

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Centre Universitaire El-Wancharissi - Tissemsilt

Institut des Sciences et de la Technologie

Département des Sciences et de la Technologie

Polycopié de

Bâtiment (Cours avec Exercices corrigés)

Bâtiment



Dr. BOUDERBA BACHIR

Avant-propos

C'est avec un grand plaisir que nous présentons ce document qui comporte les notions fondamentales de la construction des Bâtiments dans le domaine de Génie Civil.

Le présent polycopié intitulé « Bâtiment », s'adresse aux étudiants de Master en génie civil système « LMD », option: « Structures ». Il est rédigé de manière simplifiée et des exemples sont introduits après avoir donné des notions afin que l'étudiant puisse assimiler le contenu du cours et ait une vision claire de son application dans la vie courante. Des exercices sont accompagnés de leurs solutions à la fin pour que l'étudiant s'y entraîne.

Ce polycopié est divisé en cinq chapitres. Le contenu du premier chapitre concerne des notions élémentaires sur les circuits du bâtiment et la technologie des matériaux.

Le deuxième chapitre est consacré à déterminer le système porteur d'un bâtiment. L'étudiant se familiarise avec le calcul des charges s'appliquant sur les différents éléments porteurs (charges permanentes, charges d'exploitation, actions climatiques, actions sismiques).

Le troisième chapitre fait une entrée en technologie des escaliers et des balcons.

Le chapitre quatre est consacré au calcul des portiques auto-stables en béton armé et en charpente métallique par la méthode de Muto.

Le cinquième et le dernier chapitre permettra à l'étudiant également de connaître la distribution des efforts et les différents systèmes de contreventements d'une structure.

TABLE DES MATIERES

Chapitre 1

Les circuits du bâtiment et technologie des matériaux

1.1. Introduction	06
1.2. Notions sur le bâtiment.....	06
1.3. Buts essentiels d'un bâtiment.....	06
1.4. Les parties composantes d'un bâtiment.....	07
1.5. La partition d'un bâtiment.....	07
1.6. Différentes fonctions à assurer dans un bâtiment.....	07
1.7. Les circuits du bâtiment.....	07
1.8. Technologie des matériaux.....	11
1.9. Réglementations techniques des constructions utilisées en Algérie.....	12

Chapitre 2

Les bases de la conception

2.1. Actions 'Bases des calculs'	17
2.2. La descente de charges.....	20
2.3. Actions climatiques.....	24
2.4. Méthodologie de calcul selon (D.T.R. C 2-4.7) «"R.N.V. 1999" »	24
2.5. Actions sismiques.....	27

Chapitre 3

Les escaliers et les balcons

Partie (A) : Les escaliers

3. A.1. Définitions et terminologies	32
3. A.2. Les Différentes formes géométriques d'escaliers.....	36
3. A.3. Les Différents types d'escaliers suivant la nature des matériaux utilisés.....	33
3. A.4. Principe de calcul des dimensions des éléments constitutifs des escaliers.....	44
3. A.5. Les différents systèmes statiques d'escaliers.....	44

Partie (B) : Les balcons

3. B.1. Définitions et terminologies	48
3. B.2. Principaux risques.....	48
3. B.3. Efforts exercés dans un balcon.....	49
3. B.4. Les Différents types des balcons suivant la nature des matériaux utilisés.....	49
3. B. 5. Calcul des Balcons en béton armé.....	52

Chapitre 4
Portiques autostables (Méthode de MUTO)

4.1. Introduction.....	54
4.2. Classification des structures	54
4.3. Mode de fonctionnement des structures en portiques	54
4.4. Méthode de MUTO (Procédure de calcul).....	55

Chapitre 5
Les Contreventements

5.1. Nécessite et rôle des contreventements.....	63
5.2. Systèmes de contreventement.....	63
5.3. Distribution des efforts.....	68
5.4. État de l’art des méthodes de répartition pour les structures en béton armé.....	71
Exercices	77

Références Bibliographiques

CHAPITRE 1
LES CIRCUITS DU BÂTIMENT
ET
TECHNOLOGIE DES MATÉRIAUX

Chapitre 1

« Les circuits du bâtiment et technologie des matériaux »

1.1. Introduction

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment.

La conception d'un projet architectural s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels.

Le problème de la construction comporte quatre données ; l'usage, la résistance, les exigences esthétiques et les conditions économiques.

Le résultat doit comporter quatre éléments ; le matériau, le type de construction, les formes et dimensions et le procédé d'exécution.

Le master « l'ingénieur » doit pouvoir maîtriser les techniques de génie civil de façon à définir pour une conception architecturale, les éléments de construction qui lui sont les mieux appropriés.

Les études techniques entrent dans le détail de la phase de dimensionnement et établissent les plans de construction. Ensuite, interviennent les méthodes qui valident la faisabilité des plans de construction et définissent le mode et les outils de construction.

Ce chapitre est consacré à des notions élémentaires sur les circuits du bâtiment et la technologie des matériaux.

1.2. Notions sur le bâtiment

Un bâtiment au sens commun est une construction immobilière, réalisée par intervention humaine, destinée d'une part à servir d'abri, c'est-à-dire à protéger des intempéries des personnes, des biens et des activités, d'autre part à manifester leur permanence comme fonction sociale, politique ou culturelle.

Un bâtiment est un ouvrage d'un seul tenant composé de corps de bâtiments couvrant des espaces habitables lorsqu'il est d'une taille importante. Le terme édifice désigne tout ce qui est édifié : un ensemble architectural ou industriel (un ou plusieurs bâtiments jointifs ou non ayant la même destination), une construction bâtie pour aménagement de terrain, un signal monumental.

L'art de concevoir des bâtiments s'appelle architecture aussi bien pour leur forme globale que pour l'aménagement intérieur en salles, la science de la conception des édifices s'appelle le génie civil tandis que celui de disposer les constructions à l'échelle de la ville pour les raccorder en agglomération aux réseaux de voies, eau, égouts,... s'appelle urbanisme.

Il existe trois types des bâtiments : (Civiles, Industrielles, agricoles).

1.3. Buts essentiels d'un bâtiment

- 1) –absorber la densité de population ;
- 2) –meilleure utilisation des surfaces disponibles à la construction dans les grands centres urbains ;
- 3) –de garantir une construction suffisamment stable pour permettre l'existence d'activités en son sein ;
- 4) –permettre la réalisation d'une activité déterminée à chaque niveau ;

5) –d’assurer une liaison de chaque niveau avec l’extérieur, soit directement, soit par l’intermédiaire d’autres niveaux du bâtiment.

1.4. Les parties composantes d’un bâtiment

Un bâtiment est composé par :

a) –L’infrastructure : partie enterrée du bâtiment permettant d’assurer la liaison entre le sol et la superstructure de l’ouvrage est placé au dessous de la cote ± 0.00 , exemple (fondation, sous sol).

b) –La superstructure : est placé au haut de la cote ± 0.00 , elle comprend les murs, les différents planchers, le toit, les poteaux, les poutres, la charpente....etc.

c) –Les installations : qui doivent assurer les utilités nécessaires pour un bâtiment, on a :

c-1)- les installations sanitaires (de l’eau froide, de l’eau chaude, d’assainissement);

c-2)- les installations électriques (d’éclairage, ascenseurs,.....etc.);

c-3)- les installations de climatisation (chauffage centrale,.....etc.).

1.5. La partition d’un bâtiment

Chaque bâtiment doit être partitionne en haut par les planchers et au même niveau par les murs, pour pouvoir bien définir les parties et les exigences des composants.

1.6. Différentes fonctions à assurer dans un bâtiment

1) –fonction mécanique (stabilité, résistance) : le bâtiment doit résister aux différentes charges et surcharges qui le sollicitent.

2) –fonction de séparation : à chaque niveau, des séparations permettent d’isoler des groupes humains élémentaires et de leur attribuer un certain volume nécessaire pour satisfaire leurs activités. On obtiendra ainsi des appartements, des bureaux, des salles,...etc.

3) –fonction isolation : contre le froid et le chaud, le bruit, l’humidité, l’incendie.

4) –fonction circulation : il faut assurer un volume important de circulation pour les personnes, les énergies et les déchets.

5) –fonction ensoleillement : éclairage naturel.

6) –fonction esthétique : cette fonction influera sur l’environnement.

Remarque.1 : Ces fonctions conditionnent le choix des matériaux, leurs formes, ainsi que la façon de les mettre en œuvre.

1.7. Les circuits du bâtiment

La construction d’un bâtiment est une opération complexe qui nécessite la collaboration de nombreux intervenants (maître d’ouvrage, maître d’œuvre, bureau de contrôle technique, bureaux d’études techniques, entreprises), et qui s’appuie sur un ensemble de dossiers comprenant des pièces écrites (les devis et les cahiers des charges) et des pièces dessinées (Le plan de situation, Le plan de masse, Les dessins d’ensemble, Les dessins d’exécution.

Un projet de construction est une maison individuelle, un bâtiment administratif, un immeuble, une rénovation, une usine, un bâtiment agricole ou industriel, etc....

1.7.1. Les acteurs « les intervenants »

Un projet de génie civil est réparti entre plusieurs intervenants :

A. Maitre d’ouvrage :

La maîtrise d'ouvrage (MOA), aussi dénommée maître d'ouvrage est l'entité porteuse du besoin, définissant l'objectif du projet, son calendrier et le budget consacré à ce projet. Le résultat attendu du projet est la réalisation d'un produit, appelé ouvrage.

La maîtrise d'ouvrage maîtrise l'idée de base du projet et représente, à ce titre, les utilisateurs finaux à qui l'ouvrage est destiné.

Le maître d'ouvrage est la personne pour le compte de laquelle est réalisé l'ouvrage. Il en est le commanditaire et celui qui en supporte le coût financier (avec des partenaires financiers ou non). Le maître d'ouvrage est une personne physique ou morale, de droit public ou de droit privé. Dans le cas de la maîtrise d'ouvrage privée, le maître d'ouvrage peut être une personne physique (ex. : un particulier qui fait construire sa maison est considéré comme le maître d'ouvrage du projet).

Toute personne (physique ou morale) peut être maître de l'ouvrage : un particulier, un professionnel ; une collectivité territoriale, l'État ; une entreprise ; une association à but non lucratif.

A.1. Rôle du maître d'ouvrage:

Le maître d'ouvrage est la personne pour qui est réalisé le projet. Le projet est généralement une activité exceptionnelle pour le maître d'ouvrage ; son résultat est normalement destiné à satisfaire un besoin de son activité principale.

Le maître d'ouvrage a un rôle essentiel à tenir au cours du projet, dans les interactions avec l'architecte éventuel et le maître d'œuvre. Cependant, il n'a pas nécessairement les compétences ni surtout le temps qui lui permettrait de tenir ce rôle lui-même.

Le maître d'ouvrage met alors en place une organisation, qui assurera en pratique la continuité de l'activité demandée : c'est cette organisation qui représente dans le cadre de ce projet le maître d'ouvrage dans ses interactions vis-à-vis des tiers qui s'appelle plus généralement la maîtrise d'ouvrage.

A.2. Arrêt des objectifs:

Le maître d'ouvrage est celui qui commande le produit. Son rôle essentiel est de fixer formellement les objectifs du produit à réaliser en matière de « coût, délai, performance » :

- 1) -le maître de l'ouvrage est celui qui exprime et formalise le besoin à satisfaire et les caractéristiques du produit qui lui permettront de satisfaire à son emploi futur ;
- 2) -sur le plan budgétaire, il est celui qui paie l'ouvrage à construire (par exemple la Direction de l'enseignement commande la construction d'une nouvelle école). À ce titre, il est juge final des arbitrages envisageables entre coûts et performances ;
- 3) -sur le plan calendaire, il est celui qui juge de l'opportunité du projet par rapport à son calendrier propre, lance sa réalisation, et le clôt en prononçant la réception.

Il appartient à la maîtrise d'ouvrage :

- 1) -de s'assurer de la faisabilité et de l'opportunité de l'opération envisagée ;
- 2) -de déterminer la localisation et de définir le programme : il définit dans le programme les objectifs de l'opération et les besoins qu'elle doit satisfaire ainsi que les contraintes et exigences relatives à la réalisation et à l'utilisation de l'ouvrage;
- 3) -d'arrêter l'enveloppe financière prévisionnelle et d'assurer le financement.

Le maître d'ouvrage peut confier les études nécessaires à l'élaboration du programme et à la détermination de l'enveloppe financière prévisionnelle à une personne publique ou privée. L'élaboration détaillée du programme et la détermination définitive de l'enveloppe financière prévisionnelle peuvent se poursuivre pendant des études d'avant-projet.

A.3. Lancement en réalisation:

Une fois fixés le programme et l'enveloppe financière, il appartient à la maîtrise d'ouvrage:

- 1) -de choisir le processus selon lequel l'ouvrage sera réalisé ;
- 2) -de déterminer, eu égard à la nature de l'ouvrage et aux personnes concernées, les modalités de consultation qui lui paraissent nécessaires ;
- 3) -de choisir (souvent à l'issue d'un appel d'offres) les maîtres d'œuvre et les entrepreneurs ;
- 4) -de conclure les contrats ayant pour objet les études et l'exécution des travaux.

A.4. Réception de l'ouvrage:

Enfin, à l'achèvement des travaux, la maîtrise d'ouvrage prononce la réception. La réception est l'acte par lequel le maître de l'ouvrage déclare accepter l'ouvrage avec ou sans réserves.

Avant la réception des travaux, le maître d'ouvrage doit s'assurer de ce que le résultat est conforme à ses exigences. Il peut faire l'objet dans ce but d'un programme de qualification.

B. Maître d'œuvre :

La maîtrise d'œuvre (MOE) est la personne ou l'entité choisie par le maître d'ouvrage pour la réalisation d'un projet dans les conditions de délais, de qualité ainsi que de coûts fixés par le dit projet, le tout conformément à un contrat.

Pour la partie relative au marché de travaux, le maître d'œuvre désigne une personne physique ou morale qui, pour sa compétence, peut être chargée par le maître de l'ouvrage :

- 1) -de l'assister pour la consultation des entreprises et pour la conclusion du ou des marchés avec le ou les entrepreneurs ;
- 2) -de diriger l'exécution du ou des marchés de travaux ;
- 3) -d'assister le maître de l'ouvrage pour la réception des ouvrages et le règlement des comptes avec les entrepreneurs.

Il est le plus souvent utilisé en conjonction avec le terme maître d'ouvrage qui désigne le propriétaire de l'ouvrage ou commanditaire des travaux (État, collectivités, entreprises publiques, maître d'ouvrage privé), et qui exécute la passation des marchés.

B.1. Mission et rôle:

La mission d'une maîtrise d'œuvre est de :

- 1) -concevoir le projet, s'il est lui-même architecte ou ingénieur architecte (si non ce rôle est dévolu à un cabinet d'architectes extérieur) ;
- 2) - élaborer le cahier des clauses techniques particulières (CCTP) et contrôler la bonne exécution des travaux ;
- 3) -jouer un rôle d'interface entre le client et les entreprises chargées d'exécuter les travaux.

C'est la maîtrise d'œuvre qui répond au programme fonctionnel et technique fixé par le maître d'ouvrage, éventuellement appuyé d'un assistant à maîtrise d'ouvrage (AMO). Véritable bras droit du maître d'ouvrage, il lui propose une solution technique et esthétique qui permet de réaliser ce programme, dans l'enveloppe budgétaire et les délais qui lui sont assignés.

Afin de mener à bien cette mission, la maîtrise d'œuvre se structure autour d'un architecte ou d'un cabinet d'architecture. À partir d'un certain degré de complexité, le maître d'œuvre est constitué d'un cabinet d'architectes associés à un ou plusieurs bureaux d'études techniques (BET).

En marché public de réalisation d'un ouvrage, la maîtrise d'œuvre ne peut être chargée d'effectuer elle-même les travaux, puisqu'elle ne doit pas avoir de liens juridiques avec les entreprises travaillant sur le chantier. Le choix de ces entreprises qui appartiennent à

différents corps de métier (maçon, couvreur, électricien, etc.) revient au maître d'ouvrage. En marché privé, cette interdiction n'existe pas. Mais dans ce cas-là, on ne parle plus de maîtrise d'œuvre, mais d'un constructeur ou contractant général.

B.2. Cas du marché public:

Dans le cadre d'un marché public de maîtrise d'œuvre, le contrat administratif conclu entre la personne publique et le maître d'œuvre. Le décret d'application détermine la teneur des différents éléments de mission qui le composent :

- 1) -les études d'esquisse ou ESQ ;
- 2) -les études d'avant-projet ou AVP ;
- 3) -les études de projet ou PRO ;
- 4) -l'assistance apportée au maître de l'ouvrage pour la passation du contrat de travaux ou ACT ;
- 5) -les études d'exécution de la maîtrise d'œuvre (EXE) ou l'examen de la conformité au projet de celles qui ont été faites par l'entrepreneur (VISA);
- 6) -la direction de l'exécution du contrat de travaux ou DET ;
- 7) -l'ordonnancement, le pilotage et la coordination du chantier (OPC) ;
- 8) -l'assistance apportée au maître de l'ouvrage lors des opérations de réception (AOR) et pendant la période de garantie de parfait achèvement (GPA).

L'application de la loi distingue deux cas principaux, selon que le marché porte sur un projet de bâtiment ou sur un projet d'infrastructure. Pour les ouvrages de bâtiment, une « mission de base » fait l'objet d'un contrat unique et comporte au minimum les éléments de mission ESQ, AVP, PRO, ACT, DET, VISA, AOR, tandis que dans le cas d'un projet d'infrastructure, ces éléments de mission peuvent être dissociés.

Le maître d'œuvre est obligatoirement indépendant de tout entrepreneur. Le choix de l'entrepreneur (ou des entrepreneurs) se fait à partir d'une consultation formalisée où, sur la base d'un cahier des charges (notamment le cahier des clauses techniques particulières ou CCTP), le titulaire faisant l'offre la plus adaptée est choisi par le maître d'ouvrage sur proposition du maître d'œuvre compte tenu d'éléments matériels concrets.

Un maître d'œuvre étant indépendant, il ne peut travailler « avec ses artisans ». Les habitudes de travail (entre un maître d'œuvre et ses artisans) sont considérées comme un lien indirect entre eux ce qui implique un risque de requalification du contrat en contrat d'entreprise. Ce lien devient direct si le maître d'œuvre s'implique dans l'établissement des devis et ou factures des artisans. Le maître d'ouvrage peut, s'il le souhaite (ou s'il est soumis à des règles telles que le Code des marchés publics), consulter d'autres entreprises.

C. Les entreprises:

Les entreprises réalisent les études, puis, les travaux. Le maître d'œuvre valide les études et vérifie les travaux. Il présente mensuellement au maître d'œuvre une situation des travaux réalisés. Ce dernier la valide et la transmet au maître d'ouvrage, qui doit payer aux entreprises les travaux réalisés dans le délai prévu au marché (généralement, mensuellement).

D. Le contrôleur technique:

Le contrôleur technique (fréquemment encore appelé « bureau de contrôle », selon sa désignation antérieure) est chargé par le maître d'ouvrage de se prononcer sur la conformité de l'œuvre, ainsi que des travaux à la réglementation technique en vigueur.

E. Le coordonnateur sécurité et protection de la santé:

Le coordonnateur sécurité et protection de la santé (souvent désigné par l'abréviation CSPS) est chargé d'évaluer les risques liés à l'activité des entreprises travaillant sur le projet. Il est également chargé de préconiser des actions de prévention visant à éviter les accidents et plus généralement, les risques d'atteinte à la santé pendant les travaux de construction et à l'occasion de la maintenance de l'ouvrage après sa livraison.

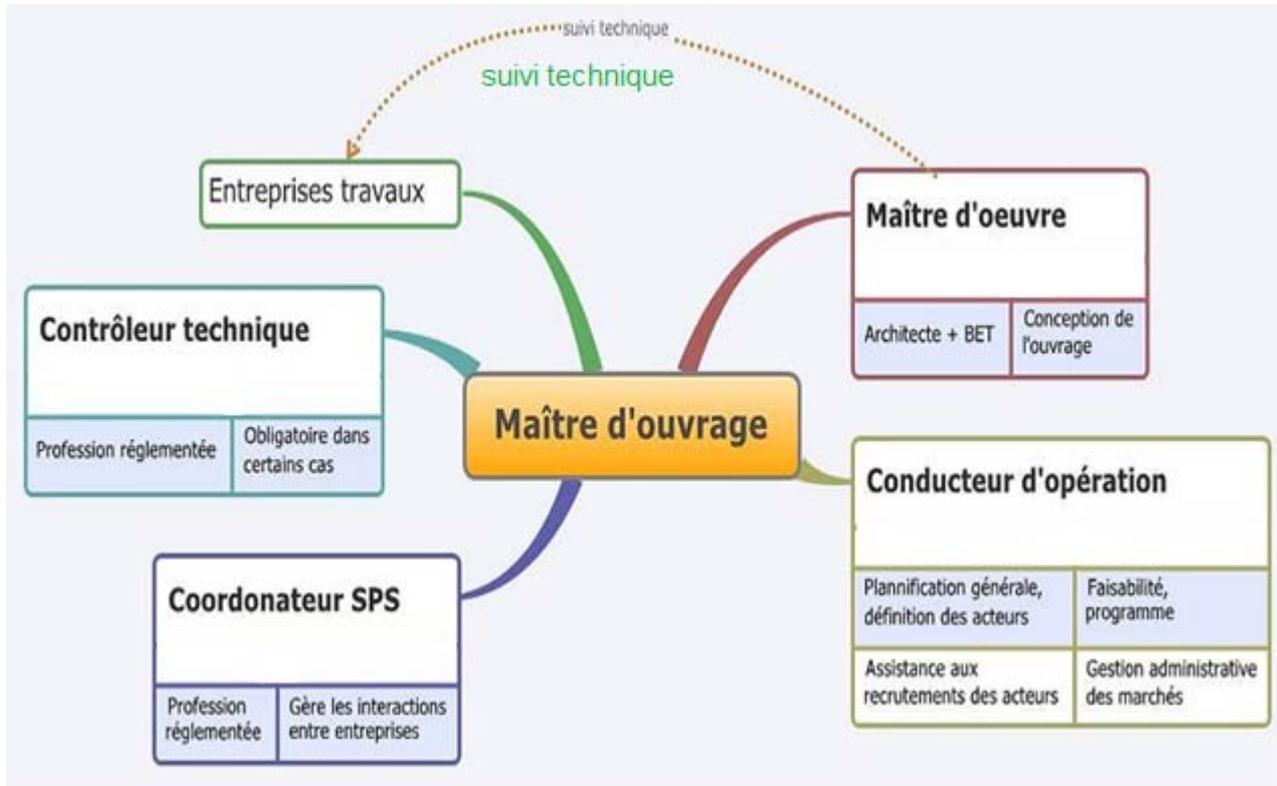


Figure.1.1 les acteurs dans le domaine du bâtiment.

1.8. Technologie des matériaux

1.8.1. Choix des matériaux de construction

Lorsqu'une charge agit sur un matériau formant une structure, la déformation de ce matériau ne peut pas croître indéfiniment et elle doit disparaître lorsque la charge n'est plus appliquée.

Les matériaux dont la déformation disparaît rapidement après le retrait des charges sont dits **Elastiques**. Les matériaux présentant des déformations permanentes après le retrait des charges sont dits **Plastiques**.

Les matériaux de structure ne peuvent être utilisés au delà de leur limite élastique. Cette limite dépassée, des déformations vont croître très rapidement même si les charges n'augmentent plus et le matériau va se rompre sous une contrainte appelée contrainte de rupture (σ_r). Chaque matériau ne peut être soumis à une contrainte supérieure à ce qu'on appelle la contrainte admissible (σ_a), cette contrainte est une fraction de la contrainte de rupture.

Le choix des matériaux dans les structures dépend de la nature des contraintes de base auxquelles ces matériaux peuvent résister.

En fonction des contraintes admissibles on distingue les types de matériaux suivant :

- 1) –**Matériau fragile** : la pierre, la brique et le béton. Ce sont des matériaux qui résistent bien à la compression et très mal à la traction. Ils sont employés dans des ouvrages

ayant une masse importante (exemple : Murs de soutènement) et d'une manière générale comme éléments travaillant à la compression (exemple : Poteaux, murs porteurs, arcs,...etc.).

- 2) – **Matériau tenace** : L'acier et le bois. Ils résistent plus à la traction qu'à la compression. Ils sont employés comme éléments travaillant à la compression et surtout à la traction (Poutres, barres, tirants, câbles, entrait, barres d'un système triangulé, solives, linteaux, planchers,...etc.)
- 3) – **Le béton armé et le béton précontraint** : Ils réunissent la résistance de l'acier à la traction et celle du béton à la compression.

1.8.2. Propriétés Générales des matériaux de construction

L'objectif de la science des matériaux de construction serait de permettre un choix optimal des M.D.C. utilisés dans la réalisation d'un projet, en prenant en compte les conditions d'économie et de sécurité.

Toute valeur permettant de déterminer une caractéristique donnée est appelée propriété. La connaissance des propriétés des matériaux permet de prévoir leur capacité à résister sous des conditions diverses.

Quelques exemples des propriétés principales des M.D.C.:

- Mécaniques**: contrainte, résistance, déformation, plasticité,
- Physiques**: dimensions, densité, porosité,
- Chimiques**: résistance à la corrosion, aux acides,...

1.8.3. Classification

On peut classer les M.D.C. en deux classes:

- 1) –matériaux de résistance (granulats, liants, acier, ...) ;
- 2) –matériaux de protection (enduit, peinture, vernis, ...).

On peut aussi classer les M.D.C. selon leur Elaboration dépend de trois paramètres:

- a) –nature de la matière première (naturelle ou artificielle);
- b) –propriétés spécifiques (béton étanche, béton décoratif,...etc.) ;
- c) –domaines d'utilisation (Bâtiment, Travaux publics, Travaux fluviaux, Travaux maritimes, ...etc.).

1.9. Réglementations techniques des constructions utilisées en Algérie

-Document Technique Réglementaire (D.T.R. C 2-4.7) « Règlement neige et vent "R.N.V. 1999" » :

Le présent règlement est élaboré sous l'égide de la Commission Technique Permanente (C.T.P.) pour le contrôle technique de la construction que celle-ci a adopté lors de sa 18^{ème} session tenue le 11 Avril 1999. Il traite des constructions courantes, mettant à la disposition des professionnels et concepteurs de la construction des méthodes d'évaluation des actions climatiques (neige et vent) et des surcharges de sable en zones sahariennes.

Le document est fondé sur une approche probabiliste : les actions « normales » et «extrêmes» des anciennes règles sont remplacées par le concept unique d'action caractéristique définie par référence à un zonage territorial (neige - vent - sable) liée aux spécificités climatiques locales.

L'élaboration du règlement a été mené par le Groupe Technique Spécialisé (G.T.S.) avec le souci, d'une part, d'en harmoniser les formulations particulières, notamment en ce qui concerne les paramètres caractéristiques résultant d'essais empiriques, avec les approches adoptées par les règlements constitutifs de l'Eurocode et de la cohérence avec les méthodes de vérification aux états limites, d'autre part.

Le règlement donnera lieu ultérieurement au développement d'autres méthodes pour prendre en compte :

- les cas des ouvrages spéciaux tels que les ponts, viaduc ;
- les phénomènes dynamiques particuliers, notamment en ce qui concerne l'action du vent ;
- l'analyse exhaustive du phénomène d'ensablement en zones saharienne et la détermination des méthodes d'évaluation y afférentes.

-Document Technique Réglementaire (D.T.R. - B.C. 2-41) « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé "C.B.A.93" » :

Les règles de conception et de calcul des structures en béton armé, en abrégé "C.B.A 93", ont 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 des ouvrages en béton armé, et s'appliquent spécialement aux bâtiments courants.

-Document Technique Réglementaire (D.T.R. - B.C. 2-48) « Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003 » :

Le document technique « DTR BC 2-48 » portant sur les « Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 » qui a été approuvé par la commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction (CTP) 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.

Les tableaux (1.1-1.2-1.3) ci-dessous donnent recueil des réglementations techniques de construction utilisées en Algérie :

Tableau 1.1-Documents techniques réglementaires de conception

Référence	Désignations
DTR BC-2.1	Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages.
DTR BC-2.2	Charges permanentes et charges d'exploitation.
DTR BC-2.31	Dénomination provisoire des sols et des roches.
DTR BC-2.32	Méthodes de sondages et d'essais des sols.
DTR BC-2.331	Règles de calcul des fondations superficielles.
DTR BC-2.332	Méthodes de calcul des fondations profondes.
DTR BC-2.34	Règles de conception des cuvelages.
DTR BC- 2.4.10	Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
DTR BC- 2.41	Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
DTR BC-2.42	Règle de conception et de calcul des parois et murs en béton Banché.
DTR BC- 2.44	Règle de conception et de calcul des structures en acier CCM 97.
DTR BC- 2.48	Règles Parasismique Algérienne RPA 99 Version 2003.
DTR C- 2.4 5	Règle de conception et de calcul des maçonneries.
DTR C -2.4 6	Règles de conception et de calcul des structures en bois.
DTR C -2.4 7	Règlement neige et vent RNV 1999.
DTR C-3.1.1	Isolation acoustique des parois aux bruits aériens- Règles de calcul.
DTR C-3.2	Règles de calcul des déperditions calorifiques.
DTR C-3.31	Ventilation naturelles - locaux à usage d'habitation.
DTR C-3.4	Règles de calcul des apports calorifiques des bâtiments.
DTR VRD	Conception et mise en œuvre des travaux de VRD.

-Document Technique Réglementaire (D.T.R. - B.C. 2.2) « Charges permanentes et charges d'exploitation » :

Le présent document traite des "charges permanentes" et "charges d'exploitation" des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.

-Document Technique Réglementaire (D.T.R. - E 4.1) « Travaux d'étanchéité des toitures terrasses et toitures inclinées " Support maçonnerie" » :

Le présent document technique réglementaire traite des systèmes d'étanchéité à travers les procédés; les matériaux, la nature des supports et les conditions de leur mise en œuvre. Il décrit les matériaux recommandés pour une étanchéité efficace et expose à cet effet les revêtements et les armatures adéquates qui lui confèrent la résistance nécessaire.

Outre les matériaux traditionnels à base de bitume, le document introduit les matériaux nouveaux à base de mélanges.

Ce D.T.R. rassemble toutes les solutions préconisées pour les différents types de toitures.

Tableau 1.2-Documents techniques réglementaires d'exécution

Référence	Désignations
DTR BE- 1.1	Travaux de sondages et d'essais des sols.
DTR BE- 1.2	Règles d'exécution des travaux de terrassement pour le bâtiment.
DTR BE- 1.31	Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles.
DTR BE- 1.32	Travaux de fondation profonde.
DTR BE- 2.1	Règles d'exécution des travaux de construction d'ouvrage en béton armé.
DTR BE-2.1a	Règles d'exécution des chapes et dalles à base de liants hydrauliques.
DTR BE-2.1b	Règles particulières d'exécution des dalles et volées d'escaliers préfabriqués en béton armé posées sur appuis horizontaux.
DTR BE- 2.2	Règles d'exécution des travaux de construction des parois et murs en béton banché.
DTR BE- 2.3	Règles générales pour la fabrication, le transport et la mise en œuvre des murs extérieurs en panneaux préfabriqués.
DTR E- 2.4	Travaux de maçonnerie de petits éléments.
DTR E- 4.1	Travaux d'étanchéité des toitures terrasses et toitures inclinées.
DTR E- 4.2	Travaux d'étanchéité des joints dans les constructions préfabriquées en grands panneaux.
DTR E-4.4	Travaux d'isolation thermique et d'étanchéité des toitures en tôles d'aciers nervurés.
DTR E- 5.1	Travaux de menuiserie en bois.
DTR E- 5.2	Travaux de menuiserie métallique.
DTR E- 6.1	Travaux d'enduits pour bâtiments.
DTR E- 6.2.1	Travaux d'enduits intérieurs en plâtre.
DTR E- 6.2.3	Travaux d'exécution des plaques de parement en plâtre : Ouvrages verticaux.
DTR E- 6.3	Règles de mise en œuvre des revêtements de sol.
DTR E- 6.6	Travaux de peinture pour bâtiment.
DTR E- 8.1	Travaux de plomberie sanitaire.
DTR E- 10.1	Travaux d'exécution des installations électriques des bâtiments à usage d'habitation.
RETAB	Réglementation technique algérienne du bâtiment, RETAB Edition 2007.

Tableau 1.3- Recommandation techniques

Référence	Désignations
RECOMMANDATIONS	Recommandations pour la production et la mise on œuvre des bétons de terre stabilisée.
RECOMMANDATIONS	Recommandations pour la construction en plâtre.
RECOMMANDATIONS	Recommandations techniques pour la réparation et le renforcement des ouvrages.
RECOMMANDATIONS	Recommandations pour l'exécution des structures en acier.

-Documents Techniques étrangers DTU& normes provisoirement autorises (Circulaire du 15 août 1989).

CHAPITRE 2

LES BASES DE LA CONCEPTION

Chapitre 2

« Les bases de la conception »

2.1. Actions 'Bases des calculs'

2.1.1. Définitions

Les actions sont des forces ou des couples directement appliqués sur la construction. Elles peuvent aussi provenir des déformations imposées à la structure telle que dilatations, tassements d'appuis, retraits, etc. Les valeurs de chacune de ces actions ont un caractère nominal c'est à dire qu'elles sont connues dès le départ ou données par des textes réglementaires ou contractuels. Elles sont donc la base d'appréciation des obligations des constructeurs ainsi que des responsabilités des utilisateurs.

ACTION = toute cause produisant un état de contrainte dans la construction.

2.1.2. Nature des actions : Considérons la coupe schématique d'un immeuble :

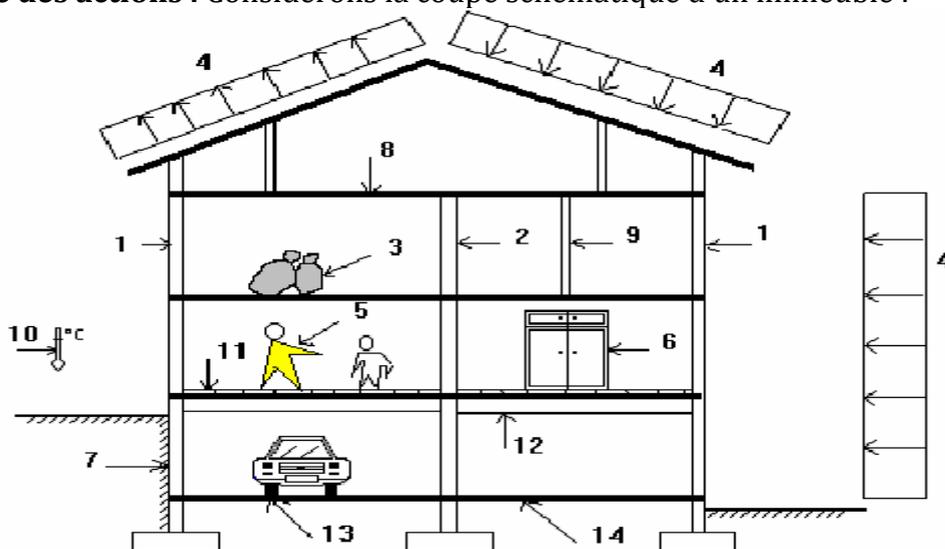


Figure.2.1 Coupe schématique d'un bâtiment à 4 niveaux.

Légende :

1 - Mur De Façade ; 2 - Mur De Refend ; 3 - Charge Concentrée ; 4 - Action Du Vent ;
5 - Personnes ; 6 - Meuble ; 7 - Poussée Des Terres ; 8 - Plancher en béton armé ; 9 - Cloisons ;
10 - Température ; 11 - Revêtement de plancher ; 12- Poutre en béton armé ;
13- Automobile ; 14 - Sous-pression d'eau.

Toutes ces actions peuvent être classées en **actions permanentes** d'intensité constante ou très peu variables, et en **actions variables** dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Nous pouvons encore décomposer ces actions permanentes et variables.

- Les actions permanentes (Symbole général G)

- les charges amenées par **le poids propre** de la structure: ce sont, dans notre exemple, les charges 1 et 2 dues aux murs de façades et refends ainsi que celles amenées par les planchers et les poutres en béton armé 8 et 12.
- les charges amenées par **les poids des autres éléments** de la construction: ce sont les charges amenées par les cloisons 9, les revêtements de plancher 11, la couverture et les équipements fixes.

- les **poussées des terres** 7 et les **pressions éventuelles de liquides** telles que les sous-pressions d'eaux dues aux nappes phréatiques 14.
- les actions dues aux **actions différées** comme par exemple le raccourcissement par retrait du béton dans le plancher en béton armé 8.

- Les actions variables

- les charges **d'exploitation (Symbole général Q)** comme les charges concentrées 3, les personnes 5, les meubles 6 et l'automobile 13.
- les charges **climatiques** fixées par des textes réglementaires telles le vent 4 (**Symbole V**) ou éventuellement la neige (**Symbole N**).
- les charges **amenées en cours d'exécution notées Q** qui proviennent des équipements de chantier non visibles sur notre exemple.
- les actions de la **température (Symbole T)** dues aux variations d'ambiance en cours de journée 10.

