

**Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil**



الجامعة الوطنية المتعددة التخصصات
Ecole Nationale Polytechnique

**Projet de Fin d'Etude en vue de l'obtention du Diplôme
d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil**

Thème :

**CALCUL D'UN BATIMENT
EN R+5 A USAGE
D'HABITATION ET COMMERCIAL**

Réalisé par :
BOUKHEMACHA Mohamed Amine
HAMIDANE H'mida

Proposé et Dirigé par :
B. MEZAZIGH
K. SILHADI

Promotion Juin 2006

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

Tel : 213 21 52 53 01/03 – Fax : 213 21 59 29 73

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة ذات خمسة طوابق و فراغ صحي يعتزم إقامتها في الجزائر العاصمة المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي. مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة و عارضات+جدران) مسلحة. وقد تم التصميم وفقا لقوانين و معايير البناء المطبقة في الجزائر (RPA99version2003, CBA93, BAEL91) مع دراسة تقنية اقتصادية لنظام التدعيم باعتماد عدة وضعيات للجدران المسلحة. الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج (Etabs 9.00) و في الأخير تمت دراسة البنية التحتية و ذلك بحساب الأساسات.

كلمات مفاتيح

خرسانة مسلحة, تدعيم مختلط, دراسة ديناميكية, أعمدة, عارضات, جدران.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé (R+5+vide sanitaire) qui devrait être implantée à Alger qui est classée comme une zone à forte sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques+voiles). La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version2003, CBA93, BAEL91) avec une étude technico-économique du contreventement par l'adoption de plusieurs dispositions des voiles. L'étude dynamique a été faite sur le logiciel Etabs 9.00 . Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par le calcul des fondations.

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, étude dynamique, poteaux, poutres, voiles.

Abstract

This work aims the analysis of a reinforced concrete structure with five floors and a sanitary void, which will be implanted in Algiers classed as a high seismic zone. The resistance of the building is ensured by a mixed brace system (frame+shells). The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (RPA99version2003, CBA93, BAEL91) with a technical economical study of the brace system by the use of different dispositions of shells. The dynamic analysis has been done by the use of Etabs 9.00 . Finally, The substructure has been analysed by calculating the foundation.

Key words

Reinforced concrete, mixed brace system, dynamic analysis, columns, beams, shells.

Liste des figures

Figure 1.1	Plan d'étage courant	02
Figure 1.2	Plan du rez-de-chaussée	03
Figure 1.3	Plan du 5 ^{ème} étage	03
Figure 1.4	Vue en élévation du bâtiment	04
Figure 1.5	Vue en 3D du bâtiment	04
Figure 2.1	Surface du plancher revenant à un poteau central	10
Figure 2.2	Voile avec deux abouts liés	12
Figure 3.1	Acrotère : détails et modélisation	14
Figure 3.2	Notation pour le calcul du ferrailage	15
Figure 3.3	Schéma de ferrailage de l'acrotère	17
Figure 3.4	Schéma de ferrailage du garde-corps	18
Figure 3.5	Escalier à deux volées	19
Figure 3.6	Dimensions des éléments des escaliers courant	20
Figure 3.7	Modèle de calcul des escaliers courants	21
Figure 3.8	Ferrailage des escaliers courants	23
Figure 3.9	Modèle de calcul	23
Figure 3.10	Ferrailage des escaliers du vide sanitaire	24
Figure 3.11	Modèle de calcul des poutrelles avant coulage	25
Figure 3.12	Section de calcul des poutrelles après coulage	26
Figure 3.13	Schémas de ferrailage des poutrelles	30
Figure 3.14	Dalles pleines sur 3 appuis continus	31
Figure 3.15	Système de coordonnées pour les dalles sur 3 appuis continus Type 2	32
Figure 3.16	Dalles pleines sur 2 appuis continus	34
Figure 3.17	Système de coordonnées pour les dalles sur 2 appuis continus Type 4	35
Figure 4.1	Modèle initial sans voiles 3D sur Etabs	39
Figure 4.2	Dispositions étudiées	40
Figure 4.3	Spectre de réponse de calcul	45
Figure 4.4	Direction d'introduction d'excitation de l'action spectrale	46
Figure 5.1	Organigramme pour le calcul du ferrailage des poteaux	54
Figure 5.2	Organigramme pour le calcul du ferrailage des voiles	55
Figure 5.3	Paramètres du calcul du ferrailage des voiles	56
Figure 5.4	Variation du prix des matériaux pour les différentes dispositions	63
Figure 5.5	Variation du prix globale de la structure avec les différentes dispositions	63
Figure 5.6	Concentration des sollicitations dans les poteaux	64
Figure 5.7	Diminution de la portée des poutres	64
Figure 7.1	Schéma des efforts appliqués à la structure	69
Figure 7.2	Schéma de transmission des charges	71
Figure 7.3	Les moments de flexion de la poutre	75
Figure 7.4	La forme de la nervure du radier	75
Figure A.1	Une structure discrétisée en éléments finis	78
Figure A.2	Élément réel et élément de référence	80

Liste des tableaux

Tableau 2.1	Charge permanente due aux planchers courants	07
Tableau 2.2	Charge permanente due au plancher terrasse	07
Tableau 2.3	Charge permanente due aux balcons	08
Tableau 2.4	Charge permanente due aux cloisons doubles	08
Tableau 2.5	Surcharges sur les planchers	08
Tableau 2.6	Dimensions des poutres	09
Tableau 2.7	Règle de dégression adopté	10
Tableau 2.8	Efforts normaux par la descente des charges	11
Tableau 3.1	Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère	15
Tableau 3.2	Résultats du calcul du ferrailage de l'acrotère	15
Tableau 3.3	Actions et sollicitations agissant sur le garde-corps	17
Tableau 3.4	Résultats du calcul du ferrailage du garde-corps	18
Tableau 3.5	Actions sur l'escalier	21
Tableau 3.6	Combinaison des actions sur l'escalier	21
Tableau 3.7	Sollicitations de calcul	22
Tableau 3.8	Résultats du calcul du ferrailage des escaliers courants	22
Tableau 3.9	Sollicitations de calcul	23
Tableau 3.10	Résultats du calcul du ferrailage des escaliers du demi niveau ...	24
Tableau 3.11	Charges permanentes de calcul des poutrelles avant coulage	25
Tableau 3.12	Sollicitations combinées de calcul	25
Tableau 3.13	Actions de calcul des poutrelles après coulage	27
Tableau 3.14	Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage	28
Tableau 3.15	Ferrailage des poutrelles	29
Tableau 3.16	Contraintes de cisaillement dans l'âme des poutrelles	30
Tableau 3.17	Cas de charges possibles pour les balcons	31
Tableau 3.18	Sollicitations de calcul pour les dalles sur 3 appuis continus	33
Tableau 3.19	Ferrailage des dalles pleines sur 3 appuis continus	34
Tableau 3.20	Vérification des dalles pleines sur 3 appuis continus au cisaillement	34
Tableau 3.21	Sollicitations de calcul pour les dalles sur 2 appuis continus	36
Tableau 3.22	Ferrailage des dalles pleines sur 2 appuis continus	36
Tableau 3.23	Vérification des dalles pleines sur 2 appuis continus au cisaillement	37
Tableau 4.1	Caractéristiques du bâtiment avec les quatre dispositions	41
Tableau 4.2	Charge sismique à la base par la méthode statique équivalente ...	42
Tableau 4.3	Participation de la masse modale effective	43
Tableau 4.4	Valeurs du spectre de réponse de calcul	45
Tableau 4.5	Correction de la résultante des forces sismiques données par le spectre	47
Tableau 4.6	Répartition de l'action sismique à la base sur les éléments de contreventement	48
Tableau 4.7	Vérification des voiles et des poteaux au cisaillement	49
Tableau 4.8	Justification vis-à-vis l'effet $P-\Delta$	51
Tableau 5.1	Coefficients de sécurité du béton et de l'acier	53
Tableau 5.2	Extremums des pourcentages d'armatures des éléments structuraux	56
Tableau 5.3	Ferrailage minimal	57

Tableau 5.4	Ferraillage des poteaux des quatre dispositions	57
Tableau 5.5	Ferraillage des poutres des quatre dispositions	58
Tableau 5.6.a	Ferraillage des voiles de la 1 ^{ière} disposition	59
Tableau 5.6.b	Ferraillage des voiles de la 2 ^{ème} disposition	60
Tableau 5.6.c	Ferraillage des voiles de la 3 ^{ème} disposition	60
Tableau 5.6.d	Ferraillage des voiles de la 4 ^{ème} disposition	61
Tableau 5.7	Volume de béton nécessaire pour chaque disposition	61
Tableau 5.8	Poids d'acier nécessaire pour chaque disposition	61
Tableau 5.9	Rigidité des voiles dans chaque disposition	62
Tableau 5.10	Prix de la structure avec les différentes dispositions	62
Tableau 6.1	Armatures longitudinales dans les poteaux	65
Tableau 6.2	Armatures transversales dans les poteaux	66
Tableau 7.1	Les efforts globaux à la base du bâtiment	68

Sommaire

Introduction

Chapitre 1. Présentation du projet

1.1.	Introduction	02
1.2.	Présentation de l'ouvrage	02
1.2.1.	Dimensions en plan	02
1.2.2.	Dimensions en élévation	02
1.2.3.	Système structural	04
1.2.4.	Planchers	04
1.2.5.	Maçonnerie	04
1.2.6.	Revêtements	05
1.2.7.	L'acrotère	05
1.2.8.	Le garde-corps	05
1.2.9.	Les escaliers	05
1.3.	Caractéristiques mécanique des matériaux	05
1.3.1.	Béton	05
1.3.2.	Armatures	05
1.3.3.	Sol	05

Chapitre 2. Prédimensionnement

2.1.	Introduction	06
2.2.	Prédimensionnement des planchers	06
2.2.1.	Plancher à corps creux	06
2.2.2.	Dalle pleine	06
2.3.	Evaluation des charges et surcharges	07
2.3.1.	Planchers courants	07
2.3.2.	Plancher terrasse	07
2.3.3.	Balcons	08
2.3.4.	Cloisons doubles	08
2.3.5.	Surcharges d'exploitation	08
2.4.	Prédimensionnement des poutres	08
2.5.	Prédimensionnement des poteaux	09
2.5.1.	Descente des charges	10
2.6.	Prédimensionnement des voiles	12

Chapitre 3. Eléments non structuraux

3.1.	Introduction	14
3.2.	Calcul de l'acrotère	14
3.2.1.	Introduction	14
3.2.2.	Evaluation des sollicitations de calcul	15
3.2.3.	Calcul du ferrailage	15
3.2.4.	Vérification au cisaillement	16
3.2.5.	Composante horizontale de la charge sismique	16
3.3.	Calcul du garde-corps	17
3.3.1.	Introduction	17
3.3.2.	Evaluation des sollicitations de calcul	17
3.3.3.	Calcul du ferrailage	17
3.3.4.	Vérification au cisaillement	18
3.3.5.	Composante horizontale de la charge sismique	18
3.4.	Calcul des escaliers	19
3.4.1.	Introduction	19
3.4.2.	Les escaliers courants	19
3.4.2.1.	Géométrie	19
3.4.2.2.	Dimensionnement	20

3.4.2.3.	Evaluation des charges	21
3.4.2.4.	Modélisation	21
3.4.2.5.	Combinaisons d'actions	21
3.4.2.6.	Sollicitations de calcul	22
3.4.2.7.	Calcul du ferrailage	22
3.4.2.8.	Vérification au cisaillement	22
3.4.3.	Escalier du vide sanitaire	23
3.4.3.1.	Modélisation	23
3.4.3.2.	Sollicitation de calcul	23
3.4.3.3.	Calcul du ferrailage	23
3.5.	Planchers à corps creux	24
3.5.1.	Introduction	24
3.5.2.	Calcul des poutrelles	25
3.5.2.1.	Avant le coulage	25
3.5.2.2.	Après le coulage	26
3.5.3.	La table de compression	30
3.6.	Dalles pleines	31
3.6.1.	Dalles pleines sur trois appuis continus	31
3.6.2.	Dalles pleines sur deux appuis continus	34
Chapitre 4. Etude dynamique		
4.1.	Introduction	38
4.2.	Stratégie adoptée	38
4.3.	Modélisation	38
4.3.1.	Dispositions étudiées	39
4.3.2.	Caractéristiques du bâtiment avec les différentes dispositions	41
4.4.	Action sismique	42
4.4.1.	Méthode statique équivalente	42
4.4.2.	Méthode d'analyse dynamique spectrale	42
4.4.2.1.	Modes à considérer	42
4.4.2.2.	Combinaison des modes	43
4.4.2.3.	Spectre de réponse de calcul	44
4.4.2.4.	Les effets orthogonaux et l'analyse spectrale	45
4.4.2.5.	Vérification de la force sismique résultante	47
4.5.	Participation des éléments résistants au contreventement	48
4.6.	Vérification au cisaillement	48
4.7.	Justification vis-à-vis l'effet P- Δ	49
Chapitre 5. Etude paramétrique		
5.1.	Introduction	52
5.2.	Hypothèses	52
5.3.	Combinaisons d'action	52
5.3.1.	Principe de base	52
5.3.2.	Combinaisons de calcul	53
5.4.	Méthodes de calcul des armatures longitudinales	53
5.4.1.	Les poteaux	54
5.4.2.	Les poutres	55
5.4.3.	Les voiles	55
5.5.	Dispositions constructives	56
5.5.1.	Diamètre des barres	56
5.5.2.	Espacement des barres dans les voiles	56
5.5.3.	Section minimale et maximale	56
5.6.	Ferrailage des éléments structuraux des dispositions étudiées ...	57
5.7.	Quantités de matériaux	61
5.7.1.	Béton	61

5.7.2.	Acier	61
5.8.	Rigidité des voiles	62
5.9.	Variation du prix de la structure	62
5.10.	Remarques	64
Chapitre 6. Ferrailage des éléments structuraux		
6.1.	Introduction	65
6.2.	Ferrailage des poteaux	65
6.2.1.	Armatures longitudinales	65
6.2.2.	Armatures transversales	65
6.3.	Ferrailage des voiles	66
6.3.1.	Armatures verticales	66
6.3.2.	Armatures horizontales	66
6.3.3.	Dispositions additionnelles	66
6.4.	Ferrailage des poutres	66
6.4.1.	Armatures longitudinales	66
6.4.2.	Armatures transversales	67
Chapitre 7. Fondations		
7.1.	Introduction	68
7.2.	Caractéristiques du sol	68
7.3.	Surface nécessaire pour le radier	68
7.4.	Calcul de l'épaisseur du radier	69
7.4.1.	Condition de cisaillement	69
7.4.2.	Condition de déformation	70
7.5.	Caractéristiques géométriques du radier	70
7.6.	Vérification au poinçonnement	70
7.7.	Vérification de la stabilité au renversement	71
7.8.	Vérification des contraintes	71
7.9.	Vérification aux sous pressions	72
7.10.	Ferrailage du radier	73
7.11.	Ferrailage des nervures	74
7.11.1.	Armatures longitudinales	74
7.11.2.	Armatures transversales	76
Conclusion		
Annexe A. Méthode des éléments finis		
A.1.	Introduction	78
A.2.	Description de la méthode	78
A.3.	Élément de référence	80
A.4.	Critères de convergence de la méthode	81
Annexe B. Etabs		
B.1.	Introduction	82
B.2.	Type d'éléments	82
B.3.	Intégration numérique	82
B.4.	L'inversion des matrices	83
B.5.	La résolution des systèmes d'équations	83
Annexe C. Plans de ferrailage		
Bibliographie		

Introduction.

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles ou des deux en même temps.

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

Dans le présent projet, on se propose de voir l'effet de la variation des dimensions, de la localisation et des conditions de rigidité des extrémités des voiles sur le coût d'une structure dont le système de contreventement est constitué de cadres et de voiles et cela sans omettre l'aspect sécurité.

L'étude sera menée sur un bâtiment en R+5 implanté en zone de forte sismicité en utilisant 4 alternatives pour les voiles. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des ces différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, le garde-corps, l'escalier et les planchers).
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul Etabs.
- La cinquième étape portera sur la comparaison du coût de la structure pour les 4 dispositions des voiles en calculant le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) pour évaluer les quantités de matériaux nécessaires (béton et acier). Les résultats donnés par Etabs vont être introduit dans des programmes en Matlab développés pour le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- La dernière étape sera l'étude des fondations du bâtiment avec la disposition retenue lors de l'étape précédente.

Chapitre 1.

Présentation du Projet

1.1. Introduction.

Le but d'une construction parasismique est d'assurer un niveau acceptable de sécurité contre l'effondrement sous l'action d'un séisme majeur. Le coût de cette sécurité augmente avec la magnitude du séisme contre lequel on veut se prémunir. Un problème potentiel se pose alors ; c'est de trouver le meilleur compromis entre le coût et la sécurité.

Nous nous proposons de voir l'effet de la variation des dimensions et de la localisation des voiles sur le prix d'une construction et sur le comportement des différents éléments structuraux.

1.2. Présentation du bâtiment.

Il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation avec des locaux commerciaux au rez-de-chaussée implanté à BARAKI (une zone de forte sismicité ; zone III selon le *RPA99 version 2003*), composé d'un vide sanitaire, d'un rez-de-chaussée et de cinq étages. Il y a 4 logements par niveaux sauf pour le RDC et 5^{ème} étage, où l'on trouve 2 logements.

1.2.1. Dimensions en plan.

Le bâtiment a une forme polygonale dont les plus grandes dimensions en plan sont 25,40 m longitudinalement et 24,30 m transversalement.

1.2.2. Dimensions en élévation.

Le vide sanitaire a une hauteur de 1,02 m, tous les autres niveaux ont une hauteur de 3,06 m. La hauteur totale est de 19,38 m.

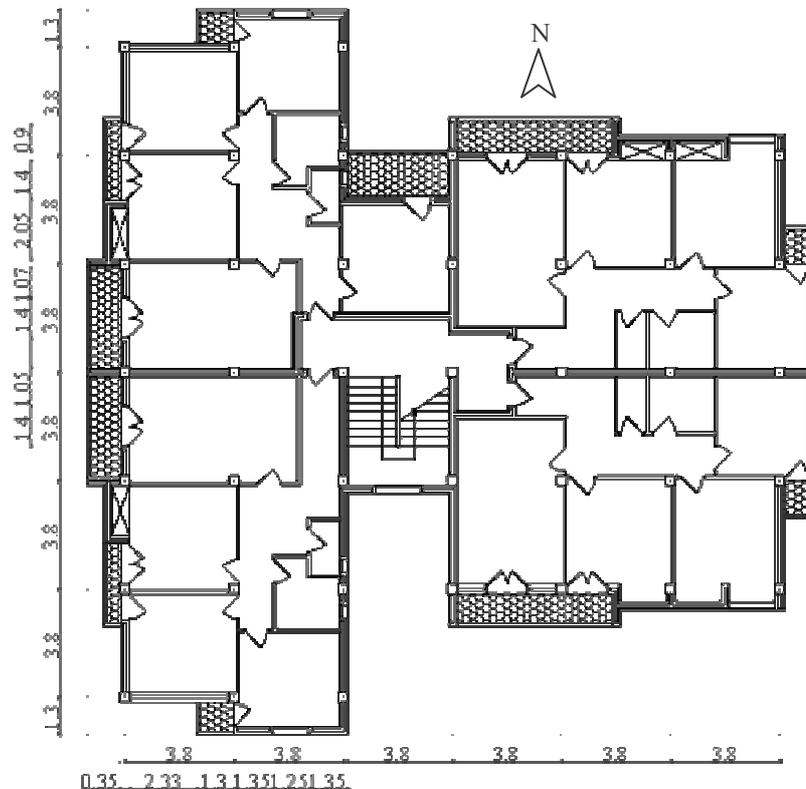


Fig. 1-1 Plan d'étage courant

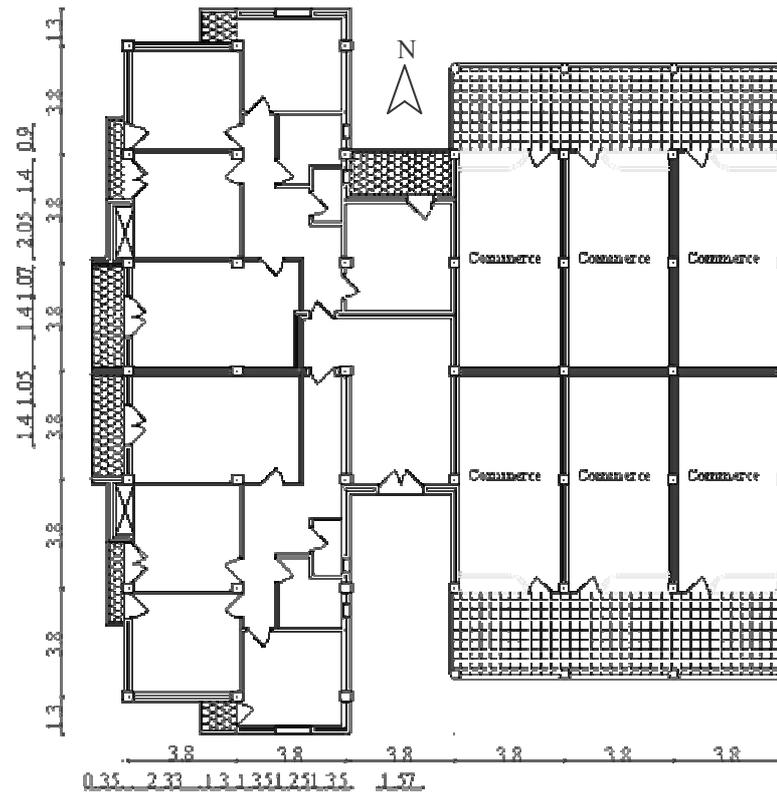


Fig. 1-2 Plan du rez-de-chaussée

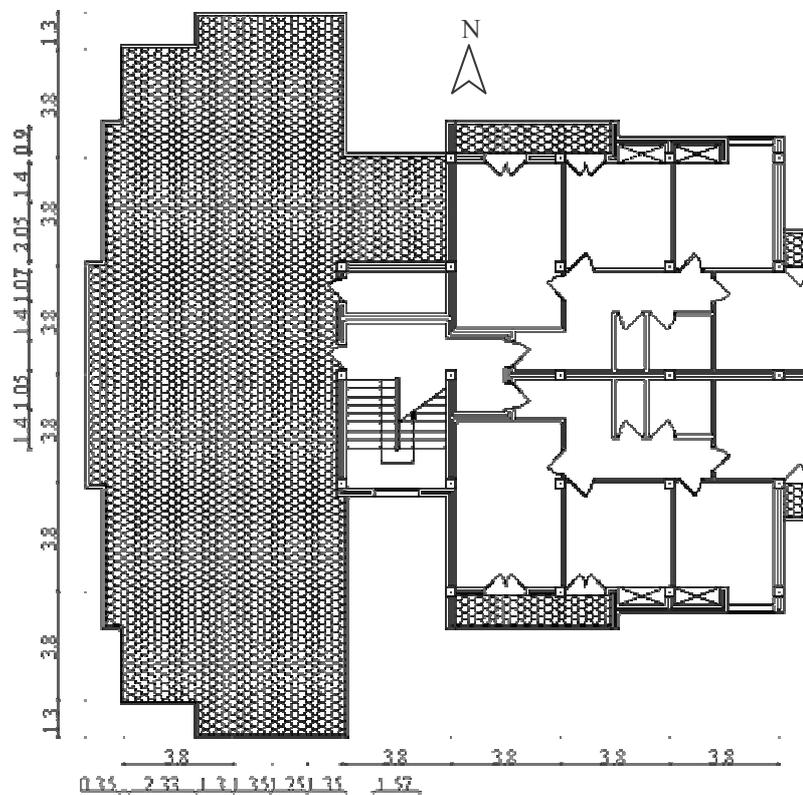


Fig. 1-3 Plan du 5^{ème} étage

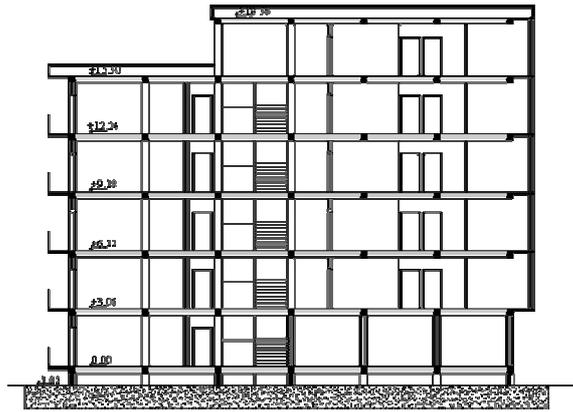


Fig. 1-4 Vue en élévation du bâtiment



Fig. 1-5 Vue en 3D du bâtiment

1.2.3. Système structural.

L'ossature est en béton armé, constitué de cadres et de refends. Le rôle de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

1.2.4. Planchers.

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- planchers à corps creux en partie courante;
- planchers à dalle pleine pour les balcons.

1.2.5. Maçonnerie.

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses. Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :

a. Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide, elles sont composées de :

- Une cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur ;
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur ;

- Une cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur ;
- b. Murs intérieurs :** Cloisons de séparation de 10 cm d'épaisseur.

1.2.6. Revêtement.

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Au sol, carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers ;
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau ;
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds ;
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

1.2.7. L'acrotère.

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

1.2.8. Le garde-corps.

Pour assurer la sécurité des habitants, les balcons sont entourés par des garde-corps en béton armé de 100 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

1.2.9. Les escaliers.

Les escaliers utilisés dans ce bâtiment sont des escaliers droits avec deux volées et palier inter étage.

1.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé du *CBA 93*.

1.3.1. Le béton.

Le ciment utilisé est le CPJ325 (ciment portland composé) avec un dosage de 350 kg/m³, une résistance nominale à la compression de 25 MPa est obtenue pour le béton à 28 jours.

1.3.2. Les armatures.

On utilisera deux types d'armatures :

- Des hautes adhérences de nuance FeE400 comme armatures transversales ;
- Des hautes adhérences de nuance FeE400 comme armatures longitudinales ;
- Des treillis soudés de nuance FeE240.

1.3.3. Le sol.

Le sol sur lequel sera implanté l'ouvrage, a une faible capacité portante. La contrainte admissible du sol est de 0.15 MPa.

Chapitre 2.

Prédimensionnement

2.1. Introduction.

Le prédimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le prédimensionnement du sommet vers la base :

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

2.2. Prédimensionnement des planchers.

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

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante;
- Dalle pleine pour les balcons.

2.2.1. Plancher à corps creux.

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 65 cm, des corps creux en béton expansé (hourdis) et une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

- L'épaisseur du plancher h est obtenue par la formule empirique suivante [1] :

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20} \dots (2-1)$$

L : La plus grande portée, ici $L = 380$ cm. Ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm.

2.2.2. Les dalles pleines.

Ce type de plancher va être utilisé pour les balcons, l'épaisseur doit vérifier deux conditions :

- La condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle, dans notre cas les dalles sont sur deux à trois appuis :

$$\frac{L}{35} \leq h \leq \frac{L}{30} \dots (2-2)$$

Ici, $L = 380$ cm.

