

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

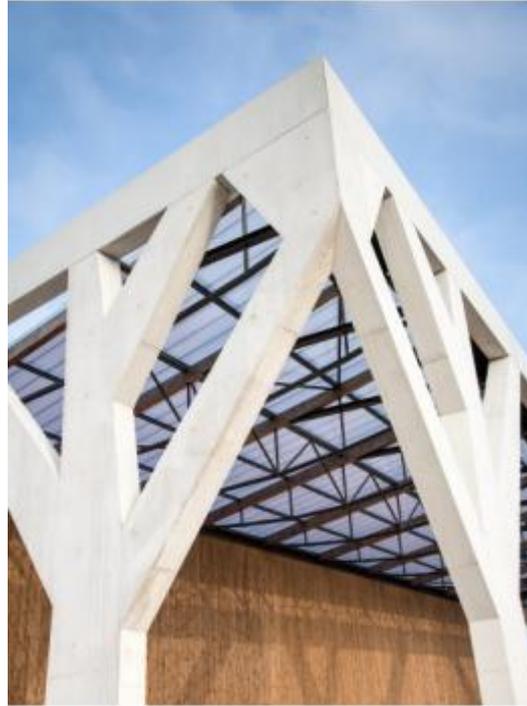
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université de Saad Dahlab-Blida1
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة سعد دحلب البليدة 1
كلية التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية

Polycopié du cours Projet de Fin de Cycle

Licence 3- Filière Génie Civil



Docteur. Amar BENYAHIA

Janvier 2022

Avant-propos



Le présent manuscrit qui s'intitule « polycopié du cours de projet de fin de cycle (**PFC**) » est destiné aux étudiants de 3^{ème} année licence, filières de Génie Civil. Rédigé de manière claire et simplifié, ce document constitue un auxiliaire pour la conception des structures en béton armé. En effet, il traite les différentes étapes de pré-dimensionnement et de calcul des éléments de la structure avec des applications corrigées, en commençant par les éléments résistants, en passant par les éléments secondaires et en terminant par les fondations. Ce polycopié de cours s'articule autour de six chapitres: Le premier chapitre traite essentiellement les bases de conception d'un bâtiment à savoir les phases d'élaboration d'un projet de construction, les acteurs de construction, les règlements techniques de construction en Algérie, etc.

Dans le deuxième chapitre on s'intéresse aux systèmes de contreventements qui assurent une stabilité horizontale et verticale à une construction, se trouvant dans une zone à forte sismicité. En outre, les différents types d'actions, les différents états limites, les combinaisons de charges utilisées dans le calcul des sollicitations sont présentées dans ce chapitre.

Le troisième chapitre comporte le pré-dimensionnement des différents éléments de la structure à savoir le plancher, les poteaux, les poutres principales et secondaires, selon les règlements en vigueur CBA93 et la comparaison avec les recommandations du RPA 99/V2003. En outre, un exercice corrigé sur la descente des charges est disponible dans ce document.

Le quatrième chapitre aborde le calcul des éléments résistants de la construction à savoir le ferrailage des poteaux et celui des poutres (en flexion simple) selon le règlement CBA93 et le RPA 99/V2003.

Le cinquième chapitre comporte les calculs des éléments secondaires de la construction à savoir le ferrailage du plancher à corps creux et du plancher à dalle pleine, le ferrailage de l'acrotère, le ferrailage du balcon et enfin le ferrailage de l'escalier selon le CBA93 et le RPA 99/V2003.

Le dernier chapitre est consacré au dimensionnement et au ferrailage des fondations superficielles selon le CBA93 et le RPA 99/V2003.

Vous trouverez en fin du manuscrit une bibliographie répertoriant divers documents que vous pourrez consulter pour en savoir plus sur certains sujets précis.

Informations sur le cours



Learning

alamy

www.alamy.com

Introduction

Le présent guide est un outil d'aide qui s'adresse en particulier aux étudiants qui ont choisi leurs sujets de fin de cycle après avoir acquis certaines connaissances en résistance des matériaux (RDM), en béton armé (BA), en mécanique des sol (MDS), en matériaux de construction (MDC), en Dessin Bâtiment, en CAO et en Fondation et ouvrages géotechniques durant trois années de formation. En effet, ce manuscrit contient les principales étapes à suivre pour le pré-dimensionnement et de ferrailage des éléments principaux (les dalles, les poutres, les poteaux, les fondations) et secondaires (escaliers, l'acrotère, balcon) d'un bâtiment à usage d'habitation et/ou de commerce, implanté dans une zone de forte sismicité (zone III), selon le règlement parasismique algérien (RPA 99-Version 2003).

Il est intéressant de rappeler que le projet de fin de cycle (PFC) est un travail à caractère professionnel, sous forme d'un travail d'ingénierie réalisé en binôme et encadré par au moins un enseignant universitaire pour une durée fixée d'environ six semaines. Le but de ce projet est de réaliser un travail à petite échelle, similaire à celui effectué dans un bureau d'études.

Les objectifs généraux du cours

Le PFC permet de :

- ✓ Développer l'autonomie et la responsabilité des étudiants ;
- ✓ Créer une dynamique de groupe et l'esprit d'un travail collaboratif (travailler en binôme en partageant les tâches) ;
- ✓ Mettre en pratique les enseignements reçus lors du cursus Licence génie civil ;
- ✓ Permettre ainsi aux étudiants d'affirmer leurs savoir-faire (similaire à celui d'un ingénieur) et à considérer leurs compétences.

Les objectifs spécifiques du cours

A travers les activités du projet de fin de cycle, l'étudiant est appelé à montrer ses aptitudes et ses capacités scientifiques et techniques acquises pour:

- ✓ Comprendre le contexte du projet et de la problématique posée ;
- ✓ Mieux planifier et gérer les différentes activités du projet ;
- ✓ Proposer des conceptions faisables et optimisées ;
- ✓ Analyser les résultats obtenus et formuler des conclusions pertinentes ;
- ✓ Valoriser le travail effectué et les résultats obtenus ;
- ✓ Rédiger un manuscrit clair et synthétique, exploitable par l'enseignant ;
- ✓ Préparer une présentation claire pour l'exposé oral.

Déroulement du projet

Chaque binôme doit impérativement choisir un sujet et doit discuter avec l'encadreur sur les différents points à savoir :

- ✓ Le contexte du sujet ;
- ✓ Les étapes à suivre du projet ;
- ✓ L'état d'avancement du travail.

Calendrier

Pour bien organiser le travail, nous avons élaboré le calendrier suivant :

- Mercredi 2 Mai: présentation, choix des sujets et constitution des binômes ;

- Mercredi 9 Mai: début du travail sur le projet (plein temps) ;
- Jeudi 17 Juin: fin du projet et remise du manuscrit (une version papier + CD) à midi.

Mode d'évaluation (control continu 100%)

L'évaluation du travail des étudiants est articulée sur les principaux critères :

Mise en forme		
	La présentation	2 points
	Expression écrite	2 points
L'organisation et l'impression		
	Structuration	1 point
	Cohérence de l'ensemble	1 point
Intérêt et qualité du travail		
	Définition des objectifs	3 points
	Pertinence technique	3 points
	Conclusion	2 points
Qualité du travail fourni par le binôme		
	Pertinence de la réflexion	3 points
	Aptitude à conduire un projet	3 points

Sommaire

Table des matières.....	i
Liste des figures.....	vi
Liste des tableaux.....	ix
Liste des notations.....	x
Informations sur le cours.....	1

Chapitre1

Bases de conception d'un bâtiment

1.1 Introduction.....	5
1.2 Définition d'un projet.....	5
1.3 Phases d'élaboration d'un projet immobilier.....	6
1.4 Les acteurs dans la construction.....	6
1.5 Etapes de calcul d'un projet en génie civil cas d'un bâtiment	7
1.6 Règlementations techniques de construction utilisées en Algérie.....	8
1.6.1 Document Technique Réglementaire (D.T.R. - B.C. 2.2).....	8
1.6.2 Règlement parasismique algérien RPA 99.....	9
1.6.3 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.....	9
1.7 Les pièces constitutives d'un dossier de construction.....	9
1.7.1 Le dossier d'architecture.....	9
1.7.2 L'étude du sol.....	9

Chapitre 2

Systèmes de contreventement

2.1 Introduction.....	12
2.2 Choix du système porteur-contreventement.....	12
2.2.1 Contreventement horizontal.....	12
2.2.2 Contreventement vertical.....	14
2.2.2.1 Eléments d'un contreventement vertical	14
2.3 Actions et sollicitations dans les bâtiments.....	16

2.3.1 Les différents types des charges.....	17
2.3.1.1 Actions permanentes (G).....	17
2.3.1.2 Actions variables.....	17
2.3.1.3 Actions accidentelles (FA).....	17
2.4 Sollicitations.....	17
2.4.1 Combinaisons d'actions.....	18
2.4.2 L'état limite ultime.....	18
2.4.3 Combinaisons accidentelle.....	18
2.4.4 Etats limites de services (E.L.S)	18

Chapitre 3

Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

3.1 Introduction.....	20
3.2 Présentation de l'ouvrage.....	20
3.3 Caractéristiques géométriques.....	20
3.3.1 Dimensions en plan.....	20
3.3.2 Dimensions en élévation.....	20
3.4 Ossature.....	20
3.4.1 Plancher.....	20
3.4.2 Escaliers.....	21
3.4.3 Poteaux.....	21
3.4.4 Poutres.....	22
3.5 Vérification de la régularité.....	22
3.5.1 Régularité en plan.....	22
3.5.2 Régularité en élévation.....	23
3.6 Maçonnerie.....	23
3.7 Caractéristiques du sol.....	23
3.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	24
3.8.1 Béton.....	24
3.8.1.1 Dosage.....	24
3.8.1.2 Résistance en compression.....	24
3.8.1.3 Résistance en traction.....	24

3.8.1.4	Module de Young.....	25
3.8.1.5	Module d'élasticité instantané.....	25
3.8.1.6	Module d'élasticité différé.....	25
3.8.1.7	Coefficient de poisson.....	25
3.8.1.8	Poids volumique.....	25
3.9	Contraintes limites de calcul.....	25
3.9.1	État limite ultime.....	25
3.9.2	Etat limite de service.....	26
3.10	Aciers.....	26
3.10.1	Module d'élasticité.....	26
3.11	Contraintes limites de calcul.....	26
3.11.1	Etat limite ultime.....	26
3.11.2	Etat limite de service.....	26
3.12	Coefficient d'équivalence	28

Chapitre 4

Pré-dimensionnement et descente des charges

4.1	Introduction.....	30
4.2	Evaluation des charges.....	30
4.2.1	Charges permanentes.....	30
4.2.2	Charges d'exploitation.....	34
4.3	Pré-dimensionnement des dalles.....	34
4.3.1	Dalle pleine.....	34
4.3.2	Dalle à corps creux.....	37
4.4	Pré-dimensionnement des poteaux.....	37
4.4.1	Grandeurs caractéristiques.....	37
4.5	Application-calcul de la descente des charges d'un bâtiment.....	39

Chapitre 5

Calcul des éléments résistants

5.1	Introduction.....	48
5.2	Détermination du ferrailage du poteau.....	48

5.2.1 Etat limite ultime.....	48
5.2.2 Etat limite de service.....	49
5.3 Ferrailage de la poutre (flexion simple).....	49

Chapitre 6

Calcul des éléments secondaires

6.1 Introduction.....	54
6.2 Acrotère.....	54
6.2.1 Calcul du ferrailage de l'acrotère.....	55
6.2.1.1 Ferrailage de la section à ELU.....	55
6.2.1.2 Vérifications à l' E.L.S (BAEL91A.4.5,32).....	55
6.3 Balcon.....	56
6.3.1 Calcul des sollicitations.....	57
6.3.2 Calcul du ferrailage.....	57
6.3.3 Plancher à corps creux et poutrelles.....	59
6.4 Dimensionnement de la poutrelle.....	60
6.4.1 Ferrailage de la table de compression.....	60
6.4.2 Plancher dalle pleine.....	60
6.5 Escalier.....	61
6.6 Différents types d'escaliers en béton	61
6.6.1 Eléments d'un escalier.....	62
6.6.2 Calcul d'un escalier.....	63
6.6.3.1 L'inclinaison de l'escalier.....	63
6.6.3.2 Exemple d'un schéma statique d'un escalier droit à deux volées	64

Chapitre 7

Dimensionnement des fondations

7.1 Introduction.....	66
7.2 Fondations.....	66
7.2.1 Fondations superficielles.....	66
7.2.1.1 Semelles isolées.....	66
7.3 Dimensionnement.....	67

7.4 Application.....	67
7.5 Ferrailage-semelle isolée sous poteau.....	67
7.6 Dispositions constructives.....	68
7.7 Application.....	68
Références bibliographiques.....	70
Annexe.....	72

Liste des figures

Figure 1.1	Les trois axes de la gestion d'un projet.....	5
Figure 1.2	Exemple de phasage d'un projet de construction.....	6
Figure 1.3	Les différents acteurs de la construction.....	7
Figure 1.4	Découpage fonctionnel d'un ouvrage.....	8
Figure 1.5	Etude géotechnique du sol de construction	10
Figure 2.1	Déformation d'une structure	12
Figure 2.2	Répartition des efforts dans un diaphragme.....	13
Figure 2.3	Diaphragme triangulé.....	13
Figure 2.4	Bâtiment contreventée par un voile en béton armé au centre.....	14
Figure 2.5	Structure contreventée par un système triangulé.....	15
Figure 2.6	Portique avec un mur de remplissage en maçonnerie rigide	16
Figure 2.7	Immeuble en béton armé contreventé par 2 noyaux centraux.....	16
Figure 2.8	Différentes charges sur le bâtiment.....	17
Figure 3.1	Vue en plan du bâtiment.....	20
Figure 3.2	Vue en élévation du bâtiment.....	20
Figure 3.3	Plancher à dalle pleine.....	21
Figure 3.4	Plancher à corps creux.....	21
Figure 3.5	Escalier droit.....	21
Figure 3.6	Poteaux en béton armé de différentes formes.....	21
Figure 3.7	Poutre en béton armé.....	22
Figure 3.8	Limites de décrochement en plan selon RPA99.....	22
Figure 3.9	Formes favorables et défavorables des bâtiments en plan.....	22
Figure 3.10	Limites de décrochement en élévation selon RPA99.....	23
Figure 3.11	Formes favorables et défavorables des bâtiments en élévation.....	23
Figure 3.12	Murs à doubles cloisons en briques creuses.....	23
Figure 3.13	Mur à simple cloison en briques creuses.....	23
Figure 3.14	Relation contraintes déformations pour le béton à E.L.U.....	26
Figure 3.15	Relation contraintes déformations pour l'acier à E.L.U.....	27
Figure 4.1	Coupe verticale du plancher à corps creux.....	30
Figure 4.2	Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.....	31

Figure 4.3	Coupe verticale du plancher courant à corps creux.....	31
Figure 4.4	Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.....	32
Figure 4.5	Constituants d'un mur doubles cloisons.....	33
Figure 4.6	Coupe transversale dans un acrotère en béton armé.....	33
Figure 4.7	Plan de plancher à dalle pleine.....	34
Figure 4.8	Plan de plancher à corps creux.....	35
Figure 4.9	Schémas de détermination de la longueur de flambement	37
Figure 4.10	Poteau rectangulaire d'une structure.....	38
Figure 4.11	Poteau circulaire d'une structure.....	39
Figure 4.12	Vue en plan d'un bâtiment (projet).....	40
Figure 4.13	Coupe verticale d'un bâtiment (projet).....	40
Figure 4.14	Dimension d'une poutrelle en béton armé.....	42
Figure 5.1	Section du béton réduit d'un poteau.....	48
Figure 5.2	Poutre continue reposant sur plusieurs appuis	50
Figure 5.3	Moment sur appuis d'une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.....	51
Figure 5.4	Arrêt des barres pour une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.....	51
Figure 6.1	Schéma statique de l'acrotère.....	54
Figure 6.2	Schéma de principe de ferrailage de l'acrotère.....	54
Figure 6.3	Ferrailage de l'acrotère.....	56
Figure 6.4	Balcon en béton armé.....	57
Figure 6.5	Schéma statique du balcon.....	57
Figure 6.6	Ferrailage du balcon.....	59
Figure 6.7	Plancher à corps creux.....	59
Figure 6.8	Escalier droit.....	61
Figure 6.9	Escalier tournant.....	62
Figure 6.10	Escalier hélicoïdal.....	62
Figure 6.11	Constituants d'un escalier.....	62
Figure 6.12	La pente et le type de structure.....	63
Figure 6.13	Schéma statique d'un escalier droit.....	64
Figure 7.1	Différentes formes de semelles isolées.....	66

Figure 7.2	Dimensions d'une semelle isolée.....	67
Figure 7.3	Exemple de ferrailage fondation type semelle isolée.....	69

Liste Des tableaux

Tableau 2.1	Différents types de systèmes de contreventements.....	13
Tableau 4.1	Charges permanentes sur plancher terrasse non accessible.....	30
Tableau 4.2	Charges permanentes sur plancher terrasse à dalle pleine non accessible.....	31
Tableau 4.3	Charges permanentes sur plancher courant.....	32
Tableau 4.4	Charges permanentes sur plancher courant à dalle pleine.....	32
Tableau 4.5	Charges permanentes sur mur extérieur à double s cloisons à base de briques.....	33
Tableau 4.6	Valeurs nominales de quelques charges d'exploitation couramment utilisées.....	34
Tableau 6.1	Dimensions nécessaires d'un escalier en fonction de la hauteur d'étage.....	63

Notations

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
As: section de l'acier comprimée
 A_{min} : section réelle des armatures tendues.
Br: section réduite du béton.
 f_{bu} : Résistance du béton (les charges étant appliquées après 90 jours).
 f_{c28} : Résistance à la compression du béton à 28 jours.
 f_{t28} : Résistance à la traction du béton à 28 jours.
st : espacement.
 γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 \emptyset : diamètre des armatures s mode propre.
E.L.S : Etat limite service.
E.L.U : Etat limite ultime.
G : charges permanentes.
ht : hauteur de la dalle (épaisseur de la dalle de compression + corps creux)
 L_f : longueur de flambement.
 M_0 : moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, moment à la base
 M_a : moment sur appuis.
 M_s : moment à l'état limite service.
 M_t : moment en travée
 M_u : moment à l'état limite ultime.
 N_s : effort normal = G+Q
 N_u : effort normal ultime = 1.35G+1.5Q
Q : Charge d'exploitation.
B : section totale du béton tendu.
 f_e : limite élastique de l'acier.
 α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.
 ϵ_l : Allongement ou raccourcissement limite.
 ϵ_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier.
 λ : élancement.
 σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.
 σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.
 ϕ : angle de frottement.

Chapitre 1

Bases de conception d'un bâtiment



1.1 Introduction

Dans le présent chapitre, nous décrivons les principales étapes d'une opération de construction en précisant pour chacune les fonctions sollicitées et les documents résultants. En effet, la réalisation d'un ouvrage de génie civil, en particulier d'un bâtiment, est le fruit d'un travail fastidieux de nature multidisciplinaire. L'objectif souhaité, pour l'ingénieur en génie civil, est de concevoir une structure permanente et capable de transmettre toutes les actions du bâtiment au sol. En outre, de nombreux acteurs sont appelés à jouer un rôle important pour la conception de l'ouvrage à savoir l'architecte, le géotechnicien, les entreprises de réalisation de différents corps d'état. Dons, concevoir un bâtiment conforme aux règlements de la construction, nécessite une intense réflexion et collaboration entre les différents acteurs de la construction.

1.2 Définition d'un projet

On entend dire par projet, une diversité de tâches voire d'activités interdépendantes dont la finalité est de produire un service ou bien un produit tout en respectant les principales contraintes à savoir le budget, l'échéance et la qualité.

