

المملكة المغربية
Royaume du Maroc

*Ecole Hassania
des Travaux Publics*



المدرسة الحسنية للأشغال العمومية



Etude d'optimisation des logements sociaux

**Mémoire du Travail de Fin d'Etude pour l'obtention
du diplôme d'Ingénieur d'Etat de l'EHTP**



Préparé par :

ELBOUHLALI Mohamed (IB)

TOUGUI Nabil (IB)

Dirigé par :

CHOUHAYD Mohamed (Exigence Ingénierie)

KHADOURI Nacira (EHTP)

Jun 2012

Dédicace

*Je dédie ce travail,
À celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation...*

A M A M È R E

Pour sa tendresse et ses prières pour moi.

*À mon **cher** père, pour tous les sacrifices qu'il a consenti à mon égard.*

*Très Chers Parents, nulle dédicace n'est susceptible de vous exprimer
mon profond amour.*

*Je dédie également ce travail à mes chères sœurs **Lamia** et **Karima** et mes
chers frères **Abdessatif** et **Hamid** pour tout l'amour dont ils m'entourent.*

*À tous les membres de la famille **ELBOUHLAL**.*

*À tous mes amis et collègues que j'ai pu connaître depuis mon enfance Surtout
mon ami d'enfance **Omar Mediani***

*À mon patient binôme **Nabil**.*

*À tous les élèves et saurés de l'**EHTP***

À tous ceux qui m'aiment, À tous ceux que j'aime

Je vous dédie cet humble travail en signe de reconnaissance et de dévouement.

Mohamed

Dédicace :



*Je dédie ce travail,
A celui qui m'a indiqué la bonne voie en me rappelant que la volonté
fait toujours les Grands Hommes...,
A MON PÈRE,
Pour son encouragement et son soutien inconditionnel tout au long de
mon cursus d'étudiant.*

*Et
A celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation...,
A MA MÈRE
Pour sa tendresse et ses prières pour moi.
Très Chers Parents, nulle dédicace n'est susceptible de vous exprimer
mon profond amour.*

*Je dédie également ce travail à ma sœur Mouna et mes frères Tariq et Omar
pour tout l'amour dont ils m'entourent.*

*Je dédie ce mémoire à mon merveilleux Oncle AbdelMounaim et à toute
Ma Famille. Jamais un mot ne saura décrire ma reconnaissance et mon estime.*

*Une dédicace spéciale est adressée à mon oncle Mustafa GHANDOUR,
pour ses conseils et son grand esprit.*

A mon patient binôme Mohamed.

*A tous ceux que j'aime, je vous dédie cet humble travail en signe de
reconnaissance et de dévouement.*

Nabil

Remerciements

Aucune œuvre humaine ne peut se réaliser sans la contribution d'autrui .Ce rapport est le résultat d'un effort conjugué de plusieurs personnes dont le conseil et l'encadrement nous ont été profitables ; ainsi se présente l'occasion de les remercier.

Nous adressons nos remerciements au BET Exigence Ingénierie pour nous avoir permis d' y effectuer notre stage de fin d'étude.

Nous remercions plus particulièrement notre encadrant : **Monsieur CHOUHAYD Mohamed**, directeur du BET Exigence Ingénierie, qui a fait preuve d'une grande disponibilité à notre égard et qui nous a fait part de son expérience, de ses conseils pertinents et de l'extrême richesse de ses explications.

Nous remercions également **Mme KHADOURI Nacira**, professeur à l'Ecole Hassania des Travaux Publics, qui nous a fait l'honneur de nous encadrer et de nous faire part de son expérience et de son savoir-faire tout au long de la réalisation de ce travail. Nous tenons à lui exprimer notre profonde reconnaissance pour les conseils qu'elle nous a prodigué et son souci permanent quant à l'avancement de notre projet.

Nos vifs remerciements se destinent à **Mme Malika AZMI**, professeur et chef du département génie civil à l'Ecole Hassania des Travaux Publics, et l'ensemble du personnel du BET Exigences Ingénierie avec qui nous avons été amenés à travailler,

Finalement on ne doit pas laisser passer cette occasion sans remercier nos chers professeurs de l'Ecole Hassania des Travaux Publics pour nous avoir donné les éléments théoriques indispensables pour réussir notre travail.

Résumé

L'étude des logements sociaux, dans le cadre de ce projet, consiste à présenter un outil d'optimisation pour les bureaux d'études s'intéressant à ces types de logements. Il s'agit de déterminer les choix optimums à adopter en matière de planchers, de fondations et de système de contreventement. Cela dit, ces choix seront en fonction des données d'entrée (portance de sol, zone sismique...).

Le présent rapport comporte deux parties :

- ❖ La 1^{ère} partie : est une étude généralisée sur des bâtiments théoriques de différentes trames et hauteurs. Cette partie est composée de trois volets :
 - L'étude de contreventement : où on va déterminer le domaine de validité de chaque type de contreventement du point de vue structurel.
 - L'étude de système de plancher : il est question de comparer entre plusieurs types de plancher d'un point de vue économique.
 - L'étude de système de fondation : le but de cette étude est de définir le domaine où le radier devient une solution meilleure que celle des semelles.

- ❖ La 2^{ème} partie : présente l'étude d'un cas réel. Cette étude s'avère nécessaire. D'une part, cette partie va servir à appliquer les résultats démontrés dans la première partie. D'une autre part, elle va permettre d'identifier l'influence de certains éléments sur les choix optimums évoqués auparavant.

On note que cette étude tire sa légitimité de la particularité de ce genre de logements, notamment la ressemblance au niveau des plans d'architecture et les exigences urbanistiques similaires qui leur sont appliquées. Ainsi pourra-t-elle être projetée sur les bâtiments de tout un secteur.

Abstract

The study of social housing, as part of this project is to present an optimization tool for engineering firms interested in these dwelling types. The study aims to determine the optimum choice to be adopted on the floor system, foundations and bracing. However, these choices will be based on input data (soil bearing capacity, seismic zone ...)

This report has two parts:

- ❖ Part 1: is a generalized study of buildings of different theoretical frames and heights. This part consists of three components:
 - The study of bracing: where we will determine the range of validity of each type of bracing the structural point of view.
 - The study of the floor system: there is a comparison between several types of floor of the economic point of view.
 - The study of foundation system: the aim of this study is to define the area where the raft is a better solution than the footings.

- ❖ Part 2: shows the study of a real case. This study is necessary. On the one hand, this part will be used to apply the results shown in the first part. On the other hand, it will identify the influence of certain elements of the previously mentioned optimum choice.

Note that this study draws its legitimacy from the peculiarity of this kind of housing including the similarity in architectural plans and similar planning requirements applied to them. Thus, it will be projected on buildings of a whole sector.

Table des matières

Remerciements	4
Résumé	5
Abstract	6
Table des matières	7
1. Contexte :	13
1.1. Problématique :	13
1.2. Programme Villes Sans Bidonvilles	14
1.3. Le logement social dans la loi de finance 2012	16
2. Caractéristiques du logement social :	18
2.1. Prescriptions urbanistiques	18
2.2. Prescriptions d'aménagement	18
2.3. Prescriptions architecturales	18
3. Introduction au sujet :	19
Première partie	20
Etude de contreventement	21
1. Introduction	21
2. Système de contreventement	21
2.1. Système de portiques :	21
2.2. Système de voiles :	23
2.3. Système mixte voiles-portiques :	25
3. Objectif :	25
4. Modélisation :	26
5. Hypothèses :	26
5.1. Caractéristiques des matériaux :	26
5.2. Charges :	26
5.3. Règlements :	26
6. Analyse sismique :	27
6.1. Méthode statique équivalente	27
6.2. Analyse modale	27
7. Condition de déplacements :	29
8. Calcul approché du déplacement	30
8.1. Champ d'application :	30
8.2. Principes :	30

8.3.	Données pour les calculs :	30
8.4.	Calculs	31
9.	Présentation de résultats	32
9.1.	Bâtiment de trame 3x3 :	32
9.2.	Condition de ferrailage :	35
9.3.	Bâtiment de trame 4x4 :	36
9.4.	Bâtiment de trame 5x5 :	37
9.5.	Influence de la hauteur	38
9.6.	Influence de la section	38
9.7.	Influence de la longueur de travée	41
9.8.	Influence de nombre de travées	41
9.9.	Méthode de Muto :	42
9.10.	Tableaux récapitulatifs :	44
	Systeme de plancher	46
1.	Systeme de plancher	46
2.	Objectif	47
3.	Dalle pleine	48
3.1.	Définition	48
3.2.	Méthode de calcul	48
3.3.	Exemple de calcul	49
3.4.	Présentation des résultats :	51
4.	Plancher-dalle	52
4.1.	Définition	52
4.2.	Généralités sur les éléments :	53
4.3.	Méthode de calcul :	54
4.4.	Méthode simplifiée	55
4.5.	Exemple de calcul	55
4.6.	Présentation des résultats	57
5.	Dalle à corps creux	58
5.1.	Définitions:	58
5.2.	Justifications et Calcul :	59
5.3.	Estimation des poids et prix :	59
6.	Conclusions :	62
	Systeme de fondations	63

1. Objectif.....	63
2. Calcul :	63
3. Conclusions :	74
Deuxième partie	75
Etude statique	76
1. Objectif.....	76
2. Variante Voile	76
2.1. Dimensionnement.....	77
2.2. Exemple de calcul :	79
Calcul sismique type	83
1. Vérifications de la régularité :	83
1.1. Régularité en plan :.....	83
1.2. Régularité en élévation :	84
2. Hypothèses de calcul :	84
2.1. Poids du bâtiment	84
3. Répartition de l'effort sismique :.....	85
3.1. Répartition sur les éléments de contreventement :	85
3.2. Répartition verticale:	87
4. Dimensionnement des voiles :.....	87
4.1. Dimensionnement en statique :	87
4.2. Dimensionnement à l'état accidentel :.....	91
5. Dimensionnement des fondations sous les voiles :	92
5.1. Stabilité de la semelle sous un voile :.....	93
5.2. Ferrailage de la semelle:.....	94
Comparaison des variantes	96
1. Objectif.....	96
2. Comparaison de système de contreventement.....	96
2.1. Contreventement par voiles	96
2.2. Contreventement par portiques.....	98
2.3. Comparaison de deux systèmes de contreventement	98
3. Comparaison de système de planchers	98
3.1. Plancher à entrevous en béton	99
3.2. Plancher à entrevous en polystyrène	100
3.3. Plancher dalle pleine.....	101

4. Résultats et recommandations	103
ANNEXE	104

Liste des figures

Figure 1: la situation des bidonvilles.....	13
Figure 2: Formation des rotules plastiques dans les poteaux d'un étage souple	21
Figure 3 : Dégradation des zones critiques des poteaux.	22
Figure 4: Rupture d'un poteau court par effort Tranchant	23
Figure 5 : Etat de déformation d'une structure en voiles et en portiques.....	23
Figure 6 : modes de rupture des voiles	24
Figure 7 : Déformée réelle et déformée modales des 5 premiers modes.....	29
Figure 8 : Bâtiment modèle de trame 3x3 (vue 3D).....	32
Figure 9 : Portique 3x5 (bâtiment 3x3)	33
Figure 10 : Moments sur appuis et en travées	48
Figure 11 : Moments à adopter dans les sens X et Y	49
Figure 12 : Plancher-dalle	52
Figure 13 : vue en élévation d'un plancher-dalle	52
Figure 14 : Chapiteau.....	53
Figure 15 : Paramètres de calcul d'un plancher-dalle	53
Figure 16 : Conditions d'utilisation du plancher-dalle	54
Figure 17 : Détermination des portiques.....	55
Figure 18 : Plancher à corps creux	58
Figure 19 : Plan de coffrage du bloc J	76
Figure 20 : Diagramme de contraintes (Semelle entièrement comprimée)	93
Figure 21 : Diagramme de contraintes (Semelle partiellement comprimée)	93
Figure 22 : Bande d'appui et bande centrale	105
Figure 23 : Répartition des moments sur appuis et bandes en travées	105
Figure 24 : Répartition des moments en rives	105
Figure 25 : Calcul de l'effort tranchant.....	105

Liste des tableaux

Tableau 1 : Caractéristiques des matériaux.....	26
Tableau 2 : Valeurs de D et T pour les bâtiments modèles.....	42
Tableau 3 : Calcul du produit SxD.....	42
Tableau 4 : Détermination des paramètres de la méthode de Muto	43
Tableau 5 : Résultats dalle pleine	51
Tableau 6 : Résultats plancher-dalle	57
Tableau 7 : Résultats planchers à entrevous en béton	61
Tableau 8 : Résultats planchers à entrevous en polystyrène.....	61
Tableau 9: Ratios d'Acier dans quelques élément de structure.....	68
Tableau 10: Valeur du facteur de flambement pour un voile en béton armé	88
Tableau 11: Ferrailage de la partie courante du voile	90
Tableau 12: Ferrailage des voiles.....	91
Tableau 13: Ferrailage des raidisseurs.	92
Tableau 14: Ferrailage de la semelle sous le voile	95
Tableau 15 : Quantitatif acier d'un poteau type.....	96
Tableau 16 : Quantitatif acier d'une poutre type	97
Tableau 17 : Coût des éléments de la structure (variante voiles)	97
Tableau 18 : Coût des éléments de la structure (variante portiques)	98

1. Contexte :

1.1. Problématique :

L'habitat insalubre représente une préoccupation majeure pour les pouvoirs publics et pour une large couche sociale au Maroc, étant donné que ce genre d'habitat a des impacts sur plusieurs niveaux : humain, social, économique, sécuritaire, sanitaire, urbain, environnemental et politique.

Ce genre d'habitat résulte de la contribution de plusieurs facteurs dont notamment : la démographie galopante, la situation socioéconomique des couches sociales défavorisées, l'exode rural...etc.



Figure 1: la situation des bidonvilles.

Ces multiples causes donnent un secteur d'habitat, qui se caractérise par un lourd déficit et des besoins additionnels dépassant le rythme actuel de production de logements.

Son développement, malgré les efforts déployés, butte contre de nombreuses contraintes d'ordre foncier, financier et réglementaire.

Dans le cadre de lutte contre ce genre d'habitat et de réduire ce besoin énorme en matière de logement, l'Etat marocain, représenté par sa majesté le roi et le gouvernement, a

lancé plusieurs programmes dans le but de répondre à ce besoin croissant en logement social. Parmi ces programmes :

1.2. Programme Villes Sans Bidonvilles.

Face à l'ampleur des besoins en matière de lutte contre l'habitat insalubre, la priorité a été accordée à la résorption des bidonvilles qui constituent, de nos jours, des lieux d'exclusion et de pauvreté présentant «l'image la plus hideuse du déficit social».

Le programme "Villes sans bidonvilles" (VSB) lancé en juillet 2004 par Sa Majesté, prend appui sur plusieurs référentiels dont les principaux sont :

- Les Directives Royales contenues dans les différents discours de sa majesté le roi,
- La déclaration de politique générale du Gouvernement (novembre 2002)
- Et la Déclaration du Millénaire des Nations Unies visant l'amélioration des conditions de vie des populations.

Pour atteindre ces résultats, le MHU mobilise des moyens financiers à travers notamment le Fonds de Solidarité de l'Habitat (FSH) et fait appel tant aux opérateurs publics qu'aux collectivités locales et au secteur privé pour la réalisation des projets de résorption et de prévention.

La réalisation de ce programme s'étale sur la période 2004-2013 et concerne 85 villes et 348.000 ménages résidant dans près de 1000 bidonvilles.

Globalement, le programme "Villes sans bidonvilles" devra mobiliser un investissement d'environ 25 milliards de dirhams, dont une subvention du Fonds Solidarité et de l'Habitat, estimée à près de 10 milliards de dirhams.

a. Modes d'intervention

Le programme VSB se réfère aux pratiques techniques actuelles en matière de résorption des bidonvilles au Maroc, privilégiant certains modes par rapport à d'autres.

- i. **Le recasement** permet aux ménages des petits bidonvilles et de ceux ne pouvant être intégrés au tissu urbain, l'accès à la propriété de lots d'habitat social (de superficie comprise entre 64 et 80 m²) à valoriser en auto-

construction assistée, dans le cadre de lotissements à équipement préalable ou progressif.

- ii. **La restructuration**, autre mode d'intervention également privilégié, a pour objectifs de doter les grands et moyens bidonvilles pouvant être intégrés au tissu urbain, en équipements d'infrastructure nécessaires (assainissement, voirie, eau potable, électrification) et de régulariser leur situation urbanistique et foncière.
- iii. **Le relogement** : privilégié, à juste titre, dans les principales agglomérations urbaines (Casablanca, Mohammedia, Rabat, Témara,...etc.) est envisagé essentiellement avec la participation des promoteurs privés dans le cadre des appels à manifestations d'intérêt. Tablant sur des logements à faible VIT, allant de 140.000 à 250.000 DH.

b. Partenaires et opérateurs

Le cadre institutionnel actuellement en place pour assurer la réalisation du programme VSB est décrit dans le manuel de procédure et le Contrat VSB dans lesquels sont définis le rôle et les responsabilités de chacun des acteurs entrant dans le processus de mise en oeuvre du programme, qu'il s'agisse des partenaires (autorités centrales, régionales et locales) ou des opérateurs publics et privés.

i. Les partenaires

- Autorités centrales : Il s'agit principalement du MI, du MFP et du MHU, ainsi que des départements ministériels.
- Autorités régionales : les Walis de régions et les Gouverneurs de province ou de préfecture.
- Collectivités locales.

ii. Les opérateurs

- Les opérateurs publics, notamment du MHU (et plus particulièrement le Holding d'aménagement Al Omrane), ont les plus grandes responsabilités dans la réalisation du programme
- La participation de promoteurs privés dans les projets de construction dans le cadre des opérations de relogement est requise à travers les appels à manifestation d'intérêt (AMI) et grâce à des mesures incitatives mises à leur disposition (foncières, financières, fiscales,...).

c. Situation :

A fin 2011, la situation se présente comme suit :

- 43 villes ont été déclarées villes sans bidonvilles
- 177.416 ménages ont été transférés
- 13.200 ménages en cours de transfert
- 48.400 ménages concernés par un programme en cours

Soit un total de 239.016 ménages.

1.3. Le logement social dans la loi de finance 2012

Le logement social est présent également dans l'agenda de nouveau gouvernement par la loi de finance de 2012 qui vise à la réduction du déficit en logements à 400 mille unités à l'horizon 2016

Le gouvernement va entreprendre une série de mesures à même de renforcer l'offre d'habitat dans l'objectif de réduire le déficit en logements à l'horizon 2016 à 400 mille unités contre 840 mille actuellement, selon le projet de loi de Finances 2012.

Ainsi, une attention particulière sera accordée à l'accélération du rythme de production du logement social et l'encadrement de l'auto-construction.

Le gouvernement va œuvrer à diversifier l'offre d'habitat à travers notamment la mise en place d'un **nouveau produit d'habitat d'une valeur ne dépassant pas 800 mille dirhams** destiné à la classe moyenne notamment dans les moyennes et grandes villes, d'un nouveau produit destiné aux jeunes et aux familles nouvellement constituées et la conception et la mise en œuvre de projets intégrés d'habitat au profit des centres ruraux émergents.

L'Exécutif veillera, d'autre part, à l'accélération du rythme de réalisation des projets villes sans bidonvilles et la mise en place d'un nouveau cadre permettant leur intégration urbaine et sociale.

Pour atteindre ces objectifs, la politique d'habitat s'appuiera sur cinq principaux leviers :

1. L'orientation de l'intervention des opérateurs publics vers le logement social et la lutte contre l'habitat insalubre, et ce à travers des contrats programmes et le partenariat public-privé.
2. L'encadrement du secteur immobilier.

3. La poursuite de la mobilisation du foncier public à hauteur de 20 mille hectares sur cinq ans.
4. Le renforcement des ressources et des instruments de financement, la modernisation de l'intervention des institutions bancaires et le développement des fonds de garantie existants.
5. La création d'un observatoire national et des observatoires régionaux et locaux pour l'encadrement et le suivi du secteur de l'habitat.

Dans le cadre du programme du logement social, le nombre des unités construites au 15 décembre 2011 s'élève à 15.900 unités pour le segment de logement à 140 mille dirhams et 65 mille unités réalisées entre 2008 et 2011 pour le segment de logement à 200 mille dirhams.

Le montant total des crédits programmés au titre de l'année 2012 au profit du ministère de l'Habitat, de l'urbanisme et de la politique de la ville s'élève à 3,59 milliards de dirhams dont plus de 3 milliards de Dirhams alloués au domaine de l'Habitat.

Qu'elles sont alors les exigences auxquelles on doit répondre dans un logement social ?

2. Caractéristiques du logement social :

La conception d'opérations de logements sociaux doit répondre aux exigences de :

- ✚ La qualité urbaine et architecturale
- ✚ L'environnement et l'efficacité énergétique
- ✚ L'optimisation et la maîtrise des coûts

2.1. Prescriptions urbanistiques

Les autorisations délivrées pour la réalisation des projets d'habitat social bénéficiant du nouveau dispositif de relance de ce type d'habitat doivent se conformer aux dispositions des documents d'urbanisme et des règlements et circulaires en vigueur.

Toutefois, les dispositions ci-après doivent être prises en considération :

- ✚ La densité doit être calculée à raison de 230 logements à l'Hectare brut;
- ✚ Le nombre de places de parking doit être calculé à raison d'une place pour 5 logements. Ces places peuvent ne pas être prévues en sous-sol ;
- ✚ Les projets de logements sociaux doivent prévoir 1 bureau de syndic par groupement d'habitations en lieu et place des conciergeries.