- Conditions supplémentaires dues à l'incendie [2], pour résister :

$$\left. \begin{array}{l} 7 \text{ cm pour 1 heure de coupe - feu,} \\ 11 \text{ cm pour 2 heures de coupe - feu} \end{array} \right\} \dots (2-3)$$

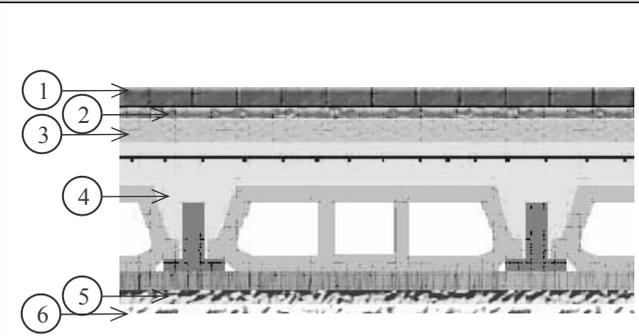
Pour satisfaire à ces conditions, nous adoptons l'épaisseur suivante :

$$h = 13 \text{ cm.}$$

2.3. Evaluation des charges et surcharges.

2.3.1. Planchers courants.

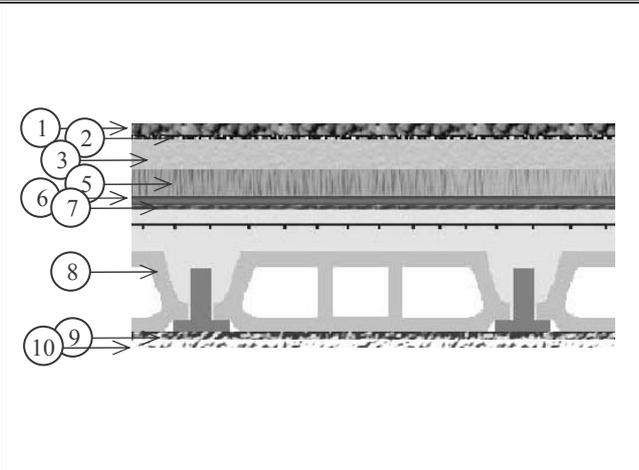
	Couche		G kN/m ²
1	Carrelage	2 cm	0,44
2	Mortier de pose	4 cm	0,90
3	Lit de sable	3 cm	0,54
4	Corps creux (16+4)		2,80
6	Enduit de ciment	1,5 cm	0,27
7	Enduit de plâtre	1,5 cm	0,15
8	Cloisons		0,50
	Charge permanente		5,60



Tab. 2-1 Charge permanente due aux planchers courants

2.3.2. Plancher terrasse.

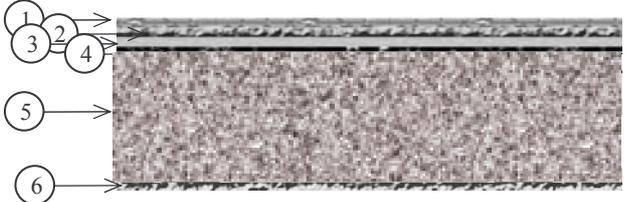
	Couche		G kN/m ²
1	Gravillon roulé	4 cm	0,72
2	Étanchéité	2 cm	0,12
3	Papier Kraft		0,05
4	Forme de pente	10 cm	2,2
5	Plaque de liège	4 cm	0,03
6	Pare vapeur 1cm		0,06
7	Film polyane		0,01
8	Corps creux (16+4)		2,8
9	Enduit de ciment	1,5 cm	0,27
10	Enduit de plâtre	2 cm	0,2
	Charge permanente		6,46



Tab. 2-2 Charge permanente due au plancher terrasse

2.3.3. Balcons.

	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	0,54
4	Étanchéité	2 cm	0,12
5	Dalle pleine	13 cm	3,25
6	Enduit de ciment	1,5 cm	0,27
Charge permanente			5,02



Tab. 2-3 Charge permanente due aux balcons

2.3.4. Cloisons doubles.

	Couche		G kN/m
1	Enduit de plâtre	1,5 cm	0,73
2	Enduit de ciment	1,5 cm	0,73
3	Briques creuses	10 cm	2,44
4	Lame d'air	10 cm	-
5	Briques creuses	10 cm	2,44
6	Enduit de ciment	1,5 cm	0,73
Charge permanente			7,07



Tab. 2-4 Charge permanente due aux cloisons doubles

2.3.5. Surcharges d'exploitation.

	Niveau courant	Terrasse non accessible	Balcon privé	escalier	Locaux commerciaux	Galerie
Surcharges kN/m ²	1,5	1,0	3,5	2,5	2,5	1,5

Tab. 2-5 Surcharges sur les planchers

2.4. Prédimensionnement des poutres.

Les poutres sont des éléments structuraux chargés de la transmission des charges verticales aux poteaux et appareils d'attache pour ces derniers.

b: largeur de la base de la poutre ;

h : hauteur totale de la poutre ;

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes [2] :

$$\begin{cases} \frac{\text{Portée}_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{\text{Portée}_{\max}}{10} \dots (2-4) \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

Les dispositions constructives sur les dimensions minimales de poutres en zone III sont [3]:

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \end{array} \right. \dots (2-5)$$

Comme nous avons la même portée dans les deux sens, nous choisissons le sens transversal (parallèle à YY) comme sens porteur (les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à XX), d'où les dimensions suivantes des poutres :

	Orientation	Dimensions
Poutres Principales	Parallèles à YY	30 x 35
Poutres Secondaires	Parallèles à XX	30 x 35

Tab. 2-6 Dimensions des poutres

2.5. Prédimensionnement des poteaux.

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

Le prédimensionnement 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.

L'effort normal maximal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante [1] :

$$N_{\text{ult}} \leq \alpha \left[\frac{Br * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + A_s \frac{F_e}{\gamma_s} \right] \dots (2-6)$$

N_{ult} : Effort normal maximal à ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale ;

Br : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2 cm ;

$\gamma_b = 1,50$ et $\gamma_s = 1,15$: Coefficients de sécurité du béton et de l'acier ;

f_{c28} et F_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier ;

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau ;

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé par [1] :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right\} \text{ avec : } \lambda = \frac{L_{\text{flambement}}}{i} = \frac{L_{\text{flambement}} \sqrt{12}}{b} \dots (2-7)$$

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive [1].

2.5.1. Descente des charges.

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

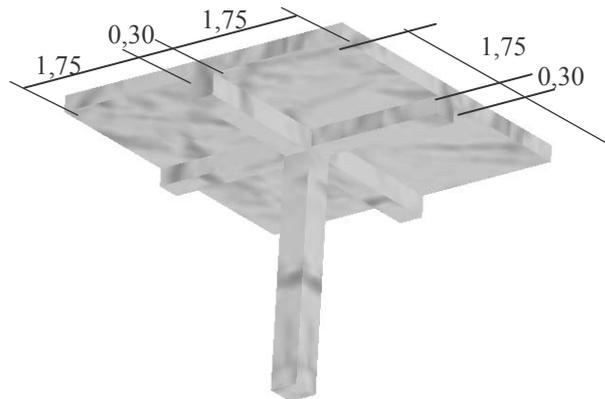


Fig. 2-1 Surface du plancher revenant à un poteau central

Pour une section (40x40) pour les poteaux, et en connaissant la surface du plancher reprise par un poteau intermédiaire voisin de la rive (le plus chargé), on va calculer les charges permanentes reprises par ce poteau et leurs rajouter les surcharges d'exploitation avec la règle de dégression donnée dans le tableau 2-7.

Niveau	Dégression	Q cumulée kN/m ²
Sous la terrasse	Q_0	1,00
Sous le 5 ^{ème} étage	Q_0+Q_1	2,50
Sous le 4 ^{ème} étage	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
Sous le 3 ^{ème} étage	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
Sous le 2 ^{ème} étage	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
Sous le 1 ^{er} étage	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
Sous le RDC	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	10,37

Tab. 2-7 Règle de dégression adopté

Niveau	Eléments	G kN	N _G kN	Q kN	N _u kN	1,1N _u kN
Sous la terrasse	Poutres P	8,92	109,21	-	169,09	186,00
	Poutres S	8,92		-		
	Poteaux	12,24		-		
	Planchers	79,13		14,44		
Sous le 5 ^{ème} étage	Poutres P	8,92	207,89	-	334,80	368,28
	Poutres S	8,92		-		
	Poteaux	12,24		-		
	Planchers	68,60		36,1		
Sous le 4 ^{ème} étage	Poutres P	8,92	306,96	-	497,78	547,56
	Poutres S	8,92		-		
	Poteaux	12,24		-		
	Planchers	68,60		55,59		
Sous le 3 ^{ème} étage	Poutres P	8,92	405,94	-	657,20	722,92
	Poutres S	8,92		-		
	Poteaux	12,24		-		
	Planchers	68,60		72,92		
Sous le 2 ^{ème} étage	Poutres P	8,92	504,92	-	813,76	895,14
	Poutres S	8,92		-		
	Poteaux	12,24		-		
	Planchers	68,60		88,08		
Sous le 1 ^{ier} étage	Poutres P	8,92	603,39	-	966,88	1063,57
	Poutres S	8,92		-		
	Poteaux	12,24		-		
	Planchers	68,60		101,08		
Sous le RDC	Poutres P	8,92	702,37	-	1172,81	1290,10
	Poutres S	8,92		-		
	Poteaux	12,24		-		
	Planchers	68,60		149,74		

Tab. 2-8 Efforts normaux par la descente des charges

La section choisie pour les poteaux peut reprendre l'effort normal ultime suivant :

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{0,7 * 3,06 * \sqrt{12}}{0,40} = 18,55 \leq 35 \\ \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{18,55}{35} \right)^2} = 0,80 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \bar{N}_{ult} = 0,80 \left[\frac{0,38^2 * 25}{0,9 * 1,5} + \frac{0,40^2 * 400}{1000 * 1,15} \right] = 2183 \text{ kN}$$

Nous avons pour tous les niveaux : $N_{ult} \leq \bar{N}_{ult} = 2183 \text{ kN}$;

- Les dimensions à prendre doivent vérifier les inégalités suivantes [3]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}; \\ \text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}; \dots \text{ (2-8)} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4. \end{array} \right.$$

- Dimensions minimales à l'égard du feu pour un poteau carré [4] :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1/2h \Rightarrow a \geq 15 \text{ cm} \\ 1h \Rightarrow a \geq 20 \text{ cm} \\ 2h \Rightarrow a \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \dots \text{ (2-9)}$$

2.6. Prédimensionnement des voiles.

Les voiles sont de éléments résistant de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vu la grande inertie de leurs sections horizontales. Le prédimensionnement des voiles se fait par des formules empiriques sur les dimensions minimales en fonction de la hauteur d'étage et les conditions d'abouts du voile (conditions de rigidité des extrémités) :

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm}; \\ e \geq \frac{h_e}{25} = 12.3 \text{ cm}; \\ L \geq 4e. \end{array} \right\} \Rightarrow e = 16 \text{ cm} \dots \text{ (2-10)}$$

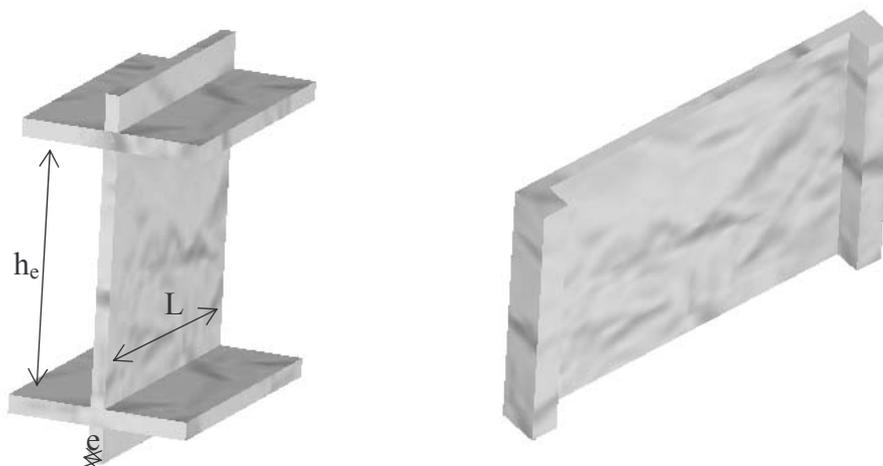


Fig. 2-2 Voile avec deux abouts liés

- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau [3]:

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm;} \\ e \geq \frac{h_e}{22} = 13,9 \text{ cm;} \\ L \geq 4e. \end{array} \right\} \Rightarrow e = 16 \text{ cm} \dots (2-11)$$

- Voiles à abouts libres [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm;} \\ e \geq \frac{h_e}{20} = 15,3 \text{ cm;} \\ L \geq 4e. \end{array} \right\} \Rightarrow e = 16 \text{ cm} \dots (2-12)$$

Chapitre 3.

Eléments non structuraux

3.1. Introduction.

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ce sont des éléments en maçonnerie comme les cloisons et les murs de façade.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère ;
- Le garde-corps ;
- Les escaliers ;
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression) ;
- Les dalles pleines des balcons.

3.2. Calcul de l'acrotère.

3.2.1. Introduction.

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une surcharge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

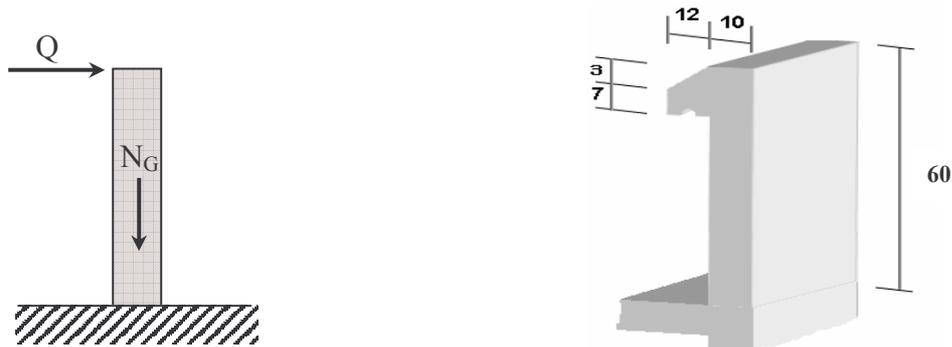


Fig. 3-1 Acrotère : détails et modélisation

3.2.2. Evaluation des sollicitations de calcul.

La section dangereuse est la section d'encastrement, le tableau 3-1 donne les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage. Une vérification sous l'action de la composante horizontale de la charge sismique sera faite par la suite.

G kN	25[(0,6*0,1) + (0,10+0,07)*0,12/2]		1,78
Q kN	1,00		
	N kN	M kN.m	T kN
ELU	3,09	0,90	1,50
ELS	1,78	0,60	1,00

Tab. 3-1 Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère

3.2.3. Calcul du ferrailage.

La section transversale de l'acrotère est (100 x 10), avec un enrobage de 2 cm. Les résultats du calcul des armatures longitudinales sont donnés dans le tableau 3-2.

ELU	Pivot	ε_s ‰	ε_b ‰	σ_s MPa	A_{s1} cm ²	A_{s2} cm ²	$A_{s \text{ min}}$ cm ²
		A	10,00	0,17	347,8	0,3	0,0
ELS	Axe neutre cm	σ_b MPa	$\sigma_b \text{ lim}$ MPa		σ_s MPa	$\sigma_s \text{ lim}$ MPa	
	1	1,8	15,0		201,6	201,6	

Tab. 3-2 Résultats du calcul du ferrailage de l'acrotère

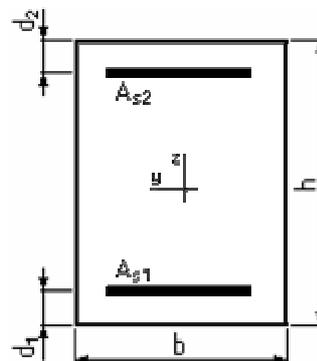


Fig. 3-2 Notation pour le calcul du ferrailage

3.2.4. Vérification au cisaillement.

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par [1]:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{V_u}{b_0 * 0,9 * h} \dots (3-1)$$

Cette contrainte doit rester inférieure à la contrainte admissible donnée en fonction de l'inclinaison des armatures transversales. Le préjudice de la fissuration devra aussi être considéré.

Comme pour le calcul de l'acrotère, la fissuration étant préjudiciable, la contrainte est donnée par [1]:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}[0,15.f_{c28}, 4 \text{ MPa}] = 3,75 \text{ MPa} \dots (3-2)$$

$$\text{Or : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 75} = 0,02 \text{ MPa} . \text{ Donc } \tau_u < \bar{\tau}_u$$

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

2.3.5. Composante horizontale de la charge sismique.

Le règlement parasismique Algérien, préconise une vérification de l'acrotère à la composante horizontale de la charge sismique donnée par [3]:

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \dots (3-3)$$

Le ferrailage obtenu sous l'action des surcharges d'exploitation et des charges permanentes est suffisant lorsque la condition suivante est remplie [3]:

$$F_p \leq 1,5 * Q \dots (3-4)$$

Dans le cas contraire, un calcul à l'état limite accidentelle est obligatoire, et pour les deux cas de figures, une disposition symétrique des armatures est à prendre (prise en compte du changement du signe du moment fléchissant dû au changement de direction de la composante horizontale du séisme).

A = 0,15 : Coefficient d'accélération de zone;

W_p = 1,78 kN : Poids de l'acrotère ;

C_p = 0,8 : Facteur de force horizontale.

$$F_p = 0,85 \text{ kN} \leq 1,5 * Q = 1,5 \text{ kN}$$

En conséquence, on devra utiliser la section minimale d'armatures (condition de non fragilité) des deux cotés, avec des armatures de répartition d'une section au moins égale à un quart des armatures principales.

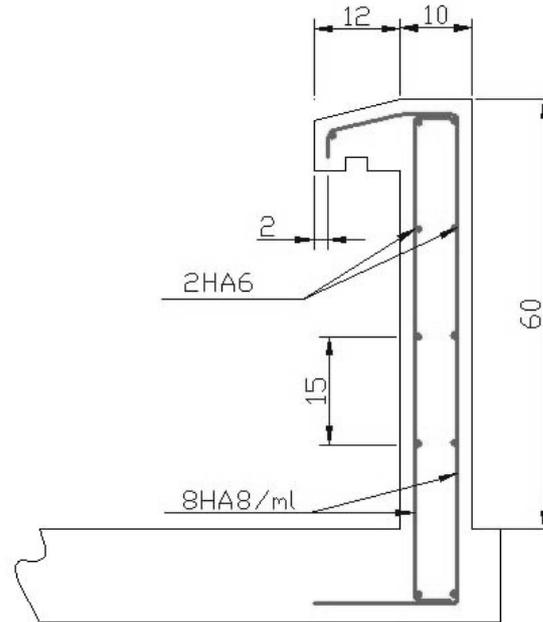


Fig. 3-3 Schéma de ferrailage de l'acrotère

3.3. Calcul du garde-corps.

3.3.1. Introduction.

Comme l'acrotère, le garde-corps est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 100 cm de hauteur. La méthode de calcul du garde-corps est la même que celle de l'acrotère.

3.3.2. Evaluation des sollicitations de calcul.

La section dangereuse est la section d'encastrement, le tableau 3-3 donne les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage. Une vérification sous l'action de la composante horizontale de la charge sismique sera faite par la suite.

G kN	25*(1,00*0,10)		2,50
Q kN	1,00		
	N kN	M kN.m	T kN
ELU	3,37	1,50	1,50
ELS	2,50	1,00	1,00

Tab. 3-3 Actions et sollicitations agissant sur le garde-corps

3.3.3. Calcul du ferrailage.

La section transversale du garde-corps est (100 x 10), avec un enrobage de 2 cm, les résultats de calcul des armatures longitudinales sont donnés dans le tableau 3-4.

ELU	Pivot	ε_s ‰	ε_b ‰	σ_s MPa	A_{s1} cm ²	A_{s2} cm ²	$A_{s \text{ min}}$ cm ²
		A	10,00	0,26	347,8	0,6	0,0
ELS	Axe neutre cm	σ_b MPa	$\sigma_b \text{ lim}$ MPa	σ_s MPa	$\sigma_s \text{ lim}$ MPa		
	1	2,4	15,0	201,6	201,6		

Tab. 3-4 Résultats du calcul du ferrailage du garde-corps

3.3.4. Vérification au cisaillement.

Comme pour l'acrotère, la contrainte de cisaillement est donnée par la formule (3-1), et la contrainte admissible de cisaillement est donnée par la formule (3-2).

Le calcul de la contrainte de cisaillement donne :

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 75} = 0,02 \text{ MPa} \text{ Donc } \tau_u < \bar{\tau}_u$$

3.3.5. Composante horizontale de la charge sismique.

Le garde corps doit être vérifié sous l'action de la composante horizontale de la charge sismique donnée dans (3-3) et satisfaire l'inégalité donnée dans (3-4).

On trouve alors :

$$F_p = 1,2 \text{ kN} \leq 1,5 * Q = 1,5 \text{ kN}$$

On adopte alors la section minimale d'armatures (condition de non fragilité) des deux cotés, avec des armatures de répartition d'une section au moins égale à un quart des armatures principales.

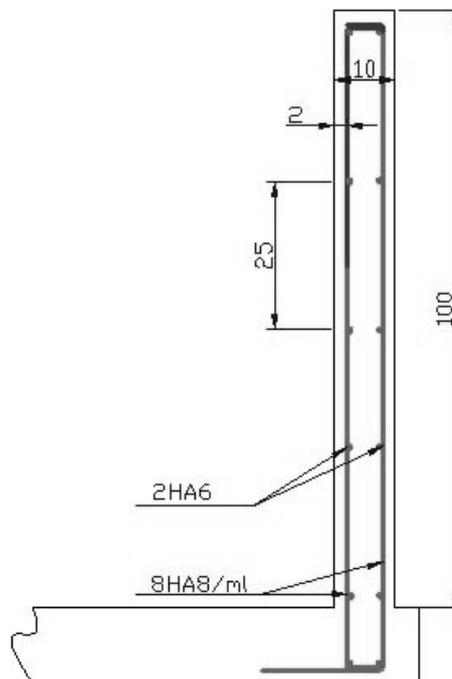


Fig. 3-4 Schéma de ferrailage du garde-corps

3.4. Calcul des escaliers.

3.4.1. Introduction.

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Pour ce bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé : les escaliers droits à deux volées.

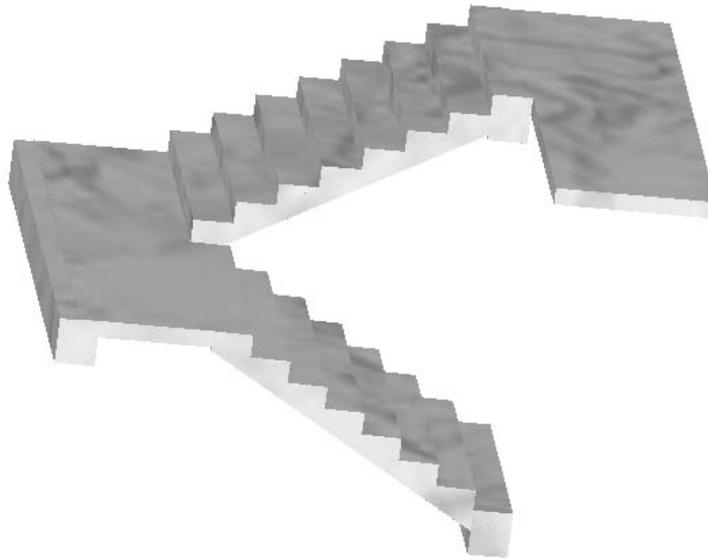


Fig. 3-5 Escalier à deux volées

3.4.2. Les escaliers courants.

3.4.2.1. Géométrie.

Un escalier doit être efficace et aussi facile que possible à monter et à descendre. Les proportions des escaliers respectent la relation de *Blondel* donnée par la double inégalité [5] :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm} \dots (3-5)$$

g : Giron ou largeur de la marche ;

h : Hauteur de la contre marche.

En se fixant la hauteur des contre marches $h = 17 \text{ cm}$; on trouve le nombre de contre marches correspondant : $n = 153 / 17 = 9$

Ce qui va nous donner un giron de $g = 30 \text{ cm}$.

Les dimensions choisies vérifient la double inégalité de *Blondel* :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h = 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} g = 30 \text{ cm;} \\ h = 17 \text{ cm.} \end{cases}$$

3.4.2.2. Dimensionnement.

3.4.2.2.1. Paillasse.

Les volées d'escaliers sont calculées comme des poutres inclinées dont la largeur est égale à un mètre.

Les escaliers ne doivent pas avoir de flèche excessive. Les paillasse doivent donc avoir une épaisseur suffisante. Dans un immeuble d'habitation, il faut que [5]:

$$e \geq \max\left(\frac{\text{Portée}}{30}, 10 \text{ cm}\right) \dots (3-6)$$

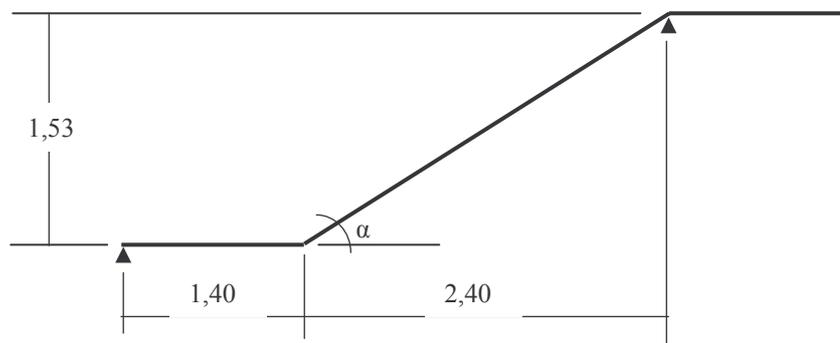


Fig. 3-6 Dimensions des éléments des escaliers courant

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = \text{Arctg}\left(\frac{1,53 \text{ m}}{2,40 \text{ m}}\right) \Rightarrow \alpha = 32^{\circ},51 \\ \text{Portée} = \frac{1,53 \text{ m}}{\cos(\alpha)} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Portée} = 2,80 \text{ m} \Rightarrow e \geq \max(9,36 \text{ cm}, 10 \text{ cm})$$

On va adopter pour la paillasse une épaisseur égale à celle de la dalle pleine utilisée pour les balcons :

$$e = 13 \text{ cm}$$

3.4.2.2.2. Palier inter étage.

Un palier est une dalle dans laquelle est incluse une poutre palière. La dalle d'un palier doit avoir une épaisseur au moins égale à celle de la paillasse. C'est pour quoi nous allons adopter la même épaisseur que pour la paillasse.

3.4.2.3. Evaluation des charges.

La charge permanente est le poids du béton armé et du revêtement de sol.

Elément	Couche	Epaisseur cm	G kN/m ²	G kN/m ²	Q kN/m ²
Paillasse	Carrelage	2,0	0,40	7,04	2,50
	Mortier de pose	2,0	0,40		
	Marches	$h / 2 = 8,5$	2,12		
	Paillasse	$e / \cos \alpha = 15,4$	3,85		
	Enduit de ciment	1,5	0,27		
Palier	Carrelage	2,0	0,40	4,32	2,50
	Mortier de pose	2,0	0,40		
	Palier	13	3,25		
	Enduit de ciment	1,5	0,27		

Tab. 3-5 Actions sur l'escalier

3.4.2.4. Modélisation.

Comme la volée d'escalier ne repose directement sur la poutre palière que sur un seul côté, le modèle de calcul à prendre est une poutre qui englobe la volée d'escalier et le palier en même temps. Cette poutre est initialement considérée comme simplement appuyée des deux côtés puis comme semi encastrée afin de s'approcher de la solidarité présente entre les éléments de l'escalier et l'appui (la poutre palière).

