M_1 < \left[0.337 - 0.8090 \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc}$$

→ section partiellement comprimée

→ donc se calcul sous flexion simple avec M_1

$$\mu = \frac{M_1}{b d^2 f_{bc}} = 0.278$$

$$\text{Acier FeE400} \begin{cases} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{cases}$$

$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.695$$

$$\alpha > 0.186$$

$$Z_R = d (1 - 0.4 \alpha_R) = 38.47 \text{ cm}$$

$$A_s f_s = \frac{M_1}{Z_R \sigma_s} = 5353.66 \text{ mm}^2$$

$$\frac{N_u}{\sigma_s} = 8101.1 \text{ mm}^2$$

$$A_s f_c = \frac{M_1}{Z_R \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = -27.47 \text{ cm}^2$$

→ le béton seul a la possibilité de résisté sans armatures

4.2.1.1.2 ELA

$h = 55 \text{ cm}$; $d = 52.5 \text{ cm}$; $c = c' = 2.5 \text{ cm}$; $f_{bc} = 21 \text{ MPa}$

Calcul de l'excentricité

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

L'excentricité de 1^{er} ordre :

$$e_1 = \frac{M_G}{N_u} = \frac{41.52}{2256.47} = 1.84 \text{ cm}$$

L'excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right\}$$

$$e_a = \max \{ 2 \text{ cm} ; 1.2 \text{ cm} \} \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

L'excentricité de 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3l_f^3}{10000h} \times (2 + \alpha\Phi)$$

$$\alpha = \frac{M_{perm}}{M_{perm} + M_{exp}} = \frac{41.52}{41.52 + 12.79} = 0.76$$

$$\Phi = 2$$

$$e_2 = 5.05 \times 10^{-3} \times [(2 + (0.76 \times 2))] = 1.77 \text{ cm}$$

$$e = 1.84 + 2 + 1.77 = 5.61 \text{ cm}$$

$$M_y = e \times N_u = 126.58 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_u = 2256.46 \text{ KN} \\ M_y = 126.58 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\frac{h}{2} - c' = 25 \text{ cm}$$

$$e < \frac{h}{2} - c'$$

$$M_1 = M_y + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 690.695 \text{ KN.m}$$

$$N_U (d - c') - M_1 = 437.535 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\left[0.337 - 0.8090 \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc} = 1103.06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N_U (d - c') - M_1 < \left[0.337 - 0.8090 \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc}$$

→ section partiellement comprimée

→ donc se calcul sous flexion simple avec M_1

$$\mu = \frac{M_1}{b d^2 f_{bc}} = 0.206$$

$$\text{Acier FeE400} \begin{cases} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{cases}$$

$$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.300$$

$$\alpha > 0.186$$

$$Z_R = d (1 - 0.4 \alpha_R) = 38.47 \text{ cm}$$

$$A_s f_s = \frac{M_1}{Z_R \sigma_s} = 5159.22 \text{ mm}^2$$

$$\frac{N_u}{\sigma_s} = 6484 \text{ mm}^2$$

$$A_s f_c = \frac{M_1}{Z_R \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = -13.24 \text{ cm}^2$$

→ le béton seul a la possibilité de résisté sans armatures

$$\begin{cases} N_u = 2256.46 \text{ KN} \\ M_z = 21.11 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\frac{h}{2} - c' = 25 \text{ cm}$$

$$e < \frac{h}{2} - c'$$

$$M_1 = M_z + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 585.225 \text{ KN.m}$$

$$N_U (d - c') - M_1 = 543 \text{ KN.m}$$

$$\left[0.337 - 0.8090 \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc} = 1103.06 \text{ KN.m}$$

$$N_U (d - c') - M_1 < \left[0.337 - 0.8090 \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc}$$

→ section partiellement comprimée

→ donc se calcul sous flexion simple avec M_1

$$\mu = \frac{M_1}{b d^2 f_{bc}} = 0.206$$

$$\text{Acier FeE400} \begin{cases} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{cases}$$

$$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.174$$

$$\alpha > 0.186$$

$$Z_R = d (1 - 0.4 \alpha_R) = 38.47 \text{ cm}$$

$$A_s f_s = \frac{M_1}{Z_R \sigma_s} = 4371.4 \text{ mm}^2$$

$$\frac{N_u}{\sigma_s} = 6484 \text{ mm}^2$$

$$A_s f_c = \frac{M_1}{Z_R \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = -21.12 \text{ cm}^2$$

→ le béton seul a la possibilité de résisté sans armatures

4.2.1.1.3 Selon le BAEL 91 révisée 99

$$A_{s \min} = \max (0,2\% B ; 4\% P)$$

Avec :

B : section de béton

P : périmètre de la section

$$A_{s \max} = 5\% B$$

$$A_{s \min} = \max (0,2\% 55 \times 55 ; 4\% 55 \times 4)$$

$$A_{s \min} = \max (6.05 \text{ cm}^2 ; 8.8 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s \min} = 8.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = 5\% 55 \times 55$$

$$A_{s \max} = 151.25 \text{ cm}^2$$

4.2.1.1.4 Selon l'RPA 99 / version 2003

$$A_{s \min} = 0,8\% B$$

$A_{s \max} = 4\% B$ en zone courant.

$A_{s \max} = 6\% B$ en zone de recouvrement.

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II

$$\varnothing_{\min} = 12 \text{ mm}$$

$$A_{s \min} = 0,8\% 55 \times 55 = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = 4\% 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2 \text{ en zone courant.}$$

$$A_{s \max} = 6\% 55 \times 55 = 181 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement.}$$

$$A_s = \max (-19.28 \text{ cm}^2 ; -13.24 \text{ cm}^2 ; 6.05 \text{ cm}^2 ; 8.8 \text{ cm}^2 ; 24.1 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = \mathbf{24.1 \text{ cm}^2}$$

Tableau 32 : Ferrailage des poteaux (55× 55) dans les différents niveaux de bâtiment

ELU						
Poteau (55 × 55)	N_u (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	$A_{s \text{ min}}$ BAEL	$A_{s \text{ min}}$ RPA	A_s (cm ²)
Niveau Sous-sol	2819.18	75.24	11.93	8.8	24.1	24.13
2 ^{ème} étage	1638.25	52.57	20.31	8.8	24.1	24.13
5 ^{ème} étage	380.29	116.11	50.90	8.8	24.1	24.13
ELA						
Poteau (55 × 55)	N_u (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	$A_{s \text{ min}}$ BAEL	$A_{s \text{ min}}$ RPA	A_s (cm ²)
Niveau Sous-sol	2256.4	92.13	21.10	8.8	24.1	24.13
2 ^{ème} étage	1326.28	174.78	60.31	8.8	24.1	24.13
5 ^{ème} étage	291.86	231	94.40	8.8	24.1	24.13

$A_s = 24.13 \text{ cm}^2$ on adopte 12HA16 pour tous les étages

4.2.2 Poteau (30 × 30)

Tableau 33 : Ferrailage des poteaux (30× 30) dans les différents niveaux de bâtiment

ELU						
Poteau (30 × 30)	N_u (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	$A_{s \text{ min}}$ BAEL	$A_{s \text{ min}}$ RPA	A_s (cm ²)
Niveau Sous-sol	992.56	18.82	14.20	4.8	7.2	9.05
Niveau Entre-sol	984.81	23.50	17.58	4.8	7.2	9.05
ELA						
Poteau (30 × 30)	N_u (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	$A_{s \text{ min}}$ BAEL	$A_{s \text{ min}}$ RPA	A_s (cm ²)
Niveau Sous-sol	736.43	15.51	12.91	4.8	7.2	9.05
Niveau Entre-sol	730.69	28.85	24.22	4.8	7.2	9.05

$A_s = 9.05 \text{ cm}^2$ on adopte 8HA12 pour tous les étages

4.2.3 Poteau circulaire (D = 45 cm)

Tableau 34 : Ferrailage des poteaux circulaires dans les différents niveaux de bâtiment

ELU						
Poteau (D= 45 cm)	N _u (KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)	A _{s min} BAEL	A _{s min} RPA	A _s (cm ²)
Niveau Sous-sol	1622.98	4.28	3.15	5.7	12.71	15.39
2 ^{ème} étage	989.14	12.86	7.9	5.7	12.71	15.39
5 ^{ème} étage	228.60	23.74	8.62	5.7	12.71	15.39
ELA						
Poteau (D= 45 cm)	N _u (KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)	A _{s min} BAEL	A _{s min} RPA	A _s (cm ²)
Niveau Sous-sol	1292.94	9.19	11.61	5.7	12.71	15.39
2 ^{ème} étage	1005.52	76.19	54.51	5.7	12.71	15.39
5 ^{ème} étage	350.01	77.09	62.39	5.7	12.71	15.39

On adopte $A_s = 15.39 \text{ cm}^2$ on adopte 10HA14 pour tous les étages

4.2.3.1 Armatures transversales :

4.2.3.1.1 Selon BAEL 91

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{350} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right)$$

Φ_l : diamètre min des armatures longitudinales

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{300}{350} ; \frac{550}{10} ; 1.2\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(8.57 ; 55 ; 1.2)$$

$$\Phi_t \leq 1.2 \text{ cm}$$

4.2.3.1.2 Selon RPA 99

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ : coefficient correcteur

l_f : longueur du flambement

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

$$\lambda_g = 3.82$$

$$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

$$t \leq \min(10 \Phi_l ; 15 \text{ cm}) \rightarrow \text{zone nodale}$$

$$t \leq \min(12 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

$$t \leq 12 \text{ cm}$$

On prend $t = 10 \text{ cm}$

$$t' \leq 15 \Phi_l \rightarrow \text{zone courante}$$

$$t' \leq 18 \text{ cm}$$

On prend $t' = 15 \text{ cm}$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60 \text{ cm} \right) \rightarrow \max(50 \text{ cm} ; 55 \text{ cm} ; 55 \text{ cm} ; 60 \text{ cm})$$

h' : hauteur de la zone nodale

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} t = \frac{(3.75)(336.16 \times 10^3)(100)}{(530)(400)} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc} \rightarrow A_s = \frac{1.19}{4} = 0.29 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{acier } \Phi 8$$

Tableau 35 : les armatures transversales des poteaux

poteau	t	t'	A_t	A_s
(55×55)	10	15	1.19	Φ8
(30×30)	10	15	1.19	Φ8
Circulaire (D = 45cm)	10	15	1.19	Φ8

4.3 Ferraillage des planchers

4.3.1 Plancher corps creux

4.3.1.1 étude des poutrelles

Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, pour cela il existe trois méthodes qui sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

Dans notre cas on utilise logiciel ROBOT pour le calcul RDM

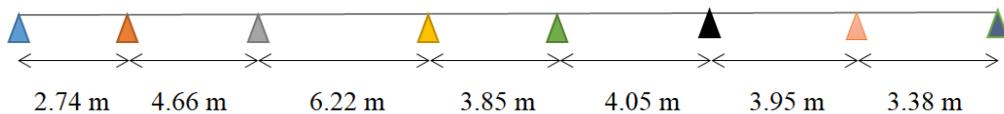
4.3.1.1.1 Evaluation des charges

Tableau 36 : Les différentes descentes des charges

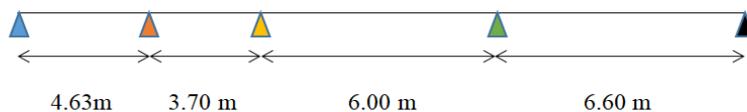
niveau	G (kg / m ²)	Q (kg / m ²)	b (m)	ELU (kg /ml) $q_u = b(1.35G+1.5Q)$	ELS (kg /ml) $q_s = b(G + Q)$
Terrasse Inaccessible	800	100	0.65	799.5	585
Etage courant	620	250	0.65	787.8	565.5

4.3.1.1.2 Les différents types des poutrelles

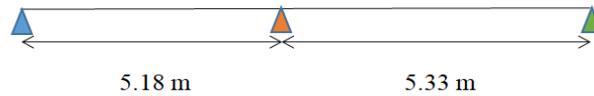
Type 1



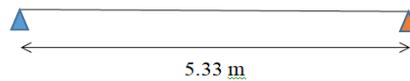
Type 2



Type 3



Type 4



4.3.1.1.3 Détermination des efforts internes a ELU :

Nous avons 4 types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le niveau terrasse par logiciel de calcul des structures : Autodesk Robot Structural Analysis Professional

Type 1

Le moment fléchissant

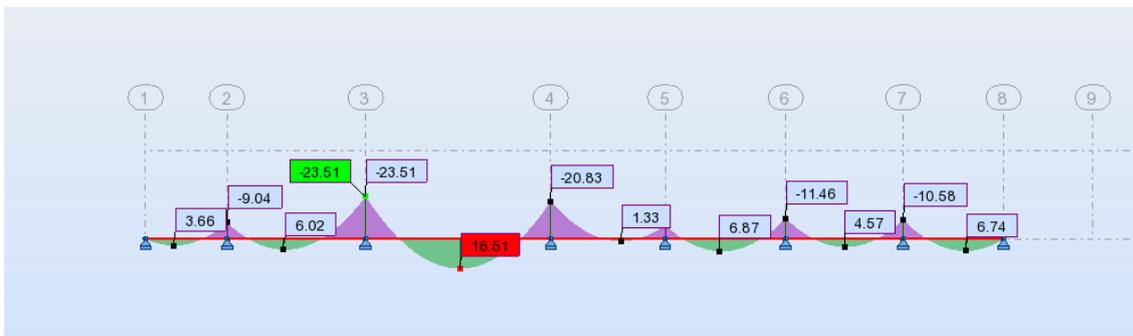


Figure 26 : diagramme de moment à ELU type 1 terrasse

Effort tranchant

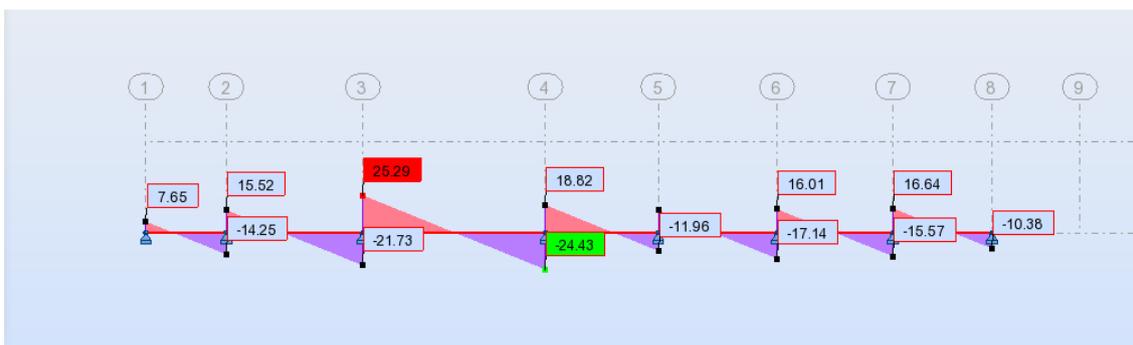


Figure 27 : diagramme des efforts tranchants à ELU type 1 terrasse

Type 2

Moment fléchissant

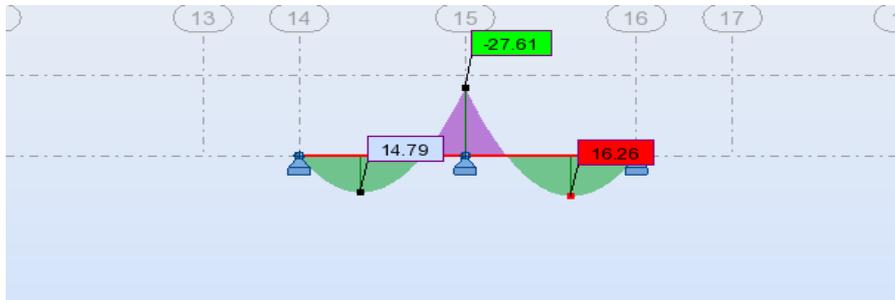


Figure 28 : diagramme de moment à ELU type 2 terrasse

Effort tranchant



Figure 29 : diagramme des efforts tranchants à ELU type 1 terrasse

Type 3

Moment fléchissant



Figure 30 : diagramme des moments à ELU type 3 terrasse

Effort tranchant

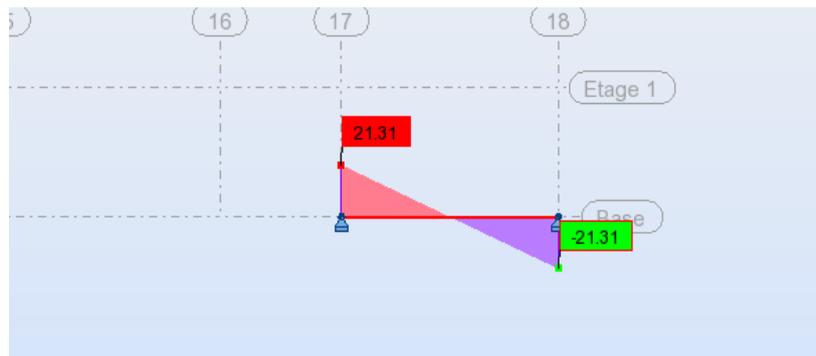


Figure 31 : diagramme des efforts tranchants à ELU type 3 terrasse

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.2M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

4.3.1.1.4 Ferrailage des poutrelles :

Dans ce projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend un seul type «Type 1» comme un exemple de calcul au niveau d'un plancher et on pose les résultats trouvés pour les autres types dans un tableau récapitulatif.

4.3.1.1.4.1 ELU

4.3.1.1.4.1.1 En travée

$M_u = 16.51 \text{ KN.m}$; $b = 65 \text{ cm}$; $h_0 = 12 \text{ cm}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$; $c = 2 \text{ cm}$
 $h = 25 \text{ cm}$

$$M_t = bh_0f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 225.42 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_t \rightarrow$ donc se calcul comme section rectangulaire sous M_u et $b \times h$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = 0.028$$

$$\text{Acier FeE400} \begin{cases} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{cases}$$

$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.037$$

$\alpha < 0.186$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 22.65 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = 2.1 \text{ cm}^2$$

4.3.1.1.4.1.2 En appui

$$M_u = 23.51 \text{ KN.m}$$

$$M_t = bh_0f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 225.42 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_t \rightarrow$ donc se calcul comme section rectangulaire sous M_u et $b \times h$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = 0.040$$

$$\text{Acier FeE400} \begin{cases} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{cases}$$

$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0625$$

$$\alpha < 0.186$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 22.42 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = 3 \text{ cm}^2$$

4.3.1.1.5 Tableau de ferrailage

Tableau 37 : Ferrailage des poutrelles

type	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	A_s travée (cm ²)	A_s appui (cm ²)	A_s min (cm ²)	Choix D'armatures travée	Choix D'armatures Appui
1	16.51	23.51	2.1	3	1.8	3HA12	2HA12+1HA14
2	16.26	27.61	2.1	3.5	1.8	3HA12	2HA12+1HA14
3	22.71	5.67	2.9	1.8	1.8	3HA12	2HA12+1HA14

Condition de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} = 0.23bd \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_{s \min} = (0.23)(650)(230) \frac{(2.4)}{(400)} = 1.8 \text{ cm}^2$$

4.3.1.1.5.1 Vérification à L'ELS

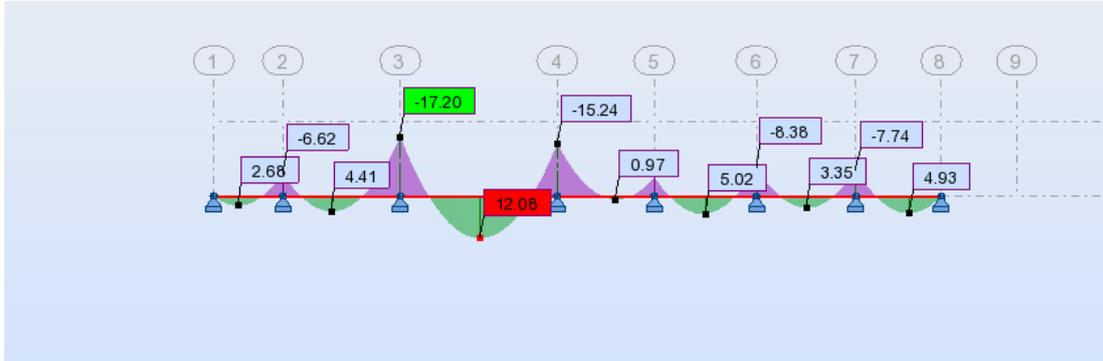


Figure 32 : diagramme des moments à ELS type 1 terrasse

4.3.1.1.5.1.1 En travée

$$\begin{cases} A_s = 3.5 \text{ cm}^2 \\ A'_s = 0 \\ h_0 = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{bh_0^2}{2} + 15A'_s(h_0 - c') - 15A_s(d - h_0) < 0$$

245.5 > 0 → l'axe neutre se trouve dans la table de compression

Position de l'axe neutre

$$b_0x^2[2(b - b_0)h_0 + 30A_s + 30A'_s]x - [(b - b_0)h_0^2 + 30(A'_sc' + A_sd)] = 0$$

$$\begin{cases} A_s = 2.1 \text{ cm}^2 \\ A'_s = 0 \\ h_0 = 5 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow x = 4.30 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} - \frac{(b - b_0)(x - h_0)^3}{3} + 15A_s(d - x)^2 + 15A'_s(x - c')^2$$

$$I = 12743.93 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s x}{I} = 4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

Tableau 38 : vérification à ELS

Type	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	σ _b travée (MPa)	σ _b appui (MPa)	σ̄ _b (MPa)	condition
1	12.08	17.20	4	5	18	Verifier
2	11.90	20.21	4	5.5	18	Verifier
3	16.77	4.15	4.9	1.6	18	Verifier

4.3.1.2 Armatures transversales

4.3.1.2.1 Vérification de l'effort tranchant

4.3.1.2.2 Selon BAEL 91

$$T_{\max} = 25.29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0.016 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{adm} = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ M} \right] = 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{adm} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

4.3.1.2.3 Calcul des armatures transversales

4.3.1.2.3.1 Diamètre des armatures transversales

4.3.1.2.3.1.1 Selon le BAEL 91V 99

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{25}{35}; 1.2; \frac{65}{10} \right) = 0.91 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

4.3.1.2.3.2 Vérification des espacements

4.3.1.2.3.2.1 Selon BAEL 91 V 99

$$T_{\max} = 25.29 \text{ KN}$$

$$A_T = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_T}{b S_t} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) \frac{0.9 f_e}{\gamma_s}}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

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

$$\gamma_s = 1.15$$

$$K = 1$$

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{t28} K$$

$$\tau_0 = 0.72$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{25.29}{(65)(23)} = 0.016 \text{ KN/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 4 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{vérifier}$$

$$\frac{A_T}{b S_t} = 0.0015$$

$$S_t = 11.58 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 20.7 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 20.7 \text{ cm} \dots \text{verifier}$$

4.3.1.2.3.2.2 Selon RPA 99 V 2003

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi; 30 \text{ cm} \right\} \rightarrow \text{zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{zone courante}$$

$$S_t \leq \min \{ 6.25 \text{ cm}; 13.56 \text{ cm}; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 6.25 \text{ cm} \rightarrow \text{zone nodale} \quad \text{on prend } S_t = 5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 12.5 \text{ cm} \rightarrow \text{zone courante} \quad \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

4.3.1.2.4 Verification de la flèche

4.3.1.2.4.1 Vérification des conditions

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{592} = 0.042 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow C.N.V$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{592} = 0.042 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{12.08}{17.7} = 0.068 \rightarrow C.N.V$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 23} = 0.00123 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow C.N.V$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G: Charge permanente après mise en place des cloisons.

P: Charge Totale (P = G + charge d'exploitation).

J: Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$\text{On a : } \begin{cases} G = 920 \text{ kg/m}^2 \\ P = 900 \text{ kg/m}^2 \\ J = 800 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } b = 0.65 \text{ m } \begin{cases} G = 9200 \times 0.65 = 5980 \text{ N/ml} \\ P = 9000 \times 0.65 = 5850 \text{ N/ml} \\ J = 8000 \times 0.65 = 5200 \text{ N/ml} \end{cases}$$

4.3.1.2.4.2 Calcul des moments fléchissant

$$\begin{cases} M_G = 0.8 \frac{G \cdot L^2}{8} = 20957 \text{ N.m} \\ M_p = 0.8 \frac{P \cdot L^2}{8} = 20502 \text{ N.m} \\ M_J = 0.8 \frac{J \cdot L^2}{8} = 18224 \text{ N.m} \end{cases}$$

4.3.1.2.4.3 Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34178.55 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11496.76 \text{ MPa}$$

4.3.1.2.4.4 Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0\right) + [(h - h_0)b_0(h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$Y_G = 15.93 \text{ cm}$$

4.3.1.2.4.5 Détermination du moment d'inertie :

$$I_G = \frac{bY_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(Y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - Y_G)^3}{3} + 15A_s(d - Y_G)^3$$

4.3.1.2.4.6 Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 23} = 0.123$$

D'après le BAEL 91 V 99 : $\rho_1 = \rho \cdot 100 = 1.23 \rightarrow \beta_1 = 0.850$

4.3.1.2.4.7 Calcul des contraintes suivant les sollicitations

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 316.226 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 306.226 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 174.979 \text{ MPa}$$

4.3.1.2.4.8 Calcul de μ_g ; μ_p ; μ_j :

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75f_{c28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 0.234$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75f_{c28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 0.238$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75f_{c28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 0.263$$

4.3.1.2.4.9 Calcul des moments d'inertie fictifs

$$I_f = \frac{1.1I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = 3.825$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = 1.530$$

$$I_{f_i}^g = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = 40671.756 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v}^g = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = 56765.362 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^g = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = 40306.2429 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^J = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = 38362.855 \text{ cm}^4$$

4.3.1.2.4.10 Calcul de flèche (total et admissible)

$$f_{g_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = 0.528 \text{ cm}$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^g} = 1.125 \text{ cm}$$

$$f_{J_i} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^J} = 0.487 \text{ cm}$$

$$f_{p_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^p} = 0.521 \text{ cm}$$

4.3.1.2.4.11 La flèche totale

$$\Delta f_t = (f_{g_i} - f_{J_i}) + (f_{p_i} - f_{g_i}) = (0.53 - 0.49) + (0.52 - 0.53)$$

$$\Delta f_t = 0.631 \text{ cm}$$

4.3.1.2.4.12 La flèche admissible

$$\text{pour } L = 592 \text{ cm} > 500 \text{ cm} \rightarrow \Delta f_{max} = \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{592}{1000} + 0.5 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{max} = 1.092 \text{ cm}$$

Donc : $\Delta f_t = 0.65 \text{ cm} < \Delta f_{max} = 1.092 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier

4.3.1.3 Ferraillage de la dalle de compression

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser

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

$$\text{si : } 50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e}$$

$$\text{si : } L_1 \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$).