2.2. Prescriptions d'aménagement

Le promoteur doit planter un nombre d'arbres correspondant au nombre de logements réalisés d'une hauteur de 3 m minimum et s'engager de les entretenir pendant une durée d'un an. Dans le cas où l'assiette foncière du projet ne permet pas d'atteindre la plantation du nombre d'arbres correspondant, le reliquat doit être planté dans un espace désigné par la commune concernée par le projet.

2.3. Prescriptions architecturales

Les prescriptions architecturales définissent la composition d'un immeuble de logement social : Les composantes minimales du logement, locaux techniques, hauteurs sous plafond, dimensions des pièces, largeur des escaliers...etc.

Ces exigences sont détaillées dans le cahier des prescriptions spécial relatif aux logements sociaux. La définition de ces prescriptions s'est basée sur les articles 92(I-28°) ET 93-I Du Code General des Impôts.

3. Introduction au sujet :

Subventionné par l'Etat, le logement social, est un type de logement destiné aux ménages dont le salaire mensuel n'excède pas 1,5 fois le SMIG (2,700 dirhams).

Ainsi, le coût du logement social constitue-t-il un facteur déterminant dans la réussite des programmes lancés par l'état et un élément motivant les promoteurs immobiliers à investir dans cette gamme de logement, dont l'état fixe la VIT.

Le coût de production des logements sociaux est constitué de deux principaux lots : gros œuvre, et seconde œuvre. Le coût du lot second œuvre dépend essentiellement de la qualité des matériaux utilisés, alors que pour le lot gros œuvre, le coût est variable selon le type de structure choisie : le système de contreventement utilisé pour faire face aux sollicitations sismiques (contreventement par portique, par voile), type de plancher (plancher-dalle, dalle pleine, dalle à corps creux... etc.), mais également le type de fondations adopté.

Notre travail vise à répondre alors, à la première question, qui vient à l'esprit de l'ingénieur structure :

« Quel type de structure devrais-je choisir, pour optimiser le coût du projet ? ».

Première partie

Etude de contreventement

1. Introduction

On désigne par contreventement un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, colonnes) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins trois plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée; ou par des treillis en bois ou en acier.

2. Système de contreventement

Deux grands types de structures béton sont offerts à l'imagination des concepteurs

2.1. Système de portiques :

2.1.1. Principe de fonctionnement :

Il s'agit d'une ossature composée de poteaux et poutres à nœuds rigides, capable de résister aussi bien aux charges verticales qu'aux charges horizontales.

Les structures en béton armé contreventées par portiques sont relativement répandues dans les constructions courantes de bâtiment. Cependant, ce

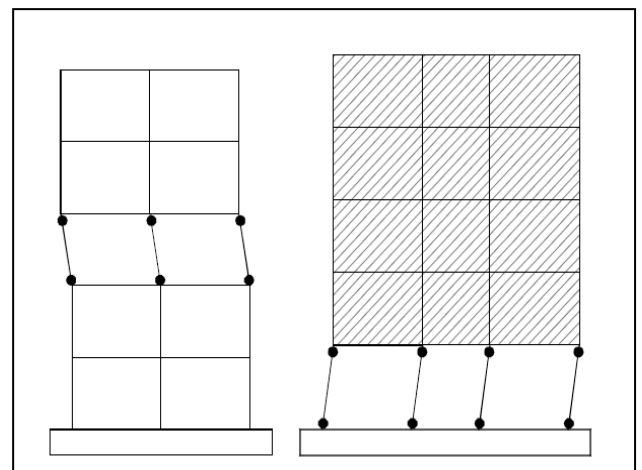


Figure 2: Formation des rotules plastiques dans les poteaux d'un étage souple

type de structure ne convient pas pour des bâtiments élancés étant donnée leur flexibilité.

Le choix de la forme et le dimensionnement des portiques devraient être faits de sorte que les zones plastifiées (rotules plastiques, voir figure 6) ne puissent se former qu'entre les appuis des poutres, c'est à dire que la résistance des poteaux et des nœuds soit supérieure à celle des poutres, le cas contraire pourrait avoir pour conséquence l'instabilité de la structure (l'effondrement prématuré de la structure).

Le dimensionnement doit conférer aux poutres une déformabilité suffisante pour que leur rupture potentielle soit due à la flexion et non pas au cisaillement.

Pour ce type de structures, la dissipation d'énergie se fait par des déformations importantes aux droit des zones d'extrémités dans les quelles sont susceptibles d'apparaître des rotules plastiques. Dans ces zones, sous l'effet des forces sismiques, apparaît une concentration des efforts avec dépassement des limites élastiques des matériaux et une diminution de la rigidité. Les nœuds subissent des efforts élevés et constituent les zones les plus vulnérables d'une ossature, cela explique le souci de la plupart des règlements des constructions parasismiques de conférer aux poteaux une résistance supérieure à celle des poutres.

2.1.2. Modes de rupture :

Les modes de rupture indésirables souvent observés dans les structures contreventées par portiques sont dus à la formation de rotules plastiques dans les poteaux mal dimensionnés au niveau des zones critiques d'un étage souple, ou dans les nœuds (jonctions poteaux-poutres), la rupture est due à la concentration des contraintes à ses endroits à cause de leur rigidité élevée

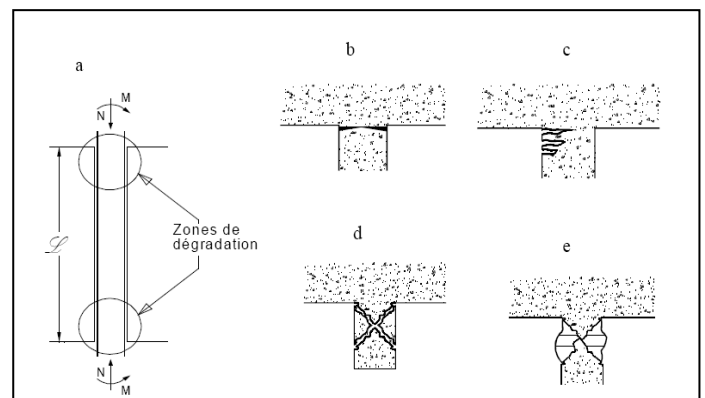


Figure 3 : Dégradation des zones critiques des poteaux.

- a – Zones critiques situées aux extrémités du poteau
- b – Fissuration au droit d'arrêt de bétonnage
- c – Fissures dues à l'allongement des armatures longitudinales.

d – Fissures en X

e – dislocation totale du béton accompagnée du flambage des armatures longitudinales

Les dégradations dues au cisaillement alterné de poutres ou poteaux rendent les structures inutilisables ou causent leur effondrement.

La rupture par cisaillement de ce qu'il est convenu d'appeler des «colonnes courtes» est une cause majeure d'effondrement lors de tremblements de terre. Il s'agit de colonnes trapues, qui sont souvent encastrées dans des solides poutres ou sommiers, ou qui sont rigidifiées par le remplissage ultérieur d'un cadre. Les poteaux courts d'une manière générale amènent à de graves désordres à l'occasion de séismes, même modérés. Si leur usage ne peut-être évité il est recommandé que des contreventements par voiles ou palées prennent l'essentiel de l'effort horizontal.

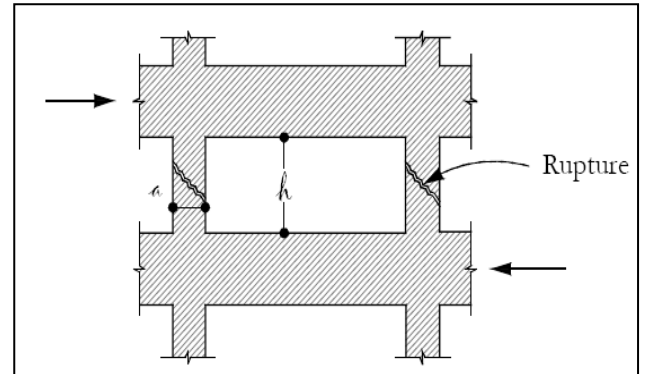


Figure 4: Rupture d'un poteau court par effort Tranchant

2.2. Système de voiles :

2.2.1. Principe de fonctionnement :

Le système est constitué de plusieurs murs isolés ou couplés, destinés à résister aux forces verticales et horizontales. Les murs couplés sont reliés entre eux par des linteaux régulièrement espacés et adéquatement renforcés.

Les bâtiments avec voiles en béton armé ont montré un excellent comportement sous l'action sismique même lors des séismes majeurs. Ils ne comportent pas de zones aussi vulnérables tel que les nœuds de portiques et la présence de murs de remplissage n'entraîne pas de sollicitations locales graves.

Les dégâts subis par les voiles sont en général peu importants et facilement réparables. La grande rigidité des voiles réduit par ailleurs les déplacements relatifs des planchers, et par

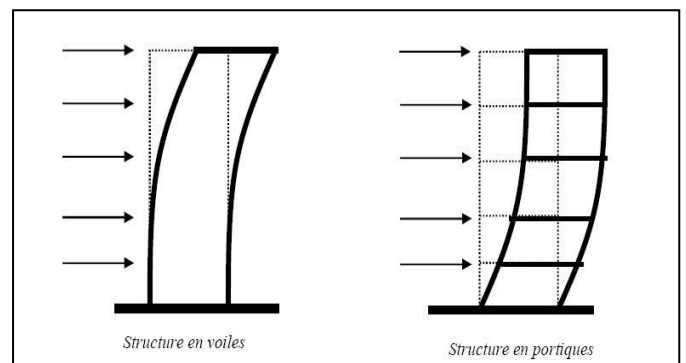


Figure 5 : Etat de déformation d'une structure en voiles et en portiques

conséquent, les dommages causés aux éléments non structuraux. Dans les terrains meubles, les bâtiments en voiles imposent au sol des déformations qui permettent de dissiper une quantité importante d'énergie à laquelle l'ossature est donc soustraite. Par ailleurs, même largement fissurés, les voiles peuvent supporter les planchers et réduire le risque d'effondrement. Toutefois, les voiles non armés ou faiblement armés peuvent subir, en cas de séisme violent, des dommages importants.

La réalisation des structures en voiles nécessite un coût plus au moins élevé, du fait que la quantité du béton et des aciers de la structure est importante, comparée à celles d'une structure en portiques, ainsi que l'utilisation d'un équipement coûteux tel que l'investissement sur le coffrage (coffrage tunnel, tables et banches, coffrage glissant), grues d'une certaine capacité de levage). Mais d'un autre côté, un gain considérable dans la durée d'exécution du projet (une réduction dans le temps de décoffrage des planchers), la facilité d'exécution et la possibilité d'amortissement des équipements sur plusieurs blocs réalisés. En plus, de multiples raisons d'ordre structural et économique poussent à promouvoir l'utilisation de ces structures dans les zones à sismicité élevée.

2.2.2. Modes de rupture :

Les modes de ruptures des voiles élancés sont représentés sur la figure ci-contre :

❖ Rupture en flexion

Mode a : rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé.

Mode b : rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Le mode b est moins ductile que le mode a, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.

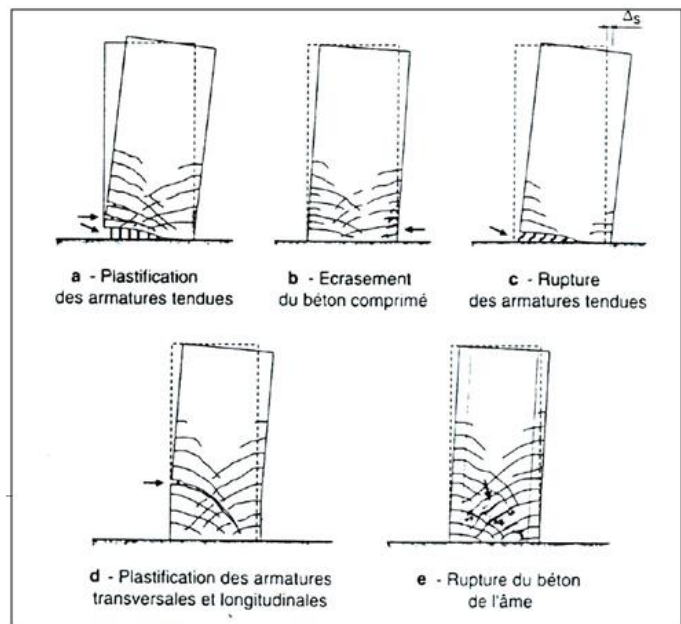


Figure 6 : modes de rupture des voiles

Mode c : rupture fragile par rupture des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités.

❖ Rupture en flexion – Effort tranchant:

Mode d : rupture par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes.

❖ Rupture par effort tranchant :

Mode e : rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On observe dans les voiles munis de raidisseurs fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.

2.3. Système mixte voiles-portiques :

Dans certains cas où les voiles ne suffisent plus à assurer le contreventement pourvu que les charges verticales sont, à 80% et plus, prises par les portiques. Une liaison avec des portiques permet d'augmenter leur capacité de résistance. Le calcul manuel est laborieux mais les avancées informatiques ont rendu possible l'étude d'exécution de telles structures.

Les difficultés d'exécution dues à la complexité de la structure de résistance confèrent à ce type de construction un caractère assez limité.

3. Objectif :

Dans cette partie, on va essayer de déterminer le domaine de validité du contreventement par portiques en se basant sur la condition de déplacement limite imposée par le règlement RPS 2000.

L'étude sur les modèles théoriques concernera ce type de contreventement du fait que les situations où le système de portiques n'est pas valable (nécessite des sections importantes de poteaux ou de poutres ce qui est n'est pas faisable vu les contraintes architecturales), on doit recourir au contreventement par voiles.

La comparaison entre voiles et portiques se fera dans les zones où le contreventement par portique est acceptable avec une certaine marge de sécurité (c'est le cas de la méthode statique équivalente). Ainsi cette comparaison prendra un aspect économique (métré) vu que les deux variantes sont acceptables du point de vu structurel.

4. Modélisation :

L'étude portera sur des portiques à trame constante (3m, 4m et 5m) pour des hauteurs différentes (R+3, R+4, R+5, R+6) et des données sismiques variables (zone et site).

5. Hypothèses :

5.1. Caractéristiques des matériaux :

Résistance caractéristique du béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
Limite élastique des aciers	$f_e = 500 \text{ MPa}$
Contrainte de calcul du béton à l'ELU	$\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$
Contrainte de calcul de l'acier à l'ELU	$\sigma_{su} = 434.8 \text{ MPa}$

Tableau 1 : Caractéristiques des matériaux

5.2. Charges :

Comme il s'agit de bâtiment social, les charges sont prédéfinies :

- Charges permanentes :

$$515 \text{ kg/m}^2$$

- Charges d'exploitation :

$$175 \text{ kg/m}^2$$

Ces charges sont à multiplier par la longueur de la trame étudiée.

5.3. Règlements :

Pour tous les calculs qui vont suivre nous avons basé notre travail sur les règlements suivants :

- Règlement de construction parasismique RPS 2000
- Règles BAEL 91

6. Analyse sismique :

L'effet sismique agit sur la structure dans ces deux plans horizontaux, ainsi on pourra se contenter de faire les calculs suivant les deux axes principaux du bâtiment pour assurer la résistance requise faisant face aux événements sismiques dans toutes les directions.

6.1. Méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire des secousses sismiques majeures

D'après l'article 6.2.1.2 du RPS 2000 ; L'approche statique équivalente adoptée, est requise dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment doit être régulier conformément aux critères définis dans l'article 4.3.1 du RPS.
- La hauteur du bâtiment n'excède pas 60 m et sa période fondamentale ne dépasse pas 2 secondes.

6.2. Analyse modale

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures est basée sur l'utilisation de spectre de réponse.

L'approche dynamique est aussi basée sur un calcul direct en fonction du temps par l'utilisation d'accélérogrammes adaptés au site de la construction.

L'analyse modale est la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure :

- Un spectre de réponse caractérise la sollicitation sismique.
- La structure est supposée à comportement élastique ce qui permet le calcul des modes propres.
- La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage des fréquences de résonance.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences de résonances est appelé mode de vibration.
- Le comportement global est considéré comme la somme des contributions des différents modes.

Le calcul des modes doit être poussé de façon à satisfaire les deux conditions suivantes issues du PS 92 6.6.2.2 :

- atteindre la fréquence minimale de 33 Hz dite « fréquence de coupure » dans chaque direction d'excitation.
- Solliciter 90% de la masse M totale du système dans chaque direction d'excitation.

Au-delà de la fréquence de coupure l'apport des modes supérieurs est négligeable.

Ou bien :

La suite des modes peut être interrompue avant la fréquence de 33 Hz (période de 0,03 s) à condition que la somme des masses modales représente au moins 70 % de la masse totale vibrante M .

Pour un séisme donné, la réponse globale de la structure n'est constituée que de quelques modes principaux. Ces modes principaux sont retenus en fonction des masses modales effectives. La masse modale étant pour un mode donné la masse effective dans la direction du séisme étudié.

Les réponses modales (déplacements et efforts maximaux) calculées pour les différents modes retenus sont ensuite combinées de façon à restituer l'ensemble des effets du séisme réel.

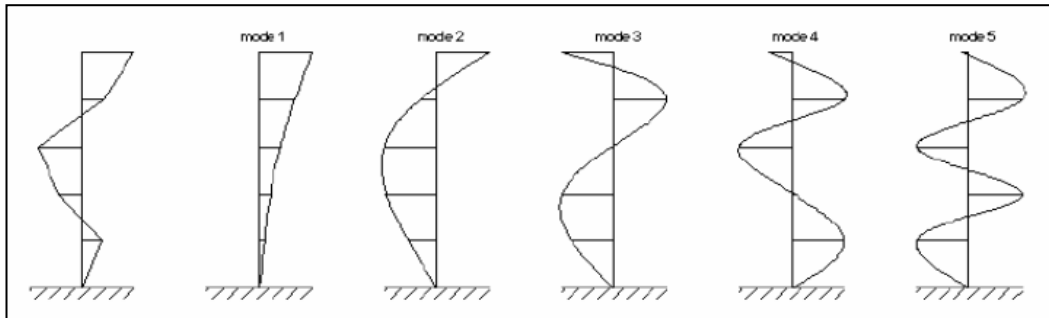


Figure 7 : Déformée réelle et déformées modales des 5 premiers modes

7. Condition de déplacements :

Le but est de vérifier que la structure évolue dans le domaine de ses propriétés qui est pris en compte dans le calcul et contenir les dommages structuraux dans des limites acceptables.

- Il doit être vérifié que sous l'effet des actions d'ensemble les déformations des éléments de la structure restent limitées aux valeurs maximales fixées par le règlement RPS 2000.
- Les déplacements latéraux inter-étages Δ_{el} évalués à partir des actions de calcul doivent être limités à :

$$K \times \Delta_{el} \leq 0.007 h : \text{Pour les bâtiments de classe I}$$

$$K \times \Delta_{el} \leq 0.010 h : \text{Pour les bâtiments de classe II}$$

h : étant la hauteur de l'étage.

K : coefficient du comportement

Le déplacement latéral total du bâtiment Δ_g doit être limité à :

$$\Delta_g \leq 0.004 H$$

H : étant la hauteur totale de la structure.

- Les éléments non structuraux doivent être conçus de manière à ne pas transmettre au système structural des efforts des actions qui n'ont pas été pris en compte dans les calculs.
- Dans le cas d'interaction entre l'ossature et des éléments non structuraux rigides tels que les cloisons et les murs, il faut respecter les règles techniques et dimensionnelles

définies à leur sujet et faire de telle sorte que la résistance du système structural ne soit pas affectée par leur présence.

8. Calcul approché du déplacement.

8.1. Champ d'application :

Bâtiments contreventés par portiques

8.2. Principes :

- on admet des nœuds rigides liant les traverses (poutres) aux poteaux.
- on prend en compte la façon d'encastrement des poteaux dans la semelle isolée (encastrement ou rotule)
- sont prises en compte les déplacements dus aux forces nodales horizontales, excepté l'influence des changements de la longueur des poteaux.