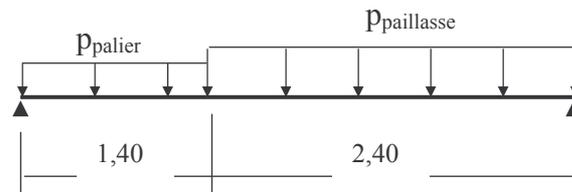


Fig. 3-7 Modèle de calcul des escaliers courants

3.4.2.5. Combinaisons d'actions.

	G kN/m ²	Q kN/m ²	ELU $1,35G+1,5Q$ kN/m ²	ELS G+Q kN/m ²
Palier	4,32	2,50	9,58	6,82
Paillasse	7,04	2,50	13,25	9,54

Tab. 3-6 Combinaison des actions sur l'escalier

3.5.2.6. Sollicitations de calcul.

Moment max en travée kN.m		Effort tranchant max en appui kN	
ELU	ELS	ELU	ELS
22,15	15,9	20,98	17,42

Tab. 3-7 Sollicitations de calcul

3.5.2.7. Calcul du ferrailage.

La section transversale de la poutre qui modélise les éléments de l'escalier (palier et paillasse) est (100 x 13), avec un enrobage de 2,5 cm, les résultats de calcul des armatures longitudinales sont donnés dans le tableau suivant :

ELU	Pivot	ε_s ‰	ε_b ‰	σ_s MPa	A_{s1} cm ²	A_{s2} cm ²	A_s min cm ²
	A	10,00	2,38	347,8	6,6	0,0	1,6
ELS	Axe neutre cm	σ_b MPa	σ_b lim MPa	σ_s MPa	σ_s lim MPa		
	2	9,3	15,0	260,0	400,0		

Tab. 3-8 Résultats du calcul du ferrailage des escaliers courants

Le diamètre des barres à utiliser ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur de la dalle avec un espacement maximal inférieur ou égal au : $\min(33 \text{ cm}, 3 * \text{épaisseur})$.

La section d'armatures longitudinales à adopter est **6HA12 /ml**.

Des armatures de répartition sont à prévoir, avec une section au moins égale au quart de celle des armatures principales, ce qui va nous donner **5HA10 /ml**.

2.3.2.8. Vérification au cisaillement.

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par la formule (3-1) :

$$\tau_b = \frac{20,98 * 10^{-3}}{0,9 * 1 * 0,115} = 0,20 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible, la contrainte admissible de cisaillement sera donnée par [1] :

$$\bar{\tau}_b = \min\left(\frac{0,20 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 5 \text{ MPa} \dots (3-7)$$

Cette dernière est bien supérieure à τ_b .

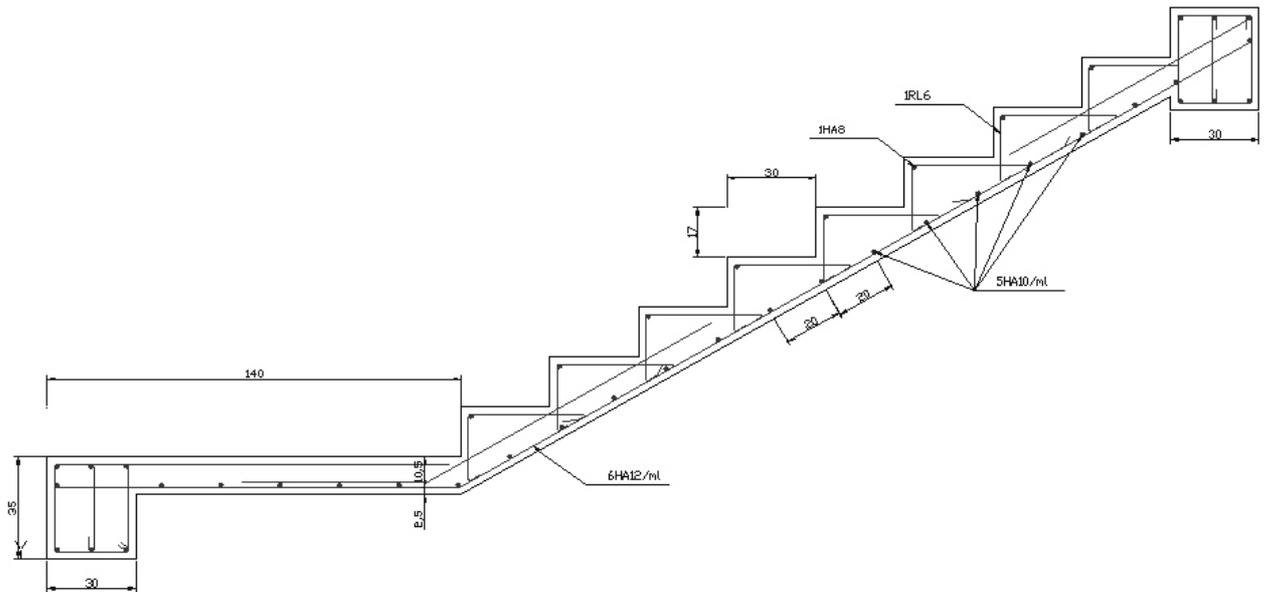


Fig. 3-8 Ferrailage des escaliers courants

3.4.3. Escalier du vide sanitaire.

Cet escalier a une extrémité qui repose directement sur le sol par le biais d'une fondation. Une semelle minimale est en générale suffisante [5].

3.4.3.1. Modélisation.

Les actions agissantes sur cet escalier sont les mêmes (même revêtement et même surcharge d'exploitation), seule la portée de la poutre de modélisation va changer.

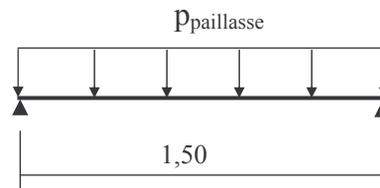


Fig. 3-9 Modèle de calcul

3.4.3.2. Sollicitations de calcul.

Moment max en travée kN.m		Effort tranchant max en appui kN	
ELU	ELS	ELU	ELS
3,72	2,68	9,94	7,15

Tab. 3-9 Sollicitations de calcul

3.4.3.3. Calcul du ferrailage.

La section transversale de la poutre qui modélise les éléments de l'escalier (palier et paille) est (100 x 13), avec un enrobage de 2,5 cm, les résultats de calcul des armatures longitudinales sont donnés dans le tableau 3-10.

ELU	Pivot	ε_s ‰	ε_b ‰	σ_s MPa	A_{s1} cm ²	A_{s2} cm ²	$A_{s \text{ min}}$ cm ²
		A	10,00	0,31	347,8	1,0	0,0
ELS	Axe neutre cm	σ_b MPa	$\sigma_b \text{ lim}$ MPa	σ_s MPa	$\sigma_s \text{ lim}$ MPa		
	1,7	3,3	15,0	261,0	400,0		

Tab. 3-10 Résultats du calcul du ferrailage des escaliers du demi niveau

La section d'armature à mettre est la section minimale, dans les deux directions, et pour respecter les conditions sur l'espacement minimal, on va mettre **4HA10/ml**.

La vérification au cisaillement est inutile (effort tranchant encore plus faible que pour le premier cas).

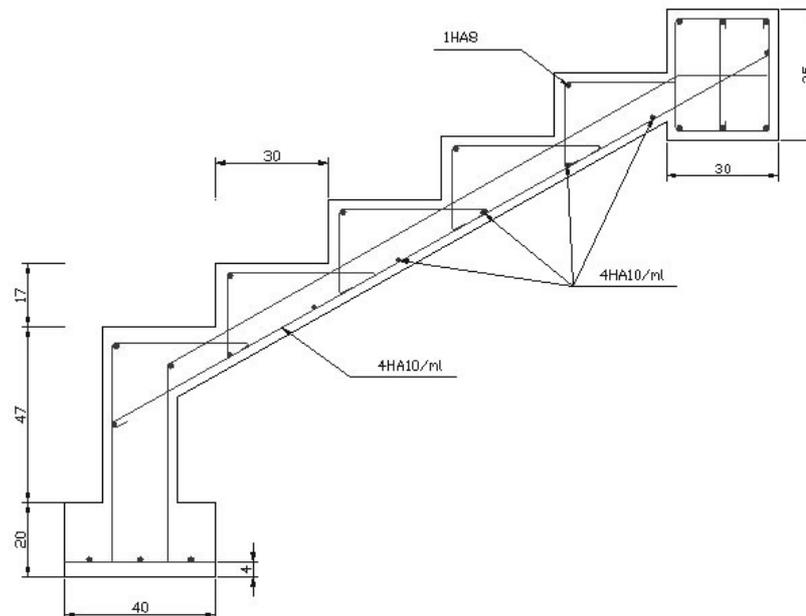


Fig. 3-10 Ferrailage des escaliers du vide sanitaire

3.5. Plancher à corps creux.

3.5.1. Introduction.

Ce type de planchers est très couramment utilisé dans les bâtiments à usage d'habitation. Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- Les poutrelles ;
- La table de compression.

3.5.2. Calcul des poutrelles.

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

- Le calcul avant coulage de la table de compression ;
- Le calcul après coulage de la table de compression.

3.5.2.1. Avant coulage.

Les poutrelles sont considérées comme des poutres isostatiques soumises à leur poids propre, au poids des entrevous et une surcharge concentrée Q appliquée en travée (à mi-portée) due à la présence d'un ouvrier sur le plancher :

$$Q = \text{Max} (1 \text{ kN (au milieu de la poutrelle)} ; 0.5 \text{ kN/ml portée}) \dots (3-8)$$

$$Q = \text{Max} (1 \text{ KN} ; 0,5 \times 3,8) = 1.90 \text{ kN.}$$

Les charges permanentes sont données dans le tableau 3-11.

		G kN/ml
Poutrelle	0,12*0,04*25	0,12
Entrevous	0,65*1	0,65
Total		0,77

Tab. 3-11 Charges permanentes de calcul des poutrelles avant coulage

La figure 3-11 donne le modèle de calcul et le positionnement des armatures.

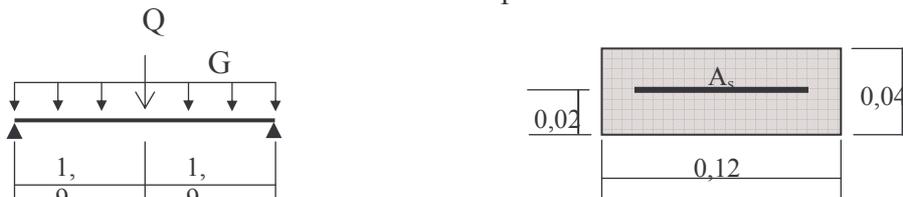


Fig. 3-11 Modèle de calcul des poutrelles avant coulage

a. Sollicitations de calcul.

Le tableau 3-12 donne les sollicitations.

Moment max en travée kN.m		Effort tranchant max en appui kN	
ELU	ELS	ELU	ELS
4,58	3,19	3,40	2,41

Tab. 3-12 Sollicitations combinées de calcul

La section est sollicitée en pivot B avec nécessité d'armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ELU}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{4,58 * 10^{-3}}{0,12 * 0,02^2 * 14,17} = 6,73 > \mu_{lim} = 0,39 .$$

Comme la section est d'une très faible hauteur, il est impossible d'introduire des armatures de compression. La seule solution est de diminuer le moment par une diminution de la portée. Pour ce faire, on doit prévoir un étayement.

b. Calcul de l'étayement.

L'étayement doit nous ramener à une portée qui nous donnera un moment qui vérifie :

$$\frac{M_{ELU}}{b * d^2 * f_{bu}} < \mu_{lim} \dots (3-9)$$

Avec :

$$M_{ELU} = 1,35 * G * \frac{L^2}{8} + 1,5 * Q * \frac{L}{4} \dots (3-10)$$

L'inégalité précédente s'écrit :

$$\left(\frac{1,35 * G}{8} \right) L^2 + \left(\frac{1,5 * Q}{4} \right) L < b * d^2 * f_{bu} * \mu_{lim} \dots (3-11)$$

En supposons que la nouvelle portée va nous donner : $Q = 1 \text{ kN}$,

On aura :

$$L < 0,86 \text{ m}$$

Donc, pour une travée, 4 étayements sont nécessaires.

3.5.2.2. Après coulage.

Après le bétonnage, la section transversale des poutrelles devient une section en T avec talon, la surface du plancher qui revient à chaque poutrelle est une bande de largeur 0,65 m.

Trois types de poutres continues sont à envisager :

- 2 travées ;
- 3 travées ;
- 6 travées.

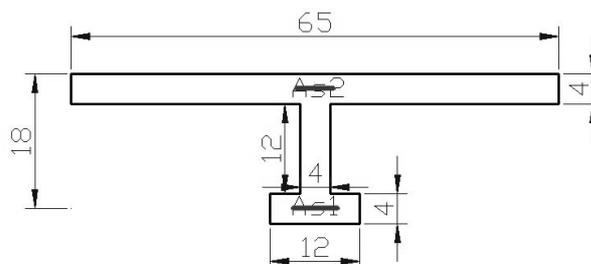


Fig. 3-12 Section de calcul des poutrelles après coulage

a. Calcul des actions :

Niveau	G kN/ml	Q kN/ml	1,35G+1,5Q kN/ml	G+Q kN/ml
Terrasse	4,20	0,65	6,64	4,85
Niveau courant	3,46	0,97	6,12	4,43
Locaux commerciaux		1,62	7,10	5,08

Tab.3-13 Actions de calcul des poutrelles après coulage

Comme les valeurs des actions sont proches, on va prévoir un seul type de poutrelles (en fonction du ferrailage), les actions à prendre pour le calcul sont les plus grandes.

b. Sollicitations de calcul.

Pour avoir les sollicitations de calcul on va utiliser le logiciel de calcul de poutre continue SOCOTEC Peleas. Les résultats sont donnés dans le tableau 3-14.

Type		Sollicitations	Valeurs max	Diagrammes
2 travées	ELU	Moment d'appui kN.m	-12,82	
		Moment en travée kN.m	7,21	
		Effort tranchant d'appui kN	16,86	
	ELS	Moment d'appui kN.m	-9,19	
		Moment en travée kN.m	5,16	
		Effort tranchant d'appui kN	12.06	
3 travées	ELU	Moment d'appui kN.m	-10.25	
Moment en travée	8.2			

	ELS	kN.m		
		Effort tranchant d'appui kN	16,19	
		Moment d'appui kN.m	-7,33	
	Moment en travée kN.m	5,87		
	Effort tranchant d'appui kN	11,58		
	6 travées	ELU	Moment d'appui kN.m	-10,84
Moment en travée kN.m			7,95	
Effort tranchant d'appui kN			16,34	
ELS		Moment d'appui kN.m	-7,76	
		Moment en travée kN.m	5,89	
		Effort tranchant d'appui kN	11,69	

Tab.3-14 Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage

c. Calcul du ferrailage.

c.1. Armatures longitudinales.

Le calcul du ferrailage va se faire à l'ELU seulement car la fissuration est considérée comme peu nuisible. Les sections d'armatures seront déterminées par le logiciel de vérification de ferrailage d'une section SOCTEC Flexi. Les résultats sont donnés dans le tableau 3-15.

Type	Position	Moment ELU kN.m	Armatures Supérieures	Armatures Inférieures
2 travées	Appuis	-12,82	T12+T14	0
	Travée	7,21	0	2T10
3 travées	Appuis	-10.25	T12+T12	0
	Travée	8.2	0	2T10
6 travées	Appuis	-10,84	T12+T12	0
	Travée	7,95	0	2T10

Tab.3-15 Ferrailage des poutrelles

c.2. Armatures transversales.

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : $\alpha = 90^\circ$, et avec une section d'armatures transversales : $A_{st} = 2\emptyset 6$, l'espacement des armatures transversales peut être déterminé par la formule suivante [1]:

$$s_t \leq \frac{A_{st} * 0,9 * f_{su}}{(\tau_b - \tau_0) * b} \dots (3-12)$$

Avec :

$$\tau_0 = 0,3 * f_{ij} * k = 0,3 * 2,1 * 1 = 0,63 \text{ MPa} \dots (3-13)$$

$$s_t \leq \frac{0,57 * 10^{-4} * 0,9 * 348}{(3,43 - 0,63) * 0,04} = 0,16 \text{ m} \text{ donc l'espacement sera : } s_t = 0,15 \text{ m}$$

d. Vérification au cisaillement.

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales [1].

$$\tau_b = \frac{T_{ELU}}{0,9 * b * d} \leq \bar{\tau}_b = \min\left(\frac{0,20f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 5 \text{ MPa} \dots (3-13)$$

Type	Position	Effort tranchant max ELU kN.m	τ_b MPa	$\bar{\tau}_b$ MPa
2 travées	Appuis	16,86	2,60	5,00
3 travées	Appuis	16,19	2,50	
6 travées	Appuis	16,34	2,52	

Tab. 3-16 Contraintes de cisaillement dans l'âme des poutrelles

Pour des raisons constructives, on va adopter le même ferrailage pour toutes les poutrelles, et prévoir des chapeaux en zone d'appuis. L'épure d'arrêt des barres sera déterminée par la méthode forfaitaire.

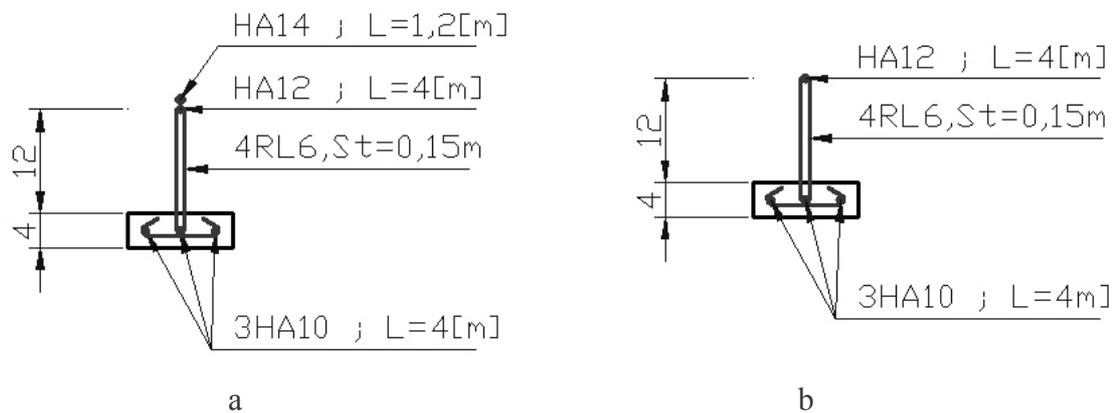


Fig. 3-13 Schémas de ferrailage des poutrelles :
a – en zone d'appuis b- en travée

3.5.3. La table de compression.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes [1] :

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

$$A_s \geq \frac{4 * 1 \text{ cm}}{f_c \text{ MPa}} = \frac{4 * 65}{240} = 1,08 \text{ cm}^2 \dots (3-14)$$

En conséquence, le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 25 cm x 25 cm et de nuance FeE240 avec des Ø6.

3.6. Dalles pleines.

Ce type de plancher a été adopté pour les parties de plancher en console. En fonction de la portée et du nombre d'appuis. Pour ce bâtiment, on distingue 4 types de dalles pleines:

- Type 1 : portée en console de 1,3 m sur 3 appuis continus ;
- Type 2 : portée en console de 0,75 m sur 3 appuis continus ;
- Type 3 : double console avec une portée de 1,3 et 1,2 m ;
- Type 4 : double console avec une portée de 0,75 et 1,2 m.

3.6.1. Dalles pleines sur 3 appuis continus.

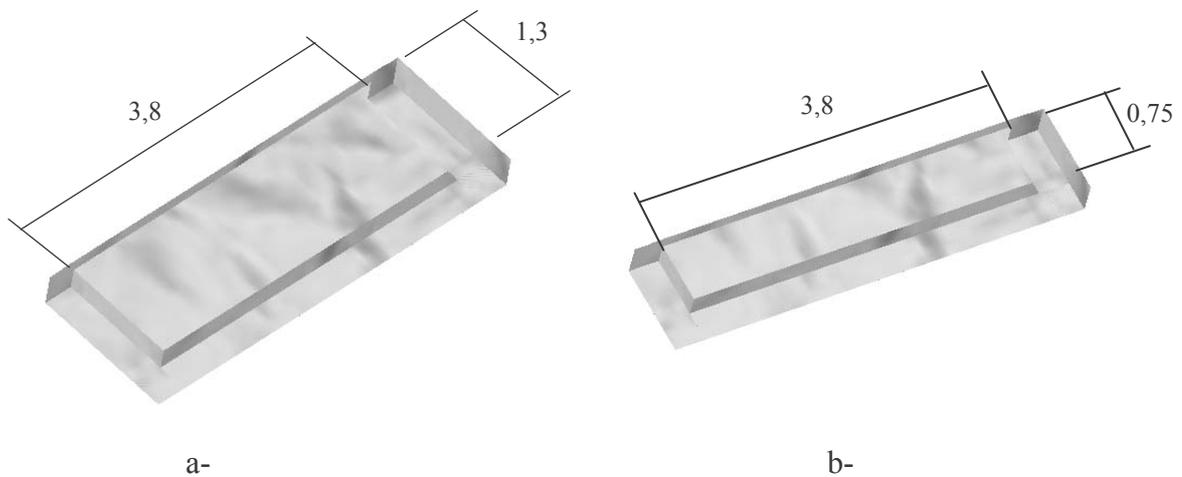


Fig. 3-14 Dalles pleines sur 3 appuis continus :
a- Type1 b- Type 2

a. Calcul des actions.

Pour le calcul des dalles, seules les actions verticales sont à prendre (charges et surcharges). Une charge répartie linéairement sur le bord libre est présente, cette charge est due aux cloisons doubles, à l'acrotère ou au garde-corps. Le tableau 3-17 donne les valeurs retenues.

Eléments	Cas possibles		Cas à prendre pour le calcul	
	G	Q	G	Q
Dalle pleine 13 cm et revêtement	5,02 kN/m ²	3,5 kN/m ²	5,02 kN/m ²	3,5 kN/m ²
Cloisons doubles	7,07 kN/ml	-	7,07 kN/ml	
Acrotère	1,78 kN/ml	-		
Garde-corps	2,5 kN/ml	-		

Tab. 3-17 Cas de charges possibles pour les balcons

b. Sollicitations de calcul.

Le calcul se fera uniquement à l'ELU car la fissuration est considérée comme peu nuisible. Les sollicitations seront déterminées par le logiciel de calcul des dalles SOCOTEC Dalle. Les appuis continus sont dans les lignes d'équations : $x = 0$; $x = 3.8$; $y = 0$ sur le repère de la figure 3-15.

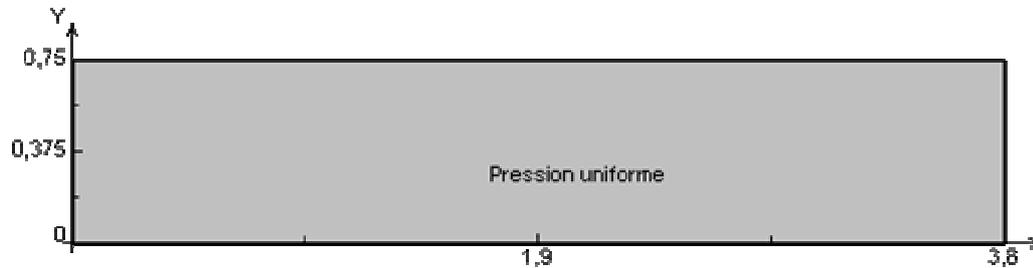


Fig. 3-15 Système de coordonnées pour les dalles sur 3 appuis continus Type 2

Type	Sollicitations à l'ELU	Position (x,y) m	Valeurs max	Diagramme
Type 1	M_x kN.m/ml	(1.9,0)	-12.85	
	M_y kN.m/ml	(0,1.3)	-19.32	
		(1.9,1.3)	4.20	
	V_x kN/ml	(1.9,0)	26.64	
V_y kN/ml	(0,1.3)	82.38		

Type 2	M_x kN.m/ml	(1,9,0)	-9.05	
	M_y kN.m/ml	(1,0.75)	1.38	
		(0,0.75)	-8.26	
	V_x kN/ml	(0,0.75)	52.87	
V_y kN/ml	(1,9,0)	19.47		

NB : Les axes sont les mêmes que ceux indiqués dans la figure 3-15.

Tab. 3-18 Sollicitations de calcul pour les dalles sur 3 appuis continus

c. Calcul du ferrailage.

La section d'armatures doit vérifier les conditions suivantes [1]:

- Espacement minimal de 20 cm ;
- Diamètre maximal des barres au plus égal au dixième de l'épaisseur ;
- Le pourcentage des armatures au moins égal à 0,8 % (barres à haute adhérence de classe FeE400).

Pour le calcul des armatures, on va considérer une section rectangulaire (100x13) avec un enrobage de 1,5 cm. Les résultats donnés dans le tableau 3-19 sont obtenus par le logiciel SOCOTEC Flexi.

Type	Sens	Position	Moment ELU kN.m	Armatures Supérieurs	Armatures Inférieurs
Type 1	X	Appuis	-12.85	5T10	0
	Y	Appuis	-19.32	5T12	0
	Y	Travée	4.20	0	5T10
Type 2	X	Appuis	-9.05	5T10	0
	Y	Appuis	-8.26	5T10	0
	Y	Travée	1.38	0	5T10

Tab. 3-19 Ferrailage des dalles pleines sur 3 appuis continus

Pour les deux types, nous allons adopter le même ferrailage, avec :

- 5T10 / ml dans les deux sens comme armatures inférieures, les armatures principales sont celles parallèles au sens (XX) ;
- 5T12 / ml dans les deux sens comme armatures supérieures, les armatures principales sont toujours celles parallèles à (XX).

d. Vérification au cisaillement.

Il y a lieu de vérifier les contraintes de cisaillement du béton comme pour les poutrelles. Le tableau 3-20 récapitule les valeurs. Les conditions sont vérifiées dans tous les cas.

Type	Sens	Position	Effort tranchant max ELU kN.m	τ_b MPa	$\bar{\tau}_b$ MPa
Type 1	X	Appuis	26.64	0.33	5,00
	Y	Appuis	82.38	1.03	
Type 2	X	Appuis	52.87	0.66	
	Y	Appuis	19.47	0.24	

Tab. 3-20 Vérification des dalles pleines sur 3 appuis continus au cisaillement

3.6.2. Dalles pleines sur 2 appuis continus.

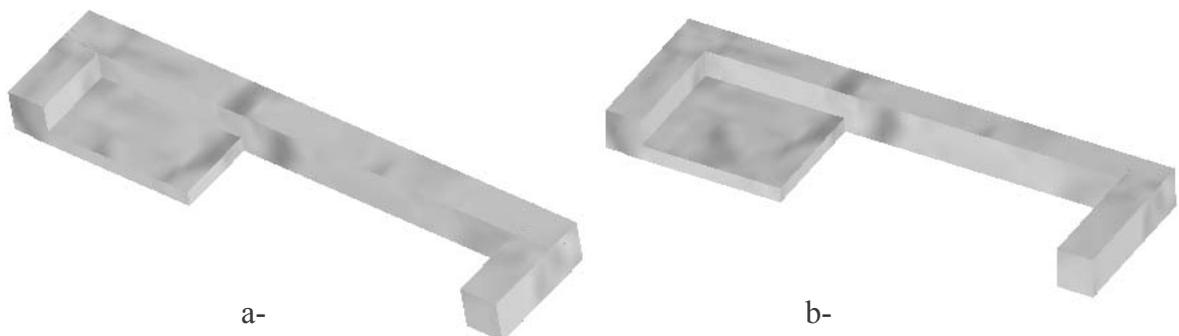


Fig. 3-16 Dalles pleines sur 2 appuis continus :
a- Type 3 b- Type 4

a. Calcul des actions.

Les mêmes actions que celles données dans le tableau 3-17 sont à considérer. La charge linéaire est à prendre sur les deux bords libres des dalles.

b. Sollicitations de calcul.

Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC Dalle sont représentés dans le tableau 3-21.

