

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique



Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur
d'état en Génie Civil

Thème



ETUDE D'UNE TOUR EN R+13 AVEC UN ENTRE SOL EN BETON ARME

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-
Harrach 16200 Alger (Algérie)

Tel : 213 21 52 53 01/03 - Fax : 213 21 52 29 73

Réalisé par :

Mr. Karim SEBAA

Mr. Abdelkader BENCHENIA

Dirigé par :

Mr. M. DEMIDEM

Promotion : Juin 2012

المخلص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة عمارة سكنية من الخرسانة المسلحة ذات طابق أرضي+ثلاثة عشر طابقا+طابق بين أرضي، تمت بنائها في ولاية الجزائر المصنفة ذات نشاط زلزالي عالي. مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة و عارضات + جدران). ثم التصميم وفقا لقوانين و معايير البناء المطبقة في الجزائر (BAEL91 RPA99/version2003, CBA93,). الدراسة الدينامكية تمت بواسطة برنامج SAP2000. أخيرا دراسة البنية التحتية للمنشأة التي تتمثل في الأساسات التي تستريح على الأعمدة الحصائية و ذلك نظرا لقيمة الحمولات المعتمدة المحولة للتربة.

كلمات مفتاحية

الخرسانة المسلحة ، تدعيم مختلط ، الدراسة الدينامكية ، معايير البناء ، SAP2000 ، الأعمدة الحصائية.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude de la structure d'un bâtiment en béton armé constitué d'un rez-de-chaussée+13 étages+ un entresol. Ce projet se situe à Mehalma wilaya d'Alger qui fait partie de la zone de forte sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles). La conception a été faite conformément aux règlements de construction appliqués en Algérie (RPA99/version2003, CBA93, BAEL91).

L'analyse dynamique a été effectuée à l'aide du logiciel SAP2000. Finalement, l'étude de l'infrastructure qui est de type radier général à cause de l'importance des charges transmis au sol d'assise.

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, analyse dynamique, règles de construction, SAP2000, radier général.

Abstract

The goal of this work is the study of a reinforced concrete building structure, made up of ground floor + 13 floors + mezzanine. This project is situated in Algiers which is classified as a zone of strong seismicity. The resistance of the building is ensured by mixed wind-bracing. The design was made according to payments of construction (RPA99/version2003, CBA93, and BAEL91). The dynamic study was made by software SAP2000. Finally, the study of the infrastructure building was made by the calculation of the foundations rest on stone columns.

Key words

Reinforced concrete mixed wind-bracing, dynamic analysis, payments of construction, SAP2000, stone columns.



Remerciements

- Nous remercions tout d'abord Dieu le tout puissant de nous avoir donné la volonté, la santé et le courage de finaliser ce modeste travail.
- Nous tenons à remercier notre encadreur M^f M.DEMIDEM pour sa disponibilité, sa patience avec nous, son aide précieux et surtout son soutien moral après le retard qu'on avait au début.
- Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à M^f BENTAHER cadre à GESI-IMMO M^f B.MOUAL et son bureau d'études et on lui présente nos profondes condoléances après la mort de sa femme.
- Nous présentant nos chaleureux remerciements à M^{me} CHIKH pour ses précieux conseils et ses remarques pertinentes.
- Sans oublier M^f I.AOUARI chercheur au laboratoire Génie Parasismique à l'ENP pour sa précieuse collaboration.
- Nos vifs remerciements vont aux membres de jury, pour leurs efforts fourni afin d'évaluer notre travail et de nous avoir honoré par leur présence.
- Qu'il nous soit permis de remercier tous les enseignants de département Génie Civil et toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet de fin d'études.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents : ma source d'énergie et de vie la meilleur des mères « **mama** », ma fierté et mon meilleur ami « **papa** » pour leur amour, leur soutien et leurs sacrifices tout au long de mes études.

Je le dédie aussi à :

Mes chers frères BACHIR et OUSSAMA, ma sœur et ma confidente SALIHA et son mari FAYÇAL, ma petite nièce MARWA et le petit GHOUTI, mes tantes et mes oncles, mes cousins et cousines surtout AMINE, HOUSSEM, NASSIMA, HAKIMA, SIHEM, WASSILA, DJAWED, mon binôme Abdelkader, mes amis ABDELILAH, AHMED, AMINE ABDEJLIL, AMINE BELAYACHI, ANIS, BIBOU, CATALA, HICHEM, M^{ed} HMAHMI, M^{ed} ZEDOUN, SIDOU, YASSER, YUCEF, MOH (ZAROOUR), MOKRANE, ABDENOUR, MALIK, MEHDI, FARES, NASSIM et toute la promotion 2012, A ZAKIA, mes enseignants depuis le primaire spécialement pour M^r SAHNOUN, M^{me} ZENASNI, M^{me} BENYAKOUB, ma tante HAYET, M^r MAMERI, M^{me} CHERKI, M^r BENGRIN, M^{me} BOUBKER, M^{me} ZIOUECH, M^r BAGHDAD, M^r BENAMEUR, M^r BENDHINA, tous les enseignants de l'Ecole Nationale Polytechnique, à tous qui m'aime, avec tous mon amour et gratitude.

KARIM



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents qui me soutiennent toujours durant toute ma carrière d'étude.

A mes très chères grands-mères

A mon binôme KARIM

A mon ami intime ABDELOUAHED

A mes très chères sœurs et toute la famille

A mes collègues d'étude de la promotion 2012

Une dédicace spéciale pour mon cousin ABDERAHMAN

ABDELKADER

Table des matières

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre 1: Présentation du projet

1	Introduction	2
2	Présentation de l'ouvrage	2
2.1	Dimensions en plan :	2
2.2	Dimensions en élévation :	3
2.3	Système structurel :	5
3	Planchers	6
4	Maçonnerie	6
5	Caractéristiques des matériaux	6
5.1	Béton	6
5.2	Acier	7

Chapitre 2: Pré dimensionnement

1	Introduction	8
2	Pré dimensionnement des planchers	8
2.1	Plancher à corps creux	8
2.2	Dalle pleine(les balcons)	8
3	Evaluation de charges et surcharges	10
3.1	Plancher terrasse :	10
3.2	Plancher courant :	10
3.3	Dalle pleine:	11
3.4	Surcharges d'exploitation :	11
4	Pré dimensionnement des poutres :	11
5	Pré dimensionnement des poteaux	12
5.1	Charges et surcharges revenant aux poteaux	13
5.2	Pré dimensionnement	16
6	Pré dimensionnement des voiles	17

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments non structuraux

1	Introduction	18
2	Calcul de l'acrotère	18
2.1	Introduction :	18

Table des matières

2.2	Vérification vis-à-vis de la force sismique : (article 6.2.3 du RPA99/version2003).....	18
2.3	Ferraillage de l'acrotère	19
3	Calcul du balcon.....	20
3.1	Introduction.....	20
3.2	Pré dimensionnement et charges du balcon.....	20
3.3	Calcul de sollicitations.....	21
3.4	Combinaisons des sollicitations :.....	21
3.5	Ferraillage du balcon.....	22
4	Calcul des escaliers	24
4.1	Introduction.....	24
4.2	Pré dimensionnement.....	24
4.3	Dimensionnement des escaliers	25
4.4	Ferraillage des escaliers	26
5	Calcul des Poutrelles	29
5.1	Pré dimensionnement des poutrelles.....	29
5.2	Dimensionnement des poutrelles	30
5.3	Le ferraillage (armatures longitudinales).....	33
5.4	Ferraillage transversal:.....	34
5.5	Vérification des appuis :	35
6	Ferraillage de la dalle de compression :.....	36

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

1	Introduction :	37
2	Logiciel de modélisation	37
3	Méthodes de calcul.....	38
3.1	Méthode statique équivalente.	38
3.2	Méthode modale spectrale.	38
3.3	Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	38
4	Présentation de la méthode modale spectrale.....	38
4.1	Principe de la méthode.....	38
4.2	Spectre de réponse de calcul	38
5	Nombres de modes à considérer.....	40
6	Combinaison des réponses modales.....	41
7	Résultats et calcul.....	41

Table des matières

7.1	Caractéristiques géométriques de la tour	42
7.2	Périodes et facteurs de participation massique :	42
8	Vérification de la résultante des forces sismiques.....	44
8.1	Détermination de la de la force sismique par la méthode statique équivalente V .	44
8.2	Détermination de la résultante des forces sismiques obtenue par la combinaison des valeurs modales à la base V_t	45
9	Vérification au renversement	45
9.1	Justification vis-à-vis des déformations.....	46
9.2	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :.....	46
10	Conclusion	47
Chapitre 5 : Ferrailage des éléments résistants		
1	Introduction	48
2	Ferrailage des poteaux.....	48
2.1	Combinaisons des charges :	48
2.2	Recommandations du RPA99/version 2003 :.....	48
2.3	Les résultats:	49
2.4	Sections minimales exigée par le RPA99/version 2003 :	50
2.5	Organigramme de calcul des éléments soumis à la flexion composée	50
2.6	Exemple de ferrailage :	51
2.7	Détermination des armatures longitudinales :.....	53
2.8	Armatures transversales :	54
2.9	Vérification des poteaux à l'effort tranchant :	55
3	Ferrailage des poutres	57
3.1	Combinaisons d'actions :	57
3.2	Recommandations du RPA 99/version 2003(article7.5.2.1) :	57
3.3	Présentation des efforts internes :	57
3.4	Exemple de ferrailage :	58
3.5	Vérifications nécessaires pour les poutres :	58
3.6	Armatures transversales:	59
3.7	Résultats de ferrailage :.....	60
3.8	Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:	61
3.8.1	<i>Appui de rive</i>	61
4	Ferrailage des voiles.....	62

Table des matières

4.1	Rôle de contreventement :	62
4.2	Combinaison :	62
4.3	Prescriptions imposées par le RPA99/version2003	62
4.4	Calcul du ferrailage vertical.....	64
4.5	Exemple d'application :	65
4.6	Les résultats du ferrailage vertical des voiles	67
4.7	Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :	67
Chapitre 6 : Etude des fondations		
1	Introduction	69
2	Etude des fondations	69
2.1	Combinaisons des charges	69
2.2	Choix de type de fondations	69
3	Caractéristiques géométriques du radier	70
4	Calcul de l'épaisseur du radier	70
4.1	Condition forfaitaire :	71
4.2	Condition de non cisaillement :	71
4.3	Condition sur la rigidité :	71
4.4	Condition sur la déformation :	71
4.5	Choix de l'épaisseur du radier :	71
4.6	Vérification au poinçonnement :	72
5	Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :	72
5.1	Calcul des contraintes sous (G+Q+E) :	73
5.2	Calcul des contraintes sous (0,8G+E) :	73
6	Vérification aux sous-pressions :	74
7	Ferrailage du radier :	74
7.1	La condition de non fragilité :	76
7.2	Vérification de la condition du cisaillement du béton:	76
8	Ferrailage des nervures :	76
8.1	Armatures longitudinales :	76
8.2	Armatures transversales :	77
9	Etude du débord du radier :	78
10	Voile périphérique	79
10.1	Modélisation et pré dimensionnement du voile	79

Table des matières

10.2 Calcul du ferrailage du voile périphérique.....	80
Conclusion Générale	82
Bibliographie	83
Annexes	84
Annexe n°1 : modélisation par SAP2000 :.....	84
Annexe n°2: Etude géotechnique:	88

Liste des tableaux

Chapitre 2: Pré dimensionnement

Tab 2- 1: Composants d'un plancher terrasse	10
Tab 2- 2: Composants d'un plancher courant	10
Tab 2- 3: Composants de la dalle pleine	11
Tab 2- 4: Surcharges d'exploitation	11
Tab 2- 5: Degression de charges	14
Tab 2- 6: Les efforts appliqués au poteau le plus chargé	16
Tab 2- 7: Pré dimensionnement des poteaux	16

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments non structuraux

Tab 3- 1: Détail du poids de balcon	20
Tab 3- 2: Détail du poids de garde-corps	21
Tab 3- 3: Détail du palier de repos	25
Tab 3- 4: Détail de la paillasse	26
Tab 3- 5: Section d'armature longitudinale nécessaire pour les escaliers	28
Tab 3- 6: Les Armatures de répartition nécessaire pour les escaliers	28
Tab 3- 7: Efforts internes sur les travées de la poutrelle	32
Tab 3- 8: Les moments sur les appuis de la poutrelle	32

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

Tab 4- 1: Spectre de réponse de calcul	40
Tab 4- 2: Centre de masse et centre de torsion de la structure	42
Tab 4- 3: Périodes et facteurs de participation massique	42
Tab 4- 4: Vérification de l'effort tranchant à la base	45
Tab 4- 5: Vérification au renversement	45
Tab 4- 6: Les déplacements résultant de la combinaison G+Q+E	46
Tab 4- 7: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	47

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments résistants

Tab5. 1: Tableau des efforts à l'ELU (situation durable)	50
Tab5. 2: Tableau des efforts sous G+Q+E	50
Tab5. 3: Tableau des efforts sous 0.8 G+E	50
Tab5. 4: Tableau de ferrailage (Nmax, Mcorr)	53
Tab5. 5: Tableau de ferrailage (Mmax, Ncorr)	53
Tab5. 6: Tableau de ferrailage (Nmin, Mcorr)	53
Tab5. 7: Choix des barres	54
Tab5. 8: Ferrailage transversal des poteaux	55
Tab5. 9: Efforts internes dans les différentes poutres	57
Tab5. 10: Résultats du ferrailage longitudinal des poutres principales	60
Tab5. 11: Résultats du ferrailage longitudinal des poutres secondaires	60
Tab5. 12: Vérification de la contrainte tangentielle	60
Tab5. 13: Ferrailage vertical des voiles	67

Liste des tableaux

Tab5. 14:Vérification au cisaillement	68
Tab5. 15:Ferraillage horizontal des voile.....	68

Chapitre 6 : Etude des fondations

Tab6. 1:Effort exercés à la base de la tour	70
Tab6. 2:Résultats du calcul par la méthode de Pigeaud	75
Tab6. 3:Valeurs des moments pour le panneau le plus sollicité	75
Tab6. 4:Ferraillage du radier	76
Tab6. 5:Valeurs des moments en travée de la nervure la plus chargée.....	76
Tab6. 6:Valeurs des moments sur appuis	76
Tab6. 7:Valeurs du ferraillage du débord du radier.	78
Tab6. 8 :Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique-	80
Tab6. 9:Les résultats de ferraillage des voiles périphériques.....	80

Liste des figures

Chapitre 1: Présentation du projet

Fig 1- 1:Plan de masse du projet de 360 logements de la ville de Mahelma	2
Fig 1- 2:Plan d'entre sol.....	3
Fig 1- 3:Plan du rez-de-chaussée	3
Fig 1- 4:Plan de 3ème étage	4
Fig 1- 5:Plan de 12ème étage	4
Fig 1- 6: Plan de 13ème étageFig 1- 7: Terrasse.....	5
Fig 1- 8:Vue en élévation du bâtiment	5
Fig 1- 9:Brique creuse	6

Chapitre 2: Pré dimensionnement

Fig 2- 1:Schéma statique du balcon	9
Fig 2- 2:Composants d'un plancher terrasse	10
Fig 2- 3:Composants d'un plancher courant	11
Fig 2- 4:Surface revenant au poteau le plus chargé.....	15

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments non structuraux

Fig 3- 1:Dimensions de l'acrotère et modèle de calcul de l'acrotère.....	18
Fig 3- 2:Ferraillage de l'acrotère.....	20
Fig 3- 3:chargement considéré pour le balcon	21
Fig 3- 4:Schéma de ferraillage du balcon.....	23
Fig 3- 5:3D de l'escalier à deux volées	24
Fig 3- 6:Caractéristiques des escaliers	25
Fig 3- 7:Schéma statique des escaliers	26
Fig 3- 8:Diagramme des moments et de l'effort tranchant	27
Fig 3- 9:Schéma de ferraillage des escaliers	28
Fig 3- 10:Schéma de la partie de la dalle qui revient à la poutrelle	29
Fig 3- 11:Schéma statique de la poutrelle	30
Fig 3- 12:Diagramme du moment fléchissant	32
Fig 3- 13:Diagramme de l'Effort tranchant.....	32
Fig 3- 14:Ferraillage de la dalle de compression	36

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

Fig 4- 1:Modèle 3D de la structure	37
Fig 4- 2:Spectre de réponse de calcul.....	40
Fig 4- 3:Principaux modes de vibration	44

Chapitre 5 : Ferraillage des éléments résistants

Fig5. 1:Organigramme de calcul du ferraillage des poteaux.....	51
Fig5. 2:Schéma de ferraillage du poteau « zone1 »	56
Fig5. 3:Schéma de ferraillage des sections des poutres	60
Fig5. 4:Désignations des voiles.....	64
Fig5. 5:Schéma de ferraillage pour le voile V10.....	67

Liste des figures

Chapitre 6 : Etude des fondations

Fig6. 1:Schéma de transmission des charges	72
Fig6. 2:Schéma de la poutre (nervure) continue la plus chargée	76
Fig6. 3:Sections à considérer en appui et en travée	77
Fig6. 4:Modélisation du débord du radier	78
Fig6. 5: Schéma de ferrailage de la nervure en travée et en appui.....	79
Fig6. 6:Schéma statique du voile périphérique	79
Fig6. 7:Schéma de ferrailage du voile périphérique	81

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'actualité nous montre régulièrement que les tremblements de terre entraînent des pertes considérables en vies humaines, la destruction du patrimoine immobilier et des moyens de production très importants. Ils affectent aussi l'activité économique de la région touchée, et parfois ils la rendent complètement paralysée. Ces effets sont dus principalement à l'effondrement partiel ou total des constructions. Il est donc, impératif de se prémunir contre des éventuels graves dommages sismiques qui en résultent et ce, en construisant des ouvrages de plus en plus résistants aux effets de ce phénomène naturel, qui a été ravageur dans plusieurs régions de par le monde.

La sismicité de l'Algérie est moins élevée que celle de la Turquie, de la Californie ou du Japon. Cependant, les séismes destructeurs n'y sont pas exclus ; ils sont seulement plus espacés dans le temps. Ils peuvent se produire demain ou à cet instant même.

Bien que l'Algérie ait subi de nombreux séismes à travers les siècles, le risque sismique n'a été pris en compte dans les politiques techniques de construction que depuis 1980, juste après le séisme d'El Asnam. Cependant, certains spécialistes confirment que l'histoire du règlement remonte à bien avant cela. En effet, les premières règles de construction destinées à limiter les dommages sismiques ont été établies en une sorte de décret à l'époque ottomane en 1716, après le séisme qui a touché la région d'Alger, et certains le qualifient comme étant le premier au monde à faire l'objet d'un document manuscrit.

Le travail de fin d'études qui nous a été confié, consiste en la conception et le calcul d'un bâtiment en R+13 avec entre sol en béton armé. Il est implanté à Mahelma (wilaya d'Alger), et il rentre dans le cadre du projet des 360 logements lancé par le maître d'ouvrage GESI-IMMO. Notons que cette zone est classée comme zone de forte sismicité (zone III). C'est pourquoi, le calcul sismique se fera conformément au règlement RPA99/version 2003, et ce en utilisant pour la modélisation de notre ouvrage, le logiciel SAP 2000 qui est une série très puissante de programmes d'analyse dynamique des structures, basé sur la méthode des éléments finis. En effet, SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception adaptée à tout type d'ouvrages de génie civil. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques et de vérification des structures en béton armé et en charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible, facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats, et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Dans notre travail, en plus de l'étude statique qui fera l'objet des premiers chapitres, nous allons nous intéresser à fond au comportement dynamique de la structure, et ce à partir d'un spectre de calcul défini par le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Aussi, le calcul du ferrailage des éléments principaux sera mené selon la réglementation en vigueur, et enfin le calcul de l'infrastructure et la conclusion générale feront l'objet des deux derniers chapitres.

**PRESENTATION DE
L'OUVRAGE**

1 Introduction

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que, fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escaliers, acrotère, etc...) aussi, une étude dynamique de la structure sera menée pour évaluer son comportement lors d'un séisme. Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériens (RPA99/version2003) et aux règles de béton armé en vigueur (BAEL91 et CBA93) en utilisant le logiciel de calcul SAP2000.

2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage intéressant la présente étude est un bâtiment en R+13+entre sol en béton armé, implanté à Mahelma (wilaya d'Alger), et qui rentre dans le cadre du projet des 360 logements lancé par le maître d'ouvrage GESI-IMMO. Notons que cette zone est classée comme zone de forte sismicité zone III .Le calcul sismique se fera conformément au règlement RPA99/version2003.

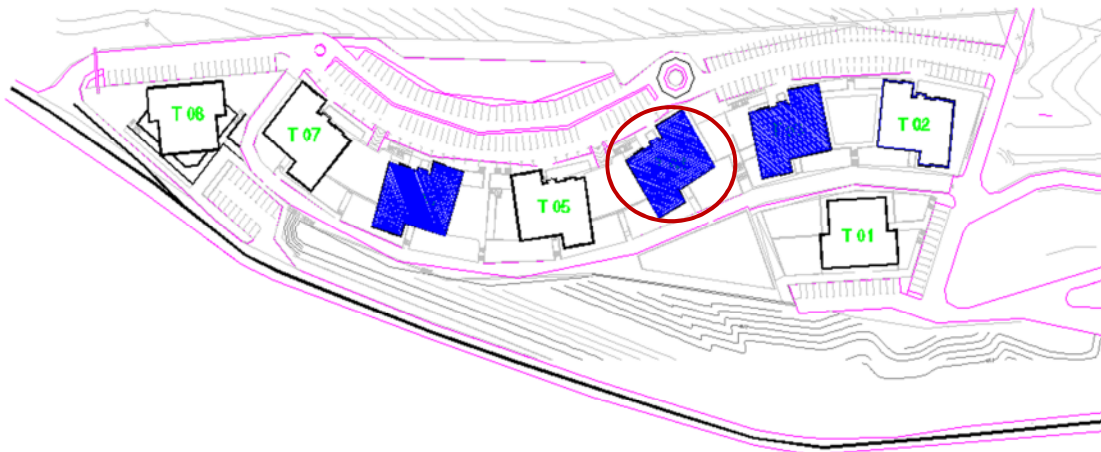


Fig 1- 1:Plan de masse du projet de 360 logements de la ville de Mahelma

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par un système mixte constitué par des voiles et des portiques auto stables en béton armé dans les deux sens Type 4 selon la classification du RPA 99/version2003.

Pour ce qui est du sol d'assise, ce dernier est d'une bonne qualité avec une contrainte admissible de σ_{sol} égale à 2.5 [bar]. C'est ainsi qu'il est décidé de fonder notre ouvrage sur un Radier général.

2.1 Dimensions en plan :

Le bâtiment se compose de deux blocs rectangulaires décalés l'un par rapport à l'autre et séparés par les cages d'escaliers et d'ascenseurs dont les grandes dimensions en plan sont :

- Longitudinalement :28.00m
- Transversalement :27.60m

Chapitre 1: Présentation du projet

2.2 Dimensions en élévation:

L'entre sol a une hauteur de 3.10m, les autres étages ont une hauteur de 3.06m. La tour présente un rétrécissement à partir du 11^{ème} étage, La hauteur totale de la tour est de 45.94m.