8.3. Données pour les calculs :

Q_i : effort tranchant sur l'étage i (la somme des efforts horizontaux de l'étage n jusqu'au i , on prend en compte l'effort total sur l'étage et la rigidité totale des portiques)

h_i : Hauteur de l'étage i

S_i : Rigidité des poteaux du portique équivalent

$$S_i = \frac{1}{2} \sum_k \frac{EJ_{i,k}}{h_i}$$

Où :

k : Nombre de poteaux sur l'étage $i=1, \dots, n$

$J_{i,k}$: Moment d'inertie du poteau k , sur l'étage i

Pour l'étage '0' (assemblage aux semelles)

$$S_0 = \frac{1}{2} \sum_k \frac{EJ_{0,k}}{h_0} + \frac{1}{2} \sum_l \frac{EJ_{0,l}}{4h_0}$$

k : Nombre de poteaux dans les portiques encastres dans les semelles

l : Nombre de poteaux dans les portiques articulés

R_i : rigidité de la traverse du portique équivalent

$$R_i = \sum_m \frac{EJ_{i,k}}{l_m}$$

Où :

m : Nombre de traverses sur l'étage i

l_m : Espacement de la traverse m sur l'étage

8.4. Calculs

φ_{i-1} : Angle de rotation du nœud inférieur du portique de l'étage i

φ_i : Angle de rotation du nœud supérieur du portique de l'étage i

ψ_i : Angle de déviation du portique par rapport à la verticale sur l'étage i

δ_i : Déplacements horizontaux sur un étage i (déplacement par rapport à l'étage $i-1$)

u_i : Déplacement total de l'étage i

$$\varphi_0 = \frac{Q_0 h_0 + Q_1 h_1}{24R_0 + 4S_0} ; \varphi_i = \frac{Q_i h_i + Q_{i+1} h_{i+1}}{24R_i} ; \varphi_n = \frac{Q_n h_n}{24R_n}$$

$$\psi_0 = \frac{\varphi_0}{2} + \frac{Q_0 h_0}{24S_0} ; \psi_i = \frac{\varphi_i + \varphi_{i-1}}{2} + \frac{Q_i h_i}{24S_i}$$

Comme résultats de calculs, nous obtenons les déplacements relatifs de l'étage :

$$\delta_i = \psi_i h_i$$

Nous calculons ensuite les déplacements absolus de l'étage i par rapport à la base du bâtiment:

$$u_i = \sum_{j=0}^i \delta_j$$

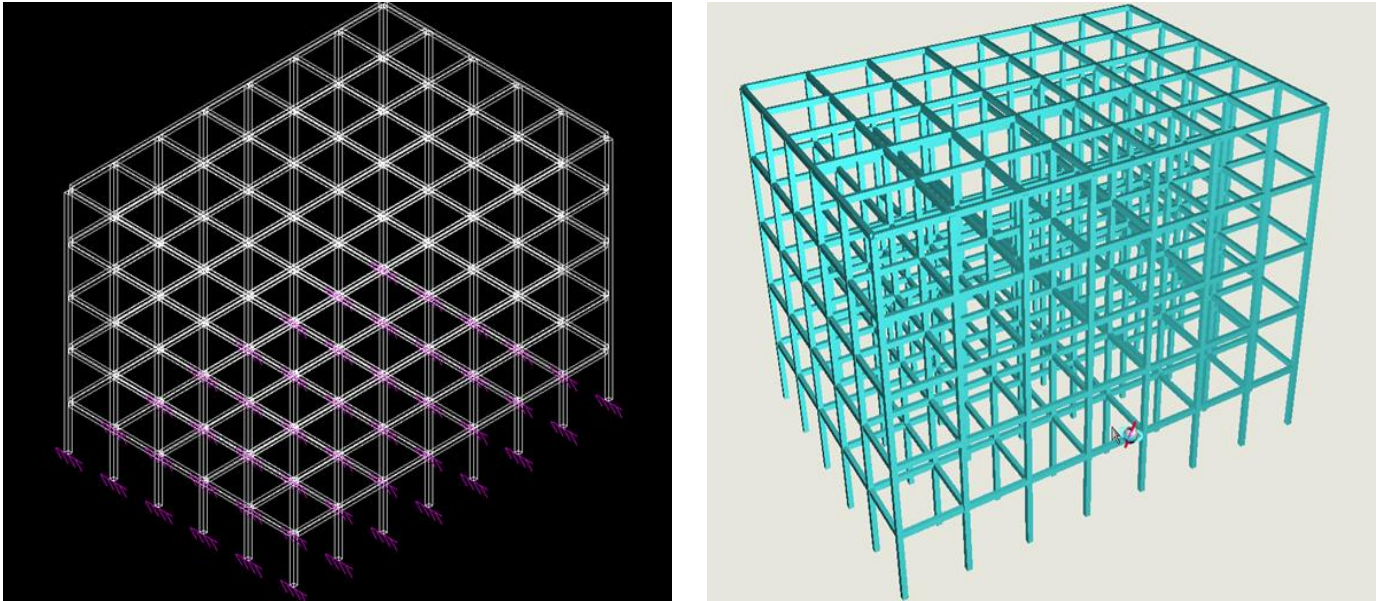


Figure 8 : Bâtiment modèle de trame 3x3 (vue 3D)

9. Présentation de résultats

9.1. Bâtiment de trame 3x3 :

On présentera dans ce qui suit les résultats relatifs à des bâtiments de trames régulière (3 mètres selon la direction X et 3 mètres selon la direction Y) dont la surface est $15 \times 21 = 315 \text{ m}^2$ pour des sections de :

- 25cm x 25cm pour les poteaux
- 20cm x 25cm pour les poutres

On note que les présents résultats concernent le portique 3x5.

R+4 (section 25x25 et 20x25)

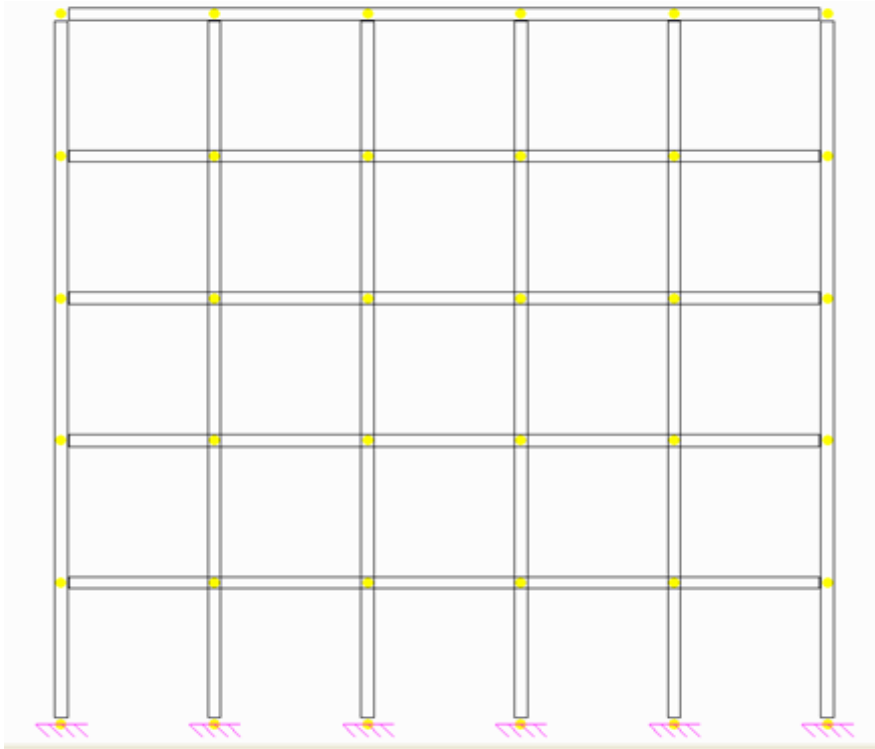


Figure 9 : Portique 3x5 (bâtiment 3x3)

Déplacement latéral total du bâtiment (cm)

$\Delta_{g.adm}$	6
------------------	---

Zone sismique	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
Δ_g (en cm)	0.48	3.85	7.71	0.58	4.63	9.25	0.58	4.63	9.25

Déplacements latéraux inter-étages (cm)

	RDC	Etage courant
$\Delta_{el.adm}$	1.5	1.5

Zone sismique	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
Δ_{el} SOL-RDC	0.10	0.78	1.56	0.12	0.94	1.87	0.12	0.94	1.87
Δ_{el} RDC-1	0.13	1.06	2.11	0.16	1.27	2.53	0.16	1.27	2.53

Δ_{el} 1-2	0.12	0.94	1.87	0.14	1.12	2.25	0.14	1.12	2.25
Δ_{el} 2-3	0.09	0.70	1.40	0.10	0.84	1.68	0.10	0.84	1.68
Δ_{el} 3-4	0.05	0.38	0.77	0.06	0.46	0.92	0.06	0.46	0.92

Résultats (section 25x25 et 20x25)

	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
R+3	OK	OK	X	OK	OK	X	OK	OK	X
R+4	OK	OK	X	OK	OK	X	OK	OK	X
R+5	OK	OK	X	OK	X	X	OK	X	X
R+6	OK	OK	X	OK	X	X	OK	X	X

R+4 (section 25x25 et 20x25) : calcul par logiciel Effel

Déplacement latéral total du bâtiment

Zone sismique	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
Δ_g (en cm)	0.26	2.03	4.05	0.40	3.18	6.36	0.56	4.47	8.93

Déplacements latéraux inter-étages

Zone sismique	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
Δ_{el} SOL-RDC	0.06	0.42	0.84	0.08	0.66	1.31	0.12	0.92	1.83
Δ_{el} RDC-1	0.07	0.57	1.13	0.12	0.88	1.77	0.15	1.24	2.49
Δ_{el} 1-2	0.06	0.48	0.97	0.09	0.77	1.53	0.14	1.08	2.15
Δ_{el} 2-3	0.04	0.35	0.71	0.07	0.56	1.12	0.10	0.78	1.58
Δ_{el} 3-4	0.03	0.21	0.40	0.04	0.31	0.63	0.05	0.45	0.88

On remarque que les valeurs des déplacements issus du logiciel Effel sont inférieures à celles issues de la méthode statique équivalente. Cela est prévisible :

- La méthode statique équivalente donne des efforts majorés
- A partir des dits efforts, on calcule les déplacements avec une méthode approchée, alors que le logiciel utilise un calcul se basant sur l'analyse modale qui donne des résultats plus précis.

Pour l'exemple de résultats présenté ci-dessus (cas de bâtiment R+4), on remarque que les déplacements maximaux ne sont plus dépassés pour le site 1 - zone 3 en ce qui concerne les résultats données par le logiciel Effel. Toutefois, les cas où les résultats fournis par logiciel permettent l'option de contreventer par portiques -alors que ceux fournis par la méthode statique équivalente l'élimine- sont des situations où le contreventement par voile sera plus optimal. En effet, dans ces cas, les valeurs des déplacements sont proches des déplacements limites. Cela va aboutir dans la majorité des situations à des quantités d'acier énormes pour le ferrailage.

9.2. Condition de ferrailage :

Cette condition consiste à ne pas dépasser le pourcentage maximum d'acier dans les éléments porteurs :

$\rho_{max} = 5\%$ Pour les poteaux

$\rho_{max} = 2.5\%$ Pour les poutres

Ainsi pour notre cas on a comme valeurs limites :

$$A_{S.Poteau} = 31.25 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{S.Poutre} = 12.5 \text{ cm}^2$$

Poteaux :

	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
R+3	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
R+4	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	X
R+5	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	X
R+6	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	X

Poutres :

	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
R+3	OK	OK	OK	OK	OK	X	OK	OK	X
R+4	OK	OK	OK	OK	OK	X	OK	OK	X
R+5	OK	OK	OK	OK	OK	X	OK	OK	X
R+6	OK	OK	OK	OK	OK	X	OK	OK	X

Ainsi conclut-on que la condition sur les déplacements l'emporte sur la condition du ferrailage maximum.

9.3. Bâtiment de trame 4x4 :

R+4 (section 25x25 et 20x25)

Déplacement latéral total du bâtiment

Zone sismique	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
Δg (en cm)	1.02	8.12	16.25	1.22	9.75	19.50	1.22	9.75	19.50

Déplacements latéraux inter-étages

Zone sismique	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
Δe_l SOL-RDC	0.19	1.54	3.08	0.23	1.85	3.70	0.23	1.85	3.70
Δe_l RDC-1	0.28	2.23	4.47	0.34	2.68	5.36	0.34	2.68	5.36
Δe_l 1-2	0.25	2.02	4.03	0.30	2.42	4.84	0.30	2.42	4.84
Δe_l 2-3	0.19	1.51	3.01	0.23	1.81	3.61	0.23	1.81	3.61
Δe_l 3-4	0.10	0.82	1.65	0.12	0.99	1.98	0.12	0.99	1.98

Résultats (section 25x25 et 20x25)

	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
R+3	OK	X	X	OK	X	X	OK	X	X
R+4	OK	X	X	OK	X	X	OK	X	X
R+5	OK	X	X	OK	X	X	OK	X	X
R+6	OK	X	X	OK	X	X	OK	X	X

9.4. Bâtiment de trame 5x5 :

R+4 (section 25x25 et 20x25)

Déplacement latéral total du bâtiment

Zone sismique	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
Δg (en cm)	1.64	13.16	26.32	1.97	15.79	31.58	1.97	15.79	31.58

Déplacements latéraux inter-étages

Zone sismique	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
Δe_l SOL-RDC	0.29	2.35	4.69	0.35	2.81	5.63	0.35	2.81	5.63
Δe_l RDC-1	0.45	3.62	7.24	0.54	4.35	8.69	0.54	4.35	8.69
Δe_l 1-2	0.42	3.34	6.68	0.50	4.01	8.01	0.50	4.01	8.01
Δe_l 2-3	0.31	2.49	4.98	0.37	2.99	5.98	0.37	2.99	5.98
Δe_l 3-4	0.17	1.36	2.72	0.20	1.63	3.27	0.20	1.63	3.27

Résultats (section 25x25 et 20x25)

	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
R+3	OK	X	X	OK	X	X	OK	X	X
R+4	OK	X	X	OK	X	X	OK	X	X
R+5	OK	X	X	OK	X	X	OK	X	X
R+6	OK	X	X	OK	X	X	OK	X	X

9.5. Influence de la hauteur

D'après les résultats présentés ci-dessus, on remarque que le déplacement global du bâtiment augmente avec la hauteur. En effet, l'effort sismique $V = \frac{ASDW}{K}$ croît linéairement avec $D \times W$ (voir tableau ci-dessous). Cette dernière grandeur croît en augmentant la hauteur du bâtiment.

9.6. Influence de la section

R+4, trame 3x3 (section 25x25 et 25x40)

Déplacement latéral total du bâtiment

Zone sismique	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
Δg (en cm)	0.28	2.26	4.53	0.34	2.72	5.43	0.34	2.72	5.43

Déplacements latéraux inter-étages

Zone sismique	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
Δe_l SOL-RDC	0.07	0.56	1.13	0.08	0.68	1.36	0.08	0.68	1.36
Δe_l RDC-1	0.07	0.59	1.19	0.09	0.71	1.43	0.09	0.71	1.43
Δe_l 1-2	0.06	0.51	1.02	0.08	0.61	1.23	0.08	0.61	1.23
Δe_l 2-3	0.05	0.38	0.76	0.06	0.46	0.92	0.06	0.46	0.92
Δe_l 3-4	0.03	0.21	0.42	0.03	0.25	0.51	0.03	0.25	0.51

Résultats trame 3x3 (section 25x25 et 25x40)

	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
R+3	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
R+4	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
R+5	OK	OK	OK	OK	OK	X	OK	OK	X
R+6	OK	OK	X	OK	OK	X	OK	OK	X

R+4, trame 3x3 (section 40x40 et 25x40)

Déplacement latéral total du bâtiment

Zone sismique	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
Δg (en cm)	0.09	0.75	1.49	0.11	0.90	1.79	0.11	0.90	1.79

Déplacements latéraux inter-étages

Zone sismique	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
Δe_l SOL-RDC	0.02	0.14	0.29	0.02	0.17	0.35	0.02	0.17	0.35
Δe_l RDC-1	0.03	0.21	0.41	0.03	0.25	0.49	0.03	0.25	0.49
Δe_l 1-2	0.02	0.18	0.37	0.03	0.22	0.44	0.03	0.22	0.44
Δe_l 2-3	0.02	0.14	0.28	0.02	0.17	0.33	0.02	0.17	0.33
Δe_l 3-4	0.01	0.08	0.15	0.01	0.09	0.18	0.01	0.09	0.18

Résultats trame 3x3 (section 40x40 et 25x40)

	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
R+3	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
R+4	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
R+5	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
R+6	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Résultats trame 4x4 (section 25x25 et 25x40)

	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
R+3	OK	OK	X	OK	OK	X	OK	OK	X
R+4	OK	OK	X	OK	OK	X	OK	OK	X
R+5	OK	OK	X	OK	X	X	OK	X	X
R+6	OK	X	X	OK	X	X	OK	X	X

Résultats trame 4x4 (section 40x40 et 25x40)

	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
R+3	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
R+4	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
R+5	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
R+6	OK	OK	OK	OK	OK	X	OK	OK	X

Résultats trame 5x5 (section 25x25 et 25x40)

	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
R+3	OK	OK	X	OK	X	X	OK	X	X
R+4	OK	X	X	OK	X	X	OK	X	X
R+5	OK	X	X	OK	X	X	OK	X	X
R+6	OK	X	X	OK	X	X	OK	X	X

Résultats trame 5x5 (section 40x40 et 25x40)

	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
R+3	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
R+4	OK	OK	X	OK	OK	X	OK	OK	X
R+5	OK	OK	X	OK	OK	X	OK	OK	X
R+6	OK	OK	X	OK	OK	X	OK	OK	X

On note que les déplacements diminuent en augmentant les sections des poteaux ou des poutres. Cela est dû au fait que la rigidité de la structure augmente.

Reste à signaler que des solutions –même s'ils sont structurellement acceptables- peuvent poser des problèmes au niveau architecturale : ainsi est-il très rare d'avoir des poteaux de 40cm x 40cm dans des logements sociaux. Or, on peut penser à des poteaux d'inerties équivalentes dont une dimension sera petite (celle de mur, par exemple 25cm x 50cm). Reste à signaler qu'il faut éviter d'avoir recours à des poutres plus rigides que les poteaux avec lesquels elles forment les portiques.

9.7. Influence de la longueur de travée

Les déplacements deviennent de plus en plus importants en augmentant la longueur des trames du fait de l'accroissement des efforts agissants sur les éléments structuraux du bâtiment.

9.8. Influence de nombre de travées

L'influence de nombre de travées dépend de deux facteurs : la rigidité et la masse. Prenons l'exemple d'un portique (P_n) à n travées et un portique (P_{n+1}) à $n+1$ travées. Pour pouvoir déduire les déplacements de P_{n+1} à partir de P_n , on doit déterminer le rapport $\frac{K_p}{\Delta}$. Avec : K_p rigidité du portique et Δ déplacement du dit portique.

Cela est dû à la linéarité de la relation entre déplacement et effort horizontal.

Le deuxième facteur (à savoir la masse) intervient dans la détermination de cet effort horizontal (effort sismique V).

Remarques :

- Remarque ①

Les valeurs obtenues pour le site 2 et le site 3 (pour une même zone) sont égaux, car le produit $S \times D$ est constant pour les cas traités.

		R+3	R+4	R+5	R+6
T		0.255	0.340	0.425	0.510
D	Site 1	2.500	2.500	2.453	2.291
	Site 2	2.500	2.500	2.500	2.500
	Site 3	2.200	2.200	2.200	2.200

Tableau 2 : Valeurs de D et T pour les bâtiments modèles

	S	D	S x D
Site 2	1.2	2.5	3
Site 3	1.5	2	3

Tableau 3 : Calcul du produit SxD

- Remarque ②

Dans un but de mieux exploiter les résultats présentés précédemment, il est nécessaire de pouvoir établir une relation d'équivalence entre un portique irrégulier (à trame variante) et un portique régulier. Cette relation va permettre aussi d'élaborer une équivalence entre portiques réguliers dont les sections où les travées ne sont pas similaires.

Pour ce faire on va avoir recours à la méthode de Muto.

9.9. Méthode de Muto :

Cette méthode proposée par la réglementation parasismique japonaise se prête bien pour les portiques sollicités par des efforts horizontaux. Elle est basée sur la notion de rigidité de niveau d'étage.

C'est une méthode fondée sur la rigidité relative de niveau d'un portique dont Muto suggère comme valeur de rigidité avec poteaux parfaitement encastres multipliée par un coefficient "a" correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

9.9.1. Calcul des raideurs des poteaux et des poutres

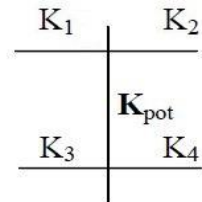
Rigidité linéaire d'un poteau : $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h}$; I_{pot} : le moment d'inertie du poteau

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{l}$; I_{ptr} : le moment d'inertie de la poutre

9.9.2. Calcul des rigidités moyennes :

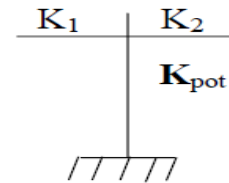
Cas d'étage courant :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr}(\text{poutres sup} + \text{poutres inf})}{2 \times K_p}$$



Cas du RDC :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr}(\text{poutres sup} + \text{poutres inf})}{K_p}$$



Dans notre cas, on se limitera aux situations suivantes :

	Etage courant		RDC	
\bar{K}	$\frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2 \times K_p}$	$\frac{K_1 + K_2}{2 \times K_p}$	$\frac{K_1 + K_2}{K_p}$	$\frac{K_1}{K_p}$
a	$\frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

Tableau 4 : Détermination des paramètres de la méthode de Muto

9.9.3. Calcul des rigidités corrigées d'un poteau i du niveau k

$$r_{ik} = a_{ik} \times \frac{12EI_{pot}}{h_k^3} = a_{ik} \times r_{k0} , \text{ ainsi : } r_{ik} = a_{ik} \times \frac{12EK_{pot}}{h_k^2}$$

- E : Module de Young du béton armé
- r_{ik} : Rigidité du poteau après la correction au niveau k
- r_{k0} : Rigidité du poteau avant la correction au niveau k
- I_{pot} : Inertie de la section du poteau suivant le sens considéré
- h : Hauteur du poteau

9.9.4. Calcul de rigidités équivalentes du niveau dans les deux sens

$$R_{kt} = \sum a_{ik} \times \frac{12EI_{pot.kt}}{h_k^3} ; R_{kl} = \sum a_{ik} \times \frac{12EI_{pot.kl}}{h_k^3}$$

9.10. Tableaux récapitulatifs :

Dans ce qui suit, on présente les sections minimales de poteaux qui vérifient la condition de déplacement en fonction des sections des poutres choisies.

On prend comme section limite de poteau : 40x40

Le signe « - » signifie que la section du poteau devra dépasser 40x40.