- Les actions accidentelles (Symbole général E ou bien F_A)

Ce sont des phénomènes rares, de brève durée d'application. On peut citer en exemple les séismes, les chocs, les explosions.

2.1. 3. Les États-Limites

2.1. 3. 1. Définition

Un ÉTAT-LIMITE est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

2.1. 3. 2. Différents états-limites

a)- États-limites ultimes (E.L. U.)

Ils mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes. Ils correspondent à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments avant dépassement par :

- perte d'équilibre statique,
- rupture de sections par déformation excessive,
- instabilité de forme (flambement),
- transformation de la structure en un mécanisme.

Critères de calcul :

- déformations relatives (ou courbure) limites,
- calcul de type « rupture » avec lois contraintes-déformations des matériaux.

b)- États-limites de service (E.L.S.)

Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- ouvertures excessives des fissures,
- compression excessive du béton,
- déformations excessives des éléments porteurs,
- vibrations excessives et/ou inconfortables,
- perte d'étanchéité,-etc.

Critères de calcul :

- contraintes (ou déformations) limites,
- calculs de type élastique (loi de Hooke, coefficient d'équivalence,...).

2.1.4. Les combinaisons d'actions

Les sollicitations, éléments de réduction des forces extérieures et des couples appliqués aux éléments de structure, sont déterminées après combinaisons des actions.

SOLLICITATIONS = forces et moments produits par les actions dans les éléments d'une construction :- effort normal : N,- effort tranchant : T,- moment fléchissant : M,- couple de torsion : Mt.

2.1.4.1. Principe

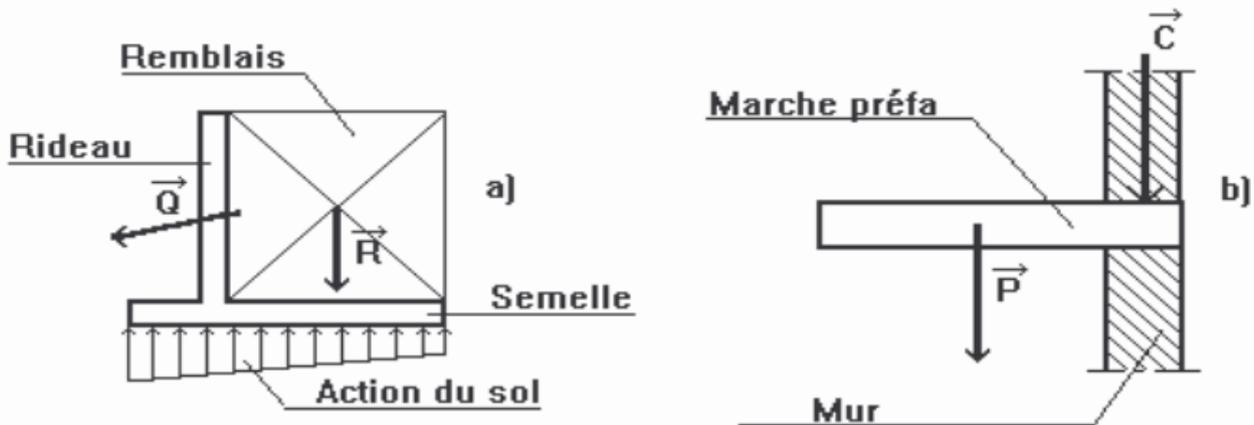
En fonction des situations qu'une construction va connaître, nous allons être obligé de superposer les effets de plusieurs actions. Pour cela :

- nous affecterons à chaque type d'actions, un coefficient de sécurité partiel,
- nous combinerons les actions obtenues (principe de superposition des effets),
- nous déterminerons la ou les combinaisons qui engendrent les sollicitations les plus défavorables dans les éléments de la construction.

Nous utiliserons les combinaisons avec les notations suivantes :

- G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables (voir ci-dessous).
- Q_1 : action variable dite de base.
- Q_i : action variable dite d'accompagnement.

Exemple : Cas d'un mur de soutènement :



La poussée Q pousse vers un renversement du mur et agit donc dans un sens défavorable : elle intervient en G_{max} .

L'action des terres derrière le rideau R agit dans un sens de stabilité donc favorable : elle intervient donc en G_{min} .

2.1.4.2. Combinaisons d'actions à considérer pour les ELU

Combinaisons fondamentales : Article A.3.3, 21 du BAEL 91.

Lors des situations durables ou les situations transitoires fréquentes aux cours desquelles il y a l'action permanente, une action variable principale et plusieurs actions d'accompagnement, nous considérerons:

$$1,35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_{i>1} 1,3 \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_i \quad \text{Eq (2.1)}$$

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

$\gamma_{Q1} = 1,35$ pour la température, les charges d'exploitations étroitement bornées ou de caractères particuliers (convois militaires ou exceptionnels) et pour les bâtiments agricoles abritant des animaux et des produits sans présence humaine permanente..

Ψ_{0i} sont donnés en annexe D articles D.1.1, 3 et D.1.2, 3 du BAEL 91.

- **Combinaisons accidentelles** : Article A.3.3, 22 du BAEL 91.

Nous considérerons pour les situations accidentelles qui ont une faible probabilité de se réaliser :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11} \cdot Q_1 + \sum_{i>1} \Psi_{2i} \cdot Q_i \quad \text{Eq (2.2)}$$

F_A = valeur nominale de l'action accidentelle

Ψ_{11} et Ψ_{2i} donnés en annexe D articles D.1.1, 3 et D.1.2, 3 du BAEL 91.

2.1.4.3. Combinaisons d'actions à considérer pour ELS

Nous avons la combinaison rare:

$$S = G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum_{i>1} \Psi_{0i} \cdot Q_i \quad \text{Eq (2.3)}$$

2.2. La descente de charges

2.2. 1.introduction

La descente de charges se fixe comme objectif la détermination le niveau de sollicitation en chacun des niveaux de l'ouvrage, et ce du dernier étage jusqu'à la base de la construction.

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

2.2. 2.Fonctionnement mécanique d'un bâtiment

Il faut bien comprendre ici que le fonctionnement concerne uniquement le comportement du bâtiment sous l'influence des charges permanentes et des surcharges d'exploitations (charges verticales).

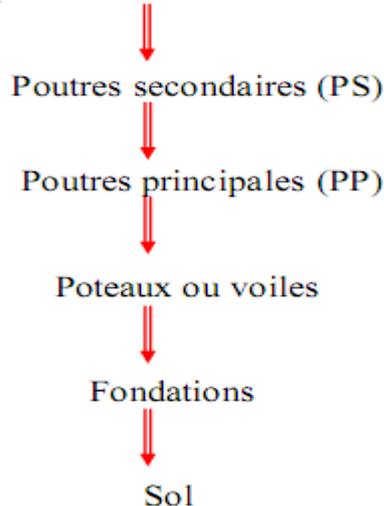
La structure composée de tous les éléments porteurs est appelée **système porteur** et correspond au squelette du bâtiment. Le système porteur sert à assurer la solidité de l'ouvrage et à transmettre les charges aux fondations.

Il existe deux sortes d'éléments porteurs :

- 1) - les porteurs **horizontaux**, situés dans un plan horizontal,
- 2) - les porteurs **verticaux**, situés dans un plan vertical.

Et que le cheminement des charges a lieu du haut vers le bas, des planchers vers les porteurs verticaux, pour aboutir finalement aux fondations.

Charge provenant de la dalle ou hourdis



2.2.3. Evaluation des charges verticales

2.2.3.1. Surface d'influence

Pour évaluer les charges verticales, il faut déterminer le cheminement des efforts dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations. En général, les charges se distribuent en fonction des surfaces de planchers (SP) attribuées à chaque élément porteur (voile, poteau, poutre,...etc.) appelées surface d'influence. Pour calculer SP on admet :

- 1) – une distribution uniforme des charges sur toute la surface susceptible d'être chargée,
- 2) – la discontinuité des éléments de poutres et des planchers et on considère des travées indépendantes reposant sur des appuis simples.

Exemples :

A. Etendue d'influence d'un plancher sur voiles porteurs parallèles (structure à refends transversaux parallèles): voir figure 2.2.

B. Etendue d'influence d'une dalle rectangulaire uniformément chargée appuyée sur quatre côtés:

Si $\alpha \leq 0,4$: la dalle porte dans le sens de la petite portée L_x .

Si $\alpha > 0,4$: la dalle porte dans le deux sens L_x et L_y et en adaptant un découpage suivant les lignes de rupture, on obtient les surfaces indiquées en figure 2.3.

C. Structure porteuse d'un plancher: découpage selon le schéma de rupture le plus probable (ligne de rupture selon 45° dans les angles ou parallèles aux grand côtés voir figure 2.4). Le voile CF reçoit les charges du triangle (a) et du trapèze (b).

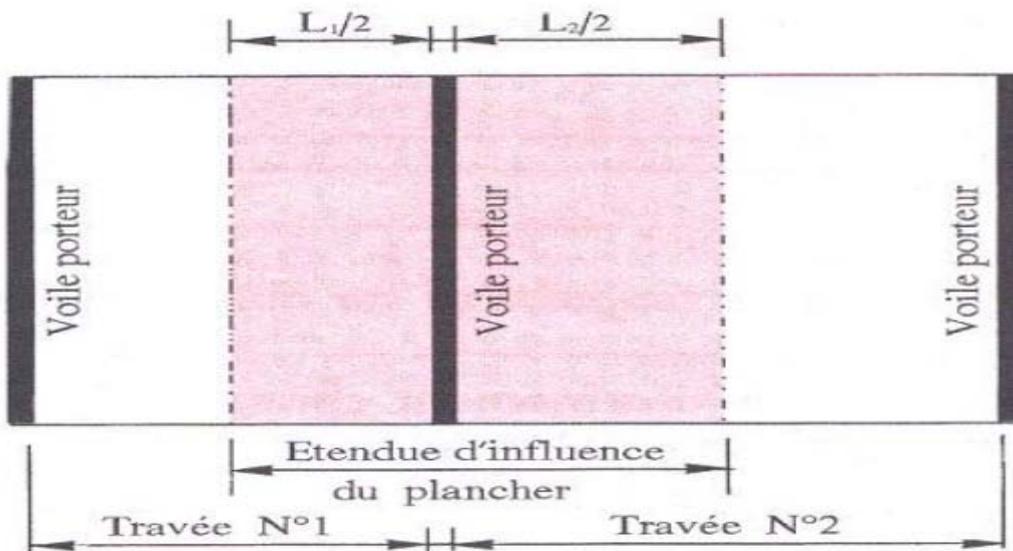


Figure.2.2 Etendue d'influence d'un plancher sur voiles porteurs parallèles.

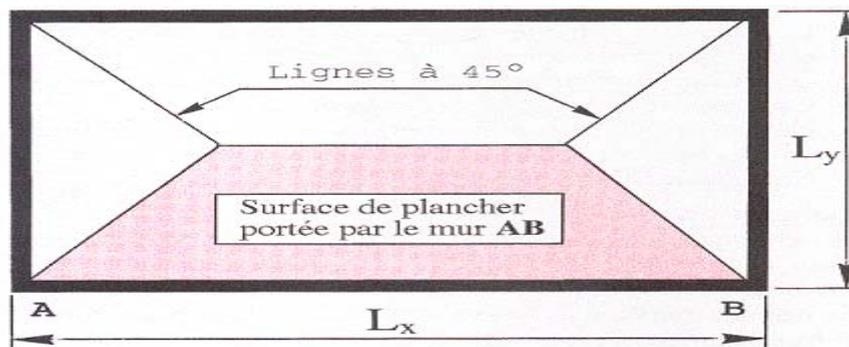


Figure.2.3 Etendue d'influence dalle sur quatre côtés.

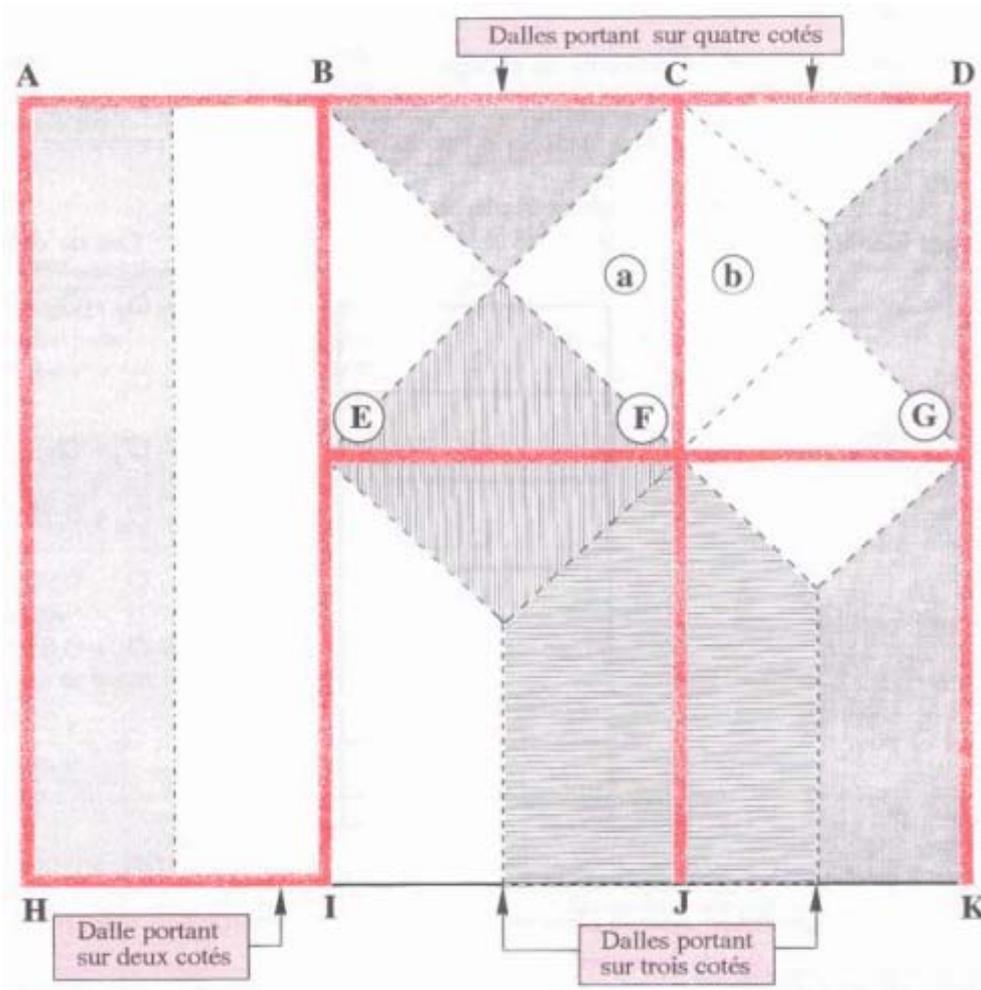


Figure.2.4 Etendue d'influence d'un plancher à structure mixte.

Cas d'une poutre d'un plancher en béton armé coulé en place

Les charges verticales appliquées dessus ne sont plus linéiques et uniformément réparties mais trapézoïdales ou triangulaires comme le montre le schéma ci-dessous, **cas d'une dalle rectangulaire** :

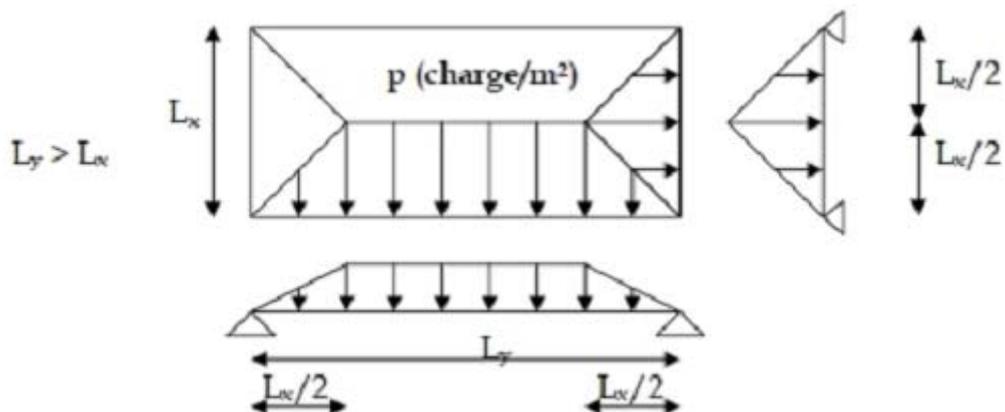


Figure.2.5 Répartition des charges verticales sur une poutre d'un plancher.

2.2.4. Dégression des charges d'exploitation

La dégression des charges d'exploitations concerne les bâtiments avec un nombre de niveaux ($n > 5$) où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme

indépendantes comme les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement et les bâtiments de bureaux.

Les charges d'exploitations sont affectées de coefficients de pondération sauf pour le toit ou terrasse et le niveau en dessous et servent essentiellement au calcul d'une descente de charges

Remarque :

Elle n'est pas cumulable avec les réductions pour grande surface et majoration pour petite surface c'est-à-dire qu'elle s'applique à la valeur nominale de référence donnée au tableau 2.1. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étage intervenant dans la loi de dégression : les charges sur ces planchers sont prises en compte sans abattement.

On désigne par :

Q_0 charge d'exploitation de la terrasse.

Q_i charge d'exploitation de base du plancher i numéroté du haut vers le bas.

Tableau 2.1- De dégression des surcharges

<u>Bâtiments de bureaux</u> La dégression s'applique à la fraction de la charge d'exploitation égale à cette dernière diminuée de 1kN/m^2		<u>Bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement</u>	
Surcharges identiques $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q$ (kN/m^2)	Etages numérotés du haut vers le bas	Surcharges différentes	Surcharges identiques $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q$
Schémas de principe Structure d'un Bâtiment			
$\Sigma_0 = Q_0$		$\Sigma_0 = Q_0$	$\Sigma_0 = Q_0$
$\Sigma_1 = Q_0 + Q$		$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	$\Sigma_1 = Q_0 + Q$
$\Sigma_2 = Q_0 + 1,9Q + 0,1$ ($1,9 = 0,95 \times 2$)		$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ 0,95 Coefficient de réduction	$\Sigma_2 = Q_0 + 1,9Q$
$\Sigma_3 = Q_0 + 2,7Q + 0,3$ ($2,7 = 0,90 \times 3$)		$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ 0,90 Coefficient de réduction	$\Sigma_3 = Q_0 + 2,7Q$
$\Sigma_4 = Q_0 + 3,4Q + 0,6$ ($3,4 = 0,85 \times 4$)		$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ 0,85 Coefficient de réduction	$\Sigma_4 = Q_0 + 3,4Q$
$\Sigma_n = Q_0 + [(3 + n) / 2n](Q - 1) + 0,2n$ pour $n \geq 5$		$\Sigma_n = Q_0 + [(3 + n) / 2n][\Sigma_{i=1, \dots, n}(Q_i)]$ pour $n \geq 5$	$\Sigma_n = Q_0 + [(3 + n) / 2] Q$ pour $n \geq 5$
Coefficient de réduction limité à 0,5		Coefficient de réduction limité à 0,5	Coefficient de réduction limité à 0,5

2.3. Actions climatiques

2.3.1. Actions du vent

Le vent, agissant sur une structure, engendre une déformée, éventuellement un arrachement d'éléments. Par conséquent, il provoque des efforts sur les différentes parois qu'il rencontre.

L'effet du vent est une action très complexe. Il est donc indispensable de prendre des hypothèses simplificatrices, sans trop s'éloigner des phénomènes réels.

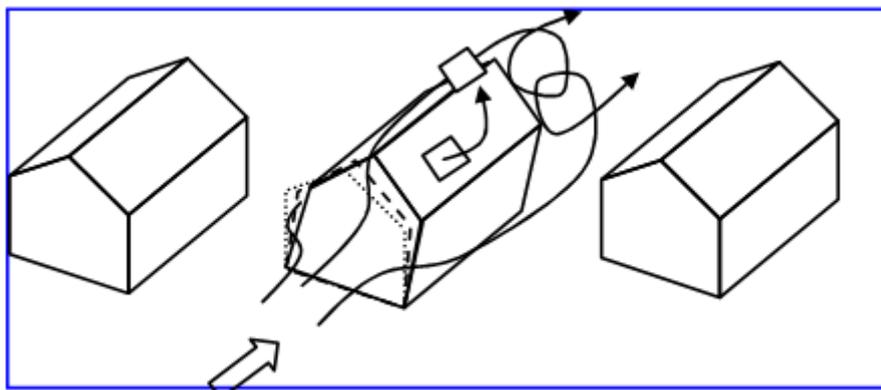


Figure.2.6 L'effet du vent sur une structure.

Le vent est une force de la nature qui ne s'applique pas de façon constante sur un bâtiment. On distingue deux poussées différentes : la pression et la succion du vent.

Les bâtiments sont classés puis étudiés selon qu'ils sont dans des zones protégées du vent ou dans des zones avec des vents dominants.

A partir d'essais expérimentaux, il a été constaté que les effets du vent dépendent de sa force (*pression dynamique en fonction de la vitesse du vent*) et de la forme du bâtiment.

Les bâtiments de faible hauteur ne sont pas aussi soumis à la pression du vent que les bâtiments plus élevés. Ceci se vérifie par le calcul.

Cela ne fait qu'environ 120 ans que les ingénieurs ont commencé à étudier les effets et les conséquences du vent et à observer les flux d'air constants afin d'en tenir compte. Auparavant, les effets du vent ont souvent été sous-estimés. Cette sous-estimation a conduit à la détérioration ou la destruction de bâtiments.

Aujourd'hui, le cas de charge est un élément essentiel dans la conception des bâtiments. Souvent, il y a une combinaison de la charge du vent et de la neige. Le vent sous la forme d'aspiration ne doit également pas être sous-estimé.

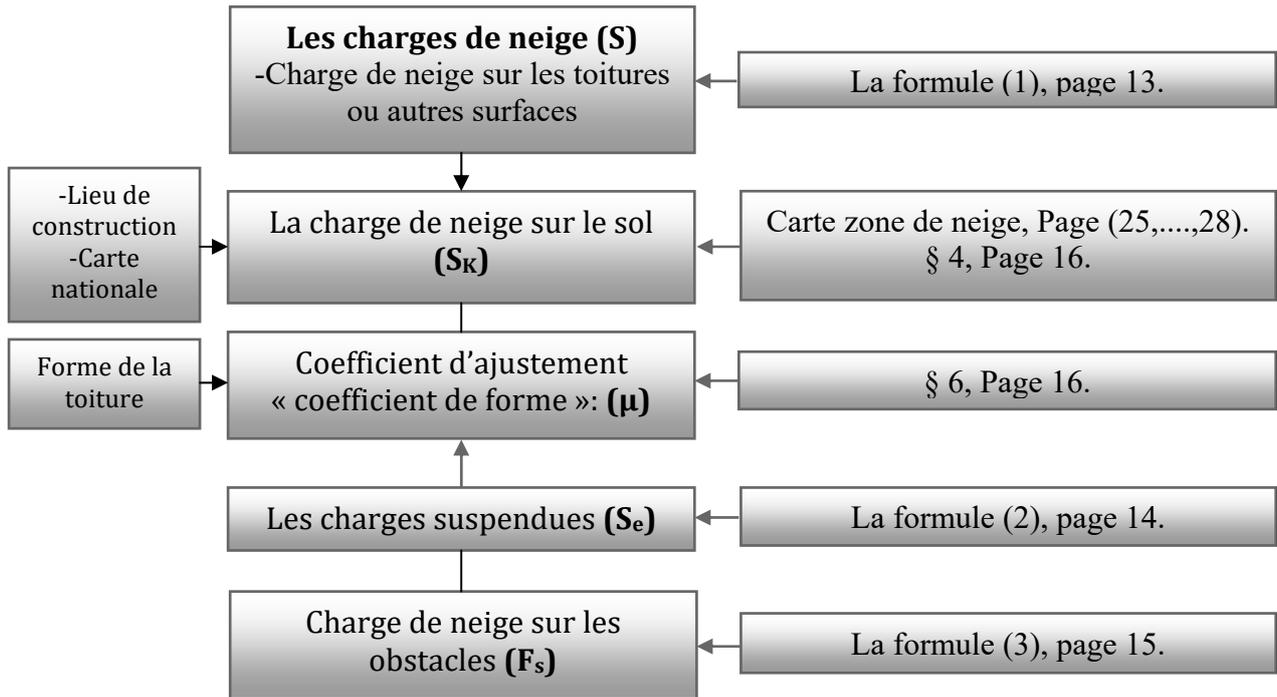
Le but de la prise en compte de la charge du vent est de toute façon de construire des bâtiments résistants aux intempéries et pouvant ainsi servir de refuge.

2.3.2. Actions de la neige

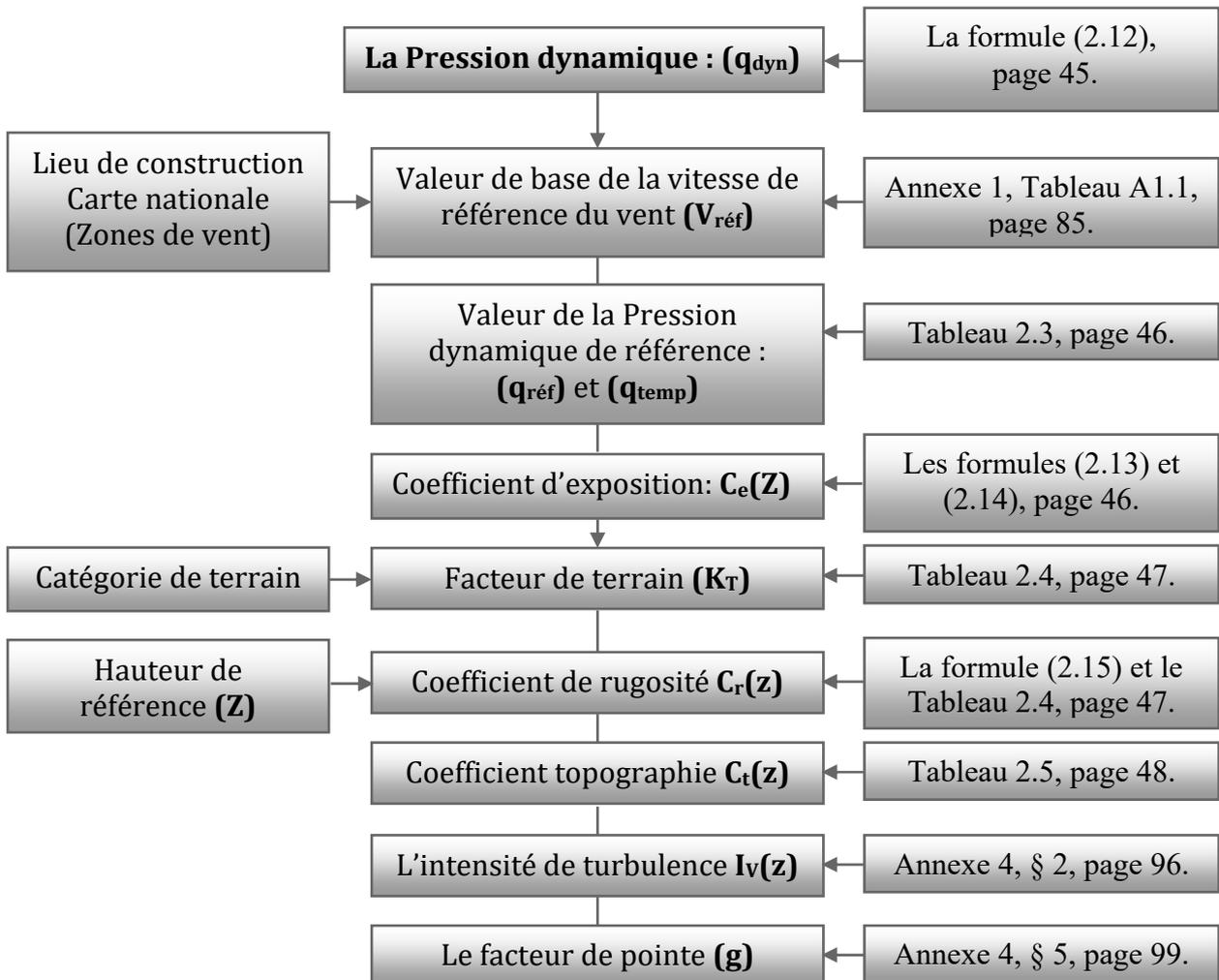
Les charges de neige doivent être classées comme actions variables fixes. Selon leur localisation géographique, pour des sites particuliers où peuvent se produire des chutes de neige exceptionnelles ou des accumulations de neige exceptionnelles, les charges correspondantes peuvent être considérées comme des actions accidentelles.

2.4. Méthodologie de calcul selon (D.T.R. C 2-4.7) « règlement neige et vent "R.N.V. 1999" » :

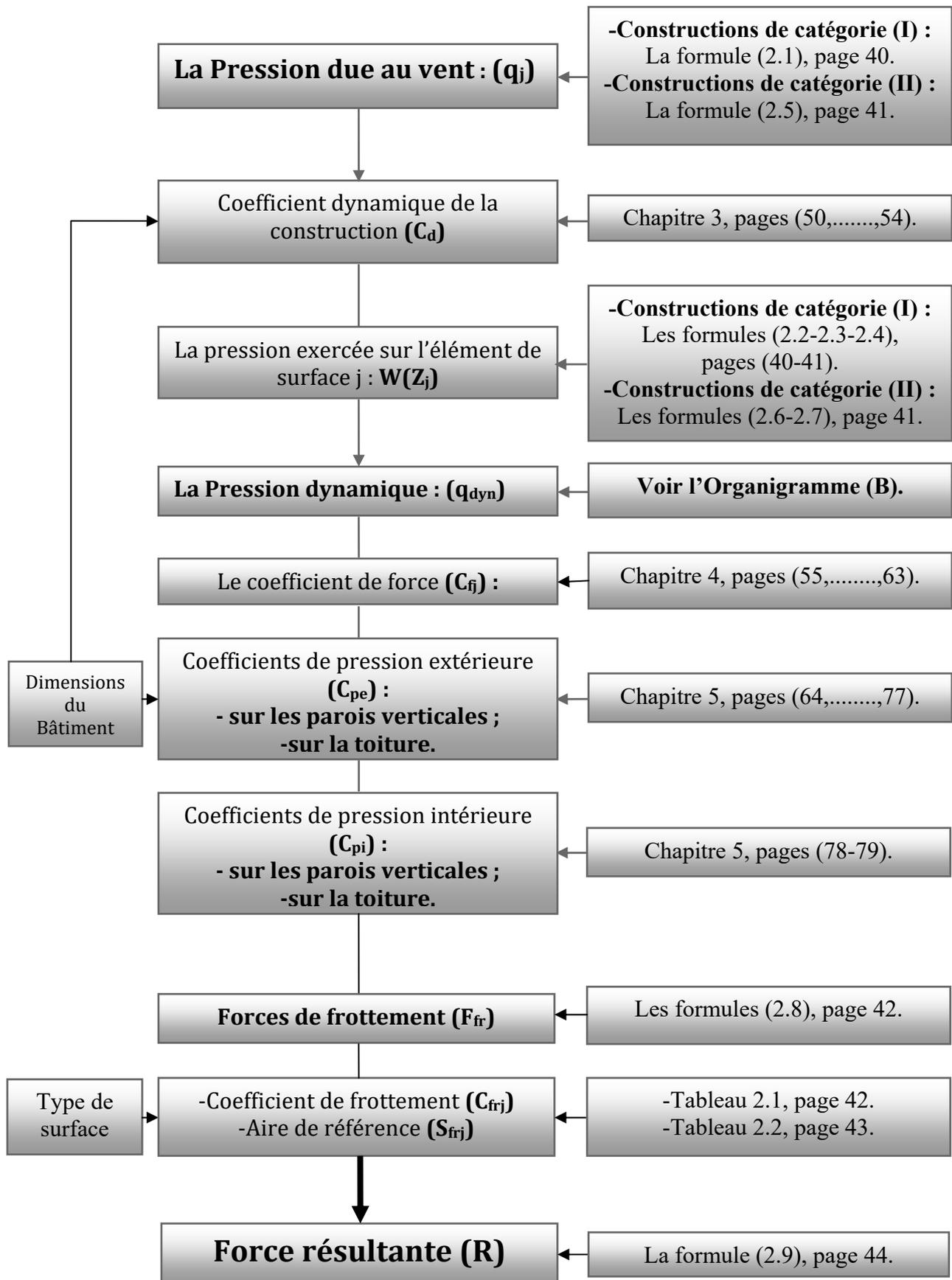
ORGANIGRAMME(A): Détermination des charges de neige



ORGANIGRAMME (B): Calcul de la pression dynamique de pointe

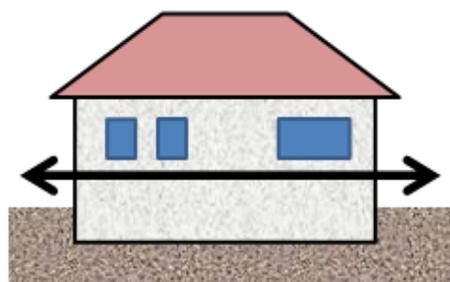


ORGANIGRAMME (C): Calcul des actions du vent

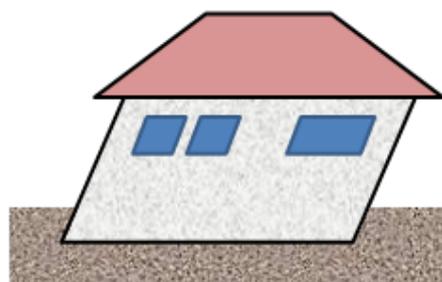


2.5. Actions sismiques

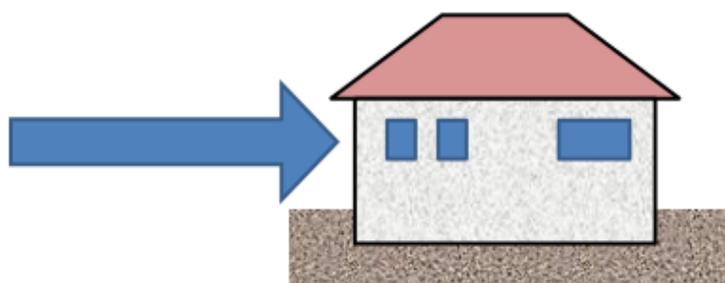
Pour dimensionner une structure au séisme l'enjeu sera de maîtriser les niveaux de contraintes dues à l'action du séisme et les déformations élastiques (et le cas échéant plastiques), en fonction des objectifs de comportement recherchés.



Vibration : le bâtiment est soumis à des accélérations horizontales. Ces accélérations créent des forces d'inertie.



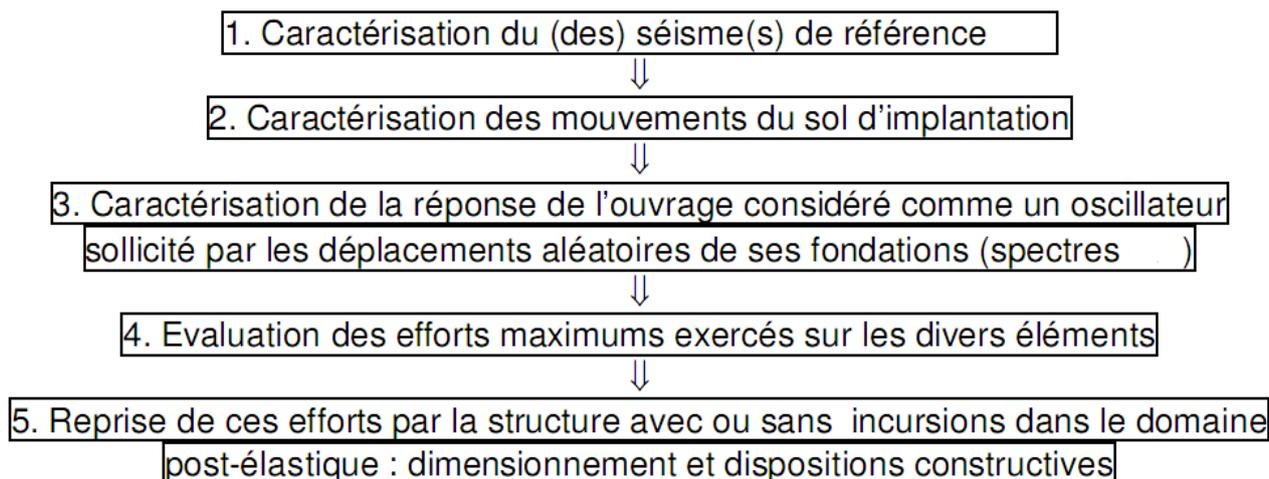
Dynamique des structures : Etude des déformations et des périodes propres de la structure. Calculs complexes pas nécessaires pour des structures simples.