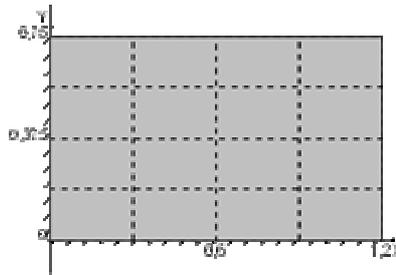


Fig. 3-17 Système de coordonnées pour les dalles sur 2 appuis continus Type 4

Type	Sollicitations à l'ELU	Position (x,y) m	Valeurs max	Diagramme
Type 3	M _x kN.m/ml	(0,1.3)	-4.78	
		(0.84,1.3)	0.60	
	M _y kN.m/ml	(1.2,0)	-4.74	
		(1.2,0.97)	0.69	
V _x kN/ml	(0,1.3)	18.22		
V _y kN/ml	(1.2,0)	21.11		

Type 4	M _x kN.m/ml	(1.2,0)	-2.36	
		(1.2,0.78)	0.22	
	M _y kN.m/ml	(0,0.75)	-2.02	
		(0.84,0.75)	0.38	
	V _x kN/ml	(0,0.75)	13.19	
	V _y kN/ml	(1.2,0)	10.49	

Tab. 3-21 Sollicitations de calcul pour les dalles sur 2 appuis continus

c. Calcul du ferrailage.

Type	Sens	Moment ELU kN.m	Armatures Supérieures	Armatures Inférieures
Type 3	X	-4.78	5T8	0
	X	0.60	0	5T6
	Y	-4.74	4T8	0
	Y	0.69	0	5T6
Type 4	X	-2.36	5T6	0
	X	0.22	0	5T6
	Y	-2.02	5T6	0
	Y	0.38	0	5T6

Tab. 3-22 Ferrailage des dalles pleines sur 2 appuis continus

Pour faciliter l'exécution, on va adopter le même ferrailage que pour les deux premiers types (dalles sur 3 appuis continus) :

- 5T10/ml dans les deux sens comme armatures inférieures ;
- 5T12/ml dans les deux sens comme armatures supérieures.

d. Vérification au cisaillement.

Il y a lieu de vérifier les contraintes de cisaillement du béton comme pour les poutrelles. Le tableau 3-23 récapitule les valeurs. Les conditions sont vérifiées dans tous les cas.

Type	Sens	Position	Effort tranchant max ELU kN.m	τ_b MPa	$\bar{\tau}_b$ MPa
Type 3	X	Appuis	18.22	0,23	5,00
	Y	Appuis	21.11	0,26	
Type 4	X	Appuis	13.19	0,18	
	Y	Appuis	10.49	0,14	

Tab. 3-23 Vérification des dalles pleines sur 2 appuis continus au cisaillement

Chapitre 4.

Etude dynamique

4.1. Introduction.

Toutes les structures physiques réelles ont un comportement dynamique lorsqu'elles sont soumises à des forces ou des déplacements. Les forces additionnelles d'inertie de la deuxième loi de NEWTON, sont égales à la masse fois l'accélération. Si les forces ou les déplacements sont appliqués lentement, les forces d'inertie peuvent être négligées, et une analyse statique peut être justifiée.

De plus toutes les structures réelles ont un nombre infini de déplacements, c'est pour quoi la phase la plus critique dans l'analyse d'une structure est de créer un modèle avec un nombre fini d'éléments et de déplacements nodaux qui va nous permettre une simulation du comportement de la structure réelle.

4.2. Stratégie adoptée.

Le bâtiment étudié est un R+5 implanté en zone III [3], l'utilisation d'un contreventement par portiques est donc interdite. On doit donc introduire des voiles avec les portiques. Un autre problème s'impose : quelle est la quantité de voiles à introduire pour avoir le coût le moins élevé. C'est pourquoi nous allons comparer différentes dispositions pour les voiles avec différentes conditions d'about :

- Des voiles avec des poteaux dans les deux bouts ;
- Des voiles avec une extrémité libre.

Le paramètre de comparaison sera la quantité de matériaux (béton et acier) nécessaire pour les éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).

4.3. Modélisation.

L'étude de ce bâtiment est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions sur le logiciel Etabs. Le modèle adopté comporte 7 niveaux, avec un encastrement à la base, le niveau inférieur (vide sanitaire) comporte un voile périphérique à cause de sa faible hauteur (présence de poteaux courts). La figure 4-1 représente le modèle initial.

Le modèle ne comporte que les éléments résistants (poteaux, poutres et voiles), les planchers et les escaliers, le reste des éléments sont introduits comme un chargement. La théorie des planchers rigides est mise en évidence par une déclaration de diaphragmes rigides.

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations avec une minoration [3] :

$$W = G + \beta * Q = G + 0.2 * Q \dots (4-1)$$

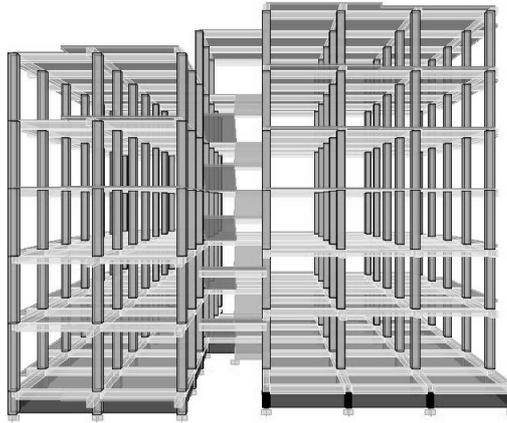


Fig. 4-1 Modèle initial sans voiles 3D sur Etabs

4.3.1. Dispositions étudiées.

Comme le système de contreventement choisi est le contreventement mixte (cas 4a), le choix des dispositions des voiles doit satisfaire plusieurs conditions [3]:

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultants de leurs interactions ;
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage ;
- Une excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion ne dépassant en aucun niveau 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment ;
- Les contraintes de cisaillement dans les poteaux et les voiles ne dépassant pas les contraintes admissibles propre à chaque élément ;
- Un pourcentage d'armatures longitudinales qui ne dépasse pas le pourcentage maximal ;
- Des périodes propres qui ne varient pas brusquement entre deux modes successifs.

Nous avons étudié 4 alternatives pour la disposition des voiles :

- **1^{ère} disposition** : 12 voiles de 1,1 m dont une extrémité aboutit dans un poteau et l'autre est libre ; (Fig. 4-2(a))
- **2^{ème} disposition** : identique à la première avec une longueur de 1,3 ;(Fig. 4-2(b))
- **3^{ème} disposition** : identique à la première avec une longueur de 1,5 ; (Fig. 4-2(c))
- **4^{ème} disposition** : 4 voiles de 3,4 m avec les deux poteaux aux deux extrémités. (Fig. 4-2(d))

Etant donné que la taille des voiles n'est pas la même, nous avons choisi de diminuer le nombre de voiles lorsque leur longueur augmente.

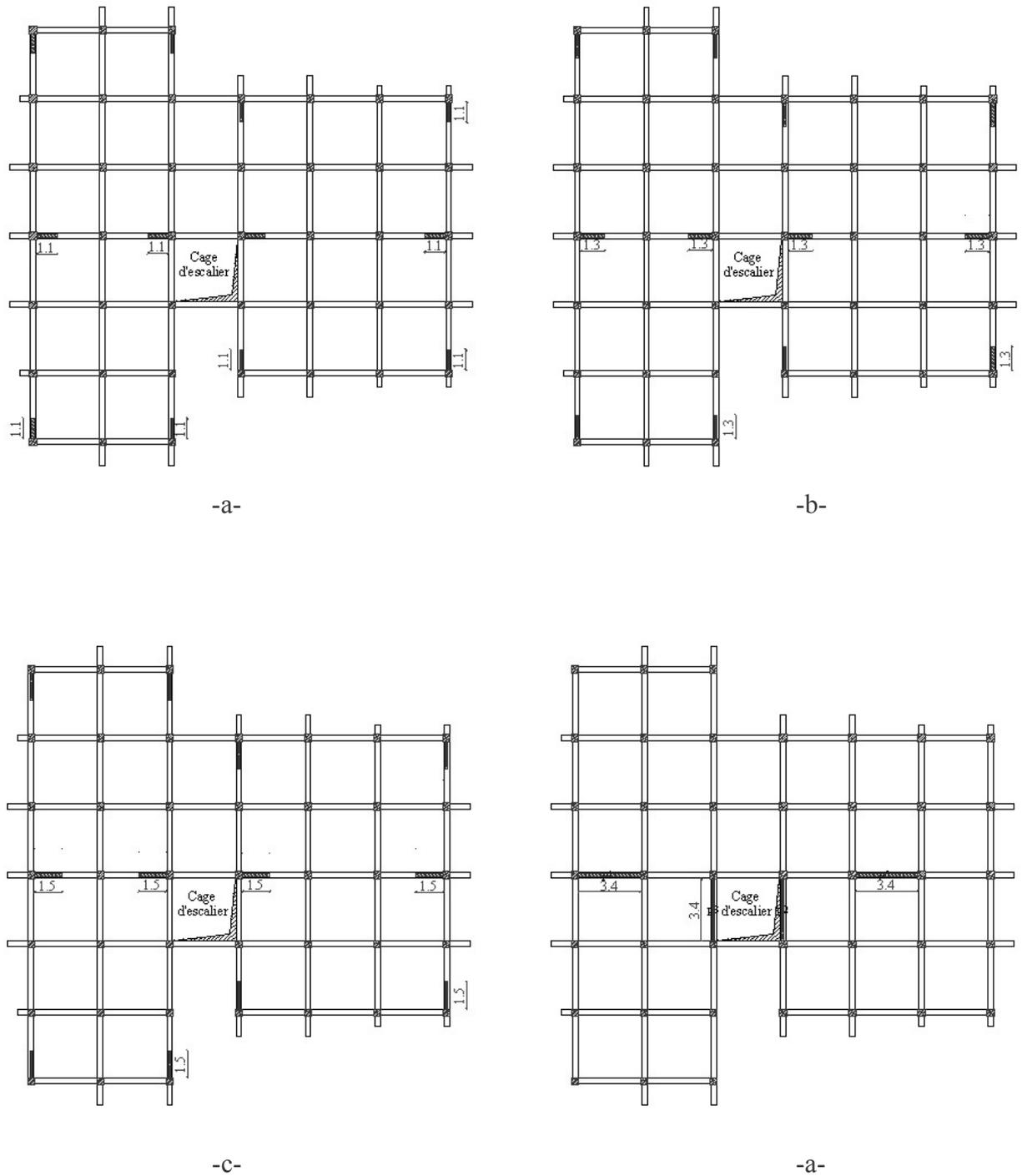


Fig. 4-2 Dispositions étudiées

- a – Disposition 1
- b – Disposition 2
- c – Disposition 3
- d – Disposition 4

4.3.2. Caractéristiques du bâtiment avec les différentes dispositions.

Les caractéristiques géométriques (centre de masse et centre de torsion) de chaque niveaux et les périodes propres de la structure données par Etabs sont représentées dans le tableau 4-1.

Disposition	Niveau	Centre de masse		Centre de torsion		% d'excentricité	Mode propre	Période s
		x	y	x	y			
1 ^{ère} disposition	5	16.31	11.40	11.76	11.18	17.91	1	0.6247
	4	11.13	11.58	10.47	11.06	2.60	2	0.5531
	3	10.39	11.56	10.35	11.05	2.00	3	0.5288
	2	10.39	11.56	10.35	11.06	2.00	4	0.1940
	1	10.39	11.56	10.38	11.09	1.87	5	0.1806
	RDC	10.39	11.56	10.46	11.18	1.51	6	0.1639
	S-Sol	11.01	11.61	10.45	11.84	2.20	7	0.1048
2 ^{ème} disposition	5	16.31	11.40	11.72	11.17	18.07	1	0.5943
	4	11.14	11.58	10.52	11.07	2.44	2	0.5282
	3	10.39	11.56	10.38	11.06	1.95	3	0.5019
	2	10.39	11.56	10.38	11.07	1.93	4	0.1789
	1	10.39	11.56	10.40	11.11	1.77	5	0.1713
	RDC	10.39	11.56	10.45	11.21	1.41	6	0.1528
	S-Sol	11.01	11.61	10.45	11.84	2.20	7	0.0976
3 ^{ème} disposition	5	16.32	11.40	11.69	11.17	18.23	1	0.5653
	4	11.15	11.58	10.55	11.07	2.36	2	0.5037
	3	10.39	11.56	10.42	11.07	1.91	3	0.4756
	2	10.39	11.56	10.40	11.09	1.85	4	0.1673
	1	10.39	11.56	10.41	11.14	1.68	5	0.1620
	RDC	10.39	11.56	10.45	11.23	1.32	6	0.1421
	S-Sol	11.01	11.61	10.45	11.83	2.20	7	0.0910
4 ^{ème} disposition	5	16.17	11.36	16.17	11.362	0.00	1	0.7429
	4	11.05	11.57	12.71	11.499	6.54	2	0.4712
	3	10.37	11.55	11.72	11.521	5.31	3	0.4555
	2	10.38	11.56	11.32	11.531	3.70	4	0.2370
	1	10.38	11.56	11.10	11.536	2.83	5	0.1424
	RDC	10.38	11.56	10.96	11.54	2.28	6	0.1278
	S-Sol	11.01	11.60	10.97	11.549	0.19	7	0.1197

Tab. 4-1 Caractéristiques du bâtiment avec les quatre dispositions

4.4. Action sismique.

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique :

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

4.4.1. Méthode statique équivalente.

Le calcul de la charge sismique à la base du bâtiment par la méthode statique se fait par la formule [3] :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W \quad \dots (4-2)$$

- A : Coefficient d'accélération de zone (zone III groupe d'usage 2);
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen (en fonction de la période fondamentale et de l'amortissement du bâtiment);
- Q : Facteur de qualité (1^{ère}, 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} condition sont non observées)
- R : Coefficient de comportement (structure à contreventement mixte avec interaction);
- W: Poids du bâtiment (déterminé à partir de l'équation (4-1)) ;

Disposition	A	D	Q	R	V t
1 ^{ère} disposition	0.25	1.909	1.30	5	509.17
2 ^{ème} disposition	0.25	1.909	1.30	5	511.71
3 ^{ème} disposition	0.25	1.909	1.30	5	514.24
4 ^{ème} disposition	0.25	1.909	1.30	5	500.76

Tab. 4-2 Charge sismique à la base par la méthode statique équivalente

4.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale.

L'introduction de l'action sismique sous forme de spectre de réponse pour prédire les déplacements et les sollicitations dans les éléments d'une structure est une méthode qui présente des avantages pour l'utilisation de l'analyse par ordinateur. La méthode assure le calcul des valeurs maximales seulement dans chaque mode en utilisant un spectre qui représente la moyenne de plusieurs actions sismiques.

4.4.2.1. Modes à considérer.

Le nombre de modes de vibration à considérer doit être tel que [3] :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit au moins égale à 90% de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes retenus ont une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale ;
- Le minimum de modes à retenir est de 3 ;

Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre de modes à considérer est donné par l'inégalité suivante [3] :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.2[s] \dots (4-3)$$

N : Nombre de niveau au dessus du sol ;

T_K : Période du mode K.

Pour les quatre dispositions étudiées, le nombre de modes à prendre en compte sera donné par l'inégalité (4-3), car les 3 premières conditions ne sont pas vérifiées comme il est montré dans le tableau 4-3.

Disposition	Mode	Période	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% cumulé de la masse modale suivant X	% cumulé de la masse modale suivant Y
1	1	0.62	1.95	18.50	1.95	18.50
	2	0.55	58.73	9.70	60.68	28.20
	3	0.53	8.18	39.10	68.86	67.30
2	1	0.59	2.00	17.34	2.00	17.34
	2	0.53	60.74	7.46	62.74	24.80
	3	0.50	5.67	41.88	68.41	66.68
3	1	0.57	1.99	16.41	1.98	16.40
	2	0.50	61.79	5.99	63.77	22.39
	3	0.48	4.20	43.65	67.97	66.04
4	1	0.74	0.06	5.60	0.06	5.60
	2	0.47	1.03	56.29	1.09	61.88
	3	0.46	62.92	0.78	64.01	62.66

Tab. 4-3 Participation de la masse modale effective

Comme le bâtiment comporte 7 niveaux ; un vide sanitaire (V-S), un rez-de-chaussée (RDC) et 5 étages, le nombre de mode à considérer doit être au moins 9.

4.4.2.2. Combinaison des modes.

La méthode la plus conservatrice utilisée pour estimer une valeur maximale d'un déplacement ou d'une force dans une structure est la méthode **ABS** (la somme des valeurs absolues des réponses modales). Cette méthode suppose que toutes les valeurs modales maximales se produisent en même temps.

Une autre approche très commune, c'est d'utiliser la méthode **SRSS** (la racine carrée de la somme des carrés) avec les valeurs modales maximales des déplacements ou des forces. Cette méthode suppose que toutes les valeurs modales maximales sont statiquement indépendantes. Pour des structures en trois dimensions, où plusieurs fréquences sont identiques, cette supposition n'est pas justifiée.

Une autre méthode recommandée est la méthode **CQC** (combinaison quadratique complète), qui est basée sur la théorie des vibrations aléatoires. La valeur d'une force est estimée à partir des valeurs modales maximales par la formule [6] :

$$F = \sqrt{\sum_m \sum_n f_n \rho_{mn} f_m} \dots (4-4)$$

f_n : La force modale associée au mode n ;

ρ_{mn} : Coefficient modal de CROSS pour la méthode **CQC** avec un amortissement ζ constant donné par [6]:

$$\rho_{mn} = \frac{8\zeta^2 (1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2 r(1+r)^2} \dots (4-5)$$

$r = \frac{\omega_n}{\omega_m}$: doit être inférieur ou égal à 1.

Il est important que la matrice des coefficients modaux de CROSS soit symétrique et que tous les termes soient positifs.

4.4.2.3. Spectre de réponse de calcul.

Le spectre de réponse utilisé est déterminé par [3] :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3[s] \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{2/3}(\frac{3}{T})^{5/3} & T \geq 3[s] \end{cases} \dots (4-6)$$

Les coefficient utilisés sont les mêmes que ceux donnés dans le paragraphe 4.4.1 avec la seule différence de facteur de qualité, les conditions de régularité en plan et de régularité en élévation sont automatiquement prises en considération par Etabs ;

- $Q = 1.2$;
- T : période ;
- $T_1 = 0.15$, $T_2 = 0.7$ Fonction du site d'implantation de l'ouvrage.

Les valeurs du spectre sont données dans le tableau 4-4.

T s	$\frac{S_a}{g}$	T s	$\frac{S_a}{g}$	T s	$\frac{S_a}{g}$
0.0	0.313	1.7	0.079	3.4	0.044
0.1	0.200	1.8	0.076	3.5	0.042
0.2	0.143	1.9	0.074	3.6	0.040
0.3	0.143	2.0	0.071	3.7	0.038
0.4	0.143	2.1	0.069	3.8	0.037
0.5	0.143	2.2	0.067	3.9	0.035
0.6	0.143	2.3	0.065	4.0	0.034
0.7	0.143	2.4	0.063	4.1	0.032
0.8	0.131	2.5	0.061	4.2	0.031
0.9	0.121	2.6	0.060	4.3	0.030
1.0	0.113	2.7	0.058	4.4	0.029
1.1	0.106	2.8	0.057	4.5	0.028
1.2	0.100	2.9	0.056	4.6	0.027
1.3	0.095	3.0	0.054	4.7	0.026
1.4	0.090	3.1	0.051	4.8	0.025
1.5	0.086	3.2	0.049	4.9	0.024
1.6	0.083	3.3	0.046	5.0	0.023

Tab. 4-4 Valeurs du spectre de réponse de calcul

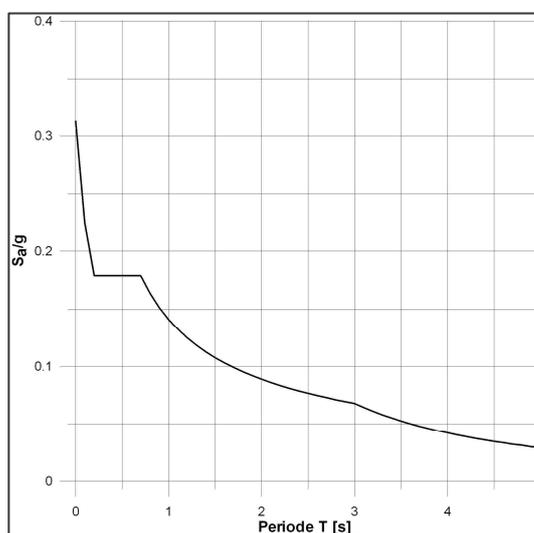


Fig. 4-3 Spectre de réponse de calcul

4.4.2.4. Les effets orthogonaux et l'analyse spectrale.

Une structure bien dimensionnée doit être capable de résister à des actions sismiques égales agissant dans n'importe quelle direction. Certains règlements exigent un dimensionnement sous l'action de 100% de la charge sismique dans une direction, et plus de 30% dans la direction perpendiculaire, d'autres exigent plus de 40% au lieu de 30%. Cependant, aucune indication

n'est donnée sur le choix de ces directions orthogonales pour des structures complexes. Pour les structures rectangulaires où l'on peut facilement déterminer les directions principales, ces pourcentages donnent les mêmes résultats que la combinaison **SRSS**.

Pour les structures tridimensionnelles complexes, la direction qui va produire la contrainte maximale dans un élément ou dans un point spécifié n'est pas apparente.

Il est raisonnable de supposer que les déplacements qui naissent lors d'un séisme ont une direction principale ou que lors d'un intervalle fini de temps quand les accélérations maximales du sol se produisent, la direction principale existe. Pour la majorité des structures, cette direction n'est pas connue et pour la majorité des locations géographiques, ne peut pas être estimée. Cependant, le seul critère rationnel pour le calcul parasismique est que la structure doit être capable de résister à un séisme d'une magnitude donnée dans n'importe quelle direction. En plus des mouvements dans la direction principale, il est probable qu'il y ait simultanément d'autres mouvements dans la direction normale. De plus, et à cause de la complexité de la propagation des ondes tridimensionnelles, il est justifié de supposer que les mouvements normaux sont statiquement indépendants.

En se basant sur ces suppositions, le critère du calcul parasismique précédemment cité, peut s'énoncer comme suit [6] :

“ une structure parasismique doit résister à un mouvement sismique majeur de magnitude S_1 pour tout angle d'excitation possible θ et en même temps résister à un mouvement sismique de magnitude S_2 agissant avec un angle de 90° de l'angle θ “. (Fig. 4-4)

a. Les équations de base pour le calcul des sollicitations spectrales.

Le critère cité précédemment implique que plusieurs analyses avec différents angles d'excitations doivent être faites pour avoir les sollicitations et les contraintes maximales de calcul. Cependant, il a été démontré qu'on peut évaluer de façon exacte les valeurs maximales des sollicitations pour n'importe quel élément d'une structure à partir d'une seule analyse dans laquelle deux déplacements dynamiques sont appliqués. De plus, ces sollicitations maximales ne sont pas variables avec le choix du système.

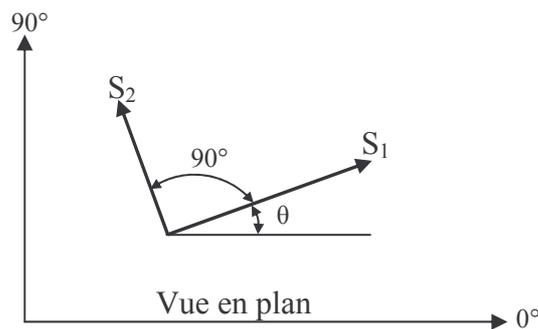


Fig. 4-4 Direction d'introduction d'excitation de l'action spectrale

La figure 4-4, indique que les actions spectrales de bases S_1 et S_2 sont appliquées avec un angle arbitraire θ . Dans quelques points typiques, une sollicitation, une contrainte ou un déplacement F est le résultat de cette action. Pour faciliter l'analyse, il va être supposé que l'action spectrale mineur est une fraction de l'action majeure ;

$$S_2 = a * S_1 \dots (4-7)$$

Une méthode de combinaison des effets des spectres orthogonaux a été présentée par MENU et Der KIUREGHIAN : la méthode **CQC3** [6].

L'équation fondamentale pour estimer la valeur maximale est :

$$F = [F_0^2 + a^2 F_{90}^2 - (1 - a^2)(F_0^2 - F_{90}^2) \sin^2 \theta + 2(1 - a^2) F_{0-90} \sin \theta \cos \theta + F_z^2]^{1/2} \dots (4-8)$$

Où :

$$F_0^2 = \sum_n \sum_m f_{0n} \rho_{nm} f_{0m} \dots (4-9)$$

$$F_{90}^2 = \sum_n \sum_m f_{90n} \rho_{nm} f_{90m} \dots (4-10)$$

$$F_{0-90} = \sum_n \sum_m f_{0n} \rho_{nm} f_{90m} \dots (4-11)$$

$$F_z^2 = \sum_n \sum_m f_{zn} \rho_{nm} f_{zm} \dots (4-12)$$

Avec f_{0n} et f_{90n} sont les valeurs modales produites par 100% de l'action spectrale latérale appliquée respectivement en 0° et 90° , et f_{zn} est la réponse du spectre verticale qui peut être différent du spectre latérale.

Il est important de noter qu'avec : $a = 1$, la valeur de F n'est pas fonction de θ , le choix du système d'analyse de référence devient alors arbitraire, et la valeur maximale est :

$$F_{\max} = \sqrt{F_0^2 + F_{90}^2 + F_z^2} \dots (4-13)$$

La méthode de combinaison **CQC3** avec $a = 1$ se réduit alors à la méthode **SRSS**.

4.4.2.5. Vérification de la force sismique résultante.

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être au moins égale à 80 % de celle calculée par la méthode statique équivalente V . Dans le cas contraire, cette résultante doit être majorée comme suit [3] :

$$V_t = 0.8(V/V_t) * V_t \dots (4-14)$$

Les résultats de la vérification des quatre dispositions sont donnés dans le tableau 4-5.

Disposition	V _t	V _t		Min V _t / V	V _t majorée	
		X	Y		X	Y
1	509.17	407.84	371.94	0.73	446.58	407.27
2	511.71	408.18	371.76	0.72	448.99	408.93
3	514.24	408.68	371.41	0.72	452.41	411.15
4	500.76	385.72	353.95	0.71	435.86	399.63

Tab. 4-5 Correction de la résultante des forces sismiques données par le spectre

4.5. Participation des éléments résistants au contreventement.

La répartition de l'action sismique sur les différents éléments de contreventement se fait par la méthode des éléments finis, dans cette répartition, les poteaux doivent reprendre au moins 25% de la charge sismique. Les résultats de l'analyse par Etabs sont donnés dans le tableau 4-6.

Disposition	Elément	Méthode dynamique spectrale				Méthode statique équivalente			
		Répartition de V_t		25% V_t		Répartition de V_t		25% V_t	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
1	Poteaux	159.62	158.83	89.80	114.80	157.92	163.56	86.95	102.92
	voiles	286.96	248.44			351.25	345.61		
2	Poteaux	143.15	141.98	89.80	114.80	141.89	147.52	87.59	103.67
	voiles	305.84	266.95			369.82	364.19		
3	Poteaux	128.33	126.50	89.80	114.81	127.03	132.19	87.98	104.15
	voiles	324.08	284.65			387.21	382.05		
4	Poteaux	119.12	125.95	87.40	94.57	110.12	121.17	86.87	106.10
	voiles	316.74	273.68			390.64	379.59		

Tab. 4-6 Répartition de l'action sismique à la base sur les éléments de contreventement

4.6. Vérification au cisaillement.

Pour les voiles, l'effort tranchant dû à la charge sismique est majoré de 40%. La contrainte de cisaillement du béton doit être inférieure à la contrainte admissible. [3]

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{0.9 * b * d} = \frac{1.4V_E + V_G + V_Q}{0.9 * b * d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 * f_{c28} \dots (4-15)$$

Pour les poteaux, aucune majoration de l'effort tranchant dû à la charge sismique n'est à considérer. La contrainte admissible de cisaillement du béton est donnée par [3] :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{0.9 * b * d} = \frac{V_E + V_G + V_Q}{0.9 * b * d} \leq \bar{\tau}_b = \rho_d * f_{c28} = 0.075 * f_{c28} \dots (4-16)$$

ρ_d : Constante fonction de l'élancements géométrique λ_g [3] :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \dots (4-17)$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 * h_e}{a \text{ ou } b} = 5.35 \dots (4-18)$$

l_f : Longueur de flambement du poteau ;

a ; b : Dimensions de la section transversale du poteau.