Trame 3x3 :

Poutre 20x25 :

	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
R+3	25x25	25x25	30x30	25x25	25x25	30x30	25x25	25x25	30x30
R+4	25x25	25x25	35x35	25x25	25x25	-	25x25	25x25	-
R+5	25x25	25x25	-	25x25	30x30	-	25x25	30x30	-
R+6	25x25	25x25	-	25x25	35x35	-	25x25	35x35	-

Poutre 25x40 :

	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
R+3	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
R+4	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
R+5	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	30x30	25x25	25x25	30x30
R+6	25x25	25x25	30x30	25x25	25x25	30x30	25x25	25x25	30x30

Trame 4x4 :

Poutre 20x25 :

	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
R+3	25x25	30x30	-	25x25	35x35	-	25x25	35x35	-
R+4	25x25	-	-	25x25	-	-	25x25	-	-
R+5	25x25	-	-	25x25	-	-	25x25	-	-
R+6	25x25	-	-	25x25	-	-	25x25	-	-

Poutre 25x40 :

	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
R+3	25x25	25x25	30x30	25x25	25x25	30x30	25x25	25x25	30x30
R+4	25x25	25x25	35x35	25x25	25x25	35x35	25x25	25x25	35x35
R+5	25x25	25x25	35x35	25x25	30x30	40x40	25x25	30x30	40x40
R+6	25x25	30x30	40x40	25x25	30x30	-	25x25	30x30	-

Trame 5x5 :

Poutre 20x25 :

	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
R+3	25x25	-	-	25x25	-	-	25x25	-	-
R+4	25x25	-	-	25x25	-	-	25x25	-	-
R+5	25x25	-	-	25x25	-	-	25x25	-	-
R+6	25x25	-	-	25x25	-	-	25x25	-	-

Poutre 25x40 :

	SITE 1			SITE 2			SITE 3		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
R+3	25x25	25x25	35x35	25x25	30x30	-	25x25	30x30	-
R+4	25x25	30x30	-	25x25	30x30	-	25x25	30x30	-
R+5	25x25	30x30	-	25x25	35x35	-	25x25	35x35	-
R+6	25x25	35x35	-	25x25	40x40	-	25x25	40x40	-

Système de plancher

1. Système de plancher

On appelle plancher l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitation ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtements...) et à les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs..).

Les planchers peuvent être constitués d'un ou de plusieurs des éléments suivants :

- Dalles
- Nervures ou poutrelles
- Poutres

Les planchers ou les dalles se composent en général :

- de la partie portante
- du revêtement

La partie portante doit résister aux charges transmises par le poids propre et aux surcharges prévues par les règlements en vigueur. Le poids propre comprend, outre le poids de l'élément porteur lui-même, le poids du revêtement. Les surcharges à admettre, dans le calcul des planchers, sont fixées par NF P 06-001, NF P 06-004 et le règlement BAEL 91 Révisé 99.

Le choix d'un système de plancher approprié est une décision économique importante. Ce choix dépend de plusieurs paramètres, parmi lesquels on trouve :

- L'utilisation du bâtiment : par exemple, dans les bâtiments résidentiels, les dimensions des appartements permettent le rapprochement des poteaux et des voiles, diminuant ainsi les portées des dalles. Par contre, les immeubles modernes à différents usages nécessitent des espaces ouverts dépourvus d'éléments structurels.
- La facilité et la rapidité de la construction jouent également un rôle dans la sélection du système de plancher.

- Si le bâtiment est exposé à des forces horizontales, le plancher doit assurer la fonction de diaphragme (assez rigide pour la transmission des charges).

2. Objectif

Il s'agit de comparer trois types de planchers :

- Dalle pleine
- Plancher-dalle
- Plancher à corps creux

Cette comparaison a pour objectif d'aboutir à un prix par m² du plancher. On note qu'on va se limiter dans cette étude aux trames précédemment définies dans le chapitre traitant la partie contreventement.

L'impact du type de plancher sur les efforts sismiques et sur les fondations sera abordé au niveau du cas réel (2^{ème} partie).

3. Dalle pleine

3.1. Définition

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux). Les dalles pleines sur appuis continus peuvent porter dans deux directions ou bien dans une seule.

3.2. Méthode de calcul

3.2.1. Dalles encastrées totalement ou partiellement sur leur contour

Ces dalles sont calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour (BAEL A.8.2, 32). Les moments de flexion maximaux M_x peuvent être réduits de 15 à 25 % selon les conditions d'encastrement, ce qui conduit à un moment en travée :

$$M_t = \begin{cases} 0.85 M_x \\ \text{à} \\ 0.75 M_x \end{cases}$$

Sauf pour les appuis de rive, les moments d'encastrement sur les grands côtés sont alors évalués respectivement à $0.4 M_x$ et $0.5 M_x$. Soit M_w et M_e les valeurs absolues prises respectivement en compte pour les moments sur les appuis de gauche et de droite.

On doit vérifier que l'on a toujours :

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

Cette vérification doit être faite dans les deux directions.

Il convient de remarquer que dans le cas d'un appui de rive, réputé articulé ($M_w = 0$ ou $M_e = 0$) il faut adopter $M_t = M_x$ même dans l'hypothèse où l'on a, sur le premier appui voisin de l'appui de rive, $M_e = 0.5 M_x$ si $M_w = 0$ (ou, $M_w = 0.5 M_x$ si $M_e = 0$)

Les valeurs suivantes peuvent être adoptées pour le sens l_x .

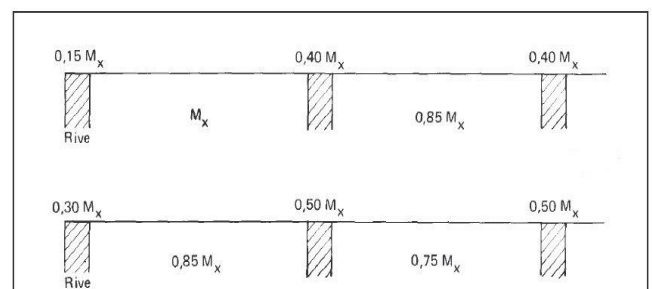


Figure 10 : Moments sur appuis et en travées

Mais pour le sens l_y , les moments sur appuis atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés (BAEL A.8.2, 32) c'est-à-dire que les armatures y sont calculées pour $0.4 M_x$, $0.5 M_x$ etc. et non pour $0.4 M_y$, $0.5 M_y$ etc.

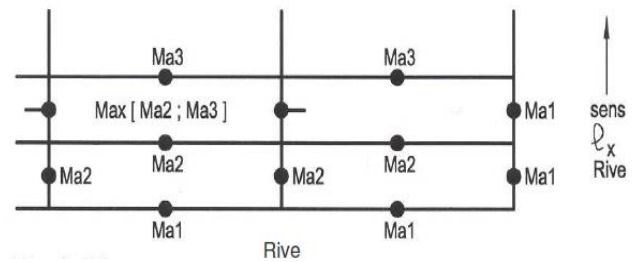


Figure 11 : Moments à adopter dans les sens X et Y

Remarque :

Pour pouvoir adopter 0,30 comme coefficient en rive, il faut que l'appui de rive soit organisé (section d'armatures supérieures, dispositions constructives assurant la transmission du moment de flexion) en sorte que cette valeur puisse effectivement être prise en compte.

3.2.2. Justification et vérification

Voir annexe 2.

3.3. Exemple de calcul

Dans ce qui suit on va présenter un exemple de calcul d'une dalle pleine d'un des bâtiments modèles traités au chapitre précédent.

Dimensions :

Dimensions (en m)		
Lx	Ly	h
3	3	0.12

Charges de calcul

Charges (en kg)		
Poids Propre	Charges Permanentes	Charges d'exploitation
300	270	175

Ainsi :

$$Pu = 1.35 \times (0.3 + 0.27) + 1.5 \times 0.175 = 1.032 \text{ t/m}^2$$

Paramètres de calcul :

Paramètres de calcul		
Lx/Ly	μ_x	μ_y
1	0.0368	1

Moment de calcul

Moments de calcul (t.m/ml)							
M_{0x}	M_{0y}	M_w	M_e	M_n	M_s	M_{tx}	M_{ty}
0.342	0.342	0.171	0.171	0.171	0.171	0.256	0.256

Calcul des sections

calcul en travée				calcul sur appuis			
μ	α	Z	Ax (trav.)	μ	α	Z	Ax (w)
0.0181	0.0228	0.0991	0.60	0.0121	0.0152	0.0994	0.40

On remarque que ses sections sont inférieures à la section minimale :

$$\frac{(3 - \frac{lx}{ly})}{2} \times 6 \times h = 0.72cm^2/m$$

Ainsi, on adopte la section minimale → 5 HA6 avec un espacement de 25cm

Remarque :

La dalle étant carrée, le calcul du moment en travée dans le sens Y - Ay (trav.) – et les autres moments en appuis - Ax (e), Ay (n) et Ay (s) – donnent les mêmes résultats que ceux cités ci-dessus.

Vérification de l'effort tranchant :

Efforts tranchants					
V_{ux}	τ_{ux}	$\tau_{ux.adm}$	V_{uy}	τ_{uy}	$\tau_{uy.adm}$
0.008	0.077	1.250	0.008	0.077	1.250

Ainsi la condition sur l'effort tranchant est vérifiée

Condition relative à la flèche

$$\frac{h}{l} = 0.04 \geq 0.0375 = \frac{M_t}{M_0} \quad \text{OK}$$

3.4. Présentation des résultats :

Lx	Ly	h	V _{béton}	M _{acier}	Prix Béton	Prix Acier	Prix total	Prix/m ²
3	3	12	1.08	24.21	1,296.00	338.98	1,634.98DH	181.66DH
4	4	17	2.72	50.22	3,264.00	703.08	3,967.08DH	247.94DH
5	5	22	5.50	94.29	6,600.00	1,320.12	7,920.12DH	316.80DH
3	4	17	2.04	37.16	2,448.00	520.25	2,968.25DH	247.35DH
3	5	22	3.30	51.70	3,960.00	723.83	4,683.83DH	312.26DH
4	5	22	4.40	70.07	5,280.00	980.95	6,260.95DH	313.05DH

Tableau 5 : Résultats dalle pleine

4. Plancher-dalle

4.1. Définition

Un plancher-dalle est un plancher à sous-face horizontale, sans aucune retombée pour les poutres et s'appuyant directement sur les poteaux avec éventuellement un épanouissement de ces derniers en forme de chapiteau ayant pour but de réduire la portée de la dalle, d'accroître la rigidité et d'éviter le poinçonnement au droit du poteau; ils sont alors dénommés planchers-champignons.

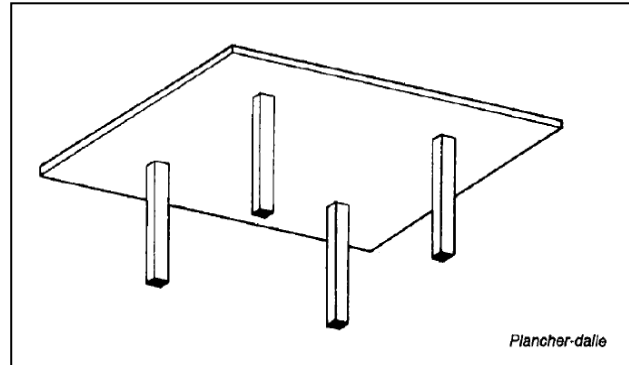


Figure 12 : Plancher-dalle

Les avantages de ces planchers sont les suivants :

- Simplicité des coffrages, en dehors de ceux des chapiteaux ;
- Absence de poutres avec retombée, ce qui facilite, dans une certaine mesure, l'éclairage des locaux et le passage des canalisations.

L'intérêt économique résulte dans la simplicité du coffrage et de la possibilité de son emploi car, en général, ces planchers consomment plus de béton et plus d'acier que les planchers avec dalles, poutrelles et poutres apparentes.

Cet intérêt ne peut d'ailleurs exister que :

- Si l'on a un assez grand nombre de panneaux continus dans chaque sens ;
- Si tous les panneaux ont une forme rectangulaire ne différant pas trop du carré ;
- S'il n'y a pas de trous ou de trémies de grandes dimensions

On peut également disposer d'une retombée locale au droit du poteau pour accroître sa résistance à la flexion et à l'effort tranchant.

Si les dalles ne sont pas prolongées en porte à faux au-delà des piliers de rive, les

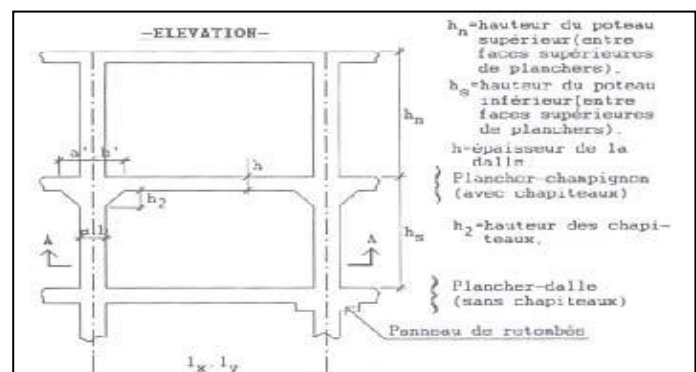


Figure 13 : vue en élévation d'un plancher-dalle

épanouissements de têtes des piliers de rive et des piliers d'angle n'existent que dans les zones voisines de ces têtes et intérieures au bâtiment.

Dans la suite on ne s'attachera qu'au sens X (c'est-à-dire parallèle à l_x). pour le sens l_y , Il suffit de remplacer a par b, a' par b' et l_x par l_y .

4.2. Généralités sur les éléments :

4.2.1. Piliers :

Tous les piliers intérieurs sont supposés identiques, de section transversale rectangulaire $a \times b$. Si les sections transversales des piliers d'aire B sont circulaires ou polygonales régulières, on prend dans les calculs effectués comme il est indiqué dans ce qui suit,

$$a = b = \sqrt{B}$$

Les piliers le long d'une rive (tous identiques à l'exception des piliers d'angle) ont des sections transversales rectangulaires au moins égales $\frac{ab}{2}$, a et b étant, soit les dimensions réelles d'un pilier intérieur, soit les dimensions fictives déterminées comme il vient d'être dit dans le cas où les sections des piliers de rive sont des demi-cercles ou des demi-polygones réguliers.

4.2.2. Chapiteaux :

Le chapiteau d'un pilier intérieur est un tronc de pyramide ou un tronc de cône dont la petite base est la section supérieure

de la partie prismatique du pilier. La hauteur h_2 du chapiteau est la distance du plan de la petite base à la face inférieure du plancher.

Dans les calculs de résistance, on ne retient, comme volume utile du chapiteau, que la partie comprise à l'intérieur du tronc de pyramide ou du

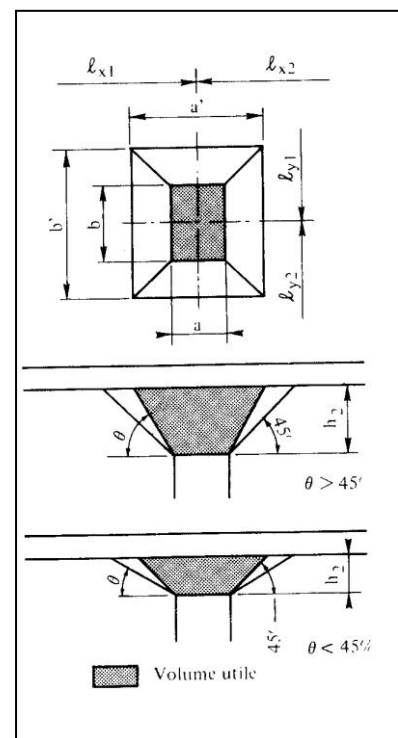


Figure 14 : Chapiteau

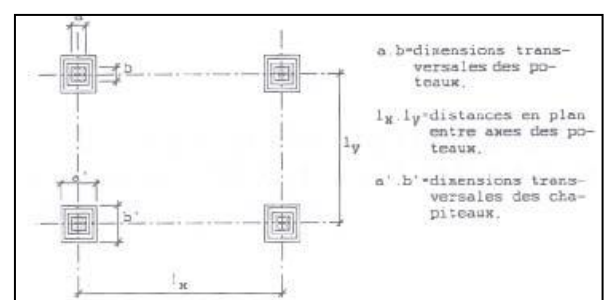


Figure 15 : Paramètres de calcul d'un plancher-dalle

tronc de cône construit sur la petite base du chapiteau et défini par des plans ou des génératrices faisant un angle de 45° avec le plan horizontal.

Si la grande base du volume utile est constituée par un rectangle de dimensions a' et b' , on doit avoir : $a' \leq 0,4l_{x1}$ et $b' \leq 0,4l_{y1}$

4.3. Méthode de calcul :

Une méthode de calcul de ce type de plancher est donnée en annexe E4 des Règles BAEL91.

Elle consiste à considérer un fonctionnement en portique, dans les deux directions indépendamment l'une de l'autre et pour chaque file de poteaux.

Les dalles de chaque niveau, comprises entre deux plans parallèles verticaux à la direction étudiée et situées à mi-distance des axes de poteaux représentent les traverses du portique.

Les poteaux de la file étudiée représentent les membrures verticales du portique.

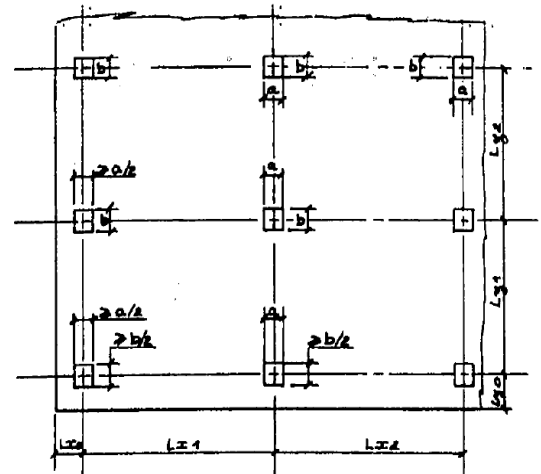


Figure 16 : Conditions d'utilisation du plancher-dalle

4.3.1. Conditions :

Certaines conditions de régularité de la structure sont exigées pour pouvoir faire cette transposition :

- La maille est régulière.
- Des éléments porteurs filants peuvent exister en rive seulement.
- Des porte-à-faux sont autorisés.
- La dalle est d'épaisseur constante.
- Tous les poteaux intérieurs sont identiques.
- Les poteaux de rive ont une section au moins égale à la moitié de celle des poteaux intérieurs.
- La partie de chapiteau éventuel retenue est celle qui est située dans un cône à 45° à partir de sa base la plus petite, la dimension horizontale maximum d'un chapiteau ne doit dépasser 40% de la portée de la dalle dans la même direction.

- $0,5 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 2$, $0,5 \leq \frac{a}{b} \leq 2$, $a \leq \frac{l_x}{5}$ et $b \leq \frac{l_y}{5}$

4.3.2. Charges de calcul :

La charge de calcul est supposée uniformément répartie sur le panneau chargé.

On peut admettre des charges localisées limitées au dixième de la charge totale d'exploitation supportée par le panneau (charge répartie + charge localisée).

4.3.3. Détermination des portiques (Méthode générale) :

On délimite les portiques par des bandes générales de dalles rattachées à une file de poteaux (par exemple des bandes générales portant dans la direction Ox).

Les portées de traverses sont prises entre axes des poteaux, les longueurs de calcul des poteaux de dessus de plancher (ou de dessus de fondations) à dessus de plancher.

Pour les planchers champignons, des correctifs sont à apporter aux raideurs et facteurs de transmission pour tenir compte de la présence des chapiteaux (Article E.4.1.2 des Règles BAEL).

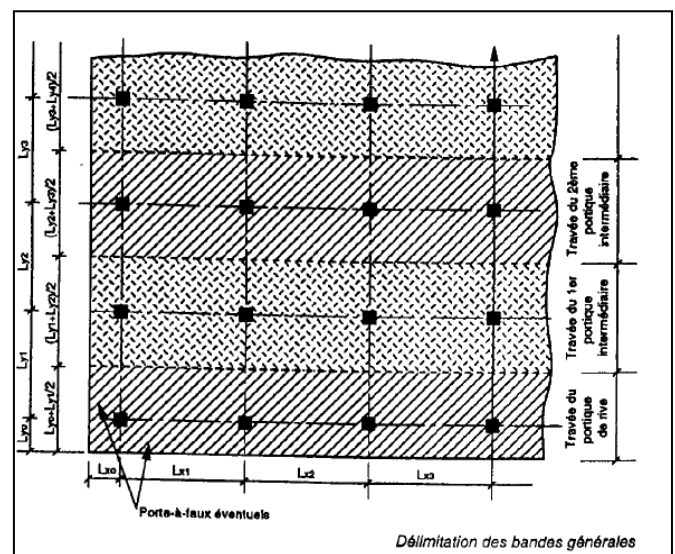


Figure 17 : Détermination des portiques

4.4. Méthode simplifiée

Voir annexe 3.

4.5. Exemple de calcul

On traite le cas d'un plancher dalle du bâtiment à trame de 3x3 d'épaisseur 12cm. On utilisera la méthode simplifiée puisque ses conditions d'application sont vérifiées.