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

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

$f_e = 400\text{MPa}$

On a : $L = 65\text{cm}$

Donc on obtient : $A_1 = 0,65\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend : $6\Phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

4.3.1.3.1 Armatures de répartitions

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : $6 \times \Phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte un espacement = 15cm

4.3.2 Dalle pleine

4.3.2.1 Calcul des moments en travée et en appuis

4.3.2.1.1 ELU

$$\left. \begin{array}{l} G = 670 \text{ kg/m}^2 \\ Q = 250 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right\} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1279.5 \text{ kg / m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{631}{690} = 0.91 > 0.4 \rightarrow \text{dalle porte dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.91 ; \nu = 0 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.045 \\ \mu_y = 0.797 \end{cases}$$

4.3.2.1.1.1 sens X

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_x = 2.29 \text{ t.m}$$

Moment en travée

$$M_t = 0.85 M_x = 1.94 \text{ t.m}$$

Moment en appui

$$M_a = -0.4 M_x = 0.916 \text{ t.m}$$

4.3.2.1.1.2 Sens Y

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 1.825 \text{ t.m}$$

Moment en travée

$$M_t = 0.85 M_y = 1.55 \text{ t.m}$$

Moment en appui

$$M_a = -0.4 M_y = 0.73 \text{ t.m}$$

4.3.2.2 Ferrailage

La section se calcul comme une bande d'un mètre et épaisseur de $h_t = 15 \text{ cm}$ en flexion simple

4.3.2.2.1 Sens X

4.3.2.2.1.1 En travée

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = 0.114$$

$$\text{Acier FeE400} \begin{cases} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{cases}$$

$$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.162$$

$$\alpha < 0.186$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 9.35 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z\sigma_s} = 5.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on adopte } 6\text{HA}12/\text{ml}$$

4.3.2.2.1.2 En appui

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = 0.053$$

$$\text{Acier FeE400} \begin{cases} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{cases}$$

$$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.075$$

$$\alpha < 0.186$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 9.7 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z\sigma_s} = 2.71 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on adopte } 6\text{HA}10/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_{s \min} = (0.23)(1000)(100) \frac{(2.4)}{(400)} = 1.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4.3.2.2.2 Sens Y

4.3.2.2.2.1 En travée

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = 0.081$$

$$\text{Acier FeE400} \left\{ \begin{array}{l} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{array} \right.$$

$$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.125$$

$$\alpha < 0.186$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 9.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \sigma_s} = 4.68 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on adopte } 5\text{HA}12/\text{ml}$$

4.3.2.2.3 ELS

$$\left. \begin{array}{l} G = 670 \text{ kg/m}^2 \\ Q = 250 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right\} q_u = G + Q = 920 \text{ kg / m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{631}{690} = 0.91 > 0.4 \rightarrow \text{dalle porte dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.91 ; \nu = 0.2 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.052 \\ \mu_y = 0.296 \end{array} \right.$$

4.3.2.2.3.1 sens X

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_x = 1.86 \text{ t.m}$$

Moment en travée

$$M_t = 0.85 M_x = 1.58 \text{ t.m}$$

Moment en appui

$$M_a = -0.4 M_x = 0.55 \text{ t.m}$$

4.3.2.2.3.2 Sens Y

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0.55 \text{ t.m}$$

Moment en travée

$$M_t = 0.85 M_y = 0.46 \text{ t.m}$$

Moment en appui

$$M_a = -0.4 M_y = 0.22 \text{ t.m}$$

4.3.2.2.4 Vérification a L'ELS

4.3.2.2.4.1 Sens X

4.3.2.2.4.1.1 En travée

Position de l'axe neutre

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_s c + A_s d) = 0$$

$$\begin{cases} A_s = 5.96 \text{ cm}^2 \\ A'_s = 0 \end{cases} \rightarrow x = 3.42 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 5204.07 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s x}{I} = 10.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

4.3.2.2.4.1.2 En appui

Position de l'axe neutre

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_s c + A_s d) = 0$$

$$\begin{cases} A_s = 2.71 \text{ cm}^2 \\ A'_s = 0 \end{cases} \rightarrow x = 2.47 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 2508.25 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s x}{I} = 7.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

4.3.2.2.4.2 Sens Y

4.3.2.2.4.2.1 En travée

Position de l'axe neutre

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_s c + A_s d) = 0$$

$$\begin{cases} A_s = 4.68 \text{ cm}^2 \\ A'_s = 0 \end{cases} \rightarrow x = 4.61 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 5305.18 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s x}{I} = 4.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

4.3.2.2.5 Vérification au cisaillement

$$T_x = \frac{q L_x \cdot L_y^4}{2[L_x^4 + L_y^4]} = 2.375 \text{ t}$$

$$T_y = \frac{q L_y \cdot L_x^4}{2[L_x^4 + L_y^4]} = 1.81 t$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{2375}{1000} = 2.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{adm} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_u < \tau_{adm} \rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires

4.3.2.2.6 L'écartement des armatures

La direction la plus sollicitée \rightarrow min (3h ; 33 cm)

La direction la moins sollicitée \rightarrow min (4h ; 45 cm)

Donc :

Le sens X \rightarrow min (45 cm ; 33 cm) \rightarrow on adopte 20 cm en travée et en appui

Le sens Y \rightarrow min (60 cm ; 45 cm) \rightarrow on adopte 25 cm en travée et 20 cm en appui

Avec :

$$\Phi < \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Φ : diamètre max des armatures

4.4 ferraillage des voiles

4.4.1 Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

4.4.2 Voiles pleins

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux.

4.4.2.1 Aciers verticaux :

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- 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 des efforts importants de compression 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 à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

4.4.2.2 Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .

4.4.2.2.1 Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e \quad e : \text{Épaisseur du voile.}$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre Φ_t des épingles est :

$$\Phi_t = 6 \text{ mm lorsque } \Phi_v \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm lorsque } \Phi_v > 20 \text{ mm.}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges

Remarque :

Le ferrailage des voiles se fera pour les zones suivantes :

- Zone (1) : sous-sol + entre sol + RDC
- Zone (2) : 1^{er} à 3^{ème} étage.
- Zone (3) : 4^{ème} à 5^{ème} étage.

4.4.2.3 calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2L'/3).$$

Avec :

l' : étant la largeur de la zone comprimée.

h_e : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

L_t : étant la largeur de la zone tendue.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie.

4.4.2.3.1 La méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} v$$

Avec:

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A: section du voile.

v : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

4.4.2.3.2 1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99(version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.e.L$$

4.4.2.3.3 2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \rightarrow$ 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

$$A_s = \frac{N}{f_e}$$

on compare A_s par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si : $A_s < A_{\min} = 0,15 \% e.L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_s > A_{\min}$, on ferraille avec A_s .

4.4.2.3.4 3^{eme} cas:

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

4.4.2.4 Exemple d'Application :

4.4.2.4.1 Voile V₁

4.4.2.4.1.1 Sens x

4.4.2.4.1.1.1 Ferrailage vertical

$M = 4734.06 \text{ KN.M}$

$N = 2077.33 \text{ KN.}$

$T = -711.30 \text{ KN.}$

$L = 6.47 \text{ m}$

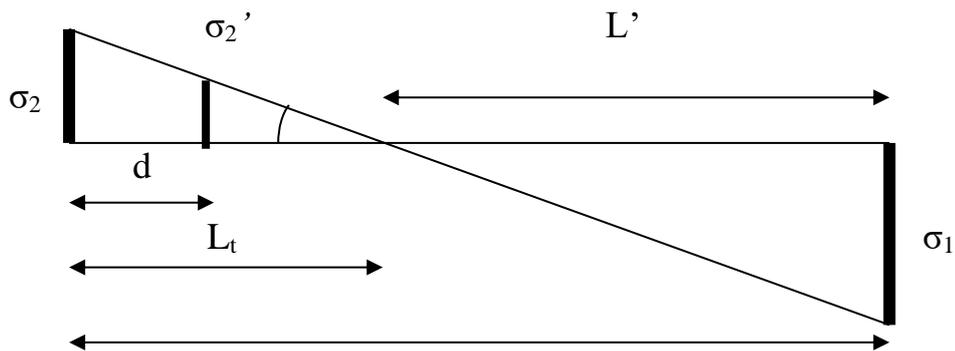


Figure 33 : schématisation des contraintes.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{473.407}{207.733} = 2.27 \text{ m}$$

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} v$$

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{e \times l} \times \left(1 - \frac{6 \times e_0}{l}\right)$$

$$\sigma_1 = \frac{207.733}{0.2 \times 6.47} \times \left(1 + \frac{6 \times 2.27}{6.47}\right) = 497.64 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{207.733}{0.2 \times 6.47} \times \left(1 - \frac{6 \times 2.27}{6.47}\right) = -176.58 \text{ t/m}^2$$

$$L_t = \frac{\sigma_2 \times L}{\sigma_1 + \sigma_2} = 1.69 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 6.47 - 1.69 = 4.78 \text{ m}$$

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2L'/3).$$

$$d \leq \min (1.5 \text{ m} ; 3.18 \text{ m})$$

$$d \leq 1.5 \text{ m}$$

$$\text{on prend } d = 0.845 \text{ m}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_2}{2} = \frac{176.58}{2} = 88.29 \text{ t/m}^2$$

$$N_1 = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2) \times d \times e}{2} = \frac{(176.58 + 88.29) \times (0.845) \times (0.2)}{2} = 22.38 \text{ t}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_2 \times d \times e}{2} = \frac{(88.29) \times (0.845) \times (0.2)}{2} = 7.46 \text{ t}$$

$$N_1 + N_2 = 22.38 + 7.46 = 29.84 \text{ t}$$

$$A_s = \frac{N}{\sigma_{10}} = \frac{N}{f_e/\gamma_s} = \frac{29.84 \times 10^4}{348} = 8.58 \text{ cm}^2$$

$$8.57 \text{ cm}^2 / \text{ par } 1.69 \text{ m} / \text{ par face} \rightarrow 5.07 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}$$

$$A_{s \text{ total}} = (5.07)(6.47)(2) = 65.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min RPA}} = 0.2\% \cdot e \cdot L_t = (0.002)(0.2)(1.69)10^4 = 6.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min RPA}} = 0.15\% \cdot e \cdot L = (0.0015)(0.2)(6.47)10^4 = 19.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s \text{ min RPA}}$$

Zone d'about s = 10 cm → on adopte (14HA12) / face

Zone courante s = 20 cm → on adopte (25HA12) / face

Tableau 39 : Calcul d'armatures de voile longitudinale V1

voile	voile V1		
Zone	1	2	3
h (m)	3	3	3
L (m)	6,47	6,47	6,47
N (t)	207,33	71,1	24,4
M (t.m)	473,406	121,63	28,4
T (t)	- 71,13	- 46,18	- 18,27
σ_1 (t/m ²)	497,64	142,12	39,95
σ_2 (t/m ²)	- 176,58	- 32,22	- 0,7
L _t (m)	1,69	1,2	0,11
f_e (MPa)	400	400	400
As total (cm ²)	65,65	11,98	0,26
A _{s1} min RPA (cm ²)	6,76	4,8	0,44
A _{s2} min RPA (cm ²)	19,41	19,41	19,41
S _t about (cm)	10	10	10
S _t courante (cm)	20	20	20
Armatures d'about / face	14HA12	14HA12	14HA12
Armatures courante / face	25HA12	25HA12	25HA12

4.4.2.4.1.2 Sens y

Tableau 40 : Calcul d'armatures de voile transversale V_2

voile	voile V_2		
Zone	1	2	3
h (m)	3	3	3
L (m)	4,61	4,61	4,61
N (t)	172,64	113,85	58,43
M (t.m)	269,72	102,17	22,07
T (t)	- 48,02	- 40,24	- 27,35
σ_1 (t/m ²)	567,99	267,71	94,53
σ_2 (t/m ²)	- 193,5	- 20,74	32,22
L_t (m)	1,17	0,33	- 2,38
f_e (MPa)	400	400	400
As total (cm ²)	51,27	5,5	0
$A_{s1 \text{ min RPA}}$ (cm ²)	4,68	1,32	0
$A_{s2 \text{ min RPA}}$ (cm ²)	13,83	13,83	13,83
S_t about (cm)	10	10	10
S_t courante (cm)	20	20	20
Armatures d'about / face	10HA12	10HA12	10HA12
Armatures courante / face	18HA12	18HA12	18HA12

4.4.2.5 ferraillage horizontal :

4.4.2.5.1 Vérification des voiles à l'Effort tranchant:

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 RPA99 version 2003)

la contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 \frac{T_{calcul}}{b \cdot d}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile

b₀ : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile = 0.9 h

h : Hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}$$

4.4.2.5.2 Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

Les sections A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.8 f_e}$$

K = 0 en cas de fissuration très préjudiciable ; En cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

D'autre part la RPA/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15 % de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$

0.25 % de la section de voile considérée si : $\tau_b > 0.025 f_{c28}$.

4.4.2.5.3 Exemple d'Application:

4.4.2.5.3.1 Voile V₁

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{calcul}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = 1.4 \frac{713.92 \times 10^3}{200 \times 5820} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots \text{vérifier}$$

4.4.2.5.3.1.1 Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{tj}K)}{0.8f_e}$$

$$S_t \leq \min (1.5a ; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (1.5(20) ; 30\text{cm})$$

$$S_t = 20\text{cm}.$$

$$A_t \geq \frac{0.61 \times 200 \times 200}{0.8 \times 400}$$

$$A_t \geq 76.25 \text{ mm}^2 = 0.76 \text{ cm}^2$$

$$0.025 f_{c28} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq 0.025 f_{c28}.$$

$A_{s \text{ min}}$ 0.15 % de la section du voile

$$A_{s \text{ min}} = (0.0015)(0.2)(6.47) 10^4 = 19.41 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 23.56 \text{ cm}^2 \rightarrow 15\text{HA}10$ Par face $\rightarrow 30\text{HA}10$ pour les deux face

Remarque :

On adopte la même section d'armatures pour tous les niveaux ; et pour tous les voiles

4.4.3 Ferrailage des linteaux :

4.4.3.1 Définition :

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement (λg).

Elles sont encastées aux extrémités et reliant les deux trumeaux du voile et ont des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements, de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite).

4.4.3.2 Sollicitations dans les linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture. Ils reprennent les moments fléchissant, et les efforts tranchants dus aux charges permanentes, aux charges d'exploitations et ceux dus à l'action du séisme.

La sollicitation dans les linteaux sera :

$$T = T_E + T_P$$

$$M = M_E + M_P$$

T_E : Effort tranchant dû au séisme.

T_P : Effort tranchant dû aux charges (G + Q).

M_E : Moment fléchissant dû au séisme.

M_P : Moment fléchissant dû aux charges (G + Q).

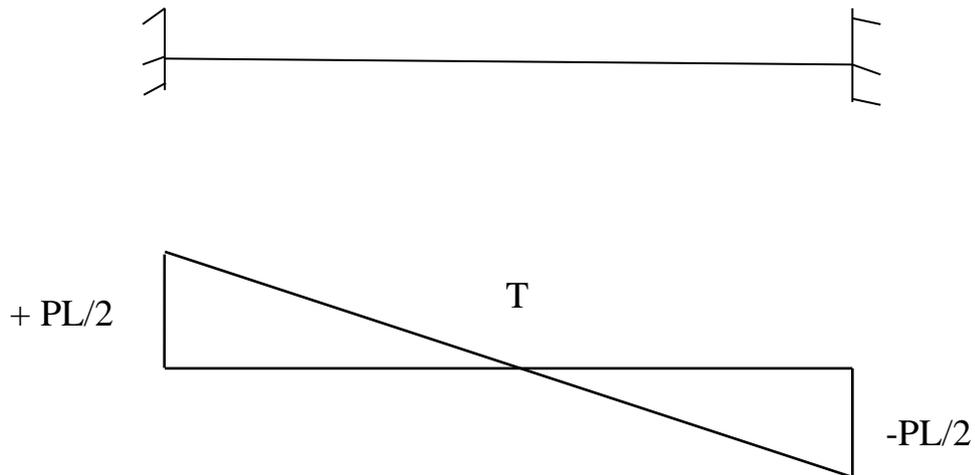


Figure 34 : Diagramme des efforts tranchant

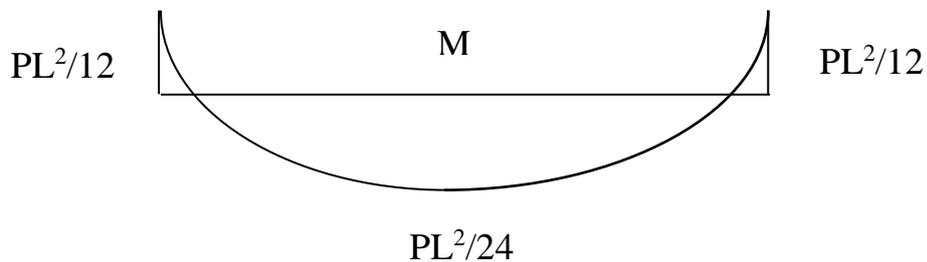


Figure 35 : Diagramme des moment

Selon les prescriptions du RPA99/version2003, les efforts internes dus au séisme seront majorés comme suite :

$$T = 1.4 (T_E + q_{\max} L/2)$$

$$M = 1.4 (M_E + q_{\max} L^2/12)$$

4.4.3.3 Exemple de calcul:

4.4.3.3.1 Le voile V10 de 1^{er} étage

$h = 0.8$ m ; $d = 0.9h = 0.72$ m ; $b = 0.2$ m ; $L = 1.1$ m.

Dans le calcul du ferrailage du linteau, l'effort tranchant par logiciel (ROBOT)

doit être majoré de 1,4 ; $V = 1,4 V_u$

$$V_u = 255.68 \text{ KN}$$

$$\text{Soit : } V = (1,4) (274.98) = 357.95 \text{ KN.}$$

4.4.3.3.1.1 Vérification de la contrainte de cisaillement:

D'après RPA99/version 2003, on a :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$\tau_b = \frac{0.35795}{0.2 \times 0.72} = 2.49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 6 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 6 \text{ MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée.

4.4.3.3.1.2 Calcul des armatures:

$$\tau_b < 0.06 f_{c28}$$

$$\tau_b < (0.06)(30)$$

$$\tau_b = 2.49 > 1.8 \text{ donc on devra disposer :}$$

- Des aciers longitudinaux ($A_L, A_{L'}$) qui sont calculés en flexion simple .
- Des aciers transversaux (A_t) .
- Des aciers en partie courante (A_c) .
- Des aciers diagonaux (A_d).

4.4.3.3.1.2.1 Calcul de (A_L) :

Section minimale exigée par le RPA99/version 2003 :

$$(A_L, A_{L'}) \geq 0.0015bh$$

$$(A_L, A_{L'}) \geq 0.0015 \times 0.2 \times 0.8 = 2.4 \text{ cm}^2$$

4.4.3.3.1.2.2 Calcul de (A_t) :

$$\tau_b = 2.49 \text{ MPa} > 0.0025 f_{c28} = 0.075 \text{ MPa}$$

condition minimale du RPA 99/version 2003 :

$$A_t \geq 0.0025 b.s = 1 \text{ cm}^2.$$

4.4.3.3.1.2.3 Calcul de (A_c) :

$$A_c \geq 0.0020 b.s = 3.2 \text{ cm}^2.$$

4.4.3.3.1.2.4 Calcul de (A_D) :

$$\tau_b = 2.49 \text{ MPa} > 1.8 \text{ MPa}$$

$$A_D = \frac{V}{(2 \times f_e \times \sin \alpha)}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{(h - 2d')}{l} = 0.6363$$

$$\alpha = 32.47$$

$$A_D = \frac{274980}{(2 \times 400 \times 0.54)} = 636.5 \text{ mm}^2 = 6.37 \text{ cm}^2.$$

Section minimale du RPA 99/version 2003:

$$A_D = 6.37 \text{ cm}^2 \geq 0.0015 \text{ b.h} = 2.4 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_D = \max (A_D \text{ calculée} , A_D \text{ RPA}) \rightarrow A_D = 6.37 \text{ cm}^2.$

4.4.3.3.1.2.5 Ferrailage final:

- $A_l = 2.4 \text{ cm}^2$; soit : $A_S = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$.
- $A_t = 1 \text{ cm}^2$; soit : $A_S = 2 \Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$.
- $A_c = 3.2 \text{ cm}^2$; soit : $A_S = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$.
- $A_D = 6.37 \text{ cm}^2$; soit : $A_S = 4\text{HA} 14 = 6.16 \text{ cm}^2$.

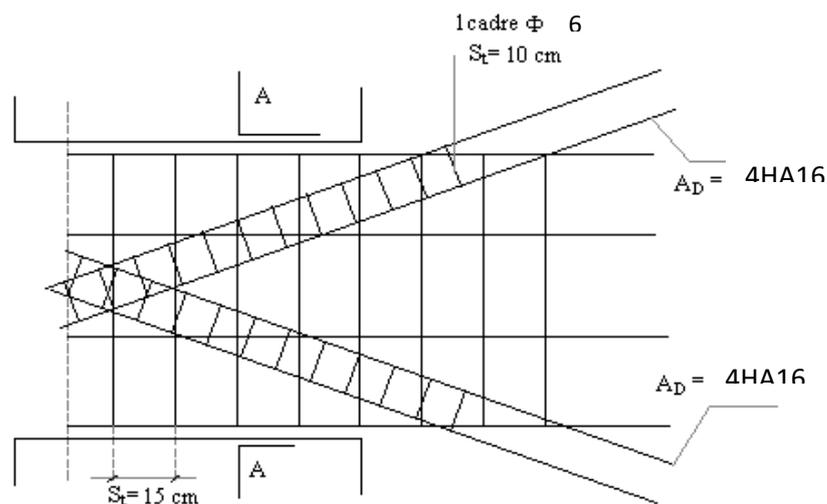
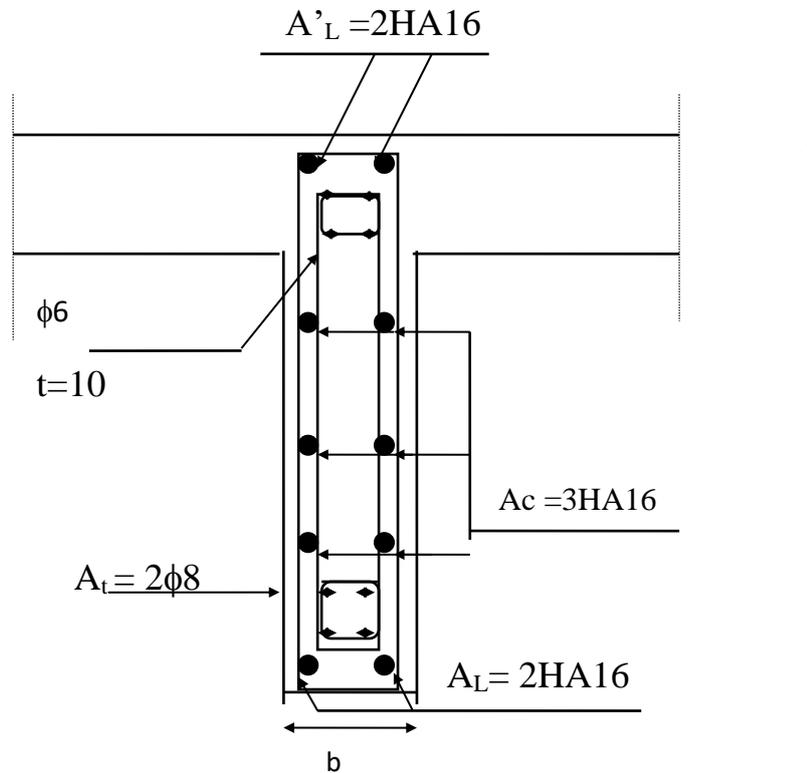


Figure 36 : Schéma du ferrailage de linteau



COUPE (A-A)

4.4.4 Les voiles périphériques :

4.4.4.1 introduction :

Les voiles périphériques à pour but d'accroître la rigidité de la base et de service d'obstacle à la circulation des eaux dans l'infrastructure, il est recommandé par « RPA99VERSION 2003 ».

Pour les ossatures au-dessous du niveau de base le « RPA 99 VERSION 2003 » exige pour les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Épaisseur supérieure et égale ≥ 15 cm .
- Les armatures sont constituées à 0.10 % dans les deux sens .

Figure 37 : les voiles périphérique

4.4.4.2 Dimensionnement du voile :

$e = 20 \text{ cm}$

$H = 2.6 \text{ m}$

4.4.4.3 Calcul de la poussé des terres :

$$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.33$$

Avec :

γ : Poids volumique du remblai, ($\gamma = 16,5 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur entre nus du mur voile, ($h = 2.83 \text{ m}$).

ϕ : Angle de frottement ($\phi = 30^\circ$).

ρ : Surcharge sur le remblais.

K_a : Coefficient de poussée de terre.

$q = (1,35 \times 16.5 \times 2 + 1,5 \times 10) (0,33) \rightarrow q = 19.83 \text{ KN/m}^2$.