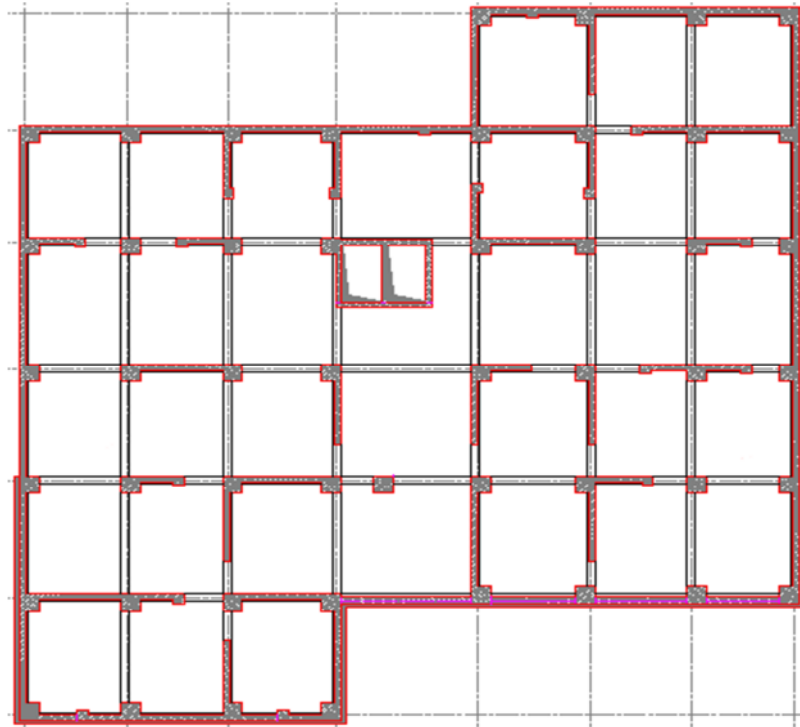


Fig 1- 2:Plan d'entre sol

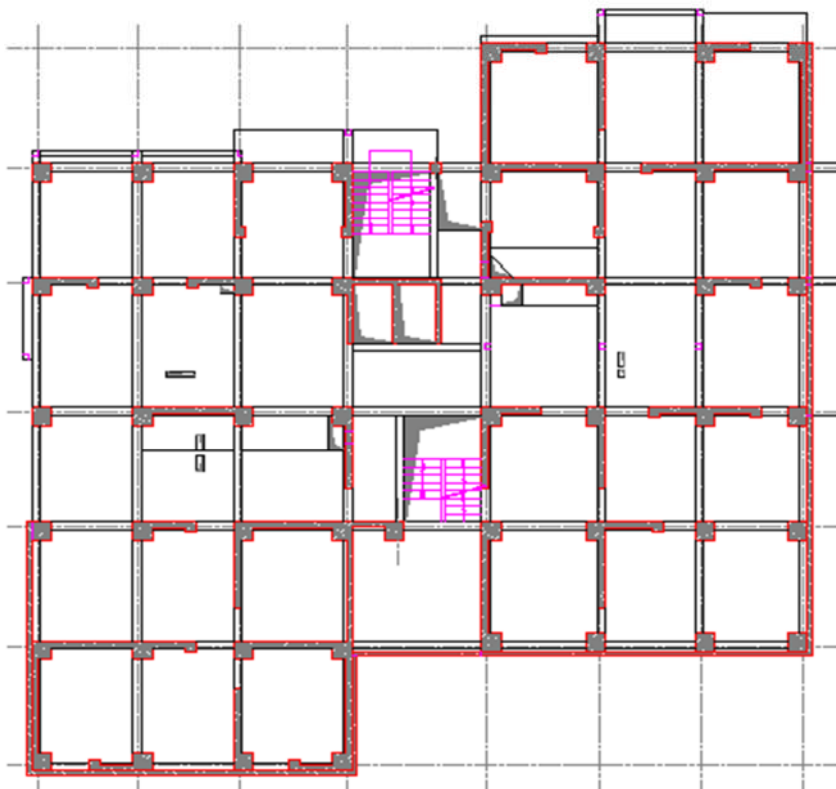


Fig 1- 3:Plan du rez-de-chaussée

Chapitre 1: Présentation du projet

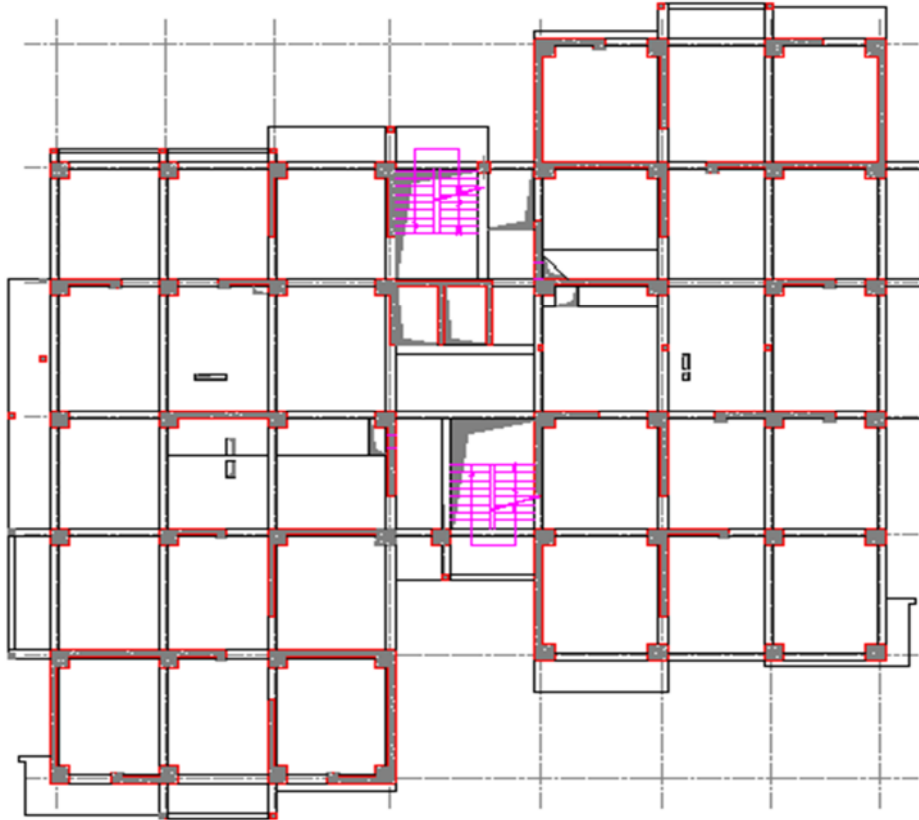


Fig 1- 4:Plan de 3ème étage

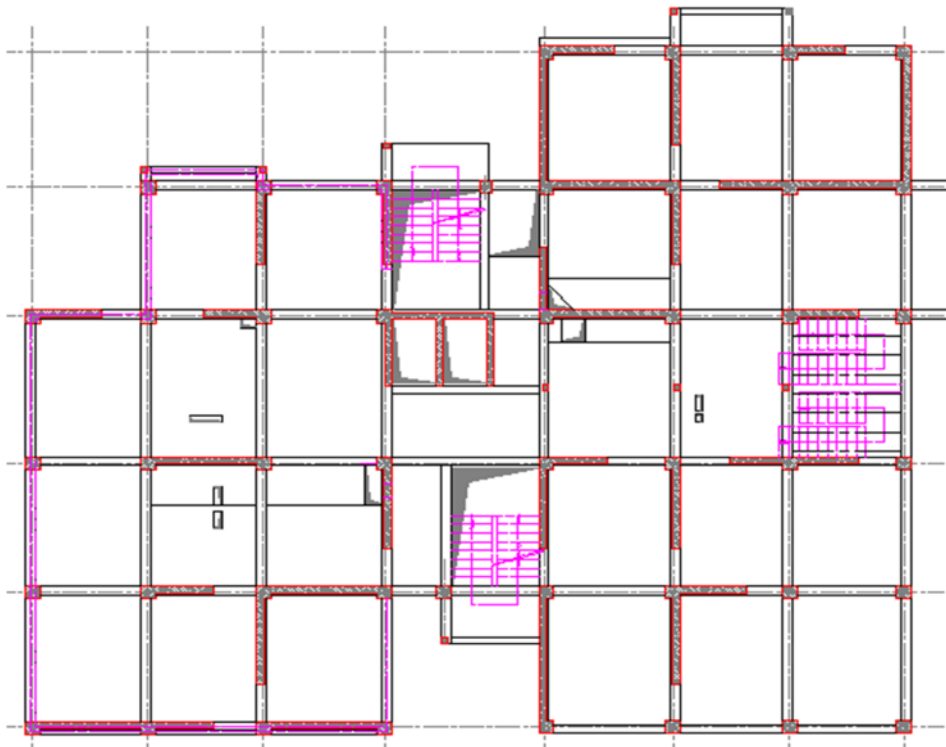


Fig 1- 5:Plan de 12ème étage

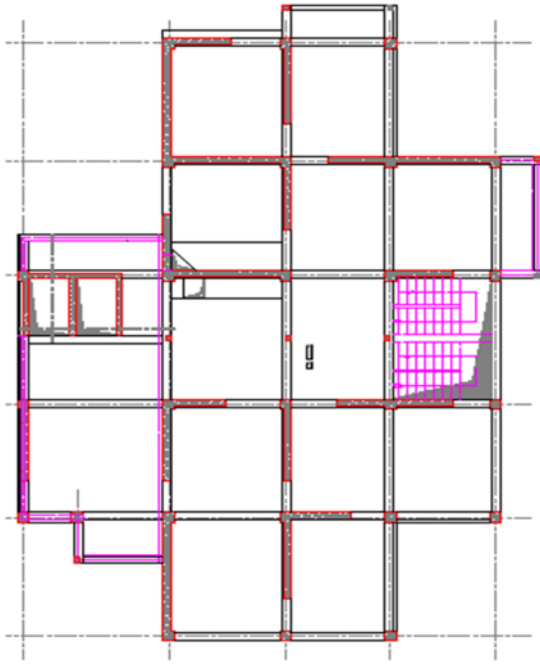


Fig 1- 6: Plan de 13ème étage

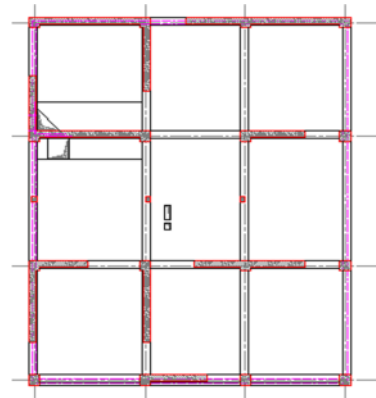


Fig 1- 7: Terrasse



Fig 1- 8: Vue en élévation du bâtiment

2.3 Système structurel :

L'ossature est en béton armé constituée de portiques et de voiles, dont le rôle est d'assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des différentes charges (verticales et horizontales).

Chapitre 1: Présentation du projet

3 Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides, d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Notre bâtiment comporte un seul type de plancher qui est un plancher à corps creux, sauf dans les cas des balcons qui sont réalisés avec des dalles pleines.

4 Maçonnerie

La maçonnerie utilisée dans ce projet est la brique creuse, nous avons deux types de murs :

- ✓ Murs extérieurs en double cloison : deux cloisons en briques creuses de 10 cm séparés par une âme d'air de 10 cm.
- ✓ Murs intérieurs : cloison de séparation en brique creuses de 10 cm.



Fig 1- 9: Brique creuse

5 Caractéristiques des matériaux

5.1 Béton

5.1.1 Dosage du béton

- ciment PORTLAND CPA325350 kg
- sable 0/3 à 0/50.400 m³
- gravier 5/15 et 15/250.800 m³
- eau de gâchage175 l

La résistance mécanique du béton à 28 jours exigée par le maître d'ouvrage est de 27 MPa. Mais dans nos calculs on va considérer une résistance facilement atteinte sur les chantiers

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

5.1.2 Contraintes limites

5.1.2.1 Etat limites ultimes (ELU)

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \quad ; \text{ en situation durable } (\gamma_b = 1.5)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 18.52 \text{ MPa} \quad ; \text{ en situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15)$$

$$f_{tj} = 0.06f_{c28} + 0.6 = 2.1\text{MPa}$$

$$E_{i28} = 11000f_{c28}^{1/3} = 32164\text{MPa}$$

$$E_{v28} = 3700f_{c28}^{1/3} = 10819\text{MPa}$$

5.1.2.2 Etat limites de service (ELS)

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

5.2 Acier

5.2.1 Caractéristiques mécaniques

L'acier doit être conforme aux normes AFNOR, avec les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Acier doux $f_e = 340\text{MPa}$
- Acier HA $f_e = 400\text{MPa}$

5.2.2 Contraintes limites

5.2.2.1 Etat limites ultimes (ELU)

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \quad \text{En général } (\gamma_s = 1.15)$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa} \quad \text{En situation accidentelle } (\gamma_s = 1)$$

5.2.2.2 Etat limites de service (ELS)

- Fissuration non préjudiciable : aucune vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \min(\frac{2f_e}{3}, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \min(\frac{f_e}{2}, 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

PREDIMMENSIONNEMENT

1 Introduction

Afin d'atteindre une solution optimale économiquement et qui satisfait les règles de sécurité pour notre projet, on doit faire un pré dimensionnement des éléments résistants de la structure qui représente le point de départ et la base de justification à la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Il sera fait selon le **CBA93** et le **RPA99/version 2003** et dans l'ordre suivant :

- Planchers ;
- Poutres ;
- Poteaux ;
- Voiles.

2 Pré dimensionnement des planchers

2.1 Plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher est donnée par la Condition de rigidité :

$$\frac{L_{max}}{25} < h < \frac{L_{max}}{20}$$

h : épaisseur totale de la dalle

L_{max} : longueur entre nus d'appuis (plus grande portée des poutrelles)

$$\frac{470}{25} < h < \frac{470}{20} \Rightarrow 18.8 < h < 23.5$$

On prend : $h=21$ cm (plancher à corps creux 16+5)

A partir du CBA91 : puisque la condition de rigidité est vérifiée avec une épaisseur de 21 cm, donc il n'y a pas lieu de faire la vérification de la flèche.

2.2 Dalle pleine(les balcons)

2.2.1 Résistance au feu

- ✓ $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu
- ✓ $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu
- ✓ $e = 17.5$ cm pour quatre de coupe-feu

La solution de deux heures de coupe-feu satisfait à certain limites de nos besoins de sécurité et elle est aussi économique, donc on prend

$$e_1 = 11 \text{ cm}$$

2.2.2 Isolation acoustique

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, il faudra que la masse du plancher dépasse les 300 kg/m²

Chapitre 2: Pré dimensionnement

Pour une masse volumique du béton $\rho=2500 \text{ kg/m}^3$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{300}{2500}$$

$$\Rightarrow e_2 = 12 \text{ cm}$$

2.2.3 Résistance à la flexion

➤ dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_{\max}}{35} < e_3 < \frac{L_{\max}}{30}$$

➤ dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_{\max}}{50} < e_3 < \frac{L_{\max}}{40}$$

Dans notre projet on a :

✓ des dalles pleines avec 4 appuis dont $L_{\max} = 5.00\text{m} \Rightarrow \frac{500}{50} < e_3 < \frac{500}{40}$
 $\Rightarrow 10 < e_3 < 12.5$

✓ des dalles pleines avec 2 appuis dont $L_{\max} = 5.00\text{m} \Rightarrow \frac{500}{35} < e_3 < \frac{500}{30}$

$$\Rightarrow 14.28 < e_3 < 16.67$$

✓ des dalles pleines avec 1 seul appuis dont $L_{\max} = 4.00\text{m}$
on utilise les inégalités de deux appuis et on vérifie la flèche

• $\frac{400}{35} < e_3 < \frac{400}{30} \Rightarrow 11.42 < e_3 < 13.33$

On adopte une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

• vérification :

il faut que $f < f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$?

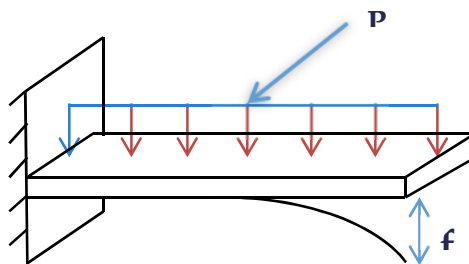


Fig 2- 1:Schéma statique du balcon

$$P=G+Q$$

$G=5.46 \text{ kN}$: poids propre du balcon (détaillé dans le paragraphe qui suit)

$Q=3.5 \text{ kN}$: surcharge d'exploitation du balcon (donnée dans le DTR BC22)

$$E=E_v = 10819 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{pl^4}{8EI} \Rightarrow f = 2.37 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

Chapitre 2: Pré dimensionnement

$$f_{adm} = \frac{1.3}{250} = 5.2 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Donc: $f < f_{adm}$ (condition de rigidité présentée dans l'article B.6.5.3 de CBA93) (vérifiée)

3 Evaluation de charges et surcharges

3.1 Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible réalisée en corps creux surmontée de plusieurs couches.

Couche		G [kN/m ²]
1	Protection gravillon 5 cm	1.00
2	Étanchéité 6 cm	0.12
3	Forme de pente 10 cm	2.20
4	Isolation thermique liège 6 cm	0.15
5	Corps creux	3.00
6	Enduit de plâtre 2 cm	0.20
Charge permanente		6.67

Tab 2- 1: Composants d'un plancher terrasse

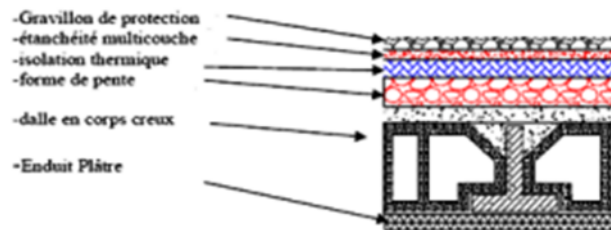


Fig 2- 2: Composants d'un plancher terrasse

3.2 Plancher courant :

Couche		G [kN/m ²]
1	Carrelage 2 cm	0.44
2	Mortier de pose 3.5 cm	0.70
3	Lit de sable 2 cm	0.36
4	Corps creux (16+5)	3.00
5	Enduit de ciment 1.5 cm	0.30
6	Enduit de plâtre 2 cm	0.20
7	Cloisons de distribution	0.50
Charge permanente		5.50

Tab 2- 2: Composants d'un plancher courant

Chapitre 2: Pré dimensionnement

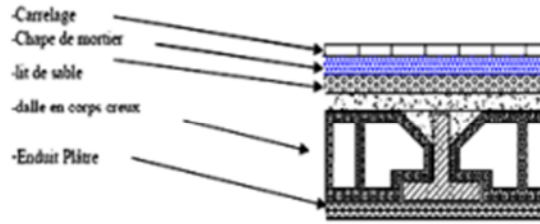


Fig 2- 3: Composants d'un plancher courant

3.3 Dalle pleine:

Couche			G [kN/m ²]
1	Carrelage	2 cm	0.44
2	Mortier de pose	2 cm	0.40
3	Lit de sable	3 cm	0.60
4	Dalle pleine	15 cm	3.75
5	Enduit de ciment	1,5 cm	0.27
			5.46

Tab 2- 3: Composants de la dalle pleine

3.4 Surcharges d'exploitation:

L'élément	Niveau courant	Terrasse non accessible	Balcon	escalier
Surcharges [kN/m ²]	1.5	1.0	3.5	2.5

Tab 2- 4: Surcharges d'exploitation

4 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments qui assurent la transmission des charges et surcharges appliquées sur le plancher aux éléments porteurs verticaux (poteaux et voiles). Leur pré dimensionnement est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max}/16 < h < L_{max}/10 \\ 0.3h < b < 0.7h \end{array} \right.$$

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

- Pour les poutres principales : $L_{max}=5m$

$$\frac{500}{15} < h < \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 < h < 50$$

On prend $h=50$ cm

Chapitre 2: Pré dimensionnement

$$\Rightarrow 0.3(50) < b < 0.7(50)$$

$$\Rightarrow 15 < b < 35$$

On prend $b=30$ cm

- Pour les poutres secondaires : $L_{\max}=5$ m
Donc sa sera la même chose que la poutre principale :
 $h = 50$ cm ; $b = 30$ cm

D'après le RPA99/version2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ (vérifiée)} \\ h \geq 30 \text{ (vérifiée)} \\ h/b \leq 4.0 \\ h/b = 50/30 \Rightarrow h/b=1.67 < 4.0 \text{ (vérifiée)} \end{array} \right.$$

5 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui construisent la structure de l'ouvrage. Leur rôle principal est de transmettre les charges verticales aux fondations, mais ils participent aussi au contreventement du bâtiment.

Le calcul de la section du béton des poteaux sera fait en compression centré, les règles CBA préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque côté.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0.1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_{ult} agissant sur un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ult} \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Et d'après les règles CBA93 elles préconisent de prendre la section réduite B_r :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_{ult}}{\frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \frac{f_e \cdot A_s}{\gamma_s \cdot B_r}}$$

N_{ult} : effort normal maximal à l'ELU ($N_u = 1.35G + 1.5Q$) calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

B_r : section réduite du poteau calculé à partir des dimensions réelles du poteau [$B_r = (a-0.02)(b-0.02)$ m²].

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

f_e : contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 400$ MPa).

A_s : section d'armatures dans le poteau égale à 0.1% de la section réelle du poteau.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton ($\gamma_b = 1.5$).

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_s = 1.15$).

Chapitre 2: Pré dimensionnement

α : Coefficient qui est fonction de l'élancement mécanique du poteau λ .

β : Coefficient de correction qui dépend aussi de l'élancement λ

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \beta = 0.85(\lambda^2/1500) \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

f_{bu} : résistance ultime du béton.

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

l_f : Longueur de flambement $l_f = 0.7l_0$

i : raton de giration de la section du béton : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{0.7l_0\sqrt{12}}{b}$$

On prend $\lambda = 35$ pour s'assurer qu'il n'y aura pas de flambement et pour rester aussi dans le domaine de la compression simple.

D'où : $\beta = 1.2$

D'après l'article 7.4.2.1 de RPA99/version2003 et puisqu'on est en zone de sismicité III, on prend : $\frac{A_s}{B_r} = 0.9\%$

En utilisant la formule de B_r citée avant on aura donc :

$$B_r \geq 0.0652N_u \quad (N_u[\text{MN}])$$

5.1 Charges et surcharges revenant aux poteaux

On commence par une section forfaitaire du poteau égale à 30×30 (le minimum admis par le RPA99/version 2003).

5.1.1 Dégression des charges :

Pour un bâtiment qui présente plus de 5 niveaux comme notre cas la dégression de charges se fait comme indiqué dans l'article 6.3. du DTR BC22 :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 13^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 12^{ème} étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 11^{ème} étage : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 10^{ème} étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Chapitre 2: Pré dimensionnement

$$\text{Sous les étages inférieurs : } Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

n : numéro de l'étage à partir du sommet du bâtiment

Niveau	Dégrossion	Q cumulée [KN/m2]
Sous la terrasse	Q0	1
Sous le 13 ^{ème} étage	Q0+ Q1	2,5
Sous le 12 ^{ème} étage	Q0+0.95 (Q1+ Q2)	3,85
Sous le 11 ^{ème} étage	Q0+0.90 (Q1+ Q2+ Q3)	5,05
Sous le 10 ^{ème} étage	Q0+0.85 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4)	6,1
Sous le 9 ^{ème} étage	Q0+0.80 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5)	7
Sous le 8 ^{ème} étage	Q0+0.75 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6)	7,75
Sous le 7 ^{ème} étage	Q0+0.71 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7)	8,5
Sous le 6 ^{ème} étage	Q0+0.687 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7+ Q8)	9,25
Sous le 5 ^{ème} étage	Q0+0.67 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7+ Q8+ Q9)	10
Sous le 4 ^{ème} étage	Q0+0.65 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7+ Q8+ Q9+ Q10)	10,75
Sous le 3 ^{ème} étage	Q0+0.63 (Q1+ Q2+ Q3++ Q6+ Q7+ Q8+ Q9+ Q10+ Q11)	11,4
Sous le 2 ^{ème} étage	Q0+0.625 (Q1+ Q2+ Q3+ + Q9+ Q10+ Q11+Q12)	12,25
Sous le 1 ^{er} étage	Q0+0.615(Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ +Q10+ Q11+Q13)	13
Sous le R.D.C	Q0+0.607(Q1+ Q2+ Q3+..... + Q11+Q12+Q13+QRDC)	13,75

Tab 2- 5:Dégrossion de charges

5.1.2 Charges permanentes revenant au poteau le plus chargé

Le poteau le plus chargé dans notre cas est celui qui prend la plus grande surface :

Chapitre 2: Pré dimensionnement

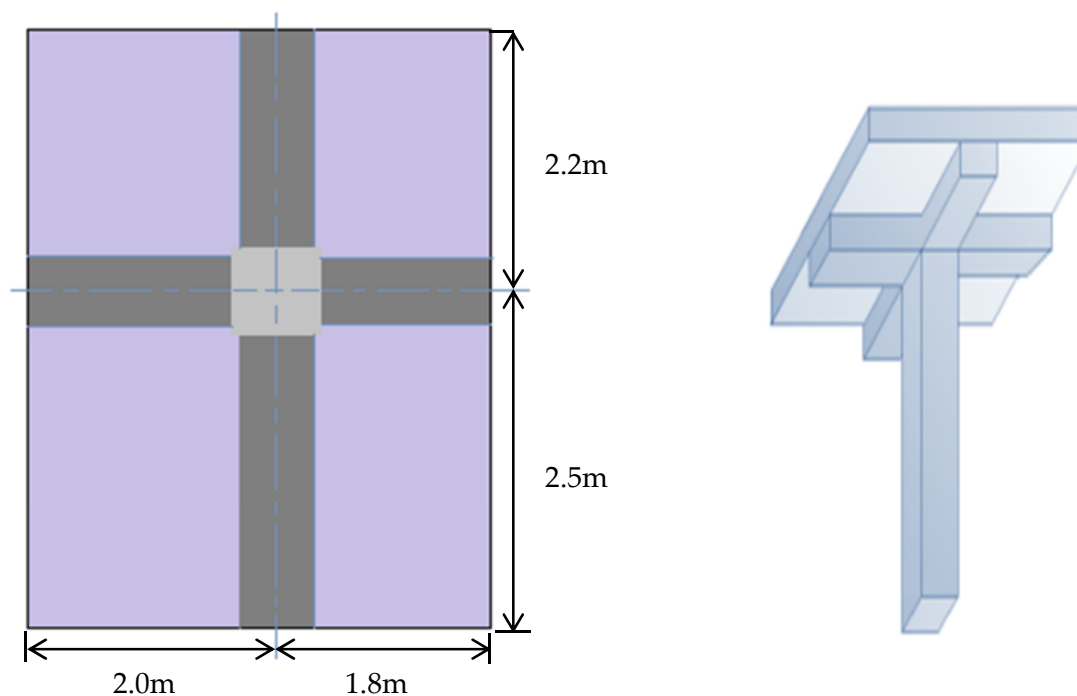


Fig 2- 4: Surface revenant au poteau le plus chargé

➤ La terrasse :

- Poutre principale : $(0.5 \times 0.3 \times 4.7)25 = 17.62 \text{ kN}$
- Poutre secondaire : $(0.5 \times 0.3 \times 3.8)25 = 14.25 \text{ kN}$
- Plancher : $(4.7 \times 3.8)6.67 = 119.13 \text{ kN}$
- Poteaux : $(0.3 \times 0.3 \times 2.56)25 = 5.76 \text{ kN}$

$$G_{p,terrasse} = 156.76 \text{ kN}$$

➤ Etage courant :

- Poutre principale : $(0.5 \times 0.3 \times 4.7)25 = 17.62 \text{ kN}$
- Poutre secondaire : $(0.5 \times 0.3 \times 3.8)25 = 14.25 \text{ kN}$
- Plancher : $(4.7 \times 3.8)5.5 = 98.23 \text{ kN}$
- Poteaux : $(0.3 \times 0.3 \times 2.56)25 = 5.76 \text{ kN}$

$$G_{p,i} = 135.86 \text{ kN}$$

Niveau	$Q_{cumulée}$ [kN]	N_Q [kN]	G_i [kN]	N_G [kN]
sous la terrasse	1	17.86	156.76	156.76
sous le 13 ^{ème} étage	2,5	44.65	135.86	292.63
sous le 12 ^{ème} étage	3,85	68.76	135.86	428.49
Sous le 11 ^{ème} étage	5,05	90.19	135.86	564.36
Sous le 10 ^{ème} étage	6,1	108.95	135.86	700.22
Sous le 9 ^{ème} étage	7	125.02	135.86	836.09
Sous le 8 ^{ème} étage	7,75	138.42	135.86	971.95
Sous le 7 ^{ème} étage	8,5	151.81	135.86	1107.82
Sous le 6 ^{ème} étage	9,25	165.20	135.86	1243.68
Sous le 5 ^{ème} étage	10	178.6	135.86	1379.55

Chapitre 2: Pré dimensionnement

Sous le 4 ^{ème} étage	10,75	192.00	135.86	1515.41
Sous le 3 ^{ème} étage	11,4	203.60	135.86	1651.28
Sous le 2 ^{ème} étage	12,25	218.79	135.86	1787.14
sous le 1 ^{er} étage	13	232.18	135.86	1923.01
Sous le R.D.C	13,75	245.58	135.86	2058.87

Tab 2- 6: Les efforts appliqués au poteau le plus chargé

5.2 Pré dimensionnement

Sachant que : $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$ et en utilisant la formule donnant B_r on trouve :

Niveau	N_u [kN]	$1.1N_u$ [kN]	$N_d=N_u$ [MN]	B_r [m ²]	B [cm ²]	ν	λ
sous la terrasse	238,4176	262,2594	0.26	0,0171	40x40	0,065	18.55
sous le 13 ^{ème} étage	462,0204	508,2224	0.51	0,0331	40x40	0,128	18.55
sous le 12 ^{ème} étage	681,6046	749,7651	0.75	0,0489	45x45	0,148	16.49
Sous le 11 ^{ème} étage	897,1704	986,8874	0.99	0,0643	45x45	0,196	16.49
Sous le 10 ^{ème} étage	1108,718	1219,589	1.22	0,0795	50x50	0,195	14.84
Sous le 9 ^{ème} étage	1316,246	1447,871	1.45	0,0944	50x50	0,232	14.84
Sous le 8 ^{ème} étage	1519,757	1671,732	1.67	0,1090	50x50	0,260	14.84
Sous le 7 ^{ème} étage	1723,267	1895,594	1.90	0,1236	55x55	0,251	13.49
Sous le 6 ^{ème} étage	1926,777	2119,455	2.12	0,1382	55x55	0,280	13.49
Sous le 5 ^{ème} étage	2130,287	2343,316	2.34	0,1528	60x60	0,260	12.37
Sous le 4 ^{ème} étage	2333,798	2567,177	2.57	0,1673	60x60	0,285	12.37
Sous le 3 ^{ème} étage	2534,629	2788,092	2.79	0,1818	65x65	0,264	11.41
Sous le 2 ^{ème} étage	2740,818	3014,9	3.01	0,1966	65x65	0,285	11.41
sous le 1 ^{er} étage	2944,328	3238,761	3.24	0,2112	70x70	0,264	10.60
Sous le R.D.C	3147,839	3462,622	3.46	0,2258	70x70	0,283	10.60

Tab 2- 7: Pré dimensionnement des poteaux

Remarque : on a majoré N_u par 10% pour être conforme aux règles CBA93.