Le tableau 4-6 récapitule les résultats relatifs à la vérification au cisaillement. Tous les voiles et tous les poteaux respectent la condition.

Disposition	Etage	Voiles			Poteau		
		\bar{V} max kN	τ_b MPa	$\bar{\tau}_b$ MPa	V max kN	τ_b MPa	$\bar{\tau}_b$ MPa
1	5	139.43	0.73	5	76.61	0.47	1.87
	4	251.08	1.31		114.61	0.71	
	3	395.72	2.06		149.83	0.92	
	2	508.6	2.65		179.24	1.11	
	1	659.93	3.44		188.81	1.17	
	RDC	881.36	4.59		155.4	0.96	
2	5	160.36	0.74	5	78.56	0.48	1.87
	4	287.31	1.32		116.65	0.72	
	3	445.95	2.05		146.18	0.90	
	2	580.45	2.67		171.32	1.06	
	1	762.01	3.50		173.09	1.07	
	RDC	991	4.55		140.04	0.86	
3	5	184.4	0.76	5	79.3	0.49	1.87
	4	331.73	1.36		119.78	0.74	
	3	499.36	2.05		143.02	0.88	
	2	656.64	2.70		162.99	1.01	
	1	851.35	3.50		160.5	0.99	
	RDC	1080.58	4.44		125.72	0.78	
4	5	493.45	0.73	5	74.09	0.46	1.87
	4	757.44	1.13		71.88	0.44	
	3	1202.58	1.79		81.47	0.50	
	2	1871.94	2.79		86.22	0.53	
	1	2665.68	3.97		83.70	0.52	
	RDC	3336.04	4.96		73.38	0.45	

Tab. 4-7 Vérification des voiles et des poteaux au cisaillement

4.7. Justification vis-à-vis l'effet P- Δ .

Les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés dans les 4 dispositions étudiées, car comme le montre le tableau 4-8, la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux [3] :

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.10 \quad \dots (4-19)$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation combinées comme dans (4-1) au dessus du niveau k considéré ;

V_k : Effort tranchant au niveau k ;

h_k : Hauteur de l'étage k ;

Δ_k : Déplacement relatif de l'étage k donné par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \dots (4-20)$$

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \quad \dots (4-21)$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de la torsion) ;

R : Coefficient de comportement.

Disposition	Etage	P _k kN	h _k m	Charge	Effort tranchant		δ _{ek}		δ _k		Δ _k		θ	
					VX kN	VY kN	UX m	UY m	UX m	UY m	UX m	UY m	UX	UY
1	5	2221.02	19.38	Statique	704.42	704.42	0.023	0.028	0.092	0.114	0.009	0.027	0.001	0.004
				Spectre	685.83	626.58	0.020	0.023	0.081	0.090	0.008	0.021	0.001	0.004
	4	6973.28	16.32	Statique	1990.01	1990.01	0.021	0.022	0.083	0.087	0.012	0.016	0.003	0.003
				Spectre	1798.37	1663.85	0.018	0.017	0.073	0.070	0.011	0.012	0.003	0.003
	3	12227.28	13.26	Statique	3143.42	3143.42	0.018	0.018	0.070	0.071	0.016	0.018	0.005	0.005
				Spectre	2827.17	2606.98	0.016	0.014	0.062	0.058	0.014	0.014	0.005	0.005
	2	17475.47	10.20	Statique	4029.70	4029.70	0.014	0.013	0.054	0.053	0.020	0.020	0.008	0.009
				Spectre	3633.04	3333.81	0.012	0.011	0.048	0.043	0.018	0.016	0.008	0.008
	1	22723.66	7.14	Statique	4650.09	4650.09	0.009	0.008	0.035	0.033	0.020	0.020	0.014	0.014
				Spectre	4177.48	3817.66	0.008	0.007	0.031	0.027	0.018	0.016	0.014	0.014
	RDC	27971.85	4.08	Statique	5004.60	5004.60	0.004	0.003	0.014	0.013	0.014	0.013	0.019	0.018
				Spectre	4446.20	4056.90	0.003	0.003	0.013	0.010	0.012	0.010	0.019	0.018
	V-S	33191.62	1.02	Statique	5091.73	5091.73	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
				Spectre	4453.70	4061.60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	5	2228.51	19.38	Statique	706.75	706.75	0.021	0.026	0.085	0.104	0.010	0.026	0.002	0.004
				Spectre	707.48	646.24	0.019	0.021	0.076	0.082	0.008	0.020	0.001	0.003
	4	7003.24	16.32	Statique	1998.26	1998.26	0.019	0.020	0.076	0.078	0.012	0.015	0.002	0.003
				Spectre	1832.29	1697.84	0.017	0.016	0.068	0.063	0.010	0.012	0.002	0.003
	3	12287.19	13.26	Statique	3158.11	3158.11	0.016	0.016	0.064	0.063	0.015	0.016	0.004	0.005
				Spectre	2864.60	2639.27	0.014	0.013	0.057	0.051	0.014	0.013	0.004	0.004
	2	17565.34	10.20	Statique	4049.34	4049.34	0.012	0.012	0.049	0.047	0.018	0.018	0.008	0.008
				Spectre	3669.53	3359.46	0.011	0.010	0.044	0.038	0.016	0.015	0.007	0.008
	1	22843.48	7.14	Statique	4673.19	4673.19	0.008	0.007	0.031	0.029	0.018	0.018	0.013	0.012
				Spectre	4211.63	3840.36	0.007	0.006	0.028	0.024	0.016	0.014	0.012	0.012
	RDC	28121.62	4.08	Statique	5029.68	5029.68	0.003	0.003	0.013	0.011	0.012	0.011	0.017	0.015
				Spectre	4481.82	4084.08	0.003	0.002	0.012	0.009	0.011	0.009	0.017	0.016
	V-S	33358.45	1.02	Statique	5117.09	5117.09	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
				Spectre	4489.99	4089.37	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	5	2236.00	19.38	Statique	709.09	709.09	0.020	0.024	0.078	0.094	0.009	0.024	0.001	0.004
				Spectre	727.83	663.23	0.018	0.019	0.070	0.075	0.008	0.018	0.001	0.003
	4	7033.19	16.32	Statique	2006.52	2006.52	0.017	0.018	0.069	0.070	0.011	0.014	0.002	0.003
				Spectre	1861.74	1725.38	0.015	0.014	0.062	0.056	0.010	0.011	0.002	0.003
	3	12347.10	13.26	Statique	3172.80	3172.80	0.015	0.014	0.058	0.056	0.014	0.015	0.004	0.004
				Spectre	2894.32	2661.33	0.013	0.011	0.052	0.046	0.012	0.012	0.004	0.004
	2	17655.20	10.20	Statique	4068.97	4068.97	0.011	0.010	0.044	0.041	0.016	0.016	0.007	0.007
				Spectre	3695.79	3372.73	0.010	0.008	0.040	0.034	0.015	0.013	0.007	0.007
	1	22963.30	7.14	Statique	4696.29	4696.29	0.007	0.006	0.028	0.025	0.017	0.015	0.012	0.010
				Spectre	4234.78	3850.18	0.006	0.005	0.025	0.020	0.015	0.012	0.011	0.010
	RDC	28271.40	4.08	Statique	5054.76	5054.76	0.003	0.003	0.011	0.010	0.011	0.010	0.015	0.014
				Spectre	4507.03	4098.11	0.003	0.002	0.010	0.008	0.010	0.008	0.015	0.014
	V-S	33525.28	1.02	Statique	5142.45	5142.45	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
				Spectre	4515.98	4104.08	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4	5	2243.49	19.38	Statique	710.32	710.32	0.017	0.028	0.069	0.111	0.011	0.039	0.002	0.006
				Spectre	822.84	633.37	0.016	0.020	0.062	0.078	0.010	0.022	0.001	0.004
	4	6933.53	16.32	Statique	1977.11	1977.11	0.015	0.018	0.058	0.072	0.012	0.018	0.003	0.004
				Spectre	1952.90	1768.12	0.013	0.014	0.052	0.056	0.011	0.013	0.002	0.003
	3	12072.96	13.26	Statique	3103.72	3103.72	0.012	0.013	0.046	0.054	0.013	0.016	0.004	0.005
				Spectre	2896.63	2653.68	0.010	0.011	0.041	0.042	0.012	0.013	0.004	0.004
	2	17206.57	10.20	Statique	3969.38	3969.38	0.008	0.010	0.033	0.038	0.013	0.016	0.006	0.007
				Spectre	3590.31	3298.74	0.007	0.007	0.029	0.030	0.012	0.012	0.006	0.006
	1	22340.18	7.14	Statique	4575.34	4575.34	0.005	0.006	0.020	0.022	0.012	0.014	0.008	0.009
				Spectre	4078.99	3734.15	0.004	0.004	0.017	0.017	0.010	0.011	0.008	0.009
	RDC	27473.79	4.08	Statique	4921.60	4921.60	0.002	0.002	0.008	0.008	0.008	0.008	0.010	0.011
				Spectre	4347.30	3991.00	0.002	0.002	0.007	0.006	0.006	0.006	0.010	0.011
	V-S	32638.57	1.02	Statique	5007.67	5007.67	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
				Spectre	4358.48	3999.65	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tab. 4-8 Justification vis-à-vis l'effet P- Δ

Chapitre 5.

Etude paramétrique

5.1. Introduction.

Dan ce chapitre, nous allons étudier l'influence de la variation de la rigidité des voiles (en variant la longueur) sur la quantité d'armatures nécessaire dans les éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles). Ceci permettra de choisir la configuration optimale des voiles.

5.2. Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- Seule la variation de la quantité d'armatures longitudinales est à considérer, car pour la majorité des cas, la quantité d'armatures transversales minimales imposées par le RPA dépasse de loin la quantité nécessaire ;
- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

5.3. Combinaisons d'actions.

5.3.1. Principe de base.

L'action globale la plus défavorable à laquelle un bâtiment doit résister durant son existence n'est pas l'addition pure et simple de toutes les actions qui lui sont appliquées ou qui sont susceptibles de lui être appliquées. Il convient, en effet, de les combiner en tenant compte des considérations suivantes [2]:

- Des erreurs par défaut (ou par excès si cette circonstance est défavorable) peuvent se produire dans l'application d'une action F. Il s'agit par ailleurs de passer des valeurs normales F_n au niveau caractéristique F_k . En utilisant un premier coefficient multiplicateur γ_{F1} .
- Il est fort peu probable que toutes les intensités maximales $\gamma_{F1}F_k$ des actions apparaissent simultanément. Elles seront donc combinées en attribuant à chacune un coefficient de fréquence γ_{F2} .
- Une fois appréciée chaque action, les calculs permettront de déduire des moments de flexion, les efforts normaux et les efforts tranchants avec, ici encore, une certaine part d'erreur. Elle sera prise en compte par un nouveau coefficient majorateur γ_{F3} .

Chacune des actions F sera ainsi introduite dans chaque combinaison sous la forme suivante :

$$\gamma_{F1}\gamma_{F2}\gamma_{F3}F_k \dots (5-1)$$

La sévérité des coefficients γ_{F1} et γ_{F3} sera évidemment plus grande aux ELU qu'aux ELS, et celle du coefficient γ_{F2} dépendra, pour chaque combinaison, de la place attribuée à l'action (action de base ou action d'accompagnement).

5.3.2. Combinaisons de calcul.

Le calcul du ferrailage des éléments résistants doit se faire sous l'action des sollicitations déterminées par les combinaisons données par les réglementations en vigueur.

a. Etats limites ultimes.

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves. La combinaison des états limites ultimes est donnée par [1] :

$$1.35G + 1.5Q \dots (5-2)$$

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

b. Etats limites de service.

Ces états servent généralement pour une vérification en terme de durabilité de la structure, ces états correspondent au mode de travail de la structure dans des conditions normales. La combinaison est donnée par [1] :

$$G + Q \dots (5-3)$$

c. Etats limites accidentels.

Les combinaisons d'actions aux états limites accidentels données par le règlement parasismique en vigueur pour une structure en béton armé avec un contreventement mixte par cadres/voiles [3] :

$$G + Q + E \dots (5-4)$$

$$0.8G \pm E \dots (5-5)$$

E : Action sismique donnée par la méthode statique équivalente ou par la méthodes dynamique spectrale.

5.4. Méthodes de calcul des armatures longitudinales.

La fissuration sera considérée comme peu nuisible pour tous les éléments structuraux. Ceci nous conduit à un calcul avec les combinaisons des états limites ultimes et accidentels.

Le passage de l'ELU à l'ELA s'effectue en introduisant les coefficients de sécurité des matériaux (béton et acier) correspondant aux états limites considérés [3] donnés par le tableau 5-1.

Matériaux	Coefficient de sécurité	ELU	ELA
Béton	γ_b	1.50	1.15
Acier	γ_s	1.15	1.00

Tab. 5-1 Coefficients de sécurité du béton et de l'acier

5.4.1. Les poteaux.

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en ne considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau.

La méthode de calcul est celle donnée par le BAEL91 [7] dont l'organigramme est donné dans la figure 5-1.

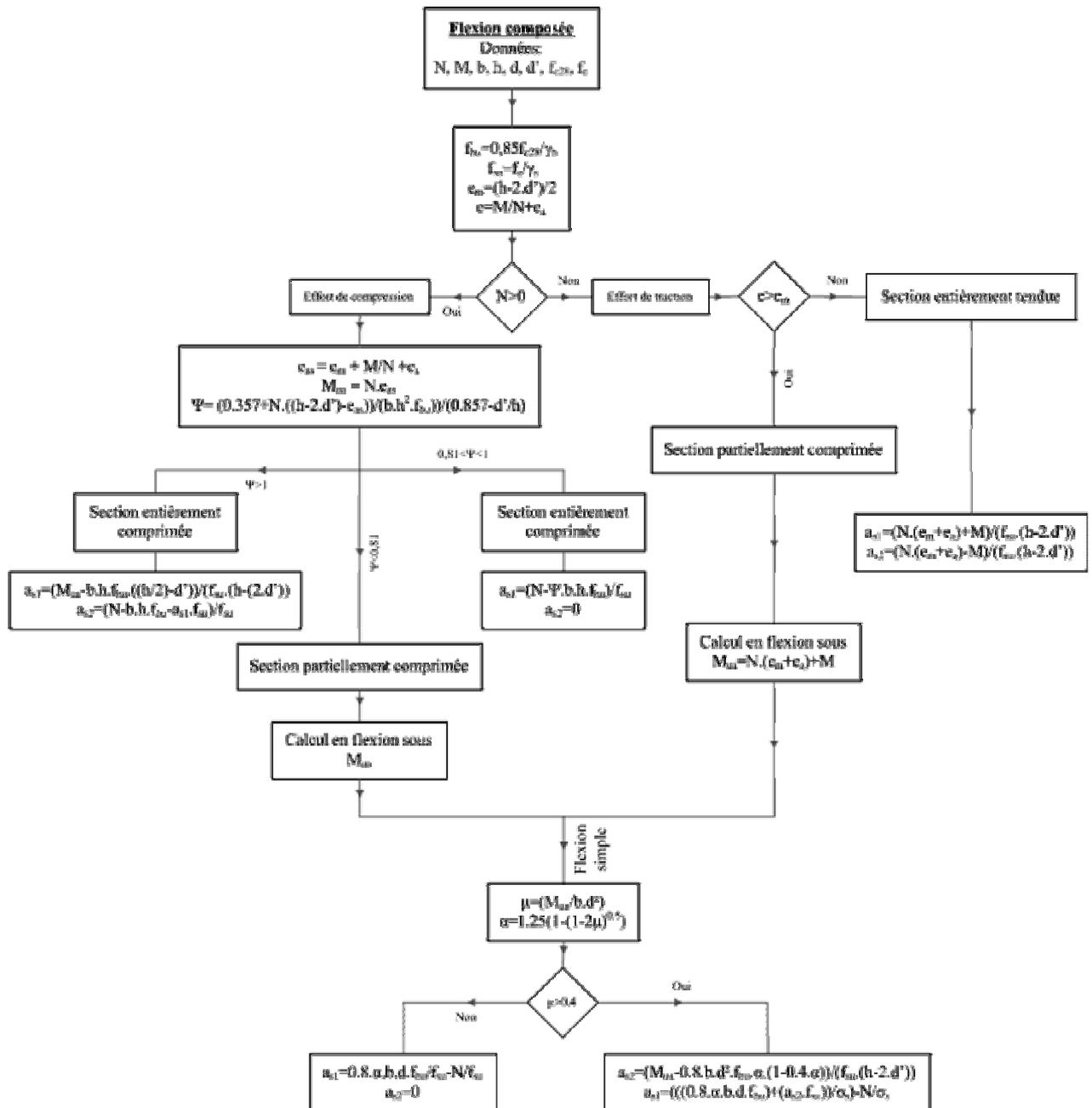


Fig. 5-1 Organigramme pour le calcul du ferrailage des poteaux [7]

5.4.2. Les poutres.

Les poutres seront calculées en flexion simple par la méthode des pivots [1].

5.4.3. Les voiles.

Les voiles vont être calculés en flexion composée en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie. La section d'armatures longitudinales sera calculée pour la bande tendue [3], puis généralisée sur toute la longueur du voile. Les paramètres sont définis dans la figure 5-3.

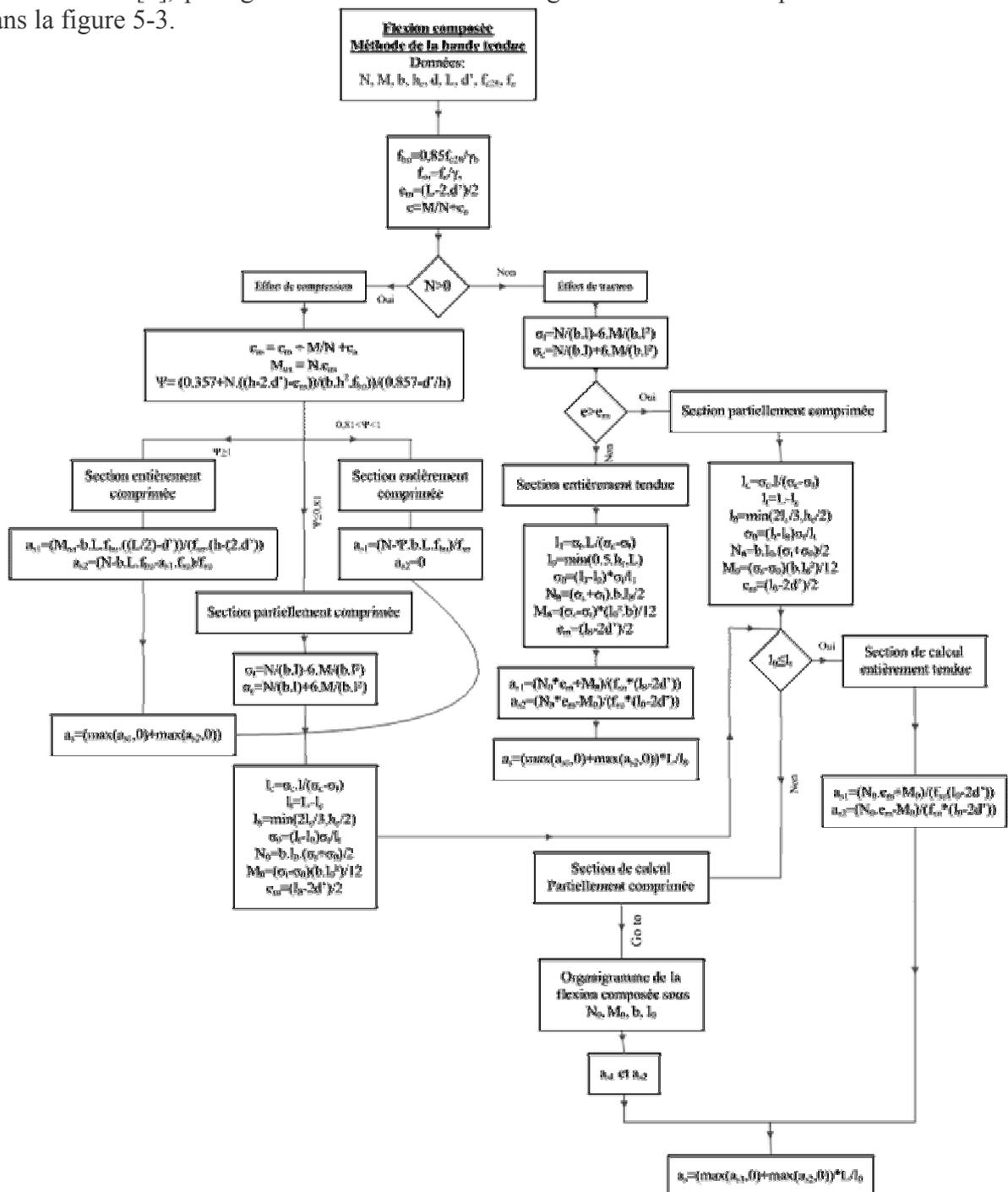


Fig. 5-2 Organigramme pour le calcul du ferrailage des voiles [3]

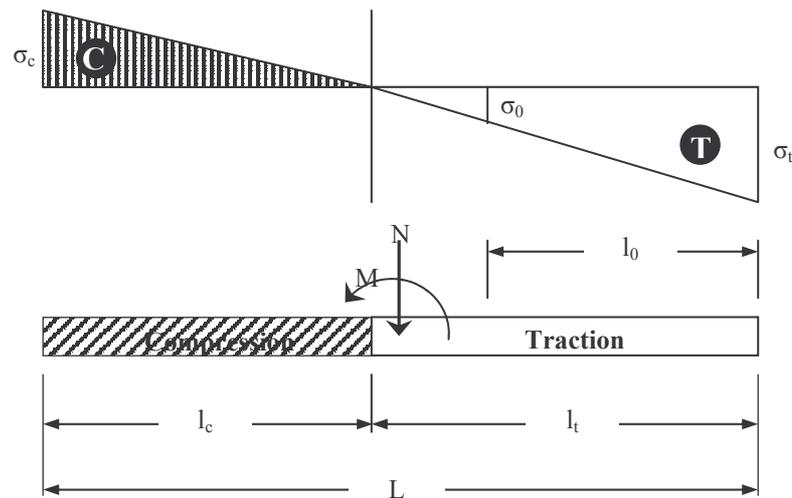


Fig. 5-3 Paramètres du calcul du ferrailage des voiles

5.5. Dispositions constructives.

Le ferrailage des éléments structuraux doit être conforme aux dispositions constructives imposées par le code de calcul en vigueur.

5.5.1. Diamètres des barres.

Le diamètre minimal des barres longitudinales est de 12 mm pour les poteaux et les poutres, et 10 mm pour les voiles [3].

Pour les voiles, le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur des voiles [3], ce qui nous donne un diamètre maximal de 16 mm.

5.5.2. Espacement des barres dans les voiles.

L'espacement maximal des armatures longitudinales dans les voiles est donné par [3] :

$$s \leq \min(1.5 * e, 30 \text{ cm}) \dots (5-6)$$

5.5.3. Section minimale et maximale.

Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau 5-2.

	Section minimale	Section maximale
Poteaux	0.9%	4.0%
Poutres	0.5%	4.0%
Voiles	0.2%	

Tab. 5-2 Extremums des pourcentages d'armatures des éléments structuraux

Le ferrailage minimal à adopter pour les différents éléments dans chaque disposition est donné dans le tableau 5-3.

Elément	Disposition			
	1	2	3	4
Poteaux rectangulaires	8T12+4T14			
Poteaux circulaires	8T12			
Poutres	6T12			
Voiles	12T10	14T10	16T10	32T10

Tab. 5-3 Ferrailage minimal

5.6. Ferrailage des éléments structuraux des dispositions étudiées.

Le calcul du ferrailage a été effectué avec des programmes écrit en Matlab suivant les organigrammes donnés dans les figures 5-1 et 5-2. Les résultats à retenir sont donnés dans les tableaux 5-4 à 5-6.