L'action du séisme peut être représentée par des forces horizontales statiques équivalentes

Figure.2.7 L'effet du séisme sur un bâtiment.

Le cheminement pour évaluer ces contraintes et dimensionner la structure de façon à maîtriser les déformations est le suivant :



2.5.1. Forces d'inertie : représentation de l'action d'un séisme

2.5.1.1. Paramètres des forces d'inertie, conséquences pour la conception des structures (Généralités)

Lorsque la vitesse d'un objet varie en grandeur (accélération positive ou négative), il est soumis à des forces d'inertie (translation), s'il y a une variation de direction il est soumis à

une force centrifuge (rotation). Il y a proportionnalité entre ces forces et les variations de vitesse et de direction.

Rappelons que la force d'inertie agissant sur un corps est égale au produit de sa masse par son accélération : $F_i = m.a$ (2^{ème} loi de Newton).
(On acceptera par simplification que a est une « pseudo-accélération » sur le repère relatif de ses fondations en déplacement).

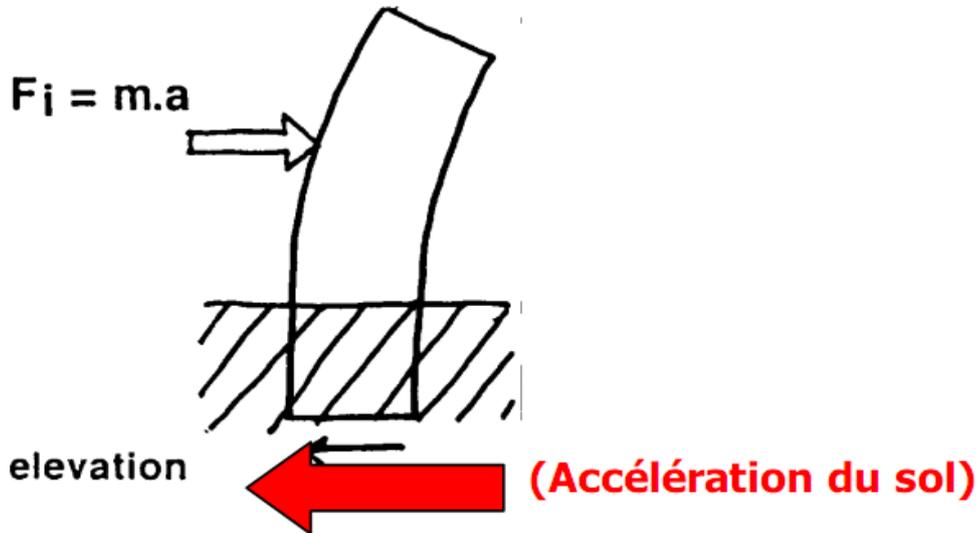


Figure.2.8 la force d'inertie agissant sur un corps.

Pour le dimensionnement des structures aux charges sismiques selon les règles parasismiques (RPA 99/Version 2003) on considère, par commodité, que ces charges sont les forces d'inertie engendrées dans la construction par l'accélération maximale que cette construction est censée subir pendant le séisme. L'analyse « modale spectrale » (ou son application simplifiée) est la méthode retenue par les règles pour évaluer cette accélération maximale pour chacun des modes significatifs d'oscillation de la structure sous l'effet des ondes sismiques.

2.5.1.2. Maîtrise de la masse

Les Forces d'inertie s'appliquent sur les masses de la construction. Dans le cas général on considèrera que les masses sont concentrées dans les planchers. Ainsi, la réduction des masses permet de minimiser les sollicitations d'origine sismique.

Exemple 1 : Bâtiment à un niveau considéré comme un oscillateur simple.

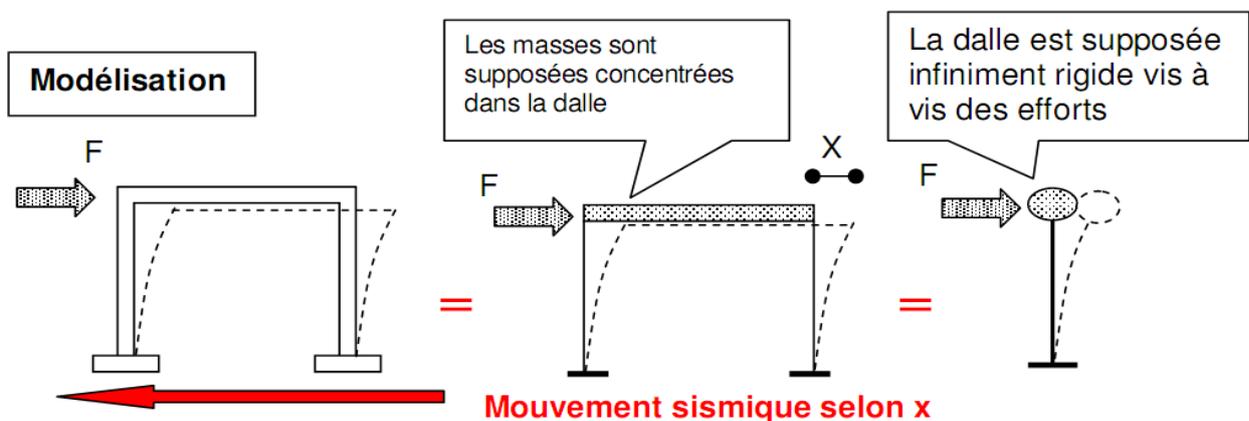


Figure.2.9 Modèle d'un bâtiment à un niveau.

Exemple 2 : Bâtiment en béton armé de cinq étages.

Le bâtiment est constitué de deux sous-sols rigides, de sorte que le niveau d'encastrement se situe au rez-de-chaussée. Le noyau en béton armé peut être considéré comme une poutre console pour les actions sismiques. La modélisation du bâtiment est présentée à la figure (2.10). L'effet du séisme est présenté à la figure (2.11).

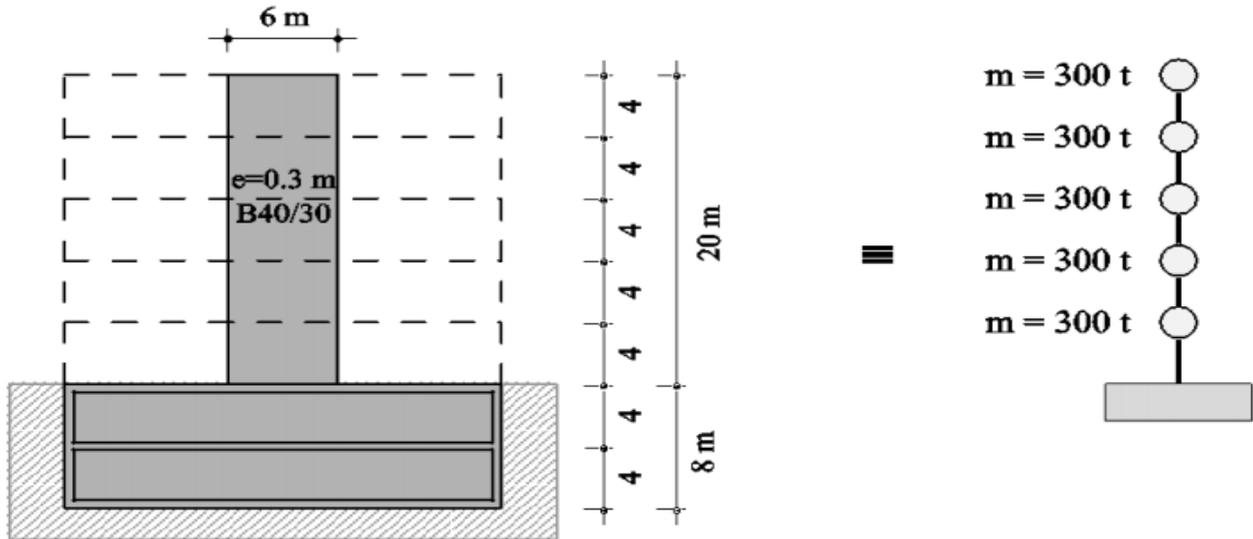


Figure.2.10 Modèle d'un bâtiment en béton armé de cinq étages.

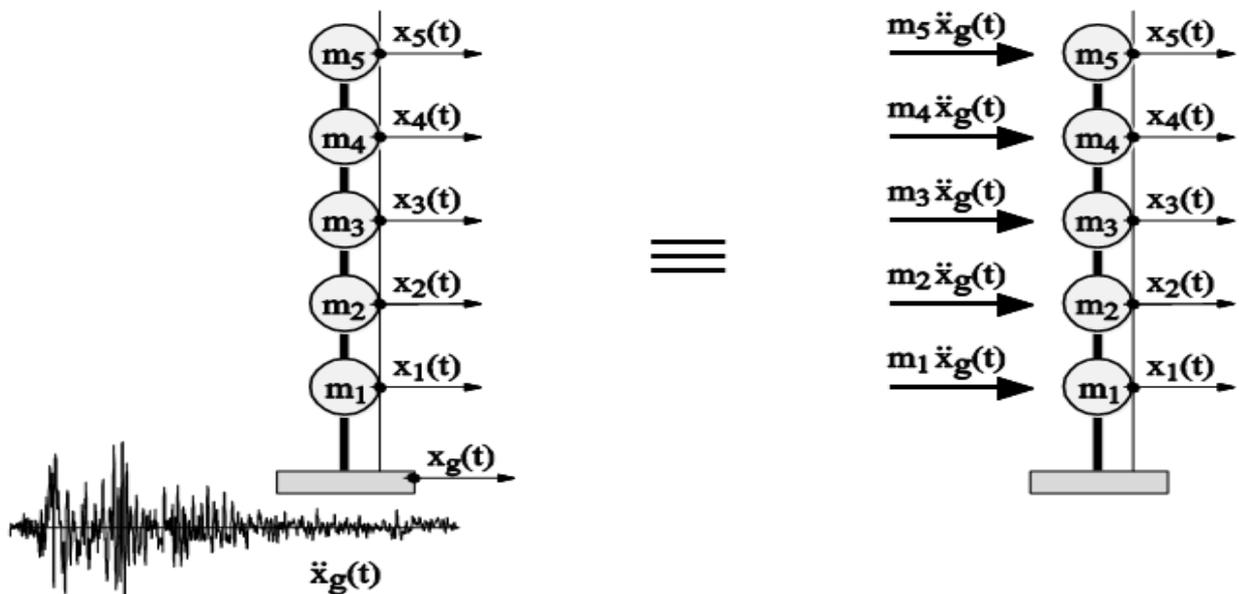


Figure.2.11 Schéma d'un séisme.

2.5.1.3. Bilan énergétique d'une structure en mouvement

En termes de forces, on peut dire que les forces d'inerties F_i doivent être équilibrées par les forces de rappel F_r (qui permettent à la structure de revenir à sa position d'origine après l'arrêt des sollicitations externes) et par les forces dissipées F_d (sous forme de chaleur) pendant le mouvement. Si l'équilibre n'est pas assuré il y a rupture.

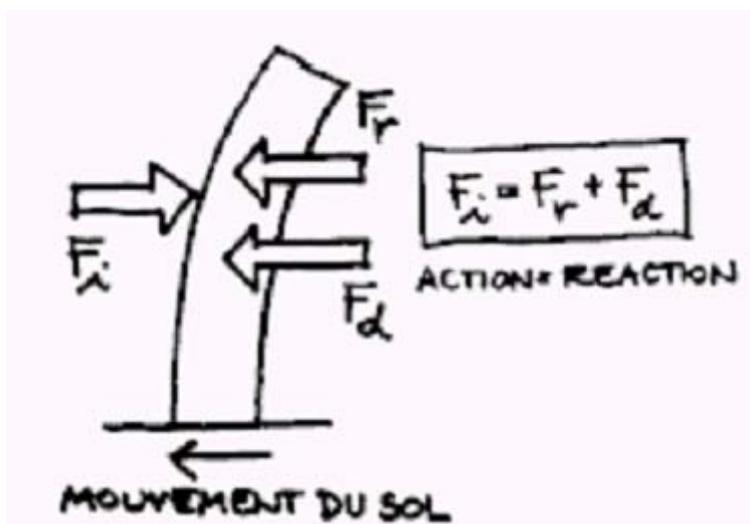


Figure.2.12 Représentation schématique de l'équilibre des forces en présence dans la structure, équilibre nécessaire pour la « résistance » de la structure au séisme.

L'énergie des oscillations doit donc être entièrement absorbée par la structure. Cette absorption se fait par deux mécanismes distincts lors des déformations de la structure :

-**Le stockage de l'énergie communiquée** : Il s'agit d'une énergie potentielle (E_p) qui sera restituée sous la forme d'énergie cinétique pour ramener la structure à sa position d'origine.

-**La dissipation d'énergie** : Une partie de l'énergie du séisme est dissipée (E_d) sous forme de chaleur sous l'effet des déformations élastiques de la structure : il s'agit de l'amortissement (frottements internes à la matière).

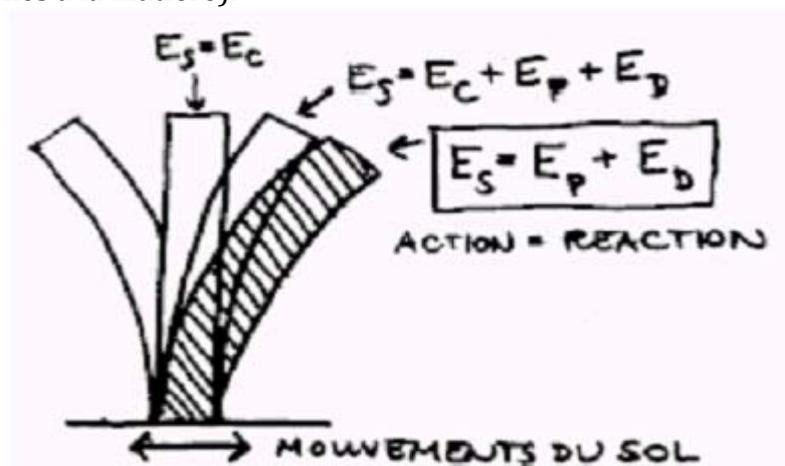


Figure.2.13 Représentation de L'énergie des oscillations.

2.5.1.4. Le bâtiment doit-il résister à une force ou absorber l'énergie du séisme ?

En conclusion de ce qui précède on pourra dire :

- 1) -que le bâtiment doit réglementairement résister aux forces statiques équivalentes calculées pour l'action réputée maximale du séisme,
- 2) - qu'une mauvaise conception peut générer des accumulations de contraintes localisées qui sont un facteur de ruine pour les constructions, même dimensionnées pour l'action sismique « réglementaire ».

En revanche, l'expérience post-sismique montre que des bâtiments ne répondant pas aux normes de construction parasismique, si leur conception leur permet de minimiser l'action sismique et d'absorber l'énergie sismique, se comportent bien.

CHAPITRE 3

LES ESCALIERS ET LES BALCONS

Chapitre 3

« Les escaliers et les balcons »

Partie A : LES ESCALIERS

3. A.1. Définitions et terminologies

3. A.1.1. Définition

L'escalier : Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.



Figure.3.1 Escalier.

3. A.1.2. Terminologies

L'emmarchement : Largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.

La contremarche: Désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.

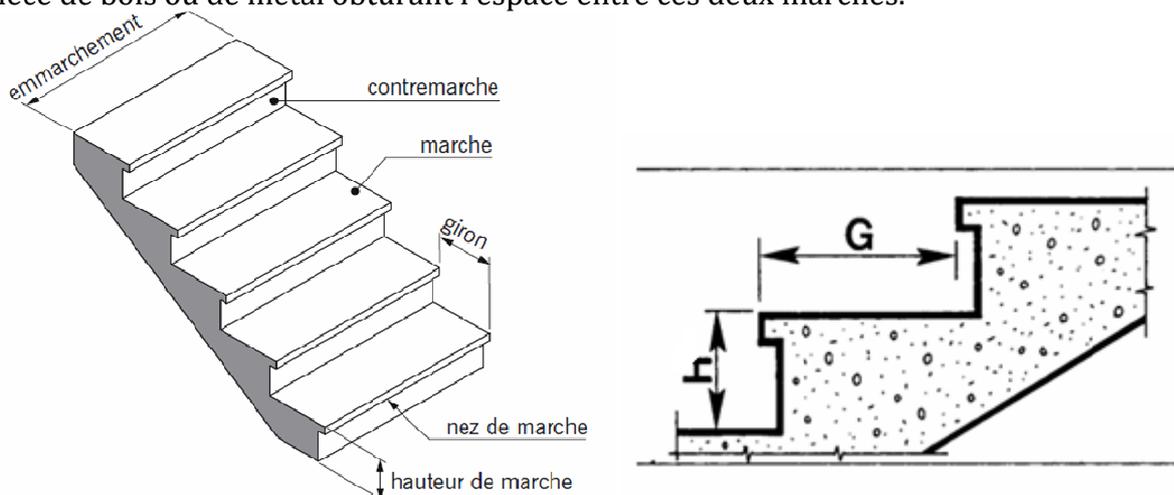


Figure.3.2 Les éléments d'une volée d'escalier.

La hauteur de marche : Distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante. Les hauteurs des marches des escaliers intérieurs varient de 17 à 20 cm

environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escalier, la hauteur est souvent désignée par la lettre **h**.

Le giron: Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives. Les giron des marches des escaliers intérieurs varient de 27 à 32 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escaliers, le giron est souvent désigné par la lettre **G**.

La marche: Surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre. Par extension, le terme désigne également la pièce de bois ou de métal qui reçoit le pied. Le mot « marche » est aussi employé pour nommer l'ensemble formé par la marche et la contremarche notamment dans le cas des escaliers massifs en béton.

On distingue deux principaux types de marches :

- 1) **-La marche droite**, de forme rectangulaire.
- 2) **-La marche balancée** de forme trapézoïdale. Dans les escaliers balancés, ce type de marche permet le changement de direction.



Figure.3.3 La marche (droite, balancée).

La volée: Ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.

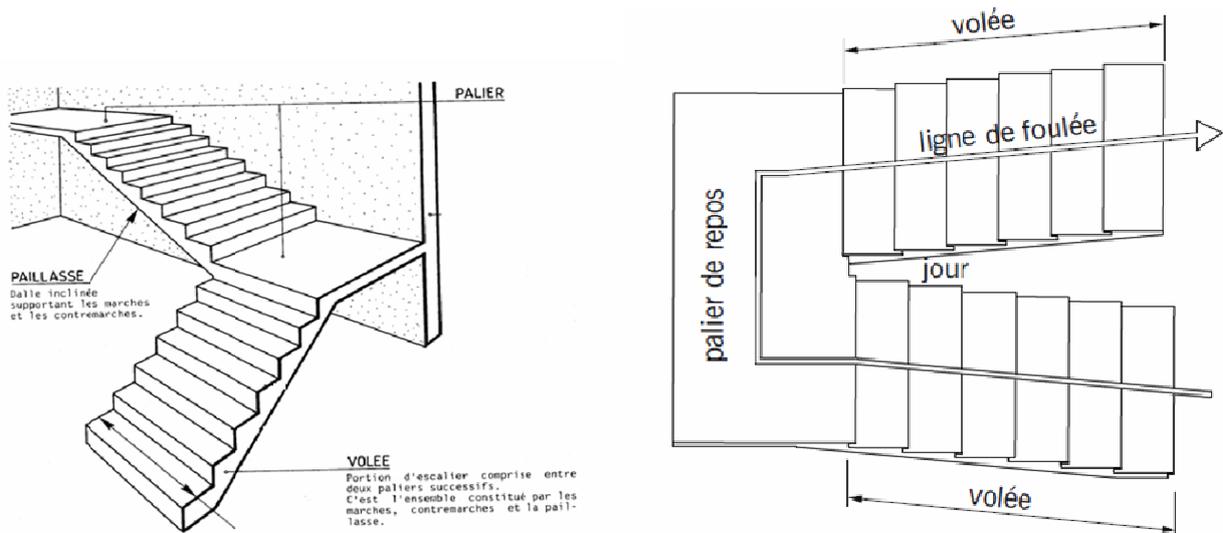


Figure.3.4 Vue de dessus de deux volées d'escalier.

La ligne de foulée: Ligne fictive figurant la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier.

Le jour d'escalier ou lunette : Espace central autour duquel l'escalier se développe.

L'échiffre ou mur d'échiffre : Désigne le mur sur lequel prennent appui les marches d'un escalier. On appelle souvent, improprement, « murs d'échiffre » les murs qui délimitent la cage d'escalier même lorsque ceux-ci ne supportent pas l'escalier.

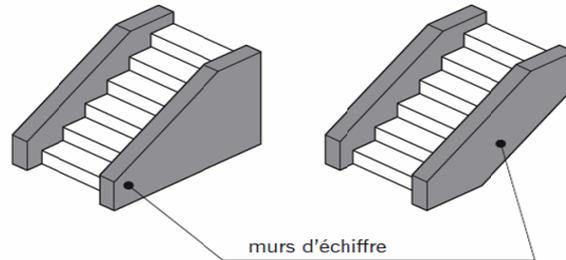


Figure.3.5 Murs d'échiffre.

Le nez de marche: Bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche inférieure.

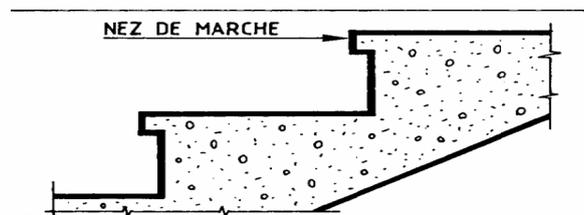


Figure.3.6 Nez de marche.

L'échappée: Hauteur libre de passage mesurée à l'aplomb des marches.

On distingue deux types d'échappées :

- 1) -La hauteur mesurée entre deux volées de marches superposées. Cette distance est habituellement égale à une hauteur sous plafond, soit approximativement 2,50 m.
- 2) -La hauteur minimum de passage mesurée entre la marche et le bord de la trémie de l'escalier. Cette distance ne doit pas, en principe, être inférieure à 1,90 m.

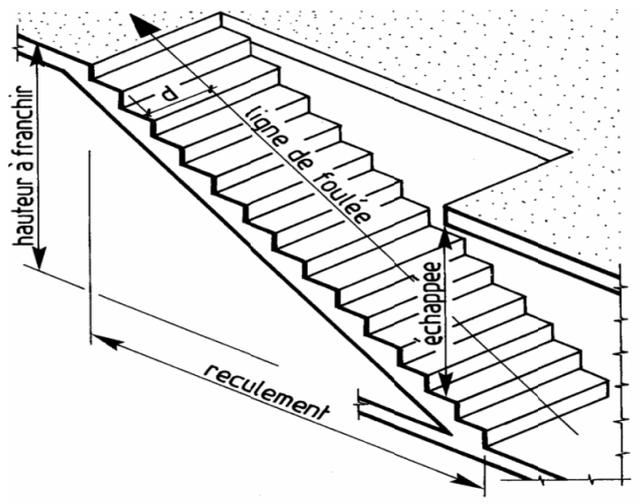


Figure.3.7 L'échappée et le reculement.

Le reculement: Longueur de l'escalier projetée au sol. Le reculement définit l'encombrement de l'escalier.

La trémie d'escalier: Ouverture ménagée dans un plancher permettant le passage de l'escalier.

La dénivelée: Hauteur totale franchie par un escalier. Dans le cas d'un escalier intérieur, elle est égale à la hauteur libre sous plafond augmentée de l'épaisseur du plancher d'arrivée. La dénivelée est aussi appelée *hauteur à monter* ou *hauteur d'escalier*.

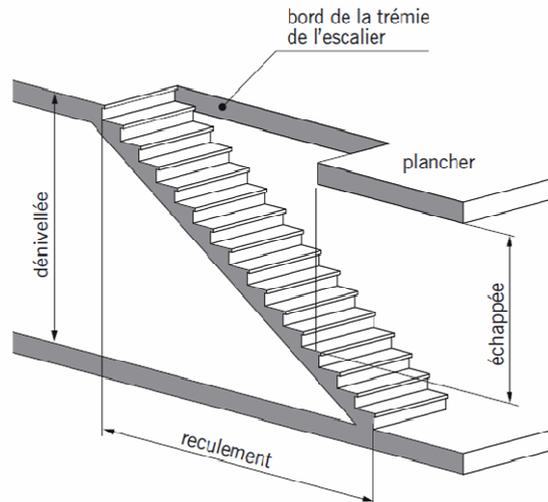


Figure.3.8 Volée et trémie de l'escalier.

Le palier: Plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée. On distingue plusieurs types de paliers:

- 1) -Le palier d'arrivée ou palier d'étage appelé aussi parfois palier de communication : palier situé dans le prolongement d'un plancher d'étage.
- 2) -Le palier intermédiaire ou palier de repos : palier inséré entre deux volées et situé entre deux étages. En principe, un palier intermédiaire ne dessert aucun local. Ce type de palier est rendu nécessaire quand le nombre de marches est trop important pour une seule volée ou lorsque la seconde volée n'est pas placée dans le prolongement de la première. Dans ce cas, il est parfois appelé palier d'angle ou palier de virage.

La cage d'escalier : Espace limité par des planchers, des murs et/ou des cloisons à l'intérieur duquel est placé l'escalier.

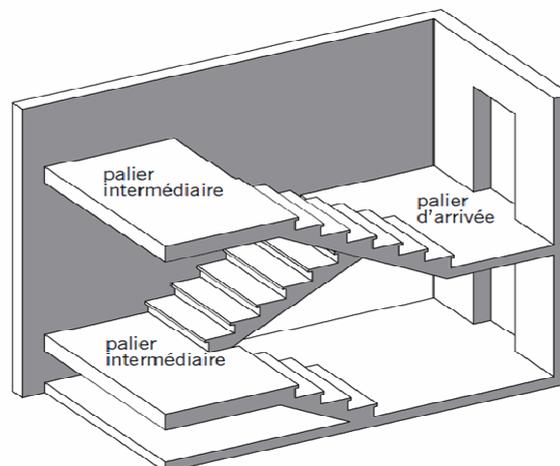


Figure.3.9 Volées et paliers.

3. A.2. Les Différentes formes géométriques d'escaliers

3. A.2.1. L'escalier droit : Escalier constitué d'une seule volée et dont toutes les marches sont de forme rectangulaire.

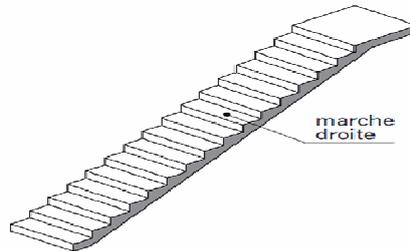
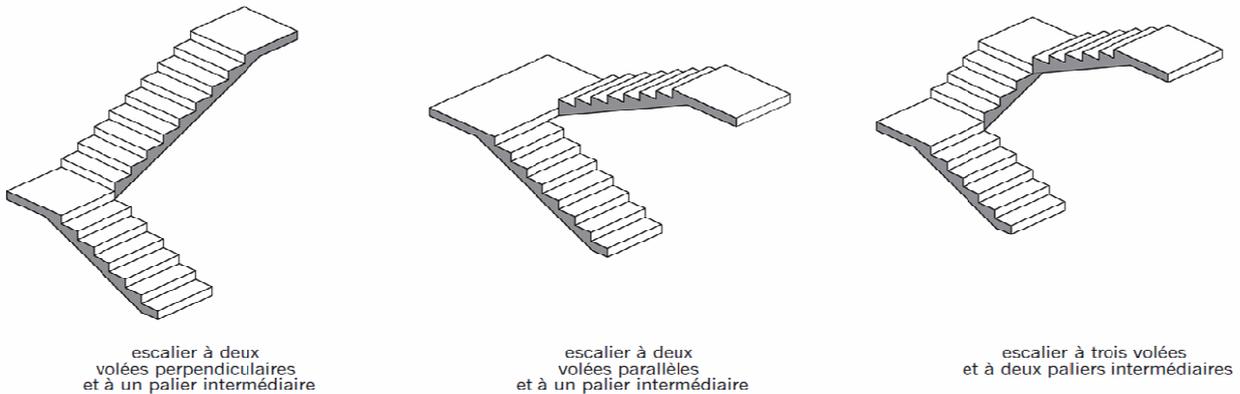


Figure.3.10 Escalier droit.

3. A.2.2. L'escalier à volées droites avec palier(s) intermédiaire(s): Escalier comportant plusieurs volées droites de directions différentes séparées par un ou plusieurs paliers intermédiaires.



escalier à deux volées perpendiculaires et à un palier intermédiaire

escalier à deux volées parallèles et à un palier intermédiaire

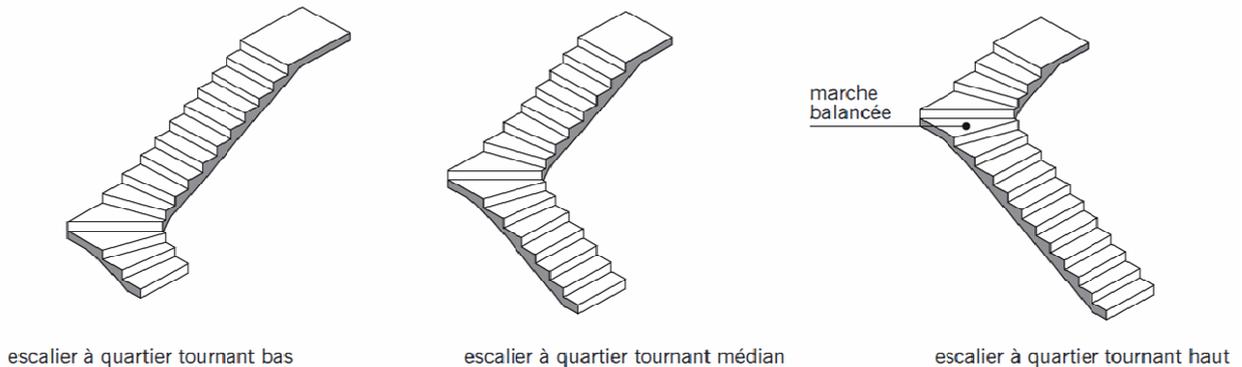
escalier à trois volées et à deux paliers intermédiaires

Figure.3.11 Escaliers à volées droites avec palier(s) intermédiaire(s).

3. A.2.3. L'escalier balancé : Escalier sans palier intermédiaire dont les changements de direction sont assurés par des marches balancées. On distingue deux principaux types d'escaliers balancés :

- 1) -L'escalier à un quartier tournant ou à quart tournant.
- 2) -L'escalier à deux quartiers tournants ou à deux quarts tournants.

L'escalier à un quartier tournant ou à quart tournant: Le changement de direction est à 90°. Le quart tournant peut se situer en bas, au milieu ou en haut de l'escalier.



escalier à quartier tournant bas

escalier à quartier tournant médian

escalier à quartier tournant haut

Figure.3.12 Escaliers balancés à quartiers tournants.

L'escalier à deux quartiers tournants ou à deux quarts tournants: Le changement de direction est de 180°. L'appellation « quartier tournant » désigne la portion de l'escalier qui assure le changement de direction soit à l'aide de marches balancées, soit par l'intermédiaire d'un palier de repos. Dans la pratique cette dénomination est surtout employée pour les escaliers balancés.

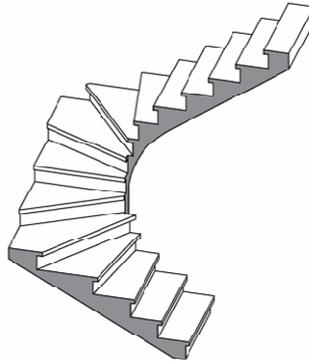


Figure.3.13 Escalier balancé à deux quarts tournants.

3. A.2.4. L'escalier hélicoïdal: appelé aussi escalier à vis, en spirale ou en colimaçon : escalier tournant dont les marches se développent autour d'un noyau cylindrique central.

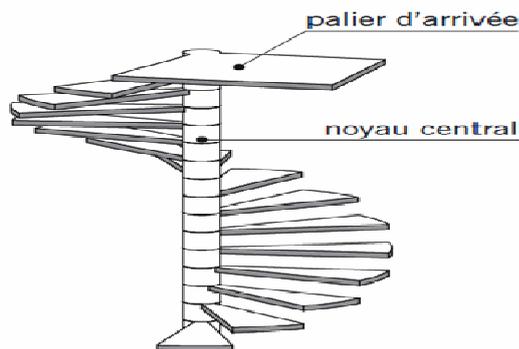


Figure.3.14 Escalier hélicoïdal.

Le perron: Petit escalier extérieur de quelques marches placé le plus souvent devant une porte d'entrée.

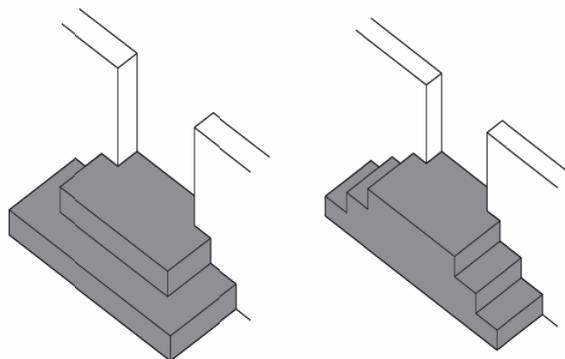


Figure.3.15 Perrons.

3. A.3. Les Différents types d'escaliers suivant la nature des matériaux utilisés

3. A.3.1. Les escaliers en béton

L'escalier coulé en place : Escalier réalisé entièrement sur le chantier. Le béton est coulé après la mise en place du coffrage (moule constitué de planches en bois et/ou d'éléments métalliques) et des armatures.

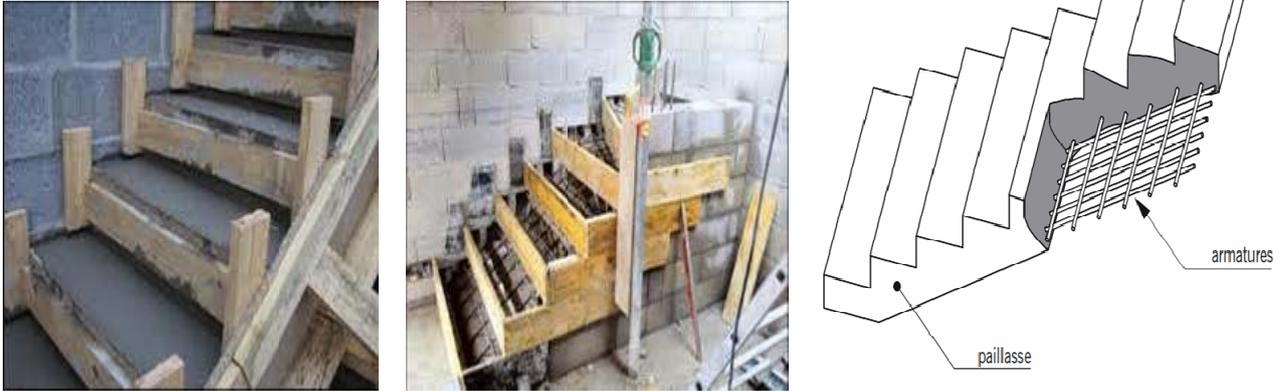


Figure.3.16 Escalier coulé en place.

L'escalier préfabriqué: Escalier dont les éléments (crémaillères, marches...) sont réalisés dans un atelier de préfabrication, puis acheminés sur le chantier pour être mis en place.

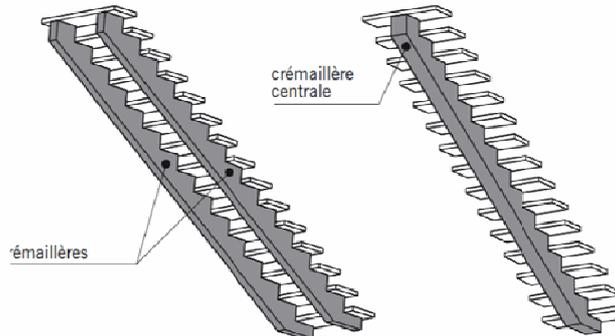


Figure.3.17 Escaliers préfabriqués avec crémaillères en béton.

La crémaillère ou limon crémaillère : Élément en béton inclinée, sur lequel repose une des extrémités des marches et des contremarches.

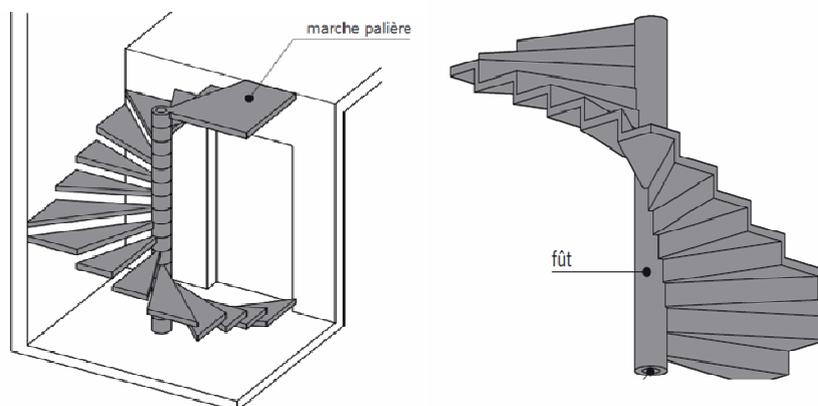


Figure.3.18 Escaliers hélicoïdal avec marches préfabriquées.