5.2.1 Vérification

L'effort de compression doit vérifier les conditions suivantes :

✓ A l'ELU :

$$\sigma = \frac{N_u}{b \times h} = (3.46)/(0.7 \times 0.7) = 7.06 \text{ MPa} \quad ; (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ (o.k)}$$

✓ A l'ELS :

$$N_{ser} = 1.1(N_Q + N_G) = 2.53 \text{ MN}$$

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{b \times h} = (2.53)/(0.7 \times 0.7) = 5.17 \text{ MPa} \quad ; (0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}) \text{ (o.k)}$$

✓ Afin d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition exigée dans l'article (7.4.3.1) du RPA99/version 2003 :

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

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : l'aire de la section brute du béton ;

Cette condition est vérifiée comme indiqué dans le tableau précédent.

Chapitre 2: Pré dimensionnement

✓ D'après le CBA93 et afin de s'assurer qu'il n'y aura pas de flambement des poteaux il faut vérifier que $\lambda \leq 35$.

Dans notre cas cette condition est bien vérifiée comme montré dans le tableau qui précède.

6 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments résistants généralement verticaux de type plan. Leur rôle et de reprendre les efforts horizontaux par leur grande inertie, ils participent aussi dans la reprise des efforts verticaux.

Ils sont considérés comme des voiles, les éléments satisfaisant la condition :

$$l \geq 4. e$$

l : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

Selon l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003 :

• Pour les voiles à abouts libre :

$$\left[\begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{20} = 15.3 \text{ cm} \\ l \geq 4. e \end{array} \right]$$

$$h_e = 306 \text{ cm}$$

• Pour les voiles à deux abouts :

$$\left[\begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{25} = 12.25 \text{ cm} \\ l \geq 4. e \end{array} \right]$$

$$h_e = 306 \text{ cm}$$

On adopte l'épaisseur :

$$e = 25 \text{ cm}$$

**DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS NON
STRUCTURAUX**

1 Introduction

« Les éléments secondaires ou les éléments non structuraux sont ceux qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ce sont des éléments en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs etc...) ou en béton armé (acrotère, balcon, etc...) » l'article 6.2.1 du RPA99/version2003.

Cependant, même si ces éléments n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ils doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux règles données par le RPA surtout pour le cas d'un séisme majeur, car dans ce dernier cas ces éléments peuvent modifier la période d'oscillation de la structure.

On va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants :

- ❖ Acrotère.
- ❖ Balcon.
- ❖ Escaliers
- ❖ Poutrelles et ferrailage de la dalle de compression.

2 Calcul de l'acrotère

2.1 Introduction:

L'acrotère est un élément secondaire constitué en béton armé, contournant les planchers terrasse, et surmonté d'une forme de pente. Son rôle est de former un écran de protection empêchant toute chute des personnes, il est assimilé à une console encastree au niveau de dalle de la terrasse. Il est exposé aux intempéries, donc il sera calculé en fissuration préjudiciable.

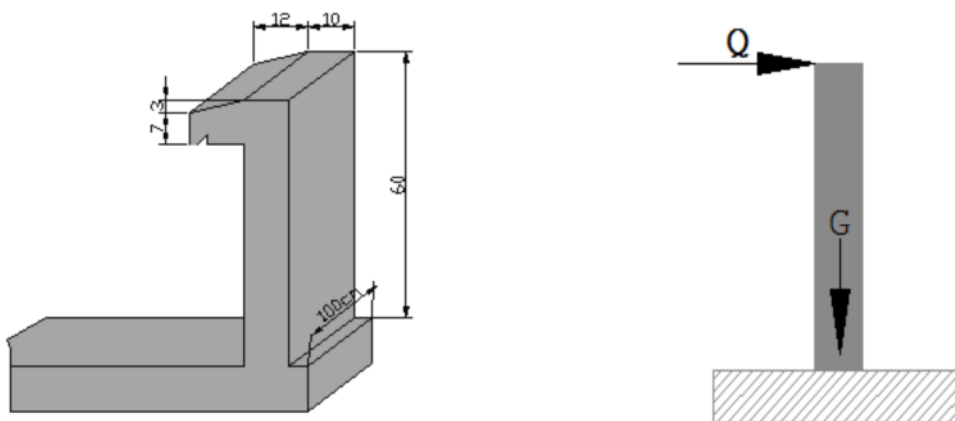


Fig 3- 1:Dimensions de l'acrotère et modèle de calcul de l'acrotère

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments non structuraux

2.2 Vérification vis-à-vis de la force sismique : (article 6.2.3 du RPA99/version2003)

L'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur le quel est appliqué une force horizontale « F_p » due au séisme calculée comme suit :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone

C_p : Facteur de force horizontale

W_p : Poids de l'acrotère

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.25 \\ C_p = 0.3 \\ W = ((0.5 \times 0.1) + [(0.1 \times 0.22) - \frac{1}{2} (0.22 \times 0.03)]) \times 2500 = 171.75 \text{ kg/ml} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow F_p = 51.53 \text{ kg/ml}$$

La charge d'exploitation (due à une main) $Q = 100 \text{ kg/ml}$

$$51.53 \text{ kg/ml} < 100 \text{ kg/ml} \Rightarrow F_p < Q \text{ (o.k)}$$

2.3 Ferrailage de l'acrotère

2.3.1 Armatures longitudinales :

D'après l'article « B.5.3.1 du BAEL91 » la section d'armatures longitudinales est au moins égale à 0.2% de la section du béton si :

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

Des précautions sont prises pour éviter une dessiccation trop rapide pendant les premières jures de durcissement.

0.25% de la même section lorsque les conditions ci-dessus ne sont pas satisfaites :

$$\text{Dans notre cas : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} < 2.4 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_s = 0.0025 \times B = 0.0025 \times 10 \times 100$$

$$\Rightarrow \boxed{A_s = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on adopte } A_s = 5T8/\text{ml} \quad \text{avec : } St = 20 \text{ cm}}$$

2.3.2 Armatures de répartition

$$\boxed{A_{rép} = \frac{A_s}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on adopte } A_{rép} = 3T6 / \text{ml} \quad \text{avec : } St = 15 \text{ cm}}$$

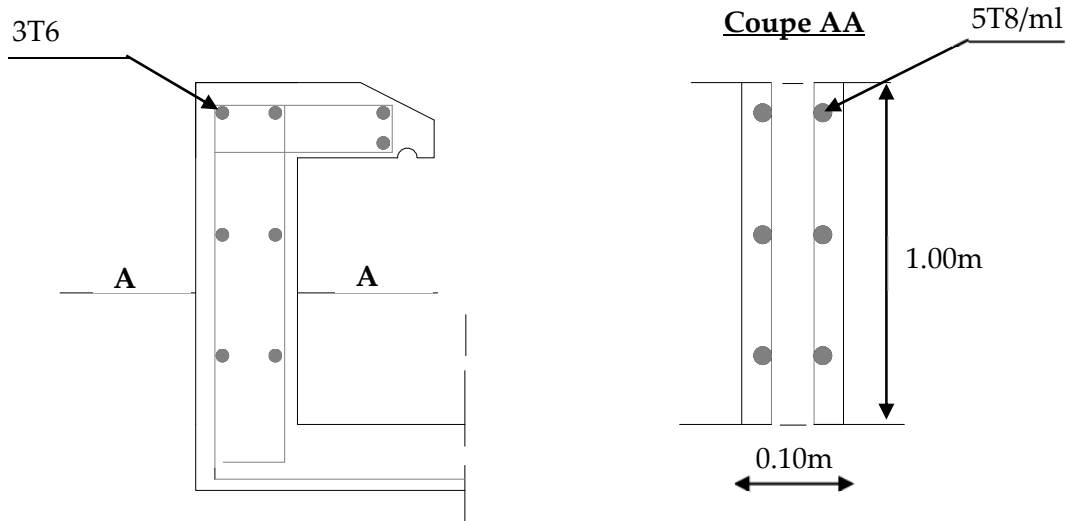


Fig 3- 2:Ferraillage de l'acrotère

3 Calcul du balcon

3.1 Introduction

Le balcon est un prolongement de la dalle du plancher, dont l'épaisseur $e = 15\text{cm}$, Il sera calculé comme une console de 1 m ; parfaitement encastree à la poutre.

3.2 Pré dimensionnement et charges du balcon

On a pris $e=15\text{cm}$

3.2.1 Le détail du poids de balcon

N°	Composantes	Epaisseur [m]	Poids volumique [kg/m ³]	Poids (G) [kg/m ²]
1	Carrelage granito	0.02	2200	44
2	Chappe de ciment	0.02	2000	40
3	Lite de sable	0.03	1700	51
4	Dalle en béton armé	0.15	2500	375
5	Enduit en ciment	0.02	1700	36
				$\Sigma G = 546$

Tab 3- 1:Détail du poids de balcon

3.2.2 Détail du garde-corps :

N°	Composantes	Épaisseur [m]	Poids volumique [kg/m ³]	Poids (G) [kg/m ²]
1	Mortier de ciment	0.02×2	1800	72
2	Briques crasses	0.01	900	90
				∑ G = 162

Tab 3- 2:Détail du poids de garde-corps

3.2.3 Charge d'exploitation de balcon : $Q = 350 \text{ kg/m}^2$

On a :

$$\begin{cases} G_{bal} = 546 \text{ kg/m}^2 \\ Q_{bal} = 350 \text{ kg/m}^2 \\ P = 162 \text{ kg/ml} \end{cases}$$

Garde-corps H=1.00m

Pour une bonde de 1ml on aura:

$$\begin{cases} G_{bal} = 546 \text{ kg/ml} \\ Q_{bal} = 350 \text{ kg/ml} \\ P = 162 \text{ kg} \end{cases}$$

3.3 Calcul de sollicitations

$$M_G = -\frac{Gl^2}{2} = -461.37 \text{ kg} \times m$$

$$M_Q = -\frac{Ql^2}{2} = -295.75 \text{ kg} \times m$$

$$M_P = -P \times l = -210.6 \text{ kg} \times m$$

$$V_G = G \times l = 709.8 \text{ kg}$$

$$V_Q = Q \times l = 455 \text{ kg}$$

$$V_P = P = 162 \text{ kg}$$

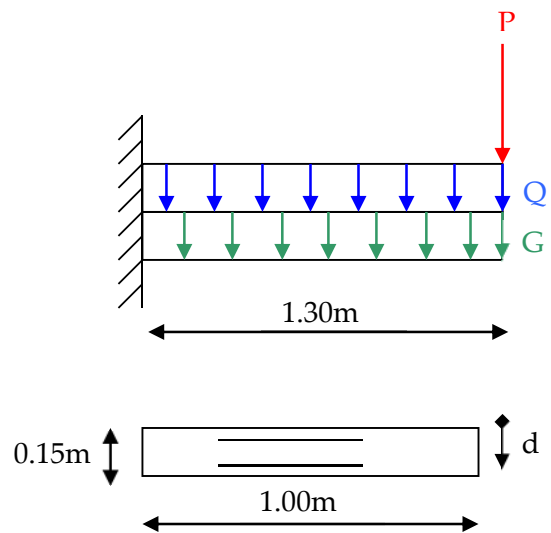


Fig 3- 3:chargement considéré pour le balcon

3.4 Combinaisons des sollicitations :

$$M_u = 1.35(M_G + M_P) + 1.5M_Q$$

$$M_u = -1350.784 \text{ kg} \times m$$

$$M_{ser} = M_G + M_P + M_Q$$

$$M_{ser} = -967.72 \text{ kg} \times m$$

$$V_u = 1.35(V_G + V_P) + 1.5V_Q$$

$$V_u = 1859.43kg$$

$$V_{ser} = V_G + V_Q + V_P$$

$$V_{ser} = 1326.8kg$$

3.5 Ferrailage du balcon

Le balcon est exposé aux intempéries, le ferrailage se fait en fissuration préjudiciable à l'ELU et l'ELS :

3.5.1 ELU :

$$d = \frac{9}{10}h = 0.135m$$

$$f_{bu} = 14.17MPa$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1350.78 \times 10^{-5}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.052$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow \begin{cases} A'_s = 0 \\ \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83MPa \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_{bu})}) = 0.067$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.131m$$

$$A_s = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times Z} \Rightarrow \frac{1350.78 \times 10^{-5}}{0.131 \times 347.83}$$

$$A_s = 2.98cm^2 / ml$$

3.5.2 ELS :

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{967.72 \times 10^{-5}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.040$$

$$\alpha_r = 0.506 \Rightarrow M_{rb} = \frac{1}{2}\alpha_r(1 - \frac{\alpha_r}{3}) = 0.210$$

$$M_{ser} < M_{rb} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$Z_r = d(1 - \frac{\alpha_r}{3}) = 0.112m$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_r \times \bar{\sigma}_s} = \frac{967.72 \times 10^{-5}}{0.112 \times 192.7} = 4.48cm^2 / ml$$

3.5.3 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{\gamma_s}$$

$$A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = \max(A_u ; A_{ser} ; A_{\min}) = 4.48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = (5T12 = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}) \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

3.5.4 Armatures de repartiions :

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{rep} = (4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml})$$

3.5.5 Armatures transversales :

D'après l'article (1.5.2.2) du « BAEL91 » aucune armature d'efforts tranchant n'est reprise si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ Pas de reprise de bétonnage (o.k)
- ✓ $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$?

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1859.43 \times 10^{-5}}{1 \times 0.135} = 0.137 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 2.93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad (\text{o.k})$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Pour le ferrailage du balcon, on adopte un ferrailage des doubles nappes pour tenir compte du comportement du balcon pendant l'action de séisme.

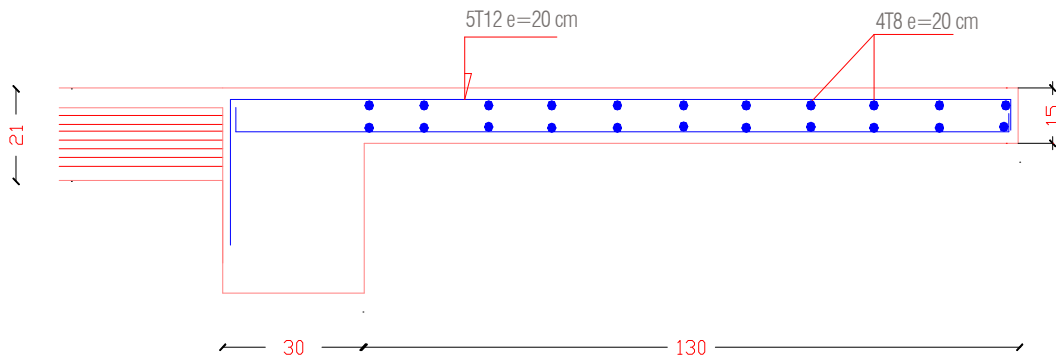


Fig 3- 4:Schéma de ferrailage du balcon

4 Calcul des escaliers

4.1 Introduction

Les escaliers ont pour but d'assurer la circulation verticale des usages entre les niveaux du bâtiment, le choix du type d'escalier doit respecter l'esthétique et certaines règles pour faciliter la conception et l'utilisation.

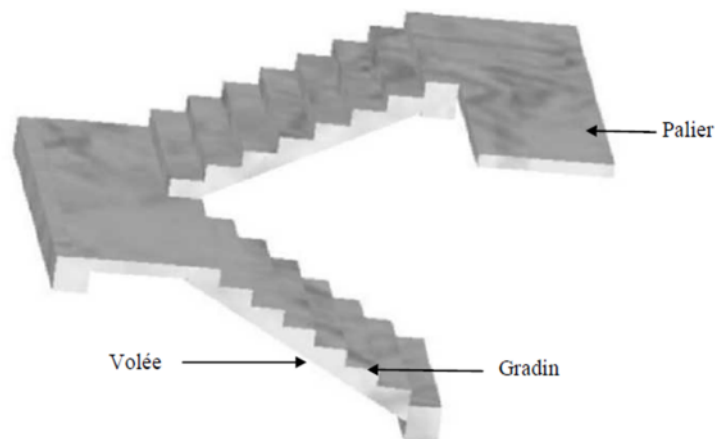


Fig 3- 5:3D de l'escalier à deux volées

4.2 Pré dimensionnement

4.2.1 Marches et contre marches :

La hauteur de la contre marche (h) et la largeur de la marche (g) doivent satisfaire à la formule de BLONDEL :

$$60 \leq 2h + g \leq 65$$

Ils doivent aussi satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} 14 \leq h \leq 18 \\ 25 \leq g \leq 32 \end{cases}$$

On a aussi :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases}$$

Avec : $H = \frac{h_e}{2} = 153 \text{ cm}$

$L = 240 \text{ cm}$ (largeur de la volée)

On aura donc : $h = 17 \text{ cm}$; $g = 30 \text{ cm}$

Condition de BLONDEL : $60 \leq 2h + g = 64 \leq 65$ (vérifiée)

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments non structuraux

4.2.2 Palier et paillasse

L'épaisseur du palier et de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{25}$$

$$\alpha = \text{arc tg } \frac{H}{L} \approx \text{arc tg } \frac{h}{g} = 29.54^\circ$$

$$\frac{390}{30} \leq e \leq \frac{390}{25}$$

$$13 \leq e \leq 15.6 \Rightarrow e = 15\text{cm}$$

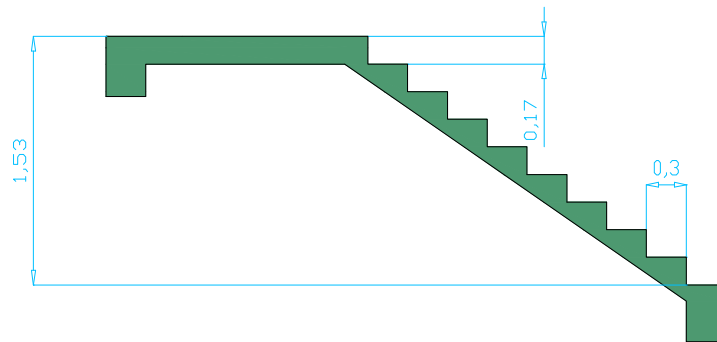


Fig 3- 6:Caractéristiques des escaliers

4.3 Dimensionnement des escaliers

4.3.1 Descente de charges

4.3.1.1 Palier :

N°	Composante	Epaisseur [m]	Poids volumique [kg/m ³]	Poids(G) [kg/m ²]
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	Lite de sable	0.03	1700	51
3	Chape en ciment	0.02	2000	40
4	Enduit en ciment	0.02	1800	36
5	Dalle de béton	0.15	2500	375
				$\Sigma G = 546$

Tab 3- 3:Détail du palier de repos

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{pal}} = 546\text{kg/m}^2 \\ Q_{\text{pal}} = 250\text{kg/m}^2 \end{array} \right.$$

4.3.1.2 Paillasse :

N°	Composante	Epaisseur [m]	Poids volumique [kg/m ³]	Poids (G) [kg/m ²]
1	Volée	$\frac{0.15}{\alpha}$	2500	431
2	Marche	$\frac{0.17}{2}$	2200	187
3	Chape en ciment	0.02	2000	40
4	Enduit en ciment	0.02	1800	36
				$\Sigma G = 778$

Tab 3- 4:Détail de la paillasse

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{vol}} = 778 \text{kg/m}^2 \\ Q_{\text{vol}} = 250 \text{kg/m}^2 \\ G_{\text{gard}} = 100 \text{kg/m}^2 \end{array} \right.$$

4.3.2 Modélisation des escaliers

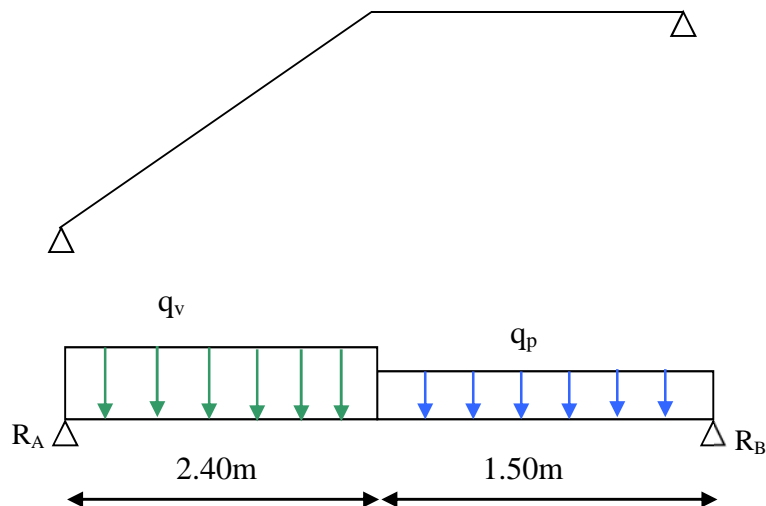


Fig 3- 7:Schéma statique des escaliers

4.4 Ferrailage des escaliers

4.4.1 Calcul des efforts

La fissuration est jugée peu nuisible

Le ferrailage de l'escalier se fera à l'ELU, en flexion simple pour une bonde de 1m

- $q_{vol} = [1.35(G_{vol} + G_{gard}) + 1.5Q_v] \times 1m$

$$q_{vol} = 15.603 \text{ kN / ml}$$

- $q_{pal} = [1.35(G_{pal}) + 1.5Q_{pal}] \times 1m$

$$q_{pal} = 11.121 \text{ kN / ml}$$

Les réactions

$$R_A = 29.13 \text{ kN}$$

$$R_B = 25 \text{ kN}$$

4.4.2 Diagramme

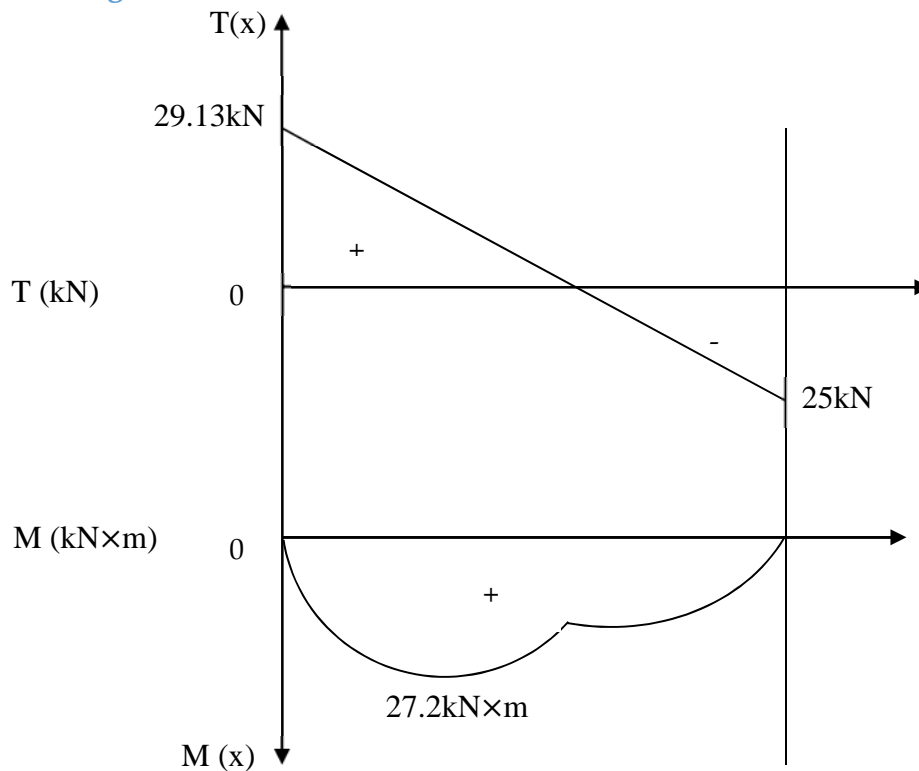


Fig 3- 8:Diagramme des moments et de l'effort tranchant

On a donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = (M(1.86m)) = 27.2 \text{ kN.m} \\ V_{u,\max} = 29.13 \text{ kN} \end{array} \right.$$