Disposition	Etage	Ferrailage des poteaux						
		8T12+4T14	12T14	8T14+4T16	12T16	8T16+4T20	12T20	8T12
1	5	23	0	0	0	0	0	0
	4	38	2	0	1	0	0	0
	3	33	3	2	1	2	0	0
	2	30	1	2	2	3	3	0
	1	18	6	0	1	3	13	0
	RDC	19	3	2	1	0	16	0
	V.S	41	0	0	0	0	0	8
2	5	23	0	0	0	0	0	0
	4	38	2	0	1	0	0	0
	3	32	3	3	0	3	0	0
	2	28	3	1	3	3	3	0
	1	18	7	0	2	2	12	0
	RDC	19	3	2	0	1	16	0
	V.S	41	0	0	0	0	0	8
3	5	23	0	0	0	0	0	0
	4	36	4	1	0	0	0	0
	3	32	2	4	0	2	1	0
	2	28	3	1	3	3	3	0
	1	18	9	0	3	1	10	0
	RDC	19	2	2	1	1	16	0
	V.S	41	0	0	0	0	0	8
4	5	23	0	0	0	0	0	0
	4	41	0	0	0	0	0	0
	3	41	0	0	0	0	0	0
	2	41	0	0	0	0	0	0
	1	33	2	0	2	0	8	0
	RDC	33	0	0	0	0	8	0
	V.S	41	0	0	0	0	0	8

Tab. 5-4 Ferrailage des poteaux des quatre dispositions

Disposition		Ferrailage des poutres																					
		Etage																					
		1					2					3											
		V	R	1	2	3	4	5	V	R	1	2	3	4	5	V	R	1	2	3	4	5	
		68	18	7	9	27	44	30	68	18	7	9	27	44	30	68	7	0	5	21	44	30	
		8	0	0	0	0	0	1	8	0	0	0	0	0	1	8	0	0	0	0	0	0	1
		12	12	12	12	12	12	6	12	12	12	12	12	12	6	12	12	12	12	12	12	12	6
		0	34	44	49	27	10	0	0	34	44	49	27	10	0	0	44	44	33	10	0	0	0
		4	0	0	0	0	5	3	4	0	0	0	0	5	3	4	0	0	0	0	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	3	3
		0	2	3	3	0	0	0	0	2	3	3	0	0	0	0	3	10	4	0	0	0	0
		0	0	0	1	4	2	2	0	0	0	0	1	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	4	2	2
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		0	0	0	2	1	0	0	0	0	0	0	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		0	0	1	3	0	0	0	0	0	0	1	3	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	1	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		0	3	3	3	2	0	0	0	3	3	3	2	0	0	0	1	3	2	0	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	2	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		0	5	3	3	2	2	0	0	5	3	3	2	2	0	0	6	2	4	0	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		0	1	2	3	2	0	0	0	1	2	3	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		0	3	4	2	0	0	0	0	3	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

4	5	31	3	2	0	0	0	0	0	0
	4	43	18	3	2	0	0	0	0	0
	3	22	35	7	1	1	0	0	0	0
	2	17	37	8	2	2	0	0	0	0
	1	17	39	6	4	0	0	0	0	0
	R	29	35	2	0	0	0	0	0	0
	V	72	8	0	0	0	0	0	0	0

L. Poutres de longueur 3.4 [m] ;

D.V. Tronçons de poutres appuyés sur un voile d'une extrémité est sur un poteau sur l'autre ;

S.V. Tronçons de poutres reposants entièrement sur un voiles (disposition 1,2 et 3) ;

V. Vide sanitaire ;

R. Rez-de-chaussée.

Tab. 5-5 Ferrailage des poutres des quatre dispositions

Etage	Voiles	Ferrailage	nombre
5	110x15	12T10	6
4	110x15	12T10	12
3	110x15	12T10	12
2	110x15	12T10	8
	110x15	14T10	1
	110x15	16T10	1
	110x15	18T10	1
	110x15	20T10	1
1	110x15	16T12	2
	110x15	18T12	1
	110x15	20T12	1
	110x15	22T12	1
	110x15	18T14	2
	110x15	20T14	3
	110x15	26T14	2
RDC	110x15	28T16	2
	110x15	32T16	1
	110x15	36T16	2
	110x15	40T16	1
	110x15	42T16	2
	110x15	52T16	2
	110x15	54T16	1
	110x15	62T16	1
V-S	110x15	12T10	5
	340x15	32T10	28
	265x15	26T10	4

Tab. 5-6-a Ferrailage des voiles de la 1^{ère} disposition

Etage	Voiles	Ferraillage	Nombre
5	130x15	14T10	6
4	130x15	14T10	12
3	130x15	14T10	12
2	130x15	14T10	8
	130x15	18T10	1
	130x15	20T10	1
	130x15	24T10	1
	130x15	26T10	1
1	130x15	16T12	1
	130x15	22T12	1
	130x15	20T14	3
	130x15	28T14	1
	130x15	16T16	4
	130x15	26T16	2
RDC	130x15	32T16	2
	130x15	36T16	2
	130x15	40T16	1
	130x15	48T16	3
	130x15	60T16	4
V-S	130x15	12T10	5
	340x15	32T10	28
	265x15	26T10	4

Tab. 5-6-b Ferraillage des voiles de la 2^{ème} disposition

Etage	Voiles	Ferraillage	Nombre
5	150x15	16T10	6
4	150x15	16T10	12
3	150x15	16T10	12
2	150x15	16T10	8
	150x15	26T10	2
	150x15	26T12	2
1	150x15	20T12	2
	150x15	26T14	3
	150x15	30T14	3
	150x15	30T14	2
	150x15	36T16	2
RDC	150x15	34T16	2
	150x15	40T16	3
	150x15	58T16	5
	150x15	70T16	2
V-S	150x15	12T10	5
	340x15	32T10	28
	265x15	26T10	4

Tab. 5-6-c Ferraillage des voiles de la 3^{ème} disposition

Etage	Voiles	Ferrailage	Nombre
5	340x15	32T10	3
4	340x15	32T10	4
3	340x15	32T10	4
2	340x15	34T10	1
	340x15	46T10	1
	340x15	54T12	1
	340x15	58T12	1
1	340x15	60T14	1
	340x15	70T14	1
	340x15	60T16	2
RDC	340x15	78T16	1
	340x15	102T16	1
	340x15	130T16	1
	340x15	140T16	1
V-S	340x15	32T10	30
	265x15	26T10	4

Tab. 5-6-d Ferrailage des voiles de la 4^{ème} disposition

5.7. Quantités de matériaux.

5.7.1. Béton.

Comme les dimensions des éléments structuraux sont connues, le volume de béton nécessaire peut être déterminé facilement. Le tableau 5-7 récapitule les quantités de béton pour chaque disposition des voiles. Ils sont sensiblement égaux à 4% près.

Disposition	Volume de béton pour les éléments m ³			Volume total m ³
	Voiles	Poteaux	Poutres	
1	43.402	121.459	158.575	323.436
2	49.233			329.267
3	55.064			335.098
4	45.970			326.004

Tab. 5-7 Volume de béton nécessaire pour chaque disposition

5.7.2. Acier.

Les quantités d'acier nécessaires sont récapitulées sur le tableau 5-8.

Disposition	Poids d'acier pour les éléments kg			Poids total kg
	Voiles	Poteaux	Poutres	
1	4887.146	11192.028	12325.425	28404.599
2	5536.701	11193.790	11828.379	28558.870
3	6350.357	11136.996	11662.585	29149.938
4	5022.468	9953.682	10870.735	25846.885

Tab. 5-8 Poids d'acier nécessaire pour chaque disposition

On constate que la disposition 4 permet d'économiser 10 à 15% d'acier par rapport aux autres alternatives envisagées.

5.8. Rigidité des voiles.

Les voiles sont considérés comme bi encastrés, la rigidité d'un voile est donnée par :

$$R = \frac{12EI}{h_e^3} \dots (5-7)$$

h_e : Hauteur du voile (hauteur d'étage) ;
E : Module de Young pour le béton [3];

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \dots (5-8)$$

I : l'inertie du voile est donnée par :

$$I = \frac{bL^3}{12} \dots (5-9)$$

Le tableau 5-9 donne les rigidités pour chaque disposition.

Disposition	Inertie d'un voile m^4	Rigidité d'un voile MPa.m	Nombre de voiles	Rigidité des voiles MPa.m
1	0.045	606,102	12	7273.224
2	0.065	882.304	12	10587.648
3	0.091	1231.778	12	14781.336
4	0.988	13305.145	4	53220.58

Tab. 5-9 Rigidité des voiles dans chaque disposition

5.9. Variation du prix de la structure.

Connaissant les quantités de matériaux nécessaires pour chaque disposition, le prix de la structure peut être évalué.

Disposition	Quantités		Prix M DA		
	Béton m^3	Acier kg	Béton	Acier	Somme
1	323.436	28404.599	2.102334	2.414391	4.516725
2	329.267	28558.870	2.140236	2.427504	4.567739
3	335.098	29149.938	2.178137	2.477745	4.655882
4	326.004	25846.885	2.119026	2.196985	4.316011
Prix unitaires			6500	85	

Tab. 5-10 Prix de la structure avec les différentes dispositions

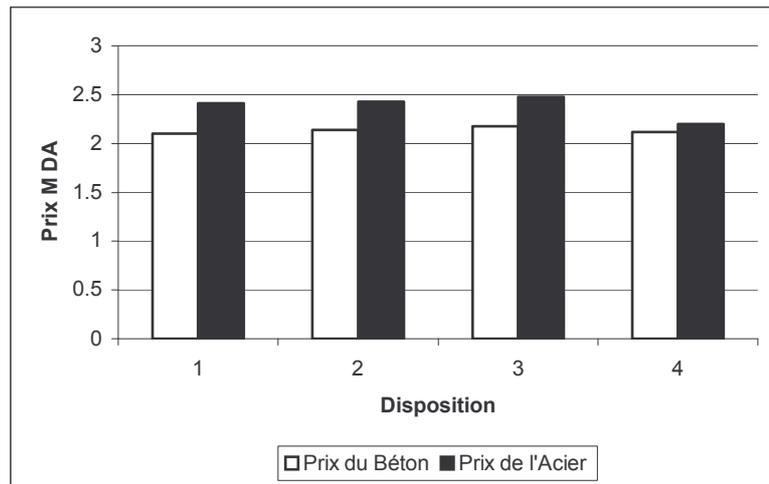


Fig. 5-4 Variation du prix des matériaux pour les différentes dispositions

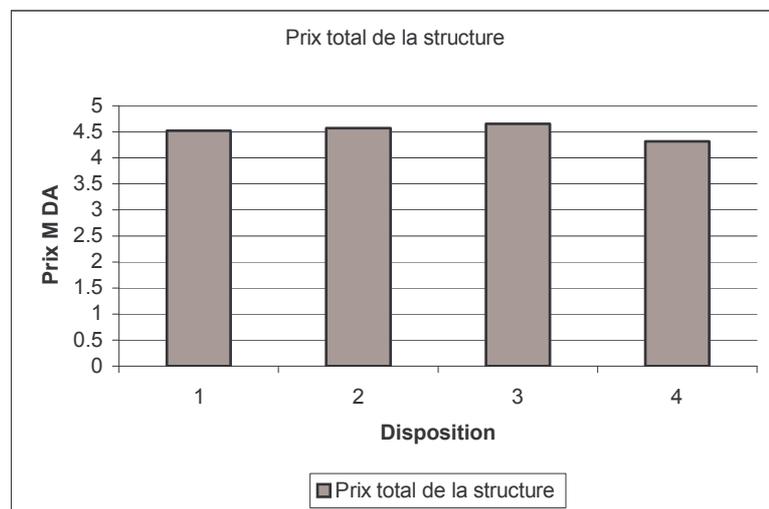


Fig. 5-5 Variation du prix globale de la structure avec les différentes dispositions

Pour les trois premières dispositions (même type de voiles avec variation de longueur), nous remarquons une augmentation du prix de la structure avec l'augmentation de la rigidité des voiles et cela est dû aux facteurs suivants :

- Augmentation du volume de béton nécessaire pour les voiles avec l'augmentation de la rigidité des voiles (longueur des voiles) ;
- Augmentation de la section minimale d'armatures à introduire dans les voiles ;
- Concentration des efforts dans les poteaux de la file où sont introduit les voiles ;
- Formation de poutres courtes fortement sollicitées.

En considérant le facteur prix, la meilleure disposition est la 4^{ème} disposition. Le gain sur le coût total sera de 5 à 8% par rapport aux autres dispositions.

5.10. Conclusion.

La comparaison des résultats du ferrailage de chaque disposition a conduit aux remarques suivantes :

- L'utilisation du premier type de voiles (avec une extrémité libre) crée une concentration des efforts dans les poteaux de la file où est introduit le voile. Cette concentration diminue en s'éloignant du voile ; (Fig. 5-6)
- La concentration des efforts dans les poteaux augmente avec l'augmentation de la participation des voiles (augmentation de la longueur).
- Pour le premier type de voiles, l'augmentation de la rigidité des voiles (la longueur) induit une augmentation de la participation des voiles au contreventement, d'où l'augmentation de la section d'armatures longitudinales nécessaire.
- Pour le même type de voiles, l'augmentation de la longueur des voiles crée des poutres courtes fortement sollicitées, d'où la nécessité d'une plus grande section d'armatures mais sur une plus petite portée. (Fig. 5-7)
- L'utilisation du deuxième type de voiles (avec les deux extrémités aboutant dans des poteaux) permet d'avoir une grande rigidité pour les voiles (avec pratiquement la même quantité de béton que la 1^{ère} disposition), d'où une plus grande participation des voiles au contreventement sans observation de concentration des efforts dans les poteaux ni formation des poutres courtes.

Compte tenu de son coût le moins élevé, nous avons retenus la 4^{ème} disposition pour notre projet. C'est aussi celle qui nécessite le moins de coffrage et elle donne les plus grandes rigidités des voiles.

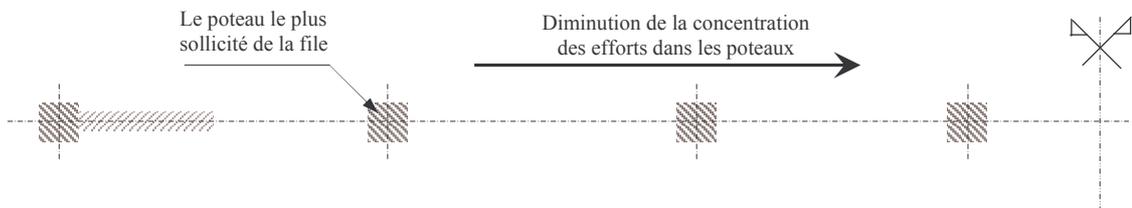


Fig. 5-6 Concentration des sollicitations dans les poteaux

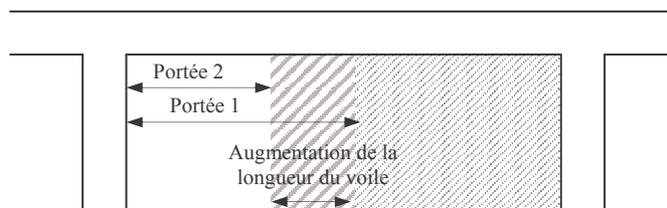


Fig. 5-7 Diminution de la portée des poutres

Chapitre 6.

Ferrailage des éléments structuraux

6.1. Introduction.

Dans ce chapitre, nous allons donner le ferrailage des éléments structuraux de la quatrième disposition qui sera adoptée pour l'exécution.

6.2. Ferrailage des poteaux.

Nous adopterons le même ferrailage pour les poteaux d'un même niveau sauf pour les poteaux noyés dans les voiles (voire annexe C).

6.2.1. Armatures longitudinales.

La section à adopter pour chaque niveau sera la plus grande section calculée dans le chapitre précédent. Le tableau 6-4 donne les valeurs retenues.

Niveau	5	4	3	2	1	RDC	V-S
Ferrailage	8T12+4T14						

Tab. 6-1 Armatures longitudinales dans les poteaux

La longueur de recouvrement des barres est de 50ϕ [3].

6.2.2. Armatures transversales.

La section d'armatures transversales A_t dans les poteaux est donnée par [3] :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \dots (6-1)$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_1 : Hauteur totale de la section brute ;

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture donné en fonction de l'élançement géométrique λ_g donnée dans l'équation (4-18) [3] :

$$\rho = \begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \dots (6-2)$$

t : Espacement des armatures transversales dont la valeur minimale est [3]:

$$t \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{en zone nodale} \\ \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1\right) & \text{en zone courante} \end{cases} \dots (6-3)$$

ϕ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

Etage	V_u max kN	t cm	A_t calculée cm ²	A_t
5	74.09	10	1.16	4T8
4	71.88	10	1.12	4T8
3	81.47	10	1.27	4T8
2	86.22	10	1.35	4T8
1	83.70	10	1.31	4T8
RDC	73.38	10	1.14	4T8

Tab. 6-2 Armatures transversales dans les poteaux

6.3. Ferrailage des voiles.

Les détails sont donnés dans le plan de ferrailage des voiles en annexe C.

6.3.1. Armatures verticales.

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit [3] :

- Le même pourcentage d'armatures que celui calculé dans le chapitre précédent dans la zone tendue avec un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton ;
- Au moins la moitié du pourcentage dans la zone courante avec un espacement maximal de 24 cm (5-1).

6.3.2. Armatures horizontales.

La section d'armatures longitudinales à introduire doit satisfaire aux conditions suivantes [3] :

- La section minimale est de 0.15% de la section du béton ;
- Le diamètre minimal des barres est de 10 mm ;
- L'espacement maximal est le même que pour les armatures verticales donné dans (5.1) ce qui nous donne un espacement de 24 cm.

La section d'armatures horizontales à prendre pour tous les voiles sera 13T10/file.

6.3.3. Dispositions additionnelles.

En plus des dispositions précédentes, les conditions suivantes doivent être respectées [3] :

- La longueur de recouvrement des armatures est de $40\varnothing$;
- Les armatures longitudinales doivent être ligaturées avec 4 épingles/m².

6.4. Ferrailage des poutres.

Les détails sont donnés dans le plan de ferrailage des poutres en annexe C.

6.4.1. Armatures longitudinales.

D'après les résultats obtenus au chapitre précédent, la section d'armatures à introduire dans les poutres est comme suit :

- La section minimale en zone de travée est suffisante pour toutes les travées ;
- Les poutres noyées dans les voiles seront ferrillées avec la section minimale sur toutes leurs portées;
- La section d'armatures nécessaire en zone d'appuis sera disposée symétriquement sur la file supérieure et la file inférieure ;
- La longueur de recouvrement des barres est $50\emptyset$;

6.4.2. Armatures transversales.

La section minimale d'armatures transversales A_t est donnée par [3] :

$$A_t = 0.003 * s * b \dots (6-4)$$

b : Largeur de la poutre ;

s : Espacement des armatures transversales, cet espacement doit vérifier la condition suivante :

$$s \leq \begin{cases} \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right) & \text{dans la zone nodale} \\ \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases} \dots (6-5)$$

h : Hauteur de la poutre ;

\emptyset : Diamètre minimale des armatures longitudinales ;

En conséquence on adoptera un double cadre de T8 avec un espacement de 8.5 cm en zone nodale et de 15 cm en dehors de la zone nodale.

Chapitre 7.

Fondations

7.1. Introduction.

La fondation est l'élément par le biais duquel les charges de la superstructure sont transmises au sol. Son dimensionnement nécessite la connaissance des caractéristiques du sol en plus des sollicitations dans les éléments résistants à la base du bâtiment.

Il existe plusieurs types de fondations, la sélection se fait selon la capacité portante du sol, les charges à transmettre au sol, la distance entre les différentes fondations et l'économie du projet. Le dimensionnement et le ferrailage des semelles, selon la nouvelle réglementation parasismique [3], se font sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E \dots (7-1)$$

$$0,8G \pm E \dots (7-2)$$

Dans ce projet, les premiers calculs faits pour des semelles isolées puis continues sous poteaux et murs ont donné de grandes dimensions et compte tenu du petit entraxe des poteaux, nous avons décidé d'adopter un radier général pour fonder l'ouvrage.

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment et du moment créé par la charge sismique (Fig. 7-1) [8].

7.2. Caractéristiques du sol.

Comme il n'y a pas de rapport de sol pour ce bâtiment, nous avons considéré le site (S4). Le taux de travail du sol de fondation pour ce type de sol est évalué à $\sigma_{s01} = 1,5$ bars.

7.3. Surface nécessaire pour le radier.

Les efforts globaux obtenus par les calculs statique et dynamique à la base de l'ouvrage sont donnés dans le tableau 7-1.

Combinaison	Effort normal N kN	Moment MX kN.m	Moment MY kN.m
G+Q+E	37773,86	64268,06*	64205,88*
		51817,09**	56882,36**
0,8G+E	25699,26	64268,06*	64205,88*
		51817,09**	56882,36**

* calcul statique

** calcul dynamique

Tab. 7-1 Les efforts globaux à la base du bâtiment

La figure 7-1 schématise les différentes charges appliquées sur le radier.

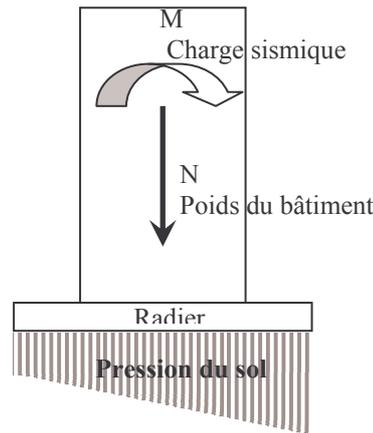


Fig.7-1 Schéma des efforts appliqués à la structure

La surface totale nécessaire $S_{néce}$ pour le radier peut être estimée par la formule suivante :

$$S_{néce} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{37773,86}{150} = 251,86 \text{ m}^2$$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface nécessaire du radier vaut :

$$\frac{S_{néce}}{S_{bat}} = 0,567 \geq 0,5$$

Puisque il est supérieur à 0.5 on peut considérer la solution radier comme nécessaire.

La surface de notre radier est composée de deux rectangles englobant la surface totale de l'ouvrage plus un débord de 1 m choisi de façon à approcher le centre de masses du radier du centre de masses du bâtiment (point d'application de l'effort normal) pour éviter les tassements différentiels.

7.4. Calcul de l'épaisseur du radier.

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

7.4.1. La condition de cisaillement.

La contrainte de cisaillement pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$ et une épaisseur d doit vérifier [9] :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,05 \times f_{C28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_{max} = \frac{N}{S} \times \frac{l_{max}}{2}$$

L'effort normal maximal revenant au radier est $N = 37773,86 \text{ kN}$.

La surface totale du radier est $S = 613,92 \text{ m}^2$.

$l_{max} = 3,5 \text{ m}$ est la plus grande portée entre nus d'appuis.

$$\text{D'où : } T_{max} = \frac{37773,86}{613,92} \times \frac{3,5}{2} = 107,7 \text{ kN/m}$$

$$\text{et } d \geq \frac{T_{max}}{b \times \tau_b} = 0,085 \text{ m} \quad \text{Donc : } h = \frac{d}{0,9} = 0,095 \text{ m}$$

7.4.2. La condition de déformation.

La condition sur la déformation est $h \geq \frac{l_{\max}}{10} = 0,35 \text{ m}$

Nous prenons $h = 35 \text{ cm}$ avec un enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

7.5. Caractéristiques géométriques du radier.

a. Le centre de gravité.

La surface totale du radier est $S = 613,92 \text{ m}^2$. Les longueurs maximales dans les deux directions sont $L_{X_{\max}} = L_{Y_{\max}} = 24,8 \text{ m}$.

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont $\{X_{\text{Gradier}} = 11,29 \text{ m}, Y_{\text{Gradier}} = 12,4 \text{ m}\}$ qui n'est pas loin du centre de gravité du bâtiment $\{X_{\text{Gbatiment}} = 11,77 \text{ m}, Y_{\text{Gbatiment}} = 12,34 \text{ m}\}$.

b. Les moments d'inertie.

Les moments d'inerties du radier par rapport à son centre de gravité sont :

$$\begin{cases} I_{xG} = 10048,08 \text{ m}^4 \\ I_{yG} = 52843 \text{ m}^4 \end{cases}$$

7.6. Vérification au poinçonnement.

Le poinçonnement d'une dalle (radier) se manifeste au niveau des charges concentrées, la résistance au poinçonnement est satisfaite si la condition suivante est vérifiée [3] :

$$P_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times f_{C28}$$

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

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

h : Epaisseur du radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau C25 : $P_u = 1,07 \text{ MN}$

$$\mu_c = (h + 0,4) \times 4 = 3 \text{ m} \Rightarrow 0,045 \times \mu_c \times h \times f_{C28} = 1,18 \text{ MN} \geq P_u$$

Le voile le plus sollicité est le voile P4 : $P_u = 2,7 \text{ MN}$

$$\mu_c = (0,4 + h) \times 6 + (3,4 - h) \times 2 + 0,25 \times 2 = 11,1 \text{ m} \text{ Donc: } 0,045 \times \mu_c \times h \times f_{C28} = 4,37 \text{ MN} \geq P_u$$

Donc il n'y a pas risque de poinçonnement du radier.

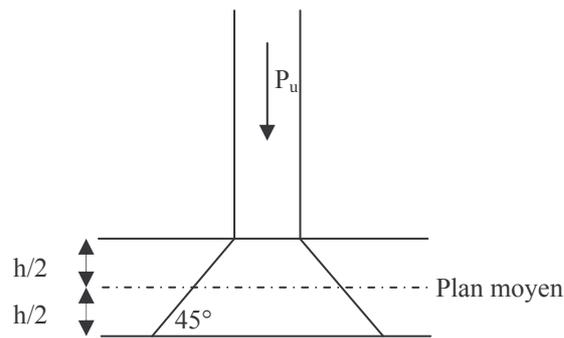


Fig. 7-2 Schéma de transmission des charges

7.7. La vérification de la stabilité de l'ouvrage vis à vis du renversement.

La condition de non renversement est : $\frac{M_{rés}}{M_{ren}} \geq 1,5$ avec $\begin{cases} M_{rés} : \text{moment stabilisant} \\ M_{ren} : \text{moment renversant} \end{cases}$

Le moment renversant est celui résultant de la charge sismique :

$$M_{ren} = \sum F_i \cdot Z_i = 64,27 \text{ MN.m}$$

Le moment résistant ou stabilisant est le produit des poids du bâtiment et du radier par la distance entre leurs points d'application et le bord extrême du radier :

Le poids du radier est $N_{rad} = G_{rad} = \rho_{béton} \times h \times S = 5,37 \text{ MN}$ et le débord est $V_{rad} = 13,51 \text{ m}$.

Le poids du bâtiment est $N_{bat} = G_{bat} + Q_{bat} = 37,7 \text{ MN}$ et le débord est $V_{bat} = 12,4 \text{ m}$.

Le moment stabilisant est $M_{rés} = N_{rad} \times V_{rad} + N_{bat} \times V_{bat} = 540,84 \text{ MN.m}$.

$$\frac{M_{rés}}{M_{ren}} = 8,41 \text{ Donc il n'y a pas de risque de renversement.}$$

7.8. La vérification des contraintes.

Il faut vérifier que $\sigma_{max} \leq 1,33 \times \overline{\sigma_{sol}}$ soit $\sigma_{max} \leq 0,2 \text{ MPa}$.

Les charges à considérer sont $\begin{cases} G_{bat} = 32,124 \text{ MN} \\ Q_{bat} = 5,65 \text{ MN} \\ G_{rad} = 5,37 \text{ MN} \\ M = 64,27 \text{ MN.m} \end{cases}$

La valeur du débord de la résultante des charges est $\{V_x = 12,5 \text{ m} ; V_y = 12,4 \text{ m}\}$

a. Calcul des contraintes sous $G + Q \pm E$.

$$N = G_{bat} + G_{rad} + Q_{bat}$$

a.1. Sens XX.

$$I_{xG} = 10048,07 \text{ m}^4, V_x = 12,5 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M \times V_x}{I_x} = \frac{43,14}{613,92} + \frac{64,27 \times 12,5}{10048,07} = 0,15 \text{ MPa} \leq 0,2 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M \times V_x}{I_x} = \frac{43,14}{613,92} - \frac{64,27 \times 12,5}{10048,07} = -0,009 \text{ MPa} \end{cases}$$

La contrainte minimale est négative mais nous pouvons la négliger car elle est suffisamment petite.

a.2. Sens YY.

$$I_{yG} = 52843 \text{ m}^4, V_y = 12,5 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M \times V_y}{I_y} = \frac{43,14}{613,92} + \frac{64,27 \times 12,4}{52843} = 0,085 \text{ MPa} \leq 0,2 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M \times V_y}{I_y} = \frac{43,14}{613,92} - \frac{64,27 \times 12,4}{52843} = 0,055 \text{ MPa} \end{cases}$$

b. Calcul des contraintes sous $0,8 \times G \pm E$.

$$N = 0,8 \times (G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}})$$

b.1. Sens XX.

$$I_{xG} = 10048,07 \text{ m}^4, V_x = 12,5 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M \times V_x}{I_x} = \frac{0,8 \times 37,5}{613,92} + \frac{64,27 \times 12,5}{10048,07} = 0,13 \text{ MPa} \leq 0,20 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M \times V_x}{I_x} = \frac{0,8 \times 37,5}{613,92} - \frac{64,27 \times 12,5}{10048,07} = -0,03 \text{ MPa} \end{cases}$$

b.2. Sens YY.

$$I_{yG} = 52843 \text{ m}^4, V_y = 12,5 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M \times V_y}{I_y} = \frac{0,8 \times 37,5}{613,92} + \frac{64,27 \times 12,4}{52843} = 0,064 \text{ MPa} \leq 0,2 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M \times V_y}{I_y} = \frac{0,8 \times 37,5}{613,92} - \frac{64,27 \times 12,4}{52843} = 0,034 \text{ MPa} \leq 0,2 \text{ MPa} \end{cases}$$

7.9. Vérification aux sous pressions.

Nous devons vérifier le bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous pression, même si l'étude du sol n'indique pas la présence d'une nappe phréatique. L'effort normal (sans surcharges) doit vérifier la condition suivante [9] :

$$N \geq \gamma_w \times S \times Z \times F_s$$

Avec : S : surface du radier.

$Z = 3 \text{ m}$: Hauteur d'étage.

γ_w : Poids spécifique de l'eau.

$F_s = 3$: Coefficient de sécurité.

$\gamma_w \times Z \times F_s \times S = 36,83 \text{ MN} \leq N = 43,14 \text{ MN}$. Donc, la sous pression n'est pas à craindre.