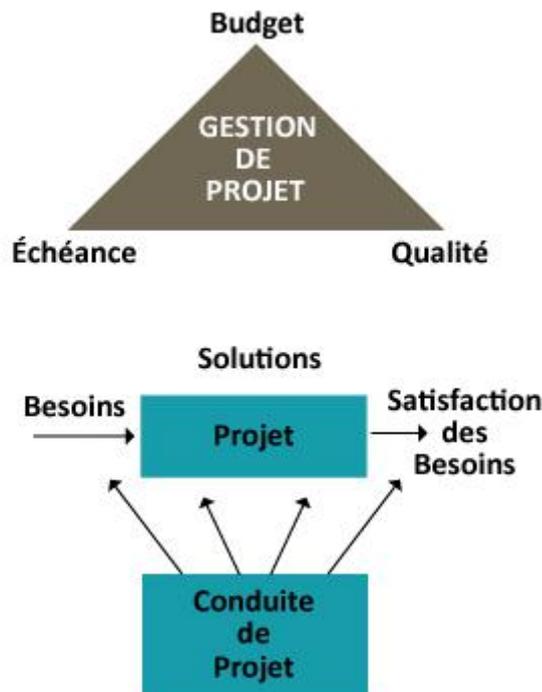


Figure 1.1– les trois axes de la gestion d'un projet [1]

En génie civil, chaque projet de construction se singularise par rapport à l'autre par la taille, le nombre d'intervenants impliqués, le budget, la date de livraison. Sa durée de vie est limitée par l'usure liée à l'intensité d'utilisation et le changement de vocation. En outre, le projet vit un cycle de vie dynamique en commençant par l'implantation, en passant par la croissance et la maturité et en fin le vieillissement.

1.3 Phases d'élaboration d'un projet immobilier

Pour chaque projet de construction, du plus simple au plus complexe, il existe un certain nombre d'étapes à suivre pour garantir un bon résultat. Dans ce qui suit, on donne les 6 étapes d'un projet de construction :

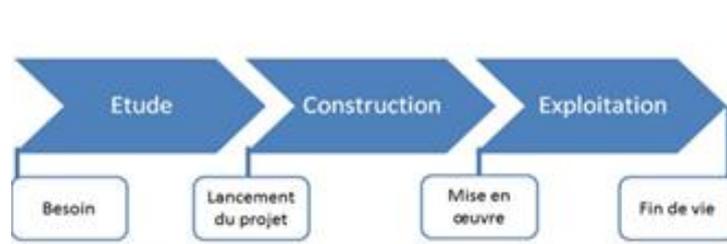


Figure 1.2– Exemple de phasage d'un projet de construction [2]

- L'élaboration du projet : Dans cette étape avancée du projet, l'élaboration commence avec le client. La recherche du bon emplacement et les spécifications voire les normes doivent rigoureusement être suivies ;
- La conception : C'est une étape de l'essor du processus d'appel d'offres. Elle contient quatre étapes distinctes à savoir la programmation et la faisabilité, la conception schématique, l'élaboration de la conception et les documents contractuels);
- La phase d'aménagement : Cette commence juste après l'étape d'appel d'offres et que l'entrepreneur a été sélectionné pour réaliser les travaux. Dès que l'entrepreneur est désigné, l'équipe du projet est mise sur pied ;
- La phase d'approvisionnement : Dans cette étape, l'équipe est sensée de s'approvisionner des matériaux de construction, des équipements et de la main d'œuvre;
- La phase de construction : Dans cette étape clé, une réunion au début des travaux aura lieu. Cette réunion aborde en général les sujets suivants :
 - L'accès au chantier
 - Le contrôle qualité du projet
 - Comment et quand stocker les matériaux
 - Les heures de travail des équipes
- La phase de post-construction : Cette étape consiste en la remise des clés du bâtiment au client.

1.4 Les acteurs dans la construction

Sur un chantier important et de grande ampleur, plusieurs intervenants sont amenés à collaborer pour mener à bien un projet de construction. Nous proposons ci-dessous un descriptif des acteurs et de leur rôle dans le suivi des performances.



Figure 1.3 – Les différents acteurs de la construction [3]

Le maître d'ouvrage

C'est le propriétaire du terrain (personne physique ou morale), il décide de réaliser les travaux. Il est également chargé de réunir le financement, de choisir et de payer les intervenants dans la construction, de signer les marchés de travaux et de réceptionner l'ouvrage une fois terminé.

Le maître d'œuvre

C'est la personne physique ou morale (le plus souvent un bureau comprenant des architectes et / ou des géomètres experts et / ou des ingénieurs-conseils) élabore un projet (l'œuvre) à la demande du maître d'ouvrage.

Le bureau de contrôle

Il a pour mission d'assister le maître d'œuvre, le maître de l'ouvrage, les particuliers, les constructeurs dans un projet de construction. Son rôle est de vérifier le respect des normes en amont et pendant la réalisation du projet.

Les entreprises de bâtiments

Les entreprises réalisent les travaux mais peuvent se charger des études techniques et de la coordination des ces derniers. Le maître d'œuvre valide les études et vérifie les travaux. Il est à noter que toute entreprise a le droit de sous-traiter l'exécution de son marché en partie ou en totalité à une ou plusieurs entreprises.

Les fournisseurs

L'entreprise s'adresse en général aux fournisseurs qui vendent les matériaux ou louent certains engins de chantiers, des équipements de travail et de sécurité.

1.5 Etapes de calcul d'un projet en génie civil cas d'un bâtiment

En construction, la structure désigne l'ossature d'un bâtiment [4]. Elle est constituée d'un assemblage d'éléments structuraux porteurs permettant de transmettre les charges appliquées

à la structure sans rupture ni déformation et conduisent à l'équilibre de l'ensemble, d'où l'application à la conception de règles de calcul (Eurocodes). En outre, les fondations de la structure vont se charger à leur tour et transmettent les charges au sol. En effet, La portance assurée par la structure du bâtiment est constituée de deux parties : La superstructure ou partie visible se trouvant au-dessus du niveau du sol (poteaux, les voiles, les poutres, les consoles ou encore les planchers), et l'infrastructure ou partie enterrée située au-dessous du niveau de sol (les fondations ainsi que les éventuels niveaux de sous-sol, parkings et caves).

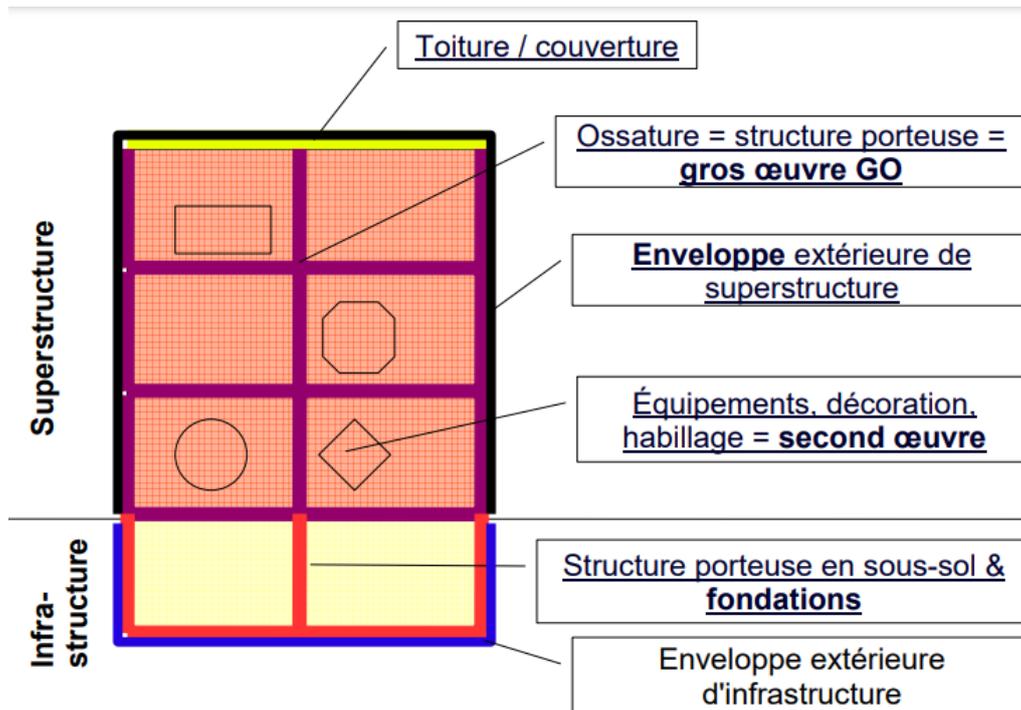


Figure 1.4 – Découpage fonctionnel d'un ouvrage [5]

L'étude d'un projet de bâtiment, passe par le cheminement suivant à savoir:

- Présentation et description détaillée du projet à savoir le nombre de d'étage, l'usage de la construction, les caractéristiques architecturales, le site d'implantation et les éléments composants l'ouvrage ;
- Les matériaux classiques utilisés à savoir le béton et l'acier (définitions, caractéristiques mécaniques);
- Pré dimensionnement des éléments de la structure (poteaux, poutres et voiles);
- Ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles);
- Ferrailage des éléments secondaires (acrotère, plancher, balcon, escalier);
- Etude de l'infrastructure;
- Conclusions et perspectives.

1.6 Règlements techniques de construction utilisées en Algérie

1.6.1 Document Technique Réglementaire (D.T.R. - B.C. 2.2) [6]

Le document technique réglementaire traite les charges permanentes et charges d'exploitation des bâtiments, leurs modes d'évaluation et les valeurs des charges à introduire dans les calculs.

1.6.2 Règlement Parasismique Algérien RPA 99 / Version 2003 [7]

La réglementation parasismique Algérienne RPA99/Version 2003 se traduit par un ensemble de règles de conception et de calcul qui nécessite, pour leur bonne application, la maîtrise de leur interprétation. Ce règlement a été approuvé par la commission technique permanente (CTP) pour le contrôle technique de la construction lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 81, version 1983 » et « RPA 88 » dont il garde la philosophie originelle. Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure.

1.6.3 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93 [8]

Le D.T.R. B.C.2.41 est le premier règlement technique national en la matière et qui vient se substituer officiellement et définitivement à une pratique admise jusqu'à présent et qui consistait à utiliser de facto les règlements français existants à savoir le "C.C.B.A. 68" basé sur la théorie des contraintes admissibles et plus récemment le B.A.E.L 80, puis 83. Donc, le présent document technique réglementaire D.T.R. B.C.2.41 (CBA 93), a pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

1.7 Les pièces constitutives d'un dossier de construction

Le calcul des structures et l'établissement de plans de génie civil nécessitent au préalable les documents nécessaires ci-dessous :

1.7.1 Le dossier d'architecture

Les pièces graphiques

- ✓ Plan de situation (1/5000 ou 1/10000) ;
- ✓ Plan de masse (1/500 ou 1/200) ;
- ✓ Les plans d'ensemble ;
- ✓ Les plans d'exécution (1/50-1/10-1/2-1/1).

Les pièces écrites ou Cahier de charge

- ✓ Le cahier des clauses administratives ;
- ✓ Le cahier des clauses techniques (C.C.T) ;
- ✓ Le cahier des prescriptions techniques (C.P.T) ;
- ✓ Le devis descriptif ;
- ✓ Le devis quantitatif ;
- ✓ Le devis estimatif.

1.7.2 L'étude du sol

L'étude de sol se réalise par le géotechnicien au début du commencement du projet de construction. Elle a pour but de déterminer à l'aide des sondages et des moyens de reconnaissance la nature du sol et les risques géologiques qui pourraient compromettre la durabilité de la construction. Parmi ces risques majeurs, on cite les glissements de terrain, les inondations et les tassements de sol. En outre, l'étude permet de déterminer quel type de fondation est nécessaire pour une sécurité optimale en fonction du type de terrain. L'étude de sol est composée de différentes missions, parmi les missions on retrouve :

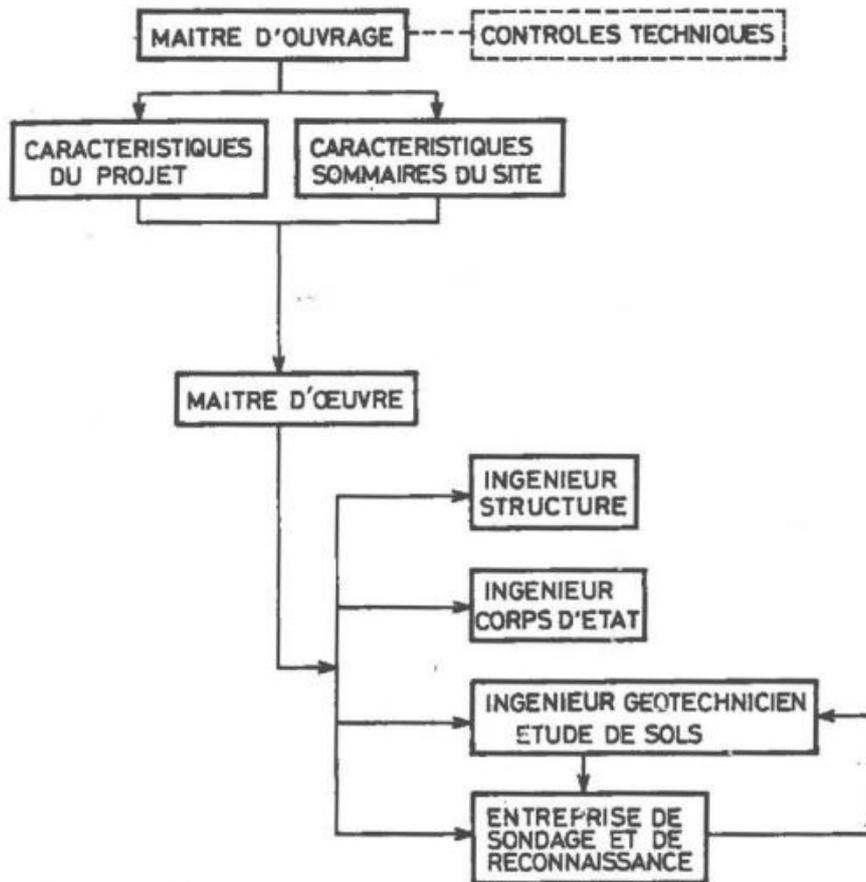


Figure 1.5 –Etude géotechnique du sol de construction [9]

- Une phase d'étude qui comporte l'examen des cartes et une enquête locale permettant d'identifier le contexte géologique et les risques généraux qui peuvent porter atteinte aux fondations.
- Une phase de préconisations, indiquant la forme géométrique de la fondation à mettre en place par le maitre d'œuvre, avec quels matériaux, etc

Chapitre 2

Systèmes de contreventements



2.1 Introduction

Dans le présent chapitre nous avons effectué un tour d'horizon sur les différents systèmes de contreventements qui assurent une stabilité horizontale (diaphragmes) et verticale (palées) de la structure lors des secousses. Il est à noter qu'ils doivent être dimensionnés dès la naissance du projet.

2.2 Choix du système porteur-contreventement

Le contreventement est un principe constructif permettant de lutter efficacement contre les actions tels les fortes rafales de vent et permet aussi le maintien de la structure dans des régions à forte sismicité. Pour se faire, il faut que la structure soit contreventée selon 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal. Dans le cas d'une construction parasismique, le contreventement comporte obligatoirement deux familles d'éléments pour permettent d'assurer une stabilité horizontale (diaphragmes), destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts. Et une stabilité verticale (voiles, portiques, murs), destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations.

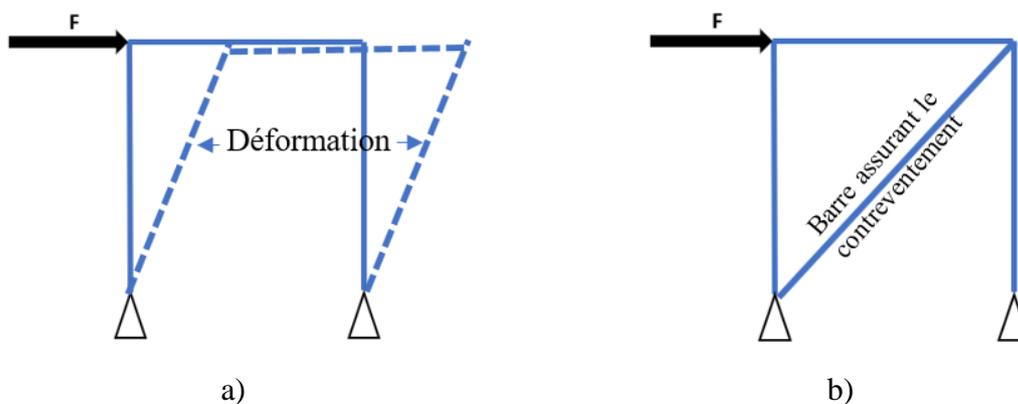


Figure 2.1– a) Déformation d'une structure non contreventée et b) Stabilité de la structure en raison du contreventement.

2.2.1 Contreventement horizontal

Le contreventement des plans horizontaux est souvent réalisé par des dispositions constructives au niveau des planchers ainsi que de la toiture. Il est assuré soit par la création d'un diaphragme qui permet de transmettre et répartir les actions latérales subies par la structure sur les éléments de contreventement vertical soit par la réalisation de poutres au vent généralement obtenues par triangulation (utilisation des tirants en phase de traction et des barres en traction et compression) des éléments de stabilité.

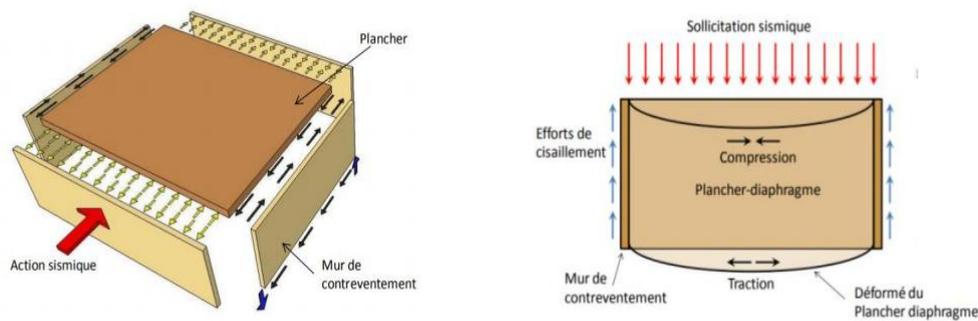


Figure 2.2– Répartition des efforts dans un diaphragme [10]



Figure 2.3– Diaphragme triangulé [11]

Tableau 2.1– Différents types de systèmes de contreventements

Exemples de diaphragmes plaques	Exemples de diaphragmes triangulés
Dalle pleine en béton armé (BA) coulée en place.	Planchers et pans de toitures raidis par des poutres au vent.
Dalle pleine en béton armé (BA) coulée en place sur prédalles.	Planchers et pans de toitures raidis par des tirants en diagonale.
Dalles préfabriquées en béton armé (BA).	Planchers et toitures en réseaux rigides.
Planchers à dalle de compression sur poutrelles en entrevous.	
Planchers à dalle de répartition sur tôles d'acier profilées.	
Planchers et pans de toiture bois à panneaux de contreplaqué.	
Planchers et pans de toiture à lames de bois massif.	

2.2.2 Contreventement vertical

Généralement, les éléments en béton armé comme les poteaux et les poutres, n'ont pas une rigidité suffisante pour pouvoir résister aux charges horizontales. L'adjonction des panneaux de contreventement verticaux appelés aussi palées de stabilité permettent de résister aux efforts horizontaux dans leurs plans et assurent la descente des charges dynamiques vers les fondations. En effet, Le contreventement vertical devrait répondre aux critères suivants :

- Leur nombre : au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage ;
- Leur disposition : elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante ;
- Leur distribution verticale : être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

2.2.2.1 Eléments d'un contreventement vertical

Voile en béton armé

Les voiles sont des murs en béton armé porteurs qui ont montré un excellent comportement vis-à-vis de l'action d'une forte sismicité. Ayant une section transversale allongée, avec un rapport $\frac{\text{longueur}}{\text{épaisseur}} \geq 4$, les voiles sont disposés transversalement aux bâtiments.