4.4.3 Calcul des armatures :

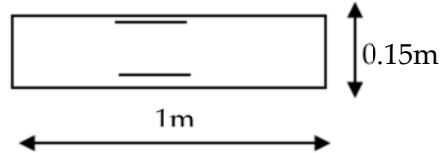
- En travée
 $M_t = 0.8M_{\max} = 21.76 \text{ kN.m}$
- Sur appuis
 $M_a = 0.3M_{\max} = 8.16 \text{ kN.m}$

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments non structuraux

4.4.3.1 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } d = 0.9 \times h = 0.135 \text{ m ; } b_0 = 1 \text{ m}$$



4.4.3.2 Armature longitudinale

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessus :

/	M [kN.m]	d [m]	μ_{bu}	Z [m]	A_u [cm ²]	A_{\min} [cm ²]	$A_{\text{adoptée}}$
Travée	27.2	0.135	0.105	0.127	6.157	1.63	5T12
Appuis	8.16	0.135	0.031	0.132	1.777	1.63	5T10

Tab 3- 5:Section d'armature longitudinale nécessaire pour les escaliers

4.4.3.3 Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_u}{4}$$

/	A_u [cm ²]	A_r [cm ²]	$A_{\text{adoptée}}$
Travée	6.185	1.54	5T10
Appuis	1.777	0.44	5T10

Tab 3- 6:Les Armatures de répartition nécessaire pour les escaliers

Avec l'espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

4.4.3.4 Armatures transversales

$$\tau_U = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 0.216 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_U = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

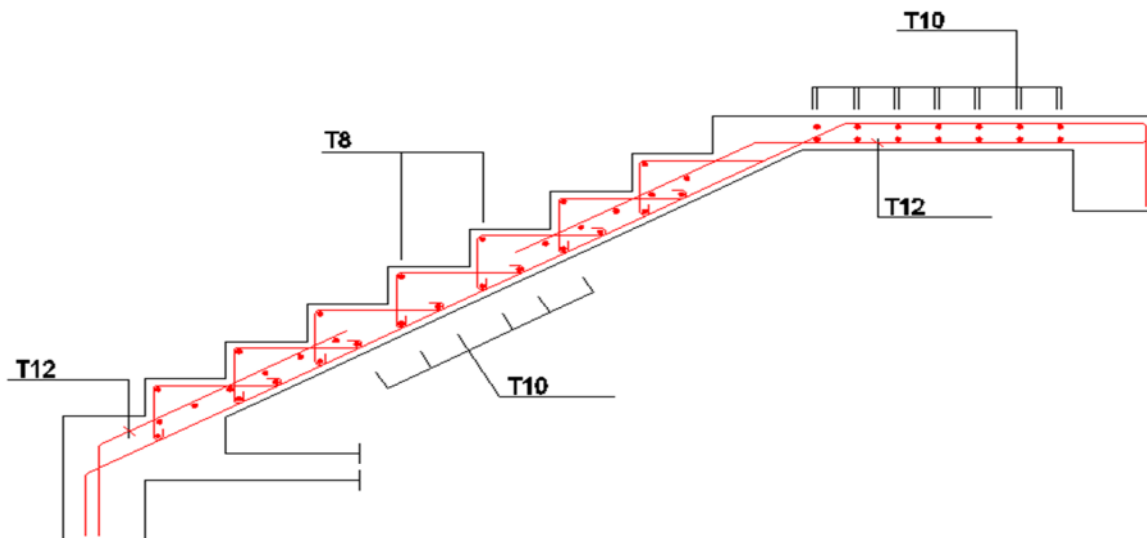


Fig 3- 9:Schéma de ferrailage des escaliers

5 Calcul des Poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, considérées comme associées à une poutre continue semi encastrée à la poutre de rive.

Pour cela on va étudier le cas de la terrasse qui est la plus chargée que les étages courants.

5.1 Pré dimensionnement des poutrelles

- On a : $H_t = 21\text{cm}$

$$0.3H_t \leq b_0 \leq 0.4H_t$$

$$6.3 \leq b_0 \leq 14.7$$

On prend $b_0 = 12\text{cm}$

- La largeur de la table de compression b :

$$\frac{b-12}{2} = \min\left(\frac{L_t}{2}; \frac{L_i}{10}\right)$$

$$L_t = 53\text{cm}; L_i = 360\text{cm}$$

$$\frac{b-12}{2} = \min\left(\frac{53}{2}; \frac{360}{10}\right)$$

$$\frac{b-12}{2} = 26.5\text{cm}$$

$$b = 65\text{cm}$$

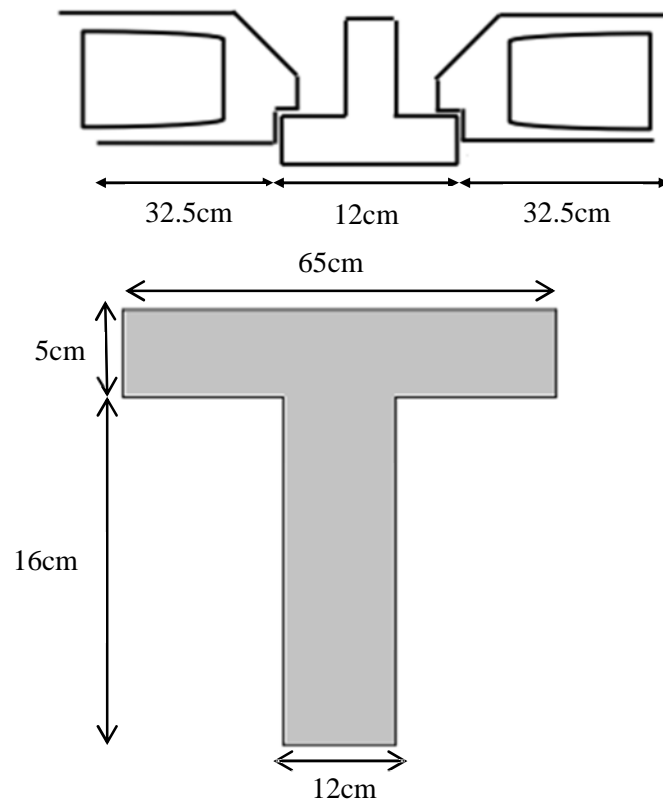


Fig 3- 10:Schéma de la partie de la dalle qui revient à la poutrelle

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments non structuraux

5.2 Dimensionnement des poutrelles

Parmi les méthodes traitant les poutres continues en béton armé, la méthode forfaitaire

5.2.1 Domaine de validité

- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5kN/m^2
 - Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
 - Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
- On vérifie :

- $$\begin{cases} 1\text{kN/m}^2 \leq \max(2 \times 6.67\text{kN/m}^2; 5\text{kN/m}^2) = \max(13.34\text{kN/m}^2; 5\text{kN/m}^2) (o.k) \\ 1.5\text{kN/m}^2 \leq \max(2 \times 5.50\text{kN/m}^2; 5\text{kN/m}^2) = (11\text{kN/m}^2; 5\text{kN/m}^2) (o.k) \end{cases}$$
- Cette condition est vérifiée.
- $$\begin{cases} 0.8 < \frac{3.6}{4} = 0.9 < 1.25 \\ 0.8 < \frac{4}{3.6} < 1.12 < 1.25 \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on peut appliquer la méthode pour calculer les moments et les efforts tranchants (M, T)

5.2.2 Calcul des efforts

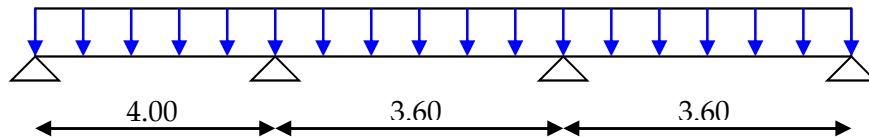


Fig 3- 11:Schéma statique de la poutrelle

α : c'est le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérée $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$

$$\text{Avec : } 0 < \alpha < 0.66$$

$$G_{terr} = 667\text{kg/m}^2 \times 0.65 = 4.33 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{terr} = 100\text{kg/m}^2 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.130$$

$$q_u = 1.35 \times G_{terr} + 1.5 \times Q_{terr}$$

$$q_u = 6.82\text{kN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 4.98\text{kN/ml}$$

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments non structuraux

On doit vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max\left([1.05 \times M_0; (1 + 0.3\alpha) \times M_0] - \frac{M_w - M_e}{2} \right)$
- $M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \times \frac{M_0}{2}$ travée intermédiaire
- $M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \times \frac{M_0}{2}$ travée de rive

Avec :

$M_w; M_e$ Les valeurs absolues des moments sur appuis gauche (w) et de droite (e) dans la travée considérée

$$M_{t_1} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_{t_1} \geq 0.62M_0$$

$$M_{t_2} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_{t_2} \geq 0.52M_0$$

- 1^{er} appui :

$$M_a \geq 0.2M_0$$

$M_a \geq 0.5M_0$ Appuis voisin de l'appui de rive

$$M_{t_1} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$M_{t_1} \geq 1.05M_0 - \frac{0.2 + 0.5}{2} M_0$$

$$M_{t_1} \geq 0.7M_0$$

- 2^{ème} appui :

$$M_a \geq 0.5M_0$$

$$M_{t_2} \geq 1.05M_0 - \frac{0.5 + 0.4}{2} M_0$$

$$M_{t_2} \geq 0.6M_0$$

- L'effort tranchant :

$$\begin{array}{ll} V_a = V_0 & V_0 = \frac{ql}{2} \\ V_{bg} = 1.1V_0 & V_{bd} = 1.1V_0 \end{array}$$

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments non structuraux

Travée	1	2	3
Longueur de travée [m]	4.00	3.60	3.60
$M_0=ql^2/8$ [kN.m]	13.64	11.05	11.05
M_t en travée [kN.m]	9.55	6.63	7.73
Efforts tranchants [kN]	13.64	12.27	12.27

Tab 3- 7:Efforts internes sur les travées de la poutrelle

Appuis	1	2	3	4
Coefficient forfaitaire	0.2	0.5	0.5	0.2
M_t sur appuis [kN.m]	2.73	5.52	5.52	2.21

Tab 3- 8:Les moments sur les appuis de la poutrelle

Diagramme des efforts internes

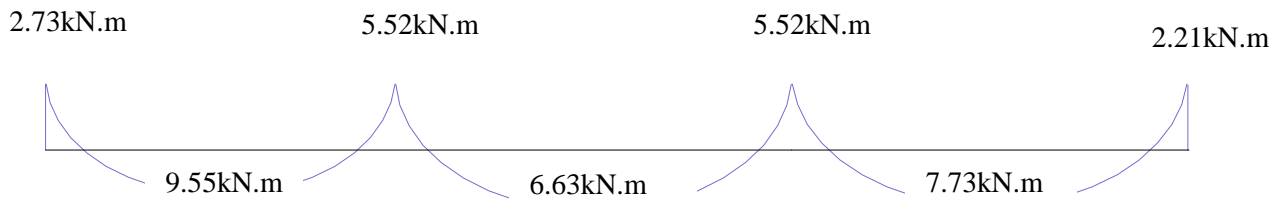


Fig 3- 12:Diagramme du moment fléchissant

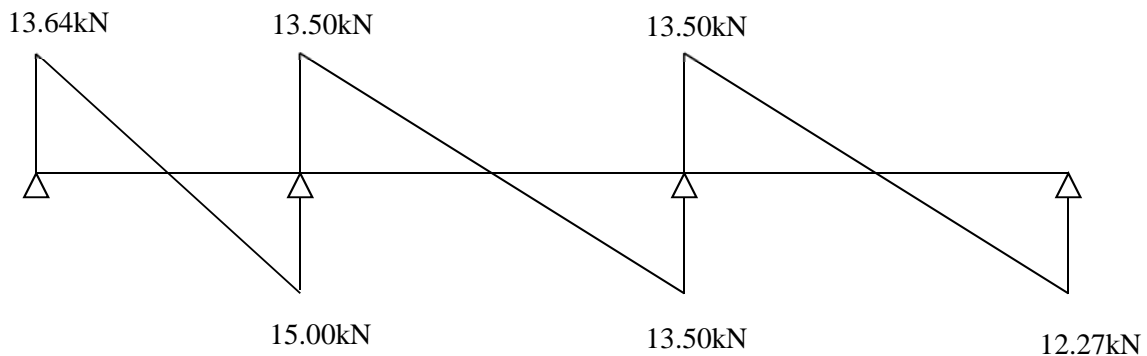


Fig 3- 13:Diagramme de l'Effort tranchant

5.3 Le ferrailage (armatures longitudinales)

Le ferrailage se fera en fissuration peu préjudiciable à l'E L U.

✓ Moment maximum en travée :

$$M_{travée}^{\max} = 9.55 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

✓ Moment maximum aux appuis :

$$M_{app}^{\max} = -5.52 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

✓ Efforts tranchants maximum :

$$V_u^{\max} = 15.00 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

5.3.1 En travée :

$$M_{travée}^{\max} = 9.55 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$d = 0.9h = 0.19\text{m}$$

$$M_{tu} = 0.0760 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} > M_{u,terr}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, conduit le calcul comme si la section étant rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table b.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{9.55 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.19^2 \times 14.17} = 0.0287$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A (A}'=0) \quad \varepsilon_s = 10\text{‰} ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.036$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.187\text{m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 1.46\text{cm}^2$$

5.3.1.1 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = 1.49\text{cm}^2$$

On prend 3T10 ($A_s = 2.36 \text{ cm}^2$)

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments non structuraux

5.3.2 Sur appuis :

$$M_{app} = -5.52 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

La table est en traction donc nous étudions la section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12×21) cm²

$$\mu_{bu} = \frac{5.52 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.19^2 \times 14.17} = 0.089 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A (A' = 0)} ;$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.118$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.181\text{m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{5.52 \times 10^{-3}}{0.18 \times 347.83} = 0.87\text{cm}^2$$

5.3.2.1 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.27\text{cm}^2$$

$$A_s = \max(A_u ; A_{\min}) = 0.87\text{cm}^2$$

On prend 1T12 ($A_s = 1.13\text{cm}^2$)

Remarque : Les armatures longitudinales reste les mêmes dans tous les niveaux.

5.4 Ferrailage transversal:

$$V_u^{\max} = 15 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0.015}{0.12 \times 0.19} = 0.65\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 2.933\text{MPa} \quad (o.k)$$

⇒ Les armatures droites sont suffisantes

5.4.1 Armatures d'âme

$$\emptyset \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi t ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi t \leq \min \left(\frac{21}{35} = 0.6 ; 12 ; 12 \right)$$

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments non structuraux

On prend 2Ø6 ($A_t = 0.57\text{cm}^2$)

$$S_t \leq \frac{0.9A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3f_{t28} \times k)}$$

$$S_t \leq 64.5\text{cm}$$

$$S_{t,\max} = \min(0.9d; 40\text{cm}) = 17.01\text{cm}$$

Avec : $7\text{cm} < S_t < S_{t,\max}$; on opte pour $S_t = 16\text{cm}$ (sauf l'espacement de rive qui doit être égale à $S_t/2 = 8\text{cm}$)

5.4.2 -Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4\text{MPa}$$

$$1.167\text{MPa} > 0.4\text{MPa} \quad (\text{o.k.})$$

5.5 Vérification des appuis :

5.5.1 Appuis intermédiaires :

$$A_s \geq \frac{\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_s \geq \left(\frac{15 \times 10^{-3} \times \frac{9.55 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.19}}{347.83} \right) = 0.024\text{cm}^2$$

$$1.57 \geq 0.024\text{cm}^2 \quad (\text{o.k.})$$

5.5.2 Appuis de rive :

$$V_u \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) b_0 \times a \quad \begin{cases} a = \min(0.9d, \bar{a}) \\ a = \min(17; 40) = 17\text{cm} \end{cases}$$

$$13.64 \times 10^{-3} \leq 0.4 \left(\frac{25}{1.5} \right) 0.12 \times 0.17 = 0.136$$

$$13.64 \times 10^{-3} \leq 0.136 \quad (\text{vérifiée})$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \frac{2V_u}{b_0 a} \leq \frac{0.8f_{e28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow 1.33 \leq 13.33 \rightarrow \text{vérifiée}$$

6 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 5cm, elle est armée d'un simple quadrillage d'armatures constitué en générale par une nappe de treillis soudés d'un espacement de

20cm ×30cm au maximum.

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{cm}^2 \Rightarrow 5\phi 6 (A_{\perp} = 1.41 \text{cm}^2 / \text{ml}) \quad e = 20 \text{cm}$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.705 \text{cm}^2 \Rightarrow 5\phi 6 (A_{//} = 1.41 \text{cm}^2 / \text{ml}) \quad e = 20 \text{cm}$$

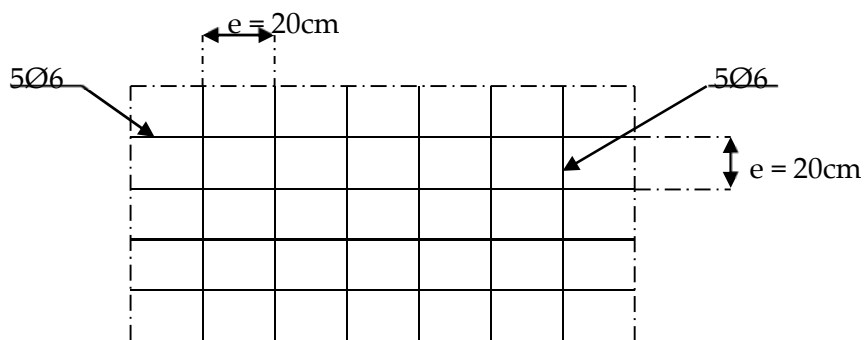


Fig 3- 14:Ferrailage de la dalle de compression

ETUDE DYNAMIQUE

1 Introduction :

Notre espace vital est depuis toujours menacé par des évènements naturels récurrents tels que glissements de terrain, éboulements rocheux ou des tremblements de terre comme c'est le cas de notre pays. Ces derniers lorsqu'ils sont d'une magnitude élevée engendrent des pertes de vies humaines et des dégâts matériels considérables. De ce fait, le comportement des constructions, sous actions dynamique, est devenu un chapitre de la théorie des structures qu'aucun ingénieur de Génie Civil ne peut ignorer.

L'étude dynamique d'une structure permet entre autres la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Vu le nombre d'étages qu'on a, et le nombre infini de déplacements de la structure, qui rend une tel étude très complexe ; on fait appel à des modélisations qui permettent de simplifier les problèmes de l'analyse en prenant un nombre fini d'éléments et de degrés de liberté.

2 Logiciel de modélisation

La modélisation de notre ouvrage est réalisée par le SAP2000 qui est une série très puissante de programme d'analyse dynamique des structures, basé sur la méthode des éléments finis M.E.F.

SAP2000 est un logiciel de calcul et de conception adaptée à tout type d'ouvrages de génie civil. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques et de vérification des structures en béton armé et en charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

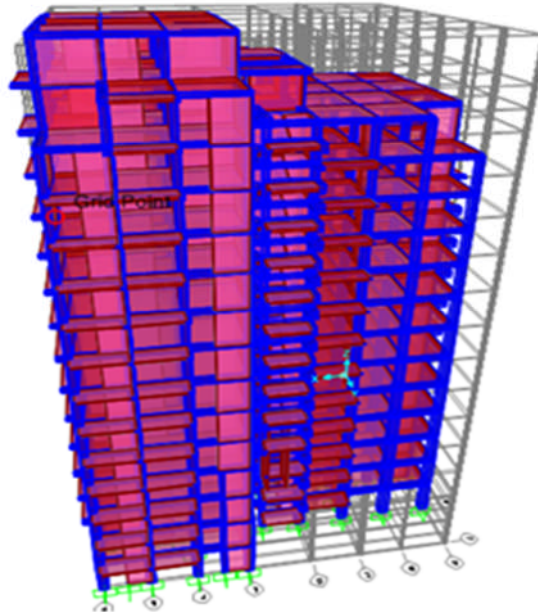


Fig 4- 1:Modèle 3D de la structure

3 Méthodes de calcul

En général l'analyse d'une structure peut se faire suivant trois méthodes principales, le choix de l'une ou de l'autre dépend des caractéristiques que présente notre ouvrage, ces méthodes sont :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

3.1 Méthode statique équivalente.

On ne peut pas utiliser cette méthode dans notre cas, car les conditions décrites dans l'article (4.1.2. du RPA99/version 2003) ne sont pas tous vérifiées. Puisque la hauteur de notre bâtiment qui est de 45.94m dépasse les 30m exigées dans le règlement pour l'application de cette méthode.

3.2 Méthode modale spectrale.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Cette méthode nécessite l'intervention d'un personnel hautement qualifié et spécialisé dans ce domaine et qui peut justifier son choix en terme des séismes de calcul, des lois de comportement utilisées ainsi que les critères de sécurité à satisfaire.

De ce qui précède, le calcul sismique de notre projet se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

4 Présentation de la méthode modale spectrale

4.1 Principe de la méthode

C'est la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures. Elle consiste à rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.2 Spectre de réponse de calcul

Notre ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur est de 45.94m (moins de 48m), édifié à Alger (Zone III), donc selon son importance il sera classé au groupe 2. Il est implanté dans un sol de catégorie S_2 (site ferme).

Le spectre de réponse indiqué par le RPA99/version 2003 est le suivant :

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

A: coefficient accélération de zone

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique donné par le tableau 4.2 (RPA99/version2003)

R: coefficient de comportement de la structure

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : facteur de qualité

dans notre cas : $\xi=6\% \Rightarrow \eta = 0.935$

A= 0.25 (tableau 4.1 RPA99/version2003).

R= 5 (système de contreventement mixte portiques voiles avec interaction- tableau 4.3 RPA99/version2003).

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{array} \right. \quad \text{(tableau 4.7 RPA99/version2003)}$$

Q=1.15 (tableau 4.4 RPA99/version2003 ; il y a trois critères non vérifiées : les conditions minimales sur les files de contreventement, la redondance en plan et la régularité en élévation)

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

T[s]	S _a /g	T[s]	S _a /g	T[s]	S _a /g
0.0	0,313	1.7	0,064	3.4	0,036
0.1	0,216	1.8	0,062	3.5	0,034
0.2	0,168	1.9	0,059	3.6	0,032
0.3	0,168	2.0	0,057	3.7	0,031
0.4	0,168	2.1	0,056	3.8	0,030
0.5	0,145	2.2	0,054	3.9	0,028
0.6	0,128	2.3	0,052	4.0	0,027
0.7	0,116	2.4	0,051	4.1	0,026
0.8	0,106	2.5	0,050	4.2	0,025
0.9	0,098	2.6	0,048	4.3	0,024
1.0	0,091	2.7	0,047	4.4	0,023
1.1	0,086	2.8	0,046	4.5	0,022
1.2	0,081	2.9	0,045	4.6	0,022
1.3	0,077	3.0	0,044	4.7	0,021
1.4	0,073	3.1	0,042	4.8	0,020
1.5	0,070	3.2	0,039	4.9	0,019
1.6	0,067	3.3	0,037	5.0	0,019

Tab 4- 1: Spectre de réponse de calcul

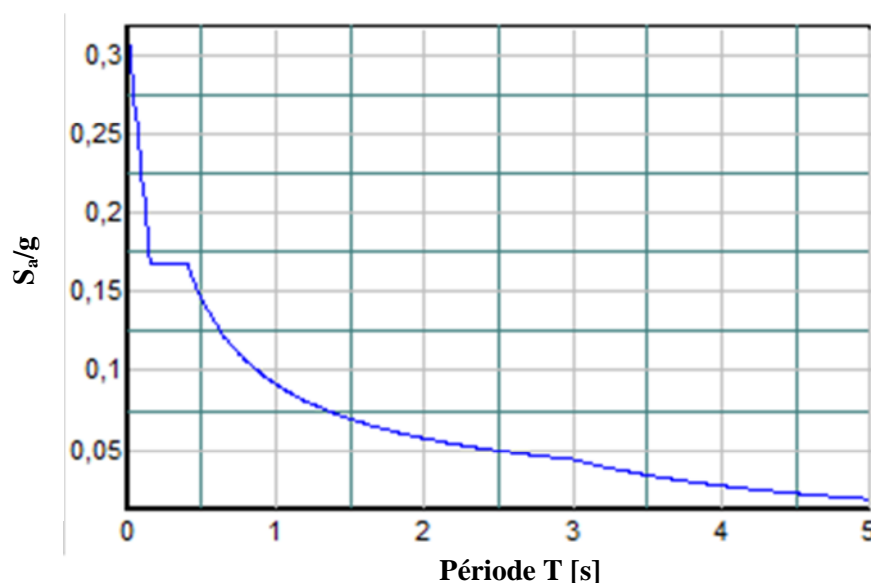


Fig 4- 2: Spectre de réponse de calcul

5 Nombres de modes à considérer

D'après l'article 4.3.4 du RPA99/version2003 : le nombre de modes à considérer dans chaque direction 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.
- Le minimum de modes à retenir est de 3.

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre minimal de modes (K) à retenir est donné (selon le RPA) par les inégalités suivantes :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ s}$$

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol.

T_K : la période du mode K.

6 Combinaison des réponses modales

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport

$r = T_i / T_j$ ($T_i \neq T_j$) vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$$

✓ Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

✓ Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$\sqrt{(|E_1| + |E_2|) + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

7 Résultats et calcul

Remarque : selon l'article 4.42. Du RPA99/version2003, puisqu'on n'a pas des porte-à-faux de plus de 1.50m de long, donc on ne va pas prendre en compte la composante verticale de l'action sismique.