4.5.1. Charges

Charges (en kg)		
Poids Propre	Charges Permanentes	Charges d'exploitation
300	270	175

4.5.2. Moments de calcul

On utilisera la méthode de Caquot pour déterminer les moments de calcul :

Moments sur appuis							
M_{a2}^{11}	M_{a2}^{12}	M_{a2}^{21}	M_{a2}^{22}	M_{a3}^{11}	M_{a3}^{12}	M_{a3}^{21}	M_{a3}^{22}
0.46	0.51	0.56	0.61	0.46	0.56	0.51	0.61

Moment de référence					
M_{01}^1	M_{01}^2	M_{02}^1	M_{02}^2	M_{03}^1	M_{03}^2
0.87	1.16	0.87	1.16	0.87	1.16

Moment en travée					
M_{T1}^1	M_{T1}^2	M_{T2}^1	M_{T2}^2	M_{T3}^1	M_{T3}^2
0.61	0.88	0.31	0.65	0.61	0.88

Appui 1 :

Panneau de rive			Panneau intermédiaire	
bande de rive	bande centrale	demi-bande d'appui	demi-bande d'appui	bande centrale
0.21	0.14	0.21	0.21	0.28

Travée 1 :

Panneau de rive			Panneau intermédiaire	
bande de rive	bande centrale	demi-bande d'appui	demi-bande d'appui	bande centrale
0.35	0.31	0.71	0.71	0.31

Appui 2 :

Panneau de rive			Panneau intermédiaire	
bande de rive	bande centrale	demi-bande d'appui	demi-bande d'appui	bande centrale
0.47	0.59	0.93	0.93	0.59

4.5.3. Calcul des sections :

Appuis 1

- Panneau de rive :

bande de rive				bande centrale				demi-bande d'appui			
μ	α	Z	A (cm ²)	μ	α	Z	A (cm ²)	μ	α	Z	A (cm ²)
0.015	0.019	0.099	0.48	0.010	0.012	0.100	0.32	0.015	0.019	0.099	0.48

- Panneau intermédiaire :

demi-bande d'appui				bande centrale			
μ	α	z	A (cm ²)	μ	α	z	A (cm ²)
0.015	0.019	0.099	0.48	0.020	0.025	0.099	0.65

Travée 1 :

Panneau de rive			Panneau intermédiaire	
bande de rive	bande centrale	demi-bande d'appui	demi-bande d'appui	bande centrale
0.83	0.73	1.68	1.68	0.73

Appui 2 :

Panneau de rive			Panneau intermédiaire	
bande de rive	bande centrale	demi-bande d'appui	demi-bande d'appui	bande centrale
1.09	1.38	2.21	2.21	0.17

4.6. Présentation des résultats

Lx	Ly	h	V _{béton}	M _{acier}	Prix Béton	Prix Acier	Prix total	Prix/m ²
3	3	12	1.08	50.31	1,296.00	704.31	2,000.31DH	222.26DH
4	4	17	2.72	125.13	3,264.00	1,751.78	5,015.78DH	313.49DH
5	5	22	5.50	268.85	6,600.00	3,763.92	10,363.92DH	414.56DH
3	4	17	2.04	80.52	2,448.00	1,127.22	3,575.22DH	297.93DH
3	5	22	3.30	133.06	3,960.00	1,862.88	5,822.88DH	388.19DH
4	5	22	4.40	180.29	5,280.00	2,524.08	7,804.08DH	390.20DH

Tableau 6 : Résultats plancher-dalle

5. Dalle à corps creux

5.1. Définitions:

5.1.1. Entrevous :

On désigne par entrevous des éléments intercalaires aux poutrelles, venant s'appuyer sur ces dernières sans intervention de dispositif extérieur. On distingue entrevous de coffrage et entrevous porteur. Ils sont fabriqués en béton, terre cuite, polystyrène, bois, PVC ... etc.

5.1.2. Le plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué de : poutrelle qui est un élément préfabriqué destiné à être associée à d'autres produits préfabriqués (entrevous) et à du béton coulé sur place (hourdis) pour constituer la dalle de compression.

Il existe deux types de poutrelle :

1. Les poutrelles à treillis métallique, composée d'une armature en treillis et d'un talon en béton fabriqué en usine.
2. Les poutrelles en T renversé, elles peuvent être en béton armé ou en béton précontraint. Ce dernier est beaucoup plus répandu. Les planchers constitués de la sorte varient de 3 à 6 mètres de portés et de 16 à 24 cm d'épaisseur. Pour des portées plus grandes, la grosseur des poutrelles est augmentée.

Les planchers avec dalle de compression sont constitués de poutrelles et entrevous servant de coffrage, d'un treillis soudé en armature, de chapeaux, de chaînages et d'une dalle de béton de 4 à 5 cm d'épaisseur coulée en place.

Le calcul de plancher semi préfabriqué est réalisé par le fabricant de plancher d'après les plans de coffrages. Est reçu à la livraison, le nombre de poutrelles et entrevous voulus mais aussi tout le ferrailage nécessaire à la bonne

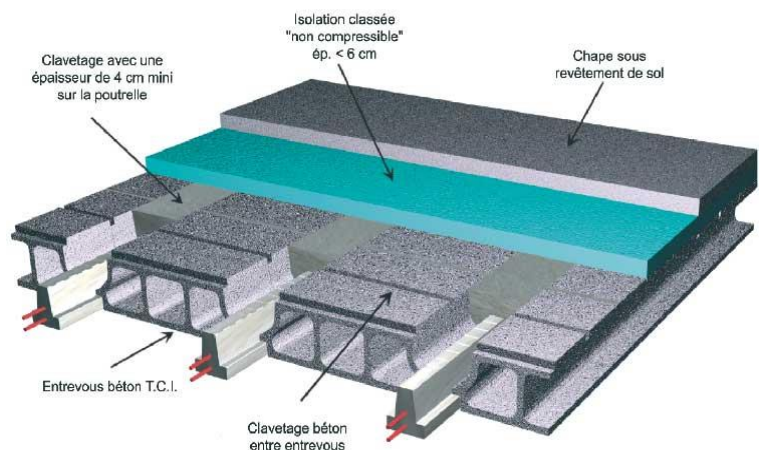


Figure 18 : Plancher à corps creux

réalisation de la dalle et la quantité de béton à mettre en place.

5.1.3. Avantages

C'est le type de plancher le plus employé par les petites entreprises, car:

- Mise en œuvre facile, pas de coffrage,
- Ne nécessite pas de gros engins de levage,
- Garantie une isolation thermique améliorée,
- Le plancher est relativement léger,
- Idéal pour la confection des vides sanitaires.

5.1.4. Inconvénients

- Grande épaisseur de plancher,
- Sous face à enduire,
- Portée limitée à 6 ou 7 mètres,
- Résistance au feu limitée sans ajouts spécifique
- Pas de souplesse de forme et de taille.
- Nécessite beaucoup de manutentions
- Mise en œuvre relativement longue.

5.2. Justifications et Calcul :

Voir annexe 4.

5.3. Estimation des poids et prix :

5.3.1. Poids

- a. Plancher à entrevous en béton avec table de compression de 4 cm

Montage	Poids mort (Kg/m ²)	Litrage (l/m ²)
12+4	235	47
16+4	263	57
20+4	302	71
25+4	375	86

b. Plancher à entrevous en béton avec table de compression de 5 cm

Montage	Poids mort (Kg/m ²)	Litrage (l/m ²)
12+5	251	57
16+5	284	67
20+5	326	81
25+5	399	96

c. Plancher à entrevous en polystyrène avec table de compression de 5 cm

Montage	Poids mort (Kg/m ²)	Litrage (l/m ²)
12+5	177	60
15+5	206	72
20+5	255	91
25+5	303	111

5.3.2. Prix

L'estimation de prix d'un plancher à corps creux est une étape importante dans cette comparaison entre les différentes variantes du système de plancher. En effet cette estimation va nous permettre de déterminer le bon choix du plancher. Ce choix qui est conditionné par deux principaux paramètres : le coût et le poids.

a. Prix par mètre carré des poutrelles et entrevous :

Le prix par mètre carré des poutrelles et entrevous diffère selon les épaisseurs voulus. On retient les valeurs suivantes :

Poutrelles et Entrevous en béton :

Epaisseur (cm)	Prix par m ² (DH)
12	95
16	110
20	130

Poutrelles et Entrevous en polystyrène :

Epaisseur (cm)	Prix par m ² (DH)
12	136
15	172
20	208

b. Prix de la dalle de compression :

La dalle de compression est constituée d'un treillis soudé et d'un béton coulé sur place. La quantité du béton est donnée par les tableaux de la partie précédente.

Ainsi pour une dalle de 12+4 on trouve :

Montage	Litrage	Prix béton	T.S	PRIX /m ² de la Dalle de compression
12+4	47	56.4	14	70.40DH

Finalement, on obtient les prix par mètre carré suivants :

Plancher à entrevous béton :

Montage	prix béton	PRIX m ² D.C	prix poutrelles et entrevous	Prix de m ² de plancher
12+4	56.40	70.40	95.00	216.90DH
16+4	68.40	82.40	110.00	243.90DH
20+4	85.20	99.20	130.00	280.70DH
12+5	68.40	82.40	95.00	228.90DH
16+5	80.40	94.40	110.00	255.90DH
20+5	97.20	111.20	130.00	292.70DH

Tableau 7 : Résultats planchers à entrevous en béton

Plancher à entrevous polystyrène :

Montage	prix béton	PRIX m ² D.C	prix poutrelles et entrevous	Prix de m ² de plancher
12+5	72.00	86.00	136.00	273.50DH
15+5	86.40	100.40	172.00	323.90DH
20+5	109.20	123.20	208.00	382.70DH

Tableau 8 : Résultats planchers à entrevous en polystyrène

6. Conclusions :

La dalle pleine présente un coût compétitif pour des dalles carrées ou presque carrées. Or, le surplus de poids qu'elle engendre va créer un surcoût sismique par rapport au plancher à corps creux.

Si les conditions de son utilisation sont satisfaites, le plancher-dalle présente aussi une solution intéressante du fait que son emploi ne nécessite pas de poutres. En prenant l'exemple d'une trame de 4x4 le surplus généré par les poutres est de 98 DH/m².

L'intérêt du plancher à corps creux en polystyrène –par rapport au plancher à corps creux en béton- s'avère au niveau des zones à sismicité élevée : la diminution en poids offerte par ce type de plancher à un impact énorme sur les efforts sismiques.

Système de fondations

1. Objectif

Dans cette partie on va essayer de déterminer, pour les bâtiments modèles traités auparavant (différentes hauteur et trames) et pour différentes capacités portantes du sol, le choix optimal des fondations.

Le choix va se restreindre entre les semelles isolées et le radier générale. La comparaison entre ces deux variantes de fondations va être faite sur la base du calcul des quantités des matériaux (Béton, Acier) utilisées.

2. Calcul :

2.1. Semelle :

Une semelle de fondation est un ouvrage d'infrastructure, généralement en béton armé, qui reprend les charges d'un organe de structure d'une construction et qui transmet et répartit ces charges sur le sol. On distingue les semelles isolées, que l'on retrouve au droit d'un poteau par exemple, des semelles filantes généralement situées sous un mur ou un voile.

2.2. Choix du type de fondations:

La capacité portante permet de choisir le type de fondations à employer. Si le sol est suffisamment portant, on utilisera des fondations superficielles souvent plus économiques. Si le sol est mauvais, on ira s'appuyer sur les couches meilleures et plus profondes avec des fondations profondes. En terrain très inondable, il pourra être avantageux de construire un radier général.

2.3. Charges supportée par le sol :

La charge que le sol de fondation supporte est calculée à partir du chargement appliqué sur la structure. Ainsi pour un bâtiment de trame 3x3, on trouve que l'effort apporté par chaque étage est :

$$W = 1.35 \times (0.515 \times 15 \times 21 + 0.079 \times (15 \times 8 + 21 \times 6) + 0.489 \times 6 \times 8) + 1.5 \times 0.175 \times 21 \times 15$$
$$W = 359.6 T$$

Alors on a une charge de 359.6 T pour une surface de 315 m².

On obtient alors un ratio de 1.141 T apporté par chaque m².

On calcule la surface de fondation nécessaire pour reprendre ce poids, pour quelques valeurs de capacité portante, et un nombre variable de niveau.

On résume les résultats obtenus dans les tableaux suivants :

- Trame = 3m

	σ_{sol} (bars)	surface de fondation nécessaire	% surface de fondation/surface bâtiment
R+3	1	143.8	46%
	2	71.9	23%
	3	47.9	15%
R+4	1	179.8	57%
	2	89.9	29%
	3	59.9	19%
R+5	1	215.8	68%
	2	107.9	34%
	3	71.9	23%
R+6	1	251.7	80%
	2	125.9	40%
	3	83.9	27%

- Trame = 4m,

	σ_{sol} (bars)	surface de fondation nécessaire	% surface de fondation/surface bâtiment
R+3	1	138.9	43%
	2	69.4	22%
	3	46.3	14%
R+4	1	173.6	54%
	2	86.8	27%
	3	57.9	18%
R+5	1	208.3	65%
	2	104.2	33%
	3	69.4	22%
R+6	1	243.0	76%
	2	121.5	38%

	3	81.0	25%
--	---	------	-----

- Trame = 5m,

	σ_{sol} (bars)	surface de fondation nécessaire	% surface de fondation/surface bâtiment
R+3	1	126.8	42%
	2	63.4	21%
	3	42.3	14%
R+4	1	158.5	53%
	2	79.3	26%
	3	52.8	18%
R+5	1	190.2	63%
	2	95.1	32%
	3	63.4	21%
R+6	1	221.9	74%
	2	111.0	37%
	3	74.0	25%

2.4. Calcul des quantités de matériaux :

a. Semelle isolée :

La réalisation des semelles isolées est accompagnée par la réalisation d'un dallage au niveau de la base de bâtiment. Ce dallage, en béton armé, est d'une épaisseur de 14cm.

i. Béton :

On calcule dans cette variante le volume du béton :

- des semelles,
- des pré-poteaux,
- et du dallage.

Le volume de béton des semelles isolées est calculé en fonction de nombre de semelles, de nombre de niveau et de la portance du sol.

Les semelles sont liaisonnées par des longrines dans tous les sens comme prescrits dans le règlement parasismique.

« Les points d'appuis de chacun des blocs composant l'ouvrage doivent être solidarisés par un réseau bidimensionnel de longrines ou tout autre système équivalent tendant à s'opposer à leur déplacement relatif dans le plan horizontal. Cette solidarisation n'est pas exigée si les semelles sont convenablement ancrées dans un sol rocheux non fracturé et non délité » RPS 2000.

On calcule alors, le volume du béton dans les longrines qu'on ajoute au volume du béton dans les semelles.

- Trame=3

	σ_{sol} (bars)	Hauteur (m)	Volume Béton (m ³)			Béton Total (m ³)
			Dallage	Pré-poteau	Semelle	
R+3	1.0	0,44	44,1	4,5	63,0	117,4
	2.0	0,31	44,1	4,5	22,0	76,8
	3.0	0,25	44,1	4,5	11,9	66,8
R+4	1.0	0,49	44,1	4,5	88,3	142,5
	2.0	0,34	44,1	4,5	30,9	85,6
	3.0	0,28	44,1	4,5	16,7	71,6
R+5	1.0	0,54	44,1	4,5	116,4	170,4
	2.0	0,38	44,1	4,5	40,7	95,3
	3.0	0,31	44,1	4,5	22,0	76,8
R+6	1.0	0,58	44,1	4,5	146,9	200,8
	2.0	0,41	44,1	4,5	51,5	105,9
	3.0	0,33	44,1	4,5	27,8	82,5

- Trame=4m

	σ_{sol} (bars)	Hauteur (m)	Volume Béton (m ³)			Béton Total (m ³)
			Dallage	Pré-poteau	Semelle	
R+3	1.0	0,44	44,80	2,81	60,83	113,5
	2.0	0,31	44,80	2,81	21,25	74,2
	3.0	0,25	44,80	2,81	11,46	64,6
R+4	1.0	0,49	44,80	2,81	85,28	137,9
	2.0	0,34	44,80	2,81	29,83	82,7
	3.0	0,28	44,80	2,81	16,11	69,1
R+5	1.0	0,54	44,80	2,81	112,35	164,9
	2.0	0,38	44,80	2,81	39,34	92,2
	3.0	0,31	44,80	2,81	21,25	74,2
R+6	1.0	0,58	44,80	2,81	141,82	194,2
	2.0	0,41	44,80	2,81	49,69	102,5
	3.0	0,33	44,80	2,81	26,86	79,8

- Trame=5m

	σ_{sol} (bars)	Hauteur (m)	Volume Béton (m ³)			Béton Total (m ³)
			Dallage	Pré-poteau	Semelle	
R+3	1.0	0,44	42,0	1,9	55,6	103,83
	2.0	0,31	42,0	1,9	19,4	67,9
	3.0	0,25	42,0	1,9	10,5	59,0
R+4	1.0	0,49	42,0	1,9	77,9	126,1
	2.0	0,34	42,0	1,9	27,2	75,6
	3.0	0,28	42,0	1,9	14,7	63,2
R+5	1.0	0,54	42,0	1,9	102,6	150,7
	2.0	0,38	42,0	1,9	35,9	84,3
	3.0	0,31	42,0	1,9	19,4	67,9
R+6	1.0	0,58	42,0	1,9	129,5	177,6
	2.0	0,41	42,0	1,9	45,4	93,7
	3.0	0,33	42,0	1,9	24,5	72,9

ii. Acier

Pour ce qui est de l'acier, on le calcule en utilisant des ratios d'acier par m^3 .

	Ratio (Kg/m^3)		
	mini	moyen	maxi
semelle isolées	30	40	50
longrines	40	60	80
radier	45	60	80
poteaux	50	80	150
dallage	15	20	25

Tableau 9: Ratios d'Acier dans quelques élément de structure.

On obtient les valeurs suivantes :

- Trame 3

	σ_{sol} (bars)	Acier (Kg)				total acier (Kg)
		Pré-poteau	Dallage	Semelle	Longrine	
R+3	1	360,0	882,0	2520,5	345,5	4108,0
	2	360,0	882,0	880,6	370,8	2493,4
	3	360,0	882,0	474,9	382,1	2099,0
R+4	1	360,0	882,0	3533,1	335,3	5110,4
	2	360,0	882,0	1236,0	363,6	2841,6
	3	360,0	882,0	667,3	376,2	2285,4
R+5	1	360,0	882,0	4654,7	326,1	6222,7
	2	360,0	882,0	1629,9	357,1	3229,0
	3	360,0	882,0	880,6	370,8	2493,4
R+6	1	360,0	882,0	5875,7	317,6	7435,2
	2	360,0	882,0	2058,9	351,1	3652,0
	3	360,0	882,0	1113,0	365,9	2721,0

- Trame4

	σ_{sol} (bars)	Acier (Kg)				total acier (Kg)
		Pré-poteau	Dallage	Semelle	Longrine	
R+3	1	225,0	896,0	2433,4	305,9	2739,3
	2	225,0	896,0	850,2	321,8	1171,9
	3	225,0	896,0	458,5	328,8	787,3
R+4	1	225,0	896,0	3411,0	299,6	3710,6
	2	225,0	896,0	1193,3	317,3	1510,5
	3	225,0	896,0	644,2	325,1	969,3
R+5	1	225,0	896,0	4493,8	293,8	4787,6
	2	225,0	896,0	1573,6	313,2	1886,7
	3	225,0	896,0	850,2	321,8	1171,9
R+6	1	225,0	896,0	5672,6	288,5	5961,1
	2	225,0	896,0	1987,8	309,4	2297,2
	3	225,0	896,0	1074,6	318,7	1393,3

- Trame5 :

	σ_{sol} (bars)	Acier (Kg)				total acier (Kg)
		Pré-poteau	Dallage	Semelle	Longrine	
R+3	1	150,0	840,0	2222,2	264,0	2486,2
	2	150,0	840,0	776,4	274,5	1050,9
	3	150,0	840,0	418,7	279,2	697,9
R+4	1	150,0	840,0	3115,0	259,7	3374,7
	2	150,0	840,0	1089,7	271,5	1361,2
	3	150,0	840,0	588,3	276,7	865,1
R+5	1	150,0	840,0	4103,9	255,9	4359,7
	2	150,0	840,0	1437,0	268,8	1705,8
	3	150,0	840,0	776,4	274,5	1050,9
R+6	1	150,0	840,0	5180,4	252,3	5432,7
	2	150,0	840,0	1815,3	266,3	2081,6
	3	150,0	840,0	981,3	272,5	1253,8

b. Radier

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Critères de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment)

Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.

Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage).

En se basant sur ces conditions nous allons faire la comparaison juste pour les cas où le pourcentage de surface de fondation est supérieur à 50%.

Détermination de l'épaisseur du radier :

a) Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \frac{0.06 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur (=1m).

γ_b : 1.15

d : 0.9 h.

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times L_{max}}{S_{rad} \times 2}$$

L_{max} : La plus grande portée de la dalle.

b) Vérification au poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$Nu \leq 0.045 \times Uc \times h \times fc28/\gamma b$$

Nu : La charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité.

Uc : périmètre du contour cisailé = $4(a + h) = 4 \times (0.25 + h)$.

c) Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier général doit satisfaire

$$h \geq \frac{Lmax}{10}$$

Ainsi on obtient les épaisseurs suivantes :

- Trame=3m,

	σ_{sol} (bars)	surface fondation	%	Condition de cisaillement			Condition de poinçonnement			
				Nu (t)	Vu (t/m ²)	h calculé (m)	Nu (t)	Uc (m)	h calculé (m)	h retenue
R+4	1	179.8	57%	1798.1	8.6	0.073	59.28	2.2	0.28	0.30
R+5	1	215.8	68%	2157.7	10.3	0.088	71.14	2.2	0.33	0.35
R+6	1	251.7	80%	2517.3	12.0	0.102	82.99	2.2	0.39	0.40

- Trame= 4m,

	σ_{sol} (bars)	surface fondation	%	Condition de cisaillement			Condition de poinçonnement			
				Nu (t)	Vu (t/m ²)	h calculé (m)	Nu (t)	Uc (m)	h calculé (m)	h retenue
R+4	1	158.5	50%	1585.3	13.2	0.11	100.56	2.6	0.40	0.40
R+5	1	190.2	60%	2157.7	18.0	0.15	120.67	2.6	0.47	0.50
R+6	1	221.9	70%	2517.3	21.0	0.18	140.78	2.6	0.55	0.55

- Trame=5m.