7.10. Ferrailage du radier.

Le ferrailage du radier se calcule sous les sollicitations maximales obtenues par l'application des combinaisons les plus défavorables. La charge maximale due à la réaction du sol est celle résultant de la combinaison $G + Q + E$: $q_u = \sigma_{\max} = 0,15 \text{ MPa} = 15 \text{ t/m}^2$.

Nous avons utilisé la méthode de Pigeaud pour le calcul des moments et des efforts tranchants de dimensionnement.

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

- Dans le sens de la petite portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

μ_x et μ_y coefficients donnés en fonction de $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

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 :

- En appui : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \times M_{0x}$
- En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_{0y} \end{cases}$

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

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

Pour tenir compte de la continuité, nous augmentons l'effort tranchant voisin de rive de 10%.

Dans notre cas, nous avons : $l_x = l_y = 3,5\text{m} \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 1 \\ \mu_x = 0,037 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

Les moments de flexion sont : $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,034 \text{ MN.m} \\ M_{tx} = M_{ty} = 0,051 \text{ MN.m} \end{cases}$.

L'effort tranchant maximum est : $T_{\max} = 0,175 \text{ MN/ml}$.

Pour un appui voisin de rive nous avons $T_{\max} = 0,192 \text{ MN/ml}$

Le ferrailage est calculé pour une bande de 1 m de largeur et la hauteur étant l'épaisseur du radier.

- Sur appui : $\mu = 0,02 \Rightarrow \alpha = 0,025 \Rightarrow A_{\text{app}} = 2,8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Nous adoptons 5T10/ml ;
- En travée : $\mu = 0,03 \Rightarrow \alpha = 0,038 \Rightarrow A_{\text{tr}} = 4,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Nous adoptons 6T10/ml.

La condition de non fragilité $\rho = \frac{A}{b \times h} \geq \rho_0 = 0,0008$ est vérifiée.

$$\tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \times d} = 0,64 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \text{ (Condition de cisaillement vérifiée).}$$

Les barres seront prolongées et arrêtées à $0,8 \times l_x$ en alternance.

7.11. Ferrailage des nervures.

7.11.1. Armatures longitudinales.

Nous avons utilisé la méthode forfaitaire présentée dans le BAEL [2]. Dans cette méthode les moments de flexion sont obtenus en vérifiant les inégalités suivantes :

- $M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \leq \max\{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \quad 1,05 \times M_0\}$;
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0$ pour une travée intermédiaire ;
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0$ pour une travée de rive ;
- La valeur minimale du moment sur appui intermédiaire est $0,5 \times M_0^{e,w}$ pour un appui voisin de rive et $0,4 \times M_0^{e,w}$ pour les appuis centraux.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{q}{g + q} \text{ et } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} : \text{Moment de la travée de comparaison (isostatique).}$$

M_t : Moment en travée de la poutre continue.

M_e, M_w : Moments sur appuis de droite et de gauche respectivement de la poutre continue.

$M_0^{e,w} = \max\{M_0^e \quad M_0^w\}$ et M_0^w, M_0^e les moments de la travée de comparaison à gauche et à droite respectivement.

La poutre la plus chargée est celle intermédiaire et comportant 6 travées de portées égales de 3,4m. La charge répartie uniforme équivalente à la charge triangulaire appliquée est donnée par : $q_u^M = q_u \times \frac{1}{3} = 0,15 \times \frac{3,5}{3} = 0,175 \text{ MN/ml}$.

Dans notre cas $\alpha = 0$ (pas de charge d'exploitation).

$$M_0 = q_u^M \times \frac{l^2}{8} = 0,268 \text{ MN.m.}$$

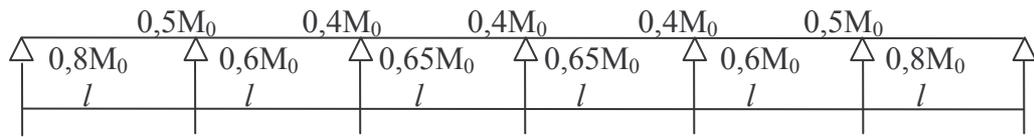


Fig. 7-3 Les moments de flexion de la poutre

Les moments maximaux obtenus sont :

$$\begin{cases} M_{\text{app}} = 0,5 \times M_0 = 0,134 \text{ MN.m} \\ M_{\text{tr}} = 0,8 \times M_0 = 0,214 \text{ MN.m} \end{cases}$$

a. Le ferrailage en appuis.

La section en appuis est rectangulaire de dimensions (30x70), elle est sollicitée par un moment de flexion $M_{\text{app}} = 0,134 \text{ MN.m}$. L'enrobage est $d' = 5 \text{ cm}$.

$\mu = 0,057$, alors $\alpha = 0,073$ donc $A_{\text{app}} = 5,28 \text{ cm}^2$. Nous prenons 5T12.

b. Le ferrailage en travée.

La section en travée est celle en T montrée dans la Figure 7-4 sollicité par un moment de flexion $M_{\text{tr}} = 0,214 \text{ MN.m}$.

$b_0 = 0,3 \text{ m}$; $b = 1,0 \text{ m}$; $h_0 = 0,35 \text{ m}$; $h = 0,70 \text{ m}$

$M_{\text{tu}} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bc} = 2,36 \text{ MN.m} > M_{\text{tr}}$. Donc l'axe neutre est dans la table de compression, alors on considère une section rectangulaire (1x0,7) dans le calcul.

$\mu = 0,027 \Rightarrow \alpha = 0,034 \Rightarrow A_{\text{tr}} = 8,21 \text{ cm}^2$. Nous prenons 6T12+2T14

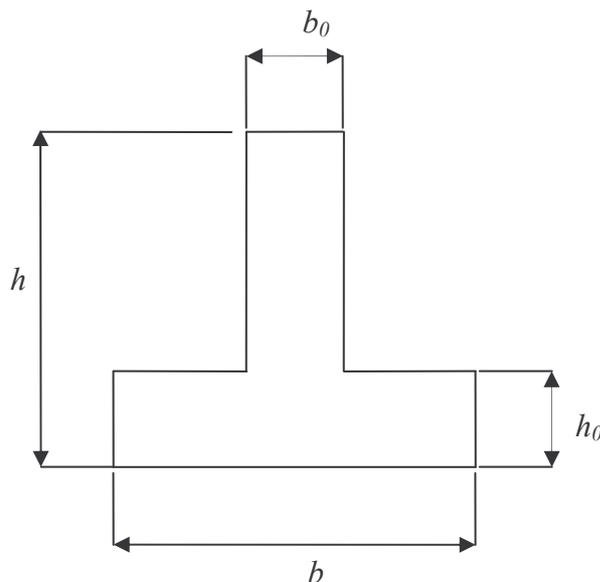


Fig. 7-4 La forme de la nervure du radier

7.11.2. Armatures transversales.

Par la méthode forfaitaire $T_{\max} = 1,1 \times T_0 = 1,1 \times q_u^v \times \frac{1}{2}$

Avec : $q_u^v = q_u \times \frac{1}{4} = 0,131 \text{ MN/ml}$.

$$\bar{\tau} = \min \{0,1 \times f_{c28}, 3 \text{ MPa}\}$$

$$T_{\max} = 0,252 \text{ MN} \text{ donc } \tau_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = 1,3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 2,5 \text{ MPa}$$

L'espaceur minimal est donné par [3] :

$$S = \min \{20 \text{ cm}; 15 \times \varphi_1\}.$$

Nous utiliserons des doubles cadres T8 avec un espaceur 15 cm.

Conclusion

La conception d'une structure parasismique pour un bâtiment, peut se faire de plusieurs manières, et la meilleure conception est celle qui est conforme aux codes de calcul et qui est la plus économique.

Pour les structures à contreventement par des cadres et des voiles, le facteur coût est un facteur qui ne peut être envisagé qu'avec une grande expérience, et cela est dû à la difficulté présente lors de l'introduction des voiles ; position, dimension et type de voiles à utiliser.

La comparaison des quatre dispositions étudiées dans ce travail nous a permis de conseiller l'utilisation de voiles avec les deux extrémités aboutant dans des poteaux, car ça permet de :

- Avoir le moins de coffrage ;
- Avoir les plus grandes rigidités des voiles ;
- Eliminer la formation des poutres courtes ;
- Eviter la concentration des efforts dans certains poteaux ;
- Avoir le coût optimal.

Enfin, la forme irrégulière du bâtiment est un facteur négatif qui a limité les possibilités de positionnement des voiles et qui a augmenté la complexité du comportement de la structure.

Bibliographie.

- [1] CBA 93. C.G.S
- [2] Le Covec, J : « Calcul selon les B.A.E.L. 83 ». Eyrolles. 1984
- [3] RPA 99 révisées 2003.C.G.S.
- [4] EUROCODE 1 partie 2-2 : « Actions sur les structures- Actions sur les structures exposée au feu». Afnor. 1997
- [5] Nicot, R : « Béton armé, Application de l'EUROCODE 2». Ellipses. 2001
- [6] Wilson, E. L : « Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures ». Computers and Structures, Inc. 2001.
- [7] Perchat, J et al : « Pratique du B.A.E.L. 91 ». Eyrolles. 1998
- [8] Davidovici, D : « Formulaire du béton armé, Volume 2 ». Le Moniteur. 1995
- [9] Belazoughi, M : « Cours de béton armé tome 2 ». O.P.U. 1983
- [10] Zienkiewicz, O.C et al: « The Finite Element Method, 5th Ed, Vol. 1: The Basis ». Butterworth Heinemann. 2000
- [11] Dhatt, G et al: «Une introduction de la méthode des éléments finis ». Les presses de l'université de LAVAL QUEBEC. 1981

Logiciels

Etabs V9.0.0, Version démonstrative .CSi. 2005.

Matlab 6.5.

Auto CAD 2004. Auto Desk Inc. 2003

Peleas, V1.00.026. Version d'évaluation. Socotec. 1998

Dalle, V1.00.026. Version d'évaluation. Socotec. 1998

Flexi, V1.01.026. Version d'évaluation. Socotec. 1998

Annexe A.

Méthode des Eléments Finis

A.1. Introduction.

La complexité des structures auxquelles l'ingénieur est amené à examiner lui fait recourir à des méthodes non classiques, approchées et basées sur des méthodes numériques de calcul. La difficulté de modéliser de telles structures par un système continu a donné l'avantage au système discrétisé, surtout après l'évolution des ordinateurs qui a éliminé la laboriosité des calculs. La méthode des éléments finis est l'une des plus utilisées car elle a prouvé son efficacité, jusqu'à devenir un repère pour comparer les résultats des autres méthodes même celles analytiques.

A.2. Description de la méthode.

Pour déterminer les contraintes (efforts) dus à un système de charges connu la structure sera divisée en un nombre fini d'éléments délimités par des nœuds et des lignes de frontières comme le montre la figure A-1.

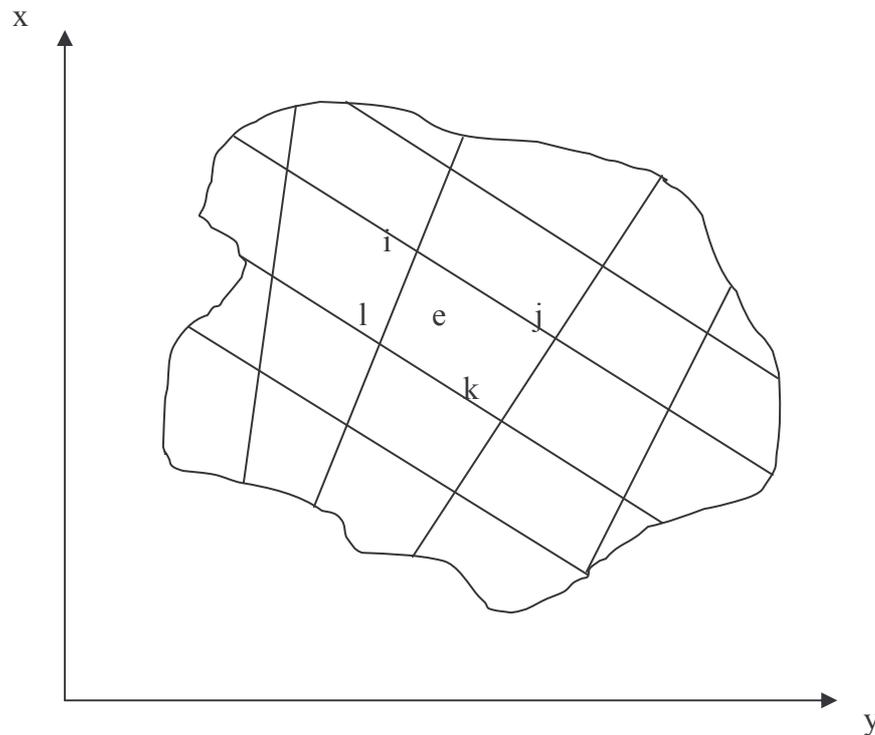


Fig. A-1 Une structure discrétisée en éléments finis

La procédure est de calculer les déplacements de la structure en fonction des déplacements nodaux, puis en déduire les déformations et les contraintes.

En considérant l'élément 'e' défini par les nœuds i,j,k,l, le déplacement de n'importe quel point à l'intérieur de cet élément est [10] :

$$a = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = Na^e \dots \quad (A-1)$$

avec $a^e = \{a_i, a_j, a_k, a_l\}$ le vecteur déplacement nodal et $a_i = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix}$.

$N = \{N_i, N_j, N_k, N_l\}$ les fonctions de position ou de forme .

Les fonctions de position N_i, N_j, N_k, N_l doivent être choisies de façon à donner les déplacements nodaux appropriés quand on introduit les coordonnées correspondant à ces nœuds.

$$\text{Clairement nous avons [10]} : \begin{cases} N_i(x_i, y_i) = I(\text{identité}) \\ N_i(x_j, y_j) = 0 \end{cases} \dots \text{(A-2)}$$

Cette condition peut être satisfaite par une simple fonction linéaire en x et y .

La déformation est déterminée par la relation [10] :

$$\varepsilon = Sa = Ba^e \dots \text{(A-3)}$$

Avec :

$$B = SN \dots \text{(A-4)}$$

$$\varepsilon = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}\} \dots \text{(A-5)}$$

$$S = \begin{bmatrix} \frac{\delta}{\delta x}, 0 \\ 0, \frac{\delta}{\delta y} \\ \frac{\delta}{\delta x}, \frac{\delta}{\delta y} \end{bmatrix} \dots \text{(A-6)}$$

Les contraintes sont données par la relation [10] :

$$\sigma = D(\varepsilon - \varepsilon_0) + \sigma_0 \dots \text{(A-7)}$$

L'équilibre est régi par l'équation [10] :

$$q^e = K^e a^e + f^e \dots \text{(A-8)}$$

Avec : $q^e = \{q_i, q_j, q_k, q_l\}$ les forces nodales statiquement équivalentes aux charges réparties et aux contraintes aux frontières de l'élément.

La matrice de rigidité de l'élément est donnée par [10] :

$$K^e = \int_{V_e} B^T D B dV \dots \text{(A-9)}$$

$$f^e = - \int_{V_e} N^T b dV - \int_{V_e} B^T D \varepsilon_0 dV - \int_{V_e} B^T \sigma_0 dV - \int_{A_e} N^T \bar{t} dA \dots \text{(A-10)}$$

V_e, A_e le volume et la surface frontale d l'élément.

$b = \{b_x, b_y\}$: Charge répartie par unité de volume à l'intérieur de l'élément.

$\bar{t} = \{t_x, t_y\}$: Charge répartie extérieure par unité de surface agissant sur les surfaces de frontières de l'élément.

Cette relation est établie pour l'élément seul isolé. En généralisant sur tout le domaine, le concept de forces nodales qui remplacent l'interaction inter éléments sera abandonné. Nous devons aussi tenir compte des forces extérieures concentrées qui peuvent exister. L'équilibre global est donc [10] :

$$r = Ka + f \dots \text{(A-11)}$$

$r = \{r_i\}$ les forces extérieures concentrées aux nœuds.

La matrice de rigidité est donnée par [10] :

$$K = \int_V B^T D B dV \dots \text{(A-12)}$$

$$f = - \int_V N^T b dV - \int_V B^T D \varepsilon_0 dV - \int_V B^T \sigma_0 dV - \int_A N^T \bar{t} dA \dots \text{(A-12)}$$

L'intégration se fait sur le volume et la surface globaux.

A.3. L'élément de référence.

De manière à simplifier la définition analytique des éléments de forme complexe et par la suite faciliter l'intégration par des méthodes numériques, nous introduisant la notion **d'élément de référence**.

Un élément de référence V_r est un élément repéré dans un espace dit de référence, dans lequel les coordonnées de ses nœuds sont zéro, 1 ou -1, et qui peut être transformé en chaque élément réel V_e par une transformation géométrique $\tau(\xi, x_i, x_j, x_k, \dots)$. Soulignons qu'un seul élément de référence se transforme en tous les éléments réels de même type par des transformations τ différentes [11].

$$\tau : \xi \rightarrow x = x(\xi, x_i, x_j, x_k, \dots) = [\bar{N}(\xi)]\{x_n\} \dots \quad (\text{A-12})$$

Avec $\{x_n\}$: Les coordonnées des nœuds de l'élément.

$[\bar{N}(\xi)]$: Les fonctions de transformation et qui sont choisies identiques pour les trois coordonnées.

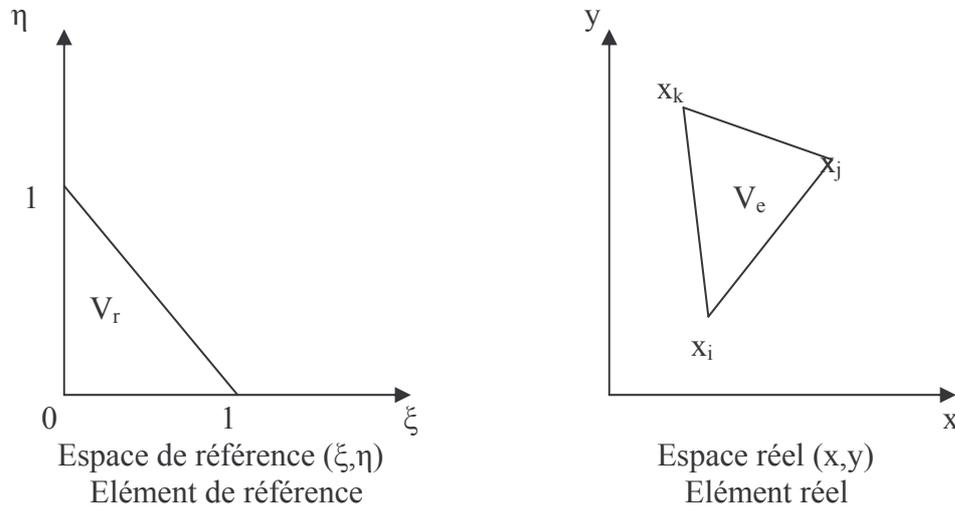


Fig. A-2 Élément réel et élément de référence

Les coordonnées de l'espace de référence sont appelées coordonnées naturelles normalisées. Une formulation plus simple est d'exprimer les fonctions de forme en coordonnées naturelles normalisées. Ainsi nous obtenons [6] :

$$x(\xi, \eta, \zeta) = [N(\xi, \eta, \zeta)]\{x_n\} \dots \quad (\text{A-13})$$

Les dérivées premières en coordonnées naturelles normalisées sont [11] :

$$\begin{Bmatrix} \frac{\delta}{\delta \xi} \\ \frac{\delta}{\delta \eta} \\ \frac{\delta}{\delta \zeta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\delta x}{\delta \xi} & \frac{\delta y}{\delta \xi} & \frac{\delta z}{\delta \xi} \\ \frac{\delta x}{\delta \eta} & \frac{\delta y}{\delta \eta} & \frac{\delta z}{\delta \eta} \\ \frac{\delta x}{\delta \zeta} & \frac{\delta y}{\delta \zeta} & \frac{\delta z}{\delta \zeta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\delta}{\delta x} \\ \frac{\delta}{\delta y} \\ \frac{\delta}{\delta z} \end{Bmatrix} \dots \quad (\text{A-14})$$

Ce que nous noterons

$$\{\delta_\xi\} = [J]\{\delta_x\} \dots \quad (\text{A-15})$$

où $[J]$ est la matrice jacobienne de la transformation géométrique.

C'est la matrice inverse $[J]^{-1}$ qui est utilisée en pratique puisque nous devons exprimer les dérivées en x, y, z à partir des dérivées en ξ, η, ζ .

La matrice Jacobiéenne s'écrit [11] :

$$[J] = \begin{Bmatrix} \frac{\delta}{\delta\xi} \\ \frac{\delta}{\delta\eta} \\ \frac{\delta}{\delta\zeta} \end{Bmatrix} \{x, y, z\} = \begin{Bmatrix} \langle N_{,\xi} \rangle \\ \langle N_{,\eta} \rangle \\ \langle N_{,\zeta} \rangle \end{Bmatrix} [\{x_n\} \{y_n\} \{z_n\}] \dots \quad (\text{A-16})$$

Elle est donc le produit de deux matrices, l'une contenant les dérivées en ξ, η, ζ des fonctions de transformation et l'autre les coordonnées des nœuds de l'élément.

Ainsi, nous transformons les intégrales de volume [11] :

$$dV = dx dy dz = \det(J) d\xi d\eta d\zeta \dots \quad (\text{A-17})$$

$$\int_V f(x) dV = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 f(x(\xi, \eta, \zeta)) \det(J) d\xi d\eta d\zeta \dots \quad (\text{A-18})$$

et nous pouvons donc passer à une intégration numérique.

A.4. Les critères de convergence de la MEF.

Pour assurer la convergence au résultat correct, les fonctions de forme ou de déplacement choisies doivent satisfaire certains critères [10]:

- Ne pas permettre la déformation d'un élément quand les déplacements nodaux sont causés par un déplacement du corps rigide.
- Assurer un état de déformation constante à l'intérieur des éléments.
- Assurer la continuité des déplacements à l'intérieur et à l'interface interéléments.

Il est difficile des trouver des fonctions de déplacements qui assurent la dernière condition. Cependant, avec la diminution de la taille des éléments, on peut atteindre cette continuité en passant par un test d'assemblage dit *patch test*.

The patch test consiste à imposer des déplacements nodaux correspondant à un état de déformation constante dans une analyse exacte. Si l'équilibre nodal est atteint sans imposer des forces nodales extérieures et un état de contraintes constantes est obtenu aucun travail extérieur n'a été perdu dans la discontinuité interéléments et le patch test est satisfait [10].

L'obtention de tels éléments dits éléments incompatibles ou non conformes se fait en ajoutant un terme de déplacements incompatibles aux fonctions de forme [10].

Annexe B.

Etabs

B.1. Introduction

Pour le calcul des sollicitations, nous avons utilisé Etabs qui a été élaboré par Computer and Structures Inc, Berkeley, California. Etabs est l'abréviation de Extended Three dimensional Analysis of Building Systems. C'est un programme d'analyse de structures basé sur une formulation en éléments finis avec des fonctions destinées à la conception de bâtiments.

Le concept de base est de créer un model comportant la structure du bâtiment et les niveaux (planchers) et les escaliers, et tous les autres éléments sont représentés comme des chargements. La méthode d'analyse contient une large variété d'options de l'étude statique et dynamique. Les méthodes numériques utilisées permettent un transfert automatique des charges de niveaux aux éléments porteurs. Parmi les problèmes spéciaux pris en considération dans l'étude : la localisation du centre de rigidité, les effets P- Δ locaux et globaux, les effets des déplacements libres dans les extrémités des éléments de la structure (degré d'encastrement). Tout cela est en utilisant des techniques numériques rapides avec un minimum d'efforts.

B.2. Type d'éléments.

La discrétisation est faite en éléments non conformes pour avoir une convergence rapide sans passer à des éléments d'ordre supérieur [6]. Les déplacements sont exprimés par la relation [6] :

$$u = \sum_i N_i u_i + \sum_1^3 \overline{N}_i \alpha_i \dots \text{(B-1)}$$

Les fonctions de forme utilisées sont en coordonnées naturelles normalisées [6]:

$$N_i(\xi_i, \eta_i, \zeta_i) = g(\xi_i, \xi)g(\eta_i, \eta)g(\zeta_i, \zeta) \dots \text{(B-2)}$$

$$\begin{cases} g_i = g(\xi_i, \xi) = \frac{1}{2}(1 + \xi_i \xi) \rightarrow \text{if } \xi_i = \pm 1 \\ g_i = g(\xi_i, \xi) = \frac{1}{2}(1 + \xi^2) \rightarrow \text{if } \xi_i = 0 \end{cases} \dots \text{(B-3)}$$

Les termes des déplacements incompatibles \overline{N}_i sont [6] :

$$\begin{cases} \overline{N}_1 = 1 - \xi^2 \\ \overline{N}_2 = 1 - \eta^2 \\ \overline{N}_3 = 1 - \zeta^2 \end{cases} \dots \text{(B-4)}$$

B.3. L'intégration numérique.

Dans le développement de la matrice de rigidité pour la méthode des éléments finis ; qui est basé sur des fonctions de déplacement approximatives qui ne satisfont pas l'équilibre, il a été prouvé que l'intégration avec des méthodes numériques approximatives peut donner un meilleurs résultats, et converge plus rapidement qu'une intégration numérique.

L'intégration numérique se fait par la règle de Gauss qui s'écrit dans le cas unidimensionnel [6] :

$$I = \int_{-1}^1 f(s)ds = \sum_{i=1}^n W_i f(s_i) \dots \text{(B-5)}$$

L'intégrale est évaluée aux points de Gauss s_i avec leurs poids de Gauss correspondants W_i .

Cette règle peut être étendue aux cas bidimensionnel ou tridimensionnel.

B.4. L'inversion des matrices.

L'inverse d'une matrice s'obtient par la résolution du système suivant pour une matrice X de même taille que A en mettant B égale à l'identité :

$$A.X = B \text{ avec } A.A^{-1} = I \dots (B-6)$$

La résolution se fait par la méthode d'élimination modifiée de Gauss [6]. Pour une équation typique :

$$\sum_{j=1}^{N_{eq}} a_{ij} x_j = b_i \text{ pour } i = 1 \dots N \dots (B-7)$$

En divisant la n^{ième} équation par a_{nn} , cette dernière peut se mettre sous la forme :

$$-\sum_{j=1}^{n-1} \bar{a}_{nj} x_j + \frac{b_n}{a_{nn}} - \sum_{j=n+1}^N \bar{a}_{nj} x_j = x_n \dots (B-8)$$

Maintenant x_n peut être éliminé de toutes les équations avant et après l'équation n. par la suite, x_n va être déplacé vers la gauche de l'équation et b_n vers la droite, d'où :

$$\sum_{j=1}^{n-1} (a_{nj} - a_{nj} \bar{a}_{nj}) x_j - \frac{a_{jn}}{a_{nn}} b_n + \sum_{j=j+1}^N (a_{nj} - a_{nj} \bar{a}_{nj}) x_j = b_i \text{ pour } i = 1 \dots n, n+1 \dots N \dots (B-9)$$

Après n transformations, la nouvelle forme du système d'équations peut s'écrire sous la forme matricielle suivante :

$$A^{(n)} x^{(n)} = b^{(n)} \dots (B-10)$$

Après N transformations :

$$A^{(N)} = A^{-1}, x^{(N)} = -b \text{ et } b^{(N)} = -x \dots (B-11)$$

B.5. La résolution des systèmes d'équations.

En vue de réduire la taille des matrices à stocker et donc le volume de calculs à faire, La résolution passe d'abord par certaines procédures de condensation des matrices.