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

7.1 Caractéristiques géométriques de la tour

Etage	Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]		Excentricité théorique [m]		Excentricité accidentelle [m]		Excentricité de calcul [m]	
	X _g	Y _g	X _c	Y _c	X	Y	x	y	x	y
RDC	13.913	15.751	14.193	15.733	-0.280	0.017	1.38	1.4	1.660	1.417
1	13.489	15.214	14.373	15.997	-0.883	-0.783	1.38	1.4	2.263	2.183
2	13.235	15.118	14.404	16.085	-1.169	-0.967	1.38	1.4	2.549	2.367
3	13.236	15.145	14.372	16.096	-1.135	-0.951	1.38	1.4	2.515	2.351
4	13.243	15.239	14.311	16.085	-1.068	-0.845	1.38	1.4	2.448	2.245
5	13.787	15.239	14.238	16.067	-0.450	-0.828	1.38	1.4	1.830	2.228
6	13.280	15.316	14.158	16.048	-0.878	-0.732	1.38	1.4	2.258	2.132
7	13.266	15.402	14.076	16.029	-0.810	-0.626	1.38	1.4	2.190	2.026
8	13.260	15.408	13.998	16.013	-0.737	-0.604	1.38	1.4	2.117	2.004
9	13.216	15.404	13.9286	16.001	-0.712	-0.595	1.38	1.4	2.092	1.995
10	13.426	15.335	13.869	15.997	-0.441	-0.661	1.38	1.4	1.821	2.061
11	13.969	15.847	13.797	16.009	0.171	-0.162	1.38	1.4	1.551	1.562
12	14.749	16.414	13.746	16.039	1.0034	0.375	1.38	1.17	2.383	1.545
13	19.284	17.686	13.880	16.286	5.403	1.399	0.83	1.17	6.233	2.569
14	21.358	17.449	18.458	17.028	2.901	0.421	0.58	0.71	3.480	1.131

Tab 4- 2: Centre de masse et centre de torsion de la structure

Remarque :

- ✓ Le RPA exige d'ajouter en plus de l'excentricité théorique, une excentricité accidentelle égale à $\pm 5\%$ de la dimension perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

7.2 Périodes et facteurs de participation massique :

L'étude dynamique par SAP2000 a fourni les résultats suivants :

Mode	Période[s]	Facteurs de participation massique		Facteurs de participation massique cumulés	
		U _X	U _Y	ΣU_X	ΣU_Y
1	0.9822	0.5697	9.5479	0.5697	9.5479
2	0.8855	11.3826	47.6260	11.9524	57.1739
3	0.7964	57.3515	11.7447	69.3039	68.9186
4	0.2686	0.0755	0.6174	69.3794	69.5360
5	0.2394	4.6110	11.0135	73.9904	80.5496
6	0.2268	9.9321	3.8883	83.9225	84.4379
7	0.1590	2.4773	0.2259	86.3998	84.6638
8	0.1554	0.1511	1.5152	86.5509	86.1790
9	0.1054	0.9725	4.4894	87.5234	90.6684
10	0.1004	4.6378	1.0373	92.1612	91.7057
11	0.0534	0.8915	5.0339	93.0527	96.7397
12	0.0501	4.9233	0.9474	97.9760	97.6871

Tab 4- 3: Périodes et facteurs de participation massique

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

• Nous remarquons que les facteurs de participation modale dépassent les 90% imposés par les RPA à partir du 10^{ème} mode, donc le nombre de modes à considérer est de 10.

• La valeur de la période donnée par SAP ne doit pas dépasser de plus de 30% la valeur calculée par la formule empirique donnée par l'article 4.2.4.4 du RPA99/version2003 :

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{a}}, C_T \times h_n^{3/4} \right\}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement.

d : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction considérée.

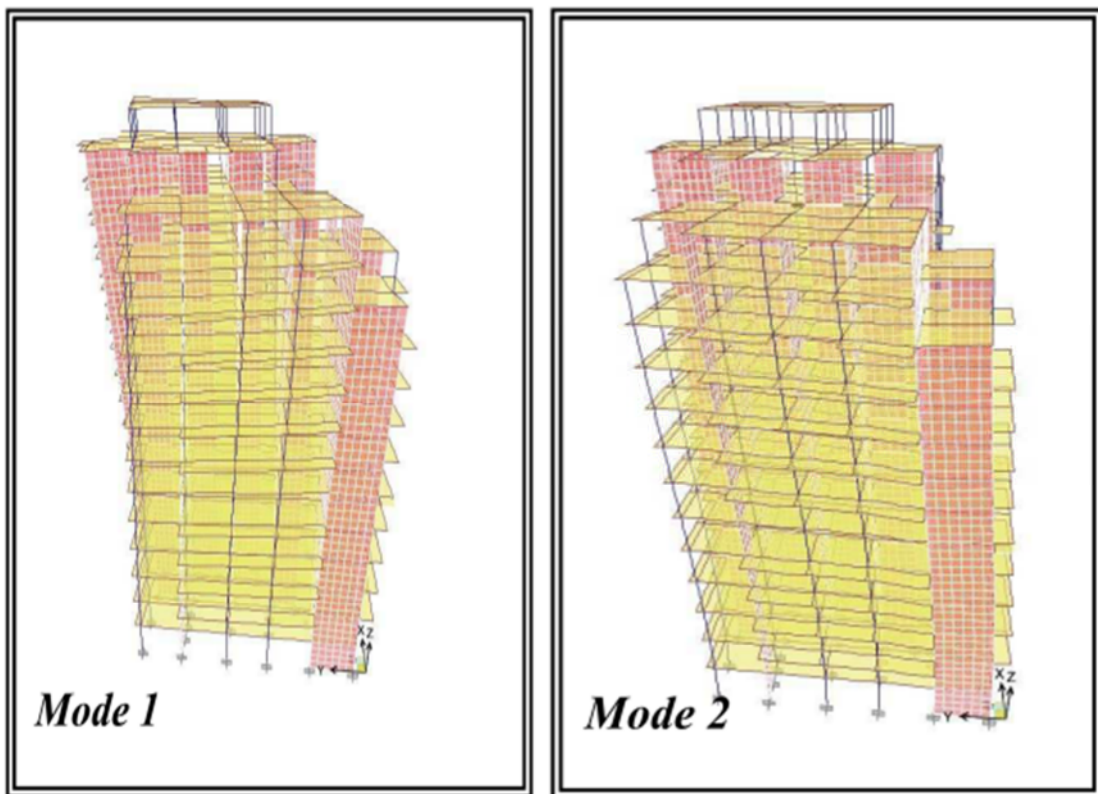
Avec : $C_T=0.05$; $h_n=45.94\text{m}$

Dans les deux directions $d \cong 27.6\text{m}$

$$\Rightarrow T_{\text{empirique}} = 0.7875 \text{ s}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.0238 \text{ s} \Rightarrow T_1 < 1.3T_{\text{empirique}}$$

La condition est donc vérifiée.



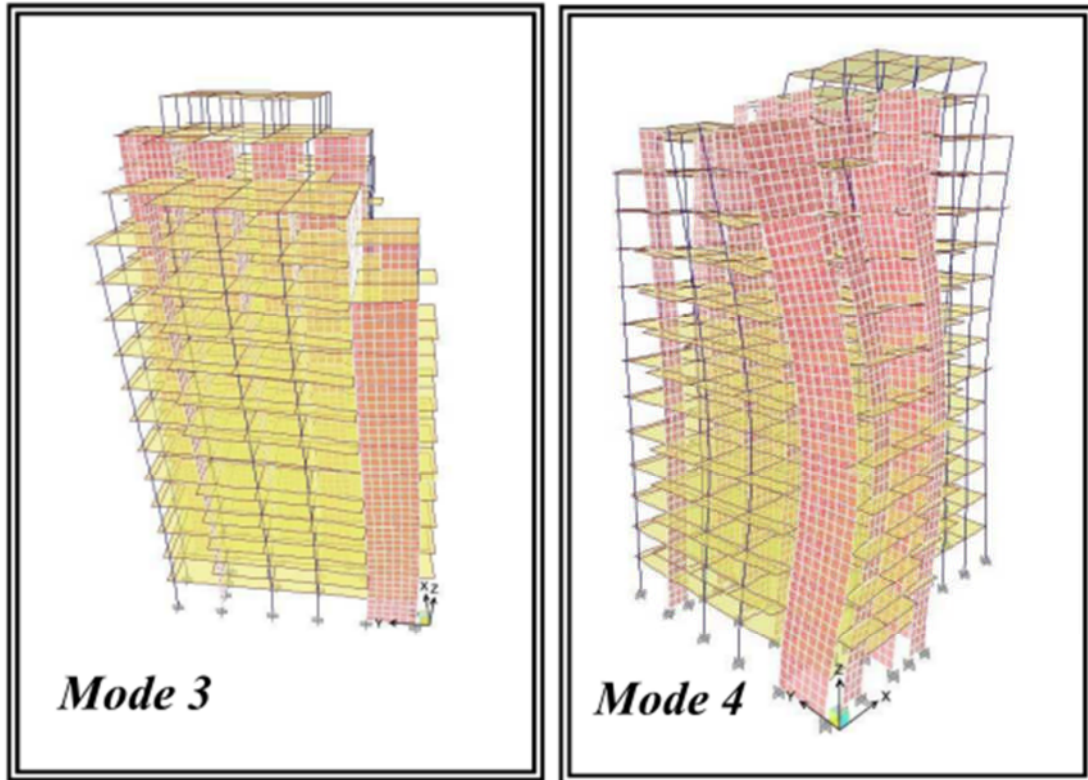


Fig 4- 3:Principaux modes de vibration

8 Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/version2003 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 $V_t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...)

8.1 Détermination de la de la force sismique par la méthode statique équivalente V

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

A, Q et R : sont déjà déterminés

D : facteur d'amplification dynamique moyen donnée dans le RPA99/version 2003 comme suit :

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

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

Avec : $T_2=0.40s$; $\eta=0.935$

Donc : $D= 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D=1.49$

W : poids total de la structure

$$W= W_G + \beta W_Q$$

W_G : poids dû aux charges permanents.

W_Q : charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la durée de la charge d'exploitation donnée dans le tableau 4.5 du RPA99/version2003.

Dans notre cas $\beta =0.2$

$W=130384.96$ kN

$V=11170.73$ kN

8.2 Détermination de la résultante des forces sismiques obtenue par la combinaison des valeurs modales à la base V_i

Spectre	F_x [t]	F_y [t]	V[t]	0.8V[t]	0.8V<F
E_x	1093.143	-	1117.07	8936.58	Oui
E_y	-	983.846	1117.07	8936.58	Oui

Tab 4- 4:Vérification de l'effort tranchant à la base

Conclusion :

La condition donnée par l'article 4.3.6 du RPA99/version2003 est vérifiée.

9 Vérification au renversement

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

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq 1.5$$

M_{stab} : moment stabilisateur dû aux charges verticales ; $M_{stab}=0.5 \times W.L$

M_{renv} : moment de renversement dû aux charges horizontales ; $M_{renv}=\sum F_i \times d_i$

F_i : force sismique du niveau « i ».

d_i : les hauteurs calculées à partir de la base de la fondation qui est encadrée de 1.30m.

sens	W[kN]	Dimension(L) [m]	M_{stab} [kN.m]	M_{renv} [kN.m]	$\frac{M_{stab}}{M_{renv}}$
Suivant X	130384.96	27.2	1773235.46	300358.9	5.90
Suivant Y		27.6	1799312.45	261324.2	6.88

Tab 4- 5:Vérification au renversement

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

9.1 Justification vis-à-vis des déformations

L'article 5.10 du RPA99/version2003 préconise de vérifier l'inégalité ci-dessous dans les deux sens :

$$\Delta^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 10\% h_e \quad \text{ou} \quad h_e : \text{ hauteur d'étage}$$

$$\bar{\Delta} = 3.1 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \\ \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k \end{array} \right.$$

Ou

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \\ \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1} \end{array} \right.$$

Δ_{ex}^k : le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x

$$R=5$$

Z[m]	δ_{ex} [mm]	δ_{ey} [mm]	Δ_{ex} [mm]	Δ_{ey} [mm]	Δ_x [mm]	Δ_y [mm]	$\bar{\Delta}$ [mm]	vérif
45.94	24.94	21.81	2.24	1.88	11.20	9.40	31	Oui
42.88	22.70	19.93	1.85	1.76	9.25	8.80	31	Oui
39.82	20.85	18.17	1.69	1.78	8.45	8.90	31	Oui
36.76	19.16	16.39	1.61	1.77	8.05	8.85	31	Oui
33.70	17.55	14.62	1.68	1.79	8.40	8.95	31	Oui
30.64	15.87	12.83	1.75	1.75	8.75	8.75	31	Oui
27.58	14.12	11.08	1.73	1.74	8.65	8.70	31	Oui
24.52	12.39	9.34	1.61	1.70	8.05	8.50	31	Oui
21.46	10.78	7.64	1.60	1.55	8.00	7.75	31	Oui
18.40	9.18	6.09	1.47	1.54	7.35	7.70	31	Oui
15.34	7.71	4.55	1.36	1.30	6.80	6.50	31	Oui
12.28	6.35	3.25	1.12	1.19	5.60	5.95	31	Oui
9.22	5.23	2.06	1.04	0.89	5.20	4.45	31	Oui
6.16	4.19	1.17	0.84	0.72	4.20	3.60	31	Oui
3.10	3.35	0.45	0.63	0.59	3.15	2.95	31	Oui

Tab 4- 6: Les déplacements résultant de la combinaison G+Q+E

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

L'effet P-Δ et son importance sont liés à :

- ✓ L'importance de la charge axiale P
- ✓ La rigidité de la structure dans l'ensemble

Selon l'article 5.9 du RPA99/version2003, cet effet est négligé si l'inégalité suivante est vérifiée :

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

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.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 (tableau précédent)

h_k : hauteur de l'étage k.

- Si $0.1 < \theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$.
- Si $\theta_k > 0.2$, la structure est instable et doit être redimensionnée.

Etage	h_k [m]	P_k [kN]	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_k [mm]	V_k [kN]	θ_k	Δ_k [mm]	V_k [kN]	θ_k
13	3.06	2324.4	11.20	582.6	0.015	9.40	470.1	0.015
12	3.06	6942.0	9.25	1443.4	0.014	8.80	1221.0	0.016
11	3.06	14329.1	8.45	2717.9	0.015	8.90	2396.7	0.017
10	3.06	22925.1	8.05	3979.2	0.015	8.85	3529.4	0.019
9	3.06	32247.2	8.40	5110.6	0.017	8.95	4517.5	0.021
8	3.06	41593.1	8.75	6091.4	0.019	8.75	5356.8	0.022
7	3.06	51028.8	8.65	6961.7	0.020	8.70	6098.8	0.023
6	3.06	60555.6	8.05	7760.5	0.020	8.50	6789.0	0.025
5	3.06	70278.7	8.00	8482.9	0.021	7.75	7423.4	0.024
4	3.06	80325.8	7.35	9084.1	0.021	7.70	7957.9	0.025
3	3.06	90393.7	6.80	9587.4	0.021	6.50	8429.6	0.023
2	3.06	100593.1	5.60	10019.6	0.018	5.95	8855.6	0.022
1	3.06	110516.8	5.20	10373.6	0.018	4.45	9206.6	0.017
R.D.C.	3.06	120828.6	4.20	10593.7	0.015	3.60	9427.8	0.015
E.S.	3.10	130384.9	3.15	10931.4	0.012	2.95	9838.5	0.012

Tab 4- 7: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Puisque $\theta < 0.1$, donc l'effet P- Δ est négligé

10 Conclusion

Notre bâtiment a vérifié toutes les exigences dynamiques du RPA99/version2003. Le pré dimensionnement de nos éléments et leurs dispositions sont donc correctes et satisfaisants vis-à-vis des séismes.

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

1 Introduction

Vu le rôle important des éléments structuraux dans la reprise des efforts et la stabilité de notre bâtiment, on va s'intéresser dans ce chapitre au ferrailage de ces éléments (poteaux, poutres, voiles) en se basant sur les résultats des efforts obtenus par le logiciel SAP2000.

Le calcul des sections d'armature sera mené selon les règles de calcul du béton armé C.B.A.93, BAEL et RPA99/version2003.

2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} , M_{y-y}).

Les armatures obtenues sont calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les deux situations possibles (durable et accidentelle).

2.1 Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ Selon le BAEL 91 :

E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (C1)

❖ Selon le R.P.A 99/version 2003 : Situation accidentelle (article 5.2 page 38)

$G+Q\pm E$(C2)

$0,8G\pm E$(C3)

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit:

1) N_{\max} ; M_{corp}

2) M_{\max} ; N_{corp}

3) N_{\min} ; M_{corp}

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs calculées (cas plus défavorable).

2.2 Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2.1), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage maximal et minimal en zone sismique III sera de :

Chapitre 5: Ferrailage des éléments résistants

$$A_{\max} : \frac{A_s}{b \times h} \leq 3\% \text{ -- en zone courante.}$$

$$A_{\max} : \frac{A_s}{b \times h} \leq 6\% \text{ -- en zone recouvrement.}$$

$$A_{\min} : A_s \geq 0.9\%bh \text{ -- (zone III).}$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\phi_{l_{\max}}$.
- La distance maximale entre les barres dans une face de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Remarque :

Pour le ferrailage des poteaux on adopte le même ferrailage pour chaque deux à trois niveaux, on aura donc les zones suivantes :

- Zone 01: entresol → RDC.
- Zone 02 : 1ere étage → 2eme étage.
- Zone 03 : 3eme étage → 4eme étage.
- Zone 04 : 5eme étage → 6eme étage.
- Zone 05 : 7eme étage → 9eme étage.
- Zone 06 : 10eme étage → 11eme étage.
- Zone 07 : 12eme étage → 13eme étage.

2.3 Les résultats:

2.3.1 Les efforts internes des poteaux

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toute combinaisons, donnés par le logiciel SAP2000 sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Niveau	Section [cm ²]	ELU 1.35 G+1.5Q					
		N _{max} [kN]	M _{corr} [kN.m]	M _{max} [kN.m]	N _{corr} [kN]	N _{min} [kN]	M _{corr} [kN.m]
Zone7	40x40	512.870	16.180	76.873	128.290	3.920	2.761
Zone6	45x45	740.620	12.093	45.684	362.775	64.979	1.804
Zone5	50x50	914.345	14.930	56.400	447.870	80.221	2.228
Zone4	55x55	1381.467	14.874	47.567	399.673	190.471	1.348
Zone3	60x60	1644.076	17.702	56.609	475.649	226.678	1.604
Zone2	65x65	2213.529	18.143	53.287	896.407	382.342	2.292
Zone1	70x70	2863.710	5.592	53.676	1736.370	451.830	2.035

Tab5. 1:Tableau des efforts à l'ELU (situation durable)

Chapitre 5: Ferrailage des éléments résistants

Niveau	Section [cm ²]	RPA G+Q±E					
		N _{max} [kN]	M _{corr} [kN.m]	M _{max} [kN.m]	N _{corr} [kN]	N _{min} [kN]	M _{corr} [kN.m]
Zone7	40x40	379.740	27.040	80.474	107.540	4.110	0.399
Zone6	45x45	547.926	25.441	53.821	275.423	58.047	0.412
Zone5	50x50	676.452	31.408	66.445	340.029	71.663	0.509
Zone4	55x55	1021.231	33.612	66.604	467.658	159.851	11.521
Zone3	60x60	1215.362	40.002	79.266	556.558	190.238	13.712
Zone2	65x65	1636.147	36.321	74.078	694.603	327.139	12.128
Zone1	70x70	2112.770	7.063	79.508	1408.380	336.830	7.549

Tab5. 2: Tableau des efforts sous G+Q±E

Niveau	Section [cm ²]	RPA 0.8G±E					
		N _{max} [kN]	M _{corr} [kN.m]	M _{max} [kN.m]	N _{corr} [kN]	N _{min} [kN]	M _{corr} [kN.m]
Zone7	40x40	301.220	26.198	72.607	86.540	3.590	0.396
Zone6	45x45	433.712	24.832	50.329	167.662	49.299	0.406
Zone5	50x50	535.447	30.656	62.135	206.990	60.863	0.502
Zone4	55x55	807.778	32.914	64.834	385.387	132.539	11.304
Zone3	60x60	961.332	39.170	77.159	458.647	157.734	13.453
Zone2	65x65	1635.299	38.441	70.638	618.850	277.128	11.934
Zone1	70x70	1658.150	6.297	78.455	1328.960	268.660	7.493

Tab5. 3: Tableau des efforts sous 0.8 G±E

2.4 Sections minimales exigée par le RPA99/version 2003 :

- Poteaux 70x70 : (entre sol, RDC)..... $A_s = 44.100cm^2$
- Poteaux 65x65 : (1^{ere}, 2^{eme} étage)..... $A_s = 38.025cm^2$
- Poteaux 60x60 : (3^{eme}, 4^{eme} étage)..... $A_s = 32.400cm^2$
- Poteaux 55x55 : (5^{eme}, 6^{eme} étage)..... $A_s = 72.225cm^2$
- Poteaux 50x50 : (7^{eme}, 8^{eme}, 9^{eme} étage)..... $A_s = 22.500cm^2$
- Poteaux 45x45 : (10^{eme}, 11^{eme} étage)..... $A_s = 18.225cm^2$
- Poteaux 40x40 : (12^{eme}, 13^{eme} étage)..... $A_s = 14.400cm^2$

2.5 Organigramme de calcul des éléments soumis à la flexion composée

La méthode de calcul est celle donnée par le BAEL91 dont l'organigramme est donné dans la figure suivante :

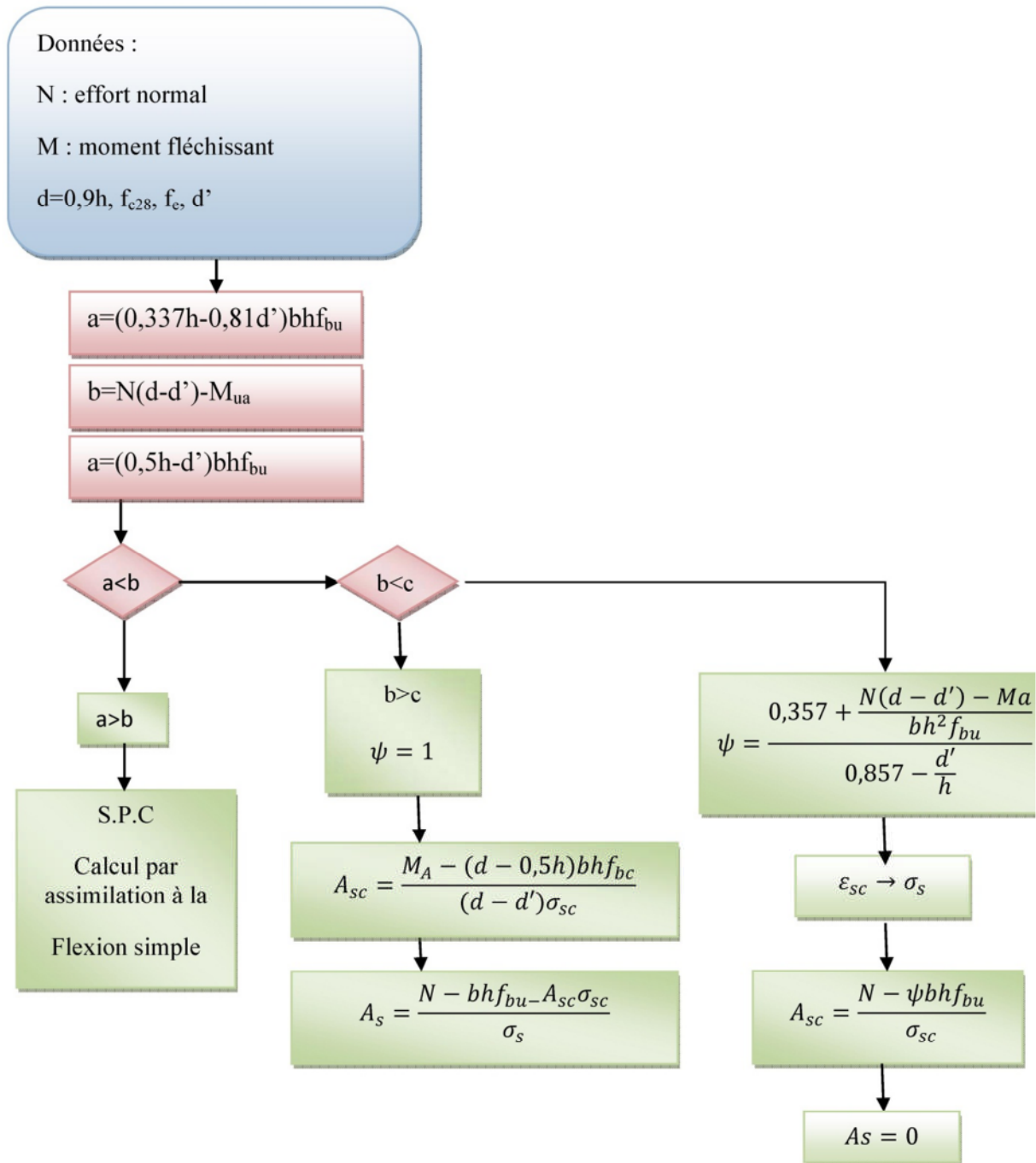


Fig5. 1:Organigramme de calcul du ferrailage des poteaux

2.6 Exemple de ferrailage :

Soit un poteau du RDC (dimensions : 70x70) :

$c = c' = 5 \text{ cm}$; Section = $70 \times 70 \text{ cm}^2$; acier Fe E400.