	σ_{sol} (bars)	surface fondation	%	Condition de cisaillement			Condition de poinçonnement			h retenue
				Nu (t)	Vu (t/m ²)	h calculé (m)	Nu (t)	Uc (m)	h calculé (m)	
R+4	1	158.5	53%	1585.2	13.21	0.11	153.26	3	0.52	0.55
R+5	1	190.2	63%	2157.7	17.98	0.15	183.92	3	0.63	0.65
R+6	1	221.9	74%	2517.3	20.98	0.18	214.57	3	0.73	0.75

2.5. Comparaison :

Pour que cette comparaison ait un sens, une estimation de prix est nécessaire.

1. Trame=3m :

- Radier :

	h retenue	Volume béton (m ³)	poids acier (T)	prix béton	prix acier	Total prix	prix/m ²
R+4	0,30	94,5	5,7	113 400 DH	79 380 DH	192 780 DH	612 DH
R+5	0,35	110,25	6,6	132 300 DH	92 610 DH	224 910 DH	714 DH
R+6	0,40	126	7,6	151 200 DH	105 840 DH	257 040 DH	816 DH

- Semelle isolées :

	σ_{sol} (bars)	prix béton	prix acier	Total prix
R+4	1	171 019.0 DH	71 546 DH	242 564 DH
R+5	1	204 482 DH	87 118 DH	291 600 DH
R+6	1	240 941 DH	104 093 DH	345 034 DH

2. Trame=4m :

- Radier :

	h retenue	Volume béton (m ³)	poids acier (T)	prix béton	prix acier	Total prix	prix/m ²
R+4	0,40	128	7,7	153 600 DH	107 520 DH	261 120 DH	829 DH
R+5	0,50	160	9,6	192 000 DH	134 400 DH	326 400 DH	1 036 DH
R+6	0,55	176	10,6	211 200 DH	147 840 DH	359 040 DH	1 140 DH

- Semelle isolées :

	σ_{sol} (bars)	prix béton	prix acier	Total prix
R+4	1	165 457 DH	51 948 DH	217 405 DH
R+5	1	197 826 DH	67 027 DH	264 853 DH
R+6	1	233 084 DH	83 456 DH	316 539 DH

3. Trame =5m :

- Radier :

	h retenue	Volume béton (m ³)	poids acier (T)	prix béton	prix acier	Total prix	prix/m ²
R+4	0,55	165,0	9,9	198 000 DH	138 600 DH	336 600 DH	1 069 DH
R+5	0,65	195,0	11,7	234 000 DH	163 800 DH	397 800 DH	1 263 DH
R+6	0,75	225,0	13,5	270 000 DH	189 000 DH	459 000 DH	1 457 DH

- Semelle isolées :

	σ_{sol} (bars)	prix béton	prix acier	Total prix
R+4	1	151 294 DH	47 246 DH	198 540 DH
R+5	1	180 883 DH	61 036 DH	241 919 DH
R+6	1	213 107 DH	76 057 DH	289 165 DH

2.6. Remarque : notion de l'épaisseur équivalente.

Dans cette comparaison on aurait pu introduire la notion de l'épaisseur équivalente. La dite épaisseur est en fonction du volume de béton et de la surface du bâtiment. Cette grandeur va permettre de prendre une première décision concernant le choix entre le radier et les semelles isolées.

On donne l'exemple de la trame de 3m ;

	Epaisseur du radier (m)	Epaisseur Equivalente (m)
R+4	0,30	0,45
R+5	0,35	0,54
R+6	0,40	0,64

Ainsi peut-on avancer que le radier est moins cher que les semelles isolées.

Le calcul détaillé des quantités de béton et d'acier affirme cette hypothèse.

3. Conclusions :

Les calculs montrent que le choix des fondations dépend de plusieurs facteurs : la portance du sol, le nombre de niveau (charge apportée par le bâtiment), l'espacement entre éléments porteurs de la structure (trame)...etc.

Ce choix, pour les portances de sol supérieures à 1bar, est représenté par les semelles isolées.

Pour les capacités portantes inférieures ou égales à 1bar, le choix dépend de la trame. Pour les trames de 3m et 4m, le radier constitue la meilleure variante. Pour la trame de 5m le choix des semelles isolées semble être le meilleur.

Cette étude montre aussi, à travers la notion de l'épaisseur équivalente, que le radier ne présente pas une solution intéressante pour les pourcentages de surface de semelles inférieurs à 50%.

La comparaison présentée précédemment prend en compte seulement le calcul de matériaux sans introduire les méthodes et les procédés de construction. Un critère à ne pas négliger pour pouvoir décider sur le bon choix de système de fondation.

Deuxième partie

Etude statique

1. Objectif

Cette partie concerne l'étude d'un bâtiment R+4 (voir plan archi en annexe), qui fait partie d'un projet de logements sociaux dans la ville de Meknès. Dans un premiers temps on étudiera la variante contreventement par voiles qu'on va comparer à la variante contreventement par poteaux dans les zones où cette dernière est faisable du point de vue structurel et architectural.

Dans un deuxième de temps, on verra l'incidence de type de plancher sur le coût du bâtiment.

2. Variante Voile

Plan de coffrage :

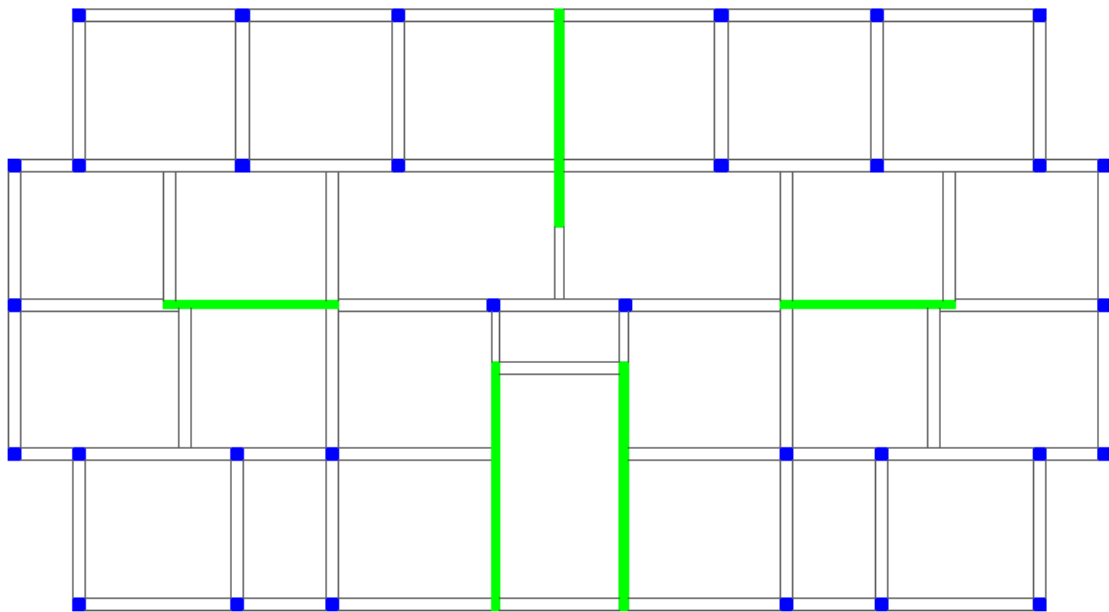


Figure 19 : Plan de coffrage du bloc I

2.1. Dimensionnement

2.1.1. Pré-dimensionnement des poutres :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

- h : la hauteur de la poutre
- L : la portée entre nus d'appuis de la poutre

Dans notre cas, on a fixé les hauteurs des poutres à la valeur de $L/12$ arrondie à 5 cm près. D'autre part on a fixé les largeurs des poutres b à 25 cm.

Pré-dimensionnement des dalles :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$e \geq \frac{L}{22,5}$$

- e : l'épaisseur totale du plancher
- L : la portée maximale entre nus d'appuis

2.1.2. Pré-dimensionnement des poteaux :

D'après la descente des charges, les dimensions des poteaux sont choisies à partir de la relation :

$$a \times b \geq Nu/\sigma_b$$

2.1.3. Pré-dimensionnement des voiles :

Selon l'article 7.3.1.4.1 du RPS 2000 : L'épaisseur minimale du voile est fonction de la hauteur nette h_e de l'étage :

$$e_{min} = \max \left(15 \text{ cm}, \frac{h_e}{20} \right)$$

- ✓ Pour le niveau inférieur $h_e = 3.2\text{m} \rightarrow e_{min} = 16 \text{ cm}$
- ✓ Pour les autres niveaux $h_e = 3\text{m} \rightarrow e_{min} = 16 \text{ cm}$

2.1.4. Charges :

Définition de charges par planchers

On choisit pour ce type de logement un plancher à corps creux en béton.

On obtient donc les charges suivantes après le pré-dimensionnement de la dalle qui donne une épaisseur de : 12+4.

Terrasse	
Elément	charge (Kg/m ²)
Dalle 12+4	230
Forme de la pente	240
Complexe d'étanchéité	10
Protection	120
G	600

Etage Courant	
Elément	charge (Kg/m ²)
Dalle 12+4	230
Revêtement	160
Cloison de distribution	75
Enduit	40
G	505

Pour ce qui est de la charge d'exploitation on a :

- $Q = 150\text{Kg/m}^2$ Au niveau des appartements
- $Q = 250\text{Kg/m}^2$ Au niveau des couloirs

On récapitule dans le tableau suivant :

	Charge permanente G (Kg/m ²)	Charge d'exploitation Q (Kg/m ²)
Ph 4	600	Q=150 (terrasse accessible)
Ph 3	505	Q_{couloir}=250 , Q_{chambres}=150

Ph 2	505	$Q_{\text{couloir}}=250$, $Q_{\text{chambres}}=150$
Ph 1	505	$Q_{\text{couloir}}=250$, $Q_{\text{chambres}}=150$
Ph Rdc	505	$Q_{\text{couloir}}=250$, $Q_{\text{chambres}}=150$

Les murs de façade et les murs de séparation entre les logements seront pris en considération en tant que charges linéaires appliquées par des cloisons de 20 cm d'épaisseur.

Les murs d'acrotère, en béton armé, sont pris avec une hauteur de 1,2 m et une épaisseur de 10 cm.

Elément	charge kg/ml
Mur de façade ou de séparation	800
Mur d'acrotère	275

2.2. Exemple de calcul :

2.2.1. Poteau PB13

Prenons l'exemple du poteau le plus chargé de structure Poteau **PB13** :

- **Surface de chargement :**

La surface d'influence est de : $S_{P4} = 9.13m^2$

- **Charge apportée par la terrasse :**

✓ $G = \text{poids propre} + \text{retombées des poutres} = 6.221 t$

✓ $Q = 0,15 \times 9.13 = 1.37 t$

- **Charge apportée par les étages du 3ème au RDC Haut :**

✓ $G = \text{poids propre} + \text{retombée des poutres} = 5.35 t$

✓ $Q = 0,15 \times 9.13 = 1.385 t$

2.2.1. Démarche de calcul :

Pour chaque niveau on a calculé l'effort normal ultime N_u à l'aide de la combinaison des charges :

$$N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

En se basant sur le résultat de cette relation, on a pré-dimensionné les sections des poteaux avec de la relation : $a \times b \geq Nu/12$ où a et b les deux dimensions planes du poteau.

Les sections des poteaux étant déterminées, on a calculé les poids propres de ces derniers.

Ensuite on a calculé les totaux des charges permanentes (y compris les poids propres des poteaux) et des charges d'exploitation.

Enfin tout ce travail est fait en vue de calculer l'effort normal au pied du poteau inférieur du rez-de-chaussée afin de pouvoir dimensionner la semelle isolée.

PB13	Charge permanente G (t)		Charge d'exploitation Q (t)		Nu (MN)	Ns (MN)
	Partielle	Cumulée	Partielle	Cumulée		
Ph 4	6.220	6.220	1.370	1.370	10.452	7.590
Ph 3	5.350	11.570	1.385	2.755	19.752	14.325
Ph 2	5.350	16.920	1.385	4.140	29.052	21.060
Ph 1	5.350	22.270	1.385	5.525	38.352	27.795
Ph RdC	5.350	27.620	1.385	6.910	47.652	34.530
Total	G	27.620	Q	6.910	47.652	34.530

2.2.2. Dimensionnement du poteau PB13 :

Au niveau du rez-de-chaussée l'effort normal est de $Nu = 47.7 t$. Le pré-dimensionnement donne une section carrée de béton de côté : $a = \sqrt{\frac{Nu}{14.17}} = 18.3 cm$

On prend alors le minimum sismique: $a = 25 cm$.

On calcule le poids propre du poteau : $P_{poteau} = 0.468 t \rightarrow Nu = 50.17 t$

On vérifie alors la section du poteau. Alors : $a = \sqrt{\frac{Nu}{14.17}} = 18.8 cm$

- **Longueur de flambement :**

Sous l'hypothèse d'un poteau *encastré* dans la semelle, la longueur du flambement est donnée par :

$$Lf = 0,7 \times h$$

Avec : h hauteur du poteau, dans notre cas $h = 3.2m$ donc $Lf = 0,7 \times 3 = 2,24m$

- **Elancement du poteau :**

L'élancement d'un poteau rectangulaire de petit côté a est donné par la formule suivante :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{Lf}{a}$$

Dans notre cas : $\lambda = 31$

- **Coefficient α :**

$$\checkmark \alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\checkmark \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\text{On a: } \lambda = 31 \leq 50 \rightarrow : \alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \times \left(\frac{31}{35}\right)^2} = 0,734$$

- **Section d'acier :**

La section d'acier nécessaire pour reprendre une partie de l'effort de compression N_u est donnée par : $A_s = \max \left(A_{\min}, \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B r \times f_c 28}{0,9 \times 1,5} \right) \times \frac{y_s}{f_e} \right)$

$$A_s = -6,81 \text{ cm}^2 \leq 0$$

A_{\min} étant la section minimale exigée par le règlement, celle-ci est donnée par :

$$A_{\min} = \max (0,2\%B, 4\text{cm}^2/\text{ml de périmètre})$$

$$A_{\min} = 4 \text{ cm}^2 ; A_{\max} = 0,05 * 25^2 = 31,25 \text{ cm}^2.$$

On prend alors $A_s = 4\text{cm}^2$ i.e **4HA12**

2.2.2. Semelle sous poteau PB13 :

L'effort apporté par le poteau est de $Nu = 0,502 MN$.

Un pré-dimensionnement de la semelle donne :

- $A = \sqrt{\frac{Nu}{\sigma_s}} = 1,58m$ donc on peut prendre $A=1,65m$.
- $H \geq \frac{A-a}{4} + 5cm = 0,40m$

N.B : On calcule le poids propre de la semelle et on revérifie la contrainte du sol.

- **Ferraillage de la semelle :**

- Poids propre de la semelle : $P = 1,65^2 \times 0,40 \times 2,5 = 2,72t$
- Poids des terres : $Pt = 1,8 \times (1,65^2 - 0,25^2) \times (1,2 - 0,40) = 2,02t$
- Poids total : $Nu = 50,17 + 1,35 \times (2,72 + 2,02) = 56,57t$

$$Ns = 34,53 + 2,375 + 2,72 + 2,02 = 41,64t$$

La section du ferraillage est donnée par :

$$A = \frac{N \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

- A l'ELU la contrainte admissible de l'acier est : $\sigma_s = 434 MPa$
- A l'ELS, la fissuration étant préjudiciable, la contrainte de l'acier égale à : $\sigma_s=202 MPa$.

Ainsi :

$$A_{ELU} = 6,11 cm^2 \quad \text{et} \quad A_{ELS}=9,75 cm^2$$

D'où la semelle dimensionnée en ELS avec **5HA16** soit une section totale de **10,05 cm²** dans les deux sens.

Calcul sismique type

1. Vérifications de la régularité :

L'application de la méthode statique équivalente nécessite que le bâtiment satisfasse un certain nombre de conditions citées dans le RPS (article 6.2.1.2).

- ✚ La hauteur de notre bâtiment ne dépasse pas les 60m
- ✚ La période fondamentale T dans les deux sens est bien inférieure à 2 secondes.

1.1. Régularité en plan :

- **Forme en plan :**

Le bâtiment est symétrique et la répartition de la masse et de la rigidité est symétrique aux axes principales de bâtiment (voir plan).

- **Parties saillantes et rentrantes.**

On a deux parties saillantes dans le sens X mais on a leur dimension est inférieure à 0.25 fois la dimension suivant X :

$$1.3 \times 2 < 0.25 \times 22 = 5.5m$$

- **Distance entre centre de masse et centre de rigidité.**

Cette distance doit satisfaire ces deux conditions :

- ✚ Condition N°1 : $e_x \leq 0.2 \times r_x$

- ✚ Condition N°1 $e_y \leq 0.2 \times r_y$:

Avec :
$$r^2 = \frac{\text{raideur torsion}}{\text{raideur translation}}$$

Et
$$e_x = \frac{\sum I_{y_i} \times x_i}{\sum I_{y_i}} \quad e_y = \frac{\sum I_{x_i} \times y_i}{\sum I_{x_i}}$$

Puisqu'on a : $e_x = 0$ et $e_y = 0$, cette condition est vérifiée.

- **Elancement du bâtiment :**

$$L=22m \quad B=12m \quad \text{Donc } L/B=1.83 < 3,5$$

D'où les critères de régularité en plan sont bien vérifiés.

1.2. Régularité en élévation :

- Variation de la rigidité et de la masse entre deux étages successifs :

Les étages étant identiques donc le problème de variation ne se pose pas.

2. Hypothèses de calcul :

	<i>Zone</i>	<i>Classe</i>	<i>site</i>	<i>Période</i>		<i>Amplification dynamique</i>		<i>Facteur de comportement</i>
<i>Paramètre</i>	A	I	S	T=0,09*H/racine(L)		D		K
<i>Valeur</i>	<i>Zone</i> I	<i>Classe</i> II	<i>Site</i> 1	T_x	T_y	D_x	D_y	Contreventement par voile
	0,01	1	1	0.288	0.390	2,5	2,5	1,4

2.1. Poids du bâtiment

Le bâtiment est R+4 à usage d'habitation et de commerce fait de dalles à hourdis 12+4.

- ▲ Charges permanentes étage courant :

<i>Charge</i>	<i>Valeur (Kg/m²)</i>
<i>Poids de la dalle</i>	235
<i>Revêtement</i>	200
<i>Cloison de distribution</i>	75
<i>Total</i>	505

- ▲ Charges permanentes terrasse :

<i>Charge</i>	<i>Valeur (Kg/m²)</i>
<i>Poids de la dalle</i>	230
<i>Forme de pente & enduit</i>	250
<i>Complexe étanchéité</i>	10
<i>Protection</i>	110
<i>Total</i>	600

▲ Charges d'exploitation :

- $Q=150 \text{ Kg /m}^2$ dans l'ensemble du bâtiment.
- $Q=250 \text{ Kg /m}^2$ dans les couloirs et sur les escaliers.

Ainsi le poids du bâtiment est estimé à : $W=1271t$

- Evaluation de l'effort sismique :


$$V = \frac{AISDW}{k}$$


$$V = 22.7 \text{ T}$$

3. Répartition de l'effort sismique :

3.1. Répartition sur les éléments de contreventement :


- Centre de masse du bâtiment :

 $X_0=11m$

 $Y_0=4.71m$

- Excentricité:

L'excentricité est définie comme étant la distance entre le centre de torsion et celui de masse.

 Suivant l'axe Y:

Etant donné que le bâtiment présente une symétrie suivant ce sens le sens de torsion et de masse sont sur le même axe. Donc l'excentricité $d=0$.

 Suivant l'axe X:

Suivant cet axe, l'excentricité est donnée par la différence des coordonnées de centre de masse et de centre de torsion

On obtient : $d=1,39m$.

• **Excentricité additionnelle (effet de torsion) :**

Vu le fait que les masses ne sont pas uniformément réparties sur la superficie de chaque étage, et que les valeurs et positions des charges d'exploitations ne sont maitrisables, le règlement prévoit une excentricité additionnelle pour tenir en compte de cet effet. Celle-ci est donnée par :

✚ $\epsilon_1 = 0,05 * L + 0,5d$

✚ $\epsilon_2 = 0,05 * L$

	<i>L</i>	<i>d</i>	ϵ_1	ϵ_2
<i>Séisme suivant l'axe X</i>	22	0	1.1	1.1
<i>Séisme suivant l'axe Y</i>	12	1,39	1.29	0.60

• **Données des voiles :**

	V1	V2	V3	V4	V5
b (cm)	16	16	16	16	16
L (m)	3.5	3.5	4.35	4.95	4.95
voile // à	X	X	Y	Y	Y
Inertie	0.571	0.571	1.097	1.617	1.617

• **Répartition sur les éléments de contreventement :**

Pour répartir la force sismique sur chaque élément *i* de l'étage *j* on utilise la formule suivante :

$$F_i = \max\left(V \times \left(\frac{I_i}{\sum I_i} + \frac{I_i \times x_i \times d'}{\sum I_i \times x_i^2}\right); V \times \left(\frac{I_i}{\sum I_i} + \frac{I_i \times x_i \times d''}{\sum I_i \times x_i^2}\right)\right)$$

	V1	V2	V3	V4	V5
Fi	11.35	11.35	5.75	18.23	18.23

3.2. Répartition verticale:

L'effort appliqué sur chaque étage est donné par :

$$F_i = V \times (W_i \times h_i) / (\sum_{k=1}^5 W_i \times h_i)$$

	V1	V2	V3	V4	V5
RDC	0.757	0.757	0.383	1.215	1.215
Etage n°1	1.513	1.513	0.767	2.430	2.430
Etage n°2	2.270	2.270	1.150	3.645	3.645
Etage n°3	3.026	3.026	1.533	4.860	4.860
Etage n°4	3.783	3.783	1.917	6.075	6.075

4. Dimensionnement des voiles :

Les méthodes de calcul décrites ci-dessous sont valables pour les murs en béton armé qui répondent aux conditions suivantes :

- Longueur du voile est supérieure à 5 fois son épaisseur,
- $F_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$,
- Elancement $\lambda \leq 80$.