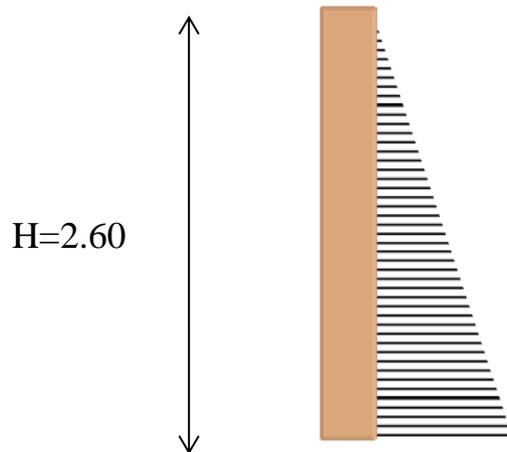


Figure 38 poussée de terre

4.4.4.4 Méthode de calcul :

Les murs sont calculés comme une dalle plane supposé uniformément chargée par la poussée de terre.

Le panneau à étudier est de dimension $(6.9 \times 2) \text{ m}^2$, et d'épaisseur $e = 20\text{cm}$.

Calcul le rapport L_x / L_y :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{6.9} = 0.29 < 0.4 \rightarrow \text{donc dalle porte dans les deux sens}$$

$$M_{0u} = \frac{pl_x^2}{8} = \frac{(19.83)(2)^2}{8} = 9.92 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_{0u} = (0.85)(9.92) = 8.48 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4M_{0u} = (0.4)(9.92) = 3.96 \text{ KN.m}$$

4.4.4.4.1 Ferraillage du voile :

$b = 100 \text{ cm}$, $d = 15 \text{ cm}$, $f_e = 400 \text{ MPa}$, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

$$M_u = 3.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{8.48 \times 10^6}{(1000)(150)^2(17)} = 0.022$$

$$\text{Acier FeE400} \left\{ \begin{array}{l} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{array} \right.$$

$$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.027$$

$$\alpha < 0.186$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 14.83 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z\sigma_s} = \frac{(8.43)(10^6)}{148.3 \times 348} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \text{ min RPA}} = 0.15 \% \text{ b.h} = (0.0015)(100)(20) = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \text{ b.d} \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $A_s = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow (3)(6.90) = 20.7 \text{ cm}^2$ par face $\rightarrow 35\text{HA}12$

Avec espacement de 20 cm

4.4.4.4.1 Ferrailage horizontal :

Remarque :

On adopte la même section d'armatures pour tous les niveaux ; et pour tous les voiles

4.4.4.5 Vérification au cisaillement :

Selon RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.7.2 P57), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{calcul}}{b.d}$$

$$\tau_u = 1.4 \frac{333.72 \times 10^3}{200 \times 6210} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots \text{vérifier}$$

Chapitre 5

Ferrailage des éléments non structuraux

5 Les éléments non structuraux

5.1 Étude d'escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

5.1.1 Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre. Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

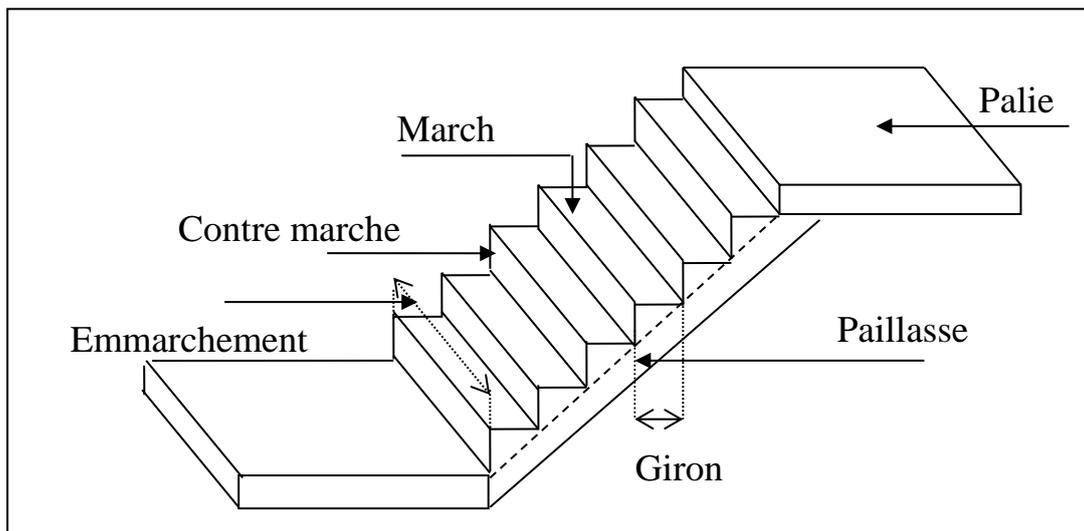


Figure 39 : schéma d'escalier

5.1.2 Pré dimensionnement des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers.

les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants:

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

Caractéristiques techniques:

Hauteur des étages $H = 3 \text{ m}$

Hauteur de sous-sol $H = 2.6 \text{ m}$

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL**:

$$\text{On a : } 59 < 2h + g < 66$$

g : giron (varie de 22 cm à 33 cm) , on prend $g = 30$ cm

$$\text{donc : } 14.5 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}$$

on prend : $h = 17$ cm pour étage courant

$$h = 16 \text{ cm pour sous-sol}$$

5.1.2.1 Nombre des contremarches

$$N_{c \text{ sous-sol}} = \frac{H}{h} = \frac{260}{16} = 16 \quad \rightarrow 8 \text{ contremarches pour sous - sol}$$

$$N_{c \text{ étages}} = \frac{H}{h} = \frac{300}{17} = 18 \quad \rightarrow 9 \text{ contremarches pour les étages}$$

N_C : nombre des contremarches.

5.1.2.2 Nombre des marches

$$n_{\text{sous-sol}} = (N_{c \text{ sous-sol}}) - 1 = 8 - 1 = 7 \text{ marche pour sous-sol}$$

$$n_{\text{étages}} = (N_{c \text{ étages}}) - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marche pour les étages}$$

n : nombre des marches

5.1.2.3 Inclinaison de la paillasse:

5.1.2.3.1 Niveau sous-sol

$$\tan \alpha = \frac{h'}{l'}$$

$$h' = N_c \times h \quad \rightarrow h' = 8 \times 16 = 1.28 \text{ m}$$

$$l' = (n - 1) g \quad \rightarrow l' = (7 - 1) 30 = 2.1 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{1.28}{2.1} \quad \rightarrow \alpha = 31.36^\circ$$

$$\text{la longueur de volée : } l = \frac{h'}{\sin \alpha} = \frac{1.28}{\sin 31.36} = 2.46 \text{ m}$$

$$\text{épaisseur de la paillasse : } \frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20}$$

$$\frac{246}{30} \leq e_p \leq \frac{246}{20} \quad \rightarrow 8.2 \text{ cm} \leq e_p \leq 12.3 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 15$ cm

$$\text{épaisseur de palier : } e = \frac{e_p}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos 31.36} = 14.05 \text{ cm}$$

on prend : $e = 15 \text{ cm}$

5.1.2.3.2 Niveau courant

$$\tan \alpha = \frac{h'}{l'}$$

$$h' = N_c \times h \quad \rightarrow h' = 9 \times 17 = 1.53 \text{ m}$$

$$l' = (n - 1) g \quad \rightarrow l' = (8 - 1) 30 = 2.10 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.1} \rightarrow \alpha = 36.07^\circ$$

$$\text{la longueur de volée : } l = \frac{h'}{\sin \alpha} = \frac{1.53}{\sin 36.07} = 2.6 \text{ m}$$

$$\text{épaisseur de la paillasse : } \frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20}$$

$$\frac{260}{30} \leq e_p \leq \frac{260}{20} \quad \rightarrow 8.22 \text{ cm} \leq e \leq 13 \text{ cm}$$

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

$$\text{épaisseur de palier : } e = \frac{e_p}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos 36.07} = 14.8 \text{ cm}$$

on prend : $e = 15 \text{ cm}$

5.1.3 Evaluation des charges

5.1.3.1 Palier (sous-sol + étages courantes)

Tableau 41 : Evaluation des charges permanentes de palier

Matériaux	Epaisseur (m)	P (Kg / m ³)	G (Kg / m ²)
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier de pose	0.03	2000	60
Couche de sable	0.03	1800	54
Dalle en béton	0.15	2500	375
Enduit ciment	0.02	2000	40

$$G = 537 \text{ Kg / m}^2$$

$$Q = 250 \text{ Kg / m}^2$$

5.1.3.2 Paillasse

5.1.3.2.1 Paillasse sous-sol

Tableau 42 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau sous-sol

Matériaux	Epaisseur (m)	P (Kg / m ³)	G (Kg / m ²)
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier de pose	0.03	2000	60
Couche de sable	0.03	1800	54
Marche	0.16	2200	$\left(\frac{0.16}{2}\right) \times 2200 = 176$
Paillasse	0.15	2500	$\frac{(0.15)(2500)}{\cos 31.36} = 397.7$
Enduit ciment	0.02	2000	40
Garde corps	/	/	20

$$G = 791.7 \text{ Kg / m}^2$$

$$Q = 250 \text{ Kg / m}^2$$

5.1.3.2.2 Etages courants

Tableau 43 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau courant

Matériaux	Epaisseur (m)	P (Kg / m ³)	G (Kg / m ²)
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier de pose	0.03	2000	60
Couche de sable	0.03	1800	54
Marche	0.17	2200	$\left(\frac{0.17}{2}\right) \times 2200 = 187$
Paillasse	0.15	2500	$\frac{(0.15)(2500)}{\cos 36.07} = 464$
Enduit ciment	0.02	2000	40
Garde corps	/	/	20

$$G = 809 \text{ Kg / m}^2$$

$$Q = 250 \text{ Kg / m}^2$$

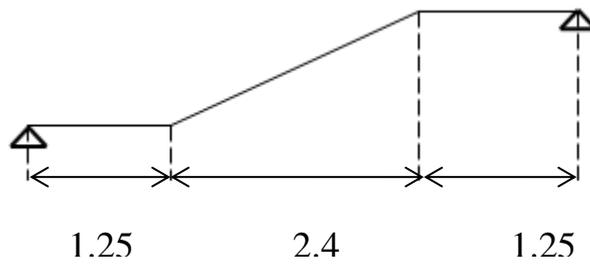


Figure 40 Schéma statique

5.1.4 Combinaisons de charges

5.1.4.1 ELU

5.1.4.1.1 Sous-sol

$$\text{Palier : } q_1 = (1.35 \times 573 + 1.5 \times 250) \times 1\text{m}$$

$$\text{Paillasse : } q_2 = (1.35 \times 791.7 + 1.5 \times 250) \times 1\text{m}$$

5.1.4.1.2 Etage courant

$$\text{Palier : } q_1 = (1.35 \times 573 + 1.5 \times 250) \times 1\text{m}$$

$$\text{Paillasse : } q_2 = (1.35 \times 810 + 1.5 \times 250) \times 1\text{m}$$

5.1.4.2 ELS

5.1.4.2.1 Sous-sol

$$\text{Palier : } q_1 = (573 + 250) \times 1\text{m}$$

$$\text{Paillasse : } q_2 = (791.7 + 250) \times 1\text{m}$$

5.1.4.2.2 Etage courant

$$\text{Palier : } q_1 = (573 + 250) \times 1\text{m}$$

$$\text{Paillasse : } q_2 = (810 + 250) \times 1\text{m}$$

5.1.5 les efforts appliqué à ELU aux escaliers (étage courant)

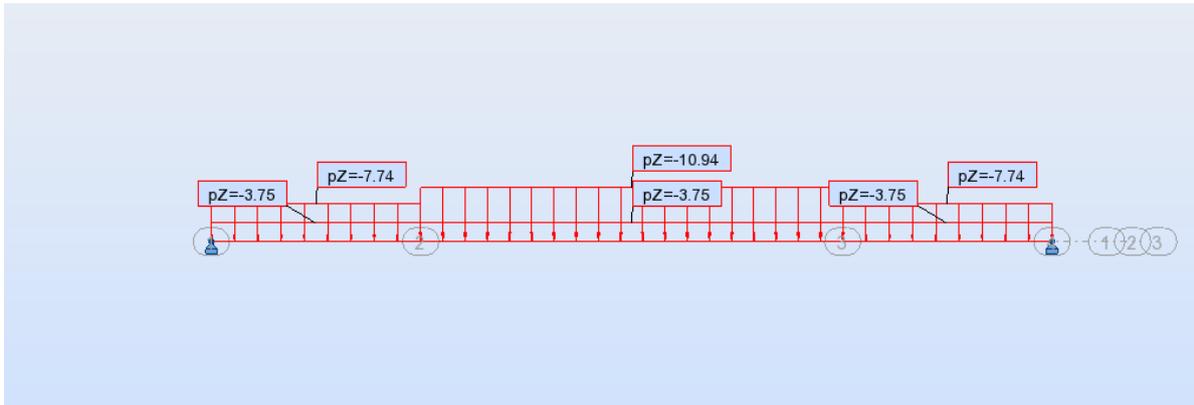


Figure 41 : schéma des efforts appliqué à ELU aux escaliers niveau courant

5.1.6 les efforts appliqué à ELS aux escaliers (étage courant)

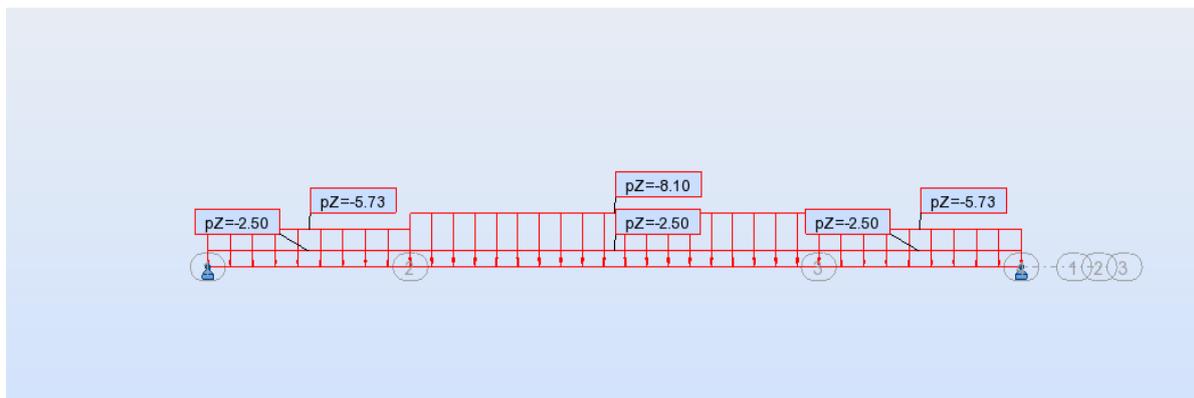


Figure 42 : schéma des efforts appliqué à ELS aux escaliers niveau courant

5.1.7 Diagramme des sollicitations ELU (étages courant)

5.1.7.1 Moment fléchissant

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit a un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

On adopte les valeurs d'étage courant (les plus défavorables)

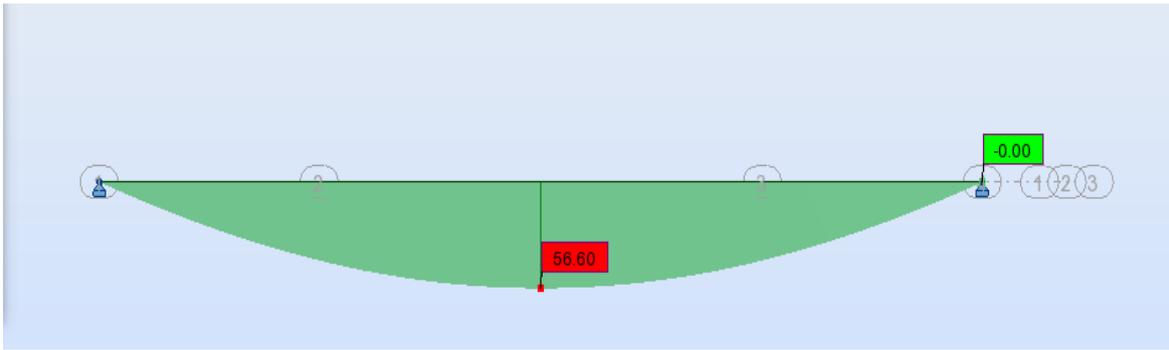


Figure 43 Diagramme des moments niveau courant et à ELU

$$M_0 = 56.60 \text{ KN. m} \rightarrow \begin{cases} M_t = 0.8M_0 = 45.3 \text{ KN. m} \\ M_a = 0.3 M_0 = 17 \text{ KN. m} \end{cases}$$

5.1.7.2 Effort tranchant



Figure 44 : Diagramme des efforts tranchant niveau courant et à ELU

$$T_{\max} = 44.25 \text{ KN}$$

5.1.8 Diagramme des sollicitations ELS (étages courant)

5.1.8.1 Moment fléchissant

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

On adopte les valeurs d'étage courant (les plus défavorables)

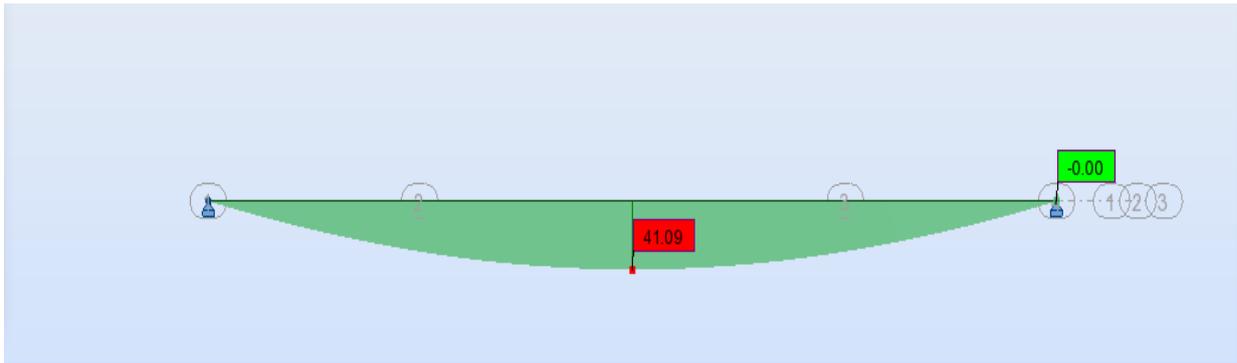


Figure 45 : Diagramme des moments niveau courant et à ELS

$$M_0 = 41.09 \text{ KN.m} \rightarrow \begin{cases} M_t = 0.8M_0 = 32.9 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.3 M_0 = 12.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

5.1.8.2 Effort tranchant

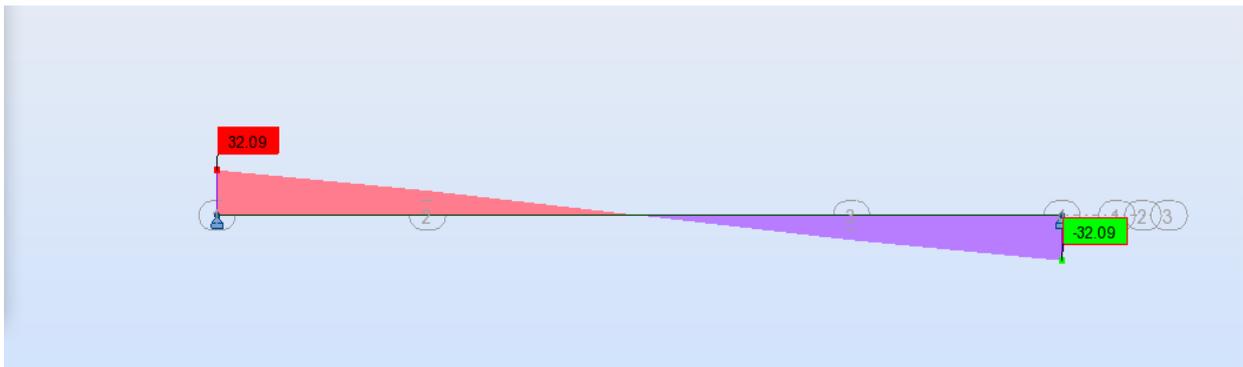


Figure 46 : Diagramme des efforts tranchant niveau courant et à ELS

$$T_{\max} = 32.09 \text{ KN}$$

5.1.9 Ferrailage des escaliers

5.1.9.1 Selon BAEL 91

5.1.9.1.1 ELU

5.1.9.1.1.1 En travée

$$M_t = 45.3 \text{ KN.m} ; d = 13 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = 0.157$$

$$\text{Acier FeE400} \begin{cases} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{cases}$$

$$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.225$$

$$\alpha < 0.186$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 11.83 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z\sigma_s} = 11 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on adopte } 10\text{HA}12 / \text{ml} = 12.44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec espacement de 10 cm

5.1.9.1.1.1 Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{11}{4} = 2.75 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on adopte } 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

5.1.9.1.1.2 En appui

$$M_a = 17 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = 0.059$$

$$\text{Acier FeE400} \begin{cases} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{cases}$$

$$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.087$$

$$\alpha < 0.186$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 12.54 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z\sigma_s} = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on adopte } 5\text{HA}12 / \text{ml} = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec espacement de 20 cm

5.1.9.1.1.2.1 Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.2}{4} = 0.8 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on adopte 5HA10 / ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_{s \min} = (0.23)(1000)(130) \frac{(2.4)}{(400)} = 1.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

5.1.9.1.2 Vérification ELS

5.1.9.1.2.1 En travée

$$M_s = 32.53 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_s c + A_s d) = 0$$

$$\begin{cases} A_s = 11 \text{ cm}^2 \\ A'_s = 0 \end{cases} \rightarrow x = 5.1 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 11164.65 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s x}{I} = 11.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

5.1.9.1.2.2 En appui

$$M_s = 12.3 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_sc + A_sd) = 0$$

$$\begin{cases} A_s = 3.2 \text{ cm}^2 \\ A'_s = 0 \end{cases} \rightarrow x = 3.1 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 5024.82 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s x}{I} = 6.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

5.1.9.2 Selon RPA 99

$$A_{s \text{ min}} = 0.5 \% b.h = 7.5 \text{ cm}^2$$

5.1.10 Vérification au cisaillement

$$T_{max} = 44.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{4424}{(100)(13)} = 3.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{adm} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_u < \tau_{adm} \rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires

5.2 Etude de l'acrotère

5.2.1 Introduction

Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravier de la poussée du vent d'où a la force un écran.

5.2.2 Géométrie

Tableau 44 : géométrie de l'acrotère

La hauteur h	60 cm
L'épaisseur h_o	45 cm
La surface s	0.1 m ²
L'enrobage $c = c'$	2 cm

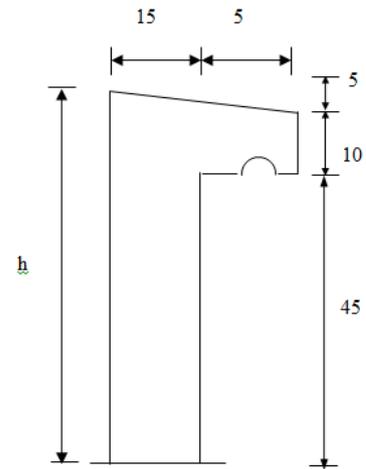


Figure 47 : acrotère

$$S = \frac{0.05 \times 0.2}{2} + (0.1 \times 0.2) + (0.5 \times 0.15)$$

$$S = 0.1 \text{ m}^2$$

5.2.3 Sollicitation

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher soumise au poids propre et la surcharge d'exploitation. le calcul se fait par une bande de 1m.