$N_{\max} = 2863.710 \text{ kN}$; $M_{\text{corr}} = 5.592 \text{ kN.m}$ (ELU: 1.35G+1.5Q)

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5.592}{2863.710} = 0.002m$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7l_0}{i} = 10.60 < 50 \dots \dots \dots l_f : \text{longueur de flambement}$$

On va introduire une excentricité additionnelle e_a

$$e_a \geq \max(2cm, \frac{l(cm)}{250}) = 0.02m$$

$$e = e_0 + e_a = 0.022m$$

On va majorer les sollicitations par le coefficient γ_n :

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0.002}{0.7} = 0.0028 < 1$$

$$\gamma_n = 1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

$$\gamma_n = 1.02$$

$$N^{corriger} = 2920.984kN;$$

$$M^{corriger} = 5.703kN.m$$

$$f_{bu} = 14.17MPa$$

$$a = (0.337h - 0.81d')bh f_{bu} = 1.356MN.m$$

$$b = N_u (d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \times e_{Ast} = 2920.984 \times 0.322 = 940.557kN.m$$

$$b = 2920.984(0.65 - 0.05) - 940.557 = 812.033kN.m = 0.812MN.m$$

$a > b$ Section partiellement comprimée (SPC)

$$\mu = 0.224 > 0.187 \rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\mu < \mu_{lim} = 0.39 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 0.322 \Rightarrow Z = 1$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = -36.20cm^2 < 0$$

2.6.1 Dispositions constructives exigées par le CBA 93 :

$$A_{s \min} = 0.2\%b \times h = 9.8cm^2$$

2.6.2 Dispositions constructives exigées par le RPA99/version2003:

$$A_{\min} = (0.9 \times b \times h) / 100 = 44.1 cm^2$$

- zone courante: $A_{\max} = (4 \times b \times h) / 100 = 196 cm^2$
- zone de recouvrement: $A_{\max} = (6 \times b \times h) / 100 = 294 cm^2$

Chapitre 5: Ferrailage des éléments résistants

On adopte: 16HA20 ; Soit: $A_s = 50.26\text{cm}^2$

2.7 Détermination des armatures longitudinales :

La quantité de ferrailage des poteaux est présentée dans les tableaux suivants :

Les sections d'aciers calculées (A_{cal}) sont égales à 0,2% de la section totale du béton (CBA93) car les sections réelles calculées sont inférieures à ces dernières et même négatives pour la plupart.

Niveaux	Sections [cm ²]	N_{max} [kN]	M_{corr} [kN.m]	A_{cal} [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]
12 ^{eme} , 13 ^{eme} étage	40x40	512.870	16.180	3.20	14.400
10 ^{eme} , 11 ^{eme} étage	45x45	740.620	12.093	4.05	18.225
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} étage	50x50	914.345	14.930	5.00	22.500
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	55x55	1381.467	14.874	6.05	27.225
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	60x60	1644.076	17.702	7.20	32.400
1 ^{ere} , 2 ^{eme} étage	65x65	2213.529	18.143	8.45	38.025
entre sol, RDC	70x70	2863.710	5.592	9.80	44.100

Tab5. 4:Tableau de ferrailage (N_{max}, M_{corr})

Niveaux	Sections [cm ²]	M_{max} [kN.m]	N_{corr} [kN]	A_{cal} [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]
12 ^{eme} , 13 ^{eme} étage	40x40	80.474	107.540	3.20	14.400
10 ^{eme} , 11 ^{eme} étage	45x45	53.821	275.423	4.05	18.225
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} étage	50x50	66.445	340.029	5.00	22.500
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	55x55	66.604	467.658	6.05	27.225
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	60x60	79.266	556.558	7.20	32.400
1 ^{ere} , 2 ^{eme} étage	65x65	74.078	694.603	8.45	38.025
entre sol, RDC	70x70	79.508	1408.380	9.80	44.100

Tab5. 5:Tableau de ferrailage (M_{max}, N_{corr})

Niveaux	Sections [cm ²]	N_{min} [kN]	M_{corr} [kN.m]	A_{cal} [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]
12 ^{eme} , 13 ^{eme} étage	40x40	3.590	0.396	3.20	14.400
10 ^{eme} , 11 ^{eme} étage	45x45	49.299	0.406	4.05	18.225
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} étage	50x50	60.863	0.502	5.00	22.500
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	55x55	132.539	11.304	6.05	27.225
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	60x60	157.734	13.453	7.20	32.400
1 ^{ere} , 2 ^{eme} étage	65x65	277.128	11.934	8.45	38.025
entre sol, RDC	70x70	268.660	7.493	9.80	44.100

Tab5. 6:Tableau de ferrailage (N_{min}, M_{corr})

Remarque :

- Les sections adoptées sont les sections minimales exigées par le RPA99/version 2003, parce qu'elles sont les plus grandes.
- On va adopter le même ferrailage pour les poteaux solidaires des voiles et les poteaux non adhérents aux voiles (isolés)

Chapitre 5: Ferrailage des éléments résistants

Niveaux	Sections [cm ²]	A _{RPA} [cm ²]	Choix des barres	A _{choisi} [cm ²]
12 ^{eme} , 13 ^{eme} étage	40x40	14.4	8HA16	16.08
10 ^{eme} , 11 ^{eme} étage	45x45	18.225	8HA16+4HA12	20.60
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} étage	50x50	22.5	12HA16	24.13
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	55x55	27.225	16HA16	32.17
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	60x60	32.4	8HA16+8HA18	36.44
1 ^{ere} , 2 ^{eme} étage	65x65	38.025	16HA18	40.72
entre sol, RDC	70x70	44.1	16HA20	50.26

Tab5. 7:Choix des barres

2.8 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule du RPA99/version2003 :

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

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_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

t : espacement des armatures transversales.

- La valeur maximale selon le RPA99/version2003 est fixée comme suit :
 - 1) En zone nodale (zone III)

$$t \leq 10\text{cm.}$$

On prend une valeur de $t = 10\text{cm}$.

- 2) En zone courante

$$t \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\Phi_1).$$

Φ_1 : diamètre minimal longitudinal.

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

- Espacement des cadres (BAEL 91) :
 - 1) $St = \text{min}(12 \Phi_1; a/2; 30 \text{ cm}) = 14, 4 \text{ cm}$. (en zone courante).

a : la plus petite dimension

Chapitre 5: Ferrailage des éléments résistants

2) $S_t = \min(8 \Phi_1 ; a/4 ; 15 \text{ cm}) = 9 \text{ cm}$ (en zone critique).

Donc on a : $S_t = \min(\text{RPA}, \text{BAEL})$

Donc on adopte : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone critique (nodale)} : S_t = 9 \text{ cm.} \\ \text{Zone courante} : S_t = 12 \text{ cm.} \end{array} \right.$

2.8.1 Détermination de ρ_a :

Calcul de l'élanement géométrique du poteau λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.7} = 3.06 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.7} = 3.06 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

2.8.2 Calcul de la section des armatures transversales

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux. (Pour être dans la sécurité)

$$V_{u \max} = 115.98 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } \rho_a = 3.75 : A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t = \frac{3.75 \times 0.11598}{0.7 \times 400} \times 0.1 = 1.55 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3 cadres de $\Phi 10$ $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$

Barres (transversale)	S_t (zone courante) [cm]	S_t (zone nodale) [cm]
3 $\Phi 10$	12	9

Tab5. 8: Ferrailage transversal des poteaux

2.9 Vérification des poteaux à l'effort tranchant :

$$V_{u \max} = 115.98 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.263 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = \rho_a \times f_{c28} \dots \dots \dots (\text{RPA})$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \min(\tau_{bu}; \tau_{\text{lim}})$$

La Condition donc est vérifiée

1.1.1. Vérification de la section minimale des cadres :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \% = \begin{cases} 0.3\% & \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les deux valeurs} & 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Dans notre cas $\lambda_g = 3.75 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} = 0.56\% \geq 0.3\%$vérifiée

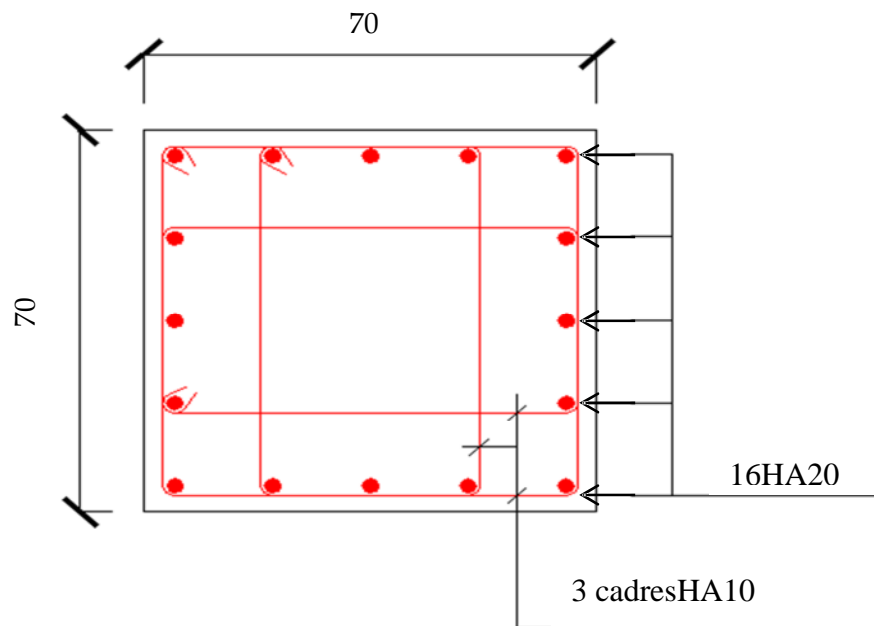


Fig5. 2:Schéma de ferrailage du poteau « zone1 »

Chapitre 5: Ferrailage des éléments résistants

3 Ferrailage des poutres

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Le ferrailage est obtenu à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, suivant les deux sens et pour les deux situations possibles (durable et accidentelle).

3.1 Combinaisons d'actions :

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 :
E.L.U. : $1,35 G + 1,5 Q$ en travée.
- Selon le RPA 99/version 2003 :
G+Q ±Esur appuis.
0,8G ±Esur appuis.

3.2 Recommandations du RPA 99/version 2003(article7.5.2.1) :

- 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 recouvrement.
 - Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
 - La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ en zone III.
 - Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .
- Dans notre cas, nous allons ferriller les poutres les plus sollicitées. Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable transitoire, et en appui pour une situation accidentelle.

3.3 Présentation des efforts internes :

Section [cm ²]				Combinaisons
poutres Principales	50x30	$M_{travée}$ [kN.m]	113,88	ELU
		M_{app} [kN.m]	128,75	G+Q±EY
poutres secondaires	50x30	$M_{travée}$ [kN.m]	56,33	ELU
		M_{app} [kN.m]	27,81	G+Q±EX

Tab5. 9:Efforts internes dans les différentes poutres

3.4 Exemple de ferrailage :

3.4.1 Ferrailage longitudinale d'une poutre dans le sens principal :

3.4.1.1 Ferrailage en travée :(situation durable transitoire) :

B = 50x30 cm² (poutre porteuse) ; Fe = 400 MPA.

$$M_u = 113,88 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = 83 \text{ kN.m}$$

D'après le B.A.E.L 91 :

$$d = 0.9 \times 0.5 = 0.45 \text{ m}$$

$$\mu = M_u / (bd^2 f_{bu}) = 0.132$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 = 0.177$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.418 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{0.113}{0.418 \times 348} = 7.82 \text{ cm}^2$$

3.4.1.2 Ferrailage sur appui :(situation accidentelle) :

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa.}$$

$$M_{max} = 128,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = 83 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\mu = 0.128 / (0.3 \times 0.45^2 \times 18.84) = 0.114$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 = 0.151$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.422 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{0.128}{0.422 \times 400} = 8.71 \text{ cm}^2$$

3.5 Vérifications nécessaires pour les poutres :

3.5.1 Condition de non fragilité

$$A_{smin} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{smin} \geq \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.45 \times 2.1}{400}$$

$$A_{smin} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

3.5.2 Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section : $A_{s\min} \geq 0.5\%bh$

$$A_{s\min} \geq 0.5\% \times 30 \times 50 = 7.5\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Alors la section d'aciers à retenir est :

$$A_s = 8.71\text{cm}^2$$

Choix des barres : 6 HA14 (9.24cm^2)

3.6 Armatures transversales:

$$V_{u\max} = 144.77\text{kN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{0.144}{0.3 \times 0.45} = 1.06\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.75 \dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_{u\max} < \bar{\tau} \dots\dots (\text{vérifiée}).$$

- l'espacement des cours d'armatures transversaux (RPA99/version2003)

En zone nodale :

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi_t) = 10\text{cm}$$

En zone courante:

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

- D'après le RPA99/version 2003 la section minimale des armatures transversales

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \quad ; d=45\text{cm}$$

Donc: $S_t \leq 40\text{cm} \dots\dots (\text{vérifiée})$

- D'après les BAEL.91 (article A.5.1, 22):

$$S_t \leq A_t f_e / 0.4b$$

$$A_t \geq 0.4b S_t / f_e$$

$$A_t = \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.6\text{cm}^2$$

Soit 1 cadre HA8 + un étrier HA8 = 2,01 cm².

Chapitre 5: Ferrailage des éléments résistants

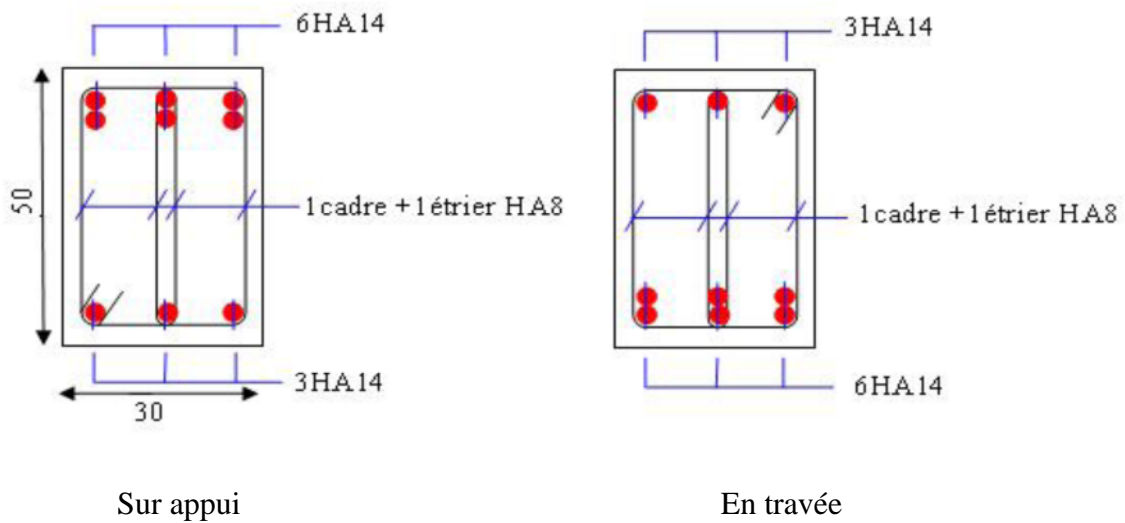


Fig5. 3: Schéma de ferrailage des sections des poutres

3.7 Résultats de ferrailage :

Pour Le ferrailage on prend les poutres les plus sollicitées selon les deux sens porteur et non porteur.

Les résultats sont représentés sur les tableaux suivants :

Section [cm ²]	Position	M [kN.m]	μ	A _{cal} [m ²]	A _{RPA} [cm ²]	A _s [cm ²] adopter	Choix des barres
poutres Principales	Travée	113.88	0.13229131	0.00078296	7.5	9.2362824	6HA14
poutres secondaires	Travée	56.33	0.06543704	0.00037231	7.5	9.2362824	6HA14

Tab5. 10: Résultats du ferrailage longitudinal des poutres principales

Section [cm ²]	Position	M [kN.m]	μ	A _{cal} [m ²]	A _{RPA} [cm ²]	A _s [cm ²] adopter	Choix des barres
poutres Principales	Appui	128.75	0.11249159	0.00076079	7.5	9.2362824	6HA14
poutres secondaires	Appui	27.81	0.02429818	0.00015642	7.5	9.2362824	6HA14

Tab5. 11: Résultats du ferrailage longitudinal des poutres secondaires

Les résultats de la vérification de la contrainte tangentielle sont représentés sur le tableau suivant :

	Poutres Principales	poutres secondaires
V [kN]	144.77	112.83
τ [MPa]	1.06	0.83
$\bar{\tau}$ [MPa]	3.75	3.75
$\tau < \bar{\tau}$	Oui	Oui

Tab5. 12: Vérification de la contrainte tangentielle

Chapitre 5: Ferrailage des éléments résistants

3.8 Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

3.8.1 Appui de rive :

3.8.1.1 Vérification de la section d'armatures longitudinale inférieure :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e}$$

$$9.24 \times 10^{-4} \geq \frac{0.144 \times 1.15}{400} = 4.14 \times 10^{-4} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

3.8.1.2 Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u \leq 0.267 a b f_{c28}$$

$$a = L_a - 2 \text{ cm}$$

L_a : longueur d'ancrage.

On choisit un crochet droit.

$$L_a = L_s - 24.69 \phi$$

L_s : longueur de scellement droit.

ϕ : Armatures longitudinales.

$$L_s = 35 \times \phi (\text{feE400}, \gamma_s = 1,5)$$

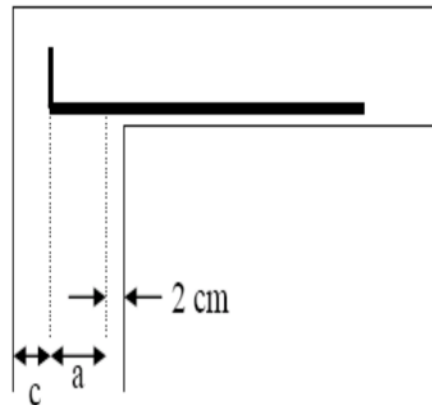
$$L_a = (35 - 24.69) \times 1.4 = 14.43 \text{ cm}$$

$$L_{a \text{ min}} = r + 0.5 \phi$$

$$r = 5.5 \times \phi \Rightarrow L_{a \text{ min}} = 6 \times \phi$$

$$L_{a \text{ min}} = 6 \times 1.4 = 8.4 \text{ cm}$$

$$a = 14.43 - 2 = 12.43 \text{ cm}$$



a : doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{3.75 V_u}{b f_e} \leq a \leq 0.9 d$$

$$0.45 \text{ cm} \leq 12.43 \text{ cm} \leq 40.5 \text{ cm} - \text{la condition est vérifiée}$$

Donc :

$$V_u = 0.144 \leq 0.267 \times 0.1243 \times 0.3 \times 25 = 0.284 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

3.8.2 Appui intermédiaire:

Puisque on a :

$$V_u + (M_u / 0.9d) = -0.345 < 0 \quad (V_u < 0 ; M_u < 0 \text{ (pris avec son signe)})$$

la section A_{si} (inferieur n'est pas nécessaire)

4 Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales, donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- ❖ Armatures verticales.
- ❖ Armatures horizontales.
- ❖ Armatures transversales.

4.1 Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

4.2 Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$

4.3 Prescriptions imposées par le RPA99/version2003

4.3.1 Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA 99 /2003 et décrites ci-dessous :

- 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 horizontal 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.
- A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

Chapitre 5: Ferrailage des éléments résistants

- 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).

4.3.2 *Aciers horizontaux :*

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-dessous :

- les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

4.3.3 *Prescriptions Communes (selon le RPA) :*

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S < \min (1,5e ; 30\text{cm}) \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

- 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'extérieure.
- 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 : Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en 7 zones :

- Zone 01: entre sol → RDC.
- Zone 02 : 1ere étage → 2eme étage.
- Zone 03 : 3eme étage → 4eme étage.
- Zone 04 : 5eme étage → 6eme étage.

- Zone 05 : 7eme étage → 9eme étage.
- Zone 06 : 10eme étage → 11eme étage.
- Zone 07 : 12eme étage → 13eme étage.

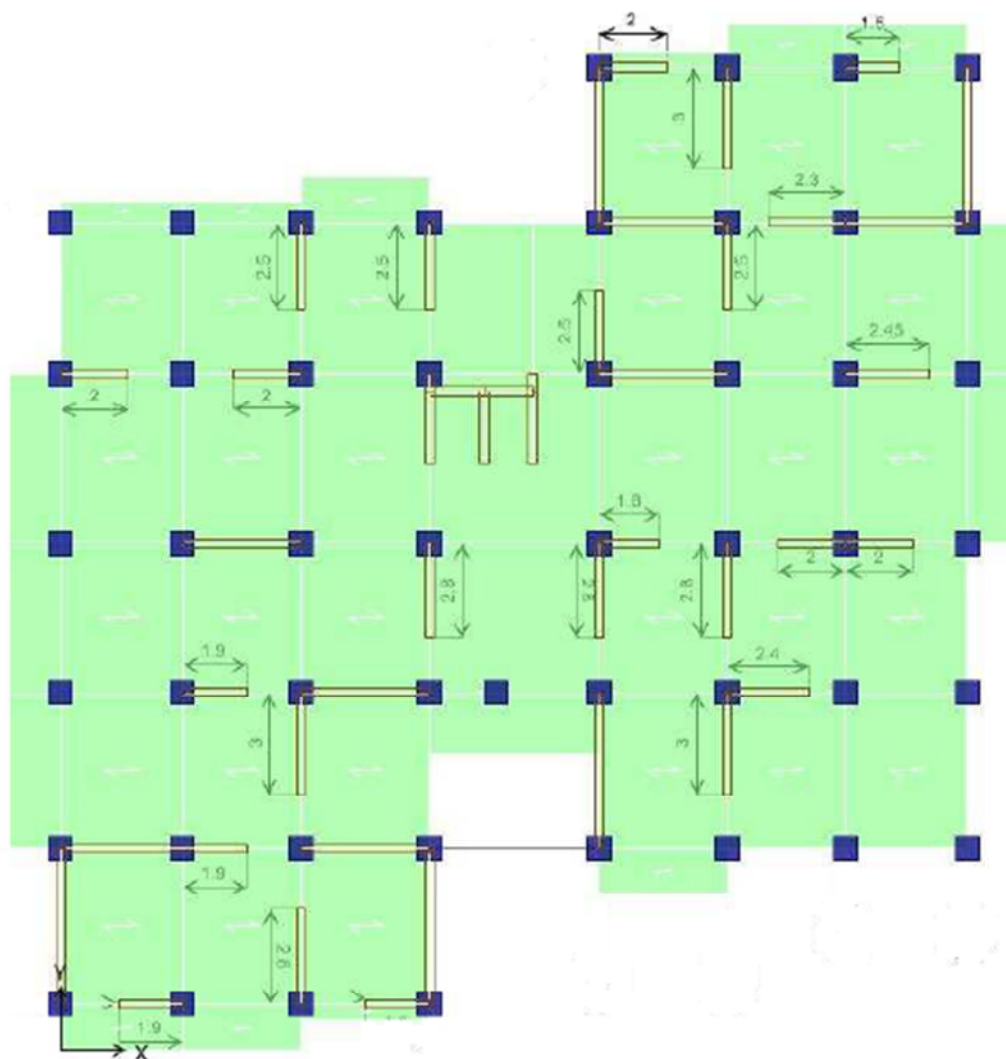


Fig5. 4:Désignations des voiles

4.4 Calcul du ferrailage vertical

Nous devons faire le ferrailage des voiles de la première zone parce que c'est la zone la plus sollicitée.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2L/3) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur libre de niveau.

Chapitre 5: Ferrailage des éléments résistants

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

4.5 Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé du voile V10 (L=3.80m) de Zone 1 :

$$M = 2439.522kN.m \quad ; \quad N = 998.081kN$$

$$I = \frac{0.25 \times 3.80^3}{12} = 1.143m^4$$

$$\Omega = 0.95m^2$$

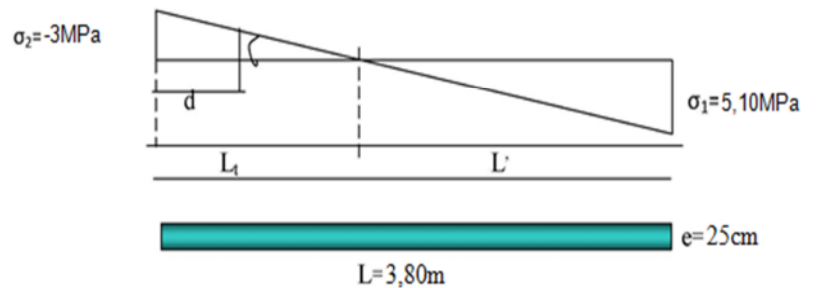
$$v_1 = v_2 = \frac{h}{2} = \frac{3.80}{2} = 1.90m$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{Mv}{I} = \begin{cases} \sigma_1 = 5.10MPa \\ \sigma_2 = -3MPa \end{cases}$$

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 3.8 \left(\frac{3}{5.1 + 3} \right) = 1.4m$$

$$L' = L - L_t = 3.8 - 1.4 = 2.4m$$

$$d \leq \min \left(\frac{3.6}{2}; \frac{2}{3} \times 2.4 \right) = 1.6m$$



$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma_2' = 0 \Rightarrow (d = L_t)$

$$I' = \left(\frac{0.25 \times 1.4^3}{12} \right) = 0.057m^4$$

$$v' = \frac{1.4}{2} = 0.7m$$

$$\Omega' = 0.25 \times 1.4 = 0.35m^2$$

Donc:

$$N_1 = \left(\frac{\Omega'}{2} \right) \times (\sigma_2 + \sigma_2') = -525kN$$

$$M_1 = \left(\frac{I'}{2v'} \right) \times (\sigma_2' - \sigma_2) = 122kN.m$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0.232 < \frac{d}{6} \text{ et } N \text{ est un effort de traction } \Rightarrow \text{S.E.T}$$

Soit : $d_1 = 5cm$ $d_2 = 5cm$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - d_1 = 0.418m$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - d_2 = 0.882m$$

$$A_s' = \frac{N_1 \times e_2}{(e_1 + e_2)fe} = 8.90cm^2$$

$$A_s'' = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2)fe} = 4.22cm^2$$

$$A_s = A_s' + A_s'' = \frac{N_1}{fe} = 13.12cm^2$$

4.5.1 Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times L$$

b : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

$$A_{\min} = 0.15\% \times 0.25 \times 3.80 = 14.25cm^2$$

$$A_{\min/ml/face} = 14.25 / (2 \times 3.80) = 1.87 \text{ cm}^2/ml/face.$$

4.5.2 Armatures minimales de RPA 99/2003:

D'après le RPA 99/2003 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% \text{ b } L_t$$

L_t : longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.25 \times 1.4 = 7cm^2$$

$$A_{RPA/ml/face} = 7 / (2 \times 1.4) = 2.4 \text{ cm}^2/ml/face.$$

Donc : $A_{SV} = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 2.4 \text{ cm}^2/ml/face.$

4.5.3 Espacement:

En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

En zone d'about : $S_{ta} = S_t / 2 = 10 \text{ cm}$.