4.1. Dimensionnement en statique :

A l'état limite ultime les voiles sont dimensionnés en compression simple. A l'image du calcul des poteaux on suit l'algorithme suivant :

- **Longueur de flambement d'un voile en béton armé :**

Si on pose k comme étant le coefficient de flambement telle que : $L_f = k \cdot L$

- L_f : longueur du flambement et
- L : longueur libre du voile

<i>Liaison du voile</i>		<i>Valeur de k</i>
<i>Mur encastré</i>	<i>Plancher de part et d'autre</i>	0,8
	<i>Plancher d'un seul côté</i>	0,85
<i>Mur articulé</i>		1

Tableau 10: Valeur du facteur de flambement pour un voile en béton armé

- **Elancement :**

Pour un voile rectangulaire en béton armé (le plus utilisé) d'épaisseur a l'élancement est donné par :

$$\lambda = \frac{Lf\sqrt{12}}{a}$$

- **Calcul du coefficient α :**

- $\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 * (\frac{\lambda}{35})^2)$ si $\lambda \leq 50$
- $\alpha = 0,6 * (\frac{50}{\lambda})^2$ si $50 \leq \lambda \leq 80$

- **Section d'acier :**

La section des armatures verticales à mettre en place pour reprendre les charge verticales (permanentes et d'exploitation) dans une bande de longueur d du voile est donnée par :

$$A_s = (N_u / \alpha - B_r * f_{c28}) * \gamma_s / f_e$$

- $B_r = d * (a - 0,02)$
- N_u est l'effort normal appliqué sur la bande considérée.

- **Vérification du flambement :**

Un voile soumis uniquement à un effort de compression est stable vis-à-vis du flambement si :

$$N_u \leq 0,7 * P_n$$

Avec P_n est l'effort normal nominal du voile donné par :

$$P_n = 0,55 * f_{bc} * A_b * (1 - (\frac{k * h}{32a})^2)$$

- f_{bc} contrainte admissible du béton
- A_b section brute du voile
- k coefficient du flambement
- h hauteur de l'étage
- a épaisseur du voile.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Selon l'*Eurocode 8*, la stabilité à l'effort tranchant d'un voile est assurée si :

$$\tau = \frac{1,5 \cdot V}{ad} \leq 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

- *d* : hauteur utile du voile en générale elle prise égale à $0,9 \cdot h$
- *V* : effort tranchant à la base du voile.

- **Ferraillage minimal**

Le ferraillage minimal donné par le **RPS 2000** qui est égal à :

$$\rho_v = \rho_h = 0,2\%$$

Le calcul à l'ELU montre que le voile sera dimensionné par le ferraillage minimal donné par le RPS 2000.

- **Espacement des barres :**

L'article 7.3.1.4.3 du RPS 2000 définit l'espacement des barres verticales et horizontales par :

$$s = \min(30\text{cm}, 1,5e) \text{ en zone courante,}$$

$$s = \min(20\text{cm}, 1,5e) \text{ en zone critique.}$$

Avec *e* est l'épaisseur du mur.

Alors on a les valeurs suivantes de ferraillage :

	b (cm)	L (m)	As.min (RPS)	As/face	As/ml	e (cm)	Barres
V1	16	3.5	11.20	5.60	1.60	18	Maillage de barres HA6 ; e=18cm
V2	16	3.5	11.20	5.60	1.60	18	Maillage de barres HA6 ; e=18cm
V3	16	4.35	13.92	6.96	1.60	17	Maillage de barres HA6 ; e=17cm
V4	16	4.95	15.84	7.92	1.60	17	Maillage de barres HA6 ; e=17cm
V5	16	4.95	15.84	7.92	1.60	17	Maillage de barres HA6 ; e=17cm

Tableau 11: Ferraillage de la partie courante du voile

4.2. Dimensionnement à l'état accidentel :

Pour un souci de simplification, on néglige les charges verticales qui ont un rôle stabilisateur (on va dans le sens de sécurité) et on considère que chaque voile se comporte de la même manière qu'une poutre console soumise à une flexion pure. Ainsi, la section d'acier nécessaire pour reprendre l'effort sismique est donnée par la formule suivante :

$$A_s = M / (z * f_s)$$

- **M** moment résultant en bas du voile.
- **z** : le bras de levier (distance entre l'axe neutre et le centre des barres tendues)
 $z = 0,8 * d * (1 - 0,4 * \alpha)$; $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})$; $\mu = \frac{M}{ad^2 * fbc}$
- **f_s** : contrainte admissible de l'acier $f_s = f_e / \gamma_s = 500 / 1 = 500$ MPa.

Remarques importantes:

Comme le séisme peut venir dans un sens comme dans le sens inverse il suffit de faire les calculs du ferrailage d'un côté (le plus défavorable) et mettre les mêmes barres pour le côté inverse par symétrie de l'effet sismique.

	b (cm)	L (m)	M_{Etage4}	As	M_{Etage3}	As	M_{Etage2}	As	M_{RDC}	As	As minimal
V1	16	3.5	11.35	0.66	31.78	1.84	59.01	3.44	124.84	7.37	11.20
V2	16	3.5	11.35	0.66	31.78	1.84	59.01	3.44	124.84	7.37	11.20
V3	16	4.35	5.75	0.27	16.10	0.75	29.90	1.39	63.26	2.95	13.92
V4	16	4.95	18.23	0.74	51.03	2.08	94.78	3.89	200.49	8.30	15.84
V5	16	4.95	18.23	0.74	51.03	2.08	94.78	3.89	200.49	8.30	15.84

Tableau 12: Ferrailage des voiles

On remarque que toutes les valeurs de ferrailage calculées sont inférieures à la section minimale d'acier prescrite par le règlement RPS 2000, qui est de 0.2%. Ce qui donne un ferrailage identique pour tous les étages. Le ferrailage adopté donc est :

V1	6 HA	14	+	2 HA	12
V2	6 HA	14	+	2 HA	12
V3	6 HA	16	+	2 HA	12
V4	6 HA	16	+	2 HA	14
V5	6 HA	16	+	2 HA	14

Tableau 13: Ferrailage des raidisseurs.

- **Dimensionnement du chaînage horizontal (liaison avec la dalle):**

Afin d'assurer la liaison entre le voile et la dalle on met en place un chaînage horizontal. Le RPS prévoit une section minimale de 3 cm² soit 4HA10.

5. Dimensionnement des fondations sous les voiles :

Les fondations sont des éléments très importants dans le calcul de sismique : ce sont les éléments d'ancrage de la structure dans le sol. L'expérience a montré que des bâtiments dont les semelles sont étudiées de façon sommaire ont un comportement beaucoup plus défavorable que ceux correctement étudiées.

On note:

- **M** : moment de flexion total
- **N** : effort normal appliqué au pied du voile du rez-de-chaussée $N=G+0,2Q$
- **e** : excentricité avec $e=\frac{M}{N}$
- **S** : section de contact de la semelle avec le sol
- σ_{\max} : contrainte maximale exercée sur le sol.
- σ_{\min} : contrainte minimale exercée sur le sol.
- **T** : effort tranchant à la base du voile du rez-de-chaussée
- **L** : longueur de la semelle
- **b** : largeur de la semelle

5.1. Stabilité de la semelle sous un voile :

Les réactions du sol sous une semelle filantes sont déterminées comme suit :

- Si $e \leq L/6$ la section de la semelle est entièrement comprimée (diagramme de contrainte trapézoïdale, voir figure ci-après)

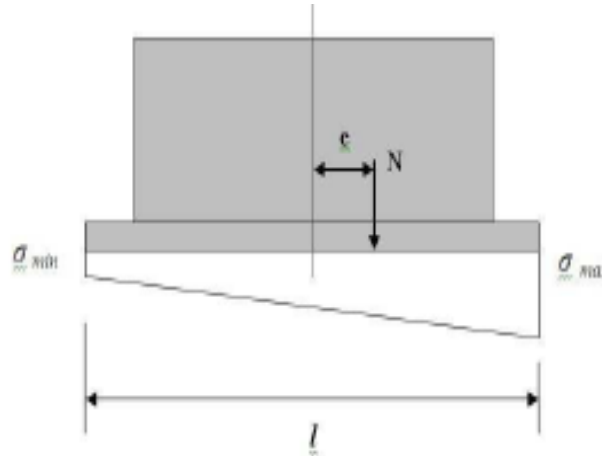


Figure 20 : Diagramme de contraintes (Semelle entièrement comprimée)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \left(1 + 6 \frac{e}{L} \right) \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{S} \left(1 - 6 \frac{e}{L} \right)$$

- Si $e \geq L/6$ une partie de la semelle est soulevée. on impose que pas plus de 70% de semelle soit soulevée.

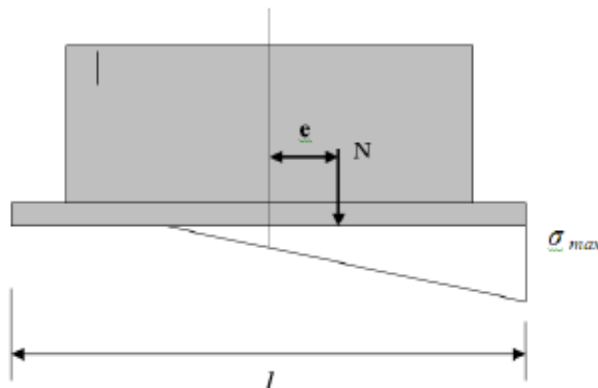


Figure 21 : Diagramme de contraintes (Semelle partiellement comprimée)

- La longueur de la partie comprimée est donnée par :

$$L' = 3 \left(\frac{L}{2} - e \right)$$

- La contrainte maximale de compression est donnée par :

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{3\left(\frac{L}{2} - e\right)b}$$

Remarque :

Dans les deux cas on doit avoir : $\sigma_{\max} \leq 2 \times \sigma_{\text{sol}} = 4\text{bars}$.

5.2. Ferrailage de la semelle:

- Armatures longitudinales :**

Etant donné que le séisme n'a pas de sens préférentiel, le diagramme de contrainte vu précédemment peut être inversé en considérant un effort sismique provenant du sens contraire. Donc, pour bien dimensionner les semelles, on peut supposer un diagramme rectangulaire de valeur:

- d : la valeur du débordement longitudinal de la semelle par rapport au voile.
- h : la hauteur de la semelle avec : $h \geq \frac{b-a}{4}$

On assimile cette partie de la semelle à une poutre console :

- Le moment maximale est donnée par :

$$M_{\max} = \sigma_{\max} \frac{d^2}{2}$$

Et la section d'acier à mettre en place est donnée par :

$$A_s = M_{\max} / (z * f_s)$$

- Armatures transversales :**

La section d'armature dans le sens perpendiculaire au voile est déterminée à l'état limite ultime par la formule suivante (méthode des bielles) :

$$A_s = \frac{N*(b-a)}{8d*f_s}$$

Telle que :

- **N** : effort normal ultime $N_u=1,35G+1,5Q$; ou $N=N_s$ effort normal à l'ELS.
- **b** : largeur de la semelle
- **a** : épaisseur du voile
- **d** : hauteur utile de la semelle $d=0,9*h$
- **fs** : contrainte admissible de l'acier. $f_s=500$ MPa à l'ELU et $f_s=202$ mMPa à l'ELS.

	B	A	h	//A		//B	
				Barre	e (cm)	Barre	e (cm)
SF1	0.8	6.5	0.7	HA 20	24	HA 8	32
SF2	0.8	6.5	0.7	HA 20	24	HA 8	32
SF3	0.6	6.35	0.7	HA 16	26	HA 8	32
SF4	1	7.35	0.7	HA 16	23	HA 8	32
SF5	1	7.35	0.7	HA 16	23	HA 8	32

Tableau 14: Ferrailage de la semelle sous le voile.

Comparaison des variantes

1. Objectif

Après avoir détaillé la méthode de calcul des sollicitations et des ferrailages des éléments de la structure dans la zone ① site ① vient la seconde étape qui concerne l'exploitation de ces résultats. En effet, cette partie vise à comparer – économiquement - les différentes variantes de contreventement et de planchers dans les zones sismiques où ces variantes sont acceptables. Cette comparaison concernera dans un premier temps le système de contreventement choisi. Dans un deuxième temps on abordera la comparaison entre système de planchers.

2. Comparaison de système de contreventement

2.1. Contreventement par voiles

2.1.1. Métré des éléments types

On se limitera aux détails des quantités d'aciers. Les quantités de béton seront ajoutées au métré final du bâtiment.

- Poteau RDC : 25x25

Dispositions sismiques :

La longueur de la zone critique est donnée par :

$$L_c = \text{Max} (h_e/6, h_c, 45\text{cm}) \text{ avec } h_e = 320 \text{ cm}, h_c = 25 \text{ cm} \rightarrow L_c = 53 \text{ cm}$$

L'espacement en zone critique:

$$s \leq \text{Min} (8\phi_L, 0,25 \times bc, 15 \text{ cm}) = 6,25\text{cm} \text{ Pour un poteau de } 25 \times 25.$$

En zone courante:

$$s \leq \text{Min} (12 \phi_L, 0,5 \times bc, 30 \text{ cm}) = 12,5 \text{ cm pour un poteau de } 25 \times 25.$$

	Nombre	Masse (kg)
Barres principales	4HA 12 de 3.2m	11.36
Cadres	36HA 6 de 0,8m	6.56
attentes	4HA 12 de 0,6m	1.78
Total		19.70

Tableau 15 : Quantitatif acier d'un poteau type

- Poutre Etage courant (25x40)

Le RPS définit la zone critique d'une poutre la zone de longueur $1,5 \times d$ (d étant la hauteur utile du de la poutre) à partir du nu des appuis :

$$L_c = 1,5 \times 0,37 = 0,55m \text{ De part et d'autre de la poutre.}$$

Pour les structure de ductilité ND1 et ND2 (notre cas) l'espacement maximal des barres de cisaillement ne doit pas excéder à : $s \leq \text{Min}(8\phi_L, 24\phi_T, 0,25h, 20 \text{ cm})$

ϕ_T et ϕ_L , étant respectivement le diamètre des barres transversales et longitudinales.

	Nombre	Masse (kg)
Barres principales	3HA 12 de 3.2m	8.52
Chapeaux	2HA 10 de 1.05m	1.70
Cadres	25HA 6 de 1m	5.63
Total		15.86

Tableau 16 : Quantitatif acier d'une poutre type

2.1.2. Coût des différents éléments de la structure

	Zone 1			Zone 2	
	Site 1	Site 2	Site 3	Site 1	Site 2
Poteaux	80 277 DH	80 277 DH	80 277 DH	80 277 DH	80 277 DH
Poutres	140 622 DH	140 622 DH	140 622 DH	158 762 DH	170 293 DH
Longrines	33 364 DH	33 364 DH	33 364 DH	33 364 DH	33 364 DH
Voiles	94 873 DH	94 873 DH	94 873 DH	105 309 DH	117 073 DH
semelles filantes	16 303 DH	16 303 DH	16 303 DH	18 422 DH	19 939 DH
semelles isolées	55 259 DH	55 259 DH	55 259 DH	55 259 DH	55 259 DH
Total	420 699 DH	420 699 DH	420 699 DH	451 395 DH	476 206 DH

Tableau 17 : Coût des éléments de la structure (variante voiles)

Remarque : on se limitera juste aux zones et sites mentionnées ci-dessus. En effet le contreventement par portique n'est plus possible au-delà de ces zones et sites : il est difficile d'augmenter les sections des éléments porteurs tout en respectant les contraintes architecturales.

2.2. Contreventement par portiques

	Zone 1			Zone 2	
	Site 1	Site 2	Site 3	Site 1	Site 2
Poteaux	110 381 DH	110 381 DH	110 381 DH	187 648 DH	204 205 DH
Poutres	156 529 DH	156 529 DH	156 529 DH	226 968 DH	262 969 DH
Longrines	37 696 DH	37 696 DH	37 696 DH	37 696 DH	37 696 DH
semelles isolées	77 286 DH	77 286 DH	77 286 DH	123 657 DH	132 932 DH
Total	381 893 DH	381 893 DH	381 893 DH	575 969 DH	637 802 DH

Tableau 18 : Coût des éléments de la structure (variante portiques)

Pour être plus précis dans les calculs et faire une comparaison exacte entre les deux variantes, on doit ajouter au coût de la variante portique le coût de la maçonnerie à mettre en place pour substituer les voiles, soit une surface totale de 318.44 m² de mur de 10 cm avec un coût total de 26 112 DH.

	Zone 1			Zone 2	
	Site 1	Site 2	Site 3	Site 1	Site 2
Total	408 005 DH	408 005 DH	408 005 DH	602 081 DH	663 915 DH

2.3. Comparaison de deux systèmes de contreventement

On conclut que la variante contreventée par portique est plus économique dans la zone ① pour tous les sites, du fait que certains éléments sont ferrailés par les sections minimales, et que les efforts sismiques sont faibles. En outre, même si on fait varier le site on obtient le même ferrailage du fait que la plupart des efforts donnent des sections inférieures aux sections minimales.

Pourtant, que dès qu'on passe en zone ②, le système de contreventement par portique n'est plus économique et représente un surplus de 33.38% en site 1 (39.24% en site 2) par rapport au système de contreventement par voile.

En tenant compte du coût du plancher, on constate que la variante portique réduit le coût du lot gros œuvres du bloc étudié de 1.91%.

3. Comparaison de système de planchers

En utilisant les prix déterminés auparavant des planchers étudiés, on obtient le coût total de la surface couverte de planchers du bloc J :

Type de plancher	Prix/m ²	Surface de plancher	Prix total
Plancher à entrevous en béton	216.90	1190	258 111 DH
Plancher à entrevous en polystyrène	273.50	1190	325 465 DH
Dalle pleine	181.66	1190	216 175 DH

3.1. Plancher à entrevous en béton

L'estimation de prix pour les éléments de structure de cette variante a été déjà présenté, on se restreindra à fournir les prix totaux

3.1.1. Variante I: (Contreventement par Voile).

Zone 1			
	Site 1	Site 2	Site 3
Total	678 809 DH	678 809 DH	678 809 DH

Zone 2			
	Site 1	Site 2	Site 3
Total	709 505 DH	734 316 DH	757 613 DH

Zone 3			
	Site 1	Site 2	Site 3
Total	769 840 DH	778 911DH	790 619 DH

3.1.2. Variante II: (Contreventement par portique).

Zone 1			Zone 2		
	Site 1	Site 2	Site 3	Site 1	Site 2
Total	666 116 DH	666 116 DH	666 116 DH	860 192 DH	922 026 DH

3.2. Plancher à entrevous en polystyrène

3.2.1. Variante I: (Contreventement par Voile).

On note que les totaux comprennent le coût du plancher.

	Zone 1		
	Site 1	Site 2	Site 3
Poteaux	80 277 DH	80 277 DH	80 277 DH
Poutres	125 576 DH	125 576 DH	125 576 DH
Longrines	33 364 DH	33 364 DH	33 364 DH
Voiles	94 873 DH	94 873 DH	94 873 DH
semelles filantes	16 303 DH	16 303 DH	16 303 DH
semelles isolées	44 926 DH	44 926 DH	44 926 DH
Total	720 784 DH	720 784 DH	720 784 DH

	Zone 2		
	Site 1	Site 2	Site 3
Poteaux	80 277 DH	80 277 DH	80 277 DH
Poutres	140 268 DH	143 533 DH	145 668 DH
Longrines	33 364 DH	33 364 DH	33 364 DH
Voiles	98 952 DH	103 127 DH	107 396 DH
semelles filantes	16 808 DH	17 624 DH	18 276 DH
semelles isolées	44 926 DH	44 926 DH	44 926 DH
Total	740 061 DH	748 316 DH	755 372 DH

	Zone 3		
	Site 1	Site 2	Site 3
Poteaux	80 277 DH	80 277 DH	80 277 DH
Poutres	146 672 DH	147 551 DH	149 058 DH
Longrines	33 364 DH	33 364 DH	33 364 DH
Voiles	111 191 DH	113 468 DH	114 891 DH
semelles filantes	18 765 DH	19 091 DH	19 450 DH
semelles isolées	44 926 DH	44 926 DH	44 926 DH
Total	760 660 DH	764 142 DH	767 431 DH

3.2.2. Constat :

Les résultats montrent qu'à partir de la zone ② site ③, le plancher à entrevous en polystyrène devient une meilleure solution en comparaison avec le plancher à entrevous en

béton avec un gain variant de 0.3% (zone② site③) à 3.02% (zone③ site③) du coût total du lot gros œuvres.

Ainsi peut-on constater que le surplus du poids apporté par le plancher à entrevous en béton devient conséquent sur le coût de la structure pour les zones à sismicité élevée.

3.2.3. Variante II: (Contreventement par portique).

On note que les totaux comprennent le coût de la maçonnerie ainsi que celui du plancher.

	Zone 1			Zone 2	
	Site 1	Site 2	Site 3	Site 1	Site 2
Poteaux	110 381.28 DH	110 381.28 DH	110 381.28 DH	171 090.99 DH	185 440.56 DH
Poutres	153 398.77 DH	153 398.77 DH	153 398.77 DH	202 486.38 DH	227 030.19 DH
Longrines	37 695.97 DH	37 695.97 DH	37 695.97 DH	37 695.97 DH	37 695.97 DH
semelles isolées	71 103.04 DH	71 103.04 DH	71 103.04 DH	108 076.62 DH	115 897.95 DH
Total	724 156DH	724 156DH	724 156DH	870 927DH	917 642DH

3.2.4. Constat :

Le coût global du lot de gros œuvres diminue avec dans la zone② avec l'utilisation du plancher à entrevous en polystyrène. Néanmoins, malgré cette réduction au niveau du coût de la structure, la *variante II* ne représente pas une solution intéressante du fait que son coût reste assez élevé par rapport à la *variante I*.