L'escalier monobloc: Escalier préfabriqué en béton armé constitué d'un seul élément correspondant le plus souvent à une hauteur d'étage. L'emploi de ce type d'escalier en maison individuelle demeure limité.

Le fût: Colonne centrale en béton d'un escalier hélicoïdal préfabriqué. Suivant le mode de liaison de l'escalier avec le gros œuvre, le fût peut être creux ou plein.

Le noyau: Partie centrale évidée d'un fût creux. Cet espace est rempli de béton lors de la mise en place de l'escalier.

3. A.3.2. Les escaliers métalliques

Il n'y a pas de terminologie propre à ce type d'escalier. On trouve trois types d'escaliers métalliques pour maisons individuelles :

L'escalier à deux crémaillères :

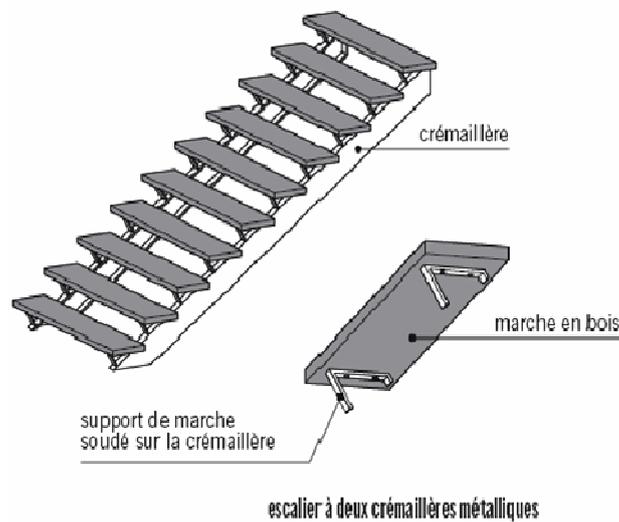


Figure.3.19 Escalier à deux crémaillères métalliques.

L'escalier à crémaillère centrale :

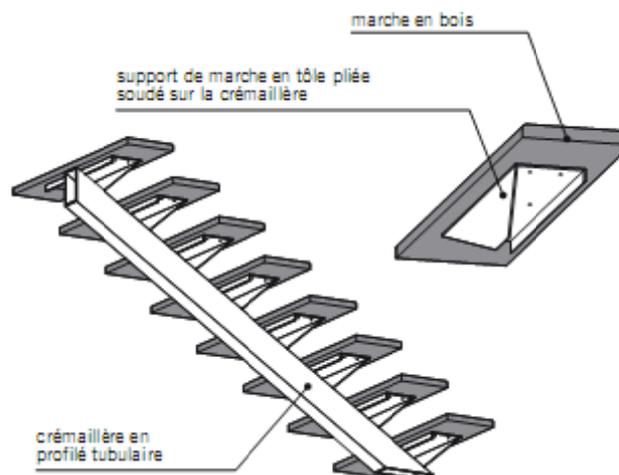


Figure.3.20 Escalier à crémaillère métallique centrale.

L'escalier hélicoïdal :

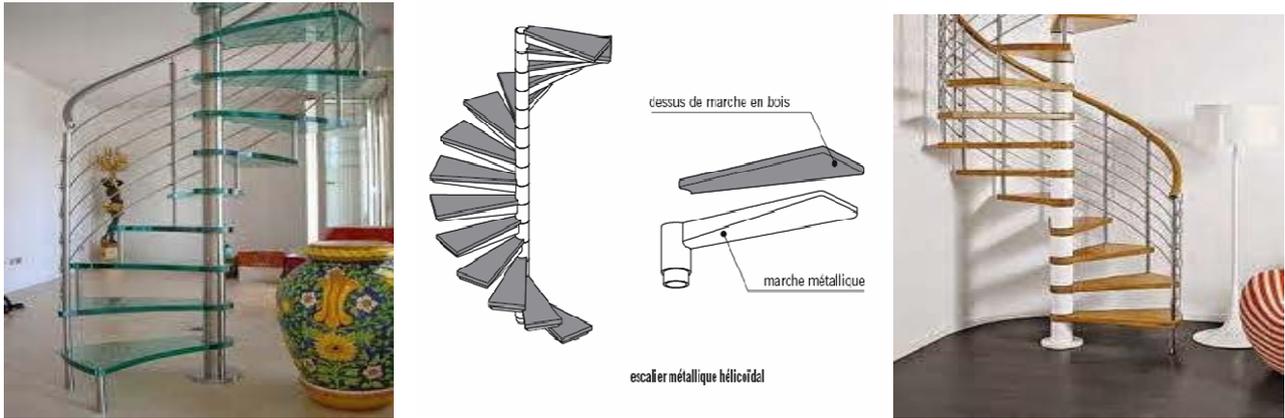


Figure.3.21 Escalier hélicoïdal métallique.

N.B: Les marches de ces escaliers sont souvent en bois, plus rarement en métal et parfois en marbre ou en vitre. Les éléments porteurs sont des tubes ronds ou rectangulaires.

3. A.3.3. Les escaliers en bois

L'escalier à la française : Escalier dont les marches sont soutenues par un ou deux *limons*.

Le limon : Pièce de bois inclinée dans laquelle les extrémités des marches et des contremarches (quand ces dernières existent) viennent s'encaster. Le limon porte également la rampe d'escalier.

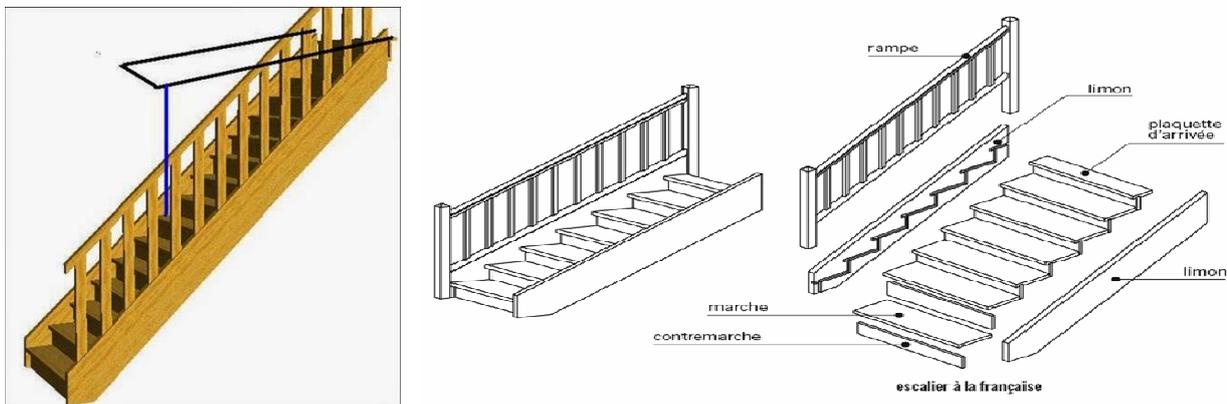


Figure.3.22 Escalier à la française.

La plaque d'arrivée ou marche palière : Marche d'arrivée de l'escalier souvent moins large qu'une marche courante. Elle repose sur le palier d'arrivée et comporte parfois une feuillure d'une hauteur égale à celle du revêtement de sol (moquette ou parquet).

L'escalier à l'anglaise : Escalier dont les marches reposent sur des crémaillères.

La crémaillère ou limon crémaillère : Pièce de bois inclinée, sur laquelle repose une des extrémités des marches et des contremarches.

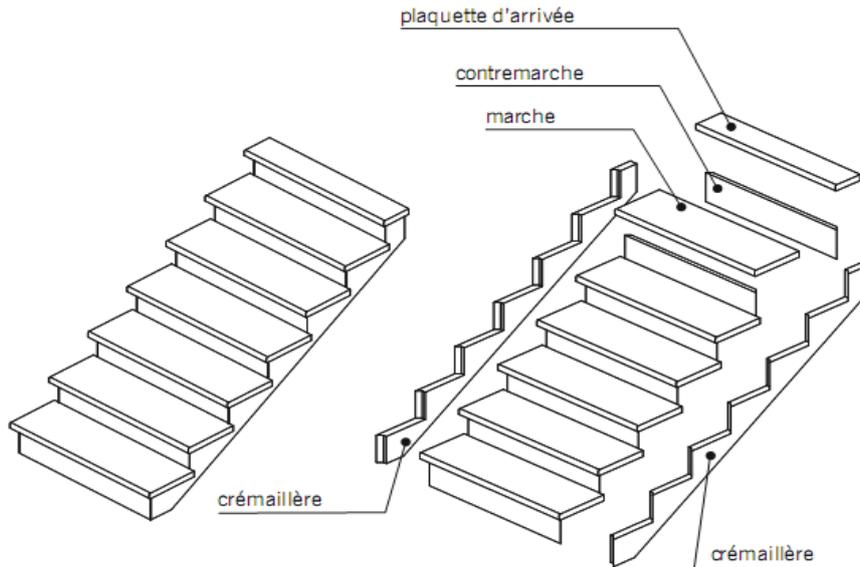


Figure.3.23 Escalier à l'anglaise.

Le socle de surélévation ou socle de départ : Caisson utilisé parfois lors de la mise en place d'escaliers prêts à monter (escaliers livrés en kit). Le socle fait office de première marche et peut être recoupé en hauteur.

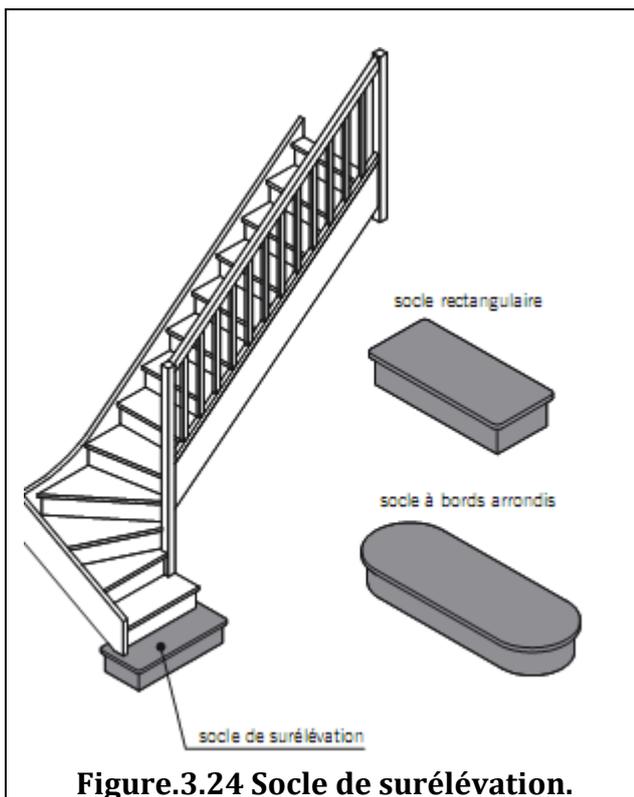


Figure.3.24 Socle de surélévation.

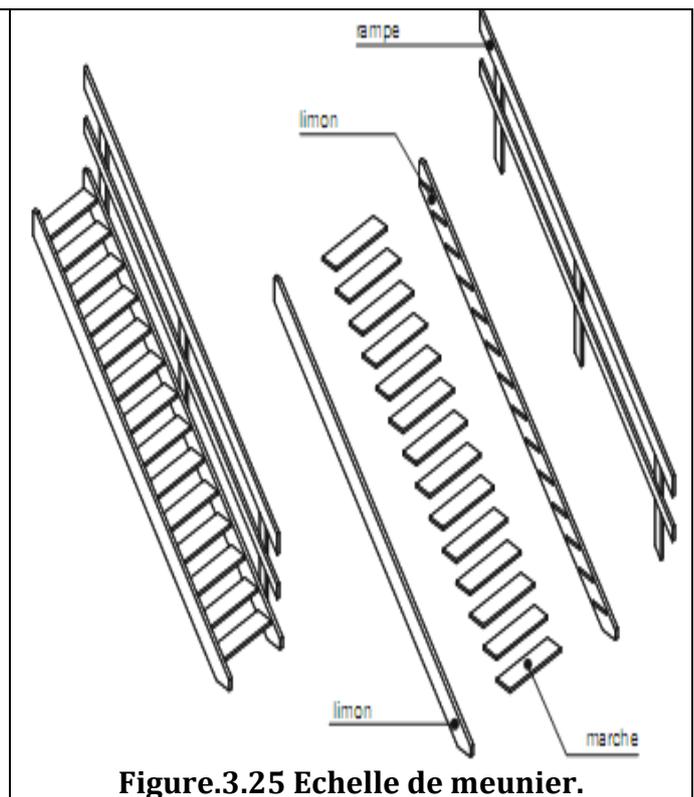


Figure.3.25 Echelle de meunier.

L'échelle de meunier : Escalier incliné de 45° environ (la pente moyenne d'un escalier ordinaire varie de 30° à 35°) et composé essentiellement de marches encastrées dans deux limons.

L'échelle à pas décalés : Echelle dont la forme des marches permet d'obtenir une pente raide (proche de 60°) qui permet de diminuer l'encombrement au sol.

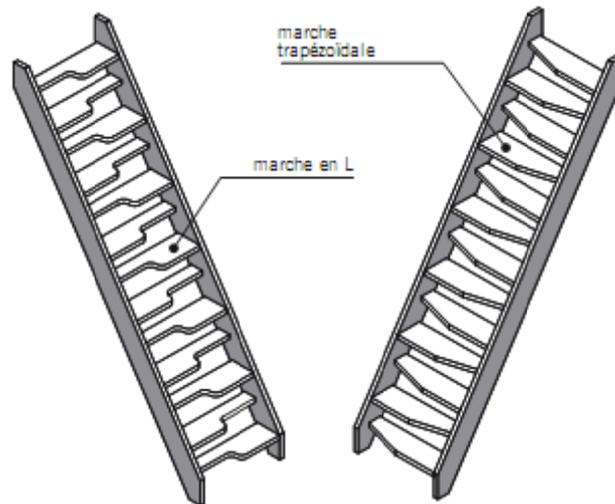


Figure.3.26 Echelles à pas décalés.

L'échelle escamotable (ou échelle rétractable) : Echelle constituée de plusieurs parties articulées entre elles. L'ensemble se replie dans un caisson en bois.

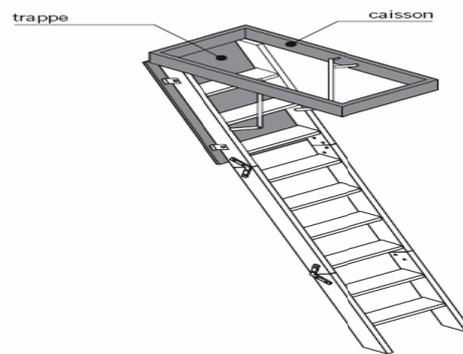


Figure.3.27 Echelle escamotable.

L'escalier hélicoïdal en bois : On distingue deux principaux types d'escaliers hélicoïdaux:

- 1) -L'escalier sur plan carré : escalier dont l'encombrement s'inscrit dans un parallélépipède rectangle à base carrée. Toutes les marches ne sont pas identiques (quatre familles de marches le plus souvent).

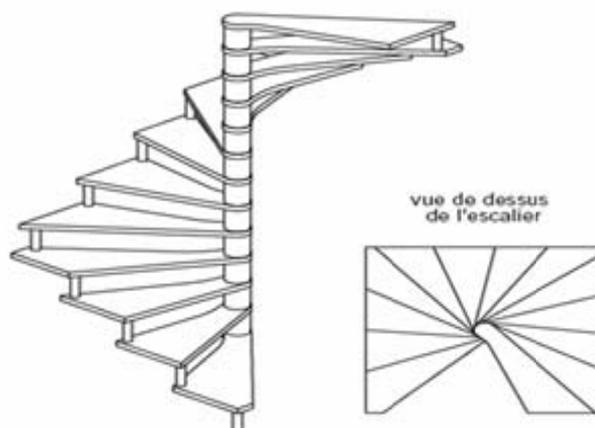


Figure.3.28 Escalier hélicoïdal en bois sur plan carré.

2)-L'escalier sur plan circulaire : Escalier dont l'encombrement s'inscrit dans un cylindre vertical. Toutes les marches sont identiques.

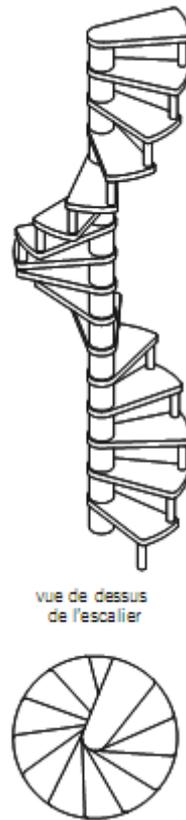


Figure.3.29 Escalier hélicoïdal en bois sur plan circulaire.

Les garde-corps et les rampes:

La rampe : ouvrage incliné de protection établi à l'extrémité des marches et dont l'inclinaison des lisses suit la pente de l'escalier. La hauteur minimale d'une rampe est de 90 cm, mesurée à la verticale des nez des marches.

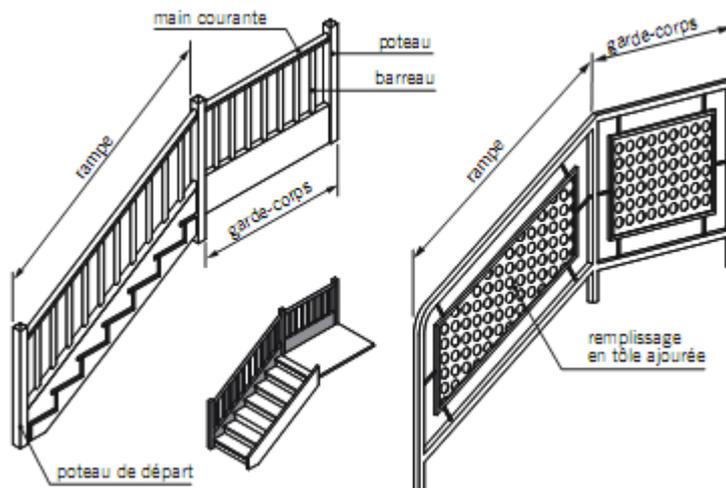


Figure.3.30 Rampe et garde-corps pour escalier.

Le garde-corps appelé aussi garde-fou ou rambarde : ouvrage horizontal de protection contre les risques de chute fortuite dans le vide. Les gardes corps sont établis en bordure d'un vide (en extrémité de paliers, de balcon, autour d'une trémie, de part et d'autre d'une passerelle). La hauteur minimale d'un garde-corps est de 1 mètre (mesurée du dessus du palier au-dessus de la lisse haute ou de la main courante).

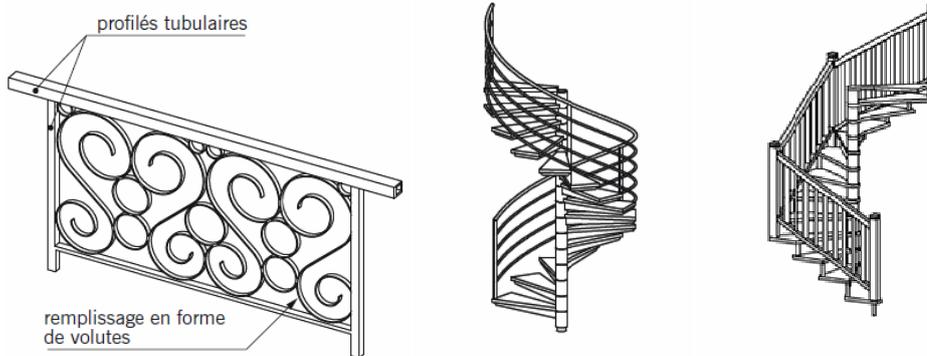


Figure.3.31 garde-corps.

3. A.4. Principe de calcul des dimensions des éléments constitutifs des escaliers

D'après la formule de BLONDEL, on a :

$$59 \leq g+2h \leq 66 \quad \text{Eq (3.1)}$$

Pour des escaliers courants d'appartement : $g+2h=0.59\text{m}=59 \text{ cm}$

Pour des escaliers à usage publics : $g+2h=0.66\text{m}=66 \text{ cm}$

Généralement ; on utilise :

$$g+2h=0.64\text{m}=64 \text{ cm}$$

Avec : $g=30 \text{ cm}$; $h=17 \text{ cm}$.

L'embranchement des escaliers est :

- Pour les escaliers courants : 1m.
- Les grands escaliers : 1.50 à 2.00 m.
- Les escaliers de service : de 0.70 à 0.90 m.
- Les descentes de caves: 1m.

Dimensionnement des marches et contre marches :

H : hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini (hauteur d'étage).

Le nombre de marches : $n=H/h$. $H = n \times h \Rightarrow h = H/n$.

Le nombre de contre marches : $m=n-1$. $L = (n-1).g \Rightarrow g=L/(n-1)$.

3. A.5. Les différents systèmes statiques d'escaliers

3. A.5. 1. Les paliers et la paillasse s'appuient sur les éléments de résistance :

- Cette escalier est un escalier à paillasse à double palier.
- La paillasse fonctionne comme une poutre et les marches ne participent pas à la résistance sont considérés comme un poids mort.

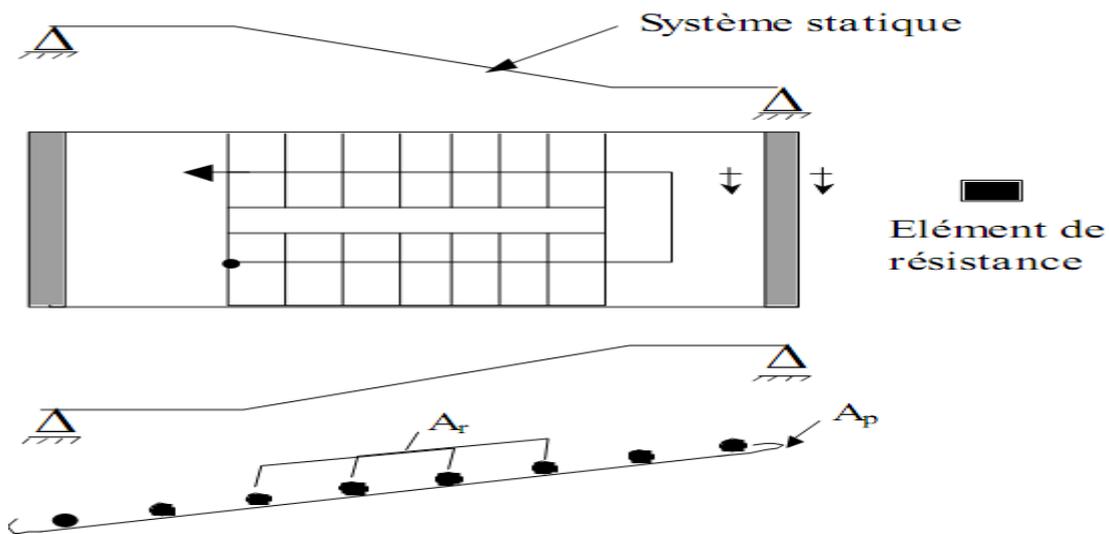


Figure.3.32 Système statique (Les paliers et la paillasse s'appuient sur les éléments de résistance).

3. A.5.2. Les paliers s'appuient dans le sens transversal :

- Les paillasses s'appuient sur les poutres noyées qui à leur tour s'appuie sur les éléments de résistance.

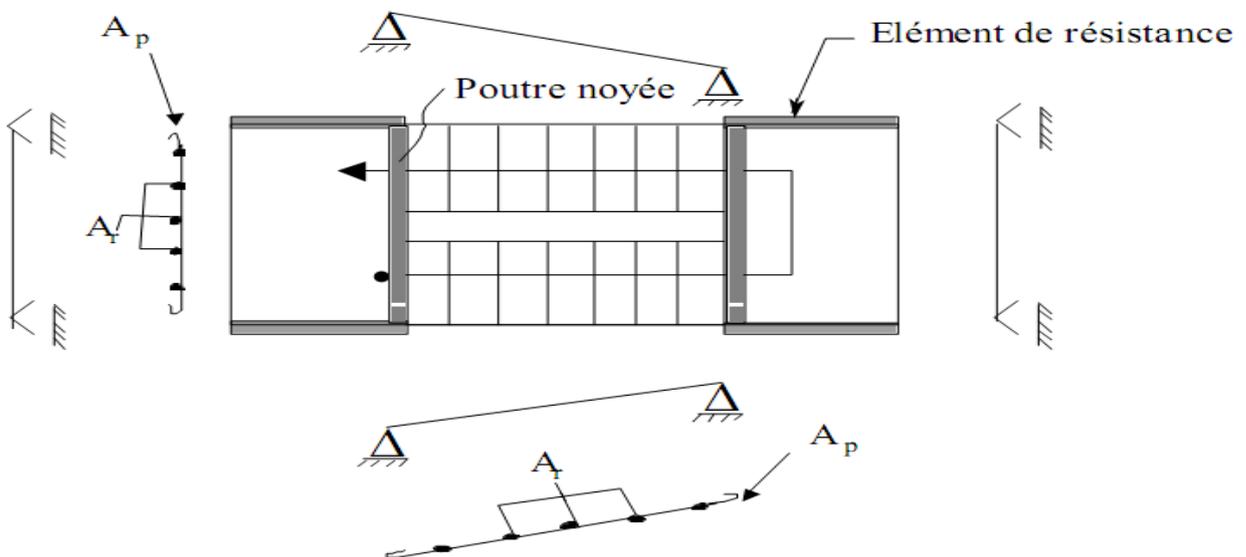


Figure.3.33 Système statique (Les paliers s'appuient dans le sens transversal).

3. A.5.3. Escalier à paillasse à un seul palier :

Exemple : Au niveau d'une entrée.

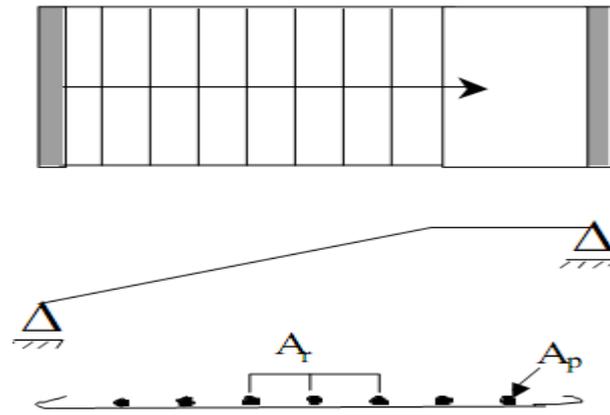


Figure.3.34 Système statique (Escalier à paillasse à un seul palier).

3. A.5.4. Escalier a plusieurs solutions (systèmes statiques) :

a)- Escaliers à paillasse à double paliers.

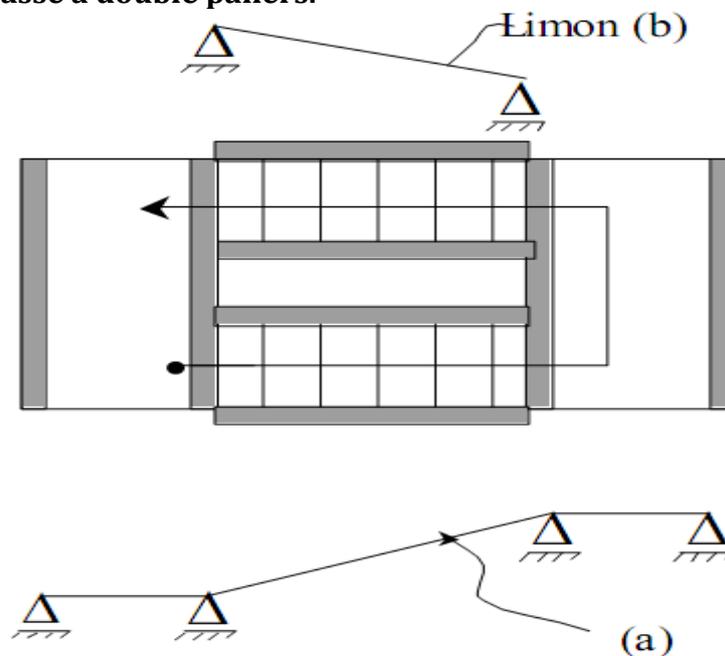


Figure.3.35 Système statique (solution N°:1).

b)- Escaliers à limon : si par exemple l'épaisseur de la paillasse ne doit pas dépasser 6cm, les marches seront considérées comme des éléments de résistance, on considère que les marches sont semi -encastrée sur le limon et encastrée sur le mûr d'échiffre.

Remarque :

- Lors qu'on à un limon et une paillasse, le limon travail qu'à son poids propre.
- Au niveau des escaliers tournant en hélice, les marches sont considérées comme encastrées sur le noyau central.
- Si le limon est au milieu des marches, les marches sont encastrées des deux côtes.

Si l'épaisseur de la dalle est imposée ($\leq 6\text{cm}$) [$e_p \neq 15 \div 20\text{cm}$]; les marches sont considérées comme des consoles.

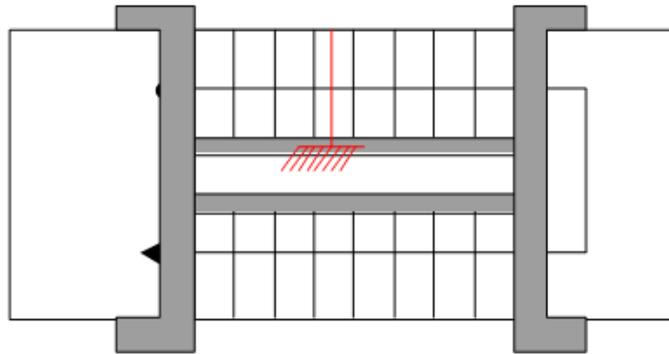


Figure.3.36 Escalier à limon.

Escalier à paillasse :

$e_p = 15 \div 20\text{cm}$

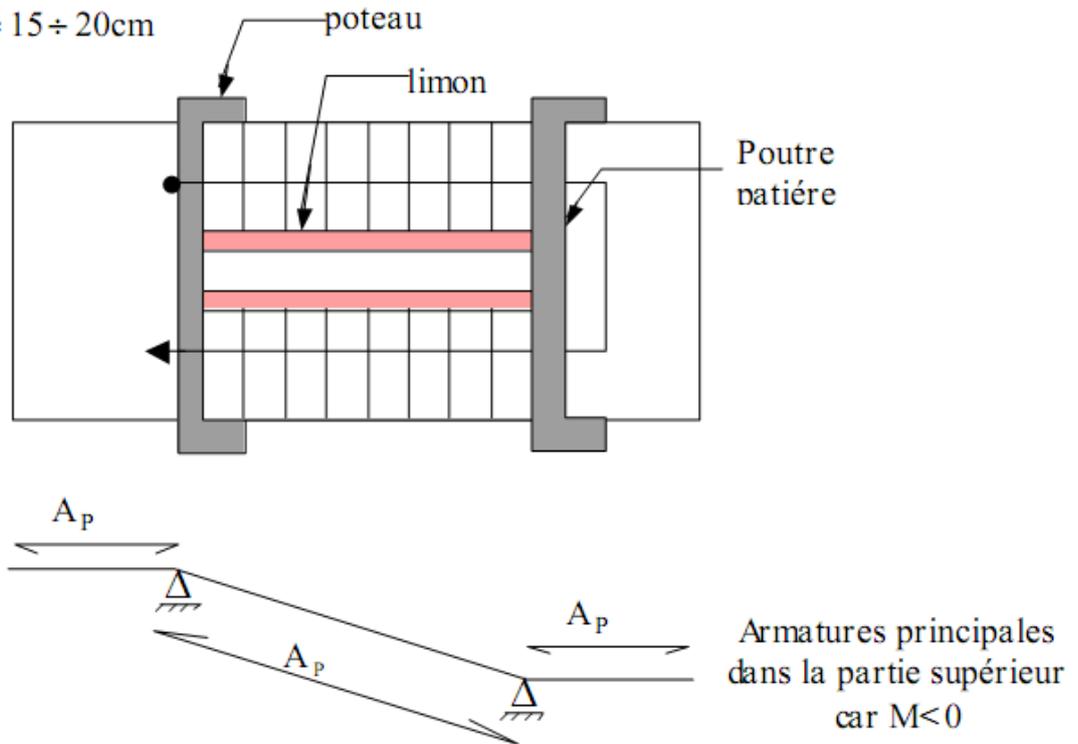


Figure.3.37 Système statique (solution N°:2).

Partie B : LES BALCONS

3. B.1. Définitions et terminologies

- Le **balcon** est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre ;

- Le **balcon** est une dalle pleine, plaque porteuse en béton armé coulé sur place d'épaisseur de 8 à 20 cm ;

- Le **balcon** est une plate-forme en béton armé de faible largeur, équipé de garde-corps, en saillie sur une façade et positionnée devant une ou plusieurs baies.

Il existe une grande diversité de balcons Béton Armé : **balcons isolés**, **balcons filants** sur la longueur de la façade, **balcons superposés**, avec ou sans allège béton, avec ou sans retombée béton.

Cette diversité conduit à des modes opératoires différents : balcon totalement coulé en place, partiellement préfabriqué ou totalement préfabriqué.

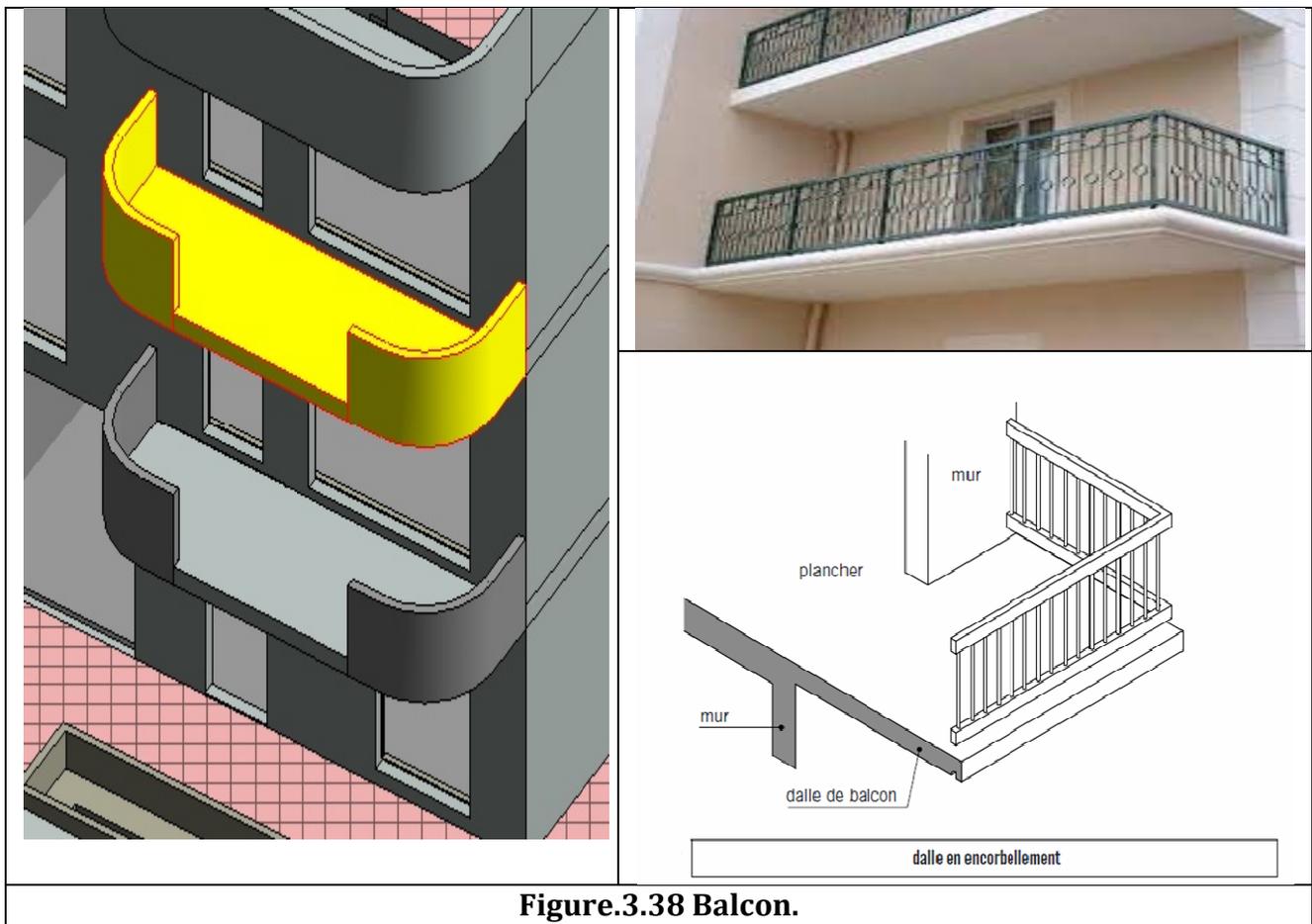


Figure.3.38 Balcon.