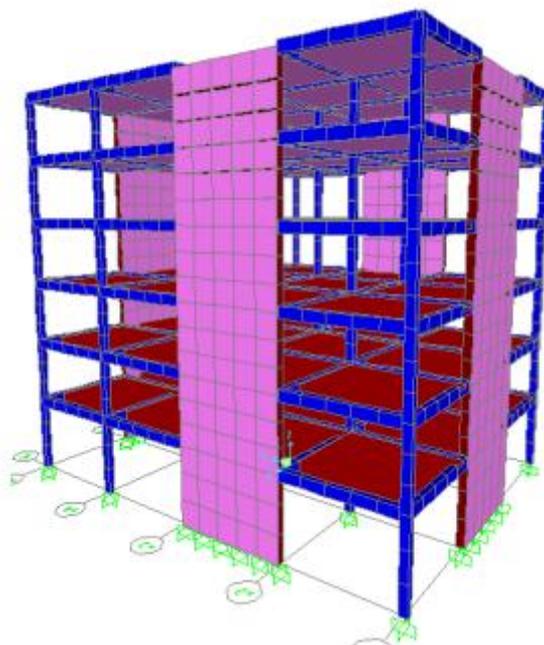


Figure 2.4– Bâtiment contreventée par un voile en béton armé au centre [12]

Ils sont fixés à la base de sorte que la rotation relative de la base que par rapport au reste du système structural soit empêchée. Les voiles peuvent supporter, contreventer et cloisonner

l'espace d'un bâtiment. En ce qui concerne le contreventement longitudinal, il est obtenu en disposant les voiles dans les plans des façades et des refends longitudinaux. Il est à noter qu'il est judicieux de disposer les voiles de contreventement dans des travées voisines du centre des bâtiments qu'aux extrémités en raison des variations dimensionnelles tels que le retrait.

Contreventement triangulé

Les pans triangulés sont des systèmes de contreventements verticaux assez rigides. Ils sont constitués de barres en diagonale de forme en croix de Saint André X, en V ou autres. La présence des triangulations sur les parois extérieures des bâtiments crée souvent des difficultés pour la réalisation des baies dans les pans de contreventement.



Figure 2.5– Structure contreventée par un système triangulé [13]

Pour pallier à ce problème, il existe une solution pratique qui consiste à disposer les éléments de triangulation non plus sur la hauteur d'un étage, mais sur celle de deux étages. Ces éléments sont capables de reprendre les actions horizontales et dont les éléments (barres : diagonales...) sont essentiellement soumis à des forces axiales.

Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

Les portiques sont des éléments de la structure, composés de poteaux et de poutres en béton armé rigidement liés entre eux. En général, les portiques sont conçus pour résister à la fois aux forces de pesanteur et aux forces horizontales. Cela implique l'amélioration de la rigidité des nœuds. Concernant les éléments de remplissage, ils ne doivent pas gêner les déformations des portiques. En effet, leur usage est limité par la réglementation (RPA) à savoir :

- ✓ Zone IIb et III, le nombre de niveaux est limité à 3 ou 11m de hauteur ;
- ✓ Zone IIa, le nombre de niveaux est limité à 4 ou 14m de hauteur ;
- ✓ Zone I, le nombre de niveaux est limité à 5 ou 17m de hauteur.

Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur ne dépasse pas 10 cm. Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser :

- ✓ 2 niveaux ou 8m de hauteur en zone III,
- ✓ 3 niveaux ou 11m de hauteur en zone IIb,
- ✓ 4 niveaux ou 14m de hauteur en Iia,
- ✓ 5 niveaux ou 17m de hauteur en zone 1.

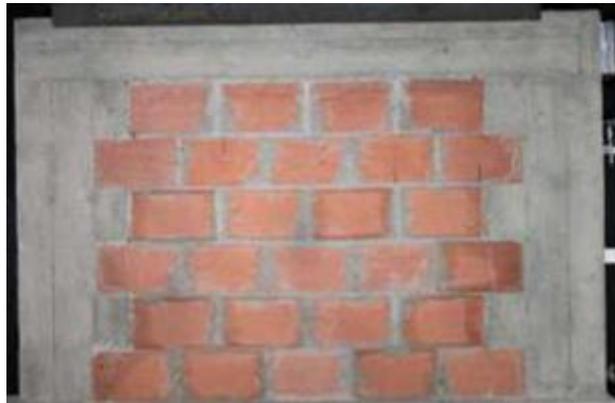


Figure 2.6–Portique avec un mur de remplissage en maçonnerie rigide encadrée dans les poteaux [14]

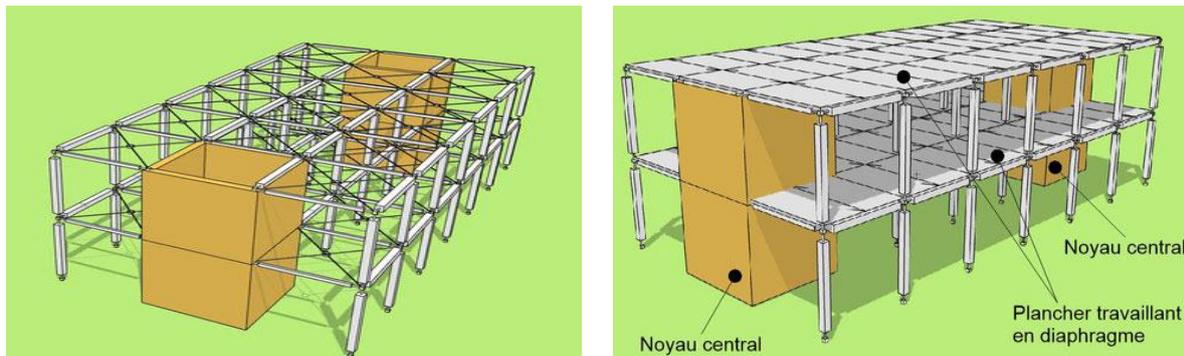


Figure 2.7– Immeuble en béton armé contreventé par 2 noyaux centraux [15]

Pour des raisons d'aménagement de surfaces utiles, on dispose au centre des bâtiments élancés (tours en béton armé) une structure verticale en béton armé appelée noyau central, contenant des locaux de service qui ne nécessitent pas d'éclairage naturel (archives, sanitaires, etc.), ainsi que les circulations de personnes (ascenseurs, escaliers) et les conduites de fluides ou d'énergie. Disposé suivant des plans orthogonaux et par les planchers, le noyau central est conçu comme une console encadrée dans les fondations ou l'infrastructure est destinée à reprendre les charges horizontales du vent et du séisme.

2.3 Actions et sollicitations dans les bâtiments

On entend dire par actions, l'ensemble des charges (forces voire couples) appliquées directement sur la structure tels que les charges permanentes, les charges d'exploitation, les charges climatiques ainsi que les actions sismiques. Ou bien appliquées indirectement, tels que l'effet de la température et le tassement différentiel.

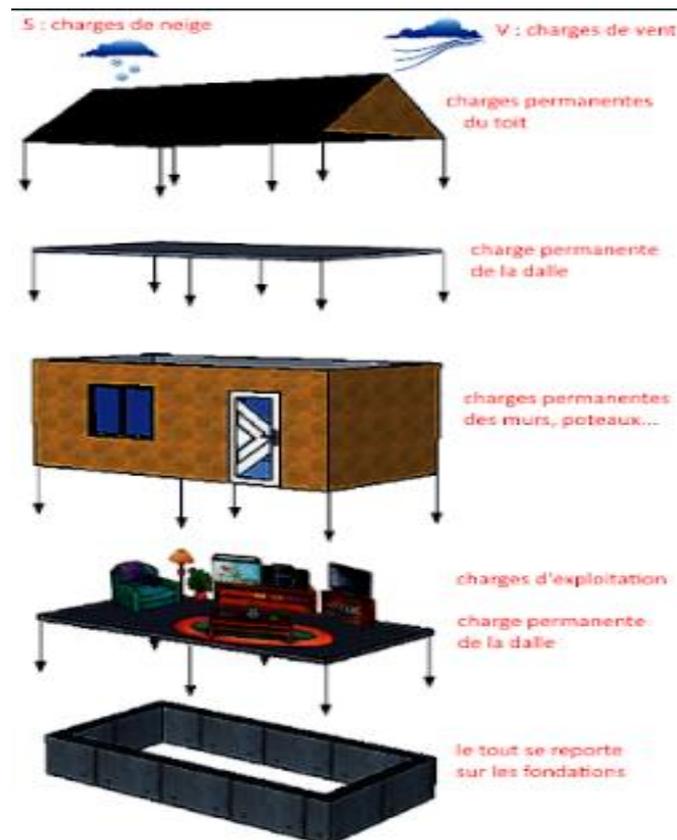


Figure 2.8–Différentes charges sur le bâtiment [16]

2.3.1 Les différents types des charges

2.3.1.1 Actions permanentes (G)

Les actions permanentes sont des charges fixes ou très peu variables qui imposent constamment des efforts sur la construction. Les charges permanentes comportent le poids des éléments porteurs tels que les poteaux, les poutres, les dalles, les murs porteurs. Mais également, le poids des éléments non porteurs tels que les isolants, les équipements fixes, et la poussée des terres. Ces charges sont définies par la masse volumique des matériaux, ou le poids surfacique ou ponctuelle de l'équipement.

2.3.1.2 Actions variables

Les actions variables sont des charges qui varient fréquemment et d'une façon importante dans le temps. On retrouve deux catégories de charges variables à savoir les charges d'exploitations Q (l'usage normal des occupants, les meubles, les véhicules) et les charges climatiques (le vent V , la neige N) et des actions de la température (T). Ces charges sont définies forfaitairement et réglementairement par les Eurocodes.

2.3.1.3 Actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions improbables. Parmi ces actions, on peut citer les charges thermiques liées aux variations de température et les charges sismiques générées par les tremblements de terres.

2.4 Sollicitations

Les sollicitations sont également appelées les efforts internes (moment de flexion ou moment fléchissant M_f , effort normal N et effort tranchant T). Ces actions servent au dimensionnement des éléments de la structure et sont calculées en utilisant les méthodes

dérivées de la résistance des matériaux (RDM) .

2.4.1 Combinaisons d'actions

Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'actions proposées par le CBA 93.

$$G \begin{cases} G_{\max} \text{ actions permanentes défavorables} \\ G_{\min} \text{ actions permanentes favorables} \end{cases}$$

$$Q \begin{cases} Q_1 \text{ actions variables de base} \\ Q_i \text{ actions variables d'accompagnement} \end{cases}$$

2.4.2 L'état limite ultime

On utilise les combinaisons fondamentales recommandées dans l'article A.3.3, 21 du règlement B.A.E.L 91[17], pour déterminer les sollicitations lors des situations durables ou transitoires, la combinaison dite fondamentales à considérer s'écrit selon l'équation suivante :

$$1,35 \cdot G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_{i=1}^n 1,3 \psi_{oi} \cdot Q_i \quad (2.1)$$

$\gamma_{Q1} = 1,5$ dans le cas général,

$\gamma_{Q1} = 1,35$ pour la température T, les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine, charges routières étroitement bornées ou de caractères particuliers tels que les convois militaires ou exceptionnel .

Ψ_{oi} : Coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, donné à l'annexe de l'article D.1.1, 3 et D.1.2,3 du règlement B.A.E.L 91[17].

2.4.3 Combinaisons accidentelles

Il est à noter dans ce cas, que les actions accidentelles ont une faible chance de se produire (Article A.3.3,22 du règlement B.A.E.L.91) [17].

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} \cdot Q_1 + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_i \quad (2.2)$$

Avec,

F_A est valeur nominale de l'action accidentelle ;

$\Psi_{11} \cdot Q_1$ est la valeur fréquente d'une action variable ;

$\Psi_{2i} \cdot Q_i$ est la valeur quasi-permanente d'une autre action variable. Les coefficients Ψ_1 et Ψ_2 sont donnés en annexe article D.1.1,3 et D.1.2, 3 du règlement B.A.E.L.91[17].

2.4.4 Etats limites de services (E.L.S)

La combinaison d'action à considérer est nommée combinaison rare est donnée par l'équation suivante:

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i=1}^n \psi_{oi} \cdot Q_i \quad (2.3)$$

Chapitre 3

Présentation du projet et caractéristiques des matériaux



3.1 Introduction

Ce chapitre, a pour objectif de fournir les informations nécessaires sur des caractéristiques géométriques du bâtiment à savoir les dimensions en plan et en élévation, le type de structure ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés (béton et aciers) pour la réalisation du projet. En effet, cette étape est capitale pour concevoir et dimensionner un bâtiment.

3.2 Présentation de l'ouvrage

Dans le présent document on présente l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (R+4 et/ ou 5 étages). Ce dernier, est constitué d'un sous-sol à usage de....., d'un RDC à usage de.....et d'une terrasse accessible et/ou inaccessible.

3.3 Caractéristiques géométriques

3.3.1 Dimensions en plan

Les dimensions en projection horizontale sont :

- Longueur maximale :m
- Largeur maximale :m

3.3.2 Dimensions en élévation

Dont les dimensions en projection verticale sont:

- Hauteur de RDC :m ;
- Hauteur des étages courants :m ;
- Hauteur des sous-sols :m ;
- Hauteur totale bâtiment :m.



Figure 3.1– Vue en plan du bâtiment

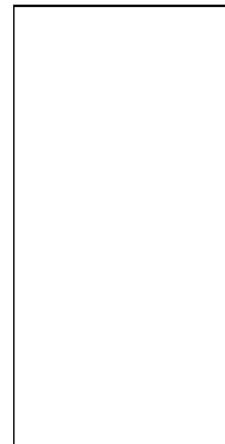


Figure 3.2– Vue en élévation du bâtiment

3.4 Ossature

La structure proposée par le B.E.T est supposée une structure auto-stable.

3.4.1 Plancher

Le type de dalle au niveau du plancher a été choisi en fonction de la forme géométrique et de l'intensité des charges dont il est soumis le bâtiment. En effet, chaque étage est constitué de dalles distinctes à savoir une dalle pleine (Figure 3.3) et une dalle à corps creux (Figure 3.4).

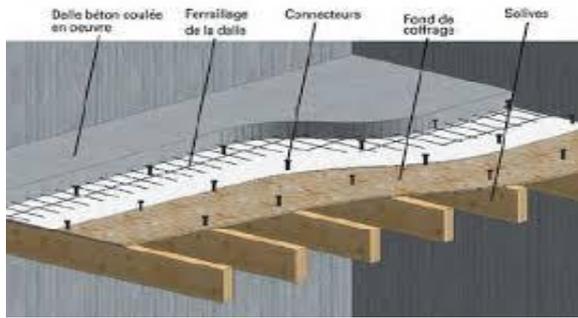


Figure 3.3 – Plancher à dalle pleine [18]

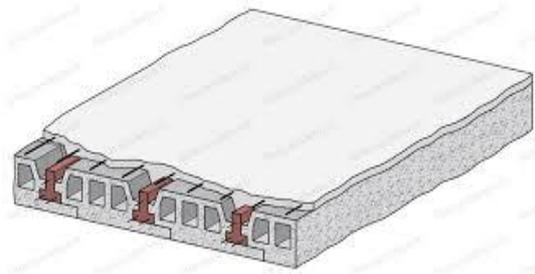


Figure 3.4 – Plancher à corps creux [19]

3.4.2 Escalier

Le bâtiment admet un seul type d'escalier (escalier droit) qui permet la circulation et le passage de personnes entre les différents niveaux de la construction.



Figure 3.5– Escalier droit [20]

3.4.3 Poteaux

Ce sont des éléments porteurs du bâtiment, chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations. Dans le présent travail, nous avons deux types de poteaux à savoir les poteaux de sections carrées voire rectangulaires et les poteaux de section circulaires.

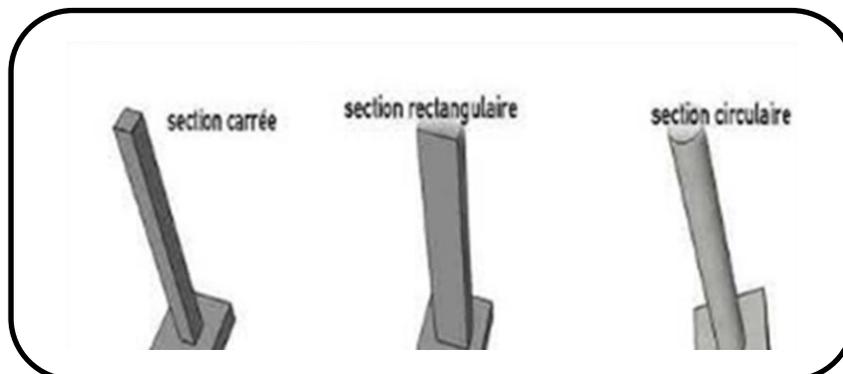


Figure 3.6– Poteaux en béton armé de différentes formes

3.4.4 Poutres

Les poutres se sont des éléments horizontaux en béton armé, destinées à supporter des charges entre et au-delà des points d'appui. Elles reçoivent des charges verticales qu'elles transmettent sur ses appuis. Dans notre travail, nous avons des poutres porteuses (poutres principales) et des poutres non porteuses (poutres secondaires).



Figure 3.7– Poutre en béton armé [21]

3.5 Vérification de la régularité

3.5.1 Régularité en plan

D'après l'article 3.5.a du RPA99/ 2003

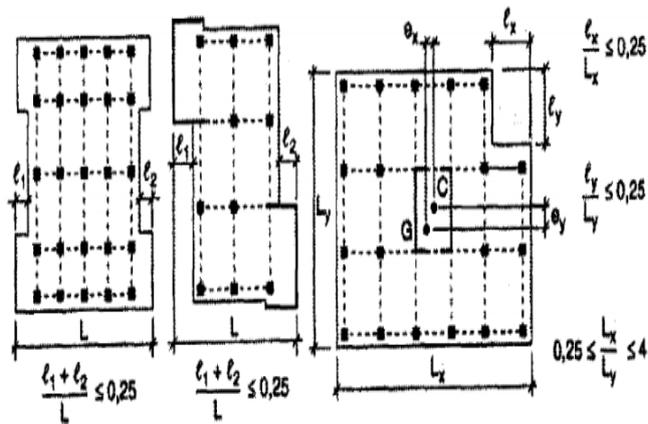


Figure 3.8– Limites de décrochement en plan selon RPA99 [7]

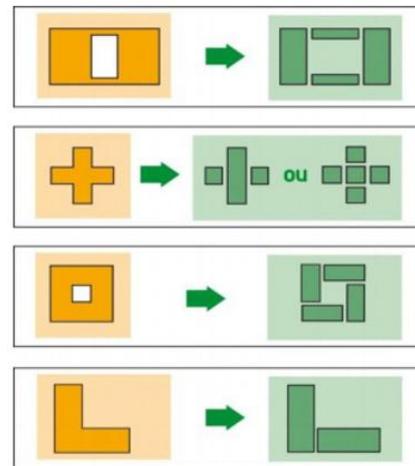


Figure 3.9 Formes favorables et défavorables des bâtiments en plan [22]

3.5.2 Régularité en élévation

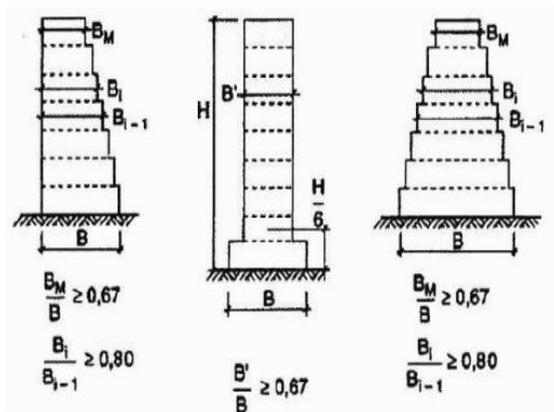


Figure 3.10 – Limites de décrochement en élévation selon RPA99 [7]

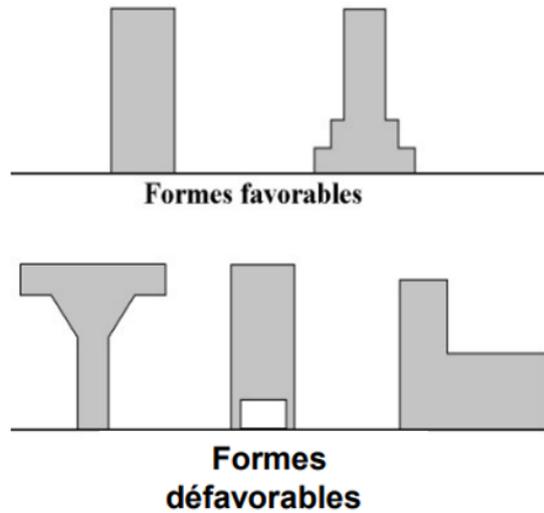


Figure 3.11 – Formes favorables et défavorables des bâtiments en élévation [22]

3.6 Maçonnerie

La maçonnerie est une technique plus utilisée pour la construction de murs dans les bâtiments à usage d'habitation. Les briques utilisées dans notre étude sont les briques creuse. Nous constatons deux types de murs à savoir à simples et à doubles parois. Les murs extérieurs sont des murs de doubles parois en briques creuses de dimensions 10 et 15cm, séparés par une âme d'air de 5 cm d'épaisseur. Cependant, les murs intérieurs (cloisons) sont des murs à simples parois de 10cm.