L'acrotère sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal N_G dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à : $Q = 1,0 \text{ KN}$

La surface de l'acrotère est : $S = 0,1 \text{ m}^2$

$$P = (0,1 \times 2500) = 2500 \text{ Kg / ml}$$

Enduit : ep 2cm → 45 Kg / ml

Charge permanente : $G = 300 \text{ Kg/ml}$
 Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg/ml}$

5.2.4 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après le RPA 99 / version 2003, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

A : Coefficient d'Accélération « Groupe d'Usage 2 ; Zone IIa » $\rightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de Force Horizontale Variant entre 0,3 et 0,8 ; $C_p = 0,8$

W_p : poids propre de l'acrotère $W_p = 3 \text{ KN}$

F_p : force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 3 = 1,44 \text{ KN}$$

$$F_p = 1,44 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

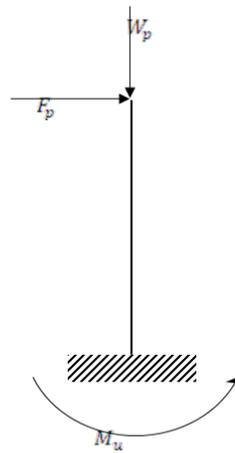


Figure 48 : Schéma statique

5.2.4.1 Combinaison des charges

Tableau 45 : combinaison des charges à ELU

ELU		
La charge permanente ultime	$N_u = 1,35W_p$	4.05 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = 1,5F_p$	2.16 KN
Moment d'encastrement	$M_u = hQ_u$	1,29 KN.m

Tableau 46 : combinaison des charges à ELS

ELS		
La charge permanente ultime	$N_s = W_p$	3 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_s = F_p$	1,44 KN
Moment d'encastrement	$M_s = hQ_s$	0,864 KN.m

5.2.5 Ferraillage

5.2.5.1 ELU

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composé et sera fait pour une bande d'un mètre linéaire ; pour le calcul, on considère une section (b×h) soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 15 cm

b : Largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 2 cm

d = h - c' : Hauteur utile = 13 cm

Calcul de l'excentricité

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

L'excentricité de 1^{er} ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.29}{4.05} = 0.31 \text{ m}$$

L'excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right\}$$

$$e_a = \max \{ 2 \text{ cm} ; 1.2 \text{ cm} \} \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

L'excentricité de 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3l_f^3}{10000h} \times (2 + \alpha\Phi)$$

$$\alpha = \frac{M_{perm}}{M_{perm} + M_{exp}} = \frac{1.25}{1.25 + 0.864} = 0.59$$

$$\Phi = 2$$

$$e_2 = 7.2 \times 10^{-4} \times [(2 + (0.59 \times 2))] = 0.002 \text{ m}$$

$$e = 0.31 + 2 + 0.002 = 0.332 \text{ m}$$

$$\begin{cases} N_u = 4.05 \text{ KN} \\ M_u = 1.29 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\frac{h}{2} - c' = 5.5 \text{ cm}$$

$$e < \frac{h}{2} - c'$$

$$M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.51 \text{ KN.m}$$

$$N_U (d - c') - M_1 = -1.06 \text{ KN.m}$$

$$\left[0.337 - 0.8090 \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc} = 584.29 \text{ KN.m}$$

$$N_U (d - c') - M_1 < \left[0.337 - 0.8090 \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc}$$

→ section partiellement comprimée

→ donc se calcul sous flexion simple avec M_1

$$\mu = \frac{M_1}{b d^2 f_{bc}} = 0.005$$

$$\text{Acier FeE400} \begin{cases} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{cases}$$

$$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0125$$

$$\alpha > 0.186$$

$$Z_R = d (1 - 0.4 \alpha_R) = 9.52 \text{ cm}$$

$$A_s f_s = \frac{M_1}{Z_R \sigma_s} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$\frac{N_u}{\sigma_s} = 0.11 \text{ cm}^2$$

$$A_s f_c = \frac{M_1}{Z_R \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité

$$A_{s \min} = 0.23 b d \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_{s \min} = (0.23)(1000)(130) \frac{(2.4)}{(400)} = 1.79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on adopte } 6\text{HA}8 / \text{ml}$$

$$A_{s \min} = 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

5.2.5.2 Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{1.79}{4} = 0.44 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on adopte } 3\text{HA}6 / \text{ml} = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

5.2.5.3 ELS

Position de l'axe neutre

$$\frac{b x^2}{2} + 15 (A_s + A'_s) x - 15 (A'_s c + A_s d) = 0$$

$$\begin{cases} A_s = 1.79 \text{ cm}^2 \\ A'_s = 0 \end{cases} \rightarrow x = 0.10 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b x^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 4468.13 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s x}{I} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

Contrainte de traction dans l'acier

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 267 \text{ MPa} ; 215.55 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_s (d - x)}{I} = 37.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \text{vérifier}$$

5.2.5.4 Vérification au cisaillement : (BAEL 91 art 5.1.1)

$$T_{max} = 1,5 F_p = 144 \text{ Kg}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{144}{(100)(13)} = 0.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{adm} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_u < \tau_{adm} \rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires

5.2.5.5 Contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = 1,5 F_p = 1.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{1.44 \times 10^3}{(1000)(130)} = 0.01 \text{ MPa}$$

$\tau_u = \min (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable.

$\tau_u = \min (3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,01 \text{ MPa} \leq 3 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Chapitre 6

Infrastructure

6 Infrastructure

6.1 Introduction:

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges qui proviennent de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatique et sismique.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

6.2 Choix de type de fondations :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.87 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.(stabilité de l'ouvrage)
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.(facilité de l'exécution)
- La qualité du sol de fondation.- l'économie.

Dans notre cas ; nous conduit à adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : **c'est le radier général**

6.3 Etude du radier général

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitué par des murs de l'ossature, soumis à la réduction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide)

6.3.1 Pré dimensionnement de radier général :

6.3.1.1 Pré-dimensionnement de nervure

6.3.1.1.1 formule empirique

La nervure du radier doit avoir une hauteur h égale à : $h_n \geq \frac{l_{max}}{10}$

l_{max} : entre axes max des poteaux

$$l_{max} = 7.2 \text{ m}$$

$$h_n \geq \frac{720}{10} \rightarrow h_n \geq 72 \text{ cm}$$

6.3.1.1.2 Condition de l'épaisseur minimale

$$h_{n \text{ min}} \geq 25 \text{ cm}$$

6.3.1.1.3 Condition de la longueur élastique

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \geq \frac{2l_{max}}{\pi}$$

Avec :

l_e : Longueur élastique.

l_{max} : entre axes max des poteaux

E : Le module de d'élasticité $E = 3.21 \times 10^5 \text{ kg / cm}^2$

b : Largeur du radier (bande de 1 mètre)

I: inertie d'une bande d'un mètre de radier $I = \frac{bh^3}{12}$

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 4 \text{ kg / cm}^3$).

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{12 K (2l_{max})^4}{4 E \pi^4}}$$

$$h_n \geq 111.27 \text{ cm}$$

On adopte $h_n = 150 \text{ cm}$ et $b = 70 \text{ cm}$

6.3.2 Pré-dimensionnement de la dalle du radier

6.3.2.1 formule empirique

L'épaisseur de la dalle du radier doit être égale à : $h_d \geq \frac{l_{max}}{20}$

l_{max} : entre axes max des poteaux

$$l_{max} = 7.2 \text{ m}$$

$$h_d \geq \frac{720}{20} \rightarrow h_n \geq 36 \text{ cm}$$

On adopte $h_d = 50 \text{ cm}$

6.3.3 Pré-dimensionnement de débordement du radier

Largeur minimale de débord $l_d \geq \max \left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right)$

$$l_d \geq \max (75 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

$$l_d \geq 75 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } l_d = 100 \text{ cm}$$

6.3.4 Evaluation des charges

6.3.4.1 ELU

Effort ramené par la superstructure $N_u = 9774.231 \text{ t}$

Poids des nervures principales : $2.5 \times 1.5 \times 0.7 \times 25.35 \times 10 \times 1.35 = 898.34 \text{ t}$

Poids des nervures secondaires : $2.5 \times 1.5 \times 0.7 \times 33.40 \times 8 \times 1.35 = 946.89 \text{ t}$

Poids des terres : $1.8 \times 1.35 \times 1227.709 \times 1.5 = 4474.99 \text{ t}$

Poids du radier : $2.5 \times 0.5 \times 1227.709 \times 1.35 = 2071.75 \text{ t}$

$$G = 18166.20 \text{ t}$$

6.3.4.2 ELS

Effort ramené par la superstructure $N_s = 7095.946 \text{ t}$

Poids des nervures principales : $2.5 \times 1.5 \times 0.7 \times 25.35 \times 10 \times 1 = 665.43 \text{ t}$

Poids des nervures secondaires : $2.5 \times 1.5 \times 0.7 \times 33.40 \times 8 \times = 701.4 \text{ t}$

Poids des terres : $1.8 \times 1227.709 \times 1.5 = 3314.81 \text{ t}$

Poids du radier : $2.5 \times 0.5 \times 1227.709 = 1534.62 \text{ t}$

$$G = 13312.20 \text{ t}$$

6.3.5 Calcul de la surface minimale du radier

La surface du radier doit telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_s}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

N_s : la somme des réactions aux niveaux des fondations à ELS

S_{rad} : la surface du radier

$\overline{\sigma_{sol}}$: la contrainte admissible de sol

$$N_s = 13312.20 \text{ t}$$

$$S_{rad} = S_{batiment} + S_{débord} = 1227.709 \text{ m}^2$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.87 \text{ bar} = 18.7 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{13312.20}{1227.709} = 10.84 \text{ t/m}^2 \rightarrow \frac{N_s}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Donc condition vérifiée

6.3.6 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} \leq 0.05 f_{c28}$$

$$T_{max} = \frac{q l_{max}}{2} = \frac{N_u b l_{max}}{S_{rad} 2} = 293.86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{293.86}{(1)(0.45)} = 653.02 \text{ KN/m}^2 = 0.65 \text{ MPa}$$

$$0.05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq 0.05 f_{c28} \dots \text{vérifier}$$

6.3.7 Vérification de l'effet de sous pression

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_{rad}$$

Avec :

W : Poids propre total de la Tour à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure

S_{rad} : Surface du radier

$$W = W_{batiment} + W_{radier} = 57979.24 + 15346.2 = 73325.4 \text{ KN} = 7332.54 \text{ KN}$$

$$h = 2.6 \text{ m}$$

$$S_{rad} = 1227.7 \text{ m}^2$$

$$(1.5)(1)(2.6)(1227.7) = 4788.03 \text{ t} \rightarrow 73325.54 \text{ t} > 4788.03 \text{ t}$$

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_{rad} \dots \text{vérifier}$$

Aucun risque de soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique.

6.3.8 Vérification au non poinçonnement :

$$\text{Il s'agit de vérifier que : } N_u \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité

h : Epaisseur totale du radier

$$\mu_c = (a + h) 4 = (0.5 + 1.5) 4 = 8 \text{ m}$$

$$N_u = 2819.18 \text{ KN}$$

$$h = 1.5 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\frac{(0.07)(8000)(1500)(30)}{1.5} = 168000 \text{ KN}$$

$$2819.18 \text{ KN} < 168000 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \text{vérifier}$$

donc pas de risque de poinçonnement.

6.3.9 Caractéristiques géométriques du radier :

$$\left. \begin{array}{l} X_G = 17.05 \text{ m} \\ Y_G = 20.73 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} I_x = 263577828.96 \text{ m}^4 \\ I_y = 259267867.57 \text{ m}^4 \end{array}$$

les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional

6.3.10 Vérification de la stabilité du radier au renversement :

Pour assurer la stabilité de la Tour contre tout risque de renversement dû aux actions sismiques (horizontale ou verticale). On doit vérifier que le rapport du moment stabilisant dû à l'effort normal N et le moment de renversement dû à l'action sismique > à 1,5.

6.3.10.1 Calcul dû à l'effort normal :

$$N_s = G + Q = 133122 \text{ KN}$$

6.3.10.2 Les moments d'actions sismiques :

6.3.10.2.1 sens longitudinal :

Le moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens est :

$$M_x = 1297288.98 \text{ KN.m}$$

les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional

$$M_s = (133122)(17.05) = 2269730.1 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{2269730.1}{1297288.98} = 1.7 > 1.5 \dots \text{vérifier}$$

6.3.10.2.2 Sens transversal

Le moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens est :

$$M_y = 1125527.85 \text{ KN.m}$$

les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional

$$M_s = (133122)(20.73) = 2759619.06 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{2759619.06}{1125527.85} = 2.45 > 1.5 \dots \text{vérifier}$$

Donc pas de risque de renversement.

6.3.11 Calcul des contraintes sous fondation :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} v$$

M : Moment fléchissant dû au séisme.

N_s : Effort dû à G + Q

On doit vérifier :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

σ_{moy} : Contrainte moyenne de la charge répartie par unité de surface.

6.3.11.1 Sens transversal :

On adopte une dalle de propreté sous le radier général d'épaisseur 10 cm.

N_s = 13312.2 t + Poids propre de la dalle de propreté

N_s = 13312.2 t + (1227.7×0,1×25)

N_s = 13619.12 t = 136191.2 KN

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y} v = \frac{136191.2}{1227.7} + \frac{1297288.98}{259267867.57} \times 20.73 = 11.10 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} v = \frac{136191.2}{1227.7} - \frac{1297288.98}{259267867.57} \times 20.73 = 11.08 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3)(11.10) + 11.08}{4} = 11.09 \text{ t/m}^2$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 18.7 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{moy} \leq \overline{\sigma_{sol}} \dots \text{vérifier}$$

6.3.11.2 Sens longitudinal

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_x} v = \frac{136191.2}{1227.7} + \frac{1125527.85}{263577828.96} \times 17.05 = 11.1 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_x} v = \frac{136191.2}{1227.7} - \frac{1125527.85}{263577828.96} \times 17.05 = 11.08 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3)(11.1) + 11.08}{4} = 11.09 \text{ t/m}^2$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 18.7 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{moy} \leq \overline{\sigma_{sol}} \dots \text{vérifier}$$

6.4 Ferraillage du radier

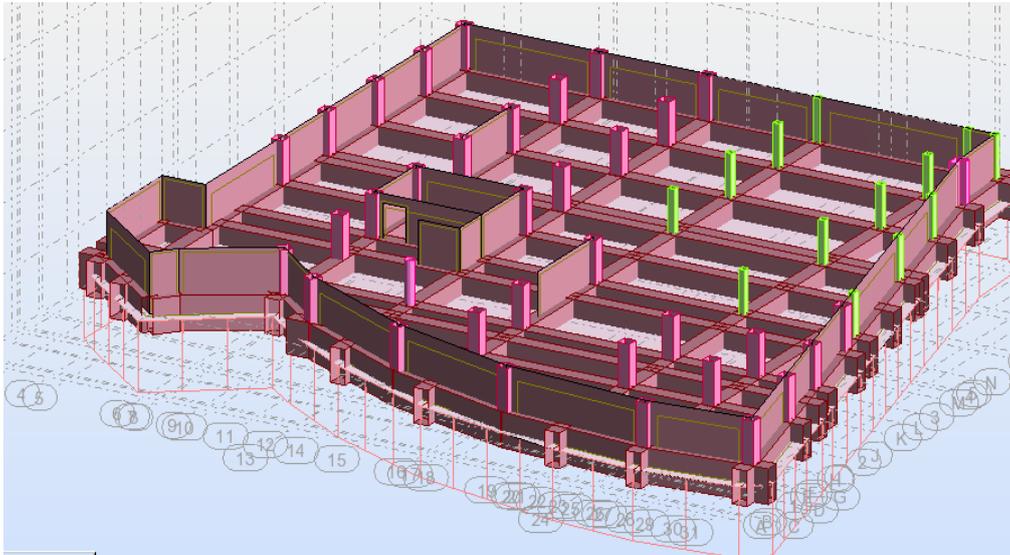


Figure 49 : schéma de radier général nervuré

6.4.1 Ferraillage de la dalle

6.4.1.1 ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{631}{690} = 0.91 > 0.4 \rightarrow \text{dalle porte dans les deux sens}$$

6.4.1.1.1 Sens X

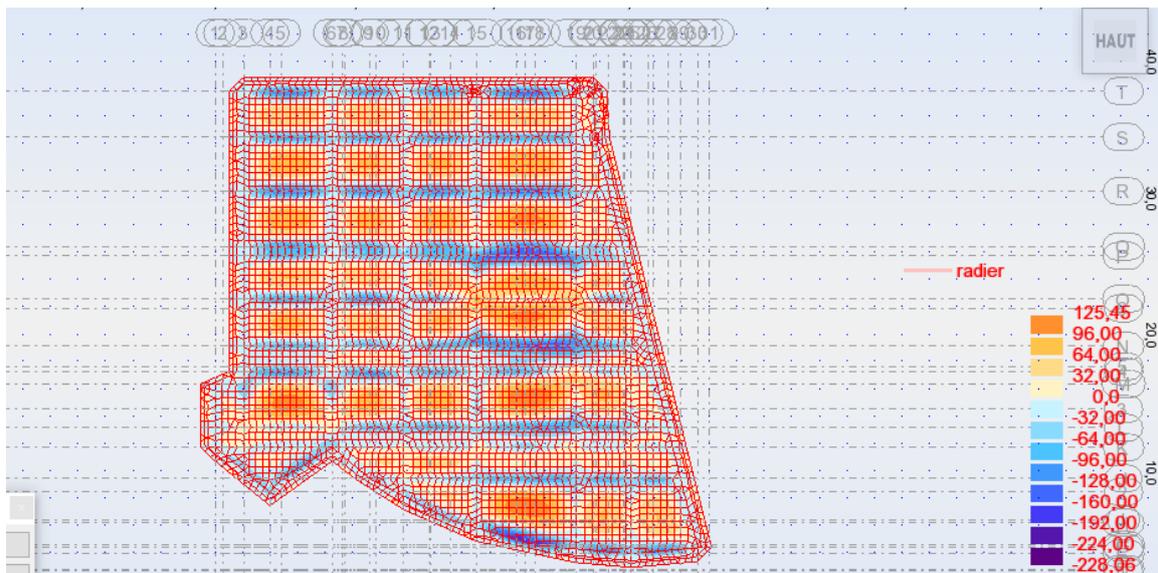


Figure 50 : Moment agissant au radier: Mxx à ELU

6.4.1.1.1 En travée

$$M_t = 125.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = 0.036$$

$$\text{Acier FeE400} \begin{cases} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{cases}$$

$$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.05$$

$$\alpha < 0.186$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 44.2 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z\sigma_s} = 8.2 \text{ cm}^2$$

6.4.1.1.2 En appui

$$M_a = 228.06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = 0.066$$

$$\text{Acier FeE400} \begin{cases} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{cases}$$

$$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.09$$

$$\alpha < 0.186$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 43.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z\sigma_s} = 15.1 \text{ cm}^2$$

6.4.1.1.2 Sens Y

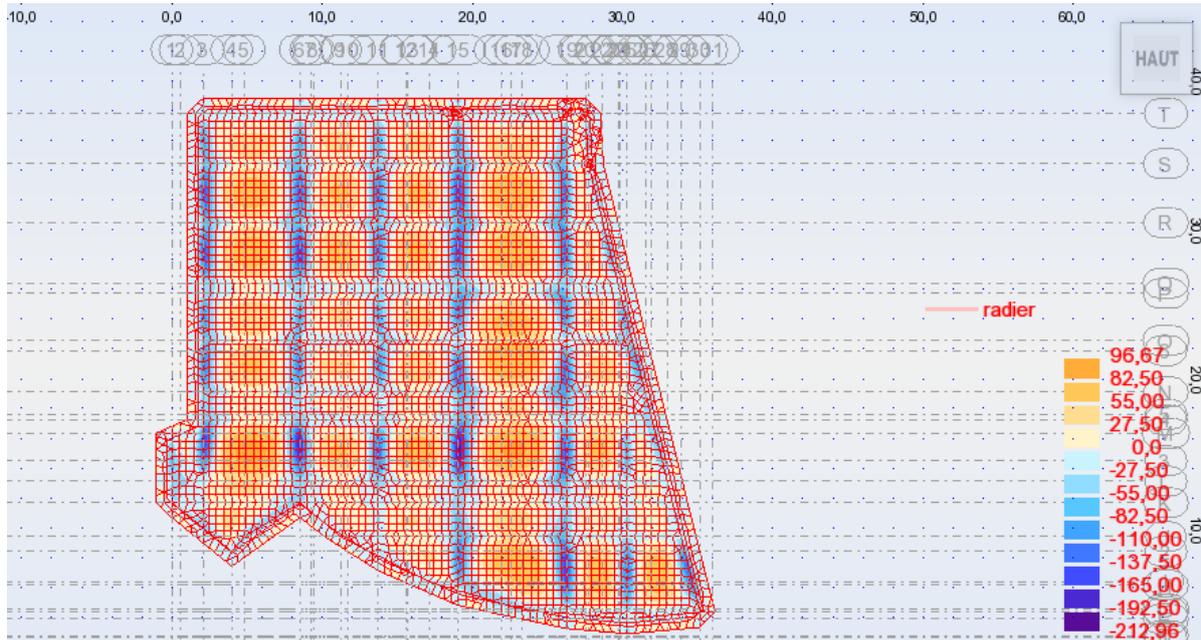


Figure 51 : Moment agissant au radier: Myy à ELU

6.4.1.1.2.1 En travée

$$M_t = 97.64 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = 0.028$$

$$\text{Acier FeE400} \begin{cases} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{cases}$$

$$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.035$$

$$\alpha < 0.186$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 44.4 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} = 6.3 \text{ cm}^2$$

6.4.1.2 Vérification ELS

6.4.1.2.1 Sens X

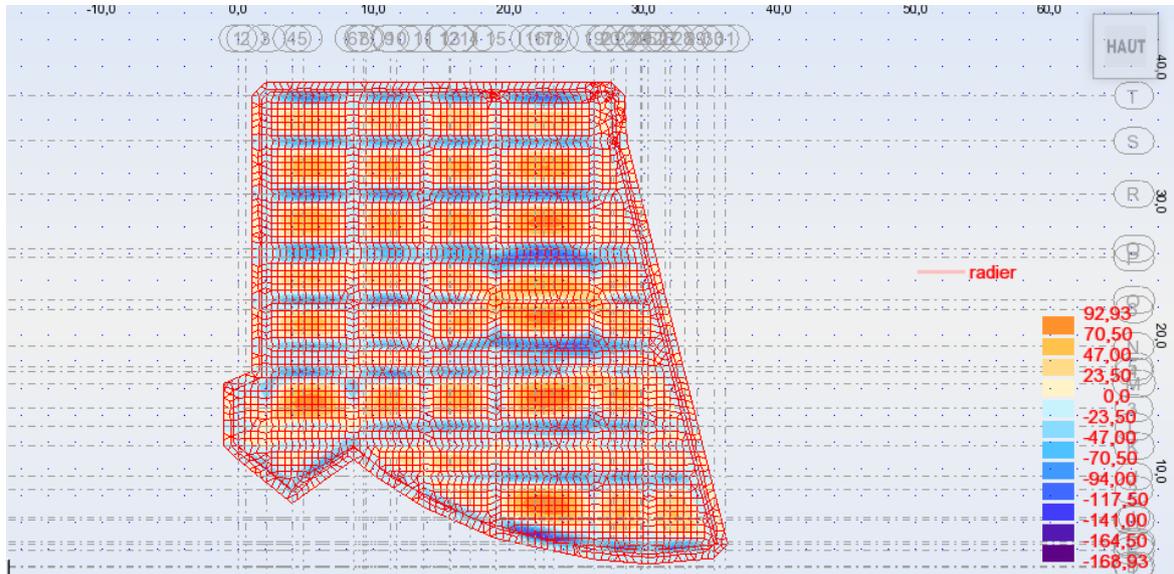


Figure 52: Moment agissant au radier: Mxx à ELS

6.4.1.2.1.1 En travée

$$M_s = 91.25 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_s c + A_s d) = 0$$

$$\begin{cases} A_s = 8.2 \text{ cm}^2 \\ A'_s = 0 \end{cases} \rightarrow x = 9.4 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 183571.41 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s x}{I} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

6.4.1.2.1.2 En appui

$$M_s = 165.88 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_sc + A_sd) = 0$$

$$\begin{cases} A_s = 15.1 \text{ cm}^2 \\ A'_s = 0 \end{cases} \rightarrow x = 12.2 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 304206.03 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s x}{I} = 6.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

6.4.1.2.2 Sens Y

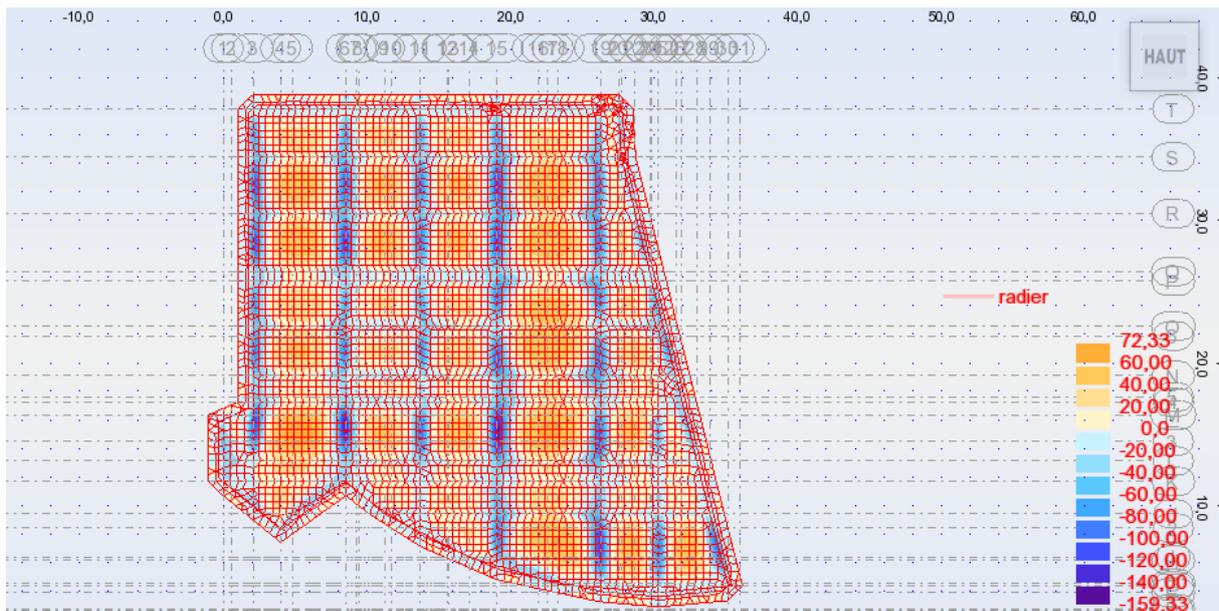


Figure 53 : Moment agissant au radier: Myy à ELS

6.4.1.2.2.1 En travée

$$M_s = 69.62 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_sc + A_sd) = 0$$

$$\begin{cases} A_s = 6.3 \text{ cm}^2 \\ A'_s = 0 \end{cases} \rightarrow x = 8.3 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 160591.3 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s x}{I} = 1.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