4.5.4 Choix des barres :

Zone d'about : 8HA 12, S = 10 cm.

Zone courante : 12HA 12, S = 20 cm.

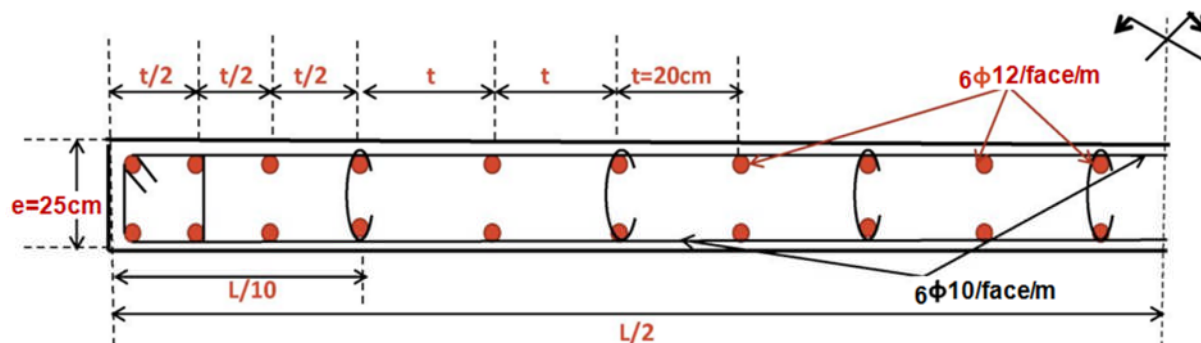


Fig5. 5:Schéma de ferrailage pour le voile V10.

4.6 Les résultats du ferrailage vertical des voiles

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Voile	e [m]	L [m]	N [kN]	M [kN.m]	L t [m]	A _{s,cal} [cm ²]	A _{s,min} [cm ²]	A _{s,adoptée}	
								Zone nodale	Zone courant
v1	0.25	1.6	358.75	9.09	0.72	8	6	4HA12	6HA10
v2	0.25	1.8	636.34	234.78	0.16	9	6.75	4HA12	8HA10
v3	0.25	1.9	2884.99	608.43	0.31	9.5	7.12	4HA12	8HA10
v4	0.25	2	2650.6	575.56	0.34	10	7.5	4HA12	8HA10
v5	0.25	2.4	547.57	1186.73	0.97	12.31	9	6HA12	8HA12
v6	0.25	2.5	1673.06	1162.17	0.5	12.5	9.37	6HA12	8HA12
v7	0.25	2.8	723.56	417.52	0.26	14	10.5	6HA12	8HA14
v8	0.25	3	349.74	844.83	1.18	15	11.25	6HA12	8HA14
v9	0.25	3.5	2527.94	440.5	1.22	17.5	13.12	8HA12	12HA12
v10	0.25	3.8	998.08	2439.52	1.4	19	14.25	8HA12	12HA12
v11	0.25	4.6	3858.85	2812.08	0.11	23	17.25	6HA16	10HA14
v12	0.25	5.5	1258.68	7870.85	2.34	38.65	20.62	8HA16	12HA14
v13	0.25	5.9	1415.30	8450.20	2.46	29.5	22.12	10HA16	14HA14

Tab5. 13:Ferrailage vertical des voiles

4.7 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction.

D'après (R.P.A 99, article 7-7-2) :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5MPa \quad ; \text{ Avec :}$$

$\bar{V} = 1,4 V_{\text{calcul}} \Rightarrow T$: effort tranchant du au séisme.

e : épaisseur du voile. ; d : 0,9.h – (hauteur utile).

Chapitre 5: Ferrailage des éléments résistants

h : hauteur totale de la section brute. ; $\bar{\tau}_b$: Contrainte admissible du béton.

Les résultats de la vérification sont dans le tableau suivant :

voile	\bar{V} [kN]	τ_b [MPa]	$\bar{\tau}_b$ [MPa]
V1	143.5866	0.28820249	5
V2	226.547	0.45471799	5
V3	264.8838	0.53166641	5
V4	289.0267	0.58012528	5
V5	429.0099	0.86109514	5
V6	396.2105	0.79526122	5
V7	401.496	0.80587011	5
V8	464.2039	0.93173543	5
V9	469.9941	0.94335733	5
V10	1258.851	2.52672602	5
V11	1606.663	3.2248433	5
V12	1703.801	3.41981563	5
V13	1977.374	3.96892272	5

Tab5. 14:Vérification au cisaillement

Donc les armatures horizontales ne sont pas nécessaires, nous prenons le minimum donnée par le RPA : $A_{\min} \text{ (RPA)} = 0,15\% \times b \times h$

voile	Epaisseur [cm]	A_{\min} [cm ²]	ferrailage	Espacement [cm]
V1	25	11.475	6HA10	20
V2	25	11.475	6HA10	20
V3	25	11.475	6HA10	20
V4	25	11.475	6HA10	20
V5	25	11.475	6HA10	20
V6	25	11.475	6HA10	20
V7	25	11.475	6HA10	20
V8	25	11.475	6HA10	20
V9	25	11.475	6HA10	20
V10	25	11.475	6HA10	20
V11	25	11.475	6HA10	20
V12	25	11.475	6HA10	20
V13	25	11.475	6HA10	20

Tab5. 15:Ferrailage horizontal des voile

ETUDE DES FONDATIONS

Chapitre 6 : Etude des fondations

1 Introduction

Construites en général entièrement sous la surface du sol, les fondations forment la partie la plus basse d'un bâtiment. Leur principale fonction est de porter et d'ancrer la superstructure du bâtiment et de transmettre en toute sécurité ses charges à la terre.

Elles doivent à la fois correspondre à la forme de la superstructure et s'adapter aux caractéristiques variées du sol.

Les principales charges sur les fondations sont les charges permanentes et les surcharges variables qui agissent à la verticale sur la superstructure. De plus, les fondations doivent ancrer la superstructure pour qu'elle résiste au glissement, au renversement et au soulèvement dus aux mouvements soudains du sol résultant d'un tremblement de terre.

2 Etude des fondations

2.1 Combinaisons des charges

Selon le RPA99/version2003 le dimensionnement et le ferrailage des différents types de fondations se font sous les combinaisons suivantes :

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

2.2 Choix de type de fondations

Le sol d'assise a une bonne capacité portance sous l'entre-sol avec une contrainte admissible $\bar{\sigma}_{sol} = 2.5$ bars. On va donc opter pour des fondations superficielles. Sachant que notre ouvrage a une structure mixte qui contient des voiles, on aura les possibilités suivantes :

- Semelles filantes
- Radier général

Pour choisir le type de fondation approprié, on doit calculer la surface totale nécessaire pour la semelle.

Les efforts globaux obtenus par le logiciel SAP2000 à la base de l'ouvrage sont donnés dans le tableau suivant :

Combinaison	Effort normal[kN]	Moment M_x [kN.m]	Moment M_y [kN.m]
G+Q+E	128083.928	137473.441	124274.288
0.8G±E	102467.141	176071.325	243873.805

Tab6. 1: Effort exercés à la base de la tour

Chapitre 6 : Etude des fondations

La surface totale nécessaire pour la semelle est :

$$S_{\text{necessaire}} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{128083.928 \times 10^{-3}}{0.25} = 512.336 \text{ m}^2$$

N : l'effort normal total à la base du bâtiment.

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol. (Pour notre sol $\bar{\sigma}_{\text{sol}}=2.5$ bars).

$$S_{\text{base de la tour}} = S_{\text{bat}} = 628.820 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{necessaire}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{512.336}{628.820} = 0.8 \geq 0.5$$

Puisque le rapport est supérieur à 0.5, on peut dire que la solution du radier est la plus indiquée.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure
- La réduction des tassements différentiels
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol

3 Caractéristiques géométriques du radier

La surface de notre radier englobe la surface totale du bâtiment, plus un débord de 1.5m pour éviter tout risque de tassement différentiel.

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + 1 \times L_{\text{périphérique}}$$

$L_{\text{périphérique}}$: la longueur du périmètre du bâtiment.

$$L_{\text{périphérique}} = 199.28 \text{ m} \Rightarrow S_{\text{radier}} = 828.1 \text{ m}^2$$

Les coordonnées du centre de masse du radier sont:

$$\begin{cases} X_{\text{rad}} = 13.8 \text{ m} \\ Y_{\text{rad}} = 14 \text{ m} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} X_{\text{bat}} = 13.86 \text{ m} \\ Y_{\text{bat}} = 15.54 \text{ m} \end{cases} \quad \Rightarrow \begin{cases} e_x = 0.06 \text{ m} \\ e_y = 1.54 \text{ m} \end{cases}$$

Les moments d'inertie du radier sont :

$$\begin{cases} I_{xx} = 44200.4470 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 75905.4621 \text{ m}^4 \end{cases}$$

4 Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur du radier se détermine en vérifiant les conditions suivantes :

Chapitre 6 : Etude des fondations

4.1 Condition forfaitaire :

Comme première approximation la hauteur du radier est donnée par la formule empirique :

$$h \geq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : distance maximale entre deux voiles

$$L_{max} = 5m \Rightarrow h \geq 0.5m$$

4.2 Condition de non cisaillement :

La contrainte de cisaillement pour une bande de largeur $b=1m$ et une épaisseur d doit vérifier :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \tau_{b,adm} = 0.05f_{c28} = 1.25MPa$$

$$T_{max} = \frac{N \times L_{max}}{2S_{radier}} \Rightarrow T_{max} = \frac{128083.928 \times 5}{2 \times 828.1} = 386.680 \text{ kN}$$

$$d \geq \frac{T_{max}}{b \times \tau_{b,adm}} = 0.31m \Rightarrow h \geq \frac{d}{0.9} = 0.34m$$

4.3 Condition sur la rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e ; L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

L_e : longueur élastique [m].

K : module de réaction du sol, on le prend égale à 60MN/m.

E : module d'élasticité du béton : $E=33000MPa$.

b : largeur de la semelle.

$$I : \text{inertie de la semelle} : I = \frac{bh^3}{12}$$

L : distance maximale entre deux poteaux=5m.

$$\text{Donc} : h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4} \rightarrow h \geq 0.83m.$$

Donc la disposition des nervures est une solution obligatoire pour rendre le radier rigide.

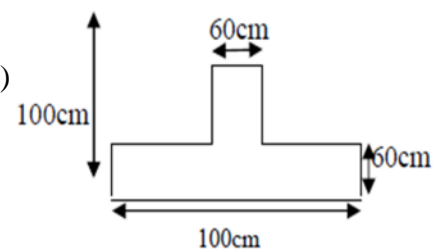
4.4 Condition sur la déformation :

$$\text{La condition sur la déformation est } h \geq \frac{L_{max}}{10} = 0.5m.$$

4.5 Choix de l'épaisseur du radier :

Nous prenons $h = 60 \text{ cm}$ (comme épaisseur pour le reste du radier) avec un enrobage $d'=5 \text{ cm}$.

h_p : hauteur de la nervure ; $h_p = 100 \text{ cm}$.



$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = 50\text{cm}, \text{ on va considérer : } b_p = 60\text{cm}$$

4.6 Vérification au poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :

$$P_u \leq 0.045 \times \mu_c \times f_{c28} \times h_r. \text{ (Art A.5.2.4) CBA93}$$

Avec ;

P_u : Charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

h_r : Epaisseur du radier.

Le poteau le plus sollicité, est le poteau de dimensions (70×70) : $P_u=2.47\text{MN}$

$$\mu_c = 4 \times 0.6 + 0.7 \times 4 = 5.2\text{m} \rightarrow 0.045 \times 5.2 \times 25 \times 1 = 5.85\text{MN} \geq P_u \quad (\text{condition vérifiée})$$

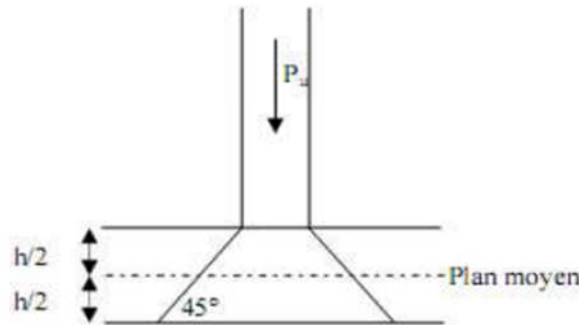


Fig6. 1:Schéma de transmission des charges

Le voile le plus sollicité est le voile (V13): $P_u = 9.07\text{MN}$

$$\mu_c = (2 \times 0.6 + 5.9 + 0.25) \times 2 = 14.7\text{m} \rightarrow 0.045 \times 14.7 \times 25 \times 1 = 16.52\text{MN} \geq P_u$$

Avec ces deux vérifications on voit bien qu'il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

5 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques), il y a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G+E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \left(\frac{M}{I} \right) \cdot y \leq 1.5 \overline{\sigma_s} = 0.375\text{MPa}$$

Les efforts transmis au sol sont :

$$\begin{cases} G_{bat} = 127.35\text{MN} \\ Q_{bat} = 15.15\text{MN} \\ G_{rad} = 12.42\text{MN} \end{cases}$$

5.1 Calcul des contraintes sous (G+Q+E) :

L'effort total est donné par $N = G_{rad} + Q_{bat} + G_{bat} = 154.92\text{MN}$

$$\begin{cases} Xg_{rad} = 13.8\text{m} \\ Yg_{rad} = 14\text{m} \end{cases}$$

Sens x-x :

$$\begin{cases} N = 154.92\text{MN} \\ M = 137.47\text{MN} \\ Xg_{rad} = 13.8\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \left(\frac{M}{I}\right).y = \frac{154.92}{828.1} + \left(\frac{137.47}{44200.44}\right)13.8 = 0.23\text{MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} + \left(\frac{M}{I}\right).y = \frac{154.92}{828.1} - \left(\frac{137.47}{44200.44}\right)13.8 = 0.15\text{MPa} \end{cases}$$

Sens y-y :

$$\begin{cases} N = 154.92\text{MN} \\ M = 124.27\text{MN} \\ Yg_{rad} = 14\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \left(\frac{M}{I}\right).y = \frac{154.92}{828.1} + \left(\frac{124.27}{75905.46}\right)14 = 0.21\text{MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} + \left(\frac{M}{I}\right).y = \frac{154.92}{828.1} - \left(\frac{124.27}{75905.46}\right)14 = 0.16\text{MPa} \end{cases}$$

On voit bien que la contrainte admissible n'est pas dépassée.

5.2 Calcul des contraintes sous (0,8G+E) :

L'effort total est donné par $N = 0.8 (G_{rad} + G_{bat}) = 111.81\text{MN}$

Sens x-x :

$$\begin{cases} N = 111.81\text{MN} \\ M = 176.07\text{MN} \\ Xg_{rad} = 13.8\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \left(\frac{M}{I}\right).y = \frac{111.81}{828.1} + \left(\frac{176.07}{44200.44}\right)13.8 = 0.19MPa \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} + \left(\frac{M}{I}\right).y = \frac{111.81}{828.1} - \left(\frac{176.07}{44200.44}\right)13.8 = 0.09MPa \end{cases}$$

$$\text{Sens y-y : } \begin{cases} N = 111.81MN \\ M = 243.87MN \\ Yg_{rad} = 14m \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \left(\frac{M}{I}\right).y = \frac{111.81}{828.1} + \left(\frac{243.87}{75905.46}\right)14 = 0.18MPa \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} + \left(\frac{M}{I}\right).y = \frac{111.81}{828.1} - \left(\frac{243.87}{75905.46}\right)14 = 0.09MPa \end{cases}$$

On voit bien que la contrainte admissible n'est pas dépassée.

6 Vérification aux sous-pressions :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique.

On doit vérifier : $N > F_s \cdot \gamma_w \cdot Z \cdot S_{radier}$

Avec : N : Poids total du bâtiment à la base du radier = $W_{bat} + W_{rad} = 151087.46kN$

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($F_s = 1.5$)

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure

$$F_s \cdot \gamma_w \cdot Z \cdot S_r = 58753.70kN < N = 151087.46kN$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de soulèvement.

7 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91 (méthode de Pigeaud).

La charge maximale due à la réaction du sol est celle résultant de la combinaison G+Q+E : $q_u = 0.23MPa$

Les moments de flexion isostatiques maximums en travée sont donnés par les relations suivantes :

Chapitre 6 : Etude des fondations

- Selon la petite portée : $M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$.
- Selon la grande portée : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

l_x, l_y : Portées entre nus d'appuis de la dalle avec : $l_x \leq l_y$.

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients

Forfaitaires

- ✓ Sur appui : $M_{ax} = M_{yx} = 0.5 M_{0x}$
- ✓ En travée : $M_{tx} = 0.75 M_{0x}$ et $M_{ty} = 0.75 M_{0y}$

Les efforts tranchants maximaux qui se situent au milieu des bords de la dalle sont donnés par :

- Au milieu du bord l_x : $T_{\max} = \frac{ql_x}{3}$
- Au milieu du bord l_y : $T_{\max} = \frac{ql_x l_y}{2l_y + l_x}$

Le panneau le plus chargé (panneau intermédiaire) a comme dimensions ($L_x=5\text{m}$, $L_y=5\text{m}$) qui donne $\rho=1 \rightarrow$ C'est une dalle qui porte dans 2 sens

L_x [m]	L_y [m]	ρ	μ_x	μ_y	q_u [kN]	M_{0x} [kN.m]	M_{0y} [kN.m]	T_x [kN]	T_y [kN]
5	5	1	0.0368	1	232.63	214.019	214.019	387.716	387.716

Tab6. 2: Résultats du calcul par la méthode de Pigeaud

	Moment en travée[kN.m]	Moment en appui[kN.m]
Sens x-x	$0.75 \times 214.019 = 160.514$	$0.5 \times 214.019 = 107.009$
Sens y-y	$0.75 \times 214.019 = 160.514$	$0.5 \times 214.019 = 107.009$

Tab6. 3: Valeurs des moments pour le panneau le plus sollicité

Nous avons utilisé la méthode forfaitaire présentée dans le BAEL. Dans cette méthode les moments de flexion sont obtenus en vérifiant les inégalités suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_0$$

M_t : moment maximum en travée égale à $0,75M_0$

M_e, M_w : moments respectivement sur l'appui gauche et l'appui droit égaux $0,5 M_0$

M_0 : moment maximum calculé en supposant la dalle simplement appuyée sur son contour.

- Suivent sens x-x : $160.514 + \frac{107.009 + 107.009}{2} \geq 1.25 \times 214.019 \Rightarrow 267.530 \geq 267.523$
- Suivent sens y-y : $160.514 + \frac{107.009 + 107.009}{2} \geq 1.25 \times 214.019 \Rightarrow 267.530 \geq 267.523$

Chapitre 6 : Etude des fondations

Le ferrailage est calculé pour une bande de 1m de largeur, la hauteur étant l'épaisseur du radier. Les résultats du ferrailage calculé à l'aide de logiciel **EXPERT BA 2010** sont donnés au tableau suivant :

	$A_{s,min}$ [cm ²]	A_s en travée [cm ² /ml]		A_s en appui [cm ² /ml]	
Sens x-x	9.3	13.4	10HA14	10.2	8HA14
Sens y-y	9.3	13.4	10HA14	10.2	8HA14

Tab6. 4:Ferrailage du radier

7.1 La condition de non fragilité :

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = 0.0013 > \rho_{min}=0.0008 \text{ (vérifiée).}$$

7.2 Vérification de la condition du cisaillement du béton:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{bd} = 0.48\text{MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.05f_{c28}=1.25\text{MPa} \Rightarrow \text{condition de cisaillement vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures pour reprendre l'effort tranchant.

8 Ferrailage des nervures :

8.1 Armatures longitudinales :

Nous avons utilisé la méthode forfaitaire présentée dans le BAEL.

La poutre la plus chargée est la poutre intermédiaire comportant 7 travées de portées différentes. La charge répartie uniforme équivalente à la charge triangulaire appliquée est donnée par ($\alpha = 0$ car $q=0$, il n'y a pas de charge d'exploitation appliquée directement sur le radier) :

$$q_u = q \frac{l_x}{3} = 0.23 \times (5/3) = 0.38\text{MN/m} \quad (\text{charge répartie pour moment})$$



Fig6. 2:Schéma de la poutre (nervure) continue la plus chargée

Travée	1_2	2_3	3_4	4_5	5_6	6_7	7_8
Moments[MN.m]	0.37	0.31	0.34	0.59	0.38	0.31	0.37

Tab6. 5:Valeurs des moments en travée de la nervure la plus chargée

Appui	1	2	3	4	5	6	7	8
Moments[MN.m]	0	0.31	0.27	0.47	0.47	0.30	0.31	0

Tab6. 6:Valeurs des moments sur appuis

La section de la nervure sur appui est rectangulaire de dimensions (60x100) cm², et la section en travée est en T (les dimensions sont montrées à la figure).L'enrobage est $d'=5\text{cm}$.

Chapitre 6 : Etude des fondations

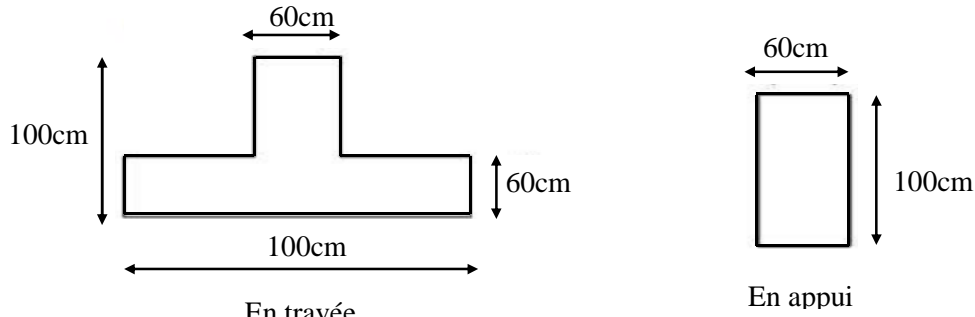


Fig6. 3: Sections à considérer en appui et en travée

On va considérer les moments max sur appui et en travée pour le ferrailage du reste des nervures, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Section	M [MN.m]	A _s [cm ²]	A _{s,min} [cm ²] (C.N.F)	A _s adoptée[cm ²]
En appui	0.47	14.7	7.28	6HA20
En travée	0.59	18.3	12.12	2HA25+4HA20

Tab 7- 1: Résultats du ferrailage en appui et en travée de la nervure.

Avec : $A_{s,min} = 0.23bd f_{t28}/f_c$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente dans le béton doit être vérifiée : $\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b$

Pour une fissuration préjudiciable, la contrainte tangente admissible est donné par :

$$\bar{\tau}_b = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right] = 2.5MPa$$

$$q_u^v = q \frac{l_x}{4} = 0.23 \times \frac{5}{4} = 0.28 \text{ MN/m (charge répartie pour effort tranchant)}$$

$$T_{u,max} = 1.1T_0 = 1.1 q_u^v \frac{l}{2} = 0.77 \text{ MN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{bd} = 1.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle n'est pas dépassée.

Donc, on opte pour des armatures transversales droites de 90°.

8.2 Armatures transversales :

La section maximale des armatures transversale est donnée par :

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t \right) = \left(\frac{100}{35}; \frac{60}{10}; 2 \right) = 2cm$$

On prend $\phi_t = 8mm$

Chapitre 6 : Etude des fondations

❖ Espacement :

D'après le RPA99/2003 les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de

$$: S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{100}{4}; 12 \times 2\right) = 24\text{cm}$$

D'après le BAEL l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min(15\phi_l; 40; a + 10) = \min(15 \times 2; 40; 70 + 10) = 30\text{cm}$$

ϕ_l : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale.

a : le plus petit côté des dimensions transversales du poteau.

On prend: $S = 15\text{cm}$.

Donc nous utiliserons des doubles cadres HA8 avec un espacement 15 cm.

9 Etude du débord du radier :

Le débord fonctionne comme une console soumise à une charge uniformément répartie, il a comme dimensions : Une portée = 1m, hauteur = 0,6 m, une bande de largeur 1m.

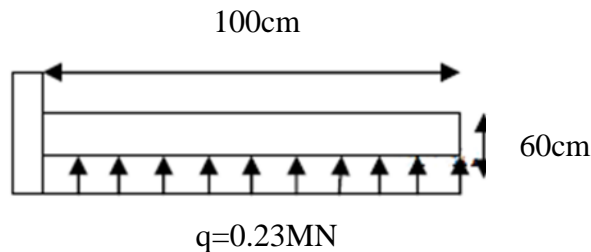


Fig6. 4:Modélisation du débord du radier

Moment fléchissant[kN.m]	Effort tranchant[kN]	A_s [cm ²]	$A_{s,\min}$ [cm ²]	$A_{s,\text{adoptée}}$ [cm ²]
115	230	5.5	7.02	5HA14

Tab6. 7:Valeurs du ferrailage du débord du radier.

On va vérifier la valeur de la contrainte tangentielle, cette dernière ne doit pas dépasser la valeur admissible $0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$. [BAEL 91].

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = 0.42 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$$

On constate que cette valeur est inférieure à la valeur admissible.