3.3. Plancher dalle pleine

3.3.1. Variante I: (Contreventement par Voile).

	Zone 1		
	Site 1	Site 2	Site 3
Poteaux	80 277 DH	80 277 DH	80 277 DH
Poutres	173 528 DH	173 528 DH	173 528 DH
Longrines	33 364 DH	33 364 DH	33 364 DH
Voiles	94 873 DH	94 873 DH	94 873 DH
semelles filantes	16 303 DH	16 303 DH	16 303 DH
semelles isolées	77 197 DH	77 197 DH	77 197 DH
Total	691 718 DH	691 718 DH	691 718 DH

	Zone 2		
	Site 1	Site 2	Site 3
Poteaux	80 277 DH	80 277 DH	80 277 DH
Poutres	195 913 DH	210 142 DH	228 015 DH
Longrines	33 364 DH	33 364 DH	33 364 DH
Voiles	109 104 DH	118 686 DH	124 663 DH
semelle filantes	19 075 DH	20 232 DH	21 161 DH
semelle isolées	77 197 DH	77 197 DH	77 197 DH
Total	731 105 DH	756 074 DH	780 854 DH

	Zone 3		
	Site 1	Site 2	Site 3
Poteaux	80 277 DH	80 277 DH	80 277 DH
Poutres	241 204 DH	247 451 DH	257 515 DH
Longrines	33 364 DH	33 364 DH	33 364 DH
Voiles	130 071 DH	133 012 DH	134 909 DH
semelles filantes	22 351 DH	22 645 DH	22 841 DH
semelles isolées	77 197 DH	77 197 DH	77 197 DH
Total	800 640 DH	810 121 DH	822 279 DH

3.3.2. Constat :

On remarque que le choix de la dalle pleine dans la zone① est rentable en le comparant au choix du plancher à entrevous en polystyrène. Or, la solution optimale pour ce bloc est le plancher à entrevous en béton. Toutefois, l'utilisation de la dalle pleine pour les zones ②et③ est coûteuse.

On conclut alors que le meilleur choix pour ce bloc est :

- Le contreventement par portique avec plancher à entrevous en béton dans la zone①
- Le contreventement par voiles avec plancher à entrevous en béton dans la zone② pour les sites ①et②
- Le contreventement par voiles avec plancher à entrevous en polystyrène pour les autres zones et sites.

4. Résultats et recommandations

➤ Système de contreventement :

L'étude de système de contreventement a montré que le contreventement par portiques représente une solution intéressante dans la zone ①, alors que son utilisation dans les autres zones est en général coûteuse et doit être traitée pour le bâtiment en entier comme il dépend du système de planchers choisis ainsi que de la hauteur du bâtiment (nombres des étages).

Ainsi pour les bâtiments sociaux de hauteur moyenne (R+4, R+5 et R+6), on recommande d'utiliser les voiles dans les zones ② et ③ sauf si on est en présence des éléments de structures de rigidité importante (poteaux ou poutres de sections importantes). Cependant, ce système de contreventement devient onéreux dans la zone ①, du fait que c'est l'Etat Limite Ultime qui est dimensionnant et certains éléments sont dimensionnés avec les sections minimales d'acier.

➤ Système de planchers

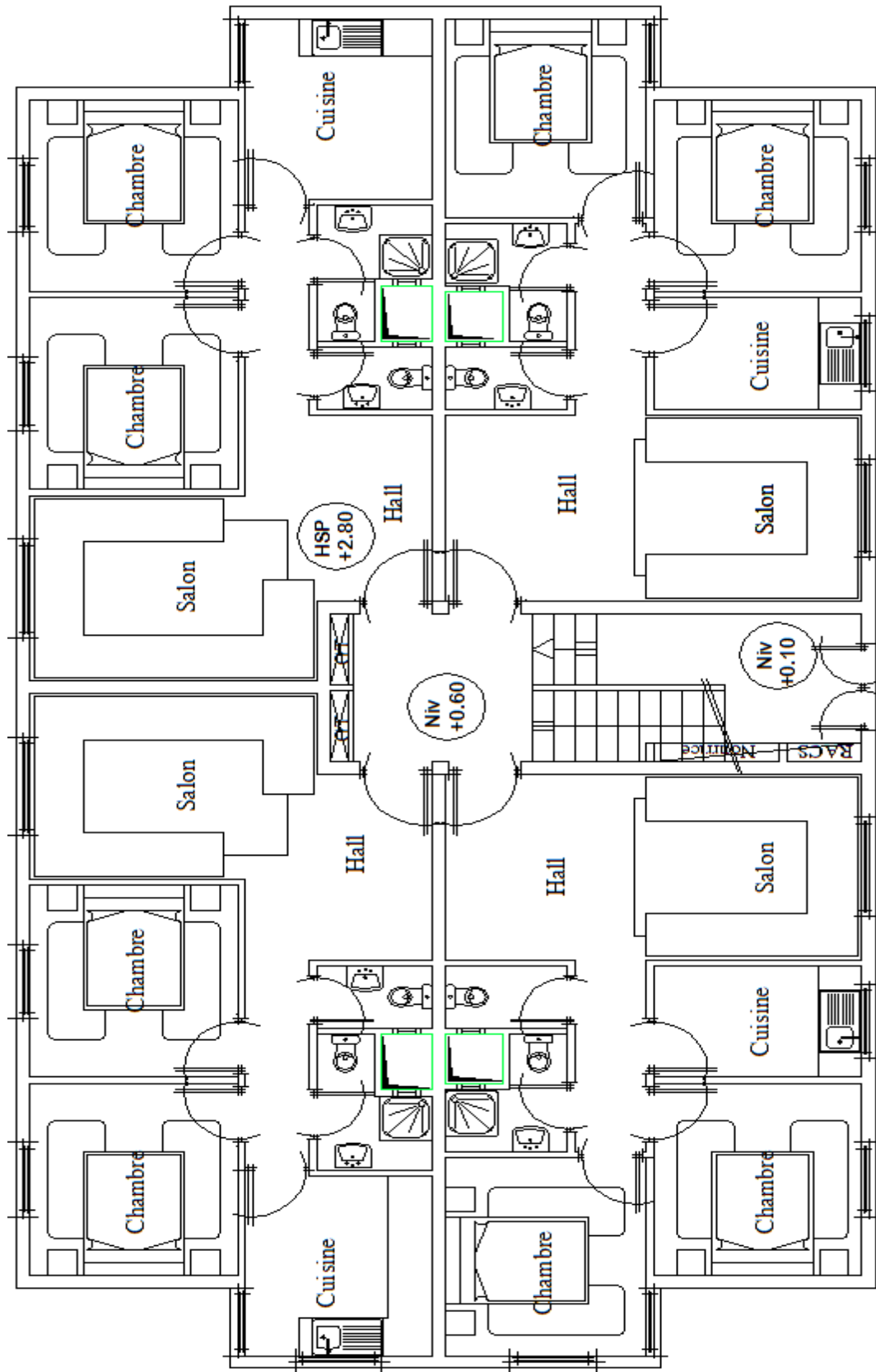
L'application des résultats de la partie étude de système de planchers au bloc J, montre que le plancher à entrevous en béton est la meilleure solution dans la zone ①. Alors que le plancher à entrevous en polystyrène est le plus performant – économiquement – pour les zones à sismicité élevée. Cela dit, la dalle pleine est à considérer dans la zone ① pour des bâtiments à nombre d'étages réduits puisqu'elle peut représenter une solution concurrentielle. En effet, dans cette zone le choix de la dalle pleine influe juste le dimensionnement des semelles – avec une petite majoration des coûts des poutres.

➤ Système de fondations

L'étude de système de fondation n'a pas été appliquée au cas traité : on a travaillé une portance de sol de 2 bars, ce qui favorise l'utilisation des semelles selon les résultats obtenus précédemment. Toutefois, l'analyse menée au cours de cette partie est indépendante des autres facteurs contrairement à l'étude de système de contreventement ou de système de plancher où il est nécessaire d'intégrer d'autres paramètres pour déterminer la solution la plus adéquate. Ainsi recommande-t-on d'opter pour un radier général si on est en présence de trames de portées moyennes et un sol de faible portance.

ANNEXE

Annexe 1 : plan architecte du Bloc J



Annexe 2 : justifications et vérifications dalle pleine :

a. Épaisseur « h » des dalles :

Les dispositions indiquées ci-après concernent les dalles rectangulaires telles que :

$$\frac{l_x}{50} \leq h \leq \frac{l_x}{30}$$

Ce qui permet en général de se dispenser des vérifications concernant l'état-limite de déformation prévues à l'article B.7.5 des Règles BAEL.

La valeur de « h » doit également permettre de satisfaire aux conditions relatives à :

- la résistance à l'incendie,
- l'isolation phonique,
- la sollicitation d'effort tranchant (BAEL A.5.2).

b. Armatures de flexion

Il convient de calculer d'abord les sections minimales dans chacune des deux directions afin de s'assurer ensuite que les sections A_x et A_y , déterminées à partir des sollicitations de calcul, sont bien supérieures à ces valeurs minimales.

- a. Section minimale des aciers (BAEL B 7.4)
 - Armatures parallèles au sens l_y : section $A_{y.min}$, diamètre ϕ_y :

$$A_{y.min} = 6 h$$

Avec : $A_{y.min}$ en cm^2/m et h : épaisseur de la dalle en m

- Armatures parallèles au sens l_x : section $A_{x.min}$, diamètre ϕ_x :

La section à réaliser doit être telle que la section correspondant à l_x soit au moins égale à :

$$\frac{(3-\alpha)}{2} A_{y.min} \text{ avec : } \alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

c. Armatures d'effort tranchant

Ces armatures ne sont pas nécessaires si (BAEL A.5, 22) à la fois :

- la dalle est bétonnée sans reprise dans toute son épaisseur,
- l'effort tranchant maximal par mètre de largeur de dalle V_u vérifiée (avec $\gamma_b = 1,5$ en général)

$$V_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} d f_{c28}$$

Avec : d hauteur utile et $\gamma_b = 1,5$ en général

Cette dernière condition peut fixer l'épaisseur « h » de la dalle car il faut dans toute la mesure du possible éviter les armatures d'effort tranchant.

Si ces deux conditions ne sont pas satisfaites, il convient d'appliquer les articles A.5.3, 12 (couture des reprises), A.5.2, 3 et A.5.1.2, 3 (armatures d'âme) des Règles BAEL.

6.1.1. Remarque

Pour l'évaluation des moments de flexion, certaines dalles appuyées sur leurs quatre côtés sont assimilées à des poutres-dalles ; il en est ainsi lorsque : $\frac{l_x}{l_y} \leq 0.4$

Les poutres-dalles continues sont calculées par application :

- Méthode forfaitaire (BAEL Annexe E.1)
- Méthode d'A. Caquot (BAEL Annexe E.2)

Annexe 3 : Méthode de calcul simplifiée Plancher-dalle :

Comme les chapiteaux sont d'usage peu courant et qu'en bâtiment les charges d'exploitation sont modérées, on pourra utiliser la méthode simplifiée suivante qui dispense d'un calcul fastidieux.

5.4.1. Conditions d'application :

- La structure est contreventée par ailleurs (voiles, palées de contreventement (en bâtiment),...)
- Il existe au moins deux travées dans chaque direction
- Les charges d'exploitation ne dépassent pas les deux tiers des charges permanentes
- Les dimensions des poteaux ne dépassent pas le quart de la portée adjacente la plus faible dans la même direction
- Les rapports des portées de deux travées consécutives sont compris entre 0.5 et 2
- Les portées sont prises entre axes des poteaux

5.4.2. Méthode de calcul

Chaque bande générale de la figure 66 est calculée comme une dalle continue (méthodes des trois moments, de Caquot ou des règles forfaitaires) avec des chargements par travées entières ($1.35g + 1.5q$ pour les règles forfaitaires).

Les poteaux de rive devront être capables de reprendre :

$0.2 M_0$, si la largeur de poteau est inférieure à deux fois l'épaisseur de la dalle

$0.4 M_0$, dans le cas contraire (poteau raide)

M_0 représente le moment isostatique de la travée considérée dans le sens étudié : $M_0 = \frac{pL_y L_x^2}{8}$ dans la direction Ox par exemple.

Dans le cas d'application des règles forfaitaires qui dispense d'étudier les cas de travées chargées-déchargées, on vérifiera en outre que les moments sur appuis sont au moins égaux à la moitié des moments isostatiques de chacune des deux travées adjacentes.

5.4.3. Découpage des bandes générales en bandes sur appuis et en bandes en travées

Chaque bande générale comprise entre deux files de poteaux, est découpée en:

- Deux demi-bandes sur appuis de largeur $L'_{ya} = 1.5 \left(\frac{b}{2} + h\right)$ chacune, pour l'évaluation de la résistance de la dalle aux moments sur appuis
- Une bande en travée de largeur $L'_{yt} = L'_{ya} + \frac{L_x}{10}$ pour l'évaluation de la résistance de la dalle aux moments en travée.

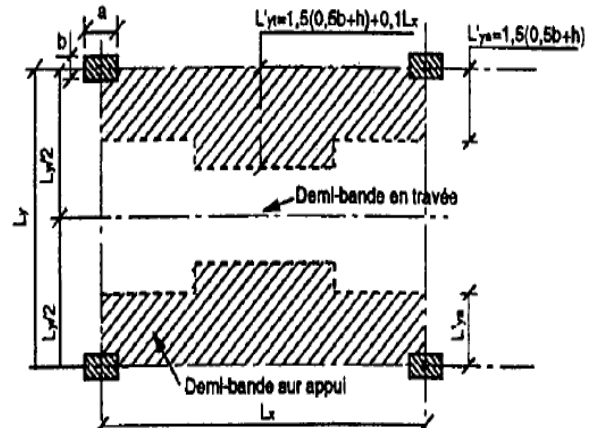


Figure 22 : Bande d'appui et bande centrale

On devra vérifier que ces valeurs ne dépassent $0.25 L_y$, sauf pour les panneaux très allongés ($L_x > 2L_y$), où la limite est portée à $0.3 L_y$.

5.4.4. Répartition des moments globaux et aciers

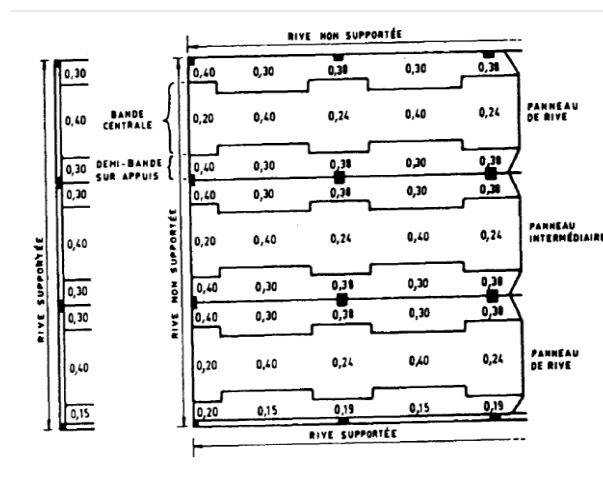


Figure 23 : Répartition des moments sur appuis et bandes en travées

Les moments calculés pour une bande générale, de largeur $\frac{L_{yi} + L_{yi+1}}{2}$, sont à répartir suivant les bandes sur appuis et les bandes en travée pour tenir compte de la transmission des charges vers les poteaux par les parties des dalles les moins déformables.

On considère une rive comme supportée, lorsqu'elle repose sur un mur, un voile ou sur une poutre dont la hauteur totale est d'au moins deux fois l'épaisseur de la dalle. La répartition des armatures découle de la répartition des moments. Elle est uniforme dans chaque bande. Le pourcentage minimum des aciers tendus est de 0.1%. Toutes les dispositions décrites ci-dessus s'appliquent dans les deux directions. Pour les rives en porte-à-faux, la répartition des moments entre bandes de rives et bandes de poteaux, est effectuée conformément aux dispositions de la figure ci-contre.

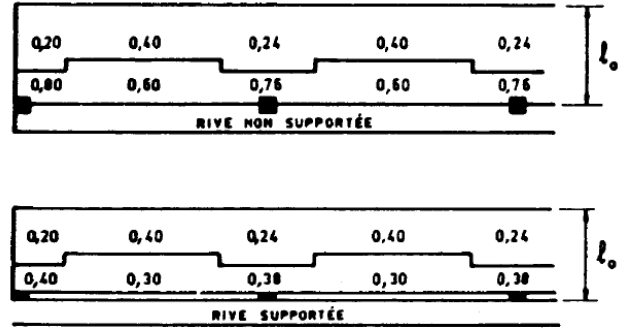


Figure 24 : Répartition des moments en rives

5.4.5. Vérification à l'effort tranchant

On procède à une vérification au droit des poteaux et dans les deux directions.

On admet de prendre la moitié de l'effort tranchant dans chaque direction. Ainsi, au nu du poteau suivant la coupe II figure 70, l'effort tranchant, pour une charge répartie, vaut :

$$V = 0.5 p \left(\frac{L_x}{2} - \frac{a}{2} \right) \left(\frac{L_{y1}}{2} + \frac{L_{y2}}{2} \right)$$

Les règles BAEL majorent légèrement cette valeur, du fait du caractère approché de la méthode, en ajoutant la longueur b à l'intérieur de la dernière parenthèse pour donner :

$$V''_{OU} = p (L_x - a)(L_{y1} + L_{y2} + 2 b)/8$$

La vérification est réalisée si : $V''_{OU} \leq 0.05 f_{c28}(b + h)d/\gamma_b$ en supposant un épanouissement à 45° de la largeur b du poteau.

On procède de même pour le sens Oy .

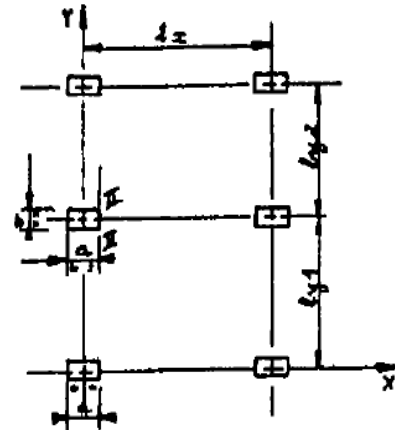


Figure 25 : Calcul de l'effort tranchant

Annexe 4 : justification et calcul dalle à entrevous :

- Les poutrelles préfabriquées doivent être justifiées, en phase de construction compte tenu de leurs dispositifs d'étalement. Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on admet couramment de ne pas tenir compte de ces phases de construction dans la justification de l'ouvrage terminé. Pour la justification des poutrelles préfabriquées en phase de construction, on considère l'effet des poids des ouvriers, des matériaux (en place ou avant régalage) et des appareils de service.
- Les justifications d'effort tranchant dans la poutrelle sont à effectuer conformément aux prescriptions des articles A.5.1. et B.6.7. du BAEL, en tenant compte uniquement des dimensions de la section de la poutrelle.
- Dans tous les cas, même si les planchers sont calculés comme s'ils reposaient sur des appuis simples, c'est-à-dire pour un moment maximal en travée égal à M_0 , des armatures supérieures doivent être disposées sur appuis pour équilibrer un moment égal à $0,15 M_0$.
- Les armatures inférieures doivent être suffisantes pour équilibrer au nu de l'appui, un effort de traction qui, sauf justification particulière, est pris égal à l'effort tranchant, et être ancrées pour cet effort (A.5.1,312.).
- Pour calculer les flèches des poutrelles de planchers à entrevous, on peut utiliser les méthodes indiquées pour les poutres à l'article B.6.5. Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires pour tenir compte du supplément de rigidité résultant de la présence des entrevous, il est loisible d'appliquer à la valeur calculée de la flèche totale une réduction forfaitaire de vingt pour cent pour $h \leq 20$ cm et de dix pour cent pour $h \geq 30$ cm avec interpolation linéaire entre les deux valeurs en fonction de h . L'attention des constructeurs est appelée sur les trois points suivants:
 - ✚ Il convient d'être prudent en ce qui concerne les effets des liaisons avec les éléments voisins (par exemple, continuité sur appui, solidarisation transversale entre poutrelles)
 - ✚ Il faut extrapoler avec circonspection les résultats des mesures de flèches faites sous charges rapidement croissantes à la détermination des déformations probables sous charges permanentes ou de longue durée ;

- ✚ Lorsque les poutrelles préfabriquées sont posées sans étais intermédiaires, il y a lieu d'examiner les incidences de leur déformation sous le poids propre du plancher.

Hourdis.

Il est utile de prévoir des armatures dans les hourdis sur entrevous pour :

- ✚ limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux-mêmes aggravés par l'utilisation de ciments à fort retrait ;
- ✚ Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites;
- ✚ Réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines, des charges localisées, notamment de celles correspondant aux cloisons.

La mise en œuvre de certains revêtements relativement fragiles peut accentuer les inconvénients des fissurations éventuelles.

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions définies ci-après :

- Quand l'écartement entre axes des nervures est au plus égal à 50 cm, la section des armatures perpendiculaires aux nervures exprimée en centimètres carrés par mètre linéaire doit être au moins égale à $200/f_e$, f_e étant la limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimée en MPa ou N/mm² (ou $2\ 000/f_e$, f_e étant exprimée en bars).
- Quand l'écartement, entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à :

$$0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \text{ avec } f_e \text{ en MPa ou N/mm}^2$$

$$\text{Ou } 0.02l \frac{2000}{f_e} = \frac{40l}{f_e} \text{ avec } f_e \text{ en bars}$$

A étant exprimé en centimètres carrés par mètre linéaire et l en centimètres.

- Quant aux armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures de ces dernières, elles doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à la moitié de celle des armatures perpendiculaires.