Figure 3.12 – Murs à doubles cloisons en briques creuses [23]

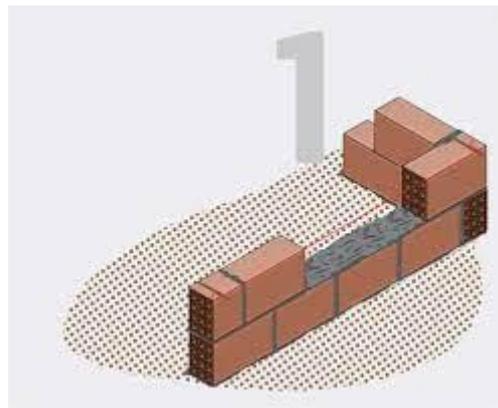


Figure 3.13 – Mur à simple cloison en briques creuses [24]

3.7 Caractéristiques du sol

Le bâtiment est implanté dans un sol.....(rocheux, ferme, meuble), de contrainte admissible σ_s bar. Le bon sol se situe à une profondeur dem.

3.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux entrant dans la construction de notre bâtiment sont gouvernés par les règlements BAEL 91(modifié 99), CBA93 et RPA 99 (version 2003) [17] .

3.8.1 Béton

Le béton est un matériau de construction issu du mélange d'un mortier de ciment, de gravier, de l'eau et éventuellement d'adjuvants.

3.8.1.1 Dosage

De manière générale, il est recommandé de doser le béton à 350 kg de ciment par mètre cube de béton. Pour obtenir 1 m³ de béton, il vous faudra donc commander :

- Pour les fondations voire une terrasse : 350 kg de ciment, 875 kg de sable, 1 225 kg de graviers et 175 litres d'eau ;
- Pour le béton tous usages : 350 kg de ciment, 700 kg de sable, 1 050 kg de graviers et 175 litres d'eau.

En outre, certaines caractéristiques sont exigées pour le béton à savoir :

- Une résistance en compression à l'âge de 28 jours, élevée ;
- Un retrait minimum ;
- Une bonne durabilité vis-à-vis de l'environnement.

3.8.1.2 Résistance en compression

La résistance à la compression est généralement mesurée à l'aide d'éprouvettes confectionnées (cubiques, cylindriques, prismatiques voire carottées). Elle est influencée par :

- ✓ L'élanement de l'éprouvette (rapport entre hauteur (h) et largeur (l) ou diamètre D) ;
- ✓ La vitesse de chargement de l'appareil de compression ;
- ✓ La taille de l'éprouvette (par rapport au diamètre maximal du granulat) ;

Selon BAEL 91/99[17], la résistance en compression est notée f_{c_j} , varie en fonction de l'âge.

$$\checkmark \text{ Si } j \leq 28 \text{ jours, } f_{c_j} = 0.685 f_{c_{28}} \log(j+1) \quad (3.1)$$

$$\checkmark \text{ Si } j = 28 \text{ jours, } f_{c_j} = f_{c_{28}} \quad (3.2)$$

$$\checkmark \text{ Si } j > 28 \text{ jours, } f_{c_j} = 1.1 f_{c_{28}} \quad (3.3)$$

Nb : Dans notre travail (PFC), on prendra $f_{c_{28}} = 30 \text{ MPa}$.

3.8.1.3 Résistance à la traction

Sous chargement en traction, le béton présente une très faible résistance et un comportement fragile. Cependant, la vérification à l'état limite de service nécessite impérativement de quantifier la résistance à la traction du béton, afin de déterminer l'amplitude des zones fissurées de la structure. Plusieurs essais existent pour la détermination de la résistance en traction du béton à savoir :

- ✓ Essai de traction direct ;
- ✓ Essai de traction par fendage (essai brésilien) ;
- ✓ Essai de flexion à 3 points.

Selon BAEL 91/99[17], il existe une relation entre la résistance en traction est notée f_{t_j} et celle en compression f_{c_j} .

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (MPa)} \quad (3.4)$$

Dans notre cas d'étude, $f_{c28} = 0.6 + 0.06 \cdot 30 = 2.4 \text{ MPa}$

3.8.1.4 Module de Young

Le module de Young appelé parfois module de traction voire module d'élasticité longitudinale est la constante qui relie la contrainte de compression et/ou de traction et le début de la déformation d'un matériau élastique et isotrope.

3.8.1.5 Module d'élasticité instantané

Le module d'élasticité instantané du béton à un âge j jours (E_{ij}) est utilisé pour les calculs sous chargement instantané d'une durée < 24 heures. Il est déterminé par la relation suivante :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (3.5)$$

Le module d'élasticité instantané du béton varie entre 30 000 et 35 000 MPa. Pour notre cas ($f_{c28} = 30 \text{ MPa}$), $E_{ij} = 34179.55 \text{ MPa}$.

3.8.1.6 Module d'élasticité différé

Le module d'élasticité différé du béton à un âge j jours (E_{vj}) est utilisé pour un chargement de longue durée d'application et qui prend en compte la déformation finale du béton. Le module d'élasticité différé du béton est donné par la relation suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (3.6)$$

Pour notre cas, $E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa}$

3.8.1.7 Coefficient de poisson

Le coefficient de Poisson (ν) est le rapport entre la variation de dimension transversale ($\Delta l/l$) soumise à une variation relative de dimension longitudinale ($\Delta L/L$).

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale } (\Delta l/l)}{\text{déformation longitudinale } (\Delta L/L)} \quad (3.7)$$

Le coefficient de Poisson ν du béton est nul pour le calcul des sollicitations (ELU), et 0,2 pour le calcul des déformations (pour la justification aux ELS (section non fissurée)).

3.8.1.8 Poids volumique

Le poids volumique du béton ρ est donné par la relation suivante :

$$\rho = \frac{\text{poids du beton}}{\text{volume du béton}} = 2.5 \text{ kN/m}^3$$

3.9 Contraintes limites de calcul

3.9.1 État limite ultime

L'état limite ultime correspond à mise en jeu la sécurité des personnes et des biens. Il est défini comme étant l'atteinte de maximum de la capacité portante de l'ouvrage voire de ses éléments structuraux avant dépassement par, la perte d'équilibre statique, la rupture des sections par déformation excessive et l'instabilité de forme. La contrainte à ELU est donnée par la relation suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (3.8)$$

Avec,

γ_b est le coefficient de sécurité ($\gamma_b=1.5$, Combinaisons fondamentales; $\gamma_b=1.15$, Combinaisons accidentelles) ;

θ est le coefficient fixé en fonction de la durée d'application ($\theta = 1$ si $t > 24h$; $\theta=0.9$ si $1h < t < 24h$ et $\theta=0.85$ si $t < 1h$) ;

t en heures.

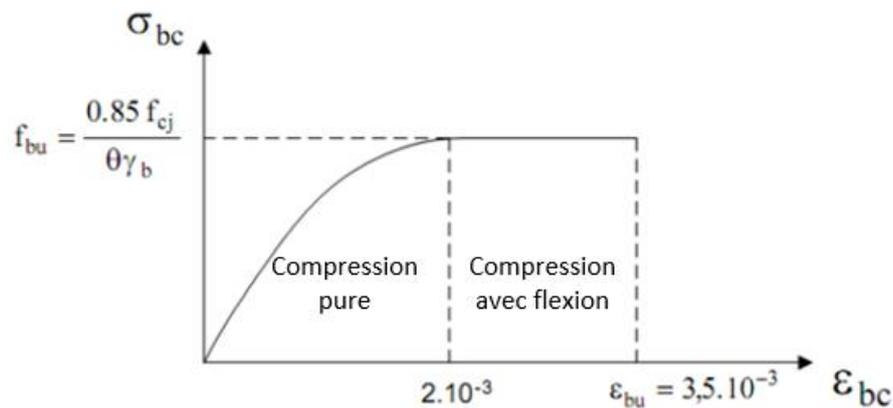


Figure 3.14 – Relation contraintes déformations pour le béton à E.L.U

3.9.2 Etat limite de service

Etat limite de service est un état de chargement dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité normalement voire compromettre sa durabilité. On distingue :

- ✓ Compression excessive du béton.
- ✓ Ouverture excessive de fissures
- ✓ Déformation excessive des éléments porteurs (flèche max \leq flèche admissible).

La contrainte limite de service est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad (3.9)$$

Dans notre cas, $f_{c28}=30\text{MPa}$, donc $\sigma_{bc}= 18 \text{MPa}$

3.10 Aciers

Le béton est un matériau résistant à la compression. Malheureusement, il supporte mal les efforts de traction que peut subir un ouvrage. L'incorporation des barres d'aciers dans la masse de béton allie la résistance à la compression du béton à la résistance à la traction de l'acier, permettant ainsi d'éviter les désordres inhérents à ces contraintes physiques. Les armatures pouvant être utilisées dans le béton sont de deux types à savoir des ronds lisses (Φ) Fe E 215 et Fe E 235, correspondant à des limites d'élasticité garantie de $f_e=215$ et 235 MPa. Les diamètres disponibles sont 6-8-10 et 12mm. Et ceux ayant des reliefs haute adhérence (HA) Fe E 400 et Fe E 500 correspondant à des limites d'élasticité garantie de $f_e=400$ et 500 MPa. Les diamètres disponibles sont 6-8-10-12-14- 16-20-25-32-40mm et enfin les treillis soudés (TS) FeE500, correspondant à des limites d'élasticité garantie de $f_e=500$ MPa et une résistance en traction 550 MPa.

3.10.1 Module d'élasticité

Quelle que soit la nuance d'acier utilisée, le module d'élasticité de l'acier est $E_s= 2.10^5$ MPa.

3.11 Contraintes limites de calcul

3.11.1 Etat limite ultime

Le diagramme contrainte déformation représenté dans la figure est utilisé.

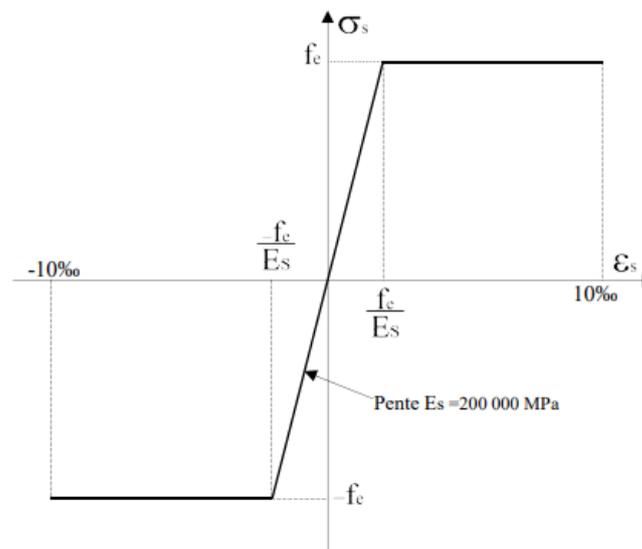


Figure 3.15 – Relation contraintes déformations pour l'acier à E.L.U

Avec f_e : contrainte limite élastique (MPa).

ϵ_s : allongement relatif de l'acier

$$\epsilon_s = \frac{f_e}{E_s \cdot \gamma_s} \quad (3.10)$$

σ_s : contrainte de l'acier = $\frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_s= 1.15$, cas général et $\gamma_s =1.00$, cas accidentelles).

3.11.2 Etal limite de service

Dans ce cas, les vérifications sont effectuées par rapport aux cas suivants :

Lorsque la fissuration est peu nuisible on ne procède pas à la vérification.

Lorsque la fissuration est préjudiciable, la contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left| \begin{array}{l} 2/3 f_e \\ \max \left| \begin{array}{l} 0.5 f_e \\ 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (3.11)$$

Lorsque la fissuration est très préjudiciable, la contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_s = 0.8 \text{Min} \left| \begin{array}{l} 2/3 f_e \\ \max \left| \begin{array}{l} 0.5 f_e \\ 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (3.12)$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1.6$ Pour les HA

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses

3.12 Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence n est déterminé par la relation suivante :

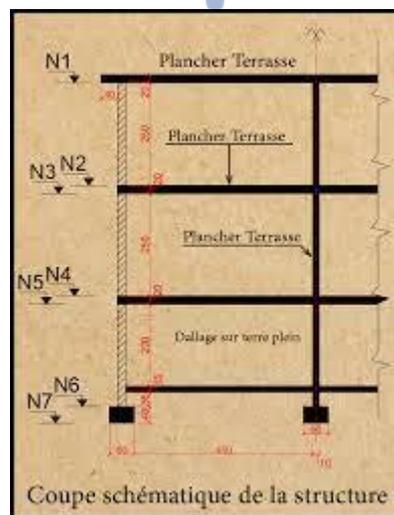
$$n = \frac{E_s}{E_b} \quad (3.13)$$

E_s : module de déformation e l'acier

E_b : module de déformation du béton

Chapitre 4

Pré-dimensionnement et descente de charges



4.1 Introduction

Dans le présent chapitre, nous nous intéressons au prédimensionnement selon les règlements en vigueur BAEL91, RPA99 /version 2003 et le CBA93 des différents éléments constituant notre bâtiment à savoir le plancher, les poutres et les poteaux. Il est connu que la descente de charges a pour objectif d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau du plancher terrasse (toiture) jusqu'à la fondation. Cela permet de définir le système porteur, voire de modifier la structure.

4.2 Evaluation des charges

4.2.1 Charges permanentes

Plancher terrasse non accessible - dalle à corps creux

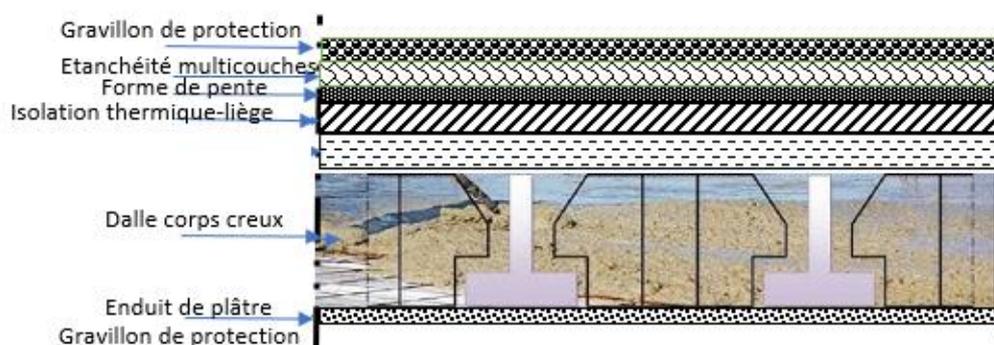
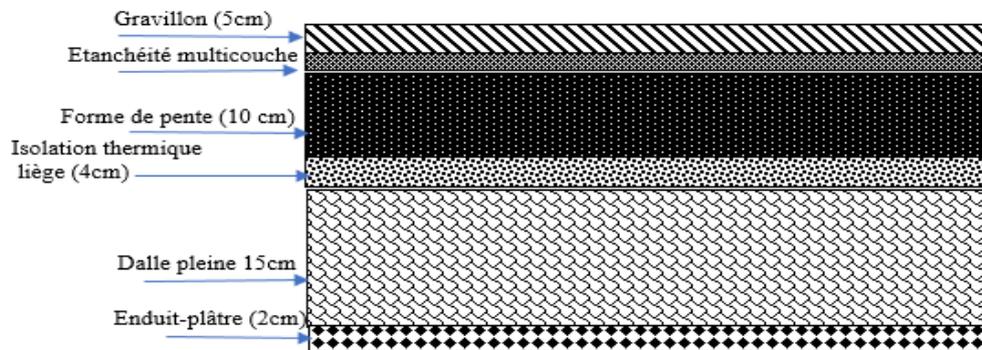


Figure 4.1 – Coupe verticale du plancher à corps creux (16+4) cm

Tableau 4.1 – Charges permanentes sur plancher terrasse non accessible

Designation de element	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Epaisseur (cm)	G (kN/m ²)
Protection (gravillons)	18	5	0,90
Etanchéité multicouche	6	2	0,12
Forme de pente	22	10	2,20
Isolation thermique	4	4	0,16
Dalle à corps creux	/	21	2,80
Enduit de plâtre	10	2	0,20
Poids surfacique du plancher	/	/	Σ 6,38

Plancher terrasse à dalle pleine**Figure 4.2**– Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine (15cm)**Tableau 4.2**– Charges permanentes sur plancher terrasse à dalle pleine non accessible

Designation de element	ρ (KN/m ³)	Epaisseur (cm)	G (kN/m ²)
Gravillons-protection	/	5	0,90
Etanchéité multi-couche	/	/	0,12
Forme de pente (10 cm)	/	10	2,20
Isolation thermique (liege)	/	4	0..16
Dalle pleine (15cm)	25	15	3.75
Enduit au platre (2cm)	/	2	0.20
Poids surfacique du plancher	/	/	Σ 7.33

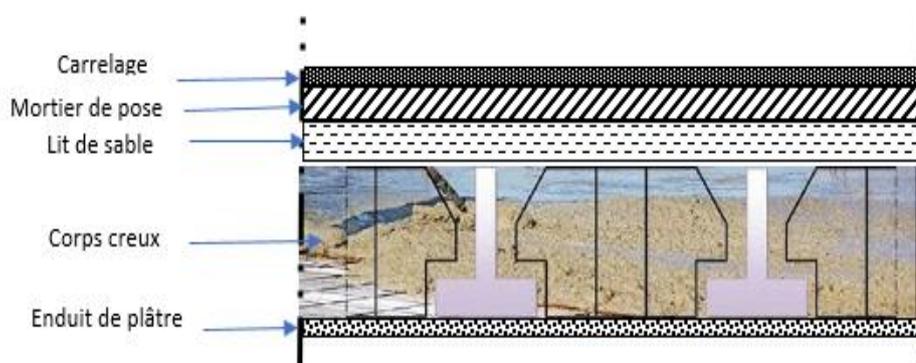
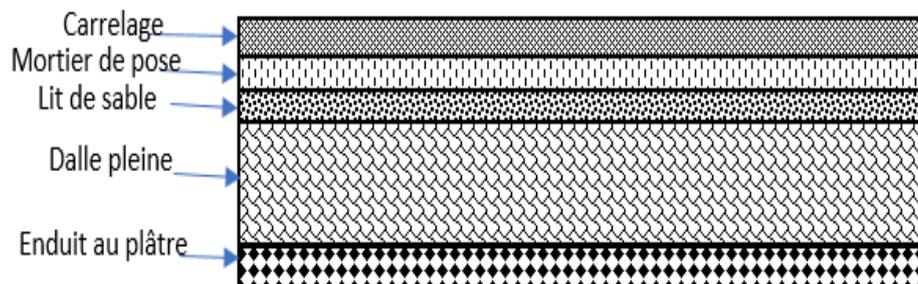
Plancher courant à corps creux non accessible**Figure 4.3**– Coupe verticale du plancher courant à corps creux (16+4) cm

Tableau 4.3– Charges permanentes sur plancher courant

esignation de element	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Epaisseur (cm)	G (kN/m ²)
Carrelage	/	2	0.40
Mortier de pose	/	2	0.40
Lit de sable	/	3	0.54
Dalle à corps creux	/	16+4	2.80
Enduit de platre	/	2	0.20
Cloisons lègeres	/	/	1.00
Poids surfacique du plancher	/	/	Σ 5.34

Plancher courant à dalle pleine**Figure 4.4**– Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine 15 cm**Tableau 4.4**– Charges permanentes sur plancher courant à dalle pleine

Designation de element	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Epaisseur (cm)	G (kN/m ²)
Carrelage	/	2	0.40
Mortier de pose	/	2	0.40
Lit de sable	/	2	0.36
Dalle à corps creux	/	15	3.75
Enduit de platre	/	2	0.24
Cloisons lègeres	/	/	1.00
Poids surfacique du plancher	/	/	Σ 6.15

Maçonnerie

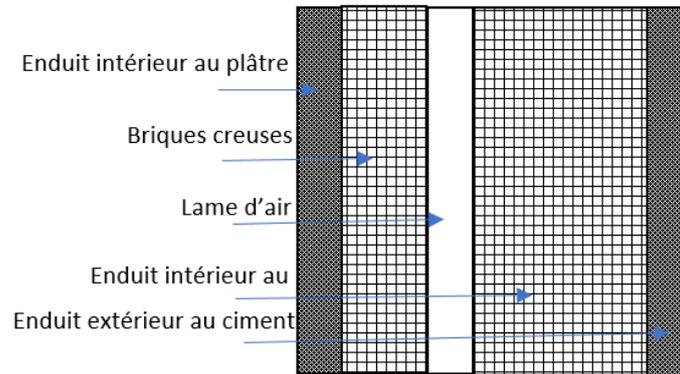


Figure 4.5– Constituants d'un mur double cloisons

Tableau 4.5– Charges permanentes sur mur extérieur à double s cloisons à base de briques

Designation de element	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Epaisseur (cm)	G (kN/m ²)
Enduit interieur au platre	/	2	0.20
Briques creuses	/	10	0.90
Lame d'air	/	5	0.00
Briques creuses	/	15	1.35
Enduit exterieur au ciment	/	2	0.36
Poids surfacique du mur	/	/	Σ 2.81

Acrotère

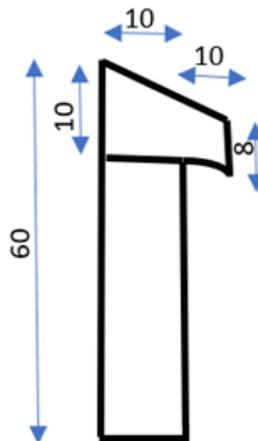


Figure 4.6– Coupe transversale dans un acrotère en béton armé

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse. Sa fonction est de permettre l'encollage d'une étanchéité à chaud côté extérieur et possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie. il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le poids propre de l'acrotère est calculé pour

lml, donné par la relation $G = \rho_b \cdot S$.