3. B.2. Principaux risques

Il existe plusieurs types de risques liés à la réalisation des balcons :

- 1) -Chute de hauteur lors de la réalisation de l'étaieage ou du coffrage, lors de la pose des éléments préfabriqués, lors du ferrailage ou du bétonnage;
- 2) -Retombée de la charge lors du levage des éléments de balcon préfabriqués (dalle et allège);

- 3) -Effondrement du balcon lors du bétonnage ou de la pose des éléments préfabriqués;
- 4) -Effondrement du balcon terminé lors du retrait de l'étalement ou lors de l'approvisionnement de matériaux effectué par les corps d'état secondaires.

3. B.3. Efforts exercés dans un balcon

Les efforts exercés dans un balcon en service, qui ne repose plus sur un étalement, sont fonction du type de balcon à réaliser. On distingue principalement les balcons en porte-à-faux et les balcons sur appuis extérieurs.

-Balcons en porte-à-faux :

Dans le cas des balcons en porte-à-faux, les efforts exercés sont un effort tranchant et un moment fléchissant.

La reprise de ce moment fléchissant est assurée par des armatures principales positionnées en partie supérieure du balcon, ce qui n'est pas courant dans la réalisation des planchers.

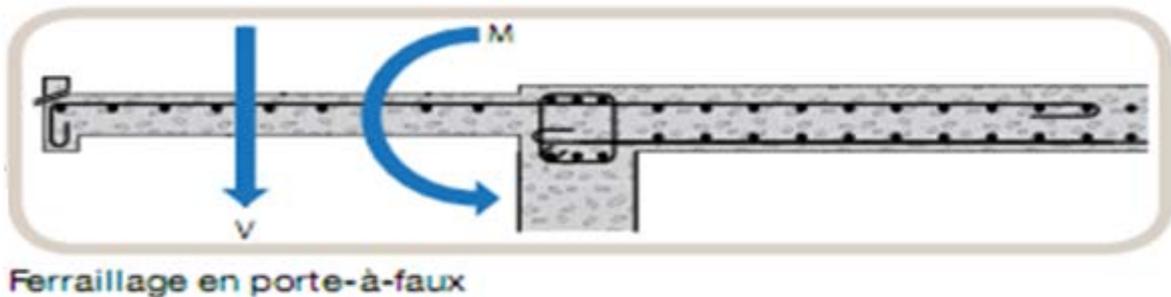


Figure.3.39 Balcon en porte-à-faux.

-Balcons sur appuis extérieurs:

Dans le cas des balcons sur appuis extérieurs, l'effort exercé sur est un effort tranchant.

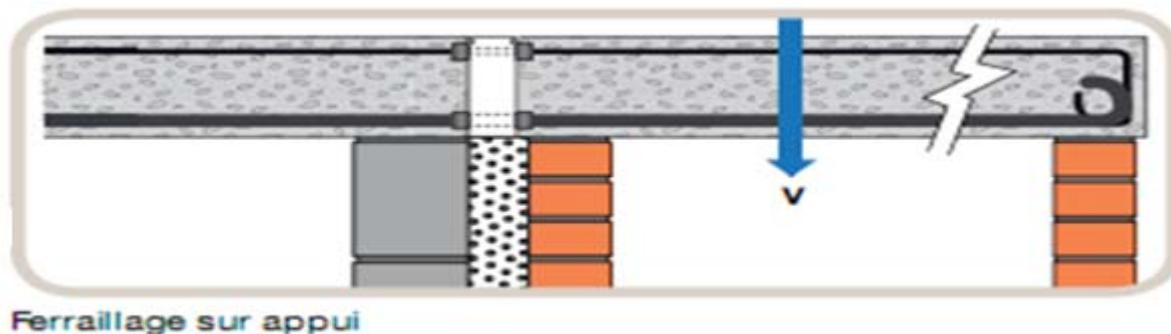


Figure.3.40 Balcon sur appuis extérieur.

3. B.4. Les Différents types des balcons suivant la nature des matériaux utilisés :

- a. Les balcons en béton armé ;
- b. Les balcons en métal;
- c. Les balcons en bois.

a. Balcons en béton armé

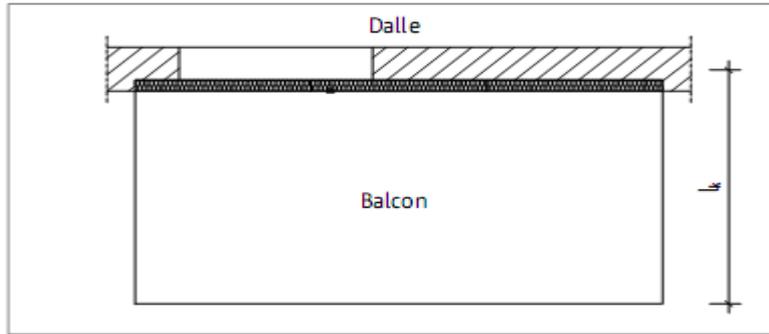


Figure.3.41 Balcon en béton armé en porte-à-faux.

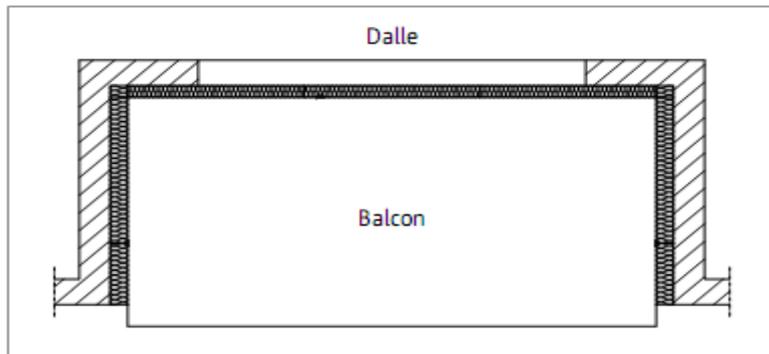


Figure.3.42 Balcon en béton armé appuyé sur trois côtés.

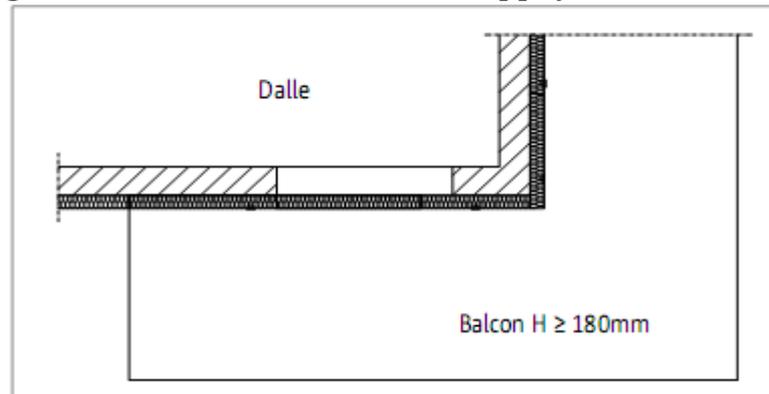


Figure.3.43 Balcon en béton armé d'angle extérieur.

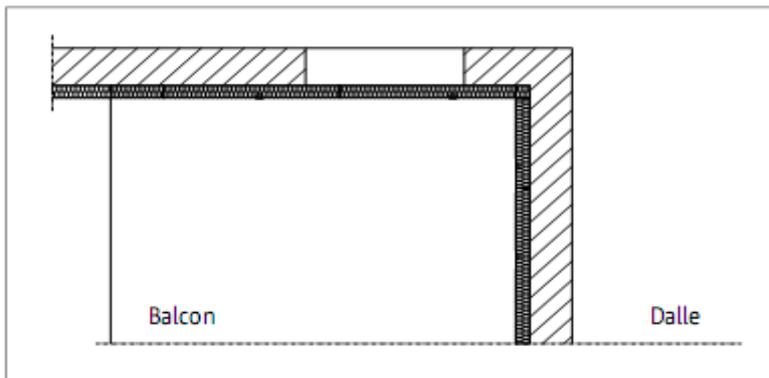


Figure.3.44 Balcon en béton armé appuyé sur deux côtés.

b-Balcons métalliques

Les conceptions les plus courantes de balcons métalliques rapportés sont :

- 1) -Balcons en porte-à-faux ;
- 2) -Balcons suspendus ;
- 3) -Balcons en appui ;
- 4) -Balcons autoportants.

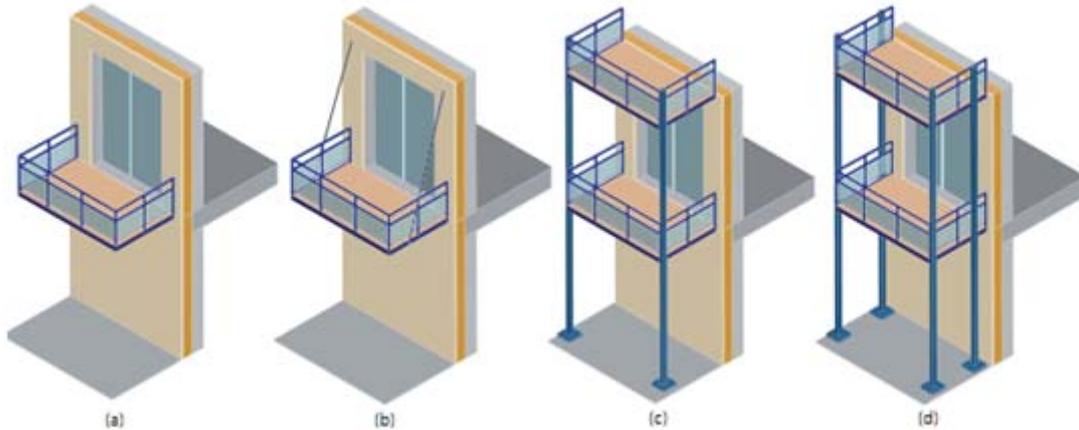


Figure.3.45 Conceptions courantes de balcons métalliques rapportés.

1)-Balcons métalliques en porte-à-faux

Les balcons en porte-à-faux sont directement encastrés à la façade. Ce type de structure est composé d'un cadre métallique porteur et de fixations ponctuelles du cadre par platines métalliques sur le bâtiment support.

2)-Balcons métalliques suspendus

Les balcons suspendus (ou haubanés) sont liés au bâtiment support par une fixation classique à hauteur de son ossature et par des suspentes (ou haubans) fixées à un niveau supérieur. Les suspentes peuvent être fixées soit à la façade soit à la partie inférieure du balcon de l'étage supérieur.

La mise en œuvre de suspentes métalliques réduit les efforts aux niveaux des fixations du balcon au bâtiment support.

3)-Balcons métalliques en appui

Cette conception est caractérisée par la présence de poteaux, au bout de la saillie du balcon. L'intérêt principal est le partage des efforts entre les fixations sur la structure porteuse du bâtiment et les poteaux.

4)-Balcons métalliques autoportants

Les balcons autoportants sont supportés par deux files de poteaux, l'une proche de la façade et l'autre bout de la saillie. Cette conception est caractérisée par des efforts très réduits aux niveaux des fixations du balcon au bâtiment support.

-Autres conceptions de balcons

D'autres conceptions peuvent être rencontrées, conséquences de choix techniques ou architecturaux. On note par exemple la possibilité de balcons suspendus dont la suspente supporte également un auvent de couverture (a), de balcons sur béquilles (ou bracons) (b), ou encore des balcons sur cadre encastré à la façade (c).

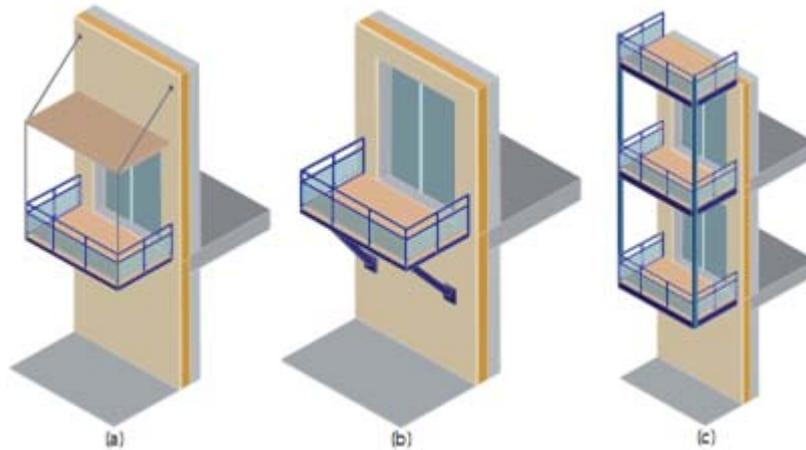


Figure.3.45 Conceptions alternatives.

c-Balcons en bois

Les balcons en planches de bois sont les plus populaires. Pour ce type de balcon il ya la facilité de construction et la facilité d'adapter le style à celui du bâtiment, son coût revient moins cher.



Figure.3.46 Balcon en bois.

3. B. 5. Calcul des Balcons en béton armé

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bonde d'un mètre de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- 1) -Résistance à la flexion ;
- 2) -Isolation acoustique $e \geq 12cm$;
- 3) -Sécurité en matière d'incendie $e = 11cm$ pour 2 heures de coup feu.

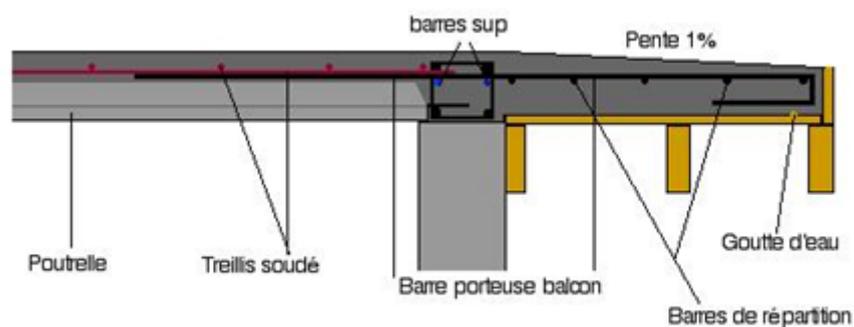


Figure.3.47 Schéma de ferrailage du balcon en béton armé.

CHAPITRE 4

PORTIQUES AUTOSTABLES (MÉTHODE DE MUTO)

Chapitre 4

« Portiques Auto-stables (Méthode de MUTO) »

4.1. Introduction

Le développement de la construction des bâtiments, la tendance vers des formes de plus en plus variées, l'évolution qui se manifeste, autant dans le domaine des matériaux de construction que dans celui des procédés de mise en œuvre et enfin les exigences toujours croissantes d'une construction économique et rationnelle ont eu pour conséquence un remarquable effort de recherche et de développement des systèmes de contreventement et cela dans le but :

- De mieux circonscrire les sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages et mieux définir leur comportement ;
- De développer des formes, des méthodes de calcul et des techniques de réalisations susceptibles d'améliorer les qualités fonctionnelles de construction.

De même que les charges verticales, les charges horizontales doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction, dans certains types de structures, la transmission des deux catégories de charges est assurée par les mêmes éléments, il s'agit de **structures auto stables (auto contreventée)**, pour les autres structures, un système complémentaire doit être prévu afin d'assurer la stabilité des éléments porteurs face aux charges latérales.

Le contreventement d'une construction est constitué de l'ensemble des éléments structuraux qui participent à sa résistance aux actions horizontales telles que le vent, le séisme.

4.2. Classification des structures

Suivant le type du système structurel utilisé, une classification des structures peut être effectuée comme suit :

4.2.1. Structures en portique

Ce sont des structures à ossature constituée uniquement de poutres et poteaux capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Ils existent des structures auto-stables en béton armé et d'autres en charpente métalliques.

4.2.2. Structures à murs porteurs

Pour ce type de structures, la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

4.2.3. Structures (en portiques et à murs porteurs)

Pour ce type de structures plusieurs cas peuvent être envisagés :

- Les sollicitations horizontales sont reprises par les voiles, les charges verticales sont reprises par les portiques et en partie par les voiles,
- Les sollicitations horizontales sont reprises par les portiques et les voiles,
- Les sollicitations horizontales sont reprises dans une direction par des portiques et dans la direction orthogonale par des voiles.

4.3. Mode de fonctionnement des structures en portiques

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

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

Les poteaux doivent pouvoir fléchir sous les charges latérales sur toute la hauteur d'étage et les poutres doivent respecter le principe « poteaux forts, poutres faibles ». Pour ces structures la dissipation d'énergie se fait par des déformations importantes au droit des zones d'extrémités dans lesquelles sont susceptibles d'apparaître des rotules plastiques.

Aussi la conception des structures en portiques ne peut pas être dissociée de celle des éléments de remplissage, la présence de remplissage latéralement plus rigide que les portiques modifie considérablement le comportement de l'ossature, parfois très défavorablement.

4.4. Méthode de MUTO (Procédure de calcul)

Contreventement par portiques: La méthode la mieux indiquée pour ce type de contreventement est celle de « MUTO » proposée dans la réglementation Japonaise. Elle est basée sur la notion de « rigidité relative de niveau » d'un portique dont « MUTO » suggère comme valeur la rigidité avec poteaux supposés parfaitement encastrés multipliée par un coefficient « a » correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

On définit :

R^∞ : la rigidité relative de niveau d'un portique avec poteaux parfaitement encastrés (ou bien poutres infiniment rigides).

R : rigidité relative de niveau d'un portique corrigé au sens de « MUTO »

On a:

$R = a R^\infty$

Eq (4.1)

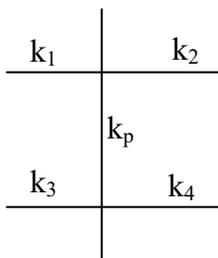
4.4.1 Calcul des raideurs des poteaux et des poutres

$K_{\text{poteau}} = \frac{I}{he}$ I : inertie de l'élément considéré (poteau ou poutre).

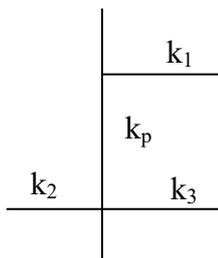
$K_{\text{poutre}} = \frac{I}{L}$ he : hauteur du poteau considéré.

L : portée de la poutre considérée.

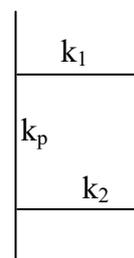
4.4.2 Calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques transversaux et longitudinaux
a/ Etage courant ou niveau courant



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

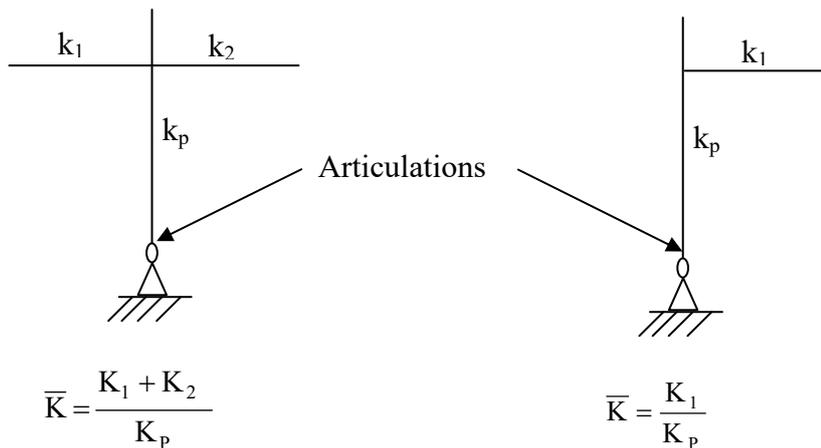
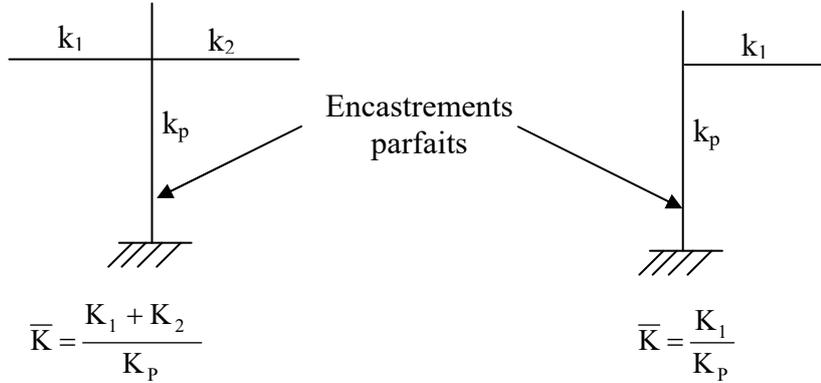


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

Formule générale :

$$\bar{K} = \frac{\sum_{\text{poutres supérieures et inférieures}} K_i}{2K_p} \quad \text{Eq(4.2)}$$

b/ premier niveau



Formule générale :

$$\bar{K} = \frac{\sum_{\text{poutres supérieures}} K_i}{K_p} \quad \text{Eq(4.3)}$$

4.4.3 Calcul des coefficients correcteurs « a »

a/ étage courant

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad \text{Eq(4.4)}$$

b/ premier niveau (R.D.C) :

- poteau encasté :

$$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad \text{Eq(4.5)}$$

- poteau articulé :

$$a = \frac{0.5\bar{K}}{1 + 2\bar{K}} \quad \text{Eq(4.6)}$$

Tableau 4.1 : Calcul des coefficients correcteurs « a »

\bar{K}	Étage courant	1 ^{er} niveau poteau encastré	1 ^{er} niveau poteau articulé
	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5\bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$
0.1	0.05	0.29	0.042
0.2	0.09	0.32	0.071
0.3	0.13	0.35	0.094
0.4	0.17	0.38	0.110
0.5	0.20	0.40	0.130
0.6	0.23	0.42	0.140
0.7	0.26	0.44	0.150
0.8	0.29	0.46	0.150
0.9	0.31	0.48	0.160
1.0	0.33	0.50	0.170
1.2	0.37	0.53	0.180
1.4	0.41	0.56	0.180
1.6	0.44	0.58	0.190
1.8	0.47	0.61	0.200
2.0	0.50	0.63	0.200
3.0	0.60	0.70	0.210
4.0	0.67	0.75	0.220
5.0	0.71	0.79	0.230
10.0	0.83	0.88	0.240
20.0	0.91	0.93	0.240
30.0	0.94	0.95	0.250
40.0	0.95	0.96	0.250
∞	1.00	1.00	0.250

4.4.4 Calcul des rigidites des poteaux suivant des deux directions

a/ étage courant

$$r = a \frac{12EI}{h_c^3} \tag{Eq(4.7)}$$

b/ premier niveau

-poteau encastré à la base :

$$r = a \frac{12EI}{h_c^3} \tag{Eq(4.8)}$$

-poteau articulé à la base :

$$r = a \frac{3EI}{h_c^3} \tag{Eq(4.9)}$$

Avec :

- E : module d'élasticité (de Young longitudinal) du béton armé.
- I : inertie de la section du poteau suivant la direction considérée.
- h_c : hauteur du poteau.

4.4.5 Calcul des rigidités relatives de niveau des portiques transversaux et longitudinaux

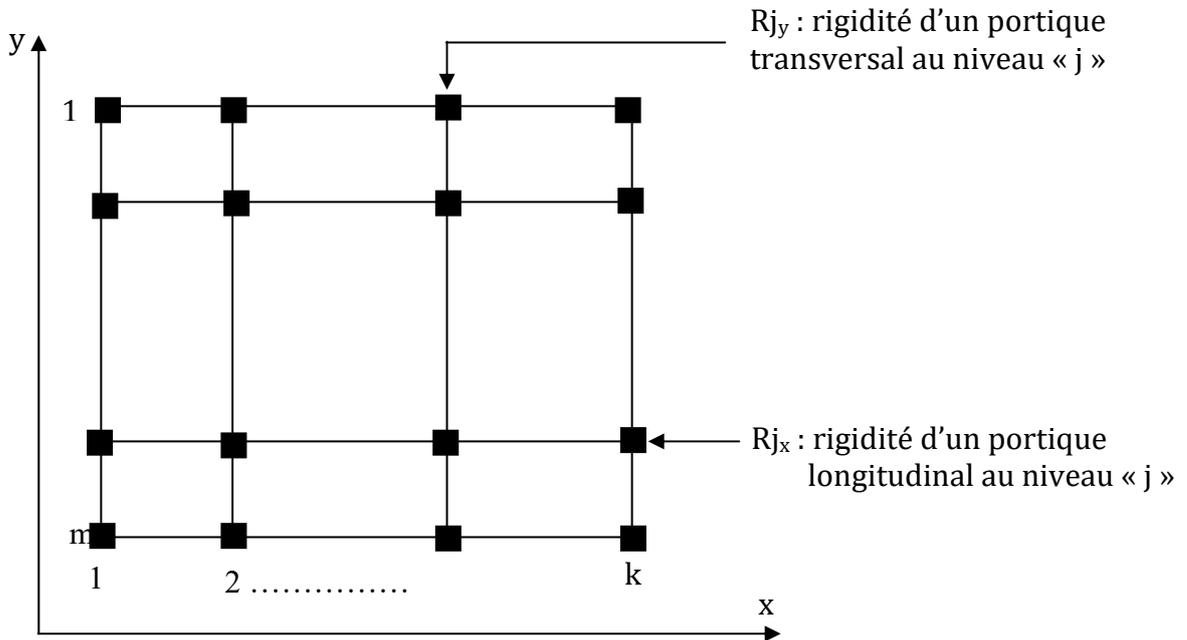


Figure.4.1 Vue en plan étage « j ».

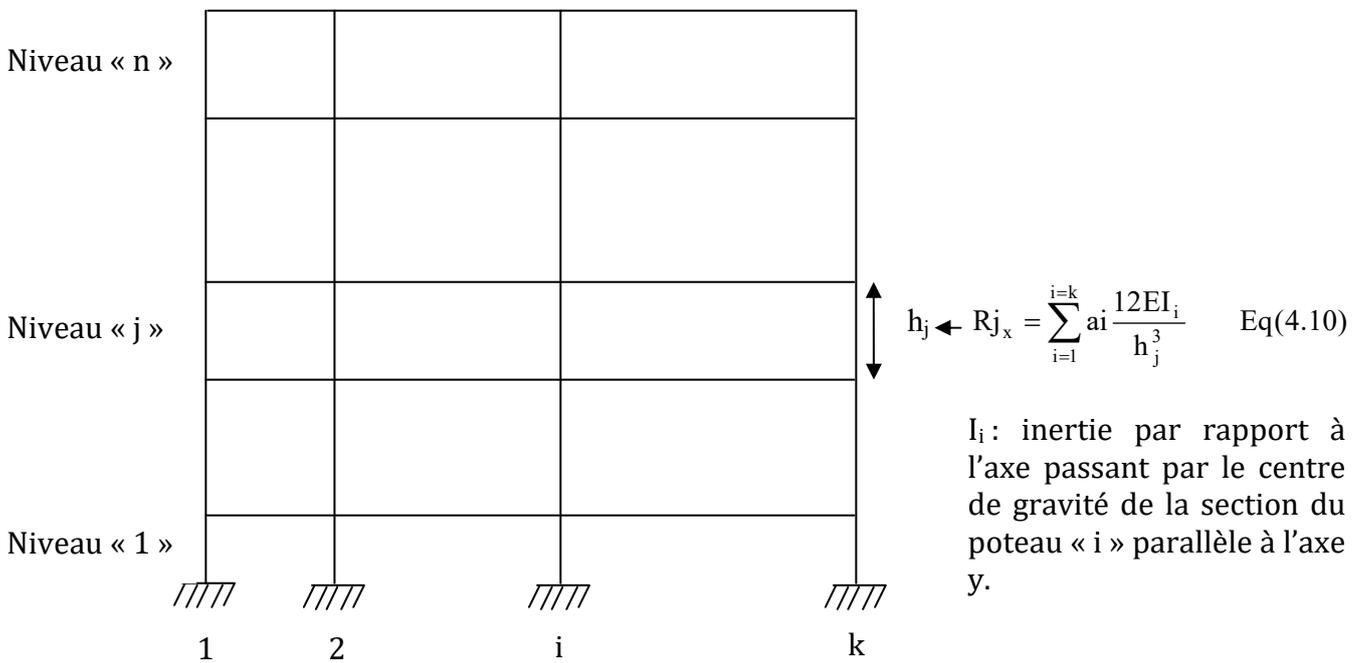


Figure.4.2 Portique longitudinal.

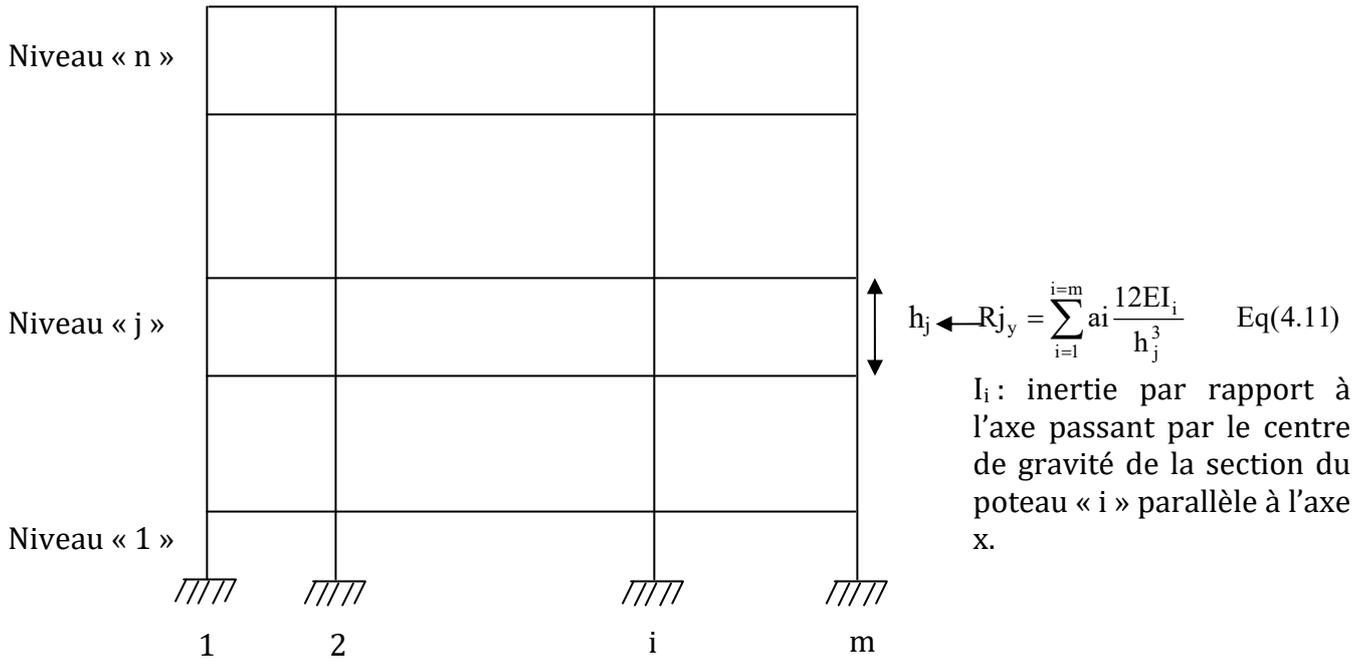


Figure.4.3 Portique transversal.

4.4.6 Détermination des efforts tranchants de niveau par étage

Soient f_1, f_2, \dots, f_n les forces sismiques calculés d'après le RPA 99 (version 2003) ou bien les forces dues au vent selon le règlement (N. V 99).

Les efforts tranchants à chaque niveau du bâtiment sont déterminés comme suit :

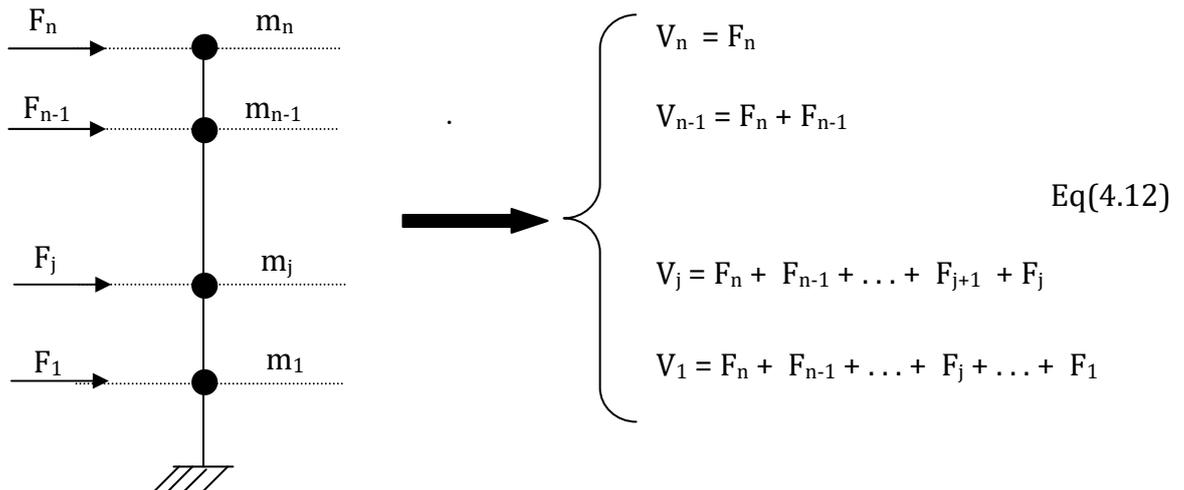


Figure.4.4 Les efforts tranchants à chaque niveau du bâtiment.

4.4.7 Détermination du centre de torsion (Cj) à l'étage (j)

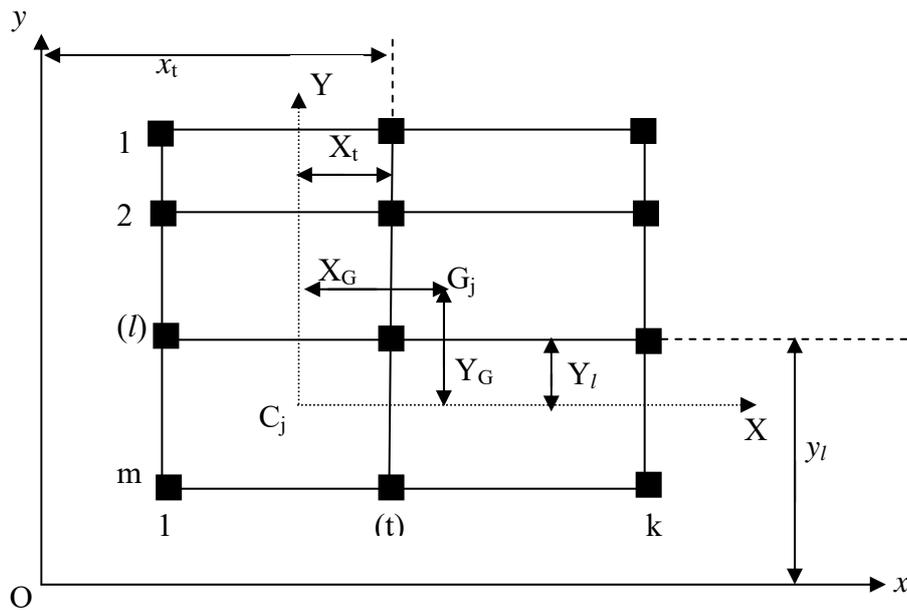


Figure.4.5 Centre de torsion.

On définit :

- C_j : centre de torsion à l'étage « j ».

C_j $\begin{cases} x_c \\ y_c \end{cases}$: coordonnées de C_j par rapport à (o x y).

- G_j : centre du gravité du plancher « j ».

G_j $\begin{cases} X_j \\ Y_j \end{cases}$: coordonnées de G_j par rapport au nouveau repère (C_j, X, Y).

- o : point quelconque.

- ox ; oy : les axes parallèles aux directions principales du bâtiment.

- x_t : distance d'un portique transversal à l'axe oy.

- y_l : distance d'un portique longitudinal à l'axe ox.

On détermine les coordonnées de C_j par les formules :

$$x_c = \frac{\sum_{t=1}^{t=k} R_{j_t} \cdot x_t}{\sum_{t=1}^{t=k} R_{j_t}}, \quad y_c = \frac{\sum_{l=1}^{l=m} R_{j_l} \cdot y_l}{\sum_{l=1}^{l=m} R_{j_l}} \quad \text{Eq(4.13)}$$

4.4.8 Détermination de la rigidité à la torsion à l'étage (j)

La rigidité à la torsion de l'étage « j » notée R_{jθ} est donnée par :

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^K R_{j_t} (X_t)^2 + \sum_{l=1}^m R_{j_l} (Y_l)^2 \quad \text{Eq(4.14)}$$

Où : X_t est la distance d'un portique transversal à l'axe CY.