6.4.1.2.3 Vérification au cisaillement

6.4.1.2.3.1 Sens x

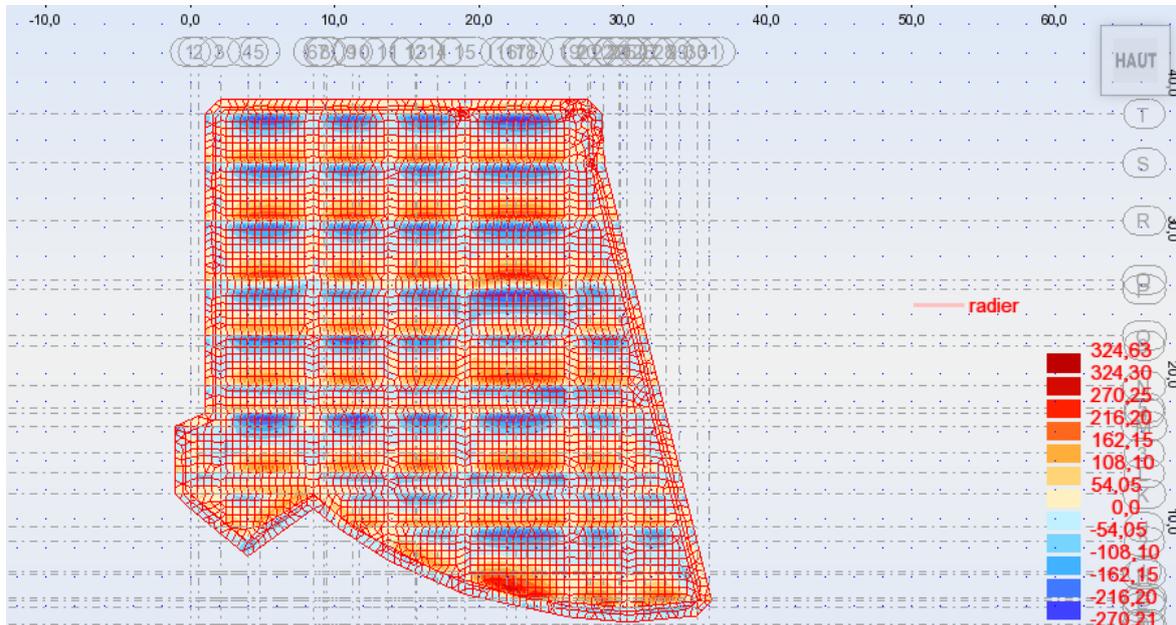


Figure 54 : effort tranchant agissant au radier: Txx à ELU

6.4.1.2.3.2 Sens y

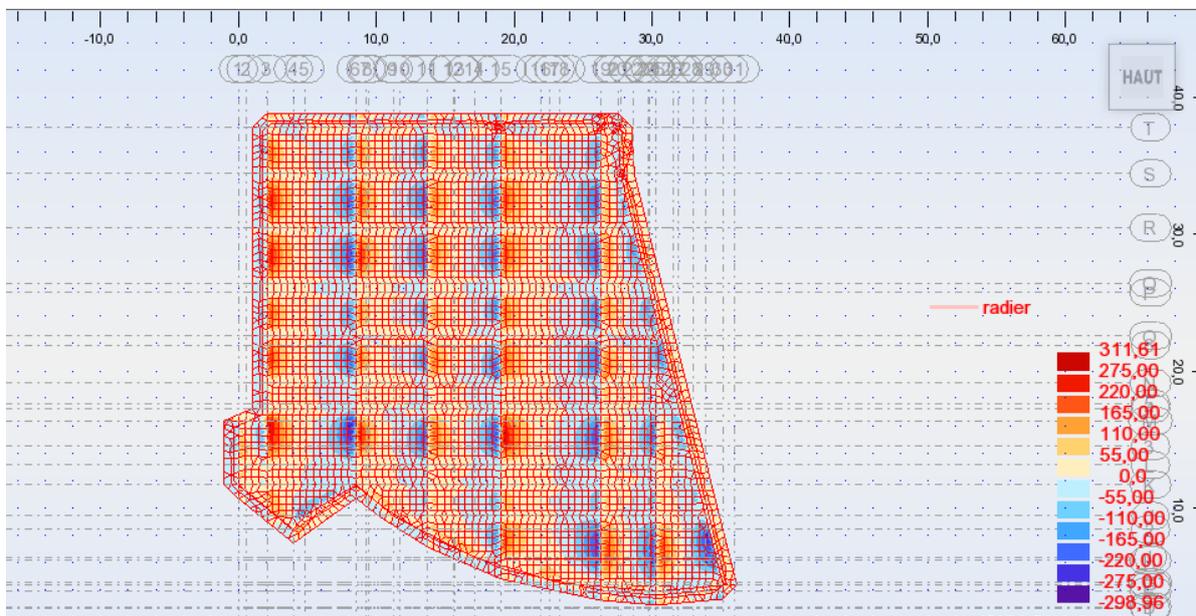


Figure 55 : effort tranchant agissant au radier: Tyy à ELU

$$T_x = 324.63 \text{ KN}$$

$$T_y = 311.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{32463}{(100)(45)} = 7.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{adm} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_u < \tau_{adm} \rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires

6.4.1.2.4 L'écartement des armatures

La direction la plus sollicitée \rightarrow min (3h ; 33 cm)

La direction la moins sollicitée \rightarrow min (4h ; 45 cm)

Donc :

Le sens X \rightarrow min (150 cm ; 33 cm)

Le sens Y \rightarrow min (200 cm ; 45 cm)

6.4.2 Ferrailage des nervures

6.4.2.1 ELU

6.4.2.1.1 En travée

$M_t = 1098.5 \text{ KN.m}$; $b = 70 \text{ cm}$; $h = 150 \text{ cm}$; $d = 145 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = 0.044$$

$$\text{Acier FeE400} \left\{ \begin{array}{l} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{array} \right.$$

$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.062$$

$\alpha < 0.186$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 141.4 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} = 22.32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } 9\text{HA}12 + 9\text{HA}16$$

$$A_{s \text{ min BAEL}} = 12.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min RPA}} = 52.5 \text{ cm}^2$$

6.4.2.1.2 En appui

$$M_a = 2378.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = 0.095$$

$$\text{Acier FeE400} \begin{cases} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \\ \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \end{cases}$$

$$\mu < \mu_R \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.125$$

$$\alpha < 0.186$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 137.75 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z\sigma_s} = 49.60 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ on adopte 27 HA 16}$$

$$A_{s \text{ min BAEL}} = 12.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min RPA}} = 52.5 \text{ cm}^2$$

6.4.2.2 Vérification ELS

6.4.2.2.1 En travée

$$M_s = 813.66 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s'c + A_s d) = 0$$

$$\begin{cases} A_s = 22.32 \text{ cm}^2 \\ A_s' = 0 \end{cases} \rightarrow x = 32.8 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 5.03 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s x}{I} = 5.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

6.4.2.2.2 En appui

$$M_s = 1761.57 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_s c + A_s d) = 0$$

$$\begin{cases} A_s = 49.60 \text{ cm}^2 \\ A'_s = 0 \end{cases} \rightarrow x = 45.9 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 9.02 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s x}{I} = 8.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

6.4.2.3 Calcul des armatures transversales

6.4.2.3.1 Diamètre des armatures transversales

6.4.2.3.1.1 Selon le B.A.E.L 91

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{150}{35}; 1.2; \frac{70}{10}\right) = 1.2 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

6.4.2.3.2 Vérification des espacements

6.4.2.3.2.1 Selon BAEL 91

$$T_{\max} = 1791.60 \text{ KN}$$

$$A_T = 5.03 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_T}{b S_t} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) \frac{0.9 f_e}{\gamma_s}}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

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

$$\gamma_s = 1.15$$

$$K = 1$$

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{t28} \text{ K}$$

$$\tau_0 = 0.72$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} = \frac{1791.60}{(70)(145)} = 0.17 \text{ KN/cm}^2 = 1.7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 4 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{vérifier}$$

$$\frac{A_T}{b S_t} = 0.0013$$

$$S_t = 23.95 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 130.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm}$$

6.4.2.3.2.2 Selon RPA 99

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right\} \rightarrow \text{zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{zone courante}$$

$$S_t \leq \min \{ 37.5 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 14.4 \text{ cm} \rightarrow \text{zone nodale} \quad \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 75 \text{ cm} \rightarrow \text{zone courante} \quad \text{on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

Conclusion General

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre

Les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

Dans la conception de ce projet on a utilisé les logiciels ROBOT AUTOCAD, EXEL ...etc , Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.

Bibliographie

1. Alain Capra et Victor Davidovic (calcul dynamique des structures en zone sismique) EYROLLES, Paris, 1982.
2. Albert Fuentes (calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé) ,EYROLLES , 1983.
3. Béton armée B.A.E.L 91 modifié 99 DTU associés (JEAN-PIERRE MOUGIN édition A EYROLLES, 2000).
4. Jean-Pierre Mougin (cour béton armé B.A.E.L 91) EYROLLES , Paris 1992.
5. Guy Sanglerat (le pénétromètre statique et ses diverses applications pratiques)
6. Pierre Charon (calcul des ouvrages en béton armé) EYROLLES, Paris 1986.
7. règlement parasismique algériennes RPA 99 /version 2003 (Centre national de recherche parasismique appliquée en génie parasismique, C.G.S 2002 Houssin day Alger).
8. D.T.R charge permanentes et charges des d'exploitation.

Mémoires :

1. Amouri Zakariya et Boujouraf Houssama eddin (étude d'une tour à usage d'habitation et commercial "2SS + RDC+18 étages en béton armé") Guelma, 2015.
2. Djelti younesse et Alidahmane Ilyas (étude technique – économique d'un bâtiment "2 sous-sol, RDC + 16 étages "d'une forme irrégulier en plan à usage multiple) , Tlemcen , 2014 .
3. Fetati Soleyman et Fetati Tawfik (étude d'un bâtiment R+10 à usage d'habitation) , saida , 2010 .
4. Hamoudi Djellouli et Oukil abd el Malek (étude d'une tour R+16 à usage d'habitation, commerce et de bureau selon les règles parasismique algérienne, Alger, 2006.

Logiciels :

1. AUTOCAD 2013.....Dessin
2. AUTOCAD2017.....Dessin
3. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.....Calcul
4. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017.....Calcul
5. EXEL 2013.....Calcul

Annexe



Sarl Emir Abdelkader
Laboratoire Contrôle Qualité des Matériaux de Construction
Autorisation MC N° 137 du 15 Nov 2008
Bureau Etudes Techniques Agrément N°: 99/2014
RC N°: 99 B 0362810-23/02
Tel/Fax : +213(0)38451607
Email : emirlabo@Gmail.com

Annaba Le: 24/02/2019

Rapport Pénétromètre Dynamique

NF P94-115 Equivalent NA 5204

Description:

Le projet s'étale sur une superficie environ de 180 m². Le terrain reçoit un immeuble d'habitation de type Villa R+ 4 + Sous-Sol selon permis de construire N° 58 du 24/01/2019. La nature du sol est en général de constitution argileuse compacte en surface surmontant un lit dense de formation schisteuse en profondeur.

La reconnaissance du sol est faite par sondage au pénétromètre dynamique lourd et ouverture de tranchée sur une profondeur de 2,50 m, Les essais ont été répartis en trois points couvrants la superficie du terrain. La morphologie du terrain indique un sol homogène sur toute la surface du projet.

Les points de sondage sont répartis suivant un maillage équidistant de manière à occuper l'intégralité du terrain.

L'état actuel des lieux n'indique aucun signe d'instabilité apparente de type glissement de terrain, toute fois, il serait toujours utile de rappeler la nécessité de réaliser l'ouvrage

en question suivant les règles de l'art.

Masse Frappante	63,50	Kg
Masse Frappée Hors tiges	3,10	Kg
Masse d'une Tige	6,24	Kg
Hauteur de chute Mouton	50,00	cm
Section Droite de la pointe	20,00	cm ²

$$Q_d = \frac{M^2 \cdot H}{e(p + M)} \times \frac{1}{A}$$

Q_d : est la valeur de résistance de pointe

M : est la masse du mouton

H : est la hauteur de chute du mouton

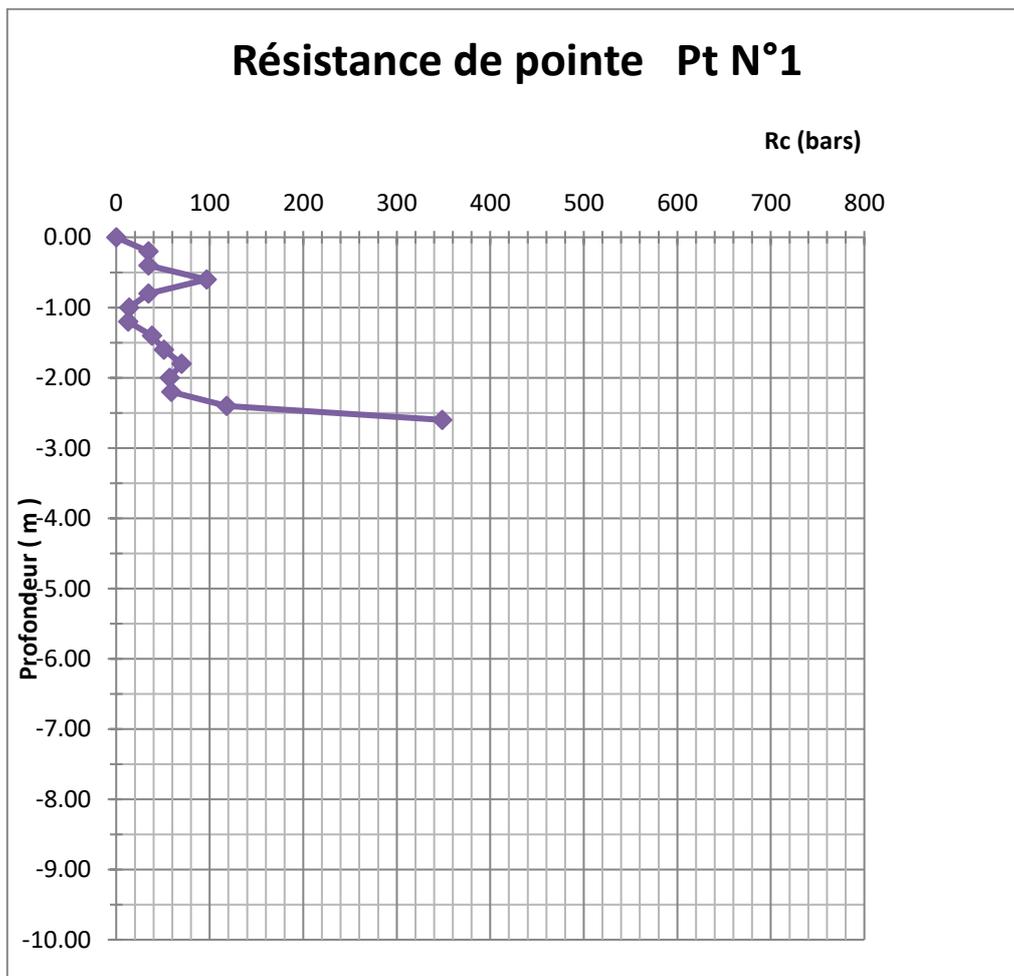
e : est la pénétration moyenne par coup

A : est la section droite de la pointe

P : poids des tiges

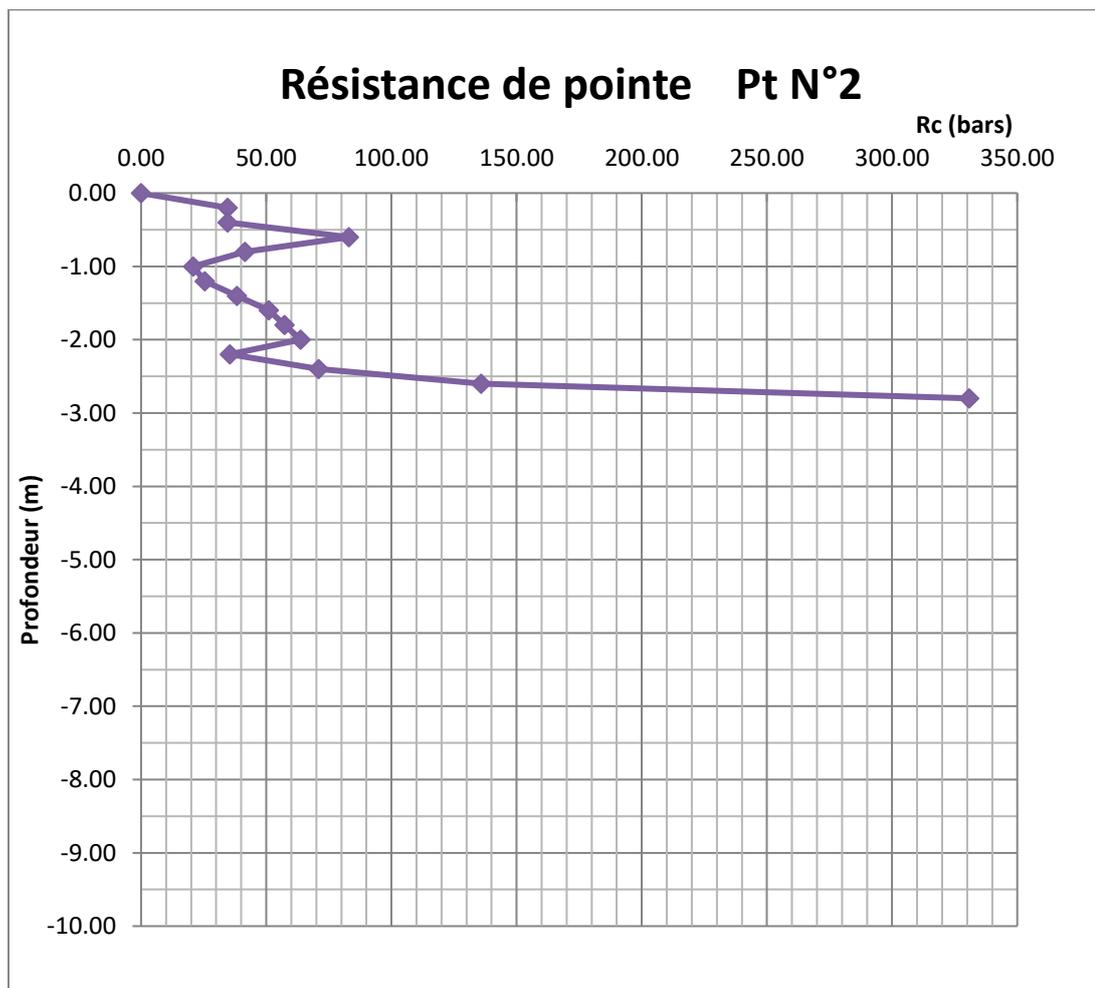
Point N :1

Enfoncement (cm)	N _{bre} Coup	N _{bre} Tiges	Profond (m)	Refus e/N	Q _d (Bars)
0	0	1	0,00	0	0
20	5	1	-0,20	4,000	34,60
20	5	1	-0,40	4,000	34,60
20	14	1	-0,60	1,429	96,88
20	5	1	-0,80	4,000	34,60
20	2	1	-1,00	10,000	13,84
20	2	2	-1,20	10,000	12,75
20	6	2	-1,40	3,333	38,24
20	8	2	-1,60	2,500	50,99
20	11	2	-1,80	1,818	70,11
20	9	2	-2,00	2,222	57,36
20	10	3	-2,20	2,000	59,08
20	20	3	-2,40	1,000	118,15
20	59	3	-2,60	0,339	348,55



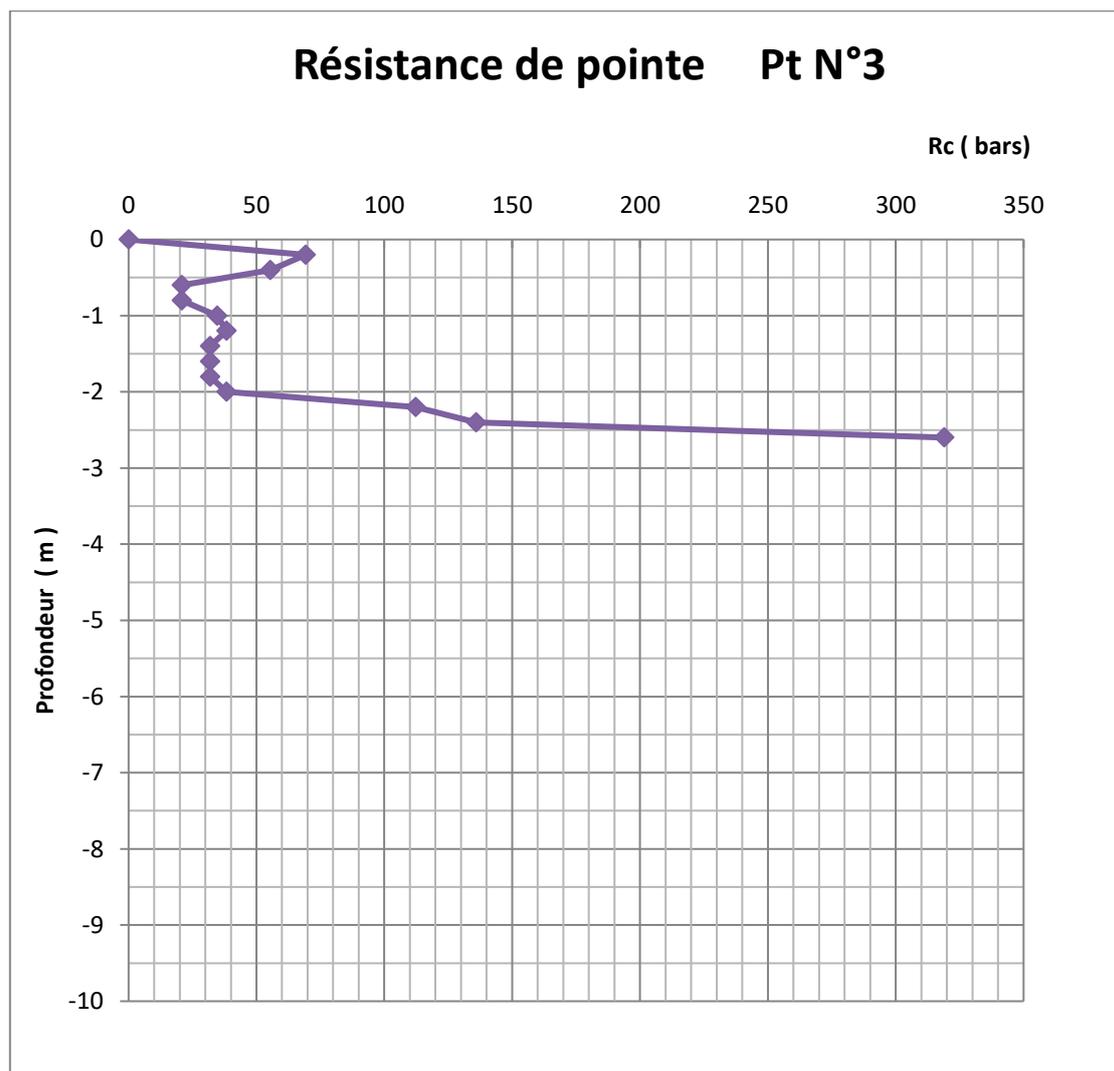
Point N :2

Enfoncement(cm)	N _{bre} Coup	N _{bre} Tiges	Profond(m)	Refus e/N	Q _d (Bars)
0	0	1	0,00	0,000	0,00
20	5	1	-0,20	4,000	34,60
20	5	1	-0,40	4,000	34,60
20	12	1	-0,60	1,667	83,04
20	6	1	-0,80	3,333	41,52
20	3	1	-1,00	6,667	20,76
20	4	2	-1,20	5,000	25,49
20	6	2	-1,40	3,333	38,24
20	8	2	-1,60	2,500	50,99
20	9	2	-1,80	2,222	57,36
20	10	2	-2,00	2,000	63,74
20	6	3	-2,20	3,333	35,45
20	12	3	-2,40	1,667	70,89
20	23	3	-2,60	0,870	135,87
20	56	3	-2,80	0,357	330,82



Point N : 3

Enfoncement(cm)	N _{bre} Coup	N _{bre} Tiges	Profond(m)	Refus e/N	Q _d (Bars)
0	0	1	0	0	0
20	10	1	-0,20	2,000	69,20
20	8	1	-0,40	2,500	55,36
20	3	1	-0,60	6,667	20,76
20	3	1	-0,80	6,667	20,76
20	5	1	-1,00	4,000	34,60
20	6	2	-1,20	3,333	38,24
20	5	2	-1,40	4,000	31,87
20	5	2	-1,60	4,000	31,87
20	5	2	-1,80	4,000	31,87
20	6	2	-2,00	3,333	38,24
20	19	3	-2,20	1,053	112,24
20	23	3	-2,40	0,870	135,87
20	54	3	-2,60	0,370	319,01



Conclusion :

La contrainte admissible est estimée dans le cas de fondations superficielles fondées

à une profondeur D avoisinant le dixième de la hauteur totale de l'ouvrage.

Aucune présence d'eau n'est signalée sur tous les points analysés.