ρ_b : masse volumique du béton égale 25 kN/m^3

S : surface transversale totale de l'acrotère égale à 0.0765 m^2

4.2.2 Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation des bâtiments sont relatives aux surcharges d'occupation humaine (l'occupation des locaux). Ces charges sont majorées pour la vérification des contraintes (coefficient 1.5).

Tableau 4.6– Valeurs nominales de quelques charges d'exploitation couramment utilisées

Locaux	Charge d'exploitation Q (kN/m ³)
Habitation, terrasse accessible privée	1.5
Balcon	3.5
Commerce	5.00
Terrasse inaccessible	1.00
Salle de classe	2.50
Salle d'archives	5.00 - 7.50
Escalier	2.50
Main courante (Acrotère)	1.00

4.3 Pré-dimensionnement des dalles

4.3.1 Dalle pleine

Une dalle pleine est un élément porteur en béton armé (généralement horizontal), dont deux dimensions L_x (petite portée) et L_y (grande portée) sont grandes par rapport à la troisième (épaisseur). Les dalles pleines sur appuis continus peuvent porter dans deux directions (BAEL) comme elles peuvent porter dans une seule direction. Pour réaliser une dalle en béton durable, il est impératif de respecter les règles de l'art au niveau du choix de l'épaisseur qui dépend de trois conditions à savoir :

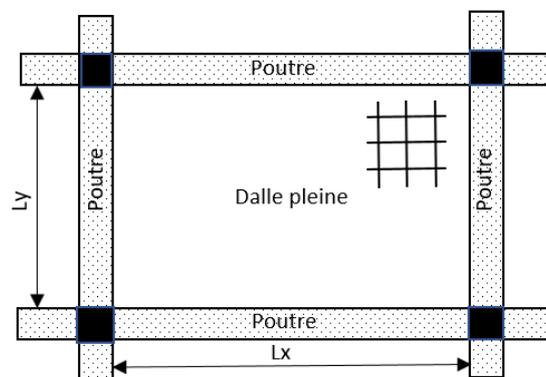


Figure 4.7– Plan de plancher à dalle pleine

Resistance en flexion (dalle reposant sur 2 appuis)

$$\frac{Lx}{35} \leq \frac{Lx}{30} \quad (4.1)$$

Resistance en flexion (dalle reposant sur 3 voire 4 appuis)

$$\frac{Lx}{50} \leq \frac{Lx}{40} \quad (4.2)$$

Sécurité vis-à-vis de l'incendie

e = 7cm pour une heure de coupe de feu

e = 11cm pour deux heures de coupe de feu

e = 17,5 cm pour quatre heures de coupe de feu

Isolation phonique

Pour avoir une bonne isolation phonique, le règlement CBA93 exige que l'épaisseur de la dalle ne doive pas être inférieure à 13cm.

4.3.2 Dalle à corps creux

Le plancher en corps creux est composé de poutrelles sur lesquelles repose le corps creux (16cm), et d'une dalle de compression (4cm). L'épaisseur de la dalle en corps creux constitue l'un des premiers éléments qui doivent définir la résistance d'un ouvrage.

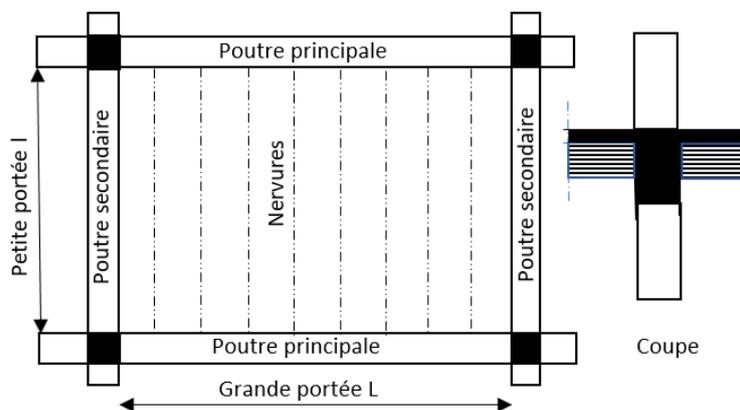


Figure 4.8– Plan de plancher à corps creux

Pour se faire il faut satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20} \quad (4.3)$$

Avec,

L est la portée maximale entre nus d'appuis ;
ht est la hauteur totale de la dalle (16+4) cm.

- Condition d'isolation phonique : $h \geq 16$ cm
- Condition de sécurité incendie : $h \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu $h \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- Condition de résistance à la flexion : $h \geq \frac{L}{22.5}$

II.3 Prédimensionnement des poutres

Pour déterminer les dimensions de la section de la poutre, il faut suivre les étapes suivantes :

- Calculer les dimensions de la poutre (b et h) en se référant aux formules données par le BAEL 91/99.

La hauteur h de la poutre doit vérifier cette condition

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (4.4)$$

La largeur b de la poutre doit vérifier cette condition :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad (4.5)$$

- Vérifier les conditions imposées sur ces dimensions par le règlement RPA 99/-2003.

La hauteur h de la poutre doit vérifier la condition suivante :

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

La largeur b de la poutre doit vérifier la condition suivante

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$\text{Le rapport } \frac{h}{b} \leq 4$$

- Vérifier la rigidité.

La rigidité de flexion d'une poutre est caractérisée par l'intensité de sa flèche résultant d'un chargement donné. Donc, après avoir choisi les dimensions de la poutre, il est primordial de vérifier la flèche.

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{L(cm)}{1000} \quad \text{si } L > 5m \quad (4.6)$$

$$f_{adm} = \frac{L(cm)}{500} \quad \text{si } L \leq 5m \quad (4.7)$$

4.4 Pré-dimensionnement des poteaux

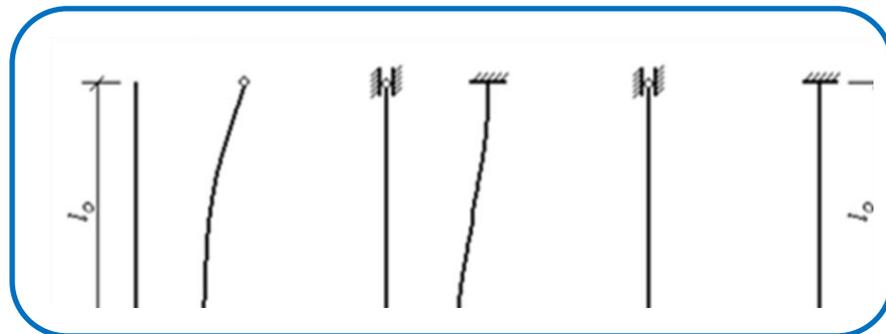
Le prédimensionnement des poteaux est gouverné par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité. Il est à noter que les poteaux sont redimensionnés à l'ELU en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal ultime (N_u) tels que: $N_u = 1.35G + 1.5 Q$.

4.4.1. Grandeurs caractéristiques

Longueur de flambement

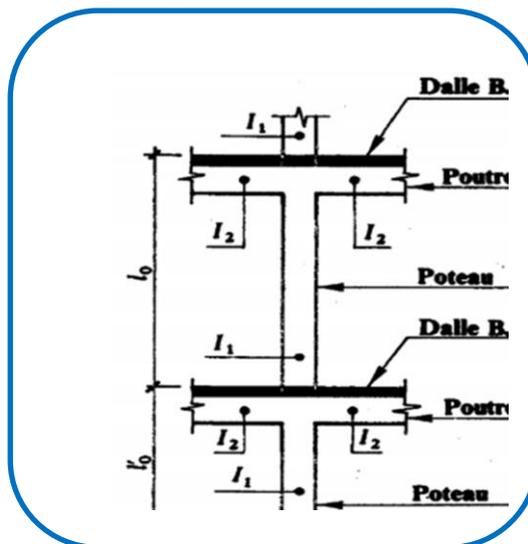
La longueur de flambement (l_f) également appelé flambement. Ce phénomène se produit lorsque le poteau est comprimé dans le sens de sa longueur. Ce dernier, a tendance à fléchir perpendiculairement à l'axe de la force appliquée, en raison d'une flexion parasite qui se produit à partir d'une certaine contrainte (contrainte d'Euler). Pour la détermination de l_f on distingue trois cas :

Poteau isolé (B.8.3.2. CBA93)



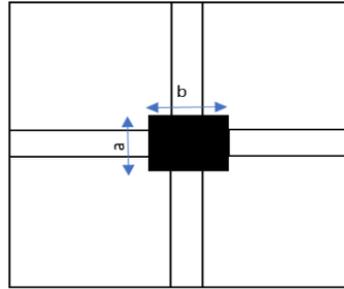
a)

Poteau d'un bâtiment contreventé par des pans verticaux (B.8.3.3.1. CBA93)



b)

Figure 4.9– a) et b) Schémas de détermination de la longueur de flambement l_f [25]

Poteau rectangulaire**Figure 4.10**– Poteau rectangulaire d’une structure*Elancement des poteaux*

On appelle élancement λ , le rapport de la longueur de flambement L_f au rayon de giration (i) de la section droite du béton :

$$\lambda = L_f / i \quad (4.8)$$

Avec,

λ est l’élancement du poteau étudié

L_f est la longueur de flambement

i est le rayon de giration du béton seul, avec $i = \sqrt{I/B}$

I est l’inertie du poteau

- Poteau de section rectangulaire

Selon le règlement BAEL $0 < \lambda < 70$

$$\lambda = 35$$

$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$ et B est l’aire de la section transversale du poteau ($B = a \cdot b$), avec ($b > a$).

Selon le règlement RPA

Zone	Minimum (a,b) cm
I-IIa	≥ 25
IIb-III	≥ 30

$$\text{En outre, } \text{Min}(a,b) \geq h_e/20 \text{ et } 1/4 < a/b < 4 \quad (4.9)$$

Poteau circulaire

Selon le règlement BAEL $0 < \lambda < 70$

$$\lambda = 35$$

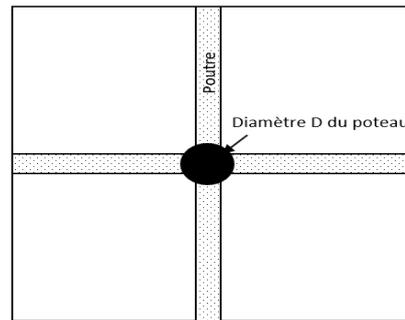


Figure 4.11– Poteau circulaire d’une structure

$$\lambda = Lf/i \quad \text{et} \quad i = \sqrt{I/B} \quad I = \frac{\pi D^4}{64}$$

Selon le règlement RPA

Zone	Minimum (cm)
I	≥ 25
IIa	≥ 30
IIb-III	≥ 35

En outre, $D \geq h_e/15$

4.5 Application-calcul de la descente des charges d’un bâtiment

Les figures 4.12 et 4.13 représentent respectivement, la vue en plan et la coupe verticale du bâtiment. Ce dernier, se trouve dans une zone de forte sismicité (Zone III). Il est constitué d’un rez de chaussée et d’un étage dont la hauteur est fixée (3.06m). En outre, les poteaux ont tous les mêmes dimensions (30×30) cm, les poutres principales et les poutres secondaires ont les dimensions en hauteur 40 cm et en largeur 30cm. Le système de contreventement qui a été opté pour cette structure est un portique auto-stable, assurant la stabilité verticale du bâtiment. On vous demande de calculer

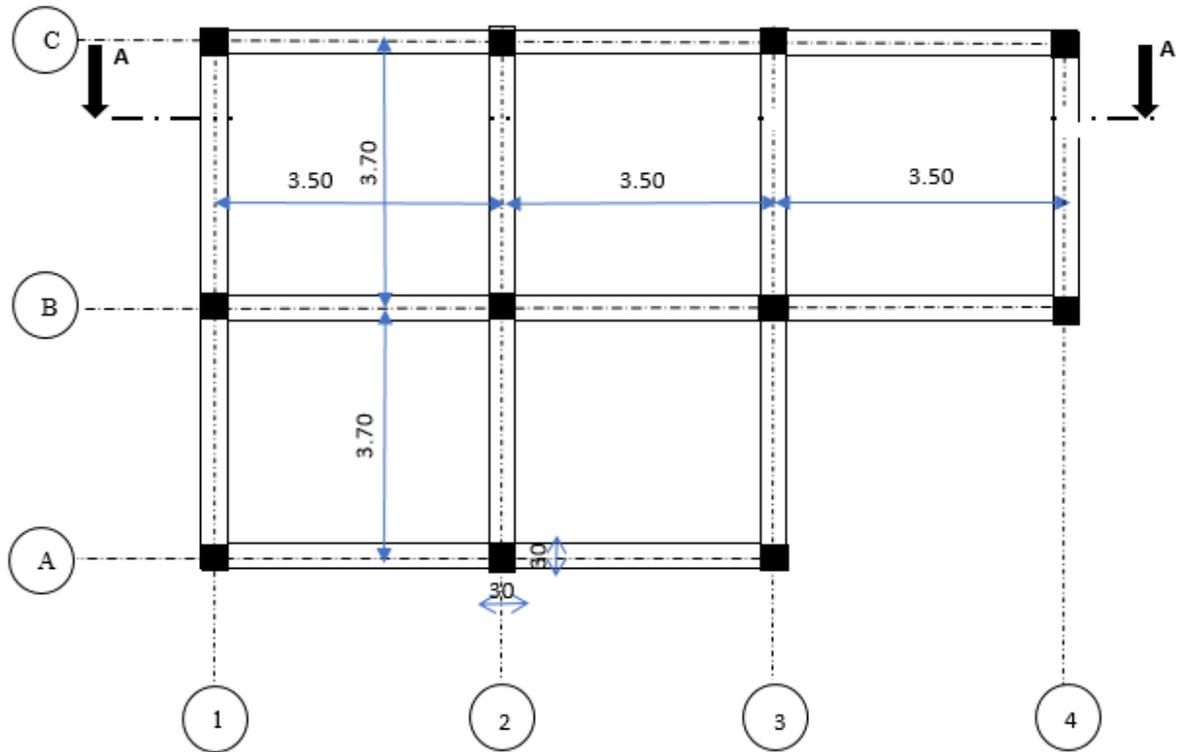


Figure 4.12–Vue en plan

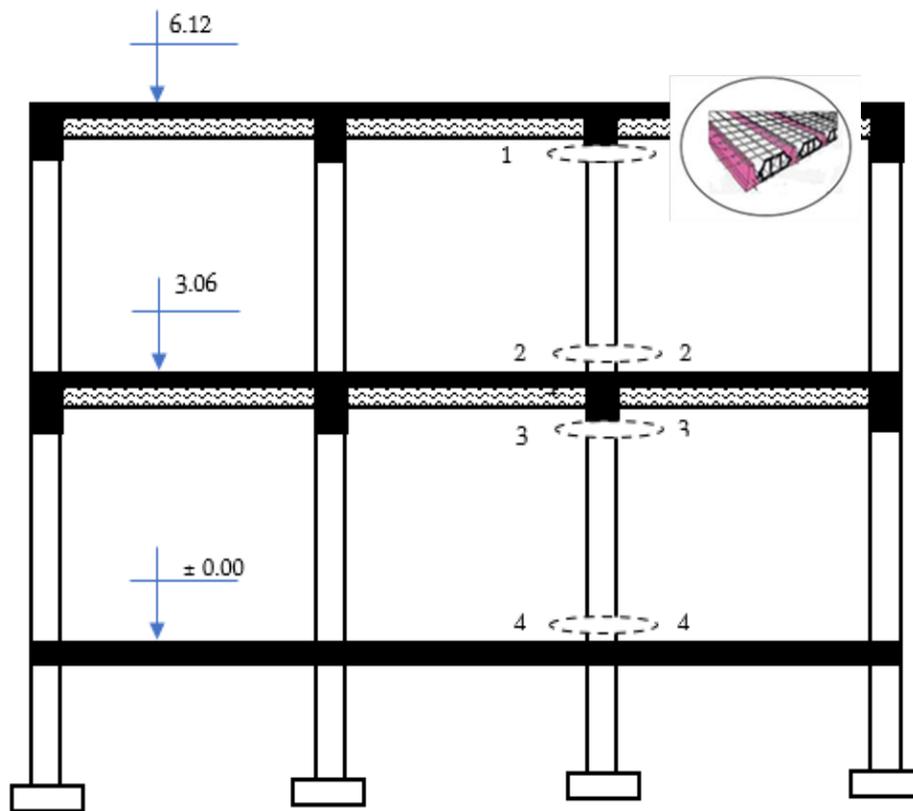


Figure 4.13–Coupe verticale

1. Prédimensionnement du plancher et dimensionnement de la poutrelle;
2. Calcul de la charge permanente revenant sur la poutrelle ;
3. Prédimensionnement de la poutre;
4. Calcul de la charge permanente revenant sur la poutre principale du plancher terrasse et du plancher courant;
5. Calcul de la charge permanente revenant sur la poutre secondaire du plancher terrasse et du plancher courant;
6. Calcul de la charge d'exploitation revenant sur la poutre principale du plancher terrasse et du plancher courant;
7. Calcul de la surface d'influence revenant sur le poteau B2 ;
8. Calcul de la descente de charges due à la charge d'exploitation sur le poteau B2 ;
9. Calcul de l'effort normal ultime due à la charge totale.

Solution

1. Prédimensionnement du plancher

Plancher

Pour prédimensionner le plancher, on applique la relation donnée ci-dessus :

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

$$\frac{(370 - 30)}{25} \leq ht \leq \frac{(370 - 30)}{20}$$

$$13.6 \text{ cm} \leq ht \leq 17 \text{ cm}$$

En consultant le D.T.R B.C 2.2, Annexe VI-C.03-Plancher, nous constatons que nous sommes dans la catégorie B de planchers, on opte pour l'épaisseur de la dalle du plancher à corps creux (16+4) cm.