Y_l est la distance d'un portique longitudinal à l'axe CX.

4.4.9 Répartition des efforts tranchants par étage aux différents portiques

Soient V_{jx} : effort tranchant engendré par le séisme ou le vent dans le sens x à l'étage « j »
 V_{jy} : effort tranchant engendré par le séisme ou le vent dans le sens y à l'étage « j »

Le plus souvent les rigidités relatives de niveau des portiques R_x ou R_y ne varient pas ou varient progressivement de la même manière suivant la hauteur du bâtiment, on peut dans ce cas considérer que le centre de torsion C et le centre de masse G varient peu d'un étage à l'autre.

Les centres de torsions C_j et les centres de gravité G_j sont sensiblement sur la même verticale généralement.

Dans ce cas l'effort tranchant de niveau « j » revenant au portique longitudinal « l » noté

$$V_{jx}^l \text{ sera : } V_{jx}^l = V_{jx} \frac{R_{jl}}{\sum_{l=1}^m R_{jl}} + V_{jx} \cdot Y_G \frac{R_{jl} y_l}{R_{j\theta}} \quad \text{Eq(4.15)}$$

De même l'effort tranchant de niveau « j » revenant au portique transversal « t » noté

$$V_{jy}^t \text{ sera : } V_{jy}^t = V_{jy} \frac{R_{jt}}{\sum_{t=1}^k R_{jt}} + V_{jy} \cdot X_G \frac{R_{jt} x_t}{R_{j\theta}} \quad \text{Eq(4.16)}$$

Cas particulier : Dans le cas d'un bâtiment présentant un ou plusieurs portiques inclinés (non parallèles aux directions principales), on remplaçant chaque portique incliné par deux portiques fictifs, l'un transversal et l'autre longitudinal.

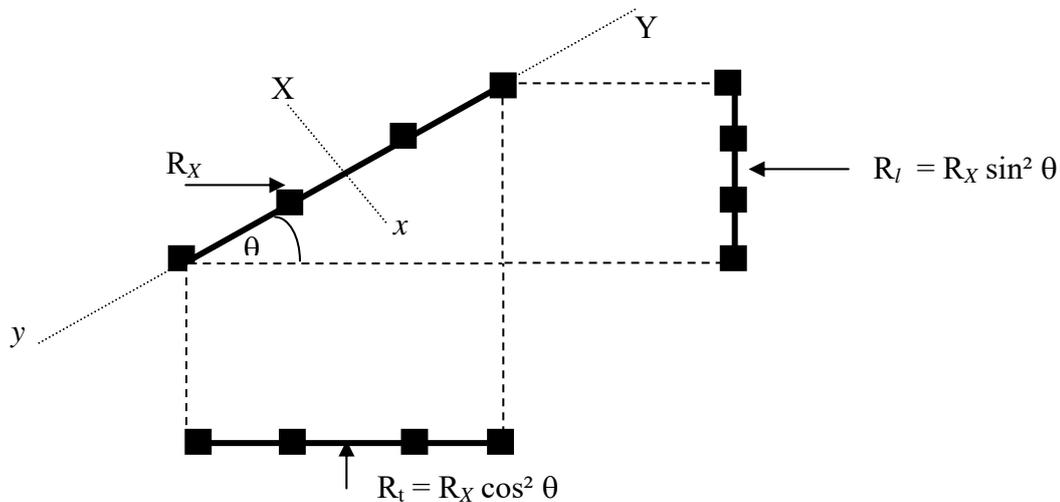


Figure.4.5 Cas d'un portique incliné.

Sachant que R_x (rigidité relative de niveau du portique incliné) correspond à la force latérale à appliquer au niveau considéré pour provoquer un déplacement unitaire ; après décomposition la composante longitudinale $R_x^l = R_x \sin\theta$ provoque un déplacement = $1 \cdot \sin\theta$. Pour revenir à la définition de la rigidité

$$R_l \longrightarrow \frac{\text{force}}{\text{dép unitaire}}$$

CHAPITRE 5

LES CONTREVENTEMENTS

Chapitre 5

« Les contreventements »

5.1. Nécessite et rôle des contreventements

Le système de contreventement est constitué de l'ensemble des éléments structurels participant de façon non négligeable au transfert des actions horizontales créées du fait du mouvement sismique, par effet inertiel dans l'ouvrage.

Les accélérations sismiques sont appliquées à toutes les masses présentes dans l'ouvrage, qu'elles soient ou non associées à des éléments structurels, et les actions sismiques sont donc en général réparties dans l'ouvrage. Elles doivent être transmises de leur point d'application aux fondations, ce qui implique des résistances locales des éléments, y compris les éléments non structuraux, et la résistance principale des éléments de contreventement, qui concentrent les efforts pour les transmettre aux fondations. Ces cheminements d'efforts doivent être analysés et les points faibles mis en évidence pour établir la cohérence de l'ensemble pour un niveau d'action donné.

S'il est nettement préférable que les éléments de contreventement soient continus du haut en bas de l'ouvrage, cela n'est pas une nécessité absolue si des éléments horizontaux (en général des planchers) sont capables de reporter les efforts d'un élément vertical à un autre quand on passe d'un niveau à un autre. Ainsi, même si les éléments verticaux sont continus, les éléments horizontaux jouent un rôle très important dans le contreventement car ils permettent de répartir les efforts entre les éléments verticaux, notamment pour palier la défaillance de l'un d'entre eux. Il y a lieu de s'assurer de la continuité des éléments entre eux, c'est à dire de leur capacité à transmettre les efforts impliqués dans leur rôle de contreventement.

On peut donc résumer le rôle des contreventements comme suit :

- 1) -d'assurer la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales (celle des structures auto-stables étant assurée intrinsèquement), donc de transmettre ces charges jusqu'au sol.
- 2) -de raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

Dans le cas d'une construction parasismique, le contreventement comporte obligatoirement deux familles d'éléments :

- a. **diaphragmes (contreventement horizontal) ;**
- b. **éléments verticaux de contreventement.**

5.2. Systèmes de contreventement

5.2.1. Ossature contreventée par portique

Les portiques doivent être conçus pour résister non seulement aux forces de pesanteur, mais également aux forces horizontales ; cette résistance implique la rigidité des nœuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments.

À moins que l'on ne puisse prévoir, dans chaque plan de contreventement, des portiques comportant un nombre relativement important de travées, cette solution de contreventement est onéreuse, et on ne la retient guère que lorsqu'il n'est pas possible d'en choisir une autre.

Il faut cependant lui reconnaître l'avantage de ne pas créer d'obstacles à la présence d'ouvertures de grandes dimensions dans le plan des portiques.

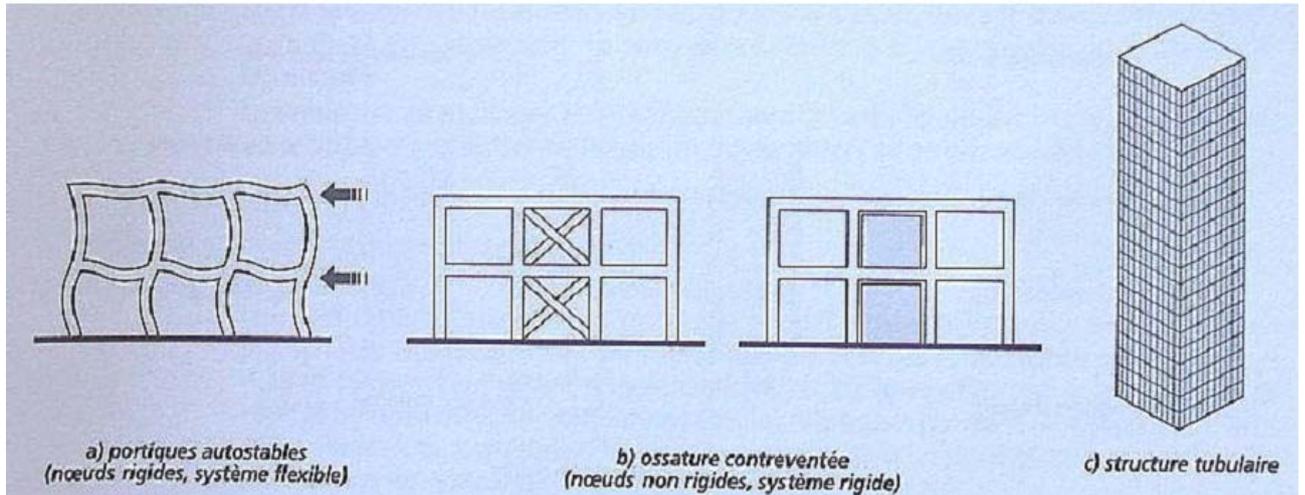


Figure.5.1 Systèmes de contreventement.

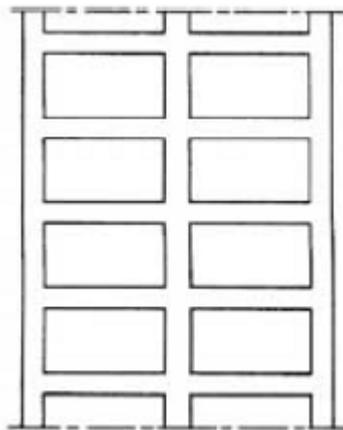


Figure.5.2 Ossature en portiques (à des travées).

5.2.2. Contreventement assuré par pans rigides

La rigidité des pans de contreventement peut être assurée :

- soit par des triangulations en béton armé ;
- soit par des voiles en béton armé ;
- soit éventuellement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante entre éléments (poteaux et poutres) de l'ossature en béton armé.

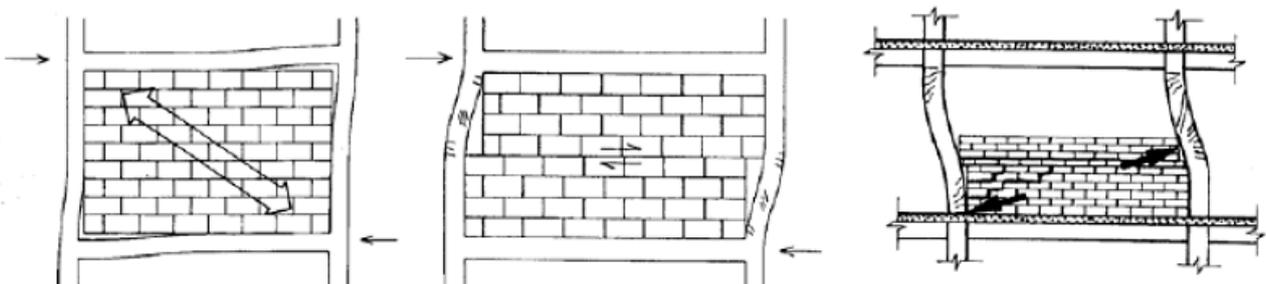
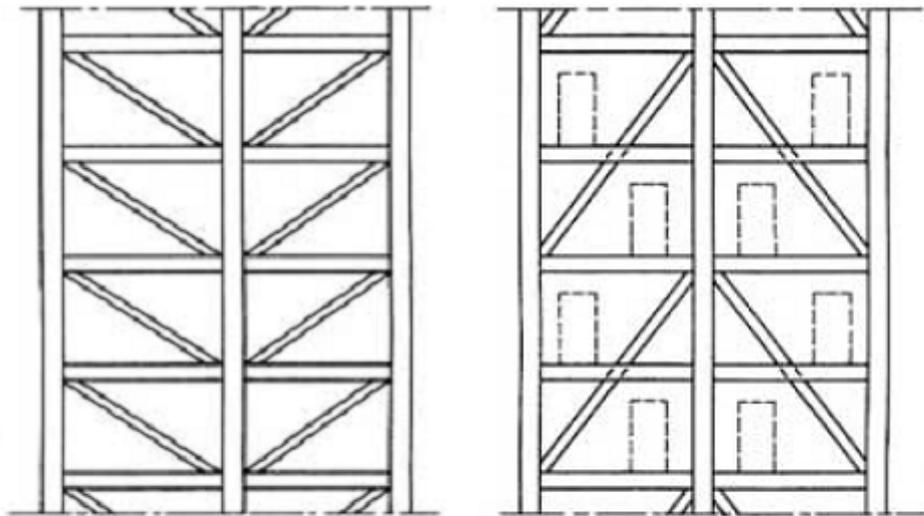


Figure.5.3 Contreventement par remplissage en maçonnerie.

Système vulnérable

Plutôt favorable, si les parois de remplissage et le cadre sont liés en compression uniquement;

Particulièrement défavorable si les parois ne sont que partiellement remplies.



Ⓐ sur la hauteur d'un étage Ⓑ sur la hauteur de deux étages

La solution Ⓑ facilite l'aménagement des baies

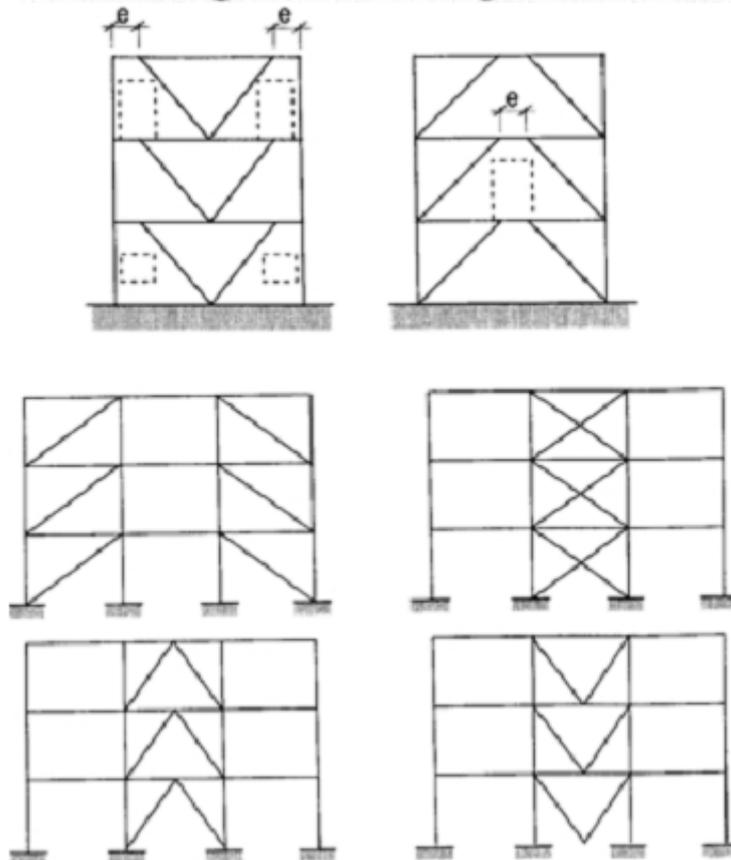


Figure.5.4 Pans de contreventement triangulés.

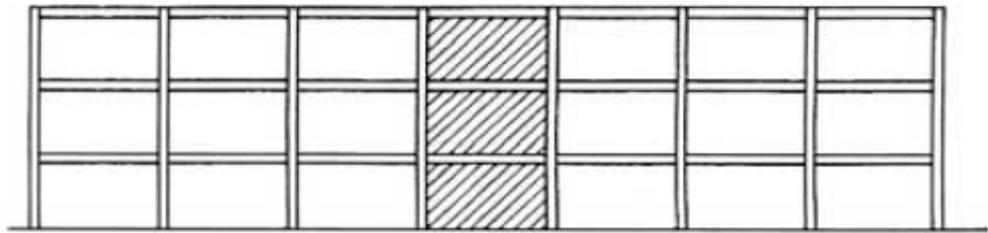
Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

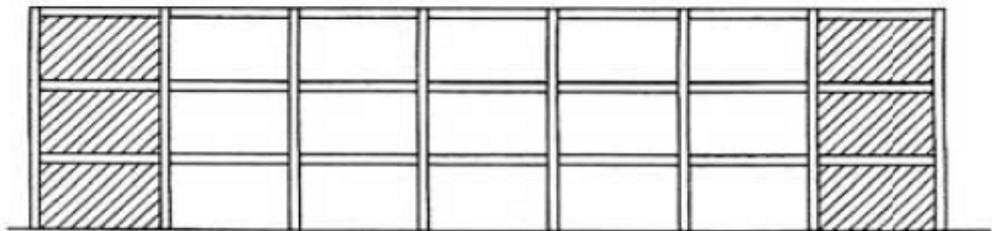
Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques).

Ossature contreventée par voile en béton armé

Beaucoup d'immeubles privés ou de bureaux dans le monde sont construits en utilisant les voiles comme éléments principaux de résistance. Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plans est négligeable. Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.



(a) pan rigide au milieu de la longueur du bâtiment



(b) pans rigides aux deux extrémités du bâtiment

La solution (b) est très défavorable vis-à-vis des effets de variations dimensionnelles

Figure.5.5 Contreventée par voile en béton armé.

Par contre dans la direction perpendiculaire à leur plan ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques tout en étant conscient de la grande variété des constructions à murs porteurs, nous ne pouvons fournir qu'une classification assez générale.

A cet égard trois grandes catégories peuvent être rencontrées :

- 1- structure uniquement à murs porteurs.
- 2- structure à noyau central.
- 3- structure « mixte » avec des murs porteurs associé à des portiques.

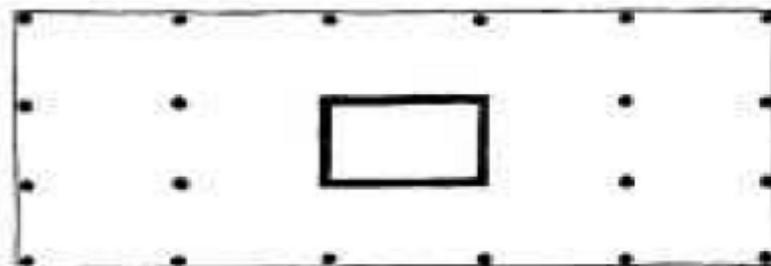


Figure.5.6 structure à noyau central (Vue en plan).

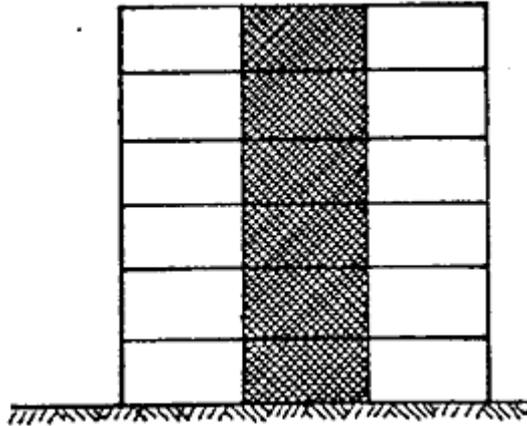


Figure.5.7 Solution mixte (murs porteurs associé à des portiques).

5.2.3. Structures en acier

1. Ossature contreventée par portiques autostables ductiles

L'ossature complète (cadres inclus) reprend la totalité des charges verticales. Les portiques autostables ductiles reprennent à eux seuls la totalité des charges horizontales.

2. Ossature contreventée par portiques autostables ordinaires

L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales.

3. Ossature contreventée par palées triangulées concentriques

L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales et les palées reprennent la totalité des charges horizontales. Dans cette classe de contreventement, on distingue deux (02) sous classes, soit des palées en X et en V (les palées en K n'étant pas autorisées).

4. ossature avec contreventements mixtes

Dans le cas de figure développé ici, les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Un contreventement mixte est une combinaison de 2 types de contreventement choisis parmi certains de ceux définis précédemment. Il comprend des portiques ou des cadres autostables ductiles couples avec, soit des palées triangulées en X, soit des palées triangulées en V, ou se rapprochant du V (système en double béquille). L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales. Les contreventements mixtes (cadres + palées) reprennent la totalité des charges horizontales globales. Les cadres et les palées doivent être calculés pour résister à l'effort horizontal qui sera partagé au prorata de leur raideurs et en tenant compte de leur interaction mutuelle à tous les niveaux.

Les cadres autostables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins 25% des charges horizontales globales.

Autres structures

- Structures à ossature métallique avec contreventement par diaphragme.
- Structure à ossature métallique avec contreventement par noyau en béton armé.
- Structure à ossature métallique avec contreventement par voiles en béton armé.
- Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de palées et/ou portiques métalliques en périphérie.
- Système comportant des transparences (étages souples).

5.3. Distribution des efforts

L'étude de la répartition des efforts horizontaux trouve son origine dans l'étude du contreventement des bâtiments. L'élaboration d'une méthode de calcul nécessite de connaître au préalable d'une part les principes fondamentaux du contreventement et le rôle de chaque élément, et d'autre part la composition et le fonctionnement mécanique de chacun de ces éléments. La suite s'attache donc, après avoir rappelé les principes généraux du contreventement, à présenter les principales variantes de réalisation des éléments de contreventement.

5.3.1. Origine des efforts

Les **sollicitations horizontales** auxquelles sont soumises les structures proviennent pour l'essentiel soit des efforts de **vent**, soit de sollicitations **sismiques**. Les efforts de vent sont fonctions en plus de la situation géographique et de l'exposition de l'ouvrage, principalement de la volumétrie du bâtiment. Les sollicitations sismiques quant à elles sont en plus de la zone sismique dans laquelle il se trouve, fonction de la géométrie du bâtiment, de sa régularité en plan et en élévation, mais également de sa masse.

Les deux calculs des efforts de vent et de séisme sont donc assez différents. Les efforts sismiques faisant intervenir notamment des notions de période et de dissipation d'énergie, un ouvrage bien conçu pour résister aux efforts de vent ne le sera donc pas nécessairement pour la résistance au séisme. Un point commun existe cependant dans la manière de considérer les efforts. Dans des approches simplifiées (modèle brochette en sismique), les deux calculs de sollicitations se font en appliquant la résultante des efforts au niveau des planchers. La charge de vent est appliquée au milieu de la façade alors que la charge sismique est appliquée au centre de gravité de l'étage.

Fort de ce constat, les efforts extérieurs pris en compte dans la méthode sont définis comme des charges ponctuelles appliquées en un point du plancher éventuellement inclinées dans le plan. Le principe de résolution étant alors le même pour le vent et pour le sismique.

5.3.2. Mode de propagation des efforts dans la structure

Dans une structure de bâtiment, les efforts horizontaux appliqués au plancher sont transmis aux fondations par l'intermédiaire des éléments de contreventement. Ces éléments de contreventement peuvent être décomposés en deux familles, les éléments **horizontaux** comprenant les planchers et la toiture, et les éléments **verticaux** réalisés par des murs de refend, des portiques rigides ou encore des structures triangulées.

La transmission des efforts jusqu'au sol est assurée par cisaillement entre les voiles et les planchers puis par cisaillement et traction/compression entre les éléments verticaux et les fondations (**voir la figure 5.8**). Ce cheminement des efforts dans la structure est rendu possible par une rigidité suffisante dans leur plan de chacun des éléments.

Le comportement de la structure dépend donc fortement du comportement de chaque élément de contreventement pris individuellement qu'ils soient verticaux ou horizontaux. Le **comportement** de ces différents éléments est complexe, car il dépend à la fois de leur **géométrie** (élancement, section), de leur **composition** (matériau homogène, section composite,...etc.), de leur **positionnement** et de leur **rigidité** relatifs dans le plan, de **l'importance des charges verticales** appliquées sur ces éléments,... etc.

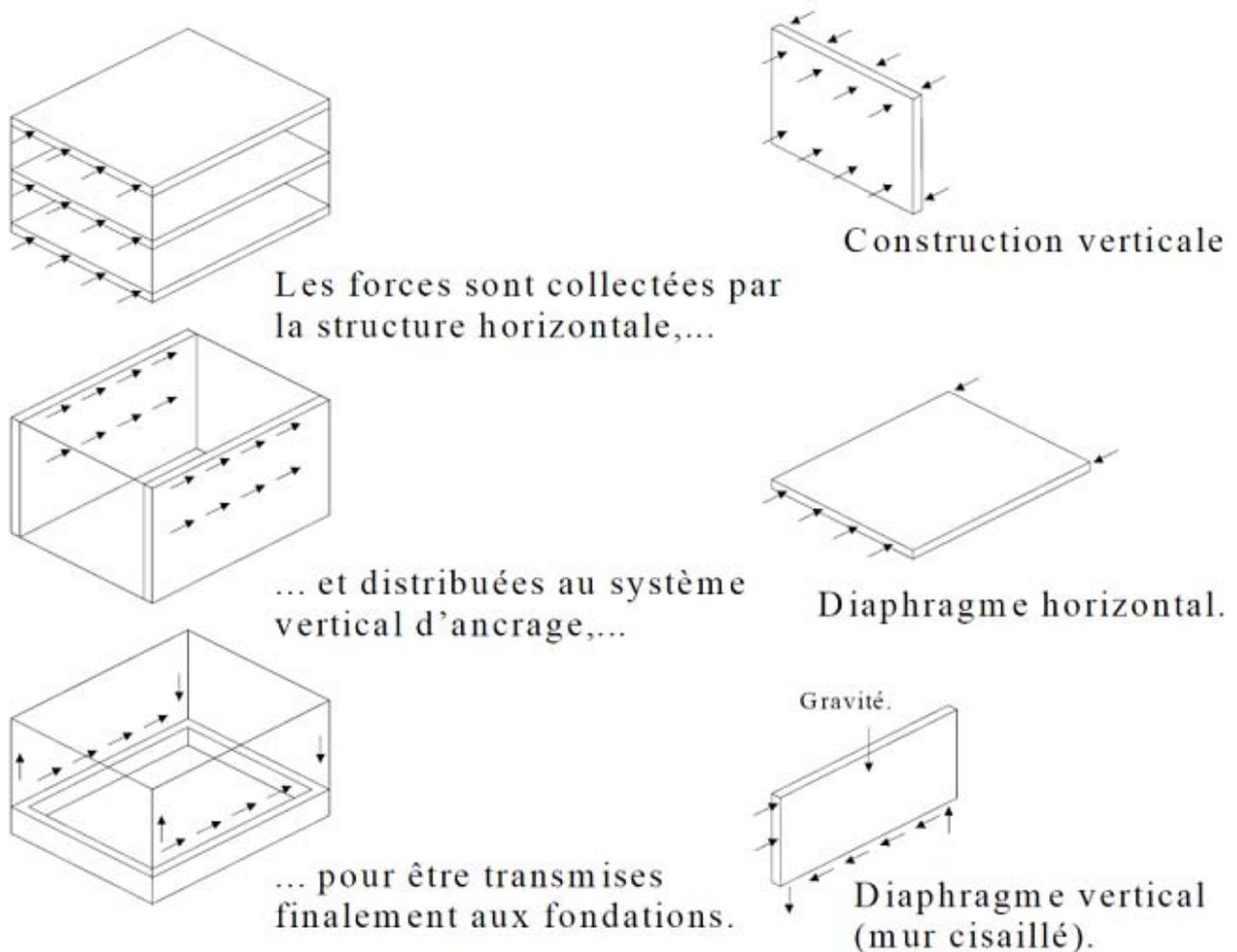


Figure.5.8 Principe de propagation des efforts horizontaux dans les éléments de contreventement.

5.3.3. Le contreventement vertical

Il existe deux grands principes pour réaliser le contreventement vertical : par **noyau** ou par **refend**. Le contreventement par noyau est réalisé en positionnant au centre de la structure un élément rigide destiné à reprendre l'intégralité des charges horizontales. Ce sont généralement les circulations verticales telles que les cages d'ascenseur ou d'escalier qui remplissent cette fonction.

Dans un contreventement par refends, **la rigidité** est assurée soit par **des panneaux rigides** (murs en ossature bois rigidifiés par panneaux, murs en bois massif contrecollé, voile en béton armé, maçonnerie chaînée et armée, etc.) soit par la création de palées de stabilité triangulées ou encore par des portiques rigides.

Le contreventement vertical doit être conçu de manière à stabiliser la structure sur toute la hauteur de l'ouvrage tout en apportant un minimum d'efforts aux fondations. Dans le cas d'un contreventement par refend on privilégiera des éléments aussi larges que possible et bien répartis dans les différentes directions afin de minimiser la réaction au niveau des fondations par augmentation du bras de levier.

5.3.4. Le contreventement horizontal

Le contreventement horizontal est réalisé généralement par des dispositions constructives au niveau des planchers et de la toiture. Il est assuré soit par la création d'un **diaphragme**, soit par la réalisation de **poutres au vent** généralement obtenues par triangulation.

Les diaphragmes ont pour fonctions de :

- 1) - Transmettre les efforts horizontaux aux éléments de contreventement verticaux par cisaillement ;
- 2) - Raidir le bâtiment dans son ensemble et ainsi prévenir le déversement des éléments porteurs verticaux.

La répartition des efforts entre les éléments verticaux dépend directement de la nature du plancher. On peut définir deux types de planchers correspondant à deux comportements vis-à-vis des efforts horizontaux : **les planchers souples** et **les planchers rigides**.

5.3.5. Principes de bases de contreventement de structure

Le contreventement d'un bâtiment doit être pensé dès sa conception, car ce sont la géométrie globale et le positionnement en plan des éléments les plus rigides qui déterminent en grande partie la bonne répartition des efforts dans la structure. Les géométries simples et compactes sont donc à privilégier.

À l'opposé les formes en U ou en L sont à éviter car elles posent des problèmes de concentration de contraintes au niveau des angles et font apparaître de la torsion d'ensemble comme l'illustre la Figure 5.9.

La disposition en plan des éléments de contreventement est également très importante. Comme on peut le voir sur la Figure 5.10, un mauvais positionnement et/ou une mauvaise répartition des éléments rigides entraîne nécessairement une torsion du plancher qui, on le verra à travers l'étude des méthodes de répartition, génère des efforts supplémentaires dans les éléments de contreventement.

La **notion de torsion** est donc très importante pour l'étude des structures vis-à-vis des efforts horizontaux et celle-ci peut être évitée en faisant coïncider le centre de torsion avec le point d'application de la charge. Par **exemple** dans le cas d'une structure soumise aux efforts de vent, l'adoption d'un système de **contreventement symétrique** est une bonne réponse à ce problème de torsion.

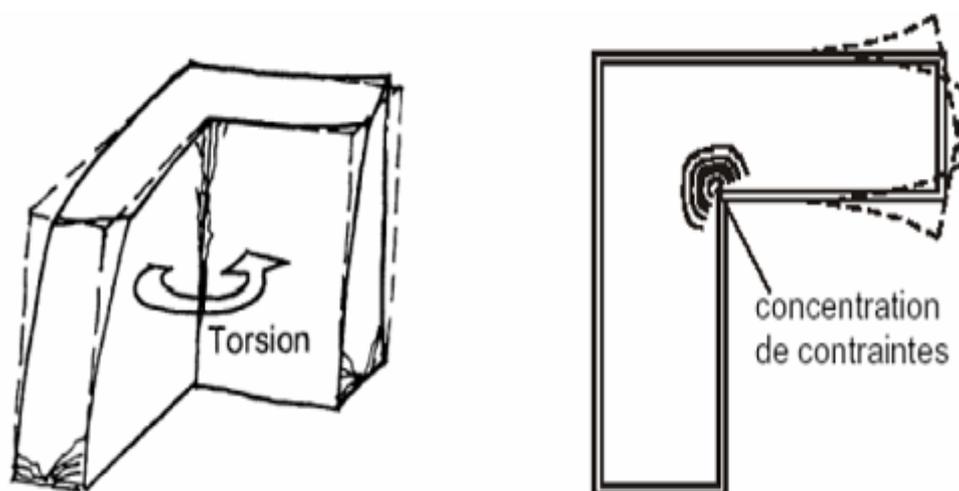


Figure.5.9 Influence de la géométrie en plan – cas sans joint de dilatation.

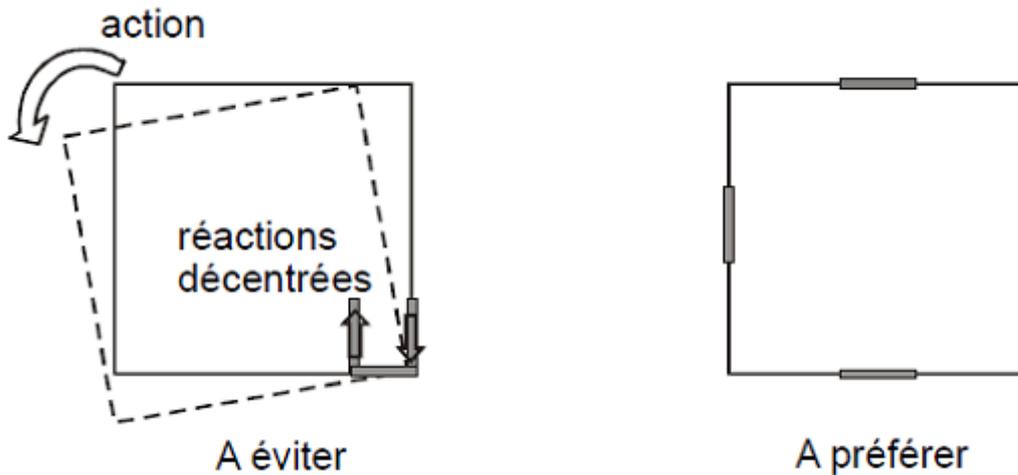


Figure.5.10 Impact du positionnement des éléments rigides sur la torsion dans le bâtiment.

5.4. État de l'art des méthodes de répartition pour les structures en béton armé

Dans la littérature, les structures en béton bénéficient d'une richesse de méthodes que l'on ne retrouve pas dans les autres matériaux, probablement car le béton reste aujourd'hui un des matériaux les plus utilisés dans la construction.

5.4.1. Les hypothèses de calcul

Ces hypothèses sont applicables à l'ensemble des méthodes à l'exception de la méthode de la raideur qui modifie l'hypothèse liée à la dimension des voiles :

1. Les voiles sont de sections constantes sur toute la hauteur du bâtiment, ou leurs inerties varient toutes dans les mêmes proportions et aux mêmes niveaux ;
2. Les planchers sont infiniment rigides dans leur plan ;
3. Les voiles ont mêmes conditions d'encastrement en pied et même module d'élasticité ;
4. Les éléments présentent un comportement homogène, élastique et linéaire ;
5. La rigidité des cloisons et autres éléments non porteurs est négligée ;
6. La rigidité des planchers et des murs hors de leur plan est négligée ;
7. Les déformations axiales (dues à N) des éléments verticaux sont négligées ;
8. Les effets du second ordre sont négligeables ;
9. Les murs sont suffisamment élancés ($h/L > 3$); de sorte que les déformations d'effort tranchant sont négligées ;
10. La rigidité de torsion uniforme des murs et noyaux est négligeable.

5.4.2. Approche générale

On distingue deux types de contreventement, le contreventement dit **isostatique** et celui dit **hyperstatique** (voir la figure 5.11).

Dans le cas de contreventement isostatique (=contreventement par trois voiles non concourants et non parallèles), la répartition se fait uniquement selon la position des voiles.

Dans le cas d'un contreventement hyperstatique, la répartition se fait au prorata des rigidités de chaque voile.

Un contreventement hypostatique ne permet pas de stabiliser de manière correcte le bâtiment, il n'est donc pas étudié.

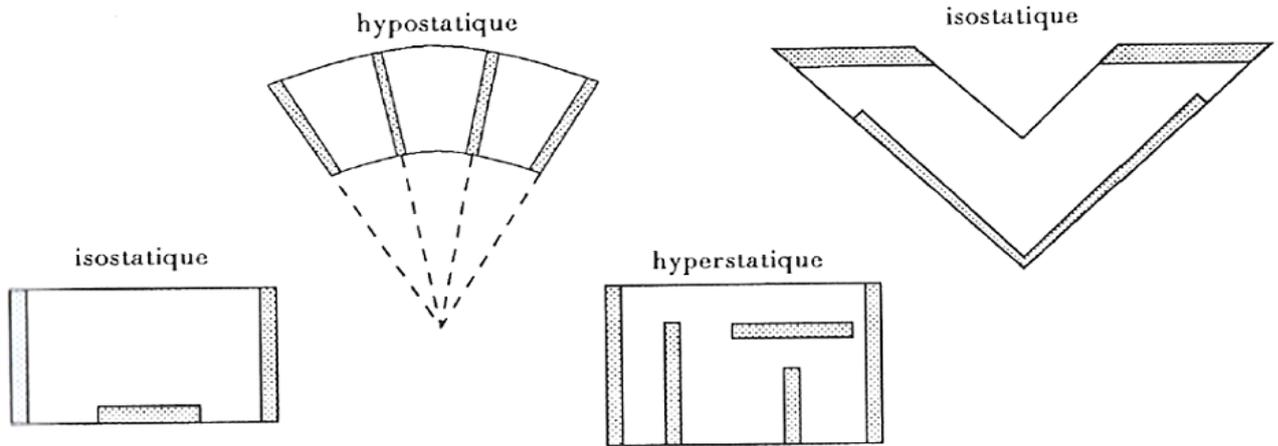


Figure.5.11 Les différents types de contreventement.