Donc le ferrailage final de radier est comme suit :

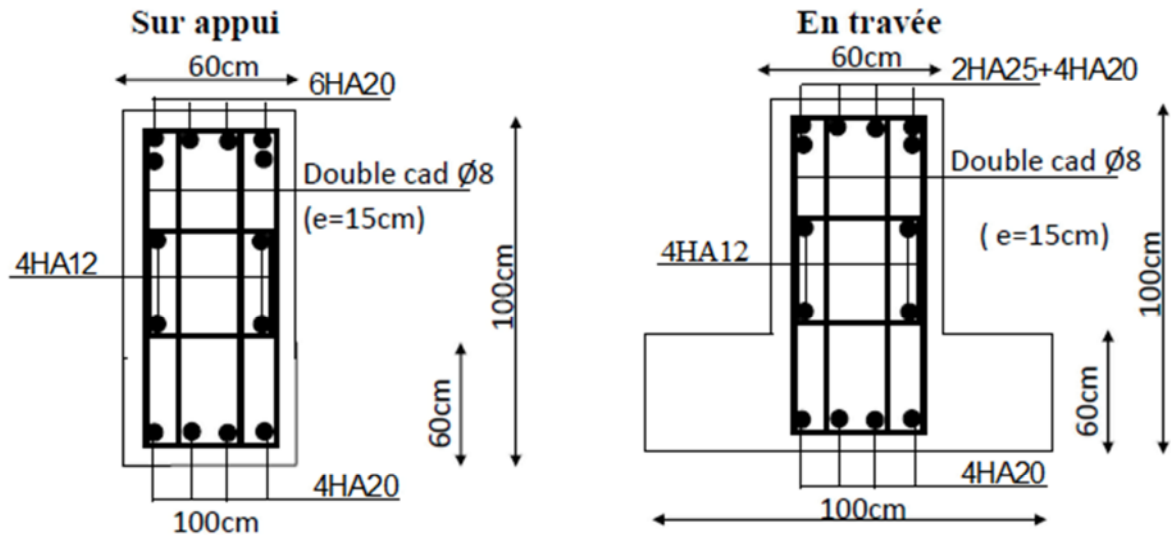


Fig6. 5: Schéma de ferrailage de la nervure en travée et en appui.

10 Voile périphérique

10.1 Modélisation et pré dimensionnement du voile

- Le voile périphérique est assimilé à une dalle appuyée sur quatre appuis (les deux poteaux, la poutre en haut et le radier en bas), et soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple.

Remarque : on néglige les charges verticales puisqu'elles sont supposées transmises vers les autres éléments porteurs.

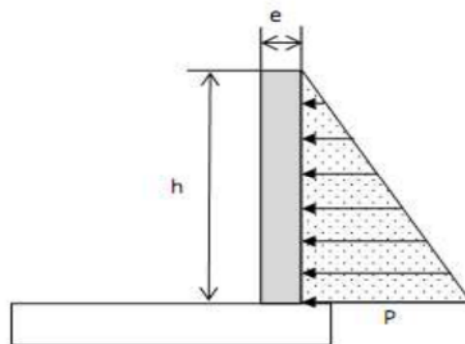


Fig6. 6:Schéma statique du voile périphérique

- Pré dimensionnement:

Selon l'article 10.1.2. Du RPA99/version2003, le voile périphérique doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ L'épaisseur du voile $e \geq 15\text{cm}$.

Chapitre 6 : Etude des fondations

✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.

✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens

Dans notre cas, on va prendre des voiles périphériques d'épaisseur $e = 25$ cm (on considère la même épaisseur pour les voiles de contreventement). Donc on considère qu'ils sont reliés à la fondation formant un caisson rigide.

10.2 Calcul du ferrailage du voile périphérique

❖ Caractéristiques du sol d'assise : $\rho_{remblai} = 18 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 15^\circ$

❖ Poussée due aux terres :

$$K_p = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

K_p : coefficient de poussée du sol

$$\Rightarrow K_p = 0.65$$

$$\sigma_h = K_p \cdot \gamma_h \cdot H$$

σ_h : contrainte horizontale

$$\Rightarrow \sigma_h = 37,79 \text{ KN/m}^2$$

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera à une charge uniforme répartie égale à $\sigma_h/2$

$$\Rightarrow q = 18.9 \text{ kN/m}^2$$

❖ Le voile le plus sollicité a comme largeur $l_y = 5.00$ m et comme hauteur $l_x = 3.23$ m.

Selon les règles du B.A.E.L91 on calcul :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.23}{5.00} = 0.65 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens :

• Dans le sens de la petite portée : $M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$

• Dans le sens de la grande portée : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les valeurs de μ_x , μ_y sont données par J.P.MOUGIN « abaques ». En fonction de ρ et de l'état limite considéré.

On va considérer l'ELS on a donc :

$$\mu_x = 0,106$$

$$\mu_y = 0,526$$

$$M_{0x} = 20,945 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 11,017 \text{ kN.m}$$

En considérant les encastremets on aura les moments en appuis et en travée suivants :

Sens	Moment en travée (0,75) [kN.m]	Moment en appui(0,50)[kN.m]
Suivant x-x	15.708	10.472
Suivant y-y	8.263	5.508

Tab6. 8 : Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique-

Chapitre 6 : Etude des fondations

❖ Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se fera en flexion simple (pour 1 m linéaire) avec fissuration très préjudiciable (donc le calcul sera fait à l'ELS).

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5.f_e , 90 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 164,97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$x = \frac{n \times d \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0.13 \text{ m}$$

$$Z = d + \frac{x}{3} = 0.18 \text{ m}$$

$$\bar{M} = \frac{1}{2} b x \bar{\sigma}_{bc} Z = 0.175 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} < \bar{M} \Rightarrow$ section sans armatures comprimées

$$A_s = \frac{M_{ser}}{z \times \bar{\sigma}_s}$$

Sens	A_s en appui [cm^2]	A_s en travée [cm^2]	A_s min RPA [cm^2]
Suivant x	5.289	3.526	2.5
Suivant y	2.782	1.854	2.5

Tab6. 9: Les résultats de ferrailage des voiles périphériques

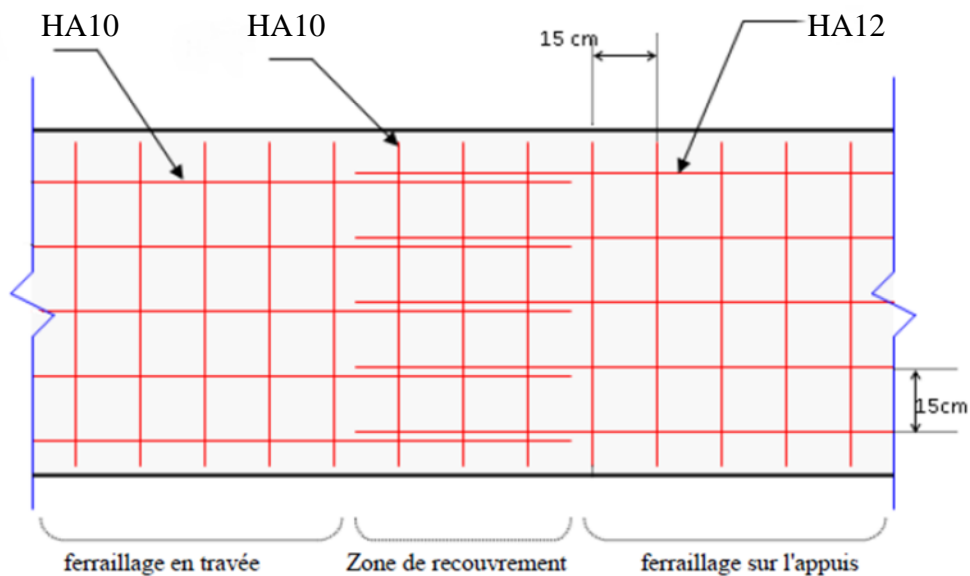


Fig6. 7: Schéma de ferrailage du voile périphérique

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Dans ce projet, en tant qu'élèves ingénieurs, notre rôle a consisté à faire une étude et une conception parasismique aussi complète que possible dans le domaine du bâtiment. Pour cela, nous avons traité en détail les différentes parties qui jalonnent les étapes de calcul d'un bâtiment à usage d'habitation implanté dans une zone de forte sismicité. Ces parties sont ventilées comme suit:

- Pré-dimensionnement des éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles, escaliers, planchers, acrotère).
- Analyse dynamique tridimensionnelle de notre structure irrégulière. Elle a été rendue possible moyennant l'utilisation du logiciel SAP 2000, où les modes de vibration ont été visualisés, le phénomène de résonance de la structure avec les vibrations du sol a été évité, et enfin des vérifications de la structure vis-à-vis de l'équilibre, de la résistance et de la stabilité ont été effectuées.
- Etude de l'infrastructure. Elle nous a conduit à opter pour un radier général, vu l'importance de l'effort normal transmis au sol.

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'appliquer les connaissances théoriques acquises pendant notre cursus universitaire à l'E.N.P., et d'utiliser les différents règlements en vigueur, qui servent aux calculs de cas réels de constructions. Aussi, il importe de préciser que nous avons énormément appris tout au long de ce projet, et nous sommes sûrs que cet apprentissage va nous permettre d'intégrer le monde du travail avec confiance et sérénité.

Enfin, nous espérons que ce mémoire serve un tant soit peu de référence bibliographique, aux futures promotions qui souhaitent travailler dans le bâtiment.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

- [1] RPA99/version2003 : Règles Parasismiques Algériennes 1999 version 2003.ALGER 2004
- [2] DTR B.C.22 : document techniques réglementaire des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. ALGER 1989
- [3] CBA93 : règles de conception et de calculs des structures en béton armé. ALGER 1994
- [4] BAEL91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites. PARIS. 1992
- [5] Marcel et Reimbert, André : « ouvrages de soutènement ».EYROLLES.1982
- [6] Amar, S et Iézéquel, J : « propriétés des mécaniques des sols déterminées en place » (techniques de l'ingénieur)
- [7] Renaud, H et Letertre, F : « ouvrages en béton armé ».FOUCHER. 1985
- [8] Belazougui, M : « cours de béton armé- tome II ».O.P.U. 1983
- [9] Mr Boutemour : cours de béton armé 4^{ème} année Génie Civil
- [10] Mme Chikh : cours de bâtiments 3^{ème} année Génie Civil
- [11]Mme Baouch : cours d'ouvrages et structures 5^{ème} année Génie Civil

Logiciels

- [1] : SAP2000 v15.0
- [2] : EXPERT BA 2010
- [3] : RPA99 (application)
- [4] : AUTOCAD 2010
- [5] : série Microsoft Office 2010

ANNEXES


Annexe n°1 : modélisation par SAP2000 :

La modélisation sur SAP2000 consiste à suivre les étapes suivantes :

- 1) Entrer la géométrie du modèle avec la spécification des propriétés des matériaux et des sections.
- 2) Définir les cas de charges (statique et dynamique) et assigner ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 3) Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes, ...etc).
- 4) Démarrer l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- 5) Visualiser les résultats (à l'écran, sur fichier, etc...).

Pour le cas de notre structure mixte se diffère par rapport qui contient que des portiques dans les étapes citées précédemment comme suit :

1. La géométrie du modèle : après avoir terminé la structure en portiques, on insère les voiles et pour cela on doit d'abord créer de nouveaux « Grid Lines » aux limites extérieures des voiles.

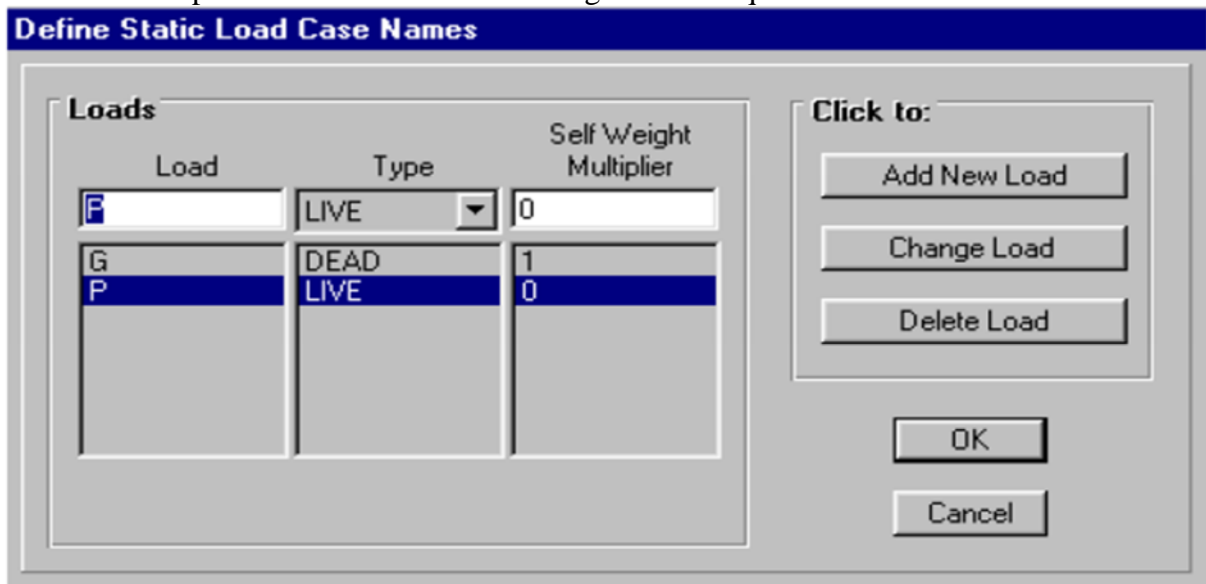
Les voiles sont modélisées comme des éléments « Shell ». L'insertion d'un élément Shell peut être effectuée avec le menu « Quick Draw Area » en sélectionnant l'icône  dans la barre d'outils flottante.

Les voiles peuvent être subdivisés en sous-éléments en sélectionnant d'abord ces éléments puis dans le menu « Edit » et « Mesh Shells », choisissez le nombre de sous-éléments désirés dans la fenêtre affichée sur votre écran.

2. Définition des cas de charges :

2.1. Cas des charges statiques (permanentes et d'exploitations)

Sélectionnez « Static Load » Cases dans le menu « Define ». Cette option permet de créer les cas de chargement statique désiré.



Dans le cas du chargement permanent G le « Self Weight Multiplier » est pris égal à 1, le poids propre des éléments de la structure sera considéré automatiquement par le logiciel dans le calcul. Dans le cas contraire, le logiciel néglige le poids propre des éléments de structures.

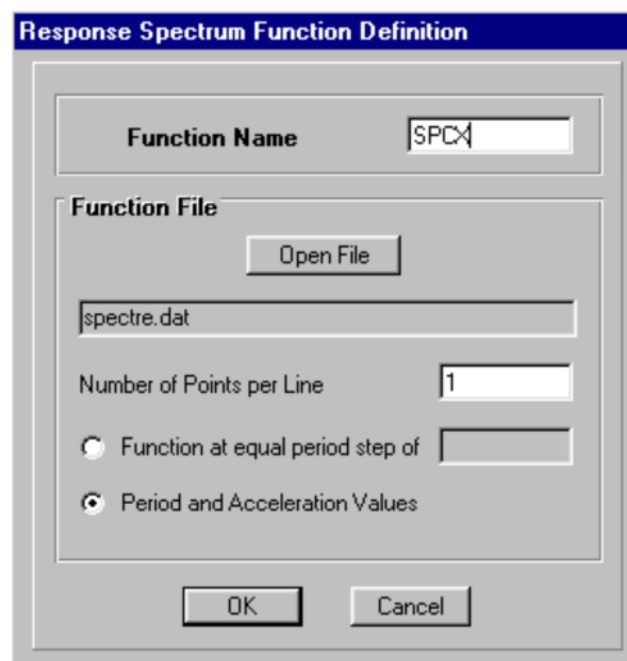
Annexes

2.2. Cas des charges sismiques

➤ Pour charger le fichier de la fonction de spectre de réponse déjà créé et sauvegardé dans notre répertoire sous un nom "pfe.dat" par exemple, en deux colonnes, une colonne des périodes et une colonne des accélérations, on clique dans le menu « Define » puis « Response Spectrum Functions » et Add Function from File.

La fenêtre ci-dessous apparaît sur l'écran, on doit entrer selon la direction X par exemple :

- "SPECX" Nom de la fonction de spectre de réponse dans « Function Name »,
- "pfe.dat" nom du fichier dans Open File,
- On sélectionne la boîte « Period and Acceleration value ».



➤ On attribue les charges sismiques avec le menu « Define », puis « Response Spectrum Cases » et « Add New Spectra ».

Sur la fenêtre qui apparaît sur écran, on doit préciser selon la direction d'excitation X :

- "EX" Nom du cas de chargement dans « Spectrum Cases Name »,
- "0" Angle d'excitation dans « Excitation Angle »,
- "0.07" Amortissement dans « Damping »,
- "SPECX" Nom de la fonction de spectre de réponse défini précédemment et "9.81" le facteur d'échelle dans « Input Response Spectra ».

Cliquez "OK" et répéter les étapes de l'opération précédente pour introduire les données relatives à la direction d'excitation Y.

Annexes

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name: EX

Excitation angle: 0

Modal Combination

CQC SRSS ABS GMC

Damping: 0,07

F1: F2:

Directional Combination

SRSS ABS

Scale Factor:

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	SPCX	9,81
U2		
U3		

OK Cancel

➤ Ensuite on introduit les combinaisons d'action dans le menu « Define », puis « Loads combinaison » et « Add New Comb ». Sur la fenêtre qui apparaît sur écran on doit préciser pour chaque combinaison ce qui suit :

- ✓ Nom de la combinaison d'action dans « Load Combination Name »,
- ✓ Type de la combinaison d'actions dans « Load Combination Load »,
- ✓ "1.35 et 1.5" facteurs de pondération des cas de chargement "G et P" dans « Define Combinaison ».

Load Combination Data

Load Combination Name: ELU

Load Combination Type: ADD

Title: ELU

Define Combination

Case Name	Scale Factor
P Load Case	1,5
G Load Case	1,35
P Load Case	1,5

Add Modify Delete

Use for Steel Design
 Use for Concrete Design

OK Cancel


Annexes

3. Conditions aux limites (justification de l'intersection voiles-portiques)


➤ Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, etc...) pour la structure à modéliser.

On sélectionne les nœuds de la base et on attribue des appuis (restraints) avec le menu « Assign », puis « Joint Restraints ». On clique sur l'icône qui représente un encastrement Par exemple.

➤ conformément au RPA99/version2003 et afin d'assurer la compatibilité entre le portique et le voile, on doit assurer l'interaction en subdivisant les éléments « frames » de façon que leurs nœuds coïncident avec ceux des sous éléments de voiles créés précédemment.

On sélectionne toute la structure à l'aide de l'icône  dans la barre d'outils flottante puis avec le menu « Edit et Divide Frame » on fait la subdivision.

4. Démarrage de l'exécution

L'exécution du problème peut être démarrée en sélectionnant « Analyze » et « Run Analysis ». Elle peut également être démarrée en appuyant sur F5 ou bien sur l'icône .

5. Visualisation et exploitation des résultats

Après exécution du modèle, le SAP2000 construit un fichier d'extension (.out) qui permet d'obtenir :

- La somme de la masse effective modale (> 90%) pour revoir, le cas échéant, le nombre de modes à retenir.
- L'effort tranchant sismique à la base dans le cas de la méthode modale spectrale, On peut aussi à l'aide du menu « Show Tables », obtenir :

- Les efforts max pour le ferrailage des éléments de structures,
- Le déplacement max pour le calcul du déplacement inter-étage et le dimensionnement du joint sismique



Annexe n°2 : Etude géotechnique :

Quelle que soit l'importance d'une construction, on doit identifier le sol qui supportera les fondations pour pouvoir estimer les capacités de résistance. Ainsi, tout projet doit commencer par une reconnaissance approfondie du sol, le plus souvent, doit être accompagnée d'essais in situ et en laboratoire.

Essais in situ :

Les essais in situ permettent de déterminer les caractéristiques des sols en place (perméabilité, cohésion, cisaillement, indice des vides,...).

On peut distinguer deux types :

-  Ceux qui fournissent des indications générales, telles que les reconnaissances sismiques.
-  Ceux qui donnent des valeurs précises de certaines grandeurs, soit ponctuellement, soit d'une manière continue sur une même verticale

Sondages :







Ils s'opèrent par forages de petites sections, ce qui permet d'identifier les couches à différentes profondeurs par examen des sols extraits, on pourra procéder à des prélèvements d'échantillons.

Pénétromètre dynamique :

La pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol par battage un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe débordante, le nombre de coups « N » correspond à un enfoncement de 20cm est noté au fur et à mesure de la pénétration de la pointe dans le sol.

Cet essai fournit la résistance dynamique de pointe du sol (R_d) donné conventionnellement par la formule :

$$R_d = \frac{N}{L} \cdot \frac{M^2 \cdot H}{M' + M} \cdot \frac{1}{A}$$

-  M : masse du mouton en kg.
-  N : nombre de coups nécessaires pour un enfoncement.
-  L : enfoncement de référence = 20cm.
-  M' : masse des tiges en kg.
-  A : section droite de la pointe [m^2].
-  H : hauteur de chute [cm].

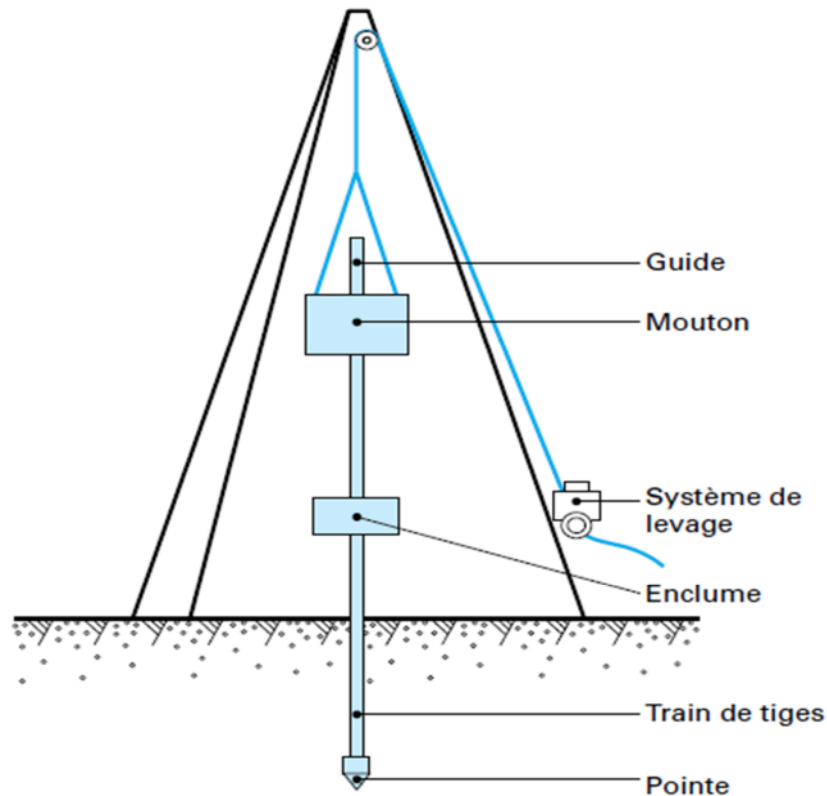


Schéma de principe d'un pénétromètre dynamique

La profondeur est positionnée en ordonnée et la résistance dynamique de pointe en abscisses.

A partir des courbes obtenues, il est possible de déterminer la position du toit de la couche résistante, ainsi que la contrainte admissible du sol.

L'analyse des graphes de pénétration dynamique obtenus montre que le sol accuse une moyenne à assez bonne résistance au battage oscillant autour de 50 à 70 bars et ce à partir de 3,48m de profondeur à partir de la cote du terrain naturel.

On déduit la contrainte admissible du sol à partir de la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{R_d}{20}$$

✿ R_d : résistance dynamique de pointe minimale.

Soit :

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{50}{20} = 2,5bars$$

pressiomètre :

L'essai pressiométrique consiste à charger latéralement le terrain grâce à une sonde de mesure cylindrique tri-cellulaire descendue dans le trou préalablement foré.

Cette sonde est dilatable radicalement par application d'une pression interne croissante. Les déformations correspondantes sont déterminées par mesure de la variation de volume de la cellule centrale.

Les caractéristiques mécaniques principales déduites de ces essais sont :

✿ Le module de déformation « E » qui sert pour le calcul des tassements.

Annexes

✿ La pression limite « PL » correspondant par définition à la rupture du terrain et qui intervient dans la capacité portante du sol.

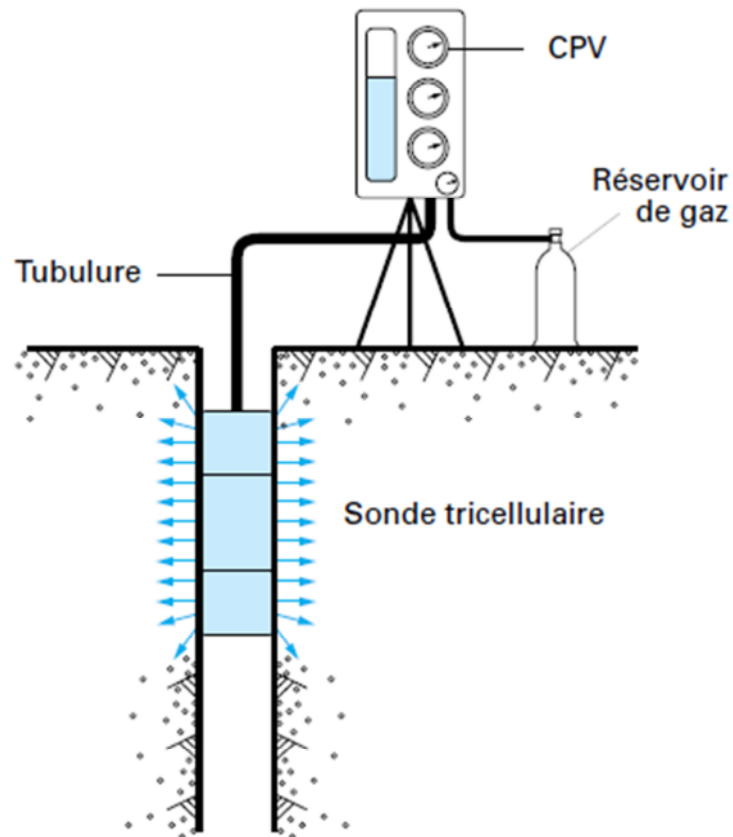


Schéma du principe de pressiomètre de Ménard

✿ **Classification du site :**

Les valeurs du module « E » et de la pression « PL » permettent de classer le site en question comme indiqué dans l'article 3.3.1 du RPA99/version2003 :

Catégorie	Description	PL [MPa]	E_p [MPa]
S ₁	Rocheux	>5	<100
S ₂	Ferme	>2	>20
S ₃	Meuble	1~2	5~20
S ₄	Très meuble	<1	<5