Poutrelle

De prime à bord, il faut calculer la largeur efficace de la table de compression, en se référant aux règlements en vigueur BAEL 91/ 99 (C.B.A 93 – D.T.R B.C 2.41). En effet, la largeur efficace de la table de compression est donnée par la relation suivante :

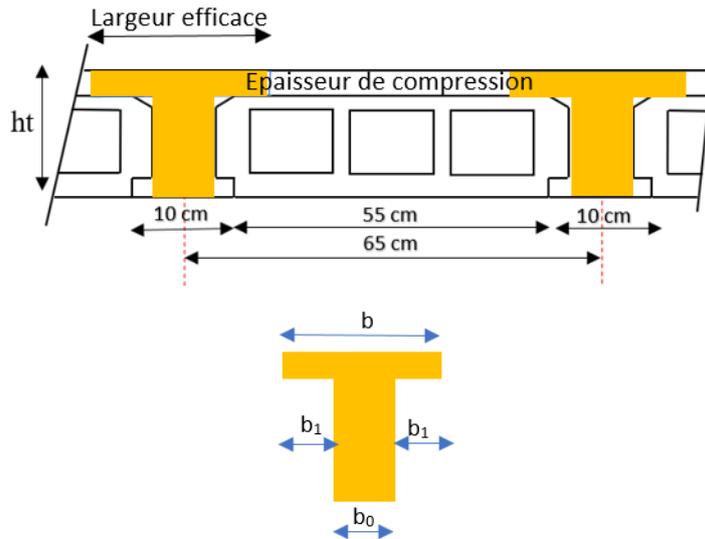
$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \min (L/10, L_t/2, 2/3 L_a)$$

Avec,

L est la portée du plancher entre nu des poutres ;

L_t est la distance entre nu des nervures ;

L_a est la distance de la section considérée de l'appui le plus proche.



On calcule

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \min (L/10, L_t/2, 2/3 L_a)$$

$$b_1 = L/10 = 350/10 = 35 \text{ cm}$$

$$b_1 = L_t/2 = 55/2 = 27.5 \text{ cm}$$

D'où on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$$b_1 = 2/3 L_a = 2/3 \times 370/2 = 123.33 \text{ cm}$$

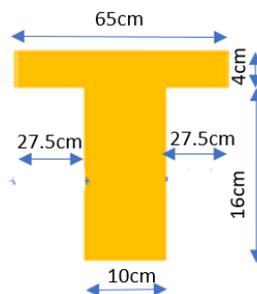


Figure 4.14–Dimension d'une poutrelle en béton armé

2. Prédimensionnement de poutre

Pour prédimensionner la poutre, on applique la relation suivante :

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

$$\frac{(370 - 30)}{15} \leq h \leq \frac{(370 - 30)}{10}$$

$$22.66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}, \text{ on opte pour } h = 35 \text{ cm}$$

La largeur b de la poutre doit vérifier cette condition :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$10.5 \leq b \leq 24.5$, on opte pour $b = 25$ cm

Vérifier les conditions imposées sur ces dimensions par le règlement RPA 99V2003-D.T.R B.C2.48, Article 7.5.1, coffrage, page 51.

La hauteur h de la poutre doit vérifier la condition suivante :

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad C.V$$

La largeur b de la poutre doit vérifier la condition suivante

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad C.V$$

$$\text{Le rapport } \frac{h}{b} \leq 4 \quad C.V$$

3. Détermination de la charge permanente revenant sur la poutrelle

Calcul de la charge permanente dans le plancher terrasse ($G1_{\text{terrasse}}$)

$$G1_{\text{terrasse}} = 6.38 \times 0.65 = 4.15 \text{ kN/m}$$

Calcul de la charge permanente dans le plancher courant ($G1_{\text{courant}}$)

$$G1_{\text{courant}} = 5.34 \times 0.65 = 3.47 \text{ kN/m}$$

Calcul de la charge d'exploitation revenant sur la poutrelle du plancher terrasse ($Q1_{\text{terrasse}}$)

$$Q1_{\text{terrasse}} = 1 \times 0.65 = 1 \text{ kN/m}$$

Calcul de la charge d'exploitation revenant sur la poutrelle du plancher courant ($Q1_{\text{courant}}$)

$$Q1_{\text{courant}} = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ kN/m}$$

4. La charge permanente revenant sur la poutre principale du plancher terrasse ($G2_{\text{terrasse}}$) et du plancher courant ($G2_{\text{courant}}$)

$$G2_{\text{terrasse}} = (3.70 - 0.25) \times 6.38 + 0.25 \times 0.35 \times 25 = 24.2 \text{ kN/m}$$

$$G2_{\text{courant}} = (3.70 - 0.25) \times 5.34 + 0.25 \times 0.35 \times 25 = 20.61 \text{ kN/m}$$

5. La charge permanente revenant sur la poutre secondaire du plancher terrasse ($Q2_{\text{terrasse}}$) et du plancher courant ($Q2_{\text{courant}}$)

$$G_{\text{terrasse}} = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.19 \text{ kN/m}$$

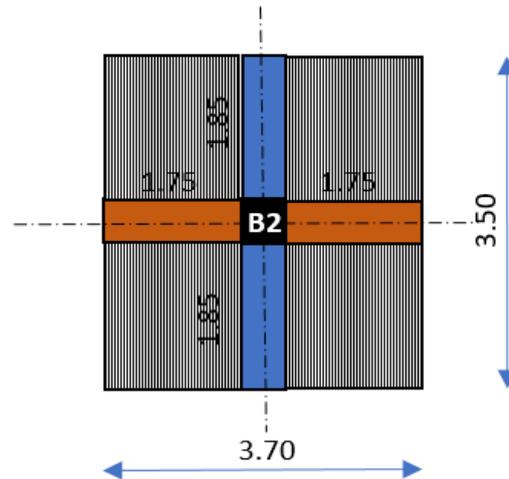
$$G_{\text{courant}} = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.19 \text{ kN/m}$$

6. La charge d'exploitation revenant sur la poutre principale du plancher terrasse ($G2_{\text{terrasse}}$) et du plancher courant ($G2_{\text{courant}}$)

$$Q2_{\text{terrasse}} = 3.70 \times 1 = 3.70 \text{ kN/m}$$

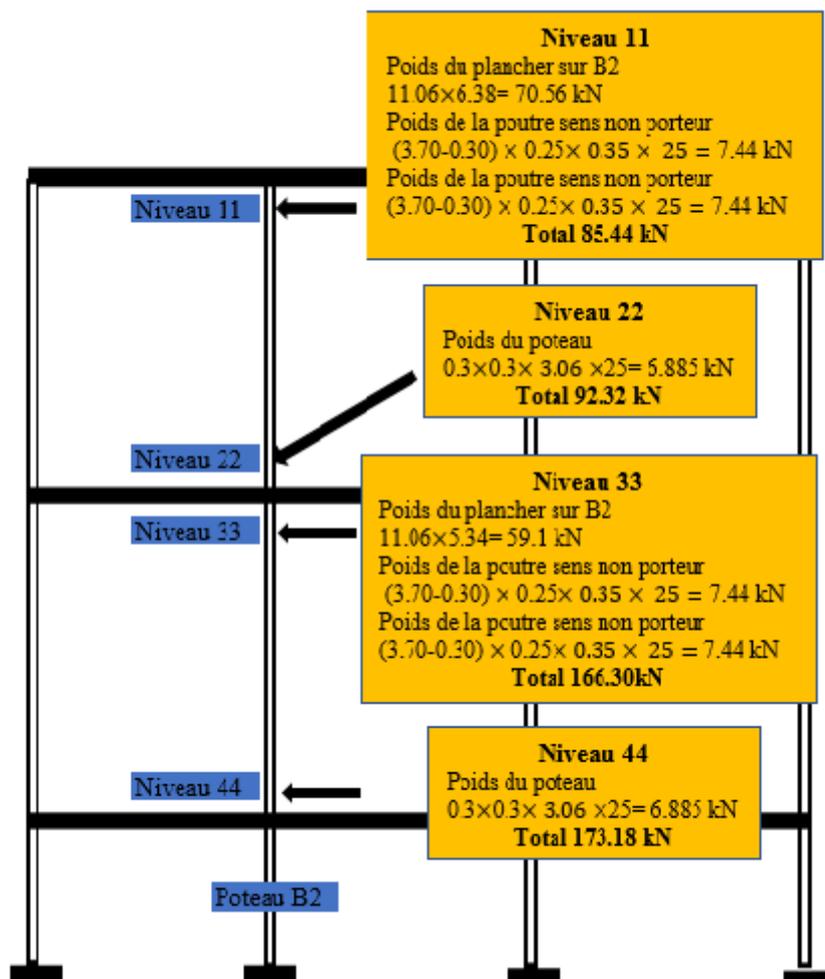
$$Q2_{\text{courant}} = 3.70 \times 1.5 = 5.55 \text{ kN/m}$$

7. Détermination de la surface d'influence revenant sur le poteau B2



La surface d'influence du poteau B2 (charge revenant du plancher) est :
 $S = (3.70 \times 3.50) - 2(1.75 \times 0.25) - 2(1.85 \times 0.25) - (0.3 \times 0.30) = 11.06 \text{ m}^2$

6. Détermination de la descente de charges due à la charge permanente sur le poteau B2



8. Détermination de la descente de charges due à la charge d'exploitation sur le poteau B2

Les règlements en vigueur BAEL 91/99 (C.B.A93-D.T.R B.C 2.41), recommandent pour les charges d'exploitation, une loi de dégression des charges.

On considère que Q_0 est la charge d'exploitation sur la terrasse

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitation concernant les planchers des étages 1, 2, 3, ..., n. Donc, la loi de dégression s'écrit de la manière suivante :

Sous terrasse.....	Q_0
Sous étage 1.....	Q_0+Q_1
Sous étage 2.....	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$
Sous étage 3.....	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+ Q_3)$
Sous étage 4.....	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4)$
Sous étage n.....	$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+\dots+Q_n)$, pour $n \geq 5$

La surface d'influence du poteau B2 au niveau de la terrasse

$$S = 3.70 \times 3.50 = 12.95 \text{ m}^2$$

La surface d'influence du poteau B2 au niveau de l'étage courant

$$S = 12.95 - 0.3 \times 0 = 12.86 \text{ m}^2$$

Plancher terrasse inaccessible

$$Q_0 = 12.95 \times 1 = 12.95 \text{ kN}$$

Plancher étage courant

$$Q_1 = 12.86 \times 1.5 = 19.29 \text{ kN}$$

Sous étage 1

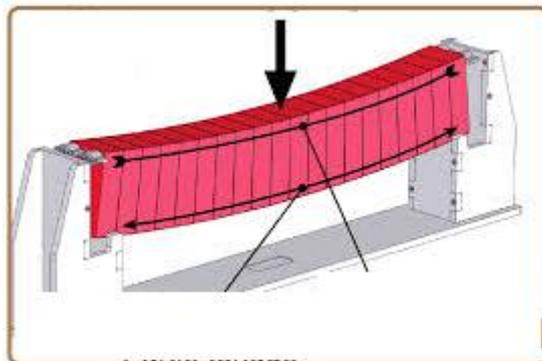
$$Q_0 + Q_1 = 12.95 + 19.29 = 32.24 \text{ kN}$$

9. Détermination de l'effort normal ultime due à la charge totale

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 173.18 \times 1.35 + 32.24 \times 1.5 = 282.16 \text{ kN}$$

Chapitre 5

Calcul des éléments résistants



5.1 Introduction

Dans ce chapitre, on va présenter le ferrailage longitudinal et transversal des éléments résistants, afin de satisfaire les états limites ultimes.

5.2 Détermination du ferrailage du poteau

On détermine les sections d'armatures des poteaux en calculant forfaitairement l'effort normal ultime limite dans le cas d'une compression centrée.

5.2.1 Etat limite ultime ELU.

Le dimensionnement des poteaux est basé sur les hypothèses suivantes :

- L'effort normal de compression est centré sur la section transversale du poteau ;
- Les poteaux sont soumis uniquement aux actions dues à des charges permanentes et à des charges d'exploitation. On considère l'unique combinaison d'actions $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$.

Détermination de la section transversale du poteau

L'effort N_u agissant sur le poteau doit être au plus égal à la valeur limite suivante :

$$N_u \leq N_{ulim} = \alpha \left(\frac{Br}{0.9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad (5.1)$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50 \quad (5.2)$$

$$\alpha = 0.6(\lambda/35)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \quad (5.3)$$

De l'équation (1), on tire le béton réduit par la relation suivante :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + 0.01 \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \quad (5.4)$$

Pour déterminer la dimension de la section réelle du poteau.

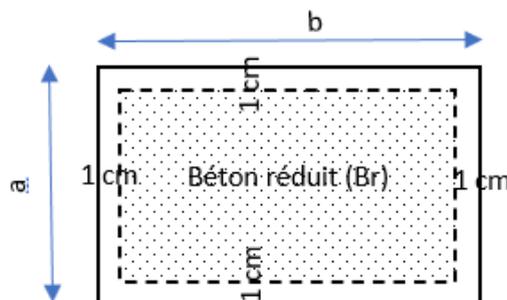


Figure 5.1– Section du béton réduit d'un poteau

Armatures longitudinales

Il s'agit de déterminer la section des aciers longitudinaux nécessaires pour équilibrer les sollicitations agissantes.

La section théorique d'armatures longitudinales est donnée par la relation tirée de l'équation :

$$A_s = \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) \cdot \left(\frac{\gamma_s}{f_e} \right) \quad (5.5)$$

La section réglementaire d'armatures longitudinales minimale est donnée par l'expression suivante :

$$A_{s_{\min}} (\text{cm}^2) = \text{Max} \left\{ \frac{4U}{100}; 0,2\% B \right\} \quad (5.6)$$

Avec, B en cm et U est le périmètre de la section droite (cm).

$$A_{s_{\max}} (\text{cm}^2) = 5\% B.$$

Armatures transversales :

Les armatures transversales (cadres) forment une ceinture autour des armatures longitudinales de façon à assurer le maintien de celles-ci vis-à-vis d'un mouvement éventuel vers les parois voisines. Le diamètre des armatures transversales donné par la relation suivante :

$$\varnothing_t \approx \frac{1}{3} \varnothing_L \quad (5.7)$$

L'espacement entre les cadres (St) $\leq (15 \varnothing_L, 40\text{cm}, a + 10\text{cm})$.

a est la petite dimension du poteau (cm).

5.2.2 Etal limite de service

$$N_s = N_G + N_Q$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_s}{B + nA_s} \leq 0.6 f_{c28} \quad (5.8)$$

n est le coefficient d'équivalence (n= 15).

5.3 Ferrailage de la poutre (flexion simple)

La méthode la plus utilisée pour le calcul des poutres ainsi que des planchers continus est la méthode des trois moments.

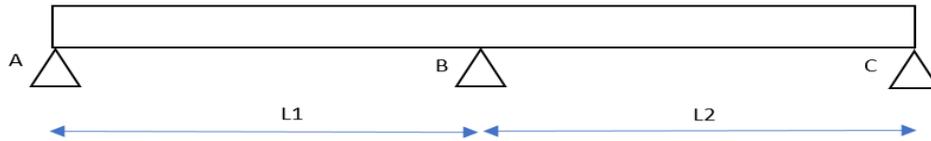


Figure 5.2– Poutre continue reposant sur plusieurs appuis

Plusieurs méthodes adaptées au béton armé existent. Ces méthodes adaptent la formule des trois moments pour le calcul des poutres et des planchers en béton armé. Parmi les méthodes, on cite la méthode dite « forfaitaire » (BAEL 91 art 8.6.22.10). Pour utiliser cette méthode, il faut que les conditions suivantes soient réunies à savoir :

- La méthode est applicable aux planchers à charges d'exploitation modérées (poutre associée à un hourdis ou dalles calculées dans une direction) avec $QB \leq 2G$ ou $QB \leq 5\,000\text{N/m}^2$.
- Les différentes travées ont la même section et que le moment d'inertie I est constant sur toute la poutre.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25.
- La fissuration est jugée peu préjudiciable.

Application de la méthode

Pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire, il faut que les valeurs des moments en travée et sur appui (M_A et M_C) doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t + \left(\frac{M_A + M_C}{2}\right) \geq \text{Max} (1.05M_0) \text{ et } (1 + 0.3\alpha) M_0. \quad \text{avec } \alpha = \frac{g}{g+q} \quad (5.9)$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0. \quad \text{Pour la travée de rive.} \quad (5.10)$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0. \quad \text{Pour la travée intermédiaire.} \quad (5.11)$$

M_0 est la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique).

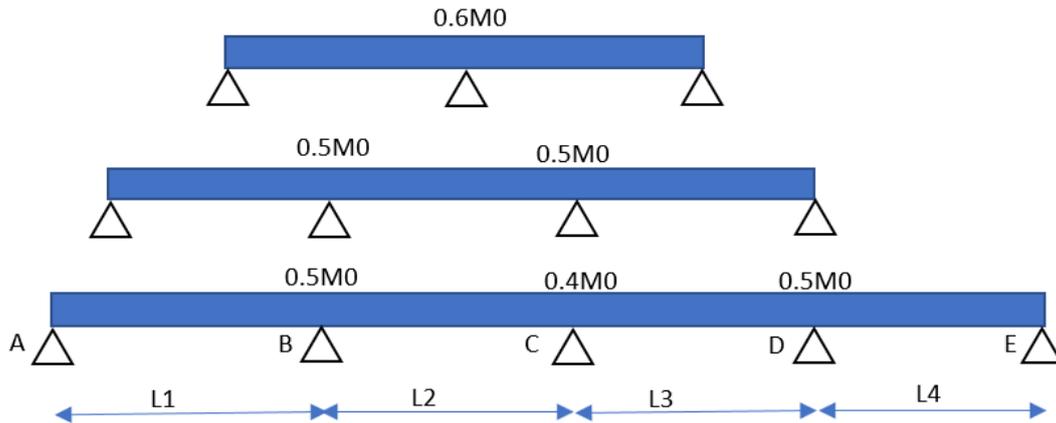


Figure 5.3– Moment sur appuis d'une poutre continue reposant sur plusieurs appuis

Les fissurations sont supposées préjudiciables, lors du calcul des contraintes du béton et de l'acier à ELS.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max (0.5f_e, 110tjf \sqrt{\eta \cdot ftj}) \right) \quad (5.12)$$

η est le coefficient de fissuration .

- Pour l'acier doux $\eta = 1$.
- Pour l'acier HA, $\eta = 1.6$

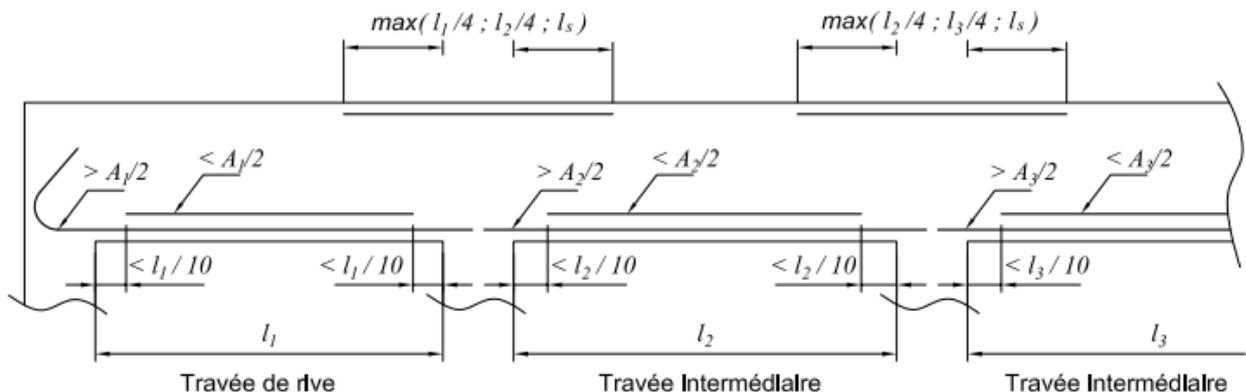


Figure 5.4– Arrêt des barres pour une poutre continue reposant sur plusieurs appuis

La vérification des contraintes à ELS dans le béton et dans l'acier

Etat limite de service ELS

Armatures transversales

Le calcul d'une poutre à l'effort tranchant est mené à l'ELU. En effet, la poutre continue est supposée comme étant un ensemble de poutres isostatiques. Afin de simplifier les calculs, la contrainte de cisaillement maximale est prise égale à :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} \quad (5.13)$$

V_u est l'effort tranchant dans la section de la poutre ;

b et d sont la largeur minimale et la hauteur utile de la poutre, respectivement .