La notion de torsion est très importante pour l'étude de la répartition des efforts horizontaux entre les voiles. C'est en effet la position du centre de torsion par rapport à la charge et par rapport à chacun des éléments verticaux de contreventement qui détermine d'une part l'existence d'un moment de torsion et d'autre part les efforts engendrés dans les voiles.

Dans la suite les termes suivants sont utilisés pour décrire la structure :

- Ensemble de voiles : c'est l'ensemble des voiles d'un étage liés physiquement entre eux par un plancher rigide.
- Voile composé : voile composé de plusieurs éléments rectangulaires physiquement liés entre eux par des armatures (exemple : cage d'ascenseur en U créant un bloc monolithique). Cette notion est importante, car le comportement des voiles indépendants est très différent de celui des voiles liés.
- Centre de torsion (définition d'Henry Thonier (Référence n°:5)): « Le centre de torsion d'un ensemble de voiles est un point du plancher tel que (Toute force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à la force et sans rotation ; Tout moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation»).

5.4.2.1. Notion de rigidité

La notion de rigidité d'un élément de structure est directement liée au déplacement par la relation $F=k*\delta$ où est F l'effort appliqué, δ le déplacement provoqué par l'application de la force F et k la rigidité de l'élément, comme l'illustre la figure 5.12 pour l'exemple d'une poutre console. L'étude de la répartition des efforts étant de manière quasi systématique liée à la notion de raideur, elle est également liée à la notion de déplacement.

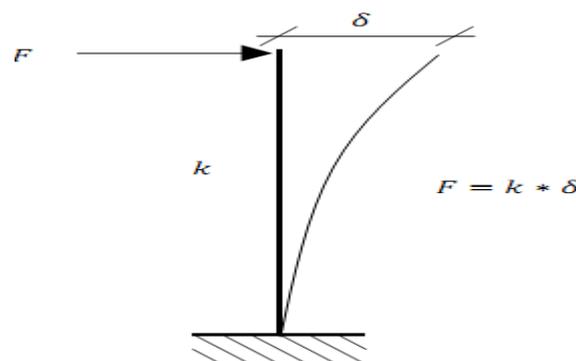


Figure 5.12 Relation liant l'effort appliqué, la raideur et le déplacement.

5.4.2.2. Forme générale des efforts dans les voiles

Dans le cas de contreventement hyperstatique, les efforts dans les éléments de contreventement se décomposent de la manière suivante :

$$\text{Effort dans le voile} = \text{Effort apporté par la translation du plancher} + \text{Effort apporté par la rotation (torsion)}$$

Le premier terme dépend uniquement de la position et de la rigidité du voile. Le deuxième terme dépend de la configuration d'ensemble de l'étage.

5.4.3. Structures constituées de deux voiles parallèles

Dans le cas d'un contreventement composé de deux voiles simples parallèles, le modèle correspondant est une poutre sur deux appuis. Les efforts dans les voiles correspondent aux réactions d'appuis. Les efforts sont donc répartis en fonction de leur position par rapport à la charge comme le montre la figure 5.13.

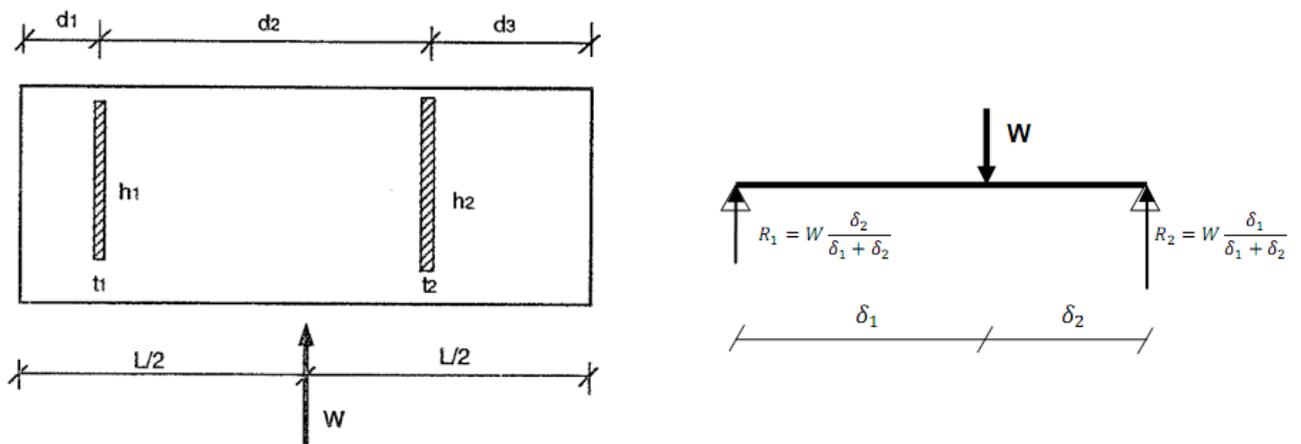


Figure 5.13 Contreventement par deux voiles parallèles et modèle correspondant.

Dans le cas de la figure 5.14, le calcul est identique en positionnant le centre du voile 1 au niveau du centre de torsion du voile en U (point C).

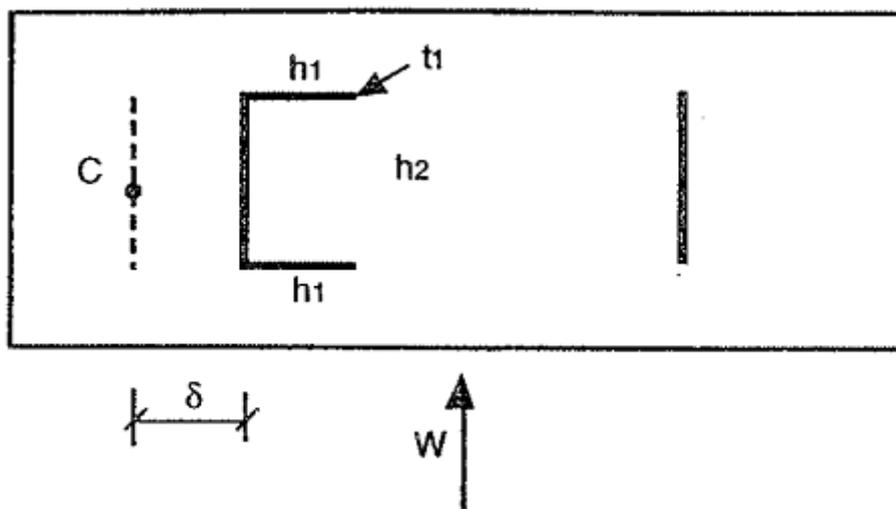


Figure 5.14 Contreventement par deux voiles parallèles dont un est un U symétrique.

Remarque :

Cette méthode très simple permet de réaliser une première approximation des efforts. Elle est cependant très restrictive en ne considérant que les voiles dans une direction.

5.4.4. Structure constituée de n voiles parallèles

Cette méthode permet d'introduire une notion fondamentale pour l'étude du comportement des structures vis-à-vis des efforts horizontaux qui est la notion de torsion. Lorsque le centre d'application de la charge est excentré par rapport au centre de torsion de l'ensemble des voiles, on voit apparaître un moment de torsion qui engendre une rotation du plancher. Cette rotation fait apparaître des efforts supplémentaires dans les voiles.

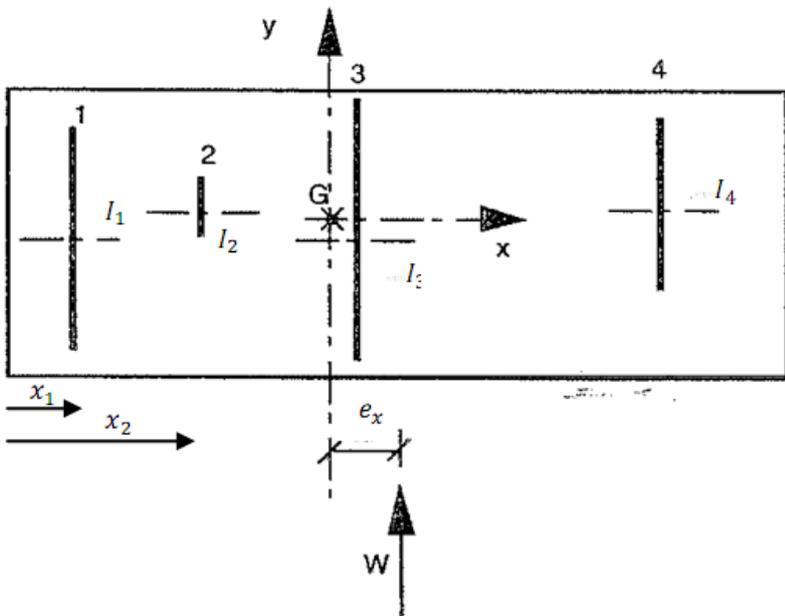
On retrouve alors la composition de l'effort dans les voiles comme définit en (5.4.2.2) à savoir la somme d'un effort dû à la translation du plancher et un dû à la rotation. La composante due à la rotation se détermine en fonction de la position du voile au centre de torsion.

Dans le cas de n voiles parallèles (Figure 5.15), on montrerait que la position du centre de torsion est confondue avec le centre de gravité des inerties des voiles. La répartition des efforts est la suivante en accord avec les notations de la figure 5.15 :

Composante due à la translation : $F_i = W \frac{I_i}{\sum I_i}$

Elle est réalisée au prorata des inerties dans la direction de la charge.

Composante due à la rotation : $R_i = W \frac{e_x x_i}{\sum I_i x_i^2}$



Effort total dans le voile :

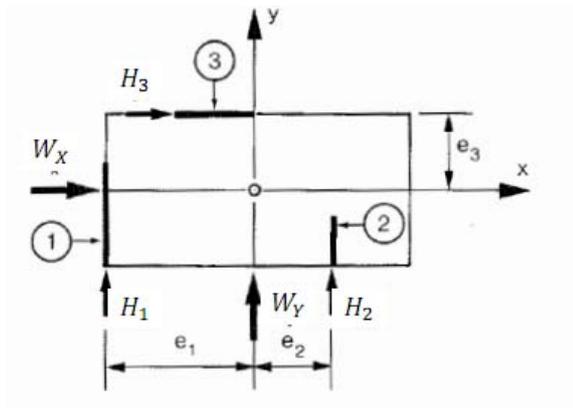
$$H_i = W \frac{I_i}{\sum I_i} + W \frac{e_x x_i}{\sum I_i x_i^2}$$

Figure 5.15 Contreventement par n voiles parallèles.

5.4.5. Cas d'un contreventement isostatique

La répartition des efforts dans les voiles de contreventement isostatiques (trois voiles non parallèles et non concourants) a la particularité de ne pas dépendre de la rigidité des éléments verticaux.

En accord avec les notations de la figure 5.16, la répartition des efforts est la suivante :



Effort dans la direction Y :

$$H_1 = W_Y \frac{e_2}{e_1 + e_2}$$

$$H_2 = W_Y \frac{e_1}{e_1 + e_2}$$

$$H_3 = 0$$

Effort dans la direction X :

$$H_2 = -H_1 = W_X \frac{e_3}{e_1 + e_2}$$

$$H_3 = W_X$$

Figure 5.16 Contreventement isostatique et efforts dans les voiles.

EXERCICES

Exercice N°01:

On utilise la méthode de dégression pour calculer les surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages pour :

Un bâtiment en béton armé (R+8) à usage d'habitation et commerciale comportant :

- Un sous-sol : parc de stationnement.
- Un Rez-de chaussée : Centre commerciaux (grands magasins).
- 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étages : à usage d'habitation.
- Plancher terrasse (non accessible).

CORRECTION DE L'EXERCICE :

Un bâtiment en béton armé (R+8) à usage d'habitation et commerciale :

Sous-sol: parc de stationnement (Plancher dalle pleine) $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

Plancher RDC (usage commercial : grands magasins) $Q=5 \text{ KN/m}^2$.

Plancher 1^{er} au 8^{ème} (habitations) $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$.

Plancher terrasse (non accessible) $Q=1 \text{ KN/m}^2$.

Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m2)
08	$Nq_0=1,00$	1
07	$Nq_1=q_0+q_1$	2,5
06	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
05	$Nq_3=q_0+0,90 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
04	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1
03	$Nq_5=q_0+0,80 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
02	$Nq_6=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,75
01	$Nq_7=q_0+0,71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8,45
R.D.C	$Nq_8=q_0+0,69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	9,28
S.SOL	$Nq_9=q_0+0,67 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	12,39

Exercice N°02:

On utilise la méthode de dégression pour calculer les surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages pour :

Un Tour en béton armé (R+18) à usage d'habitation et commerciale comportant :

- Un Sous Sol : Parking.
- Un Rez-de chaussée : Centre commerciaux.
- Du 1^{ème} au 18^{ème} étages : Usage d'habitation.
- Plancher terrasse (non accessible).

CORRECTION DE L'EXERCICE :

➤ **Surcharges d'exploitations**

Élément	Charges d'exploitation (KN / m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher courant	1.5
Escalier	2.5
Balcon	3.5
RDC « grands magasins »	5
S- Sol	2.5

Dégression des surcharges

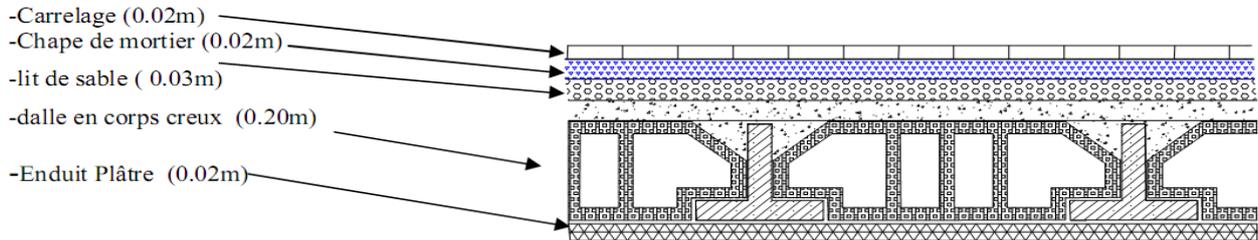
Niveau des planchers	Σ surcharge	Σ surcharge (KN/m ²)
18	$\Sigma_0=Q_0$	1
17	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,50
16	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
15	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
14	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
13	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
12	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
11	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	8,45
10	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	9,28
9	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+Q_8+Q_9)$	10,04
8	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+Q_9+Q_{10})$	10,75
7	$\Sigma_{11}=Q_0+0,64(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+Q_{10}+Q_{11})$	11,56
6	$\Sigma_{12}=Q_0+0,63(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12})$	12,34
5	$\Sigma_{13}=Q_0+0,62(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13})$	13,09
4	$\Sigma_{14}=Q_0+0,60(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13}+Q_{14})$	13,60
3	$\Sigma_{15}=Q_0+0,60(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13}+Q_{14}+Q_{15})$	14,50
2	$\Sigma_{16}=Q_0+0,59(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13}+Q_{14}+Q_{15}+Q_{16})$	15,16
1	$\Sigma_{17}=Q_0+0,588(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13}+Q_{14}+Q_{15}+Q_{16}+Q_{17})$	16,00
RDC	$\Sigma_{18}=Q_0+0,58 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13}+Q_{14}+Q_{15}+Q_{16}+Q_{17}+Q_{18})$	18,69
S-Sol	$\Sigma_{19}=Q_0+0,57 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13}+Q_{14}+Q_{15}+Q_{16}+Q_{17}+Q_{18}+Q_{19})$	19,24

Exercice N°03:

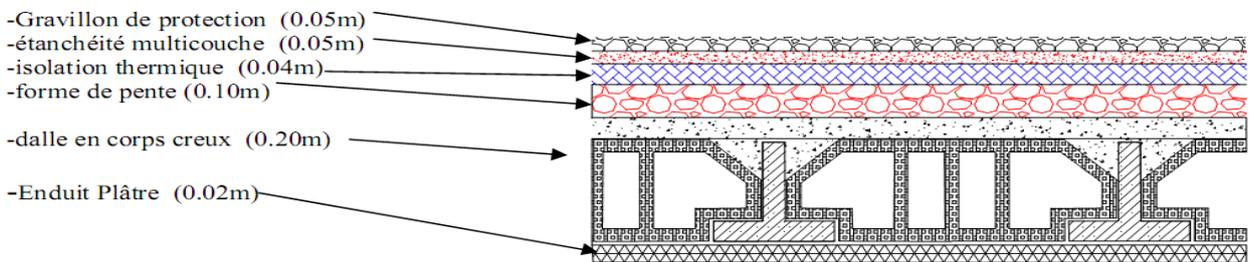
On considère les éléments d'un bâtiment en béton armé R+2 tel que : (plancher étage courant, plancher terrasse inaccessible, Murs de façade) indiqués sur les figures ci-dessous :

-Le but de cet exercice est de déterminer les Charges permanentes (G) et les Charges d'exploitation (Q) sachant que l'usage d'habitation.

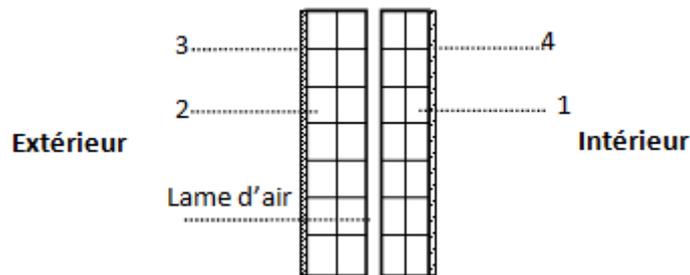
ETAGE COURANT :



Plancher terrasse inaccessible :



Murs de façade:



1-Briques creuses de 10cm, 2- Briques creuses de 15cm, 3- Enduit en ciment de 1.5cm, 4- Enduit en plâtre de 1.5cm.

CORRECTION DE L'EXERCICE :

Les charges permanentes du Murs de façade (extérieur)

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	Charges permanents (Surfacique) (KN / m ²)
1 Brique creuse	10	9		0.1×9=0,90
2 Brique creuse	15	9		0.15×9=1,35
3 Enduit en ciment	1.5	0.18		1.5×0.18=0,27
4 Enduit en plâtre	1.5	0.10		1.5×0.10=0.15
Total				G = 2.67KN / m²

Les charges permanentes du plancher étage courant

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m ³)	Masse(Surfacique) (KN / m ²)	Charges permanents (Surfacique) (KN / m ²)
1	Revêtement de carrelage	2	0.20	2×0.2=0.40
2	Mortier de pose	2	0.20	2 ×0.2 =0.40
3	Lit de Sable fin	3	18	0.03 x18 =0.54
4	Corps creux + dalle de compression	20	/	2.80
5	Enduit de plâtre	2	0.10	2×0.1=0.20
Total				G = 4.34 KN / m²

Les charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN / m ³) Masse(Surfacique) (KN / m ²)	Charges permanents (Surfacique) (KN / m ²)	
1	Protection en gravillon (roulé)	5	0.2	5×0.2=1
2	Étanchéité multicouche	5	/	0.12
3	Isolation thermique	4	4	0.04×4=0.16
4	Béton de pente	10	0.22	10×0.22=2.2
5	Corps creux + dalle de compression	20	/	2.8
6	Enduit en plâtre	2	0.1	2×0.1=0.2
Total			G = 6.48 KN / m²	

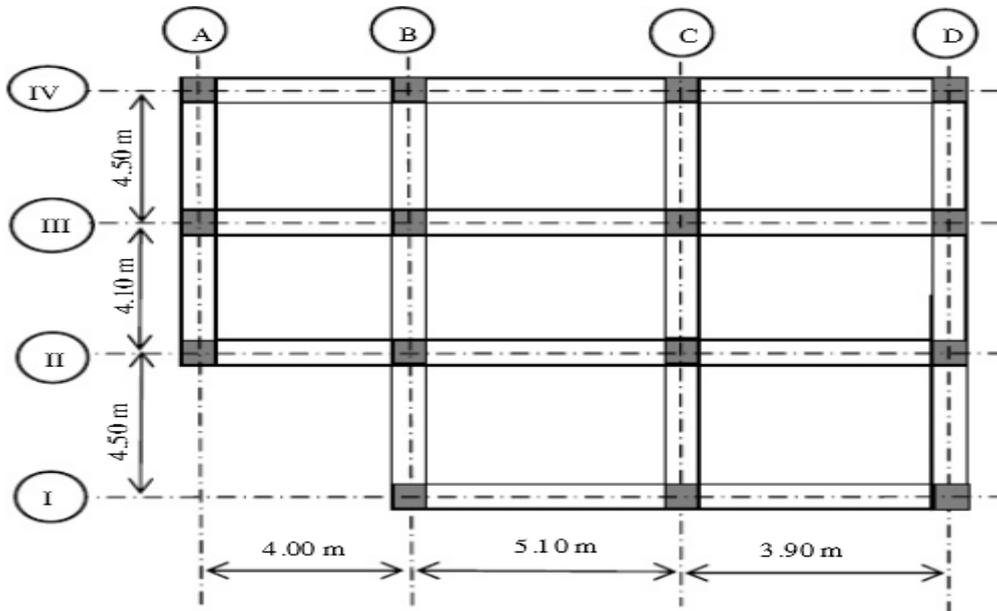
Surcharges d'exploitations

Elément	Charges d'exploitation (KN / m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher courant	1.5

Exercice N°04:

Soit un bâtiment (R+3) à usage d'habitation, la terrasse est accessible.

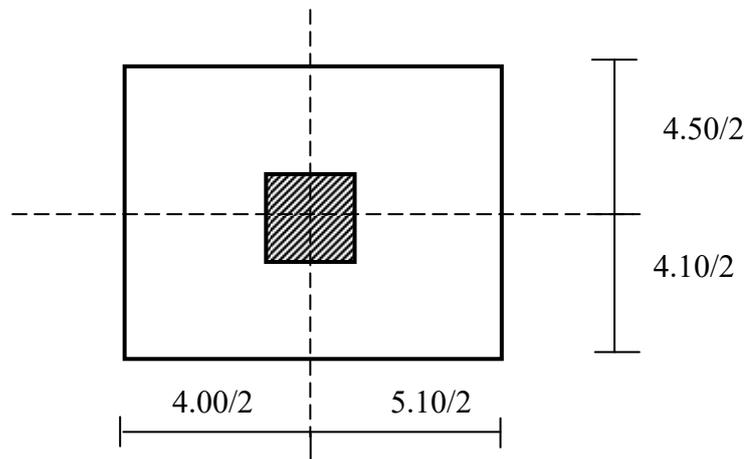
1. Déterminez le poteau le plus sollicité (Justifier par un calcul).



CORRECTION DE L'EXERCICE :

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas

La surface afférente et la plus grande surface est donnée par: $S=19.57m^2$.

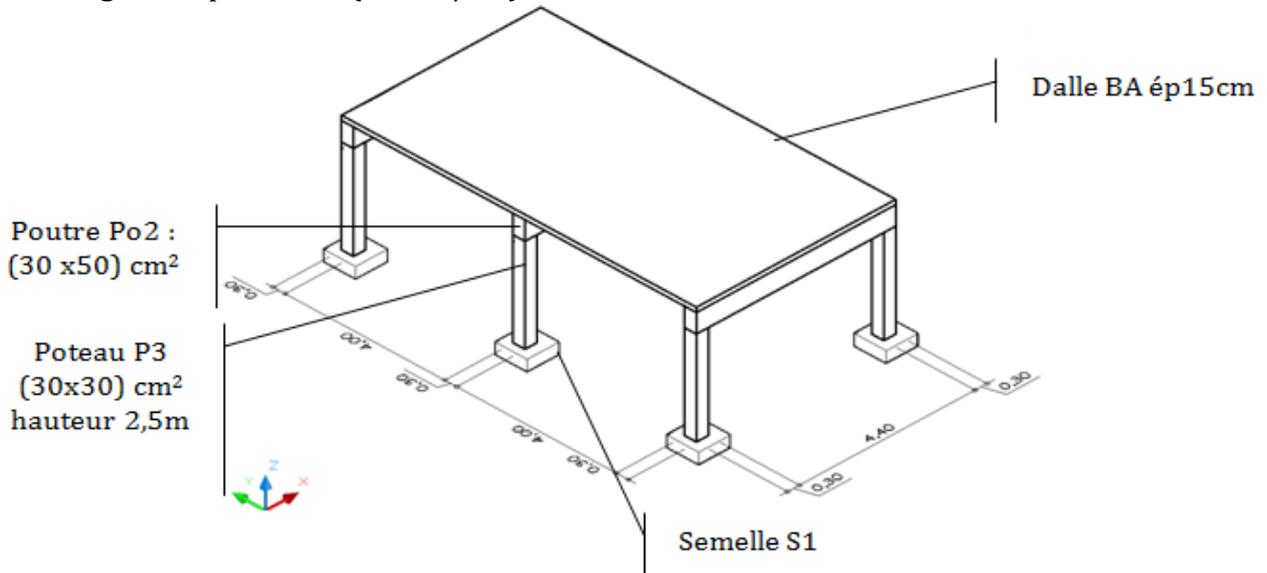


Le poteau le plus sollicité c'est : **BIII**.

Exercice N°05:

On cherche à déterminer la charge appliquée sur la fondation S1 située sous le poteau P3 sachant que :

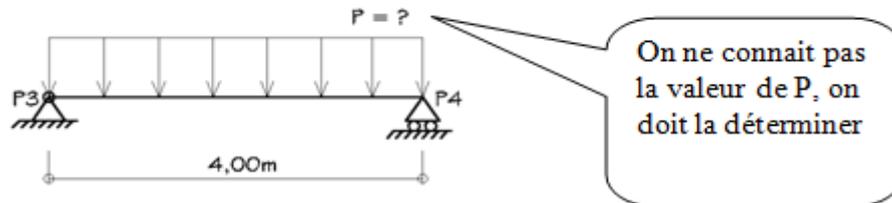
- Largeur de reprise : c'est la largeur de plancher que reprend la poutre. Cette largeur est perpendiculaire à la longueur de la poutre.
- Les charges d'exploitation ($2,5 \text{ KN/m}^2$).



CORRECTION DE L'EXERCICE :

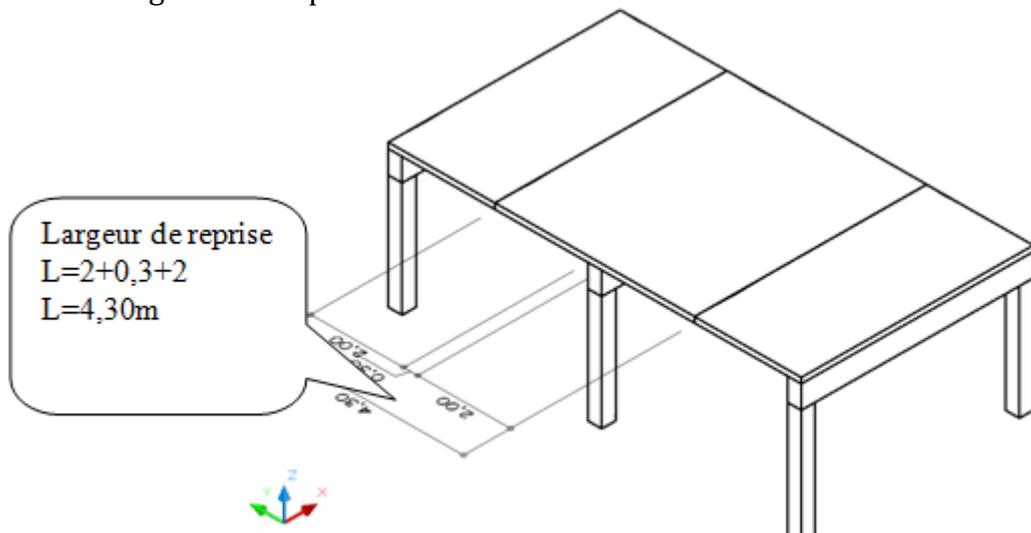
On cherche à déterminer la charge appliquée sur la fondation S1 située sous le poteau P3 :

1) On détermine le schéma mécanique de la poutre Po2 (schéma incomplet) :

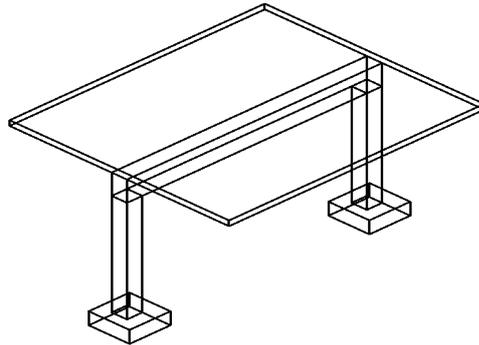


2) On détermine la « largeur de reprise »

Largeur de reprise : c'est la largeur de plancher que reprend la poutre. Cette largeur est perpendiculaire à la longueur de la poutre.



- 3) On calcul les charges permanentes : G et les charges d'exploitation : Q appliquées à la poutre :
- 4)



Pour cela on présente toujours les calculs dans un tableau :

Désignation	Calcul	G (KN/m)	Q (KN/m)
Poids propre de la dalle	$4,30 \times 1,00 \times 0,15 \times 25\text{KN/m}^3$	16,13	
Poids propre de la poutre	$0,3 \times 1,00 \times 0,50 \times 25\text{KN/m}^3$	3,75	
Charges d'exploitation	$4,30 \times 1,00 \times 2,5\text{KN/m}^2$		10,75
		19,88	10,75

Callouts from the table:

- Largeur de reprise (points to 4,30)
- Le chargement est calculé par mètre linéaire de longueur (points to the calculation formula)
- Épaisseur de la dalle (points to 0,15)
- Poids volumique du béton armé (points to 25)
- Charge d'exploitation donnée (points to 2,5)

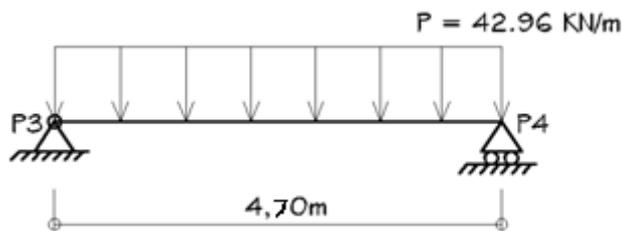
G = 19,88 KN/m
 Q = 10,75 KN/m

- 5) On calcul le chargement réparti P appliqué à la poutre (calcul à l'ELU):

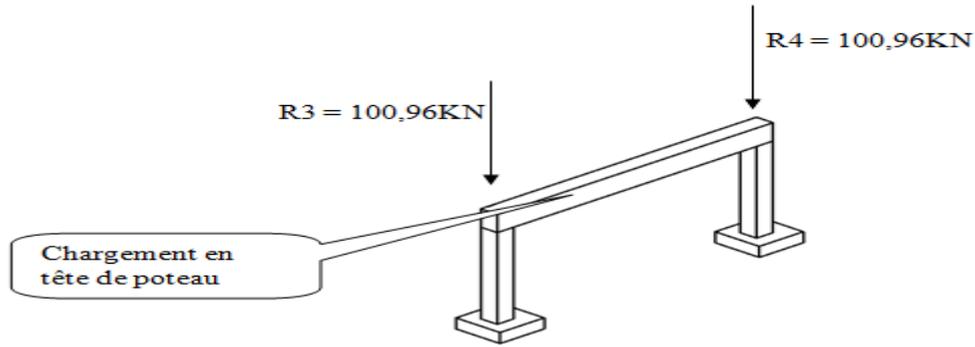
$$P = 1,35G + 1,5Q$$

$$P = 1,35 \times 19,88 + 1,5 \times 10,75 = 42,96 \text{ KN/m}$$

- 6) On complète le schéma mécanique de la poutre Po2 :



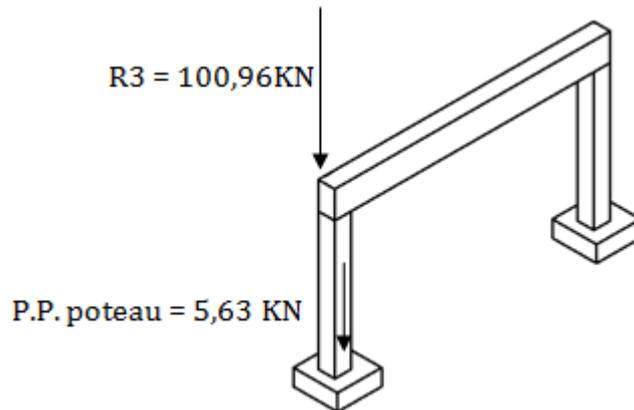
- 7) On détermine les réactions d'appui : $R3 = R4 = PL/2 = 100,96\text{KN}$.



8) On calcul le poids du poteau :

$$\text{Poids propre du poteau} = 0,30 \times 0,30 \times 2,50\text{mht} \times 25\text{KN/m}^3 = 5,63 \text{ KN}$$

9) On en déduit la charge en tête de semelle :

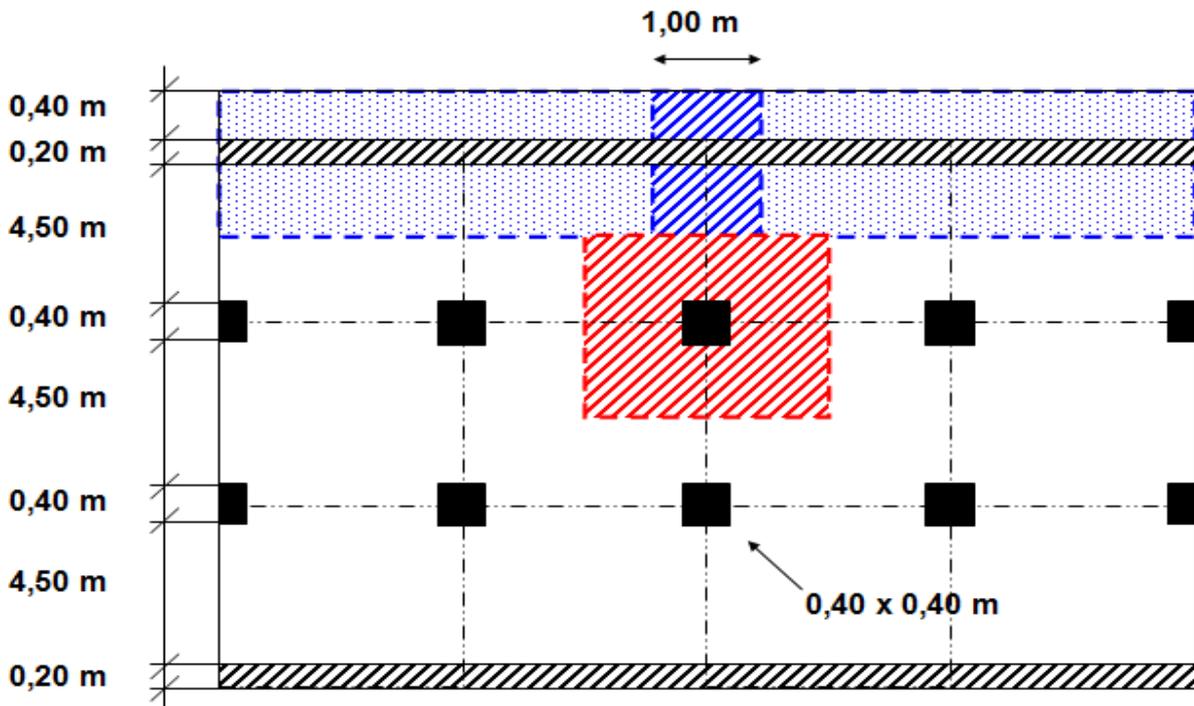
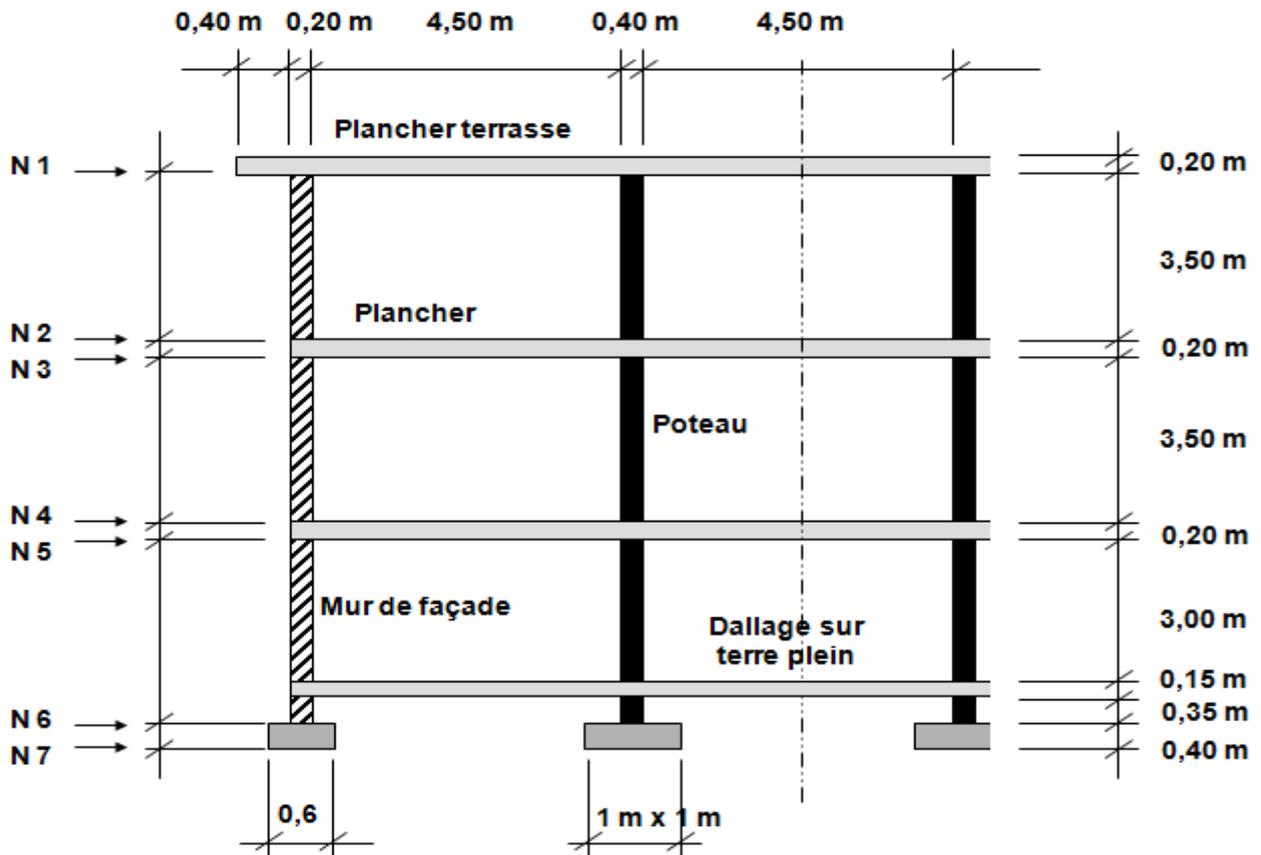


$$\text{Charge en tête de semelle} = R3 + \text{P.P. poteau} = 100,96 + 5,63 = 106,59\text{KN}$$

Charge en tête de semelle = 106,59KN

Exercice N°06:

Soit un Bâtiment à usage d'habitation avec ascenseur et escalier de service (volées droites préfabriquées), constitué de Rez-de-chaussée et deux étages (Voir figure ci-dessous).