Si pour un degré de liberté le déplacement n'est pas empêché (force associée nulle), une diminution de la matrice de rigidité et du vecteur force sera obtenue avec les changements suivants [6] :

$$\begin{cases} \bar{k}_{ij} = k_{ij} - k_{in} \frac{k_{nj}}{k_{nn}} \\ \bar{f}_j = f_j - f_n \frac{k_{nj}}{k_{nn}} \end{cases} \dots (B-12)$$

Cette opération se répète pour tous les déplacements libres, et après l'obtention des autres déplacements associés à l'élément, ils peuvent être calculés dans l'ordre inverse de leur élimination par la relation [6]:

$$u_n = \sum_{j=1}^{n-1} \frac{k_{nj}}{k_{nn}} u_j + \sum_{j=n+1}^{12} \frac{k_{nj}}{k_{nn}} u_j + f_n \dots \text{(B-13)}$$

Cette opération est appelée condensation statique ou élimination partielle de Gauss.

La matrice obtenue passe ensuite par l'opération d'élimination de Gauss (pour obtenir une matrice triangulaire supérieure). En retournant à l'ordre original des inconnus nous obtenons une matrice bande symétrique [6]. Ainsi, seuls les termes non nuls seront à stocker et la résolution pourra être faite.

La méthode la plus appropriée pour la résolution d'un système d'équations symétriques est la décomposition LDL^T . La méthode consiste à décomposer la matrice rigidité en un produit de trois matrices : une diagonale, une triangulaire inférieure et sa transposée $A = LU = LDL^T$

La décomposition se fait suivant un ordre précis (une ligne de U puis une colonne de L) par [6] :

$$U_{ij} = A_{ij} - \sum_{k=1}^{i-1} L_{ik} U_{kj} \dots \text{(B-14)}$$

$$L_{kj} = \frac{U_{kj}}{U_{kk}} \dots \text{(B-15)}$$

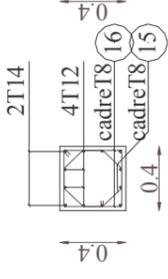
Le système s'écrit donc :

$$Ax = LDL^T x = LDy = b \dots \text{(B-16)}$$

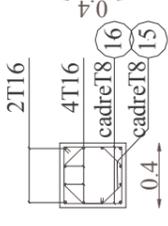
Annexe C.

Plans de Ferrailage

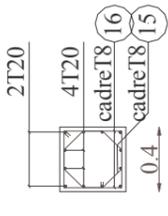
Coupe 1-1



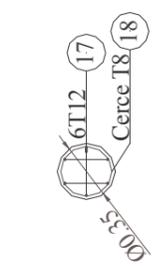
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



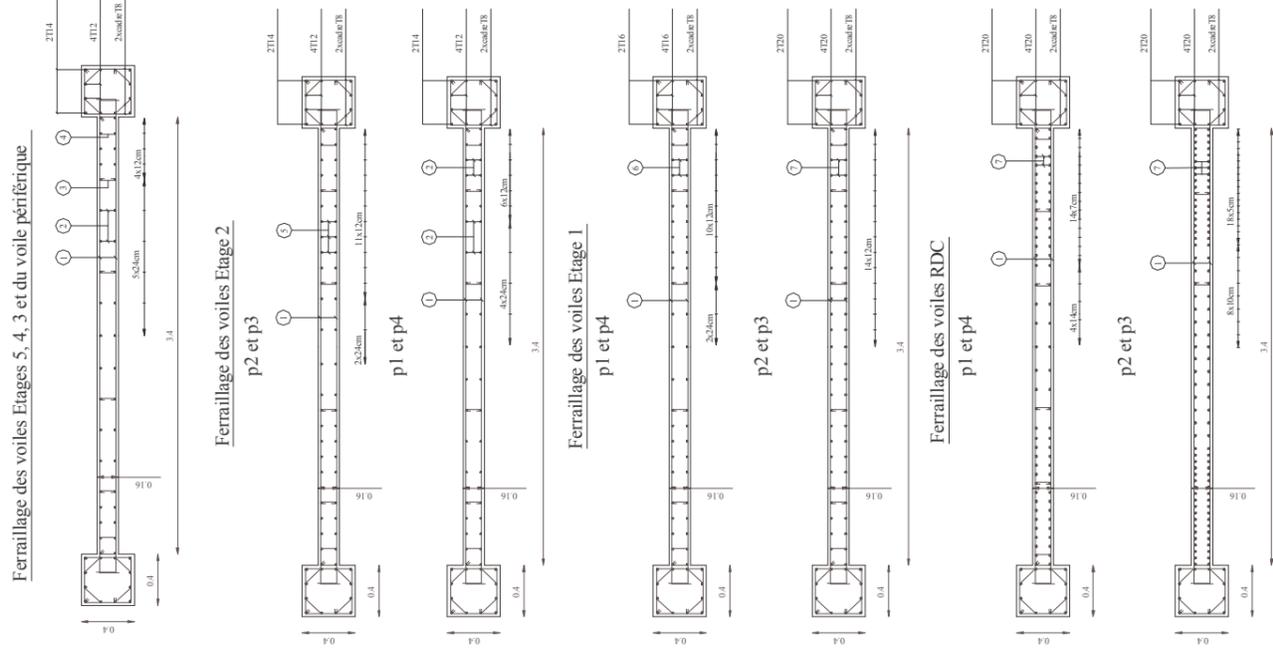
Echelle: 1/40

Plan de Ferrailage des Poteaux



Echelle: 1/100

Plan de Ferrailage des Voiles

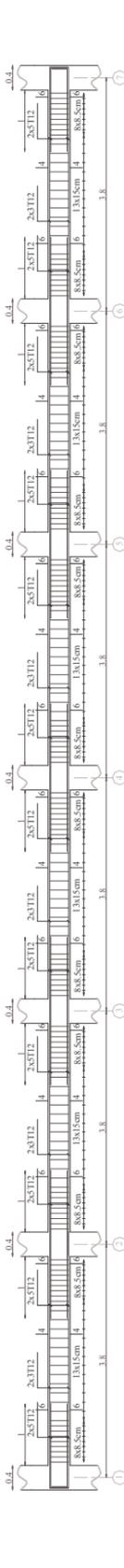


Echelle: 1/50

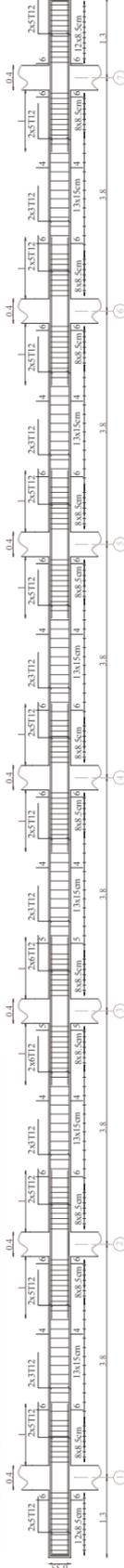
①	T10	420	20	380	20
②	T10	346		346	
③	Epingle T8	18		12	3
④	Cadre T8	60		12	5
⑤	T12	354		354	
⑥	T14	362		362	
⑦	T16	370		370	
⑧	T14	376		376	
⑨	T12	376		376	
⑩	T14	362		306	56
⑪	T12	354		306	48
⑫	T16	386		386	
⑬	T20	406		406	
⑭	2 x U T8	2 x 70		35	35
⑮	Cadre T8	112		16	12
⑯	Cadre T8	150		16	5
⑰	T12	150		102	48
⑱	Cerce T8	107		5	Ø31

Plan de Ferrailage des Poteaux et des Voiles

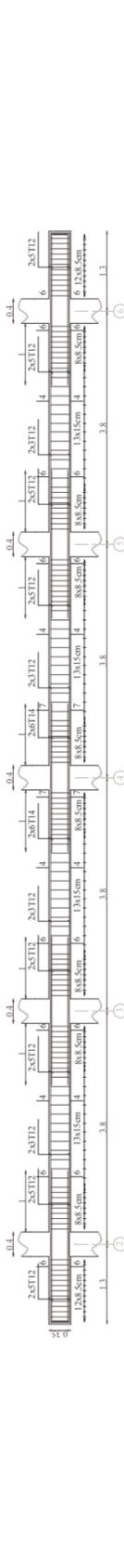
Ferrailage des poutres axe A niv. :0.00-3.06-6.12-9.18-12.24-15.30



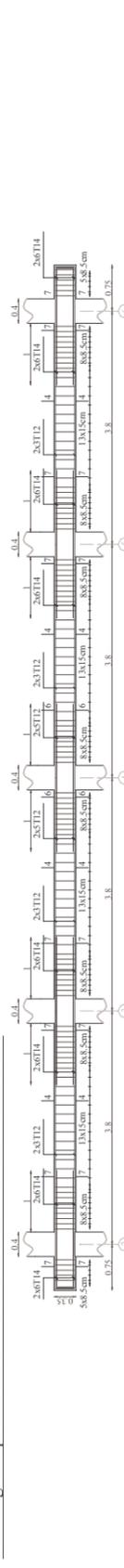
Ferrailage des poutres axe B-C niv. :0.00-3.06-6.12-9.18-12.24-15.30



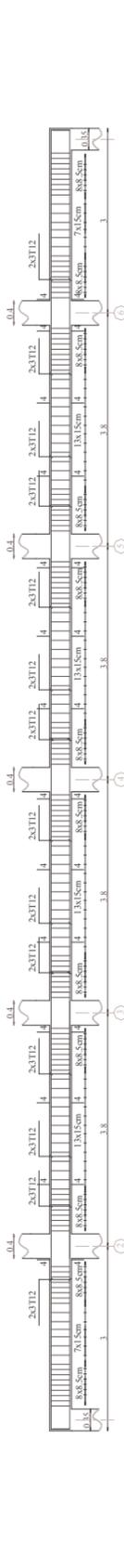
Ferrailage des poutres axe D-E niv. : 3.06-6.12-9.18-12.24-15.30-18.36



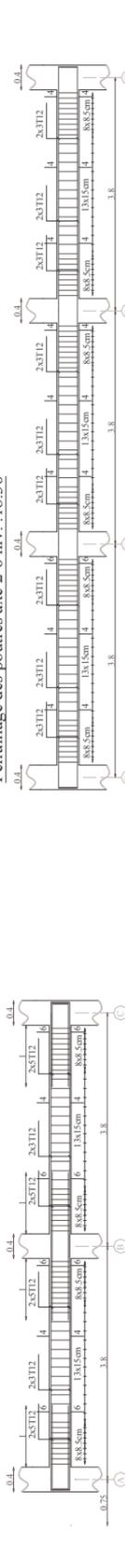
Ferrailage des poutres axe G-F niv. : 3.06-6.12-9.18-12.24-15.30-18.36



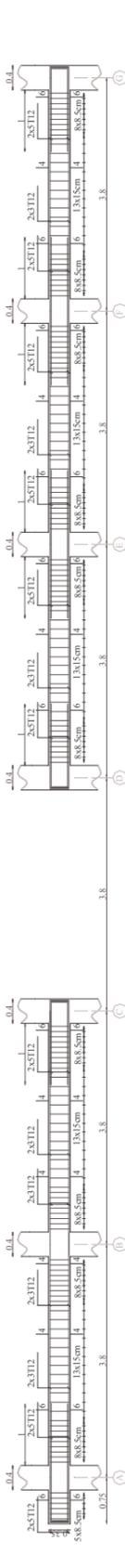
Ferrailage des poutres axe D-E-G-F niv. : 0.00



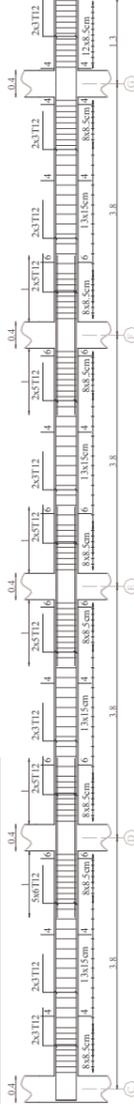
Ferrailage des poutres axe 1-7 niv. :0.00-3.06-6.12-9.18-12.24-15.30



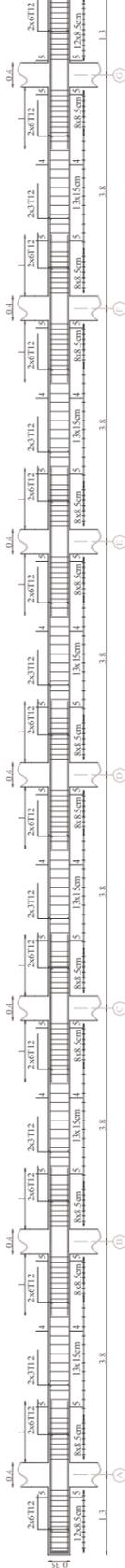
Ferrailage des poutres axe 2 niv. :0.00-3.06-6.12-9.18-12.24-15.30



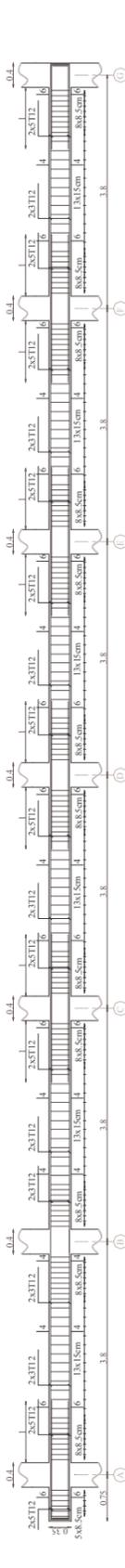
Ferrailage des poutres axe 3-4-5 niv. : 18.36



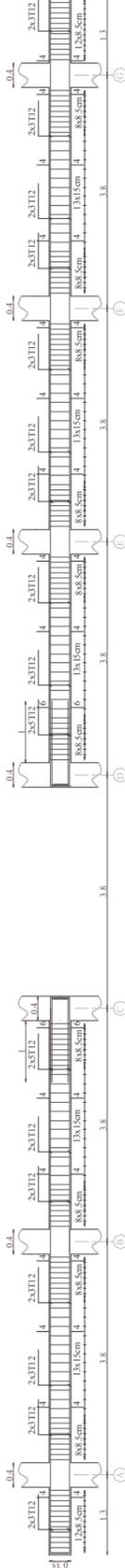
Ferrailage des poutres axe 5-4 niv. :0.00-3.06-6.12-9.18-12.24-15.30



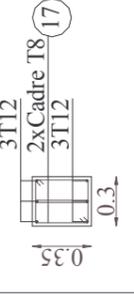
Ferrailage des poutres axe 6 niv. :0.00-3.06-6.12-9.18-12.24-15.30



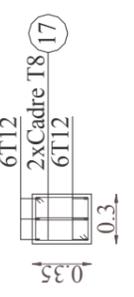
Ferrailage des poutres axe 3 niv. :0.00-3.06-6.12-9.18-12.24-15.30



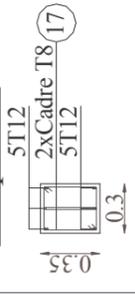
Coupe 4-4



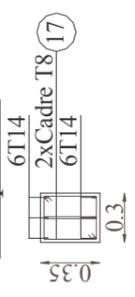
Coupe 5-5



Coupe 6-6

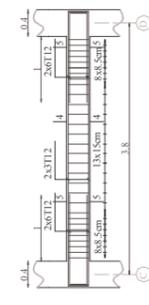


Coupe 7-7



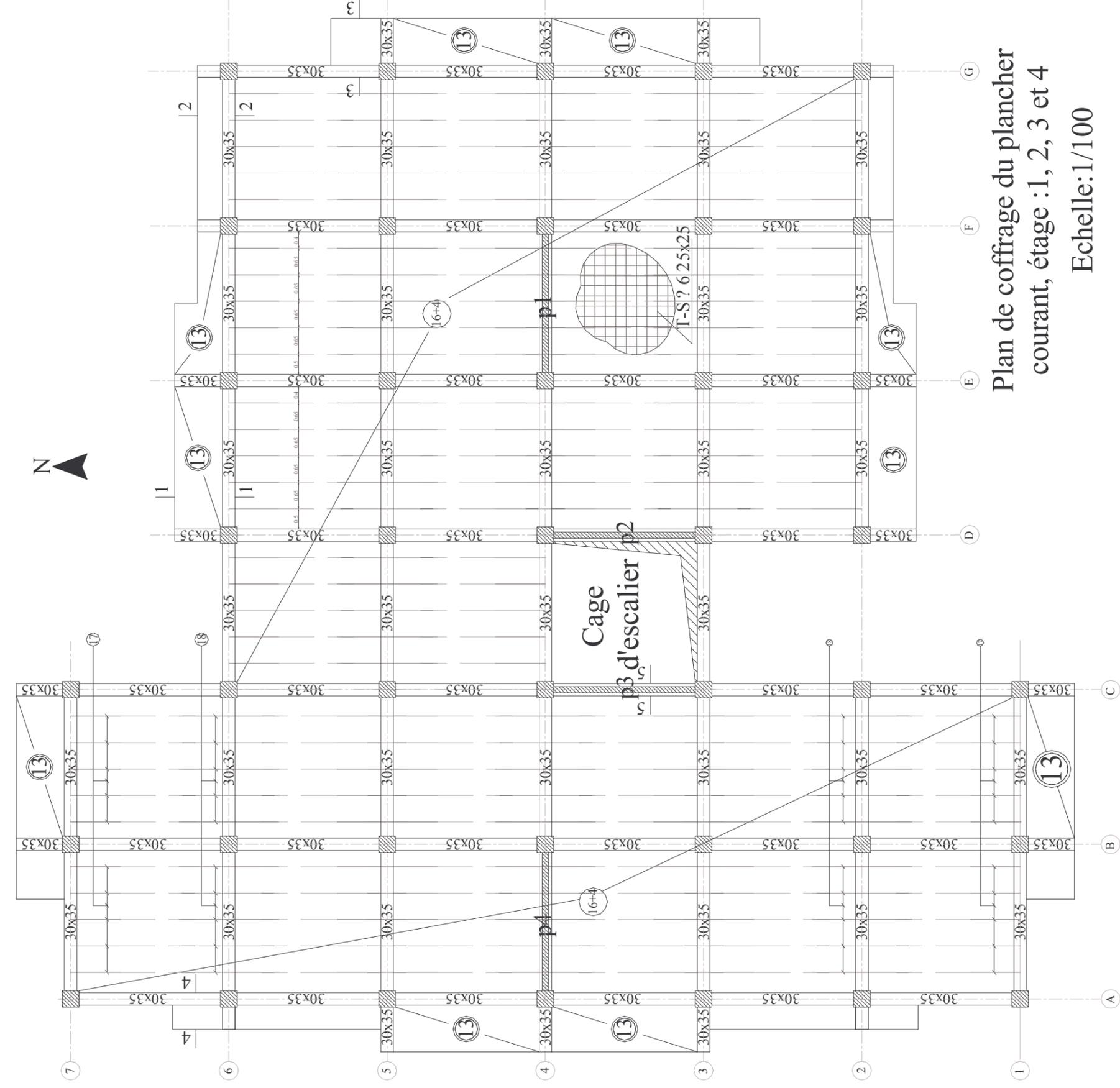
Echelle:1/40

Ferrailage des poutres du palier de repos
axe 3 niv. :1.53-4.59-7.65-10.71-13.77

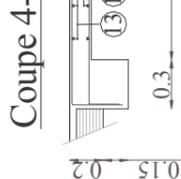
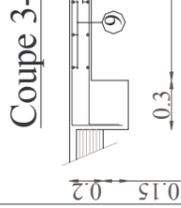
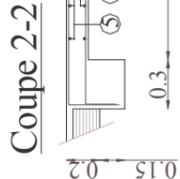
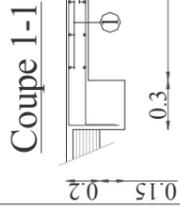


Echelle:1/100

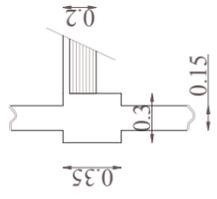
Plan de Ferrailage des Poutres



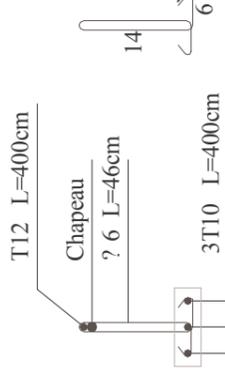
Plan de coffrage du plancher courant, étage : 1, 2, 3 et 4
Echelle: 1/100



Coupe 5-5



Details des potrelles

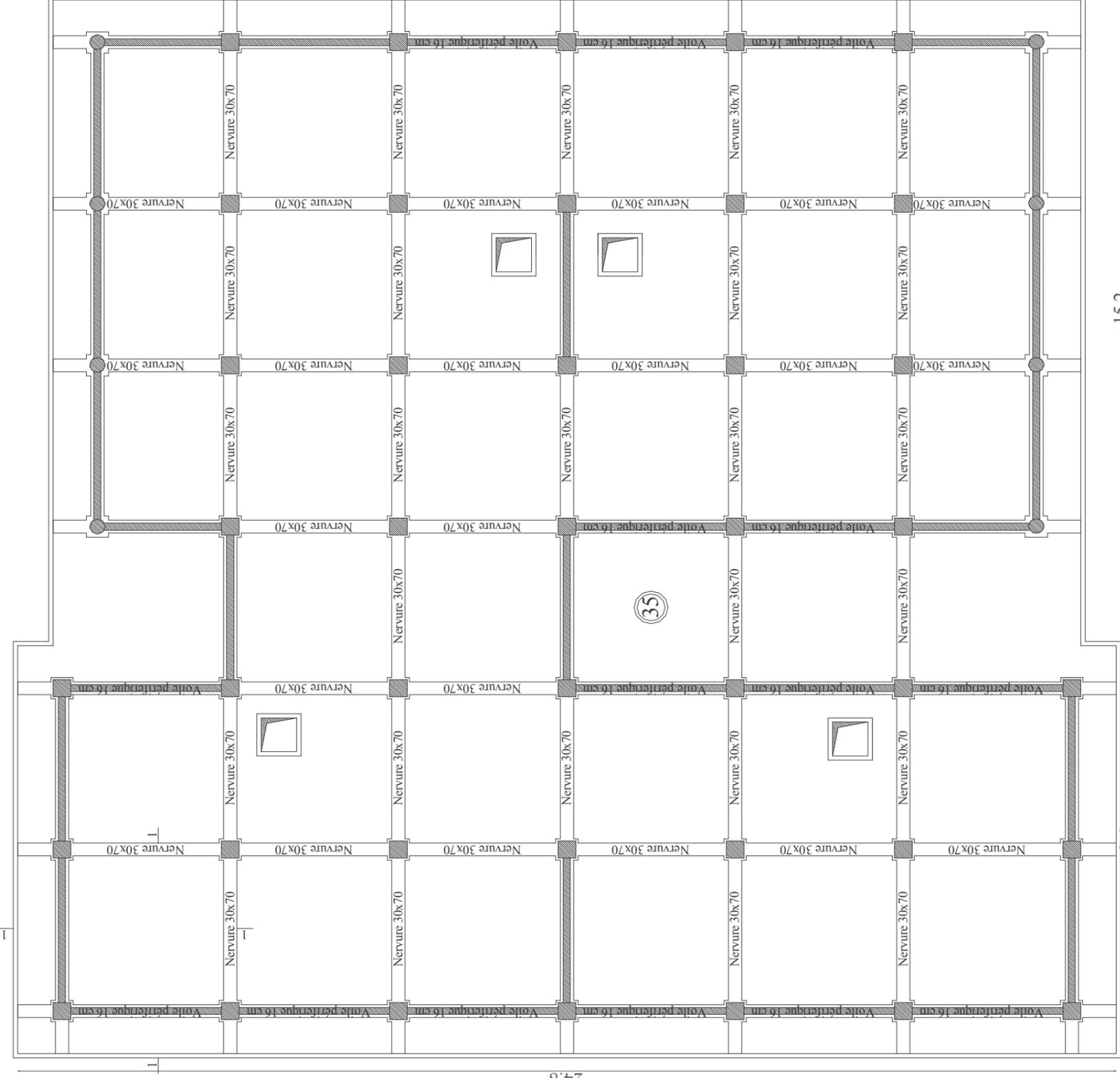


Echelle: 1/40

①	T12	e=20cm	L=466cm	30	406	30
②	T10	e=20cm	L=446cm	20	406	20
③	T12	e=20cm	L=196cm	30	156	30
④	T10	e=20cm	L=186cm	20	156	20
⑤	T12	e=20cm	L=466cm	30	406	30
⑥	T10	e=20cm	L=446cm	20	406	20
⑦	T12	e=20cm	L=140cm	30	100	30
⑧	T10	e=20cm	L=130cm	20	100	20
⑨	T12	e=20cm	L=186cm	30	146	30
⑩	T10	e=20cm	L=176cm	20	146	20
⑪	T12	e=20cm	L=196cm	30	156	30
⑫	T10	e=20cm	L=186cm	20	156	20
⑬	T12	e=20cm	L=186cm	30	146	30
⑭	T10	e=20cm	L=176cm	20	146	20
⑮	T12	e=20cm	L=140cm	30	100	30
⑯	T10	e=20cm	L=130cm	20	100	20

Details chapeaux des potrelles

⑰	T14	L=163cm	163	30
⑱	T14	L=240cm	240	30

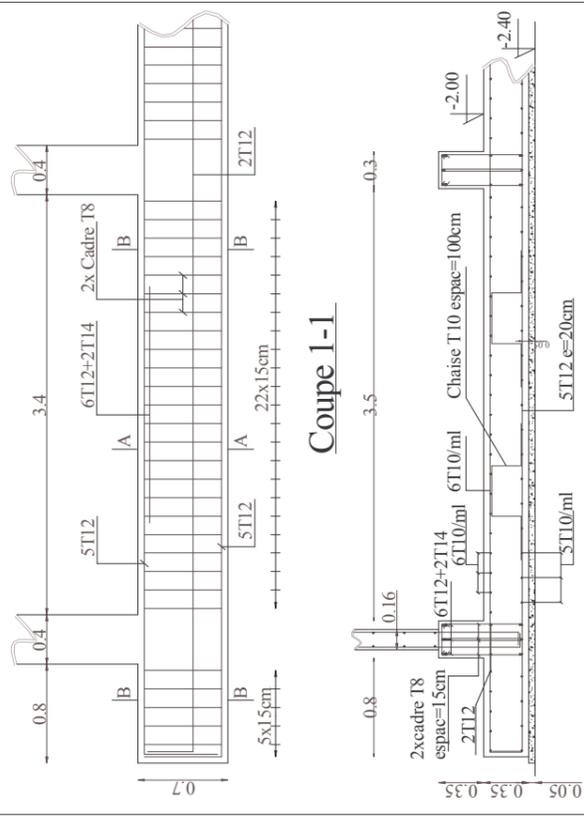


15.2

9.6

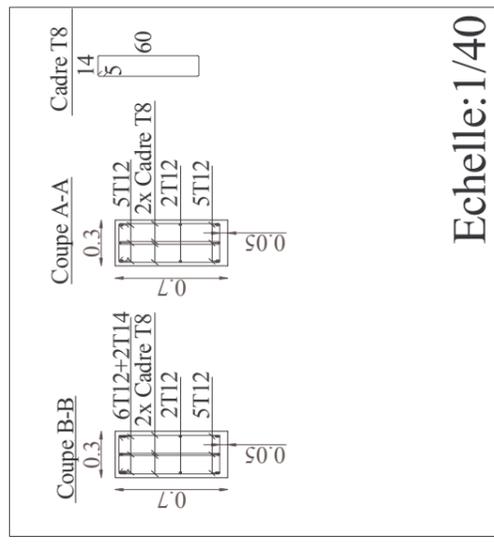
Echelle: 1/100

Details Nervures



Echelle: 1/50

24.8



Echelle: 1/40

Plan de Ferrailage du Radier et des Nervures