En outre, la contrainte de cisaillement maximale doit être inférieure à celle de la valeur de la contrainte tangente limite, donnée par la relation suivante :

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} \cdot \frac{1}{\gamma_b} \quad (5.14)$$

Dans n'importe quelle section de la poutre, les conditions minimales suivantes doivent être vérifiées à savoir:

- ✓ Le pourcentage d'acier transversaux doit respecter la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b \cdot 0.5t} \geq \frac{0.4}{f_e} \quad (5.15)$$

- ✓ Le diamètre des aciers transversaux doit respecter la condition suivante :

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right). \quad (5.16)$$

L'espacement entre les armatures transversales St ne doit pas dépasser le minimum de $\{0.9 d, 40\text{cm}\}$. En dernier lieu on calcule l'espacement entre les cadres, à partir des relations suivantes, en prenant la valeur de l'espacement minimale St .

$$\frac{A_t}{b \cdot 0.5t} \geq \frac{0.4}{f_e} \quad \text{et} \quad (5.17)$$

$$\frac{A_t}{b \cdot 0.5t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e} \quad (5.18)$$

Chapitre 6

Calcul des éléments secondaires



6.1 Introduction

Dans ce chapitre, on s'intéressera à l'étude de tous les éléments secondaires, tel que l'acrotère, les planchers, le balcon et enfin les escaliers. Il est bon de rappeler que ces éléments sont communément connus par le mot élément « non résistants » sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

6.2 Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé, complémentaire du plancher terrasse. Sa fonction est de permettre l'encollage d'une étanchéité à chaud côté extérieur et possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie. Pour calculer un acrotère on l'assimile à une console encastrée à l'extrémité du plancher terrasse qui est soumise à son poids propre G ($G = \rho_b \cdot S$).

Avec,

ρ_b : masse volumique du béton égale 25 kN/m^3

S : surface transversale totale de l'acrotère égale à 0.0765 m^2

En outre, l'acrotère est soumis à une surcharge horizontale Q dû à la main courante. Cela a pour effet d'occasionner des efforts horizontaux créant un moment $M = 0.60Q$ à la base (au niveau de l'encastrement). Etant donné que l'acrotère est exposé à divers environnements, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

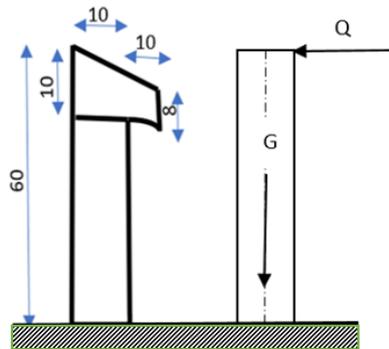


Figure 6.1– Schéma statique de l'acrotère

6.2.1 Calcul du ferrailage de l'acrotère

La section de l'acrotère qui sera ferrillée est un rectangle de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

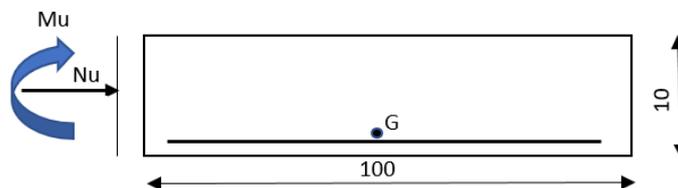


Figure 6.2– Schéma de principe de ferrailage de l'acrotère[25].

- Selon le règlement B.A.E.L91 A.7.2.1, le diamètre des barre $\varnothing L$ de l'acrotère ne doit pas dépasser $\frac{h}{10}$,
- Selon le règlement (B.A.E.L91 A.7.1), l'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit $C = 3 \text{ cm}$.

6.2.1.1 Ferrailage de la section à ELU (voir le cours de béton armé)

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

On calcule

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} \quad (6.1)$$

$$e_1 = \frac{h}{2} \quad (6.2)$$

Si $e_0 > e_1$, la section est partiellement comprimée. Elle se calcule en flexion simple (moment agit au centre de gravité de la section).

Condition de non fragilité du béton (BAEL91 A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{ft28}{fe} \left(\frac{e_0 - 0.455d}{e_0 - 0.185d} \right) \quad (6.3)$$

Pourcentage minimal d'armature longitudinale Art (B.5.3.1BAEL91)

$$AL \geq 0.0025 \cdot b \cdot h \quad (6.4)$$

$$A_{max} = \max (A_{calculée}, A_{min}, AL) \quad (6.5)$$

6.2.1.2 Vérifications à l' E.L.S (BAEL91A.4.5,32)

Tant que l'acrotère est exposé aux environnements différents, donc les fissurations sont considérées préjudiciables. La contrainte de traction des armatures est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_s \leq \min \left(\frac{2}{3} fe, 110 \sqrt{\eta ft28} \right) \quad (6.6)$$

Avec $\eta=1.6$ HA

Armatures de répartition (BAEL91 A.8.2.41)

$$A_r = \frac{A_{max}}{4} \quad (6.7)$$

Espacement des armatures (BAEL91 B.5.3.3)

$$e_L \leq (2.5h, 25cm) \quad (6.8)$$

Vérification de l'effort tranchant (BAEL91 A.5.1, 1)

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} \quad (6.9)$$

La fissuration est préjudiciable, alors : $\bar{\tau} = \min(0.10f_{c28}, 4MPa)$

Si $\tau \leq \bar{\tau}$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Présentation du ferrailage

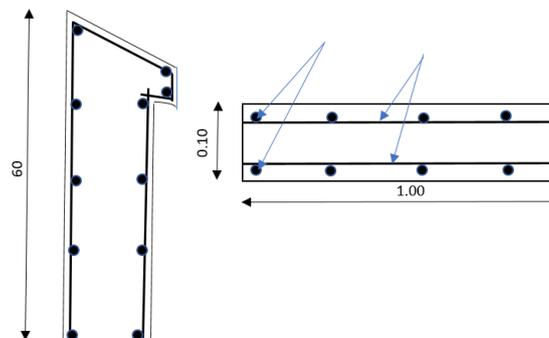


Figure 6.3– Ferrailage de l'acrotère[25]

6.3 Balcon

Le balcon est une dalle pleine en béton armé se trouvant en saillie de la façade, limitée vers l'extérieur par un garde-corps. Le balcon est généralement encastré dans la poutre de rive (porte-à-faux) à partir de la façade et son épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Etant donné que le balcon est un élément d'ouvrage exposé aux intempéries son dimensionnement doit être conforme au BAEL 91. Afin de calculer un balcon, on prend une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant comme une console soumise à la flexion simple en raison du poids propre de la console G, de la

surcharge d'exploitation Q et de la charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère P

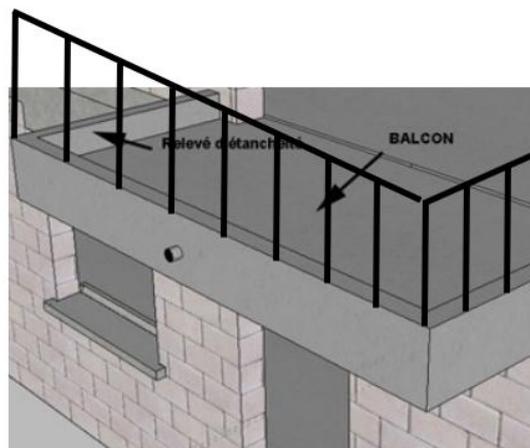


Figure 6.4– Balcon en béton armé

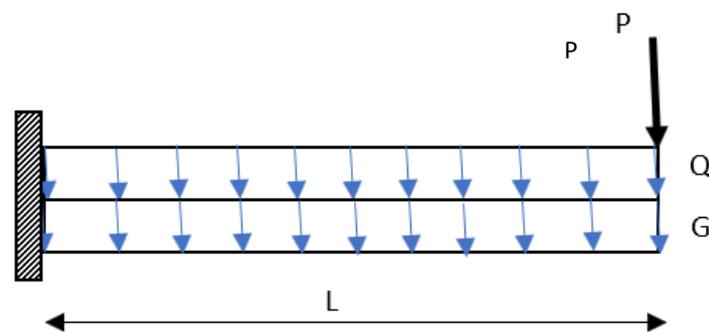


Figure 6.5– Schéma statique du balcon[25]

6.3.1 Calcul des sollicitations

Combinaison d'actions

E.L.U

$$M_u = 1,35 (MG + MP) + 1,5MQ$$

$$T_u = 1,35 (TG + TP) + 1,5 TQ$$

E.L.S

$$M_{ser} = MG + MP + MQ$$

$$T_{ser} = TG + TP + TQ$$

6.3.2 Calcul du ferrailage

Pourcentage minimale - BAEL91 (art B.6.4)

$$\hat{A}_{min} \geq 0.001bh \quad (6.10)$$

Condition de non fragilité -BAEL91 (A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23. b. d. \frac{ft_{28}}{fe} \quad (6.11)$$

Vérification de l'effort tranchant - BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} \quad (6.12)$$

On doit vérifier $\tau \leq \bar{\tau}$

Si la fissuration est peu nuisible (BAEL91 art A.5.1, 211)

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2fc_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \quad (6.13)$$

Les armatures de répartition -BAEL91 (A.8.2,41)

$$Ar = \frac{Aadp}{4} \quad (6.14)$$

Espacement entre les armatures - BAEL91 (art A.8.2,42)

Armatures longitudinales :

$$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \quad (6.15)$$

$$St = \frac{100}{5} \quad (6.16)$$

Armatures transversales

$$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) \quad (6.17)$$

$$St = \frac{100}{4} \quad (6.18)$$

: Vérification de la flèche

On doit vérifier si :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (6.19)$$

$$(6.20)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M0}$$

$$\frac{A}{b0d} \leq \frac{4.2}{fe} \quad (6.21)$$

Présentation du ferrailage

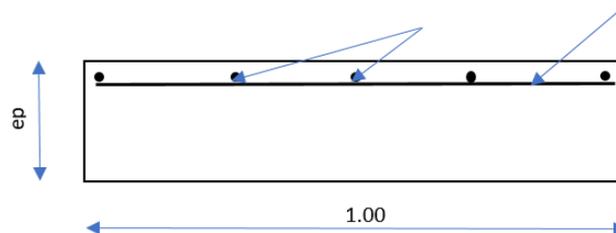


Figure 6.6– Ferrailage du balcon [25]

6.4 Plancher à corps creux et poutrelles

Le plancher à corps creux parfois appelé plancher hourdis est constitué par des éléments porteurs (poutrelle en béton armé) prenant appuis sur des murs de façade voire des poutres en béton armé, et par des éléments de remplissage d'hourdis disposés entre les poutrelles, les uns à côté des autres. Le tout est recouvert d'une dalle en béton (table de compression). Le corps creux disponible sur le marché présente une dimension de 55 cm de longueur. Donc, des nervures de largeur $b_0 = 10$ cm sont prévu, soit un entres-axes des nervures de 65 cm.

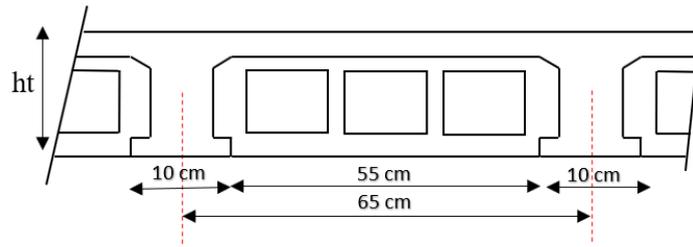


Figure 6.7–Plancher à corps creux

6.4.1 Dimensionnement de la poutrelle

Les poutrelles (nervures) sont de section en T de dimensions allant de 54 à 65cm. Les poutrelles assurent la fonction de portance, donc assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis. Leur étude s'effectue selon la méthode forfaitaire.

Il est permis d'utiliser les fractions suivantes du moment isostatique M_0 pour le calcul des moments suivants :

$$\checkmark \text{ Appuis de rive : } M_a = 0.3M_0 \quad (6.22)$$

$$\checkmark \text{ Appuis intermédiaires : } M_a = 0.6M_0 \quad (6.23)$$

$$\checkmark \text{ Travée de rive : } M_t = 0.85M_0 \quad (6.24)$$

$$\checkmark \text{ Travée intermédiaire : } M_t = 0.75M_0 \quad (6.25)$$

Les sections de ferrailages calculées (sur appuis comme en travées) seront vérifiées par rapport à celles des valeurs minimales et maximales puis vérifiées à ELS.

6.4.2 Ferrailage de la table de compression

Le ferrailage de la table de compression doit se faire au moyen d'un treillis soudé qui renforce la résistance de la dalle de compression. Le treillis soudé souvent utilisé est constitué de mailles de 2,5 mm de diamètre ayant 20 cm de largeur dans le sens parallèle aux poutrelles et 30 cm de longueur dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \quad A_1 = \frac{4L_1}{f_e} \quad (6.26)$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \quad A_2 = \frac{200}{f_e} \quad (6.27)$$

Avec L_1 est la distance entre les axes des poutrelles,
 A_1 est la section d'armature perpendiculaire aux poutrelles,
 A_2 est la section d'armature parallèles aux poutrelles.

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \quad (6.28)$$

6.5 Plancher dalle pleine

Une dalle pleine est une structure horizontale porteuse en béton armé continue dépourvue de nervures. Elle est réalisée dans son intégralité sur place ou en partie, auquel cas seul le coulage du béton est effectué sur place. La dalle pleine repose sur des murs ou poutres. Son épaisseur est en général égale au 25^{ème} de la portée. Le ferrailage de la dalle pleine est constitué par des treillis soudés de gros diamètre à savoir des aciers porteurs, placés en zone tendue (partie basse) positionnés parallèlement à la portée des aciers de répartition placés perpendiculairement à la portée. Leur espacement ne doit pas dépasser 3 fois l'épaisseur de la dalle voire 33cm. Cependant, l'espacement des aciers de répartition ne doit pas dépasser 4 fois l'épaisseur de la dalle ou 45cm.

La dalle pleine peut travailler dans deux sens, comme elle peut travailler dans un seul sens. Pour que la dalle travaille dans les deux sens il faut que vérifier la condition suivante :

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} < 1 \quad (6.29)$$

Pour que la dalle travaille dans un seul sens il faut que:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} < 0.4 \quad (6.30)$$

6.6 Escaliers

L'escalier est élément d'ouvrage constitué d'un ensemble de marches qui permettent de relier les étages de la manière la plus pratique possible. Selon son emplacement, l'espace disponible et l'esthétisme souhaité, on peut réaliser différentes formes d'escaliers en béton armé. Les escaliers en béton se singularisent des autres types d'escaliers (bois et/ou métalliques) par leurs propriétés de résistance, de durabilité, de protection contre l'incendie, de résistance aux inondations et d'atténuation du bruit.

6.6.1 Les types d'escalier en béton

Escalier droit

L'escalier droit est considéré comme l'escalier le plus classique et le plus simple à réaliser et à dimensionner. Ses marches rectangulaires dépourvues de changement de direction relient directement deux étages selon un axe. Cet escalier peut être constitué d'une seule volée ou de plusieurs volées avec palier.



Figure 6.8–Escalier droit en béton armé [26]

Escalier tournant

Ce type d'escalier est utilisé lorsque la configuration de l'habitation l'exige et que l'espace n'est pas suffisante pour pouvoir installer un escalier droit.



Figure 6.9–Escalier tournant en béton armé [27]

Escalier hélicoïdal

L'escalier hélicoïdal, communément appelé escalier en colimaçon implique l'utilisation de marches coniques tournant autour d'un pivot central qui constitue donc le principal appui. Son avantage principal est de créer une sensation de lumière dans les propriétés et de permettre de gagner en superficie contrairement à un escalier droit ou même tournant.



Figure 6.10–Escalier hélicoïdal en béton armé [28]

6.6.2 Les éléments qui composent l'escalier

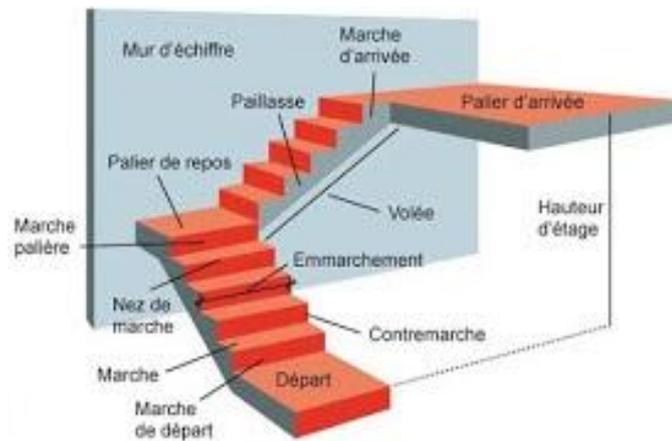


Figure 6.11– Constituants d'un escalier

6.6.3 Calcul d'un escalier

Quel que soit le type, un escalier confortable doit respecter une formule bien connue des architectes. Selon l'architecte François Blondel (1618-1686), $2h + g = 63 \text{ cm}$ (6.31) est le meilleur rapport pour monter un escalier en dépensant le moins d'énergie.

6.6.3.1 L'inclinaison de l'escalier

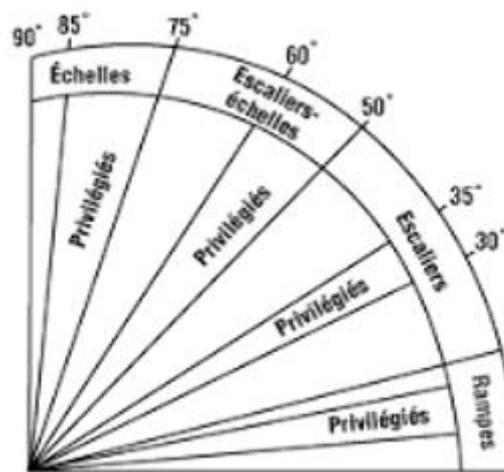


Figure 6.12– La pente et le type de structure

Un giron dépassant 35 cm fait prendre à l'escalier trop de place en longueur. Si la hauteur de marche est importante (à partir de 25 cm), l'escalier est raide comme une échelle de meunier. Donc, ne convient pas d'être utilisé dans la construction (inconfort). Le tableau ci-dessous récapitule toutes les dimensions nécessaires d'un escalier en fonction de la hauteur d'étage, pour assurer le confort des personnes.

Figure 6.1– Dimensions nécessaires d'un escalier en fonction de la hauteur d'étage

Hauteur	Giron	$2h+g$	Nombre de	Longueur
---------	-------	--------	-----------	----------

Étages	Marches			marches	totale
260 cm	18 cm	24 cm	60 cm	15	336 cm
270 cm	20 cm	24 cm	64 cm	14	312 cm
280 cm	19 cm	24 cm	62 cm	15	336 cm
290 cm	19 cm	24 cm	62 cm	16	360 cm
300 cm	18 cm	24 cm	60 cm	17	384 cm

6.6.3.2 Exemple d'un schéma statique d'un escalier droit à deux volées

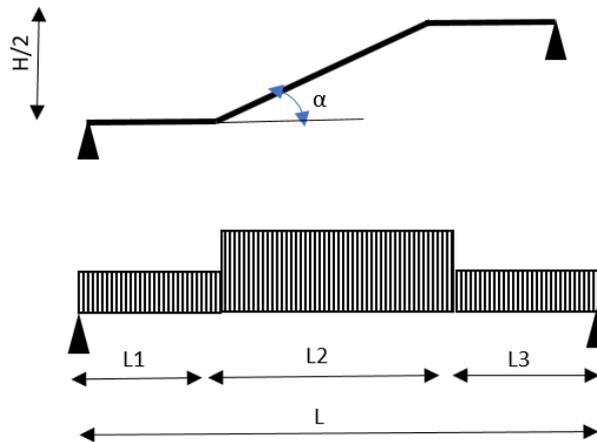


Figure 6.16– Schéma statique d'un escalier droit [25]

L'épaisseur de la dalle d'escalier doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \quad (6.32)$$

Le calcul de la section d'armature longitudinale de l'escalier s'effectue sur une bande rectangulaire de 1ml de largeur et d'une épaisseur h soumise à un moment de flexion M_u . Pour le ferrailage, il faut se référer à l'organigramme de ferrailage d'une section rectangulaire à la flexion simple. On prend les valeurs des moments suivants :

- Sur appuis $M_a = 0.3M$ (6.33)

- En travée $M_t = 0.85 M_0$ (6.34)

- Prévoir des armatures de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_{ser} \leq \frac{A_s}{2} \quad (6.35)$$

- Procéder à la vérification de l'effort tranchant avec V_u .
- Calculer la poutre palière (flexion simple et torsion)
- Dimensionner la poutre d'appui.