Pour une profondeur de 2,4 mètre, la contrainte du sol serait:

$$Q_{adm} = R_p / \alpha$$

Q_{adm} : Contrainte admissible en bar

α : Coefficient de réduction ≈ 60

R_p : Résistance de pointe

Suivant les pénétrogrammes, la résistance de pointe minimale à prendre est $R_p = 112,24$ bars

$$Q_{adm} = 1,87 \text{ bars}$$

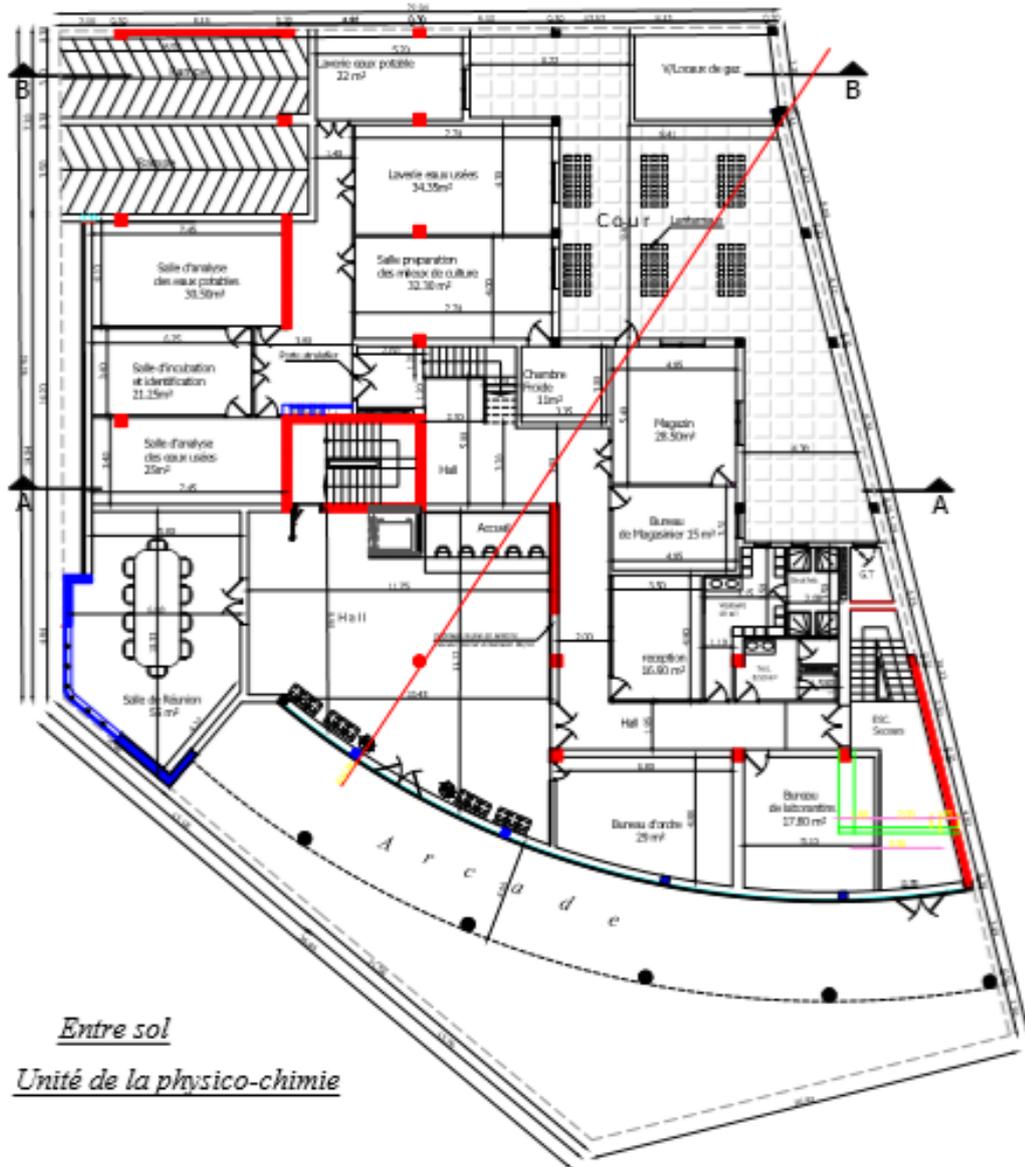
Il appartient au bureau d'étude selon les caractéristiques du terrain et l'importance du projet de proposer des fondations et leurs ancrages selon le mode le plus adapté.

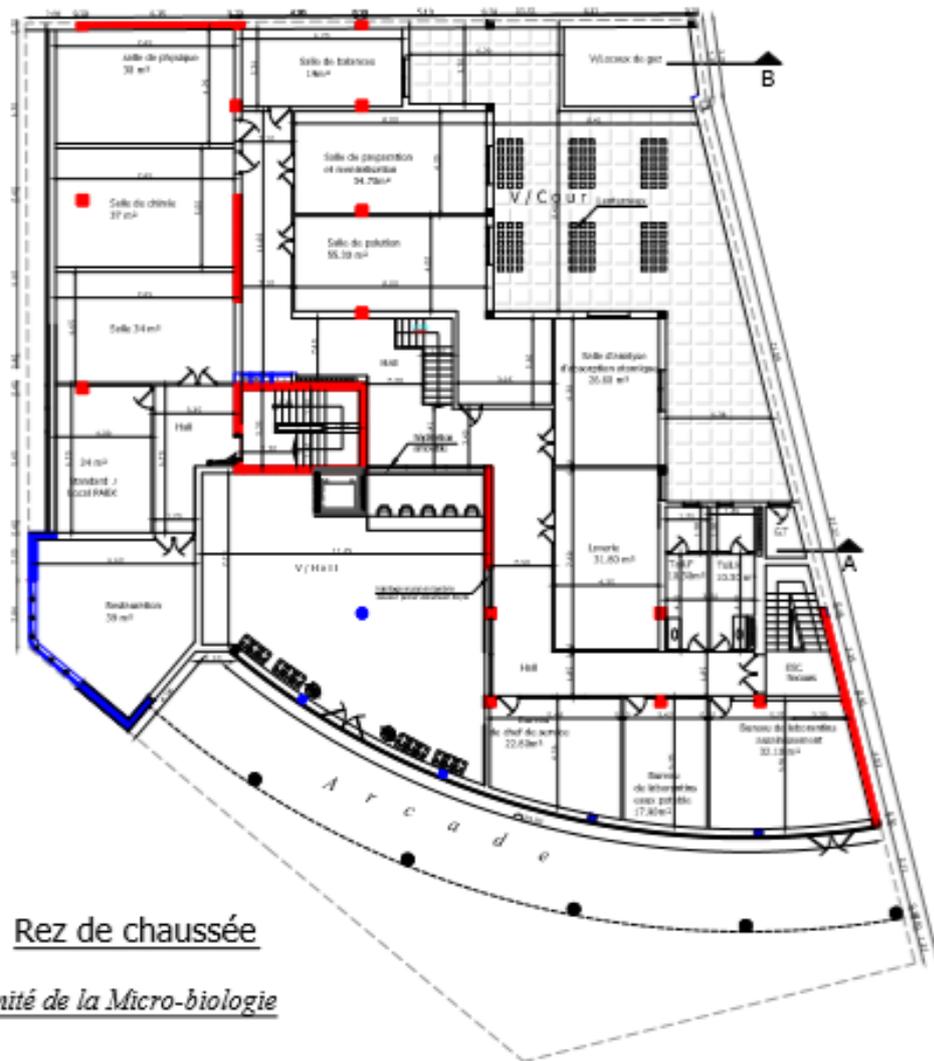
Ingénieur chargé de l'essai:
ATBA Saif Mohamed Cherif

Le Directeur:
M.F HABITA

Les plans d'architecture

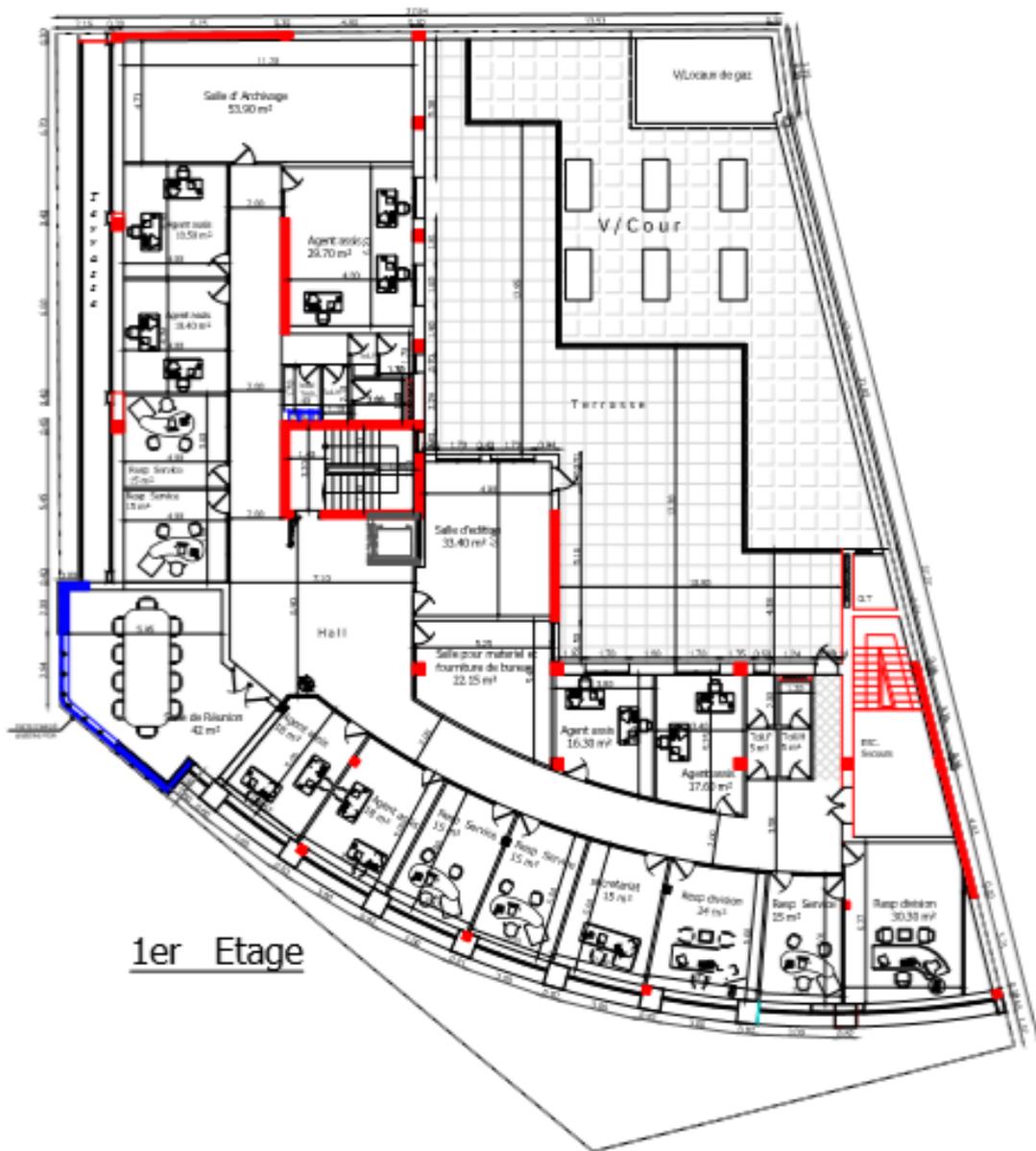


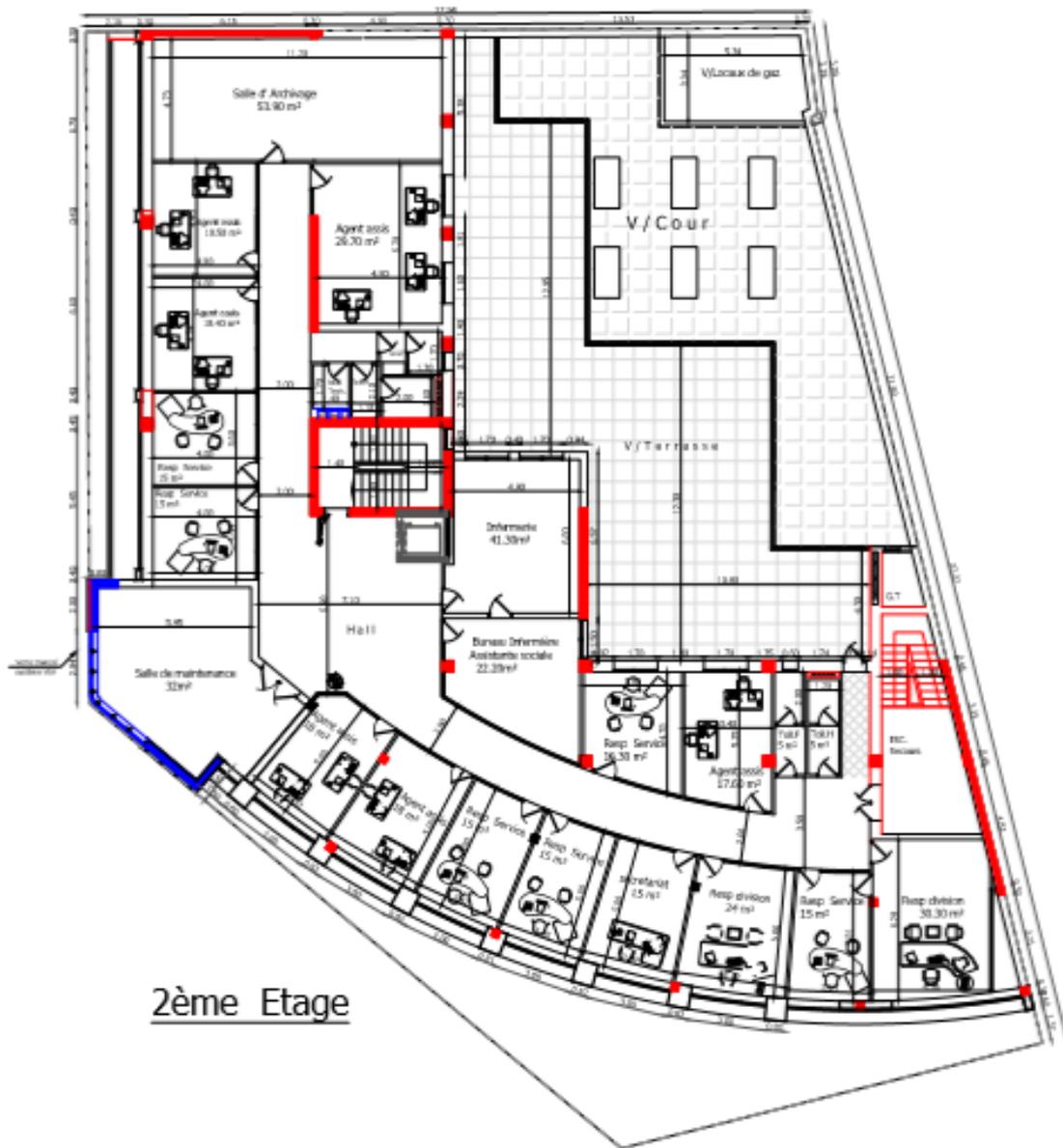


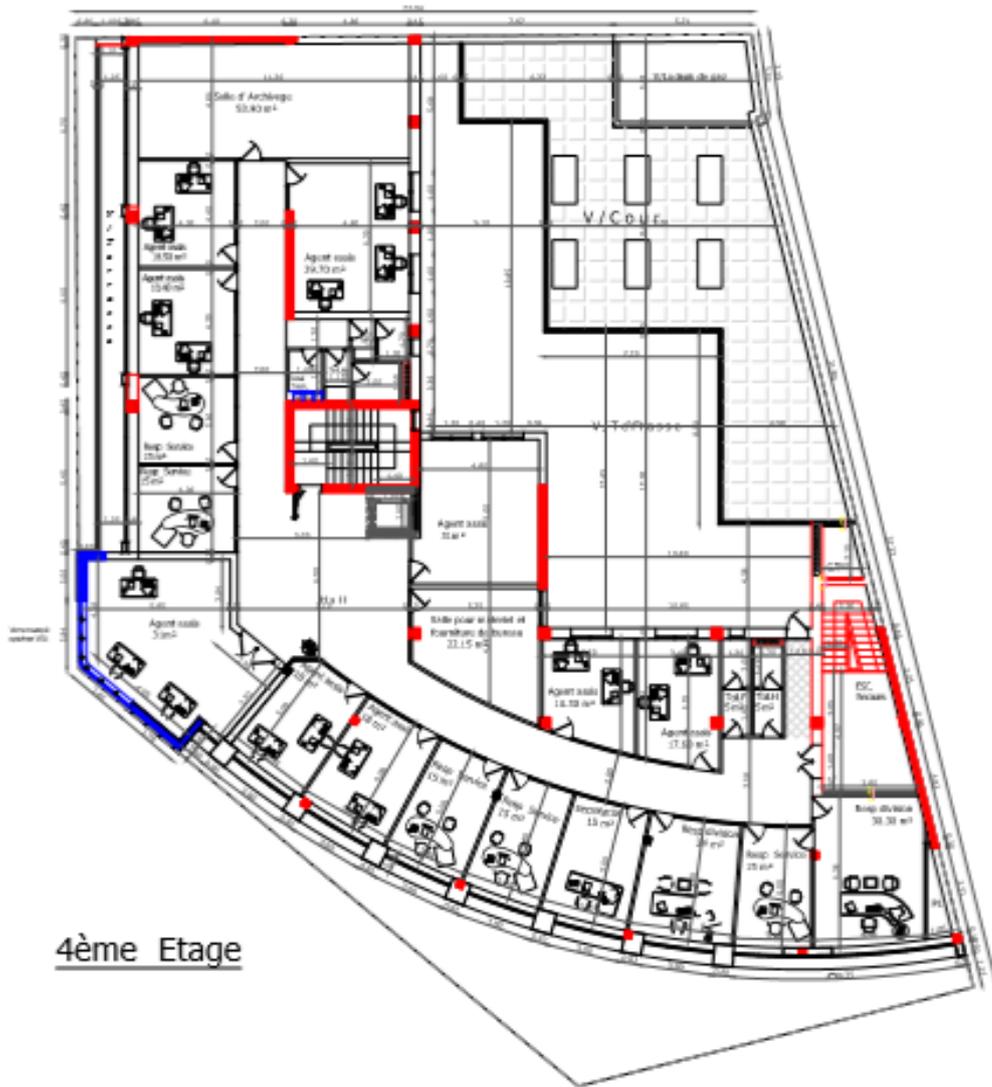


Rez de chaussée

Unité de la Micro-biologie



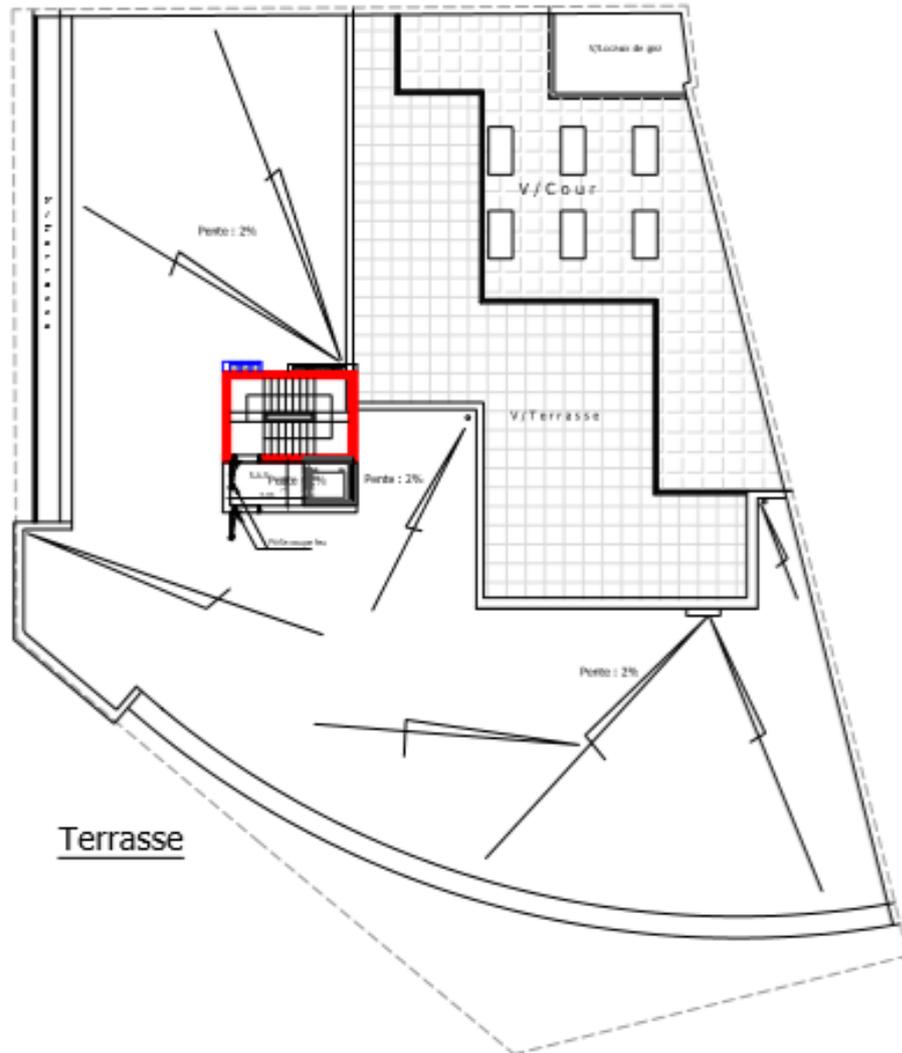


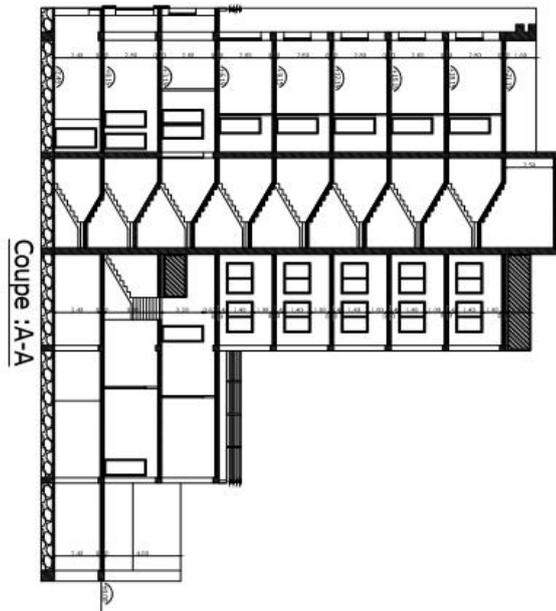
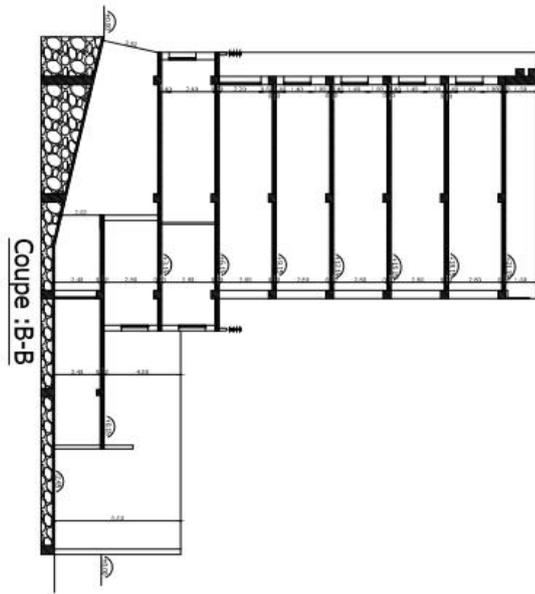