Chapitre 7

Dimensionnement des fondations



7.1 Introduction

Dans le présent chapitre, on s'intéresse au dimensionnement et au ferrailage des fondations superficielles, en particulier les semelles isolées.

7.2 Fondations

Les fondations sont les ouvrages souterrains en béton armé qui ont pour but de transmettre les charges venant sur les murs voire poteaux, au sol porteur et permettent ainsi de répartir ces charges au sol.

7.2.1 Fondations superficielles

Les fondations superficielles sont réalisées lorsque le bon sol est facilement atteint pour une profondeur inférieure à 3 m. On les classe en trois types :

Les différents types de semelles sont :

- Les semelles isolées
- Les semelles filantes
- Les radiers

NB : Les radiers, les semelles filantes, ne sont pas abordées dans le présent chapitre.

7.2.1.1 Semelles isolées

Une semelle isolée est une semelle pour chaque poteau appelée également semelle ponctuelle. Ce type de semelle est utilisé pour reprendre les descentes de charges concentrées de poteaux.

Formes des semelles isolées

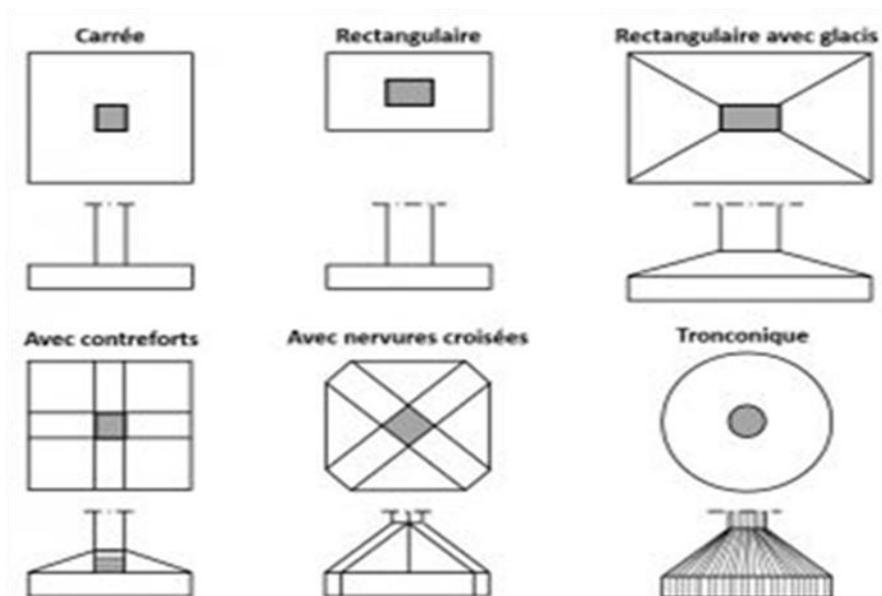


Figure 7.1– Différentes formes de semelles isolées

7.3 Dimensionnement

La section de la semelle est calculée en fonction de l'effort axial à reprendre et de la portance du sol ($\overline{\sigma_s}$).

La hauteur de la semelle est au moins égale à :

$$H = 5cm + \left(\frac{Bx-bx}{4}\right) \text{ Avec } Bx > By \quad (7.1)$$

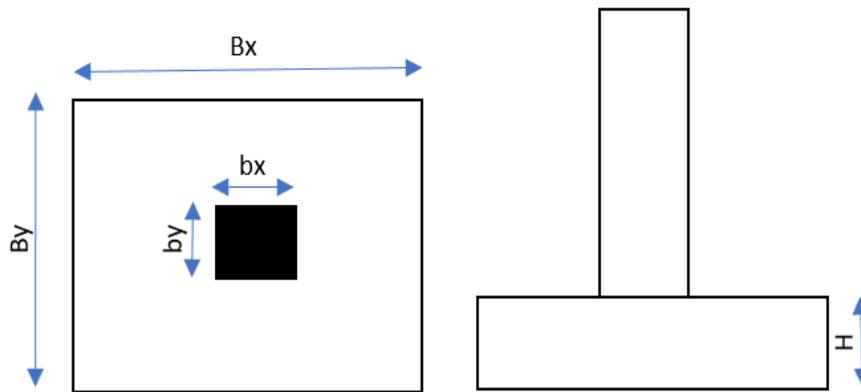


Figure 7.2– Dimensions d'une semelle isolée.

Pour déterminer la section mini de la semelle, on utilise la relation suivante :

$$S_{mini} = \frac{N_{ser} + \text{poids de semelle}}{\sigma_s} \text{ Avec } N_{ser} = G+Q \quad (7.2)$$

7.4 Application

Prenons le cas de poteau de section 30 x 30 cm qui doit supporter une charge $N_u = 38000$ daN. On donne $\overline{\sigma_s} = 2.5$ daN/cm². Calculer la section de la semelle S ?

Solution 1

$$\overline{\sigma} = \frac{N_u}{S} \leq \overline{\sigma_s} \rightarrow S \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma_s}} \geq \frac{38000}{2.5} \geq 15200 \text{ Cm}^2$$

7.5 Ferrailage-semelle isolée sous poteau

Dans la plupart du temps, les semelles isolées sont ferrillées par deux nappes d'aciers orthogonaux (inférieure // Bx et supérieur // By) protégés de l'oxydation en raison de l'humidité (remontée des eaux). En outre, N_u ne tient pas compte de l'action du poids propre

de la semelle.

Nappe d'armature inférieure // Bx

$$A_x = \frac{Nu(Bx - bx) \gamma_s}{8H f_e} \quad (7.3)$$

Nappe d'armature supérieure // By

$$A_y = \frac{Nu(By - by) \gamma_s}{8d_1 f_e} \quad (7.4)$$

H est la hauteur utile

\varnothing_1 est le diamètre des aciers pour la nappe d'armature inférieure // Bx

\varnothing_2 est le diamètre des aciers pour la nappe d'armature supérieure // By

$$d_1 = H - \frac{\varnothing_1 + \varnothing_2}{2} \quad (7.5)$$

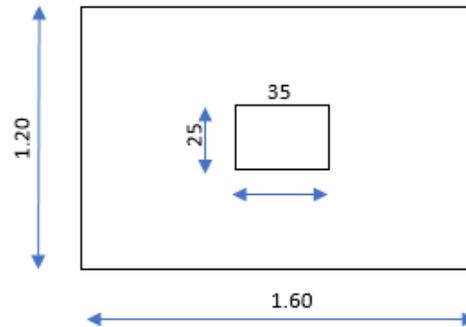
7.6 Dispositions constructives

En effet, la section minimale des armatures de répartition constituant le chaînage longitudinal qui doit être égal à:

- ✓ 2cm² pour Fe E 400;
- ✓ 3cm² pour Rond Lisses;
- ✓ 1,6cm² pour T.S ou Fe E 500;
- ✓ L'enrobage des aciers doit être ≥ 3 cm ;
- ✓ L'ancrage ls doit être égal à 40 \varnothing pour Fe E 400 et 50 \varnothing pour Fe E 500 ;
- ✓ L'arrêt des barres- barres avec crochets 120° ou 135° si $ls > B/4$ et barres rectilignes (sans crochets) si $Bx/8 \leq ls \leq Bx/4$.

7.7 Application

On vous demande de calculer les sections d'armatures de la semelle isolée sous poteau (Figure), sachant qu'il est soumis à une charge axiale verticale de 0.8 MN. On donne H=35cm et $f_e/\gamma_s=348$ MPa

*Solution 2*

Le ferrailage dans la nappe inférieure de la semelle est :

$$Ax = \frac{Nu(Bx-bx)}{8H} \frac{\gamma_S}{f_e} = \frac{0.8(1.6-0.35) \times 10000}{8 \times 0.35 \times 348} = 10.26 \text{ cm}^2$$

On prend 6HA16=12cm² ; cependant, le choix du diamètre des barres du lit supérieur doit être inférieur (Ø2=14mm) à celui du diamètre des armatures du lit inférieur (Ø1=16mm).

On calcule

$$d_1 = H - \frac{\varnothing_1 + \varnothing_2}{2} = 0.35 - \frac{0.016 - 0.014}{2} = 0.349 \text{ m}$$

Le ferrailage dans la nappe supérieure de la semelle est :

$$Ay = \frac{Nu(By-by)}{8d_1} \frac{\gamma_S}{f_e} = \frac{0.8(1.20-0.25) \times 10000}{8 \times 0.349 \times 348} = 7.82 \text{ cm}^2$$

On prend 6HA14 = 9.23cm²

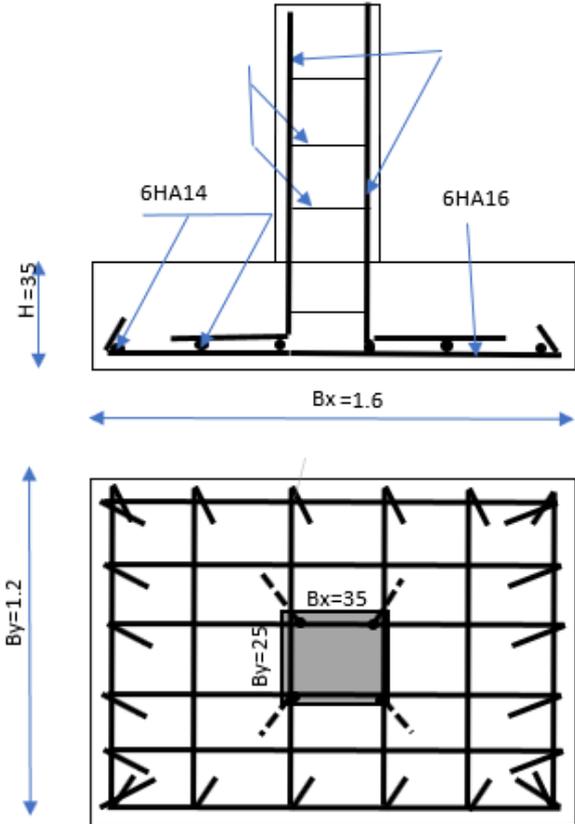


Figure 7.3– Exemple de ferrailage fondation type semelle isolée.

Références

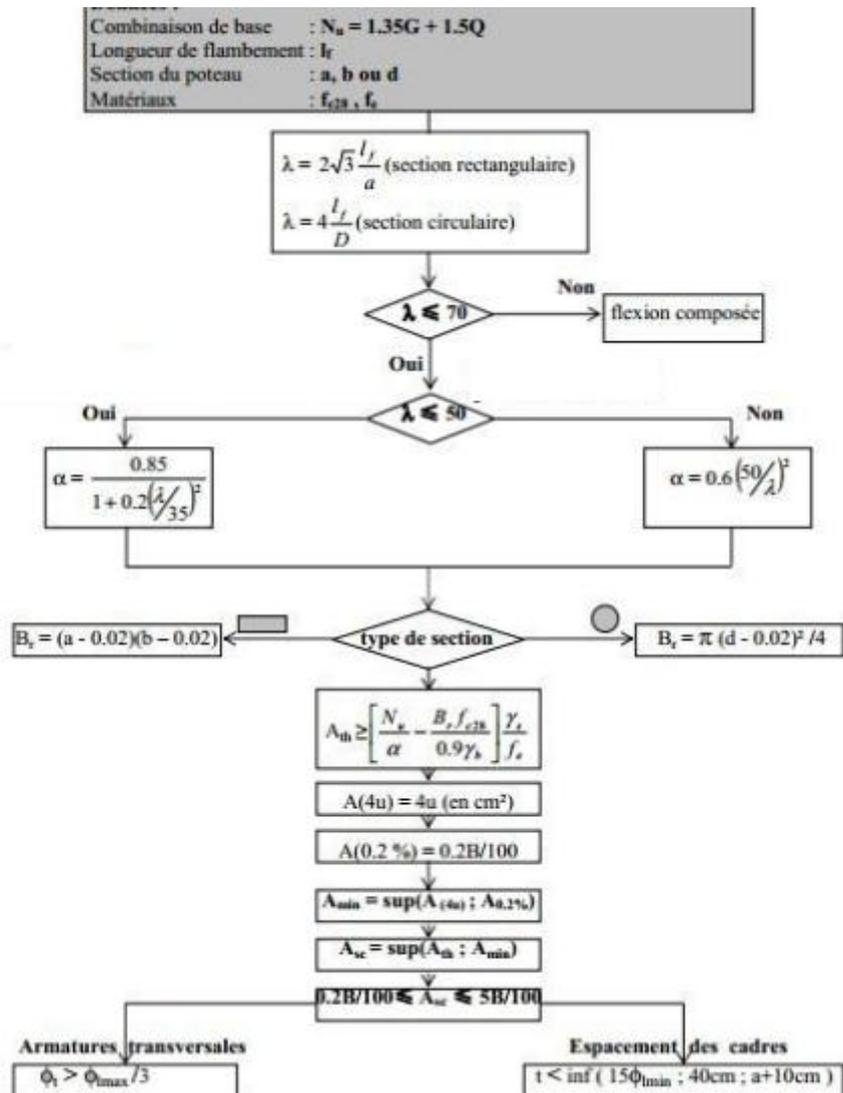


- [1] Étape du projet - Préambule – AAPQ, <https://formation.aapq.org>
- [2] Exemple de phasage détaillé d'un projet de construction <https://www.blog-logiciel-btp.com>
- [3] Les acteurs du Bâtiment : Métiers : FFB <https://www.ffbatiment.fr>
- [4] Tout savoir sur la structure, Techniques de l'Ingénieur, <https://www.techniques-ingenieur.fr>
- [5] Technologie : structure des ouvrages <http://cours-examens.org>
- [6] Document technique règlementaire D.T.R. - B.C. 2.2-charges et surcharges.
- [7] Règlement Parasismique Algérien RPA 99 / Version 2003
- [8] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93
- [9] Revue française de géotechnique, Etude géotechnique et reconnaissance des sols, Projet DTU, presse ponts et chaussées N22.
- [10] Labrecque, Nicolas La conception en ossature légère : Les concepts à maîtriser, ICI, CIRCERB, Université Laval 11 juin 2020.
- [11] Contreventement, philippe.berger2.free.fr
- [12] Cécile Harezma, Dimensionnement d'un bâtiment de 6 étages en béton armé avec murs de contreventements faiblement armés., Ingénieur de Recherche ULg.
- [13] Adaptation française du glulam hand book, manuel du bois lamellé collé, Volume 2, Présentation d'un matériau du XXIème siècle, Edition 2018.
- [14] Effet du mode constructif sur le comportement au séisme de portiques béton armé avec panneau de maçonnerie, journal.augc.asso.fr
- [15] <https://www.notionsstructures.be/les-notions/contreventement/comprendre>.
- [16] Structures porteuses, prof.buchi.free.fr
- [17] Jean Perchat et Jean Roux, Maitrise du B.A.E.L. 91 et des D.T.U associés, EYROLLES.
- [18] Tout savoir sur les planchers en béton - Avantages - Prix - Pavex.be .
- [19] La dalle de compression - Travaux béton travauxbeton.fr
- [20] Escalier en béton, Du bâtiment banque d'Images et photos libres de droits. Image 21154865. fr.123rf.com
- [21] Prédimensionnement des poutres béton - Cours de Structure Fac Archi ULB notionsstructures.be
- [22] Construire en zone sismique -Conception et bonnes pratiques. Albane RAMBAUD , Sandrine MARNAC CETE du Sud Ouest / DALET de Toulouse 2012
- [23] Création de cloisons : la brique plâtrière - Technique / Produit illico-travaux.com
- [24] La brique traditionnelle - Le Guide de la maison, leguidedelamaison.com.
- [25] Jean Perchat et Jean Roux, Pratique du B.A.E.L. 91 (Cours avec exercices corrigés), EYROLLES.
- [26] Escalier droit - HORMIPRESA - quart tournant / contemporain / structure en béton, archiexpo.fr.
- [27] Escalier double quart tournant beton, Idée déco escalier, Escalier, Deco escalier, pinterest.fr.
- [28] somptueux escalier à paillasse hélicoïdal en béton ciré couleur gris souris pour un architecte Couleur gris souris, Escalier, Béton ciré, pinterest.fr.

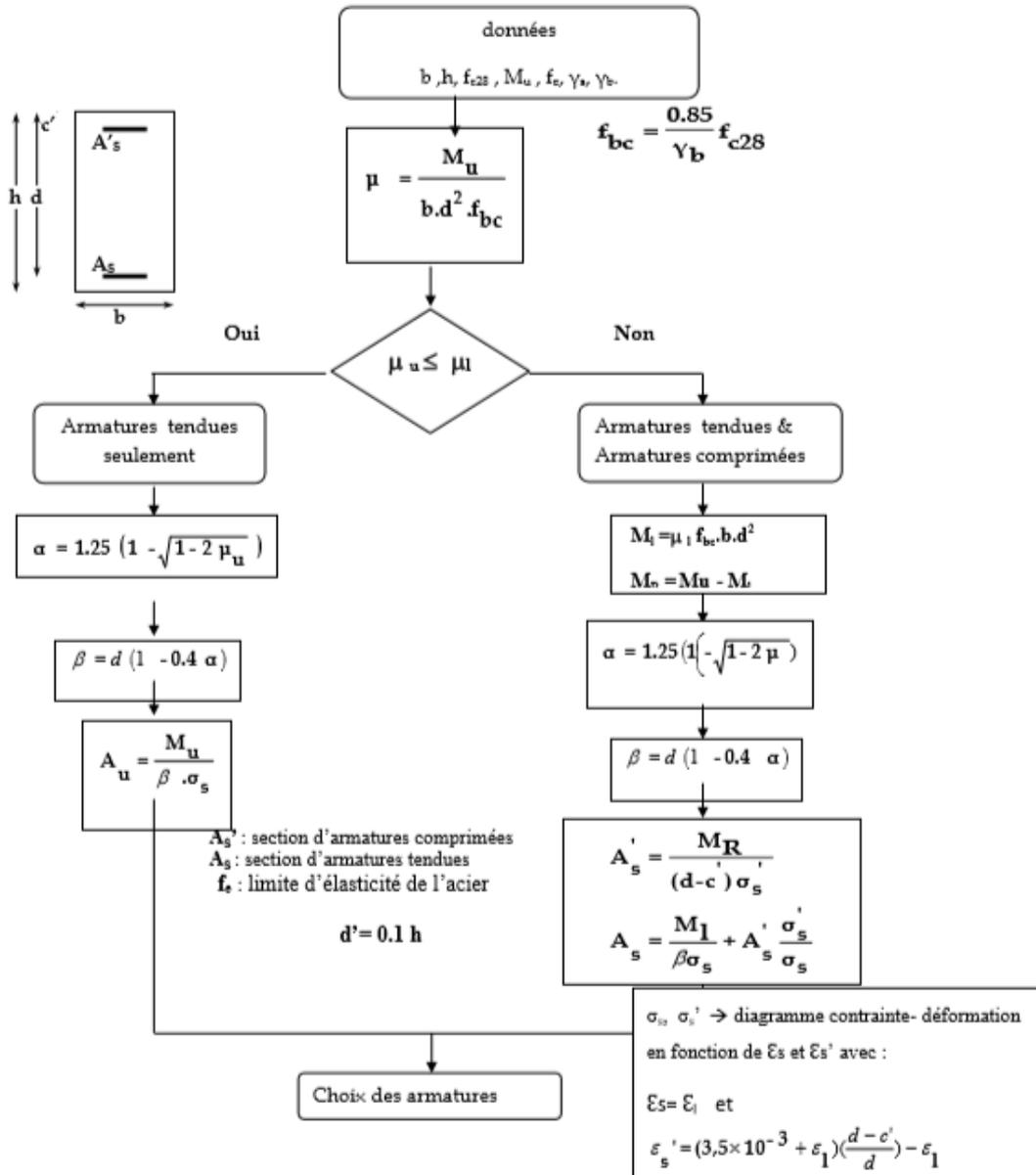
Annexes



Compression centrée – Ferrailage d'un poteau



Flexion simple-Ferrailage d'une poutre



Effort tranchant