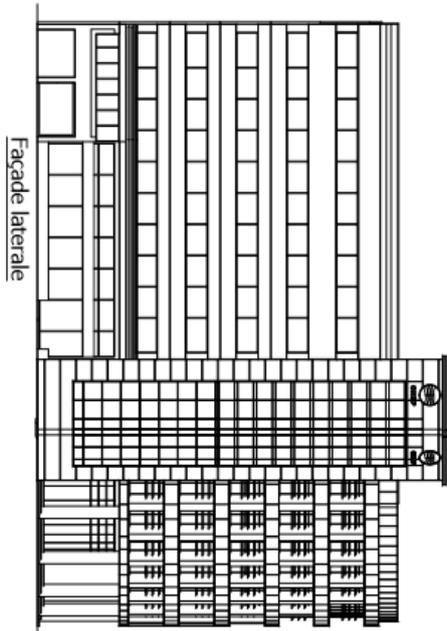
4ème Etage



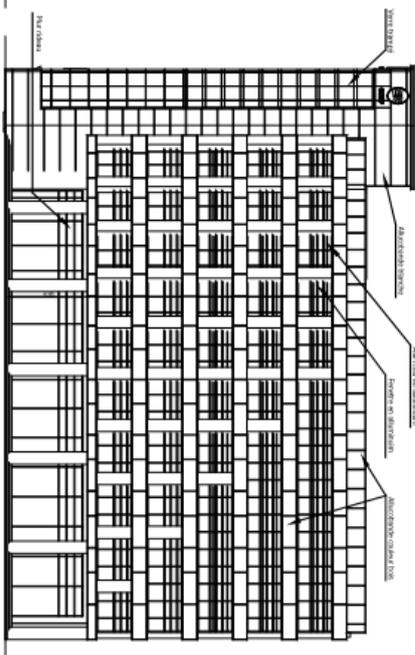
5eme Etage







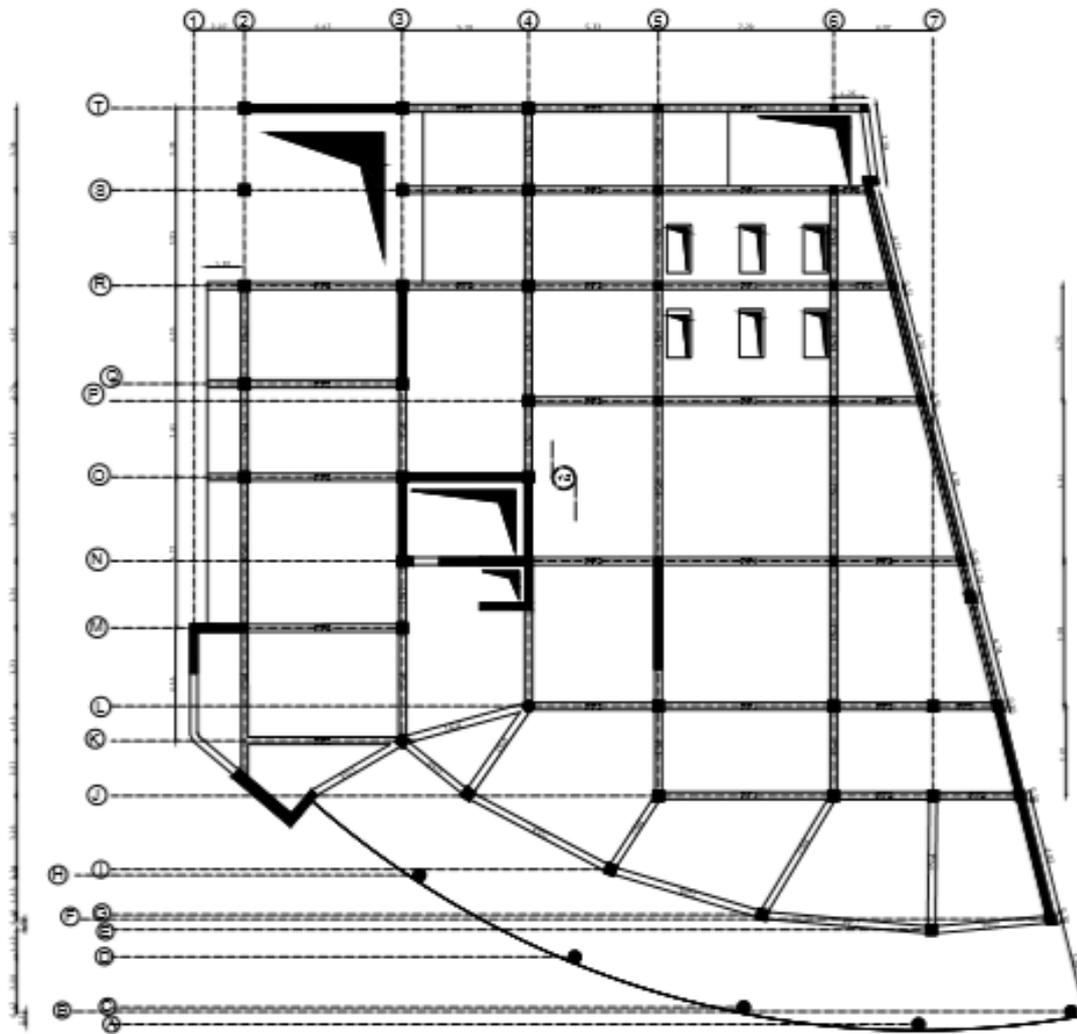
Facade laterale



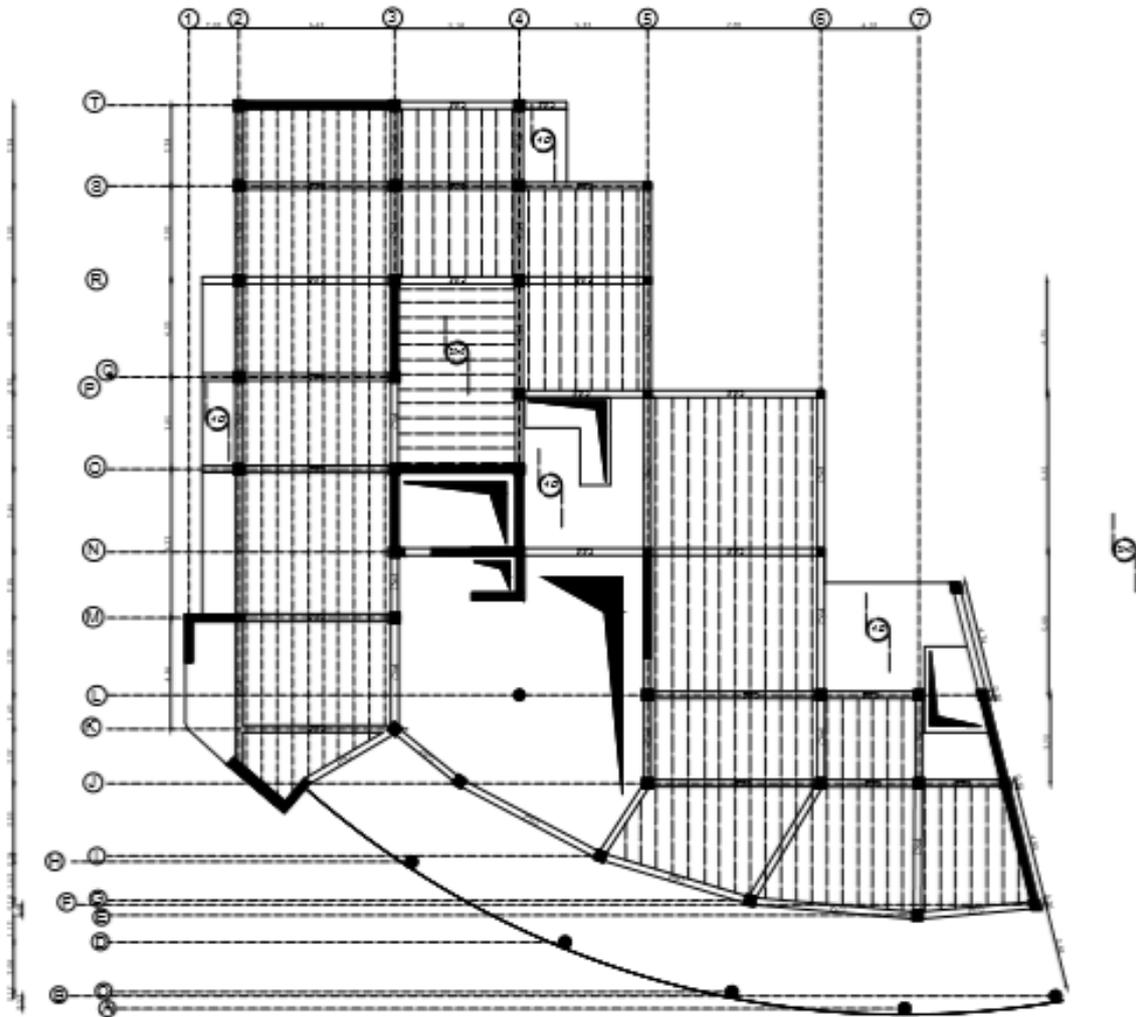
Facade Principale



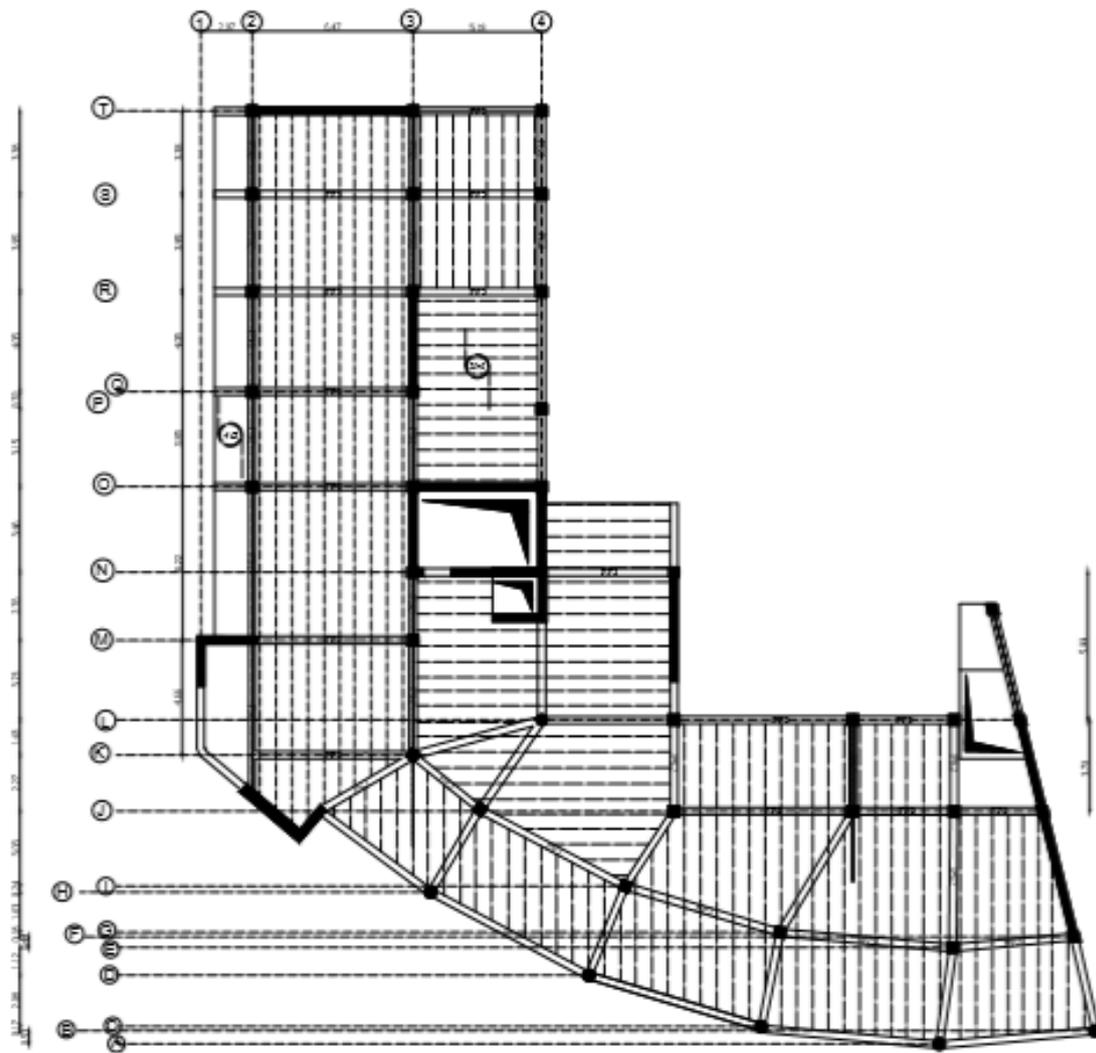
Les plans de coffrage



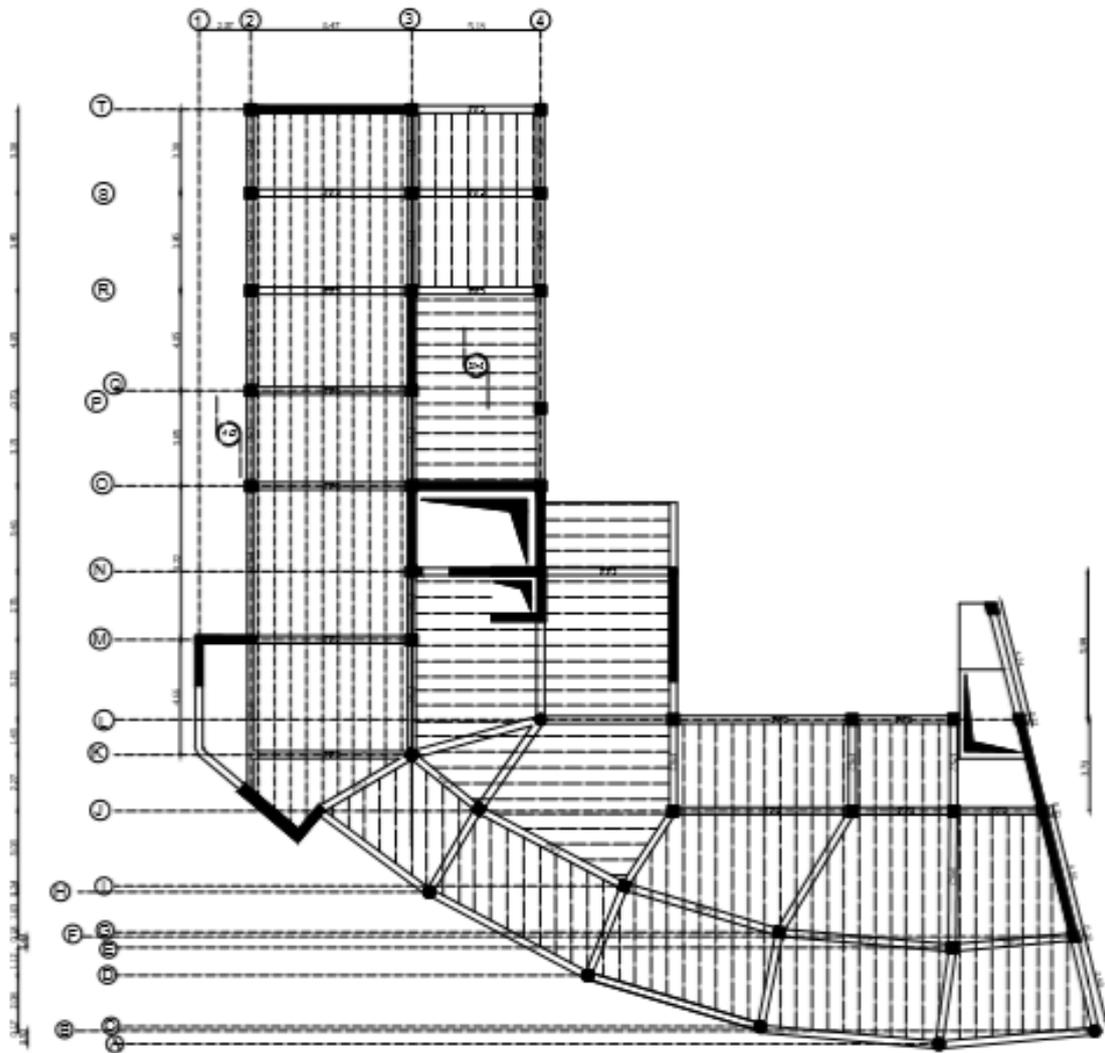
coffrage sous sol



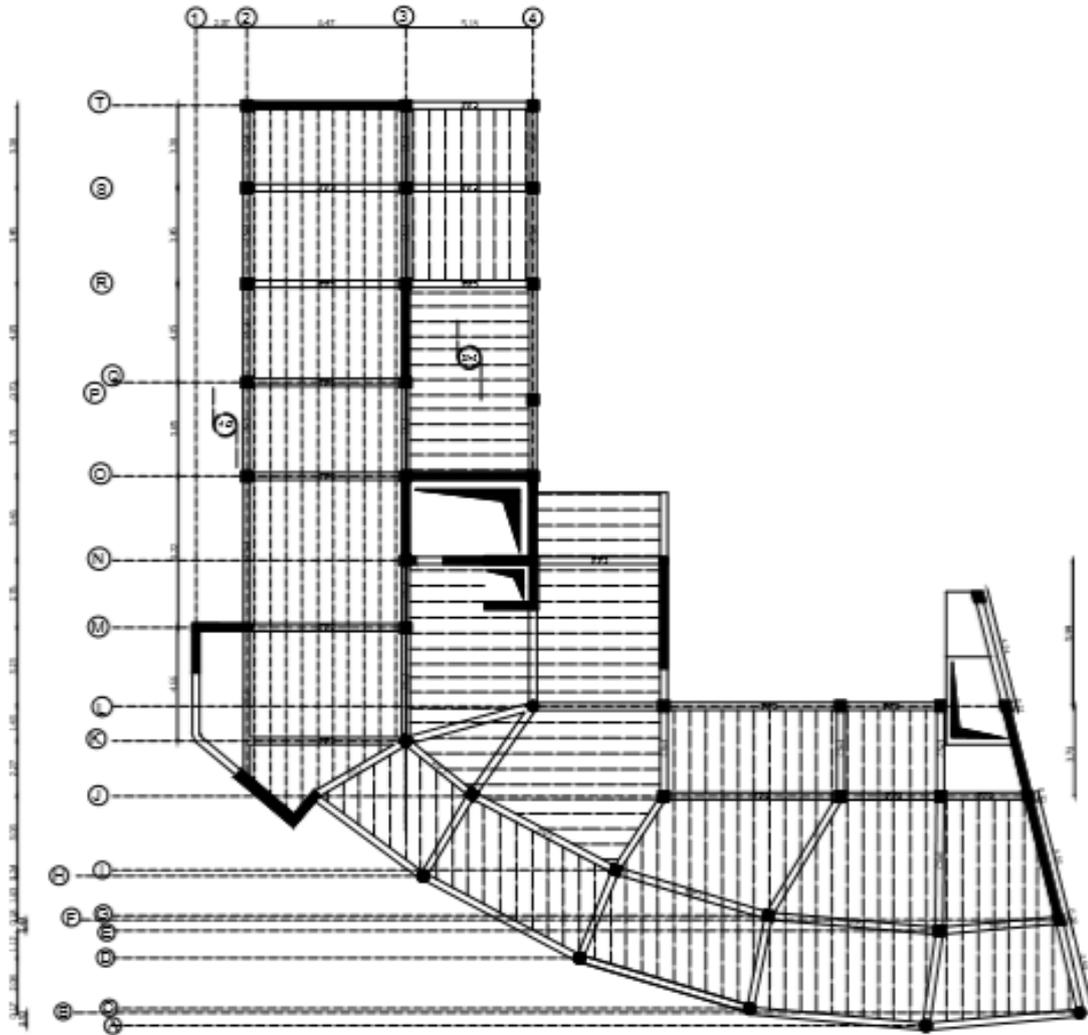
coffrage entre sol



coffrage RDC

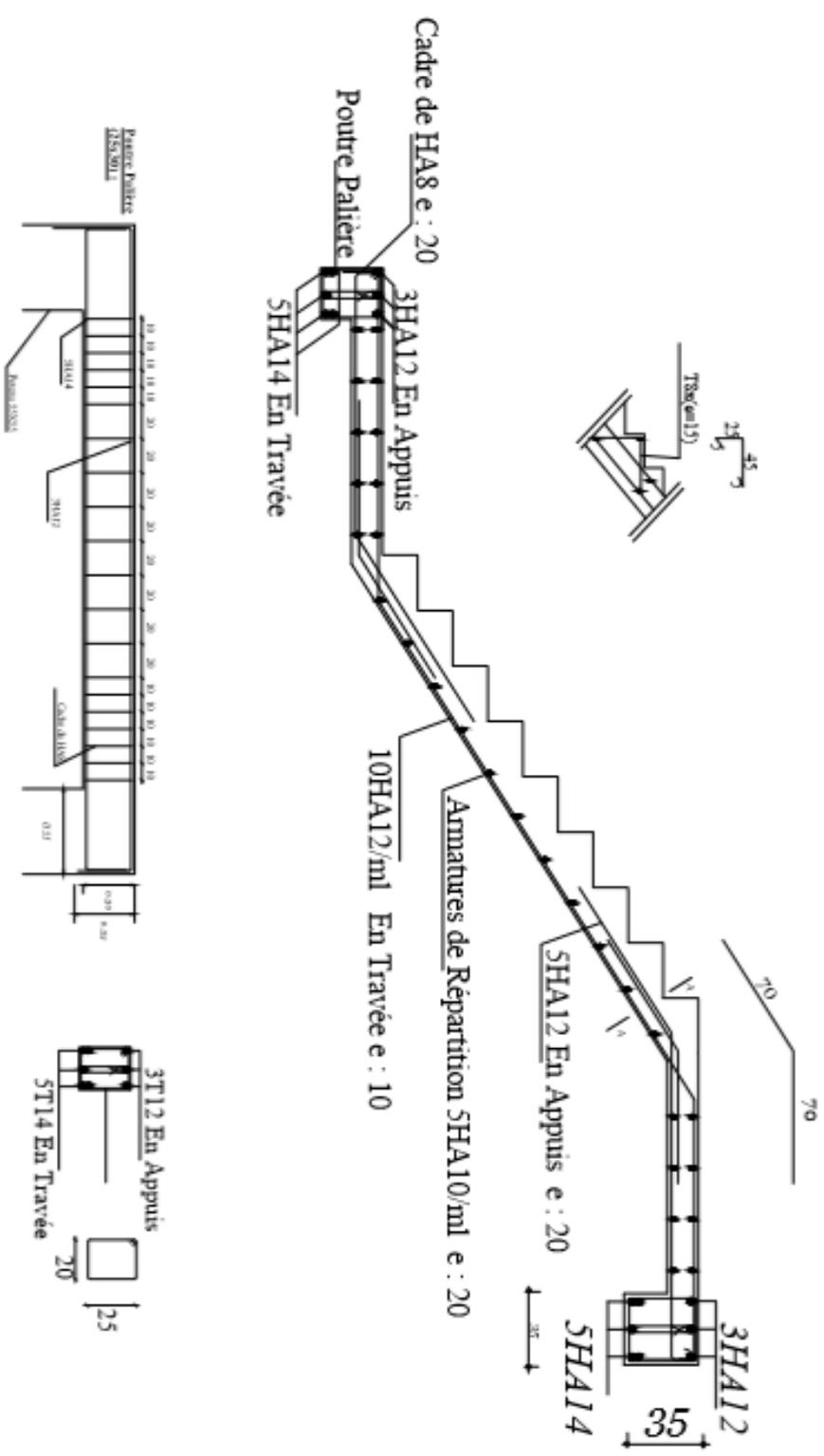


coffrage 1+2+3+4



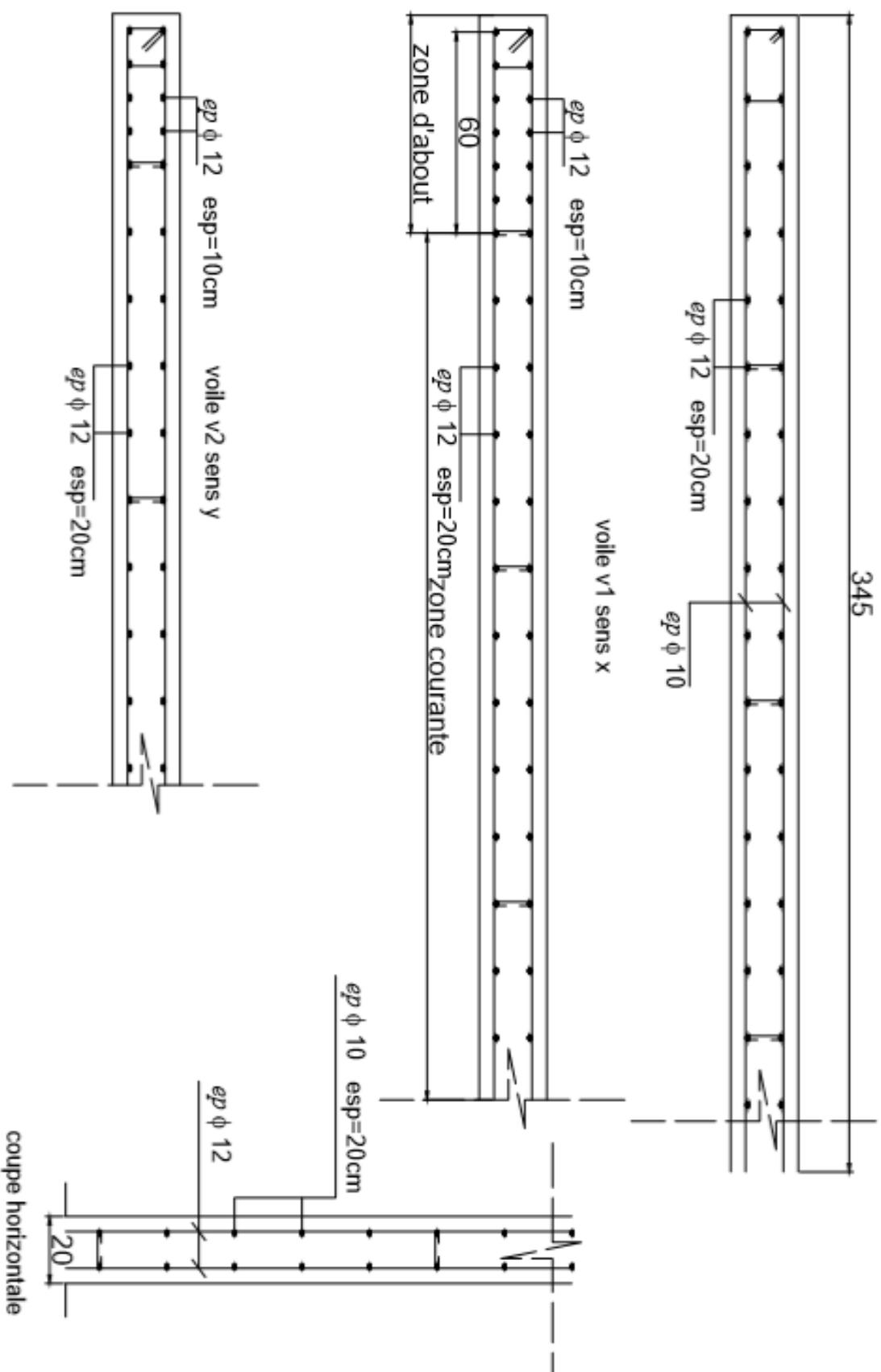
TERRASSE

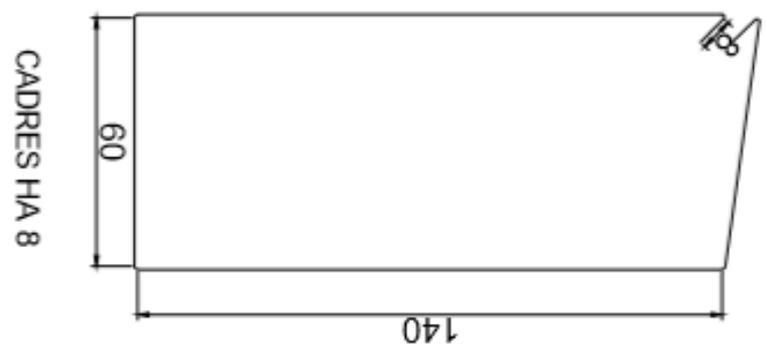
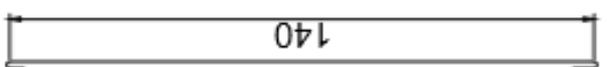
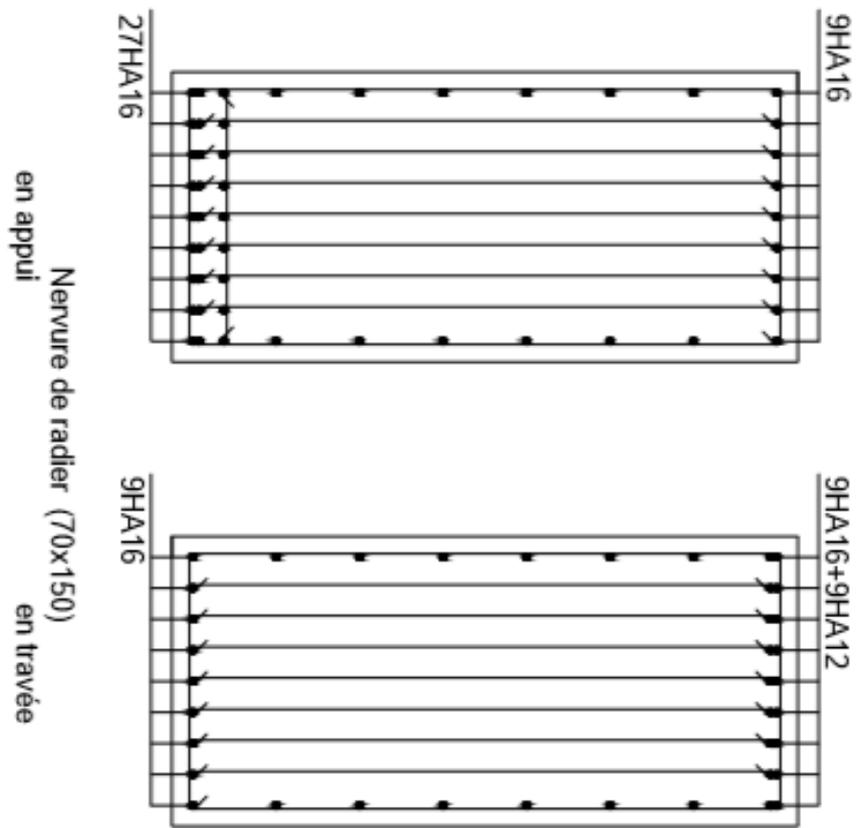
Escalier

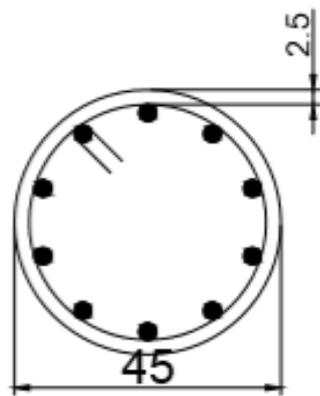


Les plans de ferrailage

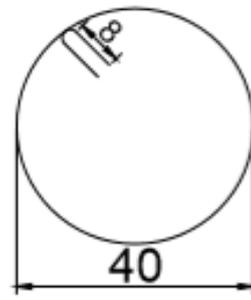
voile périphérique





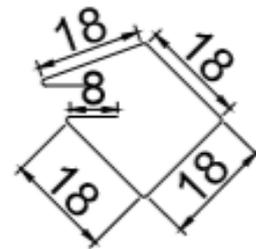
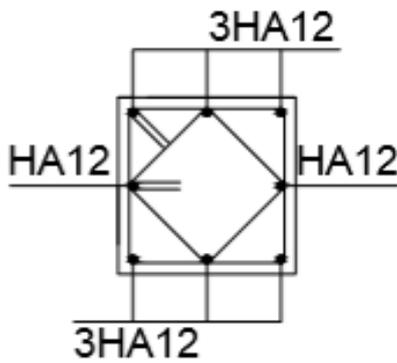


10HA14



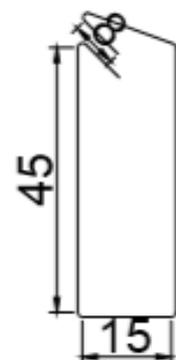
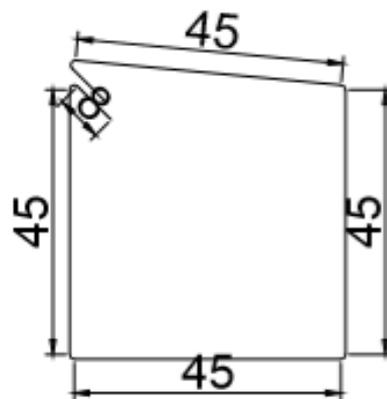
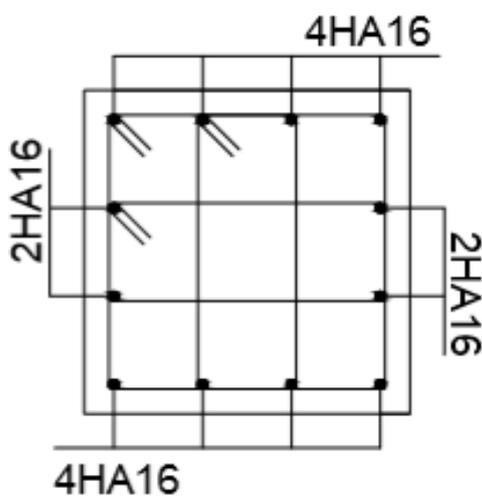
CADRE HA 8

POTEAU CIRCULAIRE (D 45)



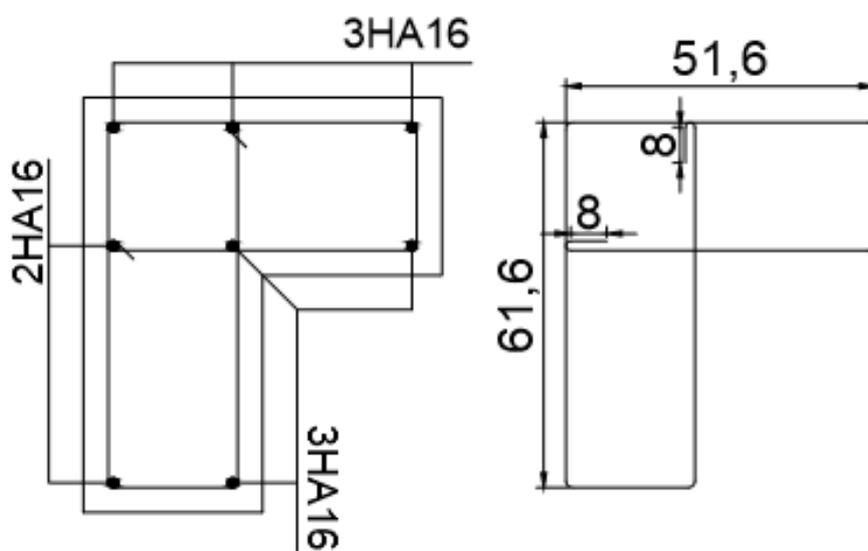
CADRES HA 8

POTEAU CARRE (30x30)

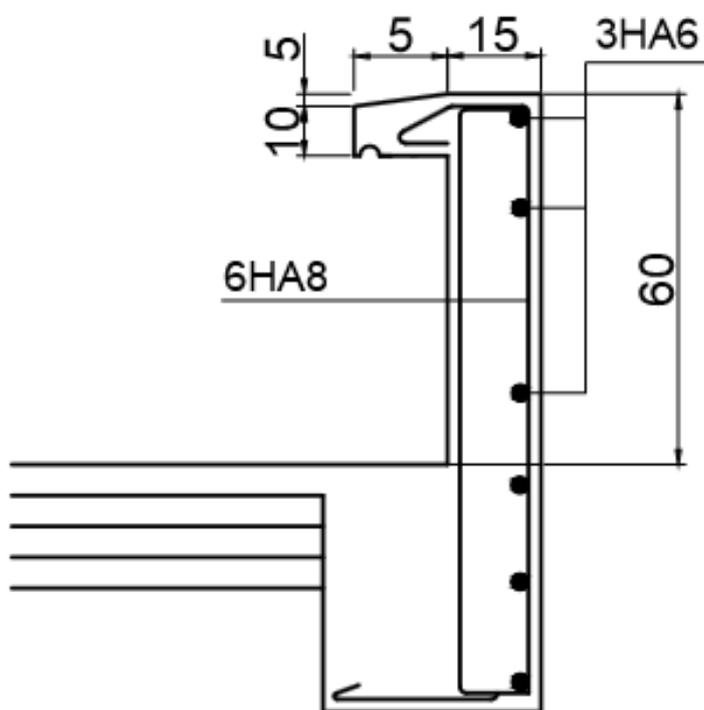


CADRES HA 8

POTEAU CARRE (55x55)

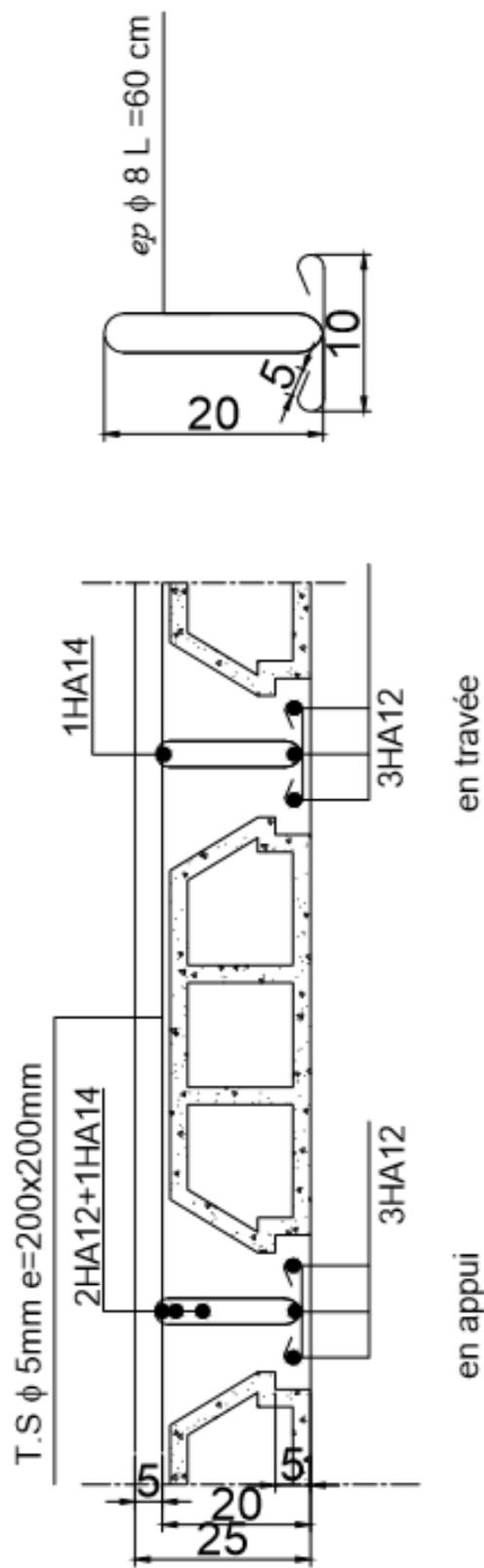


POTEAU L (60X70)

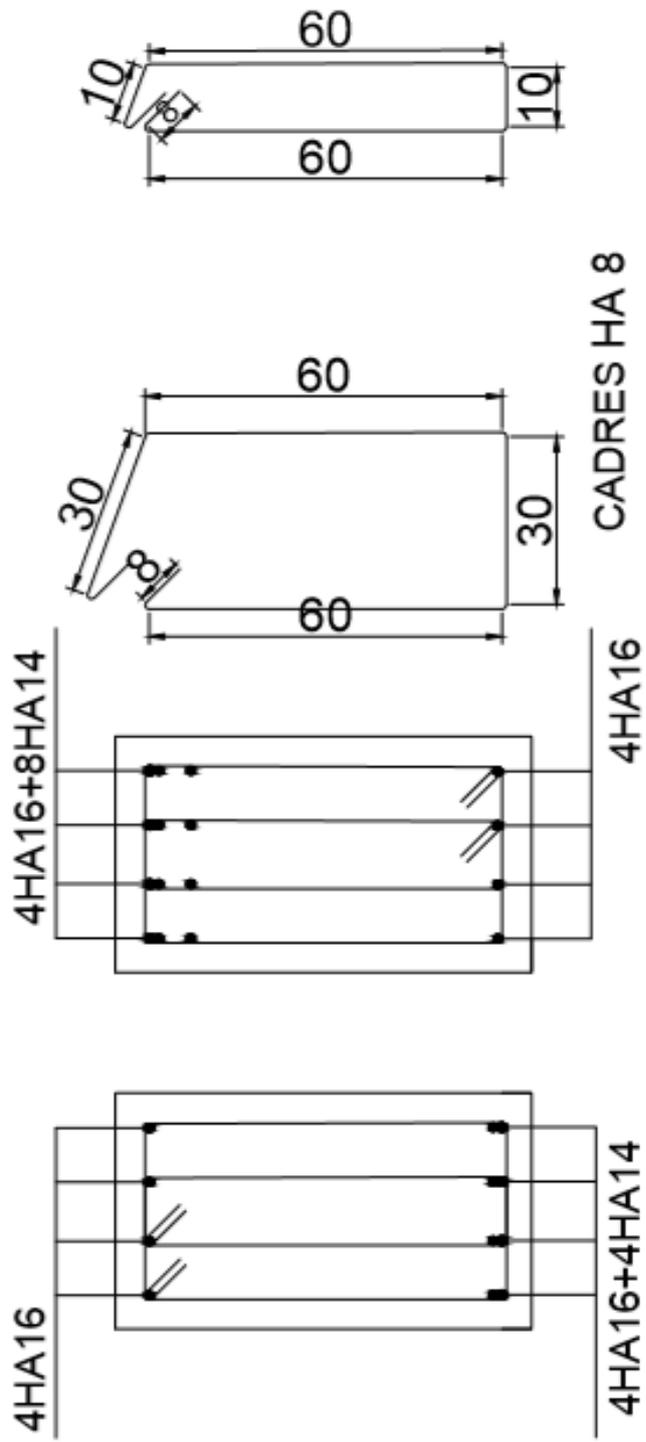


L'acrotère

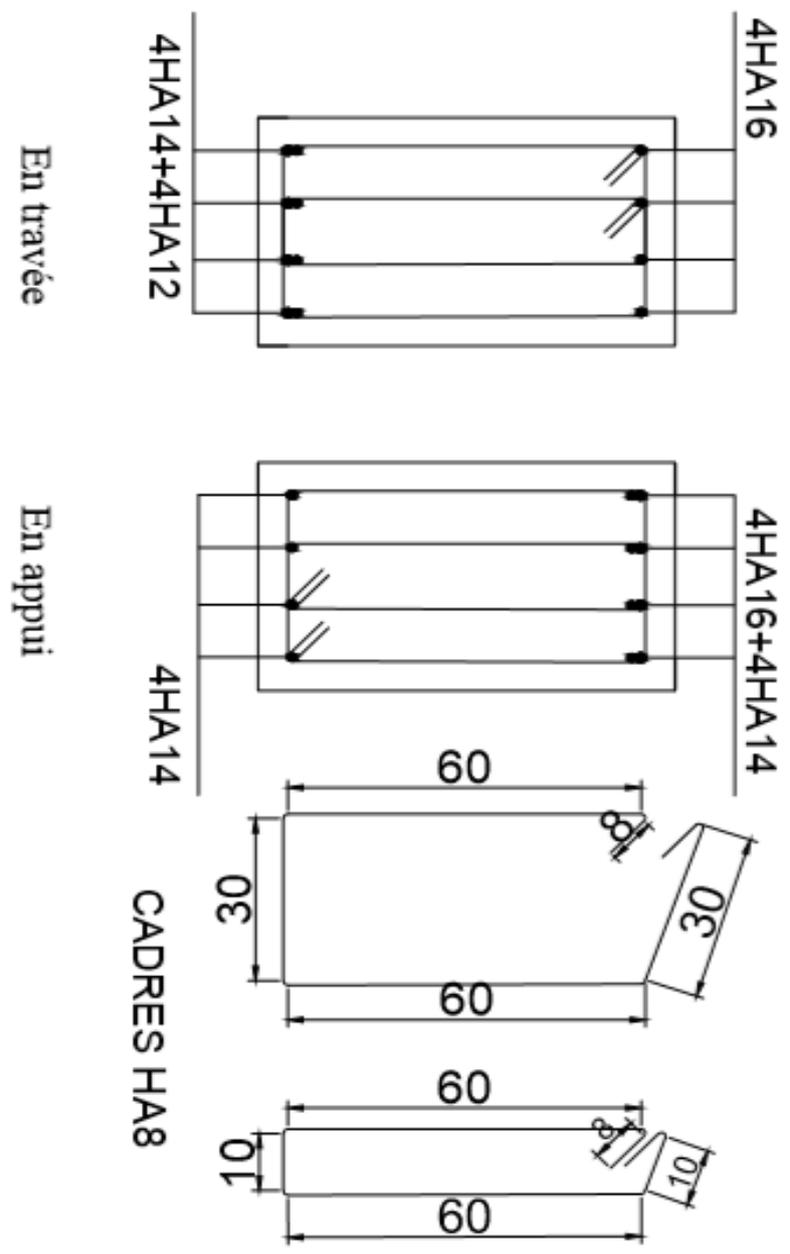
Détail Nervure type 1 et 2 et 3



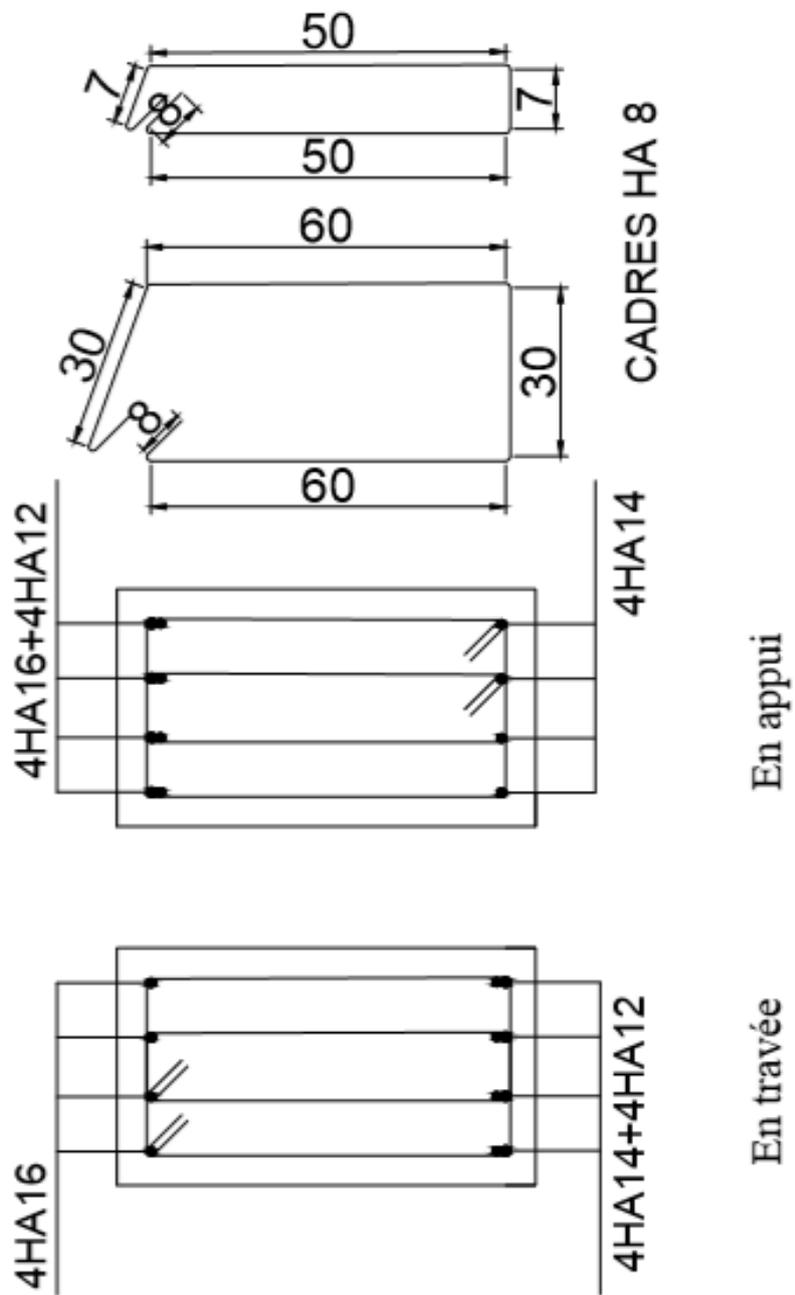
Poutre principale type 1 (40x70)



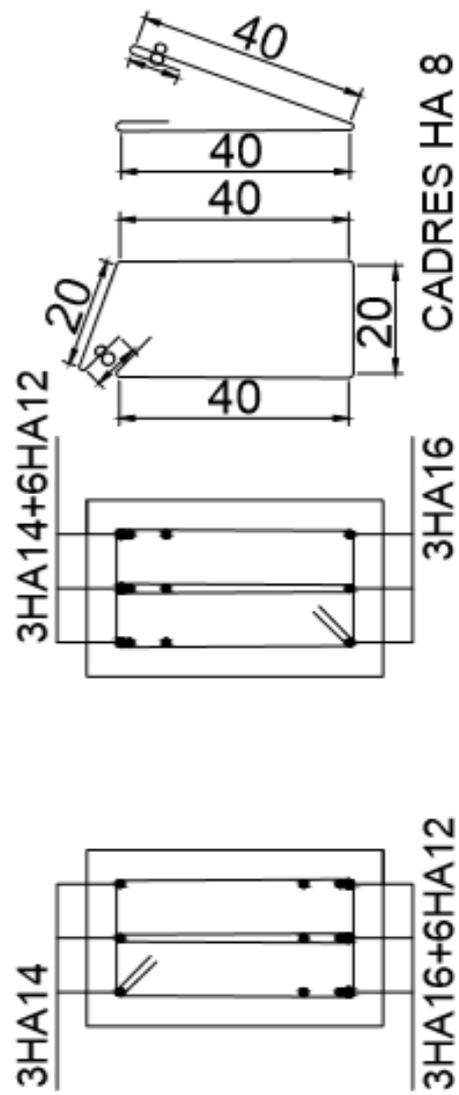
Poutre principale type 2 (40x70)



Poutre principale type 3 (30x60)



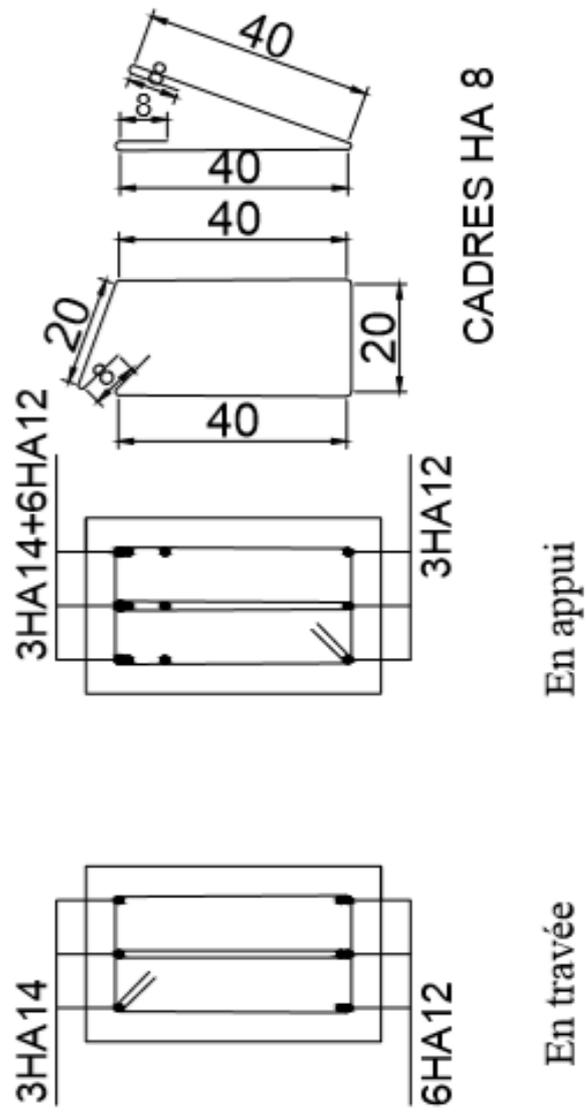
Poutre secondaire type 1 (30x55)



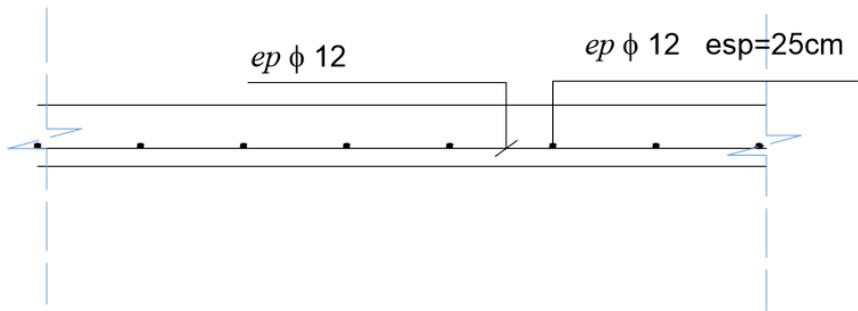
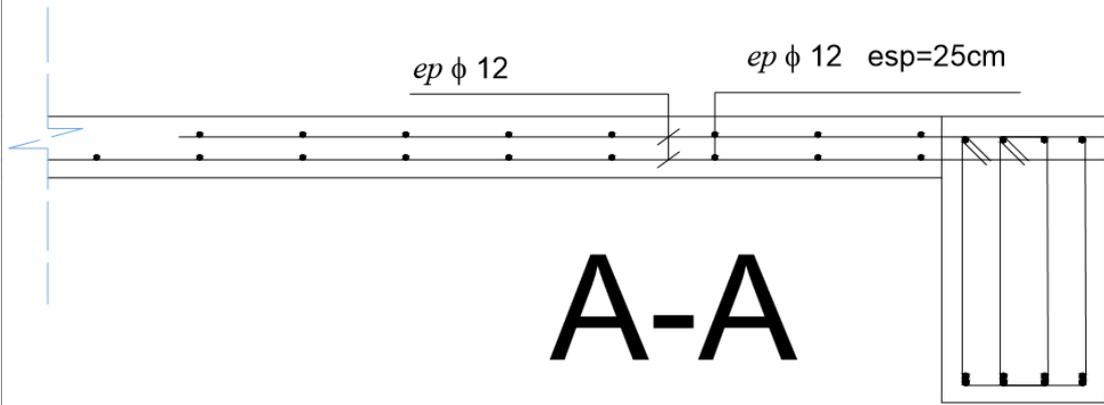
En travée

En appui

Poutre secondaire type 2 (30x55)



DALLE PLEINE SENS X



DALLE PLEINE SENS Y