- Les séjours disposent, en façade, de balcons.
- Les planchers avec poutrelles préfabriquées et table de compression type (16+4): 2850N/m².
- Plancher-terrasse non accessible au public et avec protection lourde comprise : 5000N/m².
- Fondations par semelles continues en B.A.
- Murs de façade en blocs creux de béton en gravillons lourds hourdés au mortier de ciment avec potelets raidisseurs incorporés et chaînages horizontaux : 2700N/m².
- Voile en B.A. pour refend : épaisseur 20 cm.
- Etanchéité multicouche : 120N/m².

Questions :

- 1-Déterminer les surfaces de plancher reprises par les éléments porteurs.
Pour les voiles ou murs, prendre une tranche de bâtiment de longueur 1 m (sans baie), sur la hauteur totale du bâtiment.
- 2-Considérer chaque travée de plancher indépendante.
- 3-Différencier les charges permanentes et d'exploitation.
- 4-Effectuer la descente de charges niveau par niveau par calcul cumulé à partir du haut et jusqu'aux fondations.
- 5-Calculer la pression exercée sur le sol (avec et sans coefficient de pondération), c.à.d. Calculer la Contrainte exercée sur le sol par les fondations, à l'ELS et à l'ELU ?

CORRECTION DE L'EXERCICE :

A - Voile ou mur porteur

Niveau	Désignation des éléments	Charges permanentes G						Charges d'exploitation Q				
		L	I	H	Poids unité	Total (N)	Cumul (N)	L	I	Poids unité	Total (N)	Cumul (N)
N1	Etanchéité	2.85	1	/	120	342	342	/	/	/	/	/
	Terrasse	2.85	1	/	5000	14250	14592	2.85	1	1000	2850	2850
N2	Mur de façade	1	/	3.50	2700	9450	24042	/	/	/	/	2850
N3	Plancher	2.45	1	/	2850	6982.5	31024.5	2.25	1	1500	3375	6225
N4	Mur de façade	1	/	3.50	2700	9450	40474.5	/	/	/	/	6225
N5	Plancher	2.45	1	/	2850	6982.5	47457	2.25	1	1500	3375	9600
N6	Mur de façade	1	/	3.50	2700	9450	56907	/	/	/	/	9600
N7	Semelle B.A.	1	0.60	0.40	25000	6000	62907	/	/	/	/	9600

B – Poteau le plus sollicité

Niveau	Désignation des ouvrages	Charges permanentes G						Charges d'exploitation Q				
		L	I	H	Poids unité	Total (N)	Cumul (N)	L	I	Poids unité	Total (N)	Cumul (N)
N1	Etanchéité	4.9	4.9	/	120	2881.2	2881.2	/	/	/	/	/
	Terrasse	4.9	4.9	/	5000	120050	122931.2	4.9	4.9	1000	24010	24010
N2	Poteau B.A.	0.4	0.4	3.5	25000	14000	136931.2	/	/	/	/	24010
N3	Plancher	4.9	4.9	/	2850	68428.5	205359.7	4.9	4.9	1500	36015	60025
N4	Poteau B.A.	0.4	0.4	3.5	25000	14000	219359.7	/	/	/	/	60025
N5	Plancher	4.9	4.9	/	2850	68428.5	287788.2	4.9	4.9	1500	36015	96040
N6	Poteau B.A.	0.4	0.4	3.5	25000	14000	301788.2	/	/	/	/	96040
N7	Semelle B.A.	1	1	0.4	25000	10000	311788.2	/	/	/	/	96040

Sous le voile porteur :

- Pression exercée sur le sol de fondation à l'E.L.S.
 $\sigma = (G+Q)/S = (62907+9600)/(600 \times 1000)$
 Donc : $\sigma = 0.121 \text{ N/mm}^2$.
- Pression exercée sur le sol de fondation à l'E.L.U.
 $\sigma = (1.35G+1.5Q)/S$
 Donc : $\sigma = 0.165 \text{ N/mm}^2$.

Sous le poteau le plus sollicité :

- Pression exercée sur le sol de fondation à l'E.L.S.
 $\sigma = (G+Q)/S = (311788.2+96040)/(1000 \times 1000)$
 Donc : $\sigma = 0.408 \text{ N/mm}^2$.
- Pression exercée sur le sol de fondation à l'E.L.U.
 $\sigma = (1.35G+1.5Q)/S$
 Donc : $\sigma = 0.565 \text{ N/mm}^2$.

Exercice N°07:

(Dimensionnement d'un escalier)

Calculez la valeur manquante.

Longueur du pas	Hauteur	Longueur
63 cm	19 cm	_____ cm
65 cm	_____ cm	29 cm
_____ cm	18 cm	27 cm
61 cm	17,5 cm	_____ cm
64 cm	_____ cm	_____ cm

CORRECTION DE L'EXERCICE :

Longueur du pas	Hauteur	Longueur
		25 cm
	18 cm	
63cm		
		26 cm
	17 cm	30 cm

Exercice N°08:

Un escalier droit constitué de deux volées semblables et d'un palier (voir figure.1 ci-contre), la hauteur d'étage 3,06m. E=1.20m.

- Calculez les dimensions ? - Evaluez les charges et les surcharges ?

Dans la mesure du possible on choisi comme droite d'égal balancement $2h + g = 630mm$.

- Dans quelle situation peut-on utiliser cet escalier?

(Utilisation de l'abaque)

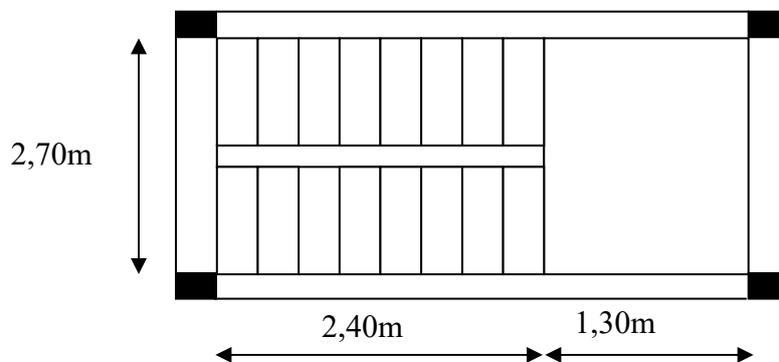


Figure : Escalier « vue en plan ».

CORRECTION DE L'EXERCICE :

UTILISATION DE L'ABAQUE :

Trois entrées possibles :

- L'angle d'inclinaison α de l'escalier
- Hauteur des marches
- Dimension du giron

Exemple d'utilisation :

Soit un escalier dont la hauteur, entre le sol fini et la face supérieure du premier palier = 1500mm

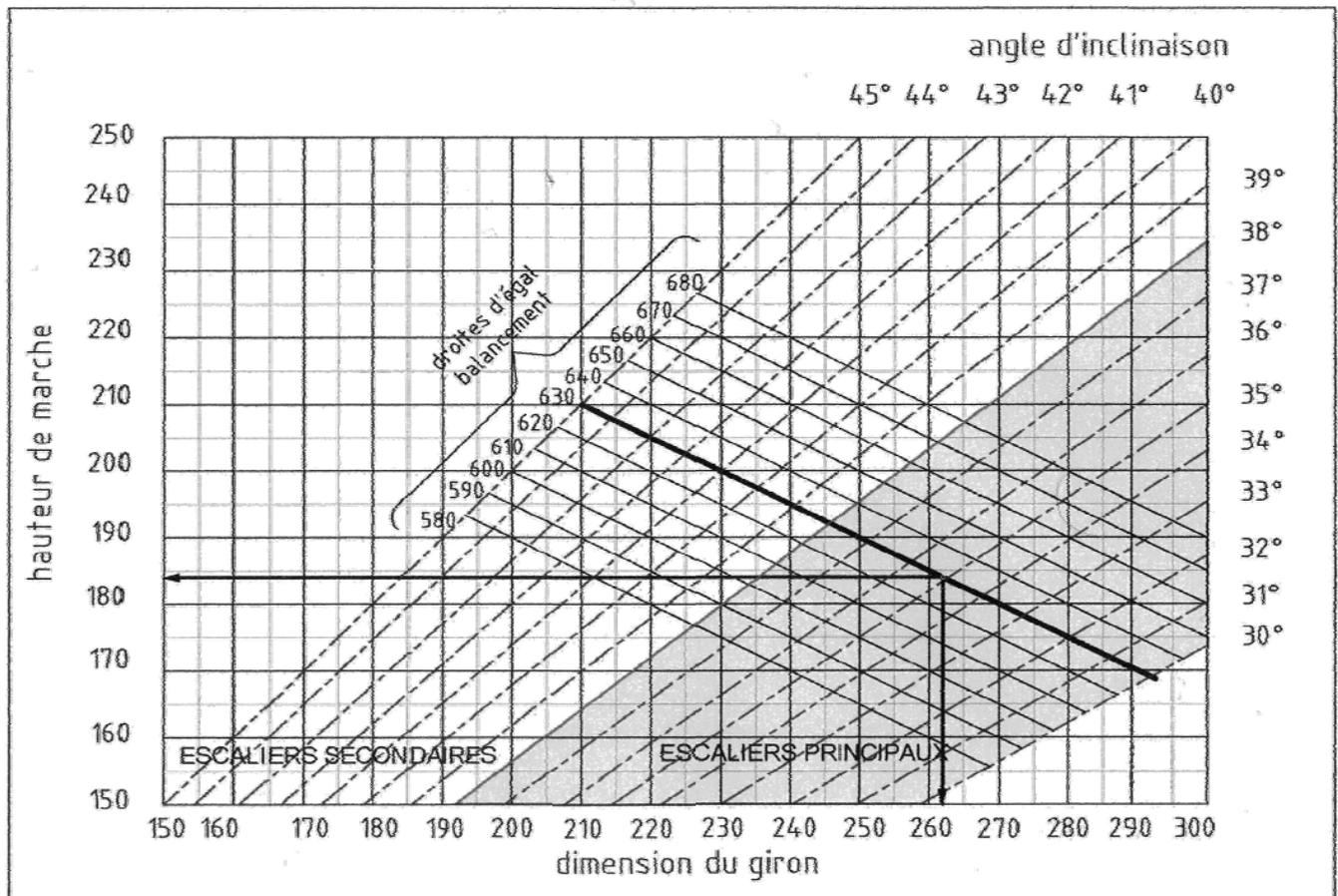
Encombrement au sol disponible= 2142mm

On recherche la valeur de α l'angle d'inclinaison

$$\tan \alpha = \frac{1500}{2142} = 0.7009 \rightarrow \boxed{\tan^{-1} \alpha = 35^\circ}$$

Dans la mesure du possible on choisi comme droite d'égal balancement $2h + g = 630\text{mm}$

1. Dans les angles d'inclinaison choisir la droite 35°
2. la suivre jusqu'à son intersection avec la droite d'égal balancement 630,
- à partir de cette intersection
3. tracer une droite horizontale vers la gauche en direction de la hauteur de marche (Lecture $h = 184\text{mm}$)
4. et tracer une droite verticale en direction de la dimension du giron (lecture $g = 262\text{ mm}$)



- Dimensionnement des marches et contre marches :

$$\begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = H/n \\ L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = L/(n-1) \end{cases}$$

D'après BLONDEL on a : $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$

Et puis : **$m n^2 - (m+L + 2H) n + 2H = 0 \dots (2)$**

Avec : $m=64\text{cm}$ et $H=306/2=153\text{cm}$ et $L=240\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : **$64n^2 - 610n + 306 = 0$**

La solution de l'équation est : **$n=9$ (nombre de contre marche)**

Donc : **$n-1=8$ (nombre de marche)**

Puis: **$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{10} = 15,30 \text{ cm}$** ;

donc on prend : $h = 17 \text{ cm}$

$g + 2h = 64$ donc : $g = 30\text{cm}$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et } 59\text{cm} < 64\text{cm} < 66\text{cm}$$

L'inégalité vérifiée,

on a 8 marches avec $g=30\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$.

$$\text{tga} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos\alpha = 0,87$$

- Epaisseur de la paillasse (ep):

$$\begin{aligned} \frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} &\Leftrightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20\cos\alpha} \\ &\Leftrightarrow \frac{310}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{310}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 11,87\text{cm} \leq e_v \leq 17,81\text{cm} \end{aligned}$$

on prend: **$e_v = 12 \text{ cm}$**

3-Epaisseur de palier (ep):

$$ep = \frac{e_v}{\cos\alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79\text{cm}$$

On prend : **$ep=14\text{cm}$** .

- Evaluation des charges et des surcharges:

a) Paillasse :

N=0	Désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical R _h x h/g	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical e _{ph} x h/g	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse e _v x 25 / cos α	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches h/2 x 22	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en ciment 2x0,1/cosα	0,02	10,00	0,23

-Charge permanente : $G=7,27\text{KN/m}^2$
 -Surcharge : $Q=2,5\text{KN/m}^2$
 $q_u = (1,35G+1,5Q).1\text{m} = 13,56\text{KN/ml}$
 $q_{ser} = (G+Q).1\text{m} = 9,77\text{KN/ml}$

b) Palier :

N=0	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier epx25	0,14	25,00	3,50
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de ciment	0,02	10,00	0,20

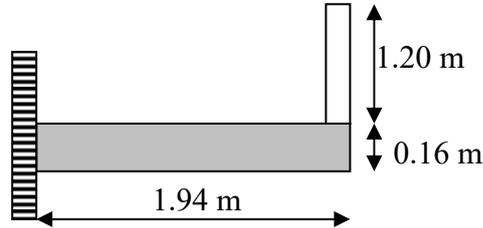
- Charge permanente : $G_2=4,86\text{KN/m}^2$
 - Surcharge d'exploitation : $Q=2,5\text{KN/m}^2$

$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 10,31\text{KN/ml} \\ q_{ser} = 7,36\text{KN/ml} \end{array} \right.$

Exercice N°09:

On considère le type du balcon d'un bâtiment à usage d'habitation représenté ci-dessous :

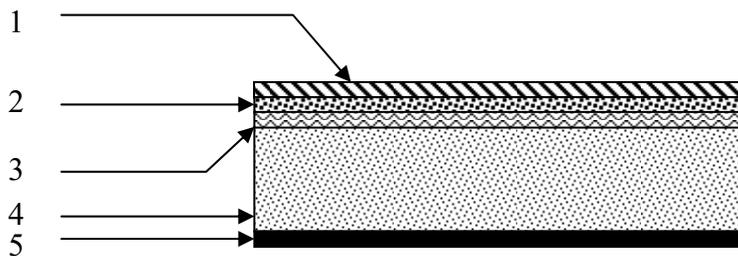
- Evaluez les charges et les surcharges ?
- Calculez les sollicitations et tracez le schéma statique?



CORRECTION DE L'EXERCICE :

Descente de charge

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	poids		Charges $\frac{KN}{m^2}$
			$\frac{KN}{m^2}$	$\frac{KN}{m^3}$	
1	Carrelage	2	0.2	/	0.40
2	Mortier de pose	2	0.2	/	0.40
3	Lit de sable	2	/	0.18	0.36
4	Dalle pleine	16	0.25	/	4.00
5	Enduit en plâtre	2	0.1	/	0.20



Poids propre $G = 5.36 \text{ KN/m}^2$

Surcharge $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.49 \text{ KN/m}^2$$

Charge par ml: $Q_u = 12.49 \times 1 = 12.49 \text{ KN/ml}$

Calcul de la charge concentrée:

Poids propre du mur en briques perforées:

$$P = \delta \times b \times h \times 1m = 13 \times 0.1 \times 1.2 \times 1m = 1.56 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35P = 2.11 \text{ KN}$$

$$P_s = P = 1.56 \text{ KN}$$

Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:

$$M_{\max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -27.60 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u l + P_u = 26.34 \text{ KN}$$

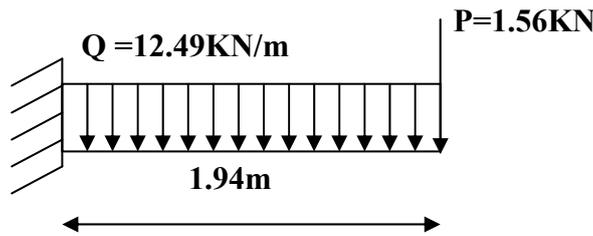


Schéma statique.

Exercice N°10:

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment industriel en structure métallique présenté à la figure E1.1 pour un vent perpendiculaire nous utilisons **RNV 99** :

- Au long-pan sans ouvertures (sens V1 du vent) ;
- Au pignon (sens V2 du vent).

Données relatives au site :

- Site plat;
- Zone I;
- Terrain de catégorie III.

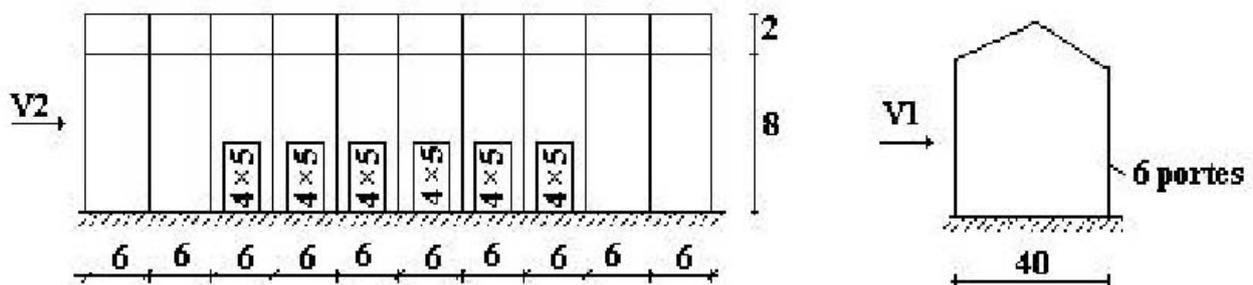


Figure E1.1 : Données géométriques

CORRECTION DE L'EXERCICE :

Données relatives au site :

- Site plat : $C_t(z) = 1$;
- Zone I : $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$;
- Terrain de catégorie III : $K_T = 0,22$; $z_0 = 0,3 \text{ m}$; $z_{\text{min}} = 8 \text{ m}$.

N.B. : Les fenêtres seront considérées fermées. Les portes seront considérées ouvertes.

DETERMINATION DU COEFFICIENT DYNAMIQUE C_d

La structure du bâtiment étant métallique.

On doit déterminer la valeur de C_d pour chaque direction du vent :

· Vent perpendiculaire au long-pan (sens V1 du vent) :

La lecture pour $h = 10$ m et $b = 60$ m donne $C_d \approx 0,88$;

· Vent perpendiculaire au pignon (sens V2 du vent) :

La lecture pour $h = 10$ m et $b = 40$ m donne $C_d \approx 0,91$.

La structure sera donc considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent.

DETERMINATION DE LA PRESSION DYNAMIQUE q_{dyn}

La structure est de hauteur totale ≤ 10 m. Il n'y a donc pas lieu de subdiviser le maître couple.

On calculera donc la pression dynamique :

· à $z = 10$ m pour la toiture,

· à $z = 4$ m pour les parois verticales (c'est à dire à mi-hauteur).

Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité est donné ci-dessous:

$C_r(10) = 0,771$ (toiture).

$C_r(4) = 0,722$ (paroi verticales).

Remarque : Le coefficient de rugosité à $z = 4$ m pour les parois verticales est calculé en introduisant $z = z_{min} = 8$ m.

Coefficient d'exposition :

Le coefficient d'exposition est donné ci-dessous :

$C_e(10) = 1,781$ (toiture).

$C_e(4) = 1,633$ (paroi verticales).

Valeur de la pression dynamique

La pression dynamique est donnée ci-dessous:

$q_{dyn}(10) = 375 \cdot 1,781 = 670 \text{ N/m}^2$ (toiture).

$q_{dyn}(4) = 375 \cdot 1,633 = 615 \text{ N/m}^2$ (parois verticales).

VENT PERPENDICULAIRE AU LONG-PAN SANS OUVERTURES (DIRECTION V1)

Coefficients de pression extérieure C_{pe}

· Parois verticales

On se réfère au RNV 99 paragraphe 1.1.2. du chapitre 5 : à la figure 5.1 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe} .

Pour cette direction du vent (V1, voir figure E1.1), $b = 60$ m, $d = 40$ m, $h = 10$ m, $e = \text{Min. } [60 ; 2 \times 10] = 20$ m. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure E1.2.

• Toiture

On se réfère au paragraphe 1.1.5. du chapitre 5 (RNV 99) : la direction du vent est définie par un angle $\theta = 0^\circ$ (cf. chapitre 5, § 1.1.5.1) ; les différentes zones de pression sont données par la figure 5.4, les valeurs des coefficients C_{pe} ($\theta = 0^\circ$ et $\alpha = 5^\circ$) sont tirées du tableau 5.4. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients de pression sont portées sur la figure E1.3.

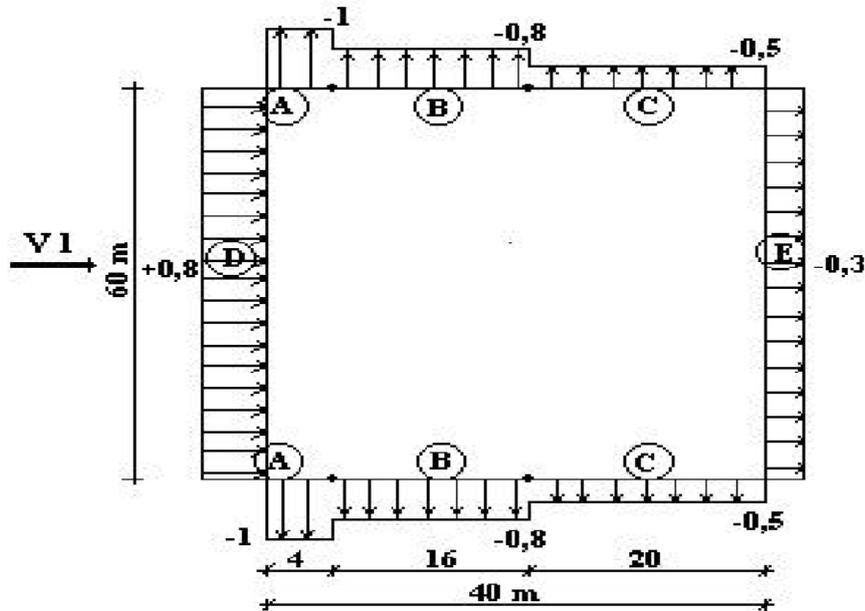


Figure E1.2 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales - Direction V1 du vent

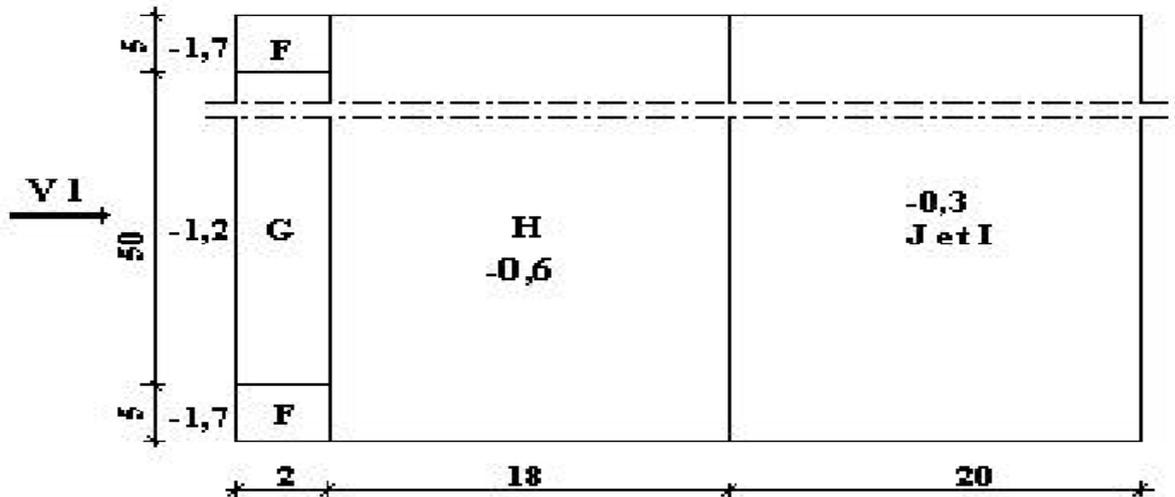


Figure E1.3 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture - Direction V1 du vent

Coefficient de pression intérieure C_{pi}

On détermine tout d'abord l'indice de perméabilité μ_p .

$$\mu_p = 120 / 120 = 1; C_{pi} = - 0,5.$$

Calcul des pressions

Les pressions q_j sont calculées à l'aide des formules 2.1 et 2.2 (RNV 99), ce qui donne :

• **Parois verticales**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau E1.1 : Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent

zone	Cd	qdyn (N/m ²)	Cpe	Cpi	qj (N/m ²)
D	0,88	615	0,8	-0,5	+702
A	0,88	615	-1	-0,5	-270
B	0,88	615	-0,8	-0,5	-162
C	0,88	615	-0,5	-0,5	0
E	0,88	615	-0,3	-0,5	+108

• **Toiture**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau E1.2 : Pressions sur la toiture - Direction V1 du vent

zone	Cd	qdyn (N/m ²)	Cpe	Cpi	qj (N/m ²)
F	0,88	670	-1,7	-0,5	-710
G	0,88	670	-1,2	-0,5	-415
H	0,88	670	-0,6	-0,5	-60
I	0,88	670	-0,3	-0,5	+120
J	0,88	670	-0,3	-0,5	+120

Les figures ci-après illustrent la répartition des pressions sur les parois dans la direction du vent V1.

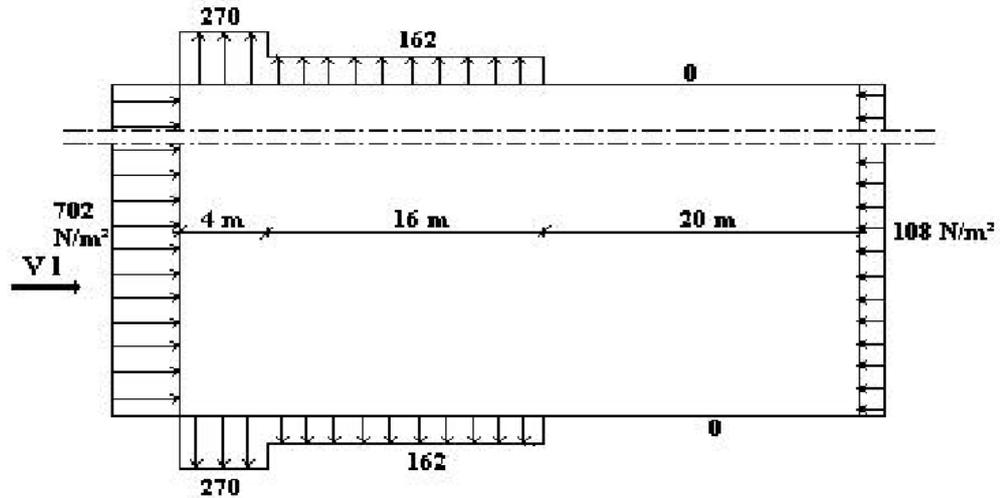


Figure E1.4 : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V1

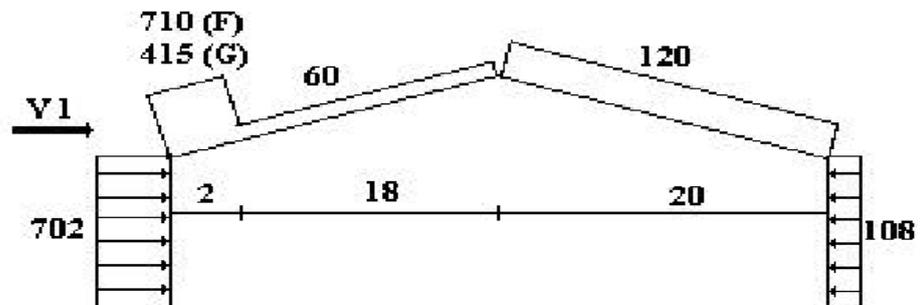


Figure E1.5 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent V1

VENT PERPENDICULAIRE AU PIGNON (DIRECTION V2)

Coefficients de pression extérieure C_{pe}

· Parois verticales

Pour cette direction du vent, $b = 40\text{ m}$, $d = 60\text{ m}$, $h = 10\text{ m}$, $e = \text{Min. } [40 ; 2 \times 10] = 20\text{ m}$. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure E1.6.

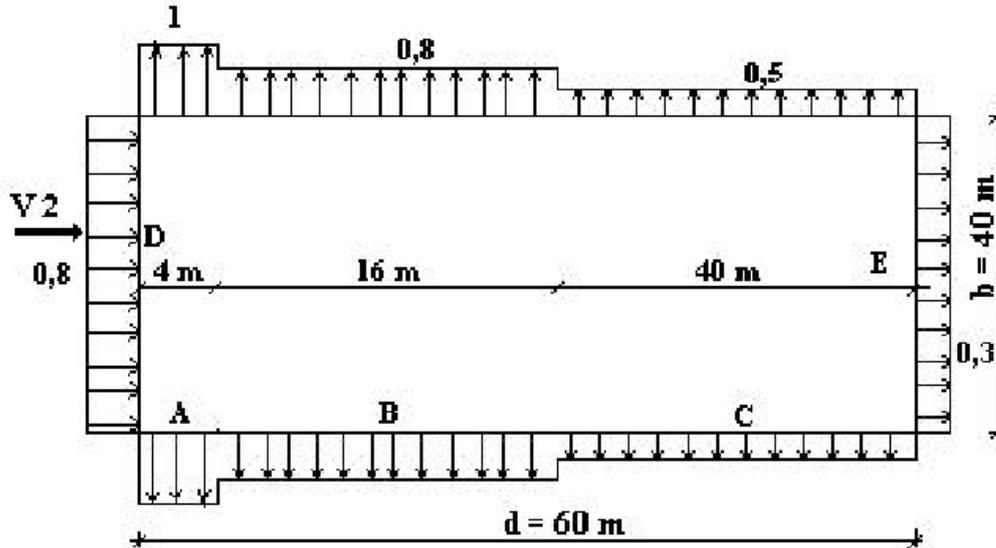


Figure E1.6 : Valeurs de C_{pe} sur les parois verticales - Direction du vent V2

· Toiture

On se réfère au paragraphe 1.1.5. du chapitre 5 : la direction du vent est définie pour un angle $\theta = 90^\circ$ (cf. chapitre 5, § 1.1.5.1) ; la figure 5.4 permet de déterminer les différentes zones de pression ; les valeurs des coefficients C_{pe} sont tirées du tableau 5.4 ($\theta = 90^\circ$ et $\alpha = 5^\circ$). Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure E1.7 (dans notre cas, $b = 40\text{ m}$, $d = 60\text{ m}$, $h = 10\text{ m}$, $e = \text{Min. } [40 ; 2 \times 10] = 20\text{ m}$).

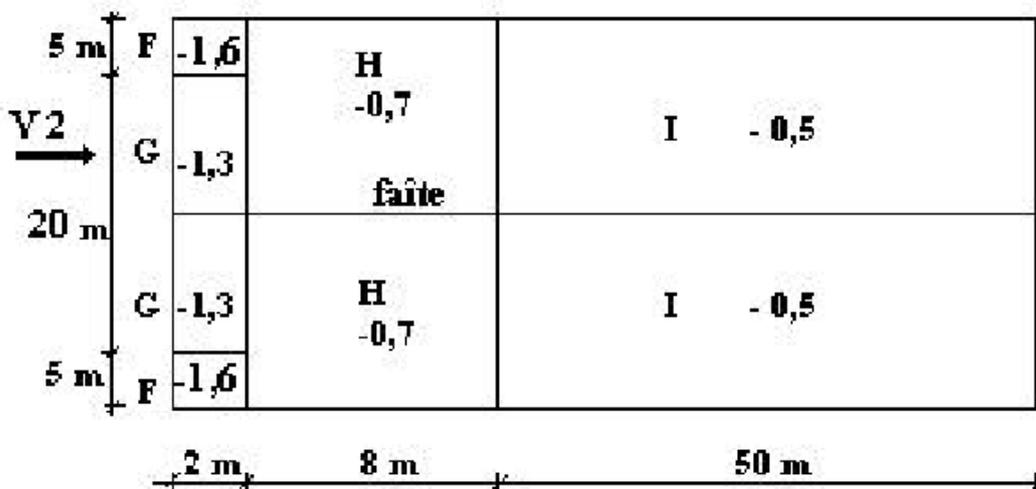


Figure E1.7 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture - Direction du vent V2

Coefficient de pression intérieure C_{pi}

On détermine tout d'abord l'indice de perméabilité μ_p .

$\mu_p = 120 / 120 = 1$; $C_{pi} = - 0,5$.

Calcul des pressions

Les pressions q_j sont calculées à l'aide des formules 2.1 et 2.2 (RNV 99), ce qui donne :

• Parois verticales

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau E1.3 : Pressions sur les parois verticales - Direction V2 du vent

zone	C _d	q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)
D	0,91	615	0,8	-0,5	+726
A	0,91	615	-1	-0,5	-279
B	0,91	615	-0,8	-0,5	-168
C	0,91	615	-0,5	-0,5	0
E	0,91	615	-0,3	-0,5	+112

• Toiture

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau E1.3 : Pressions sur la toiture - Direction V2 du vent

zone	C _d	q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	0,91	670	-1,6	-0,5	-671
G	0,91	670	-1,3	-0,5	-488
H	0,91	670	-0,7	-0,5	-122
I	0,91	670	-0,5	-0,5	0

Les figures ci-après illustrent la répartition des pressions sur les parois dans la direction du vent V2.

Forces de frottement

Toiture : $F_{fr,toiture} = 670 \times 0,04 \times (60 \times 2 \times 20,10) = 64,64$ KN

Parois verticales : $F_{fr,p. verticales} = 615 \times 0,04 \times (60 \times 2 \times 8) = 23,61$ KN

$F_{fr} = 64,64 + 23,61 = 88,25$ KN.

N.B. : L'aire de frottement pour la toiture est déterminée en introduisant la longueur du développé de la toiture, soit $20/\cos(5,71^\circ) = 20,10$ m.

Actions d'ensemble

Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-après.

Tableau E1.5 : Valeurs des résultantes - Vent de direction V2

ZONE	Composante Horizontale (KN)	Composante Verticale (KN)
D	232.32 et 31.70	0
E	-35.84 et -4.88	0
F	0	13,35
G	0	38,84
H	0	38,85
I	0	0
F _{fr}	88,25	0
	R _x =311,55	R _z =91,04

Exercice N°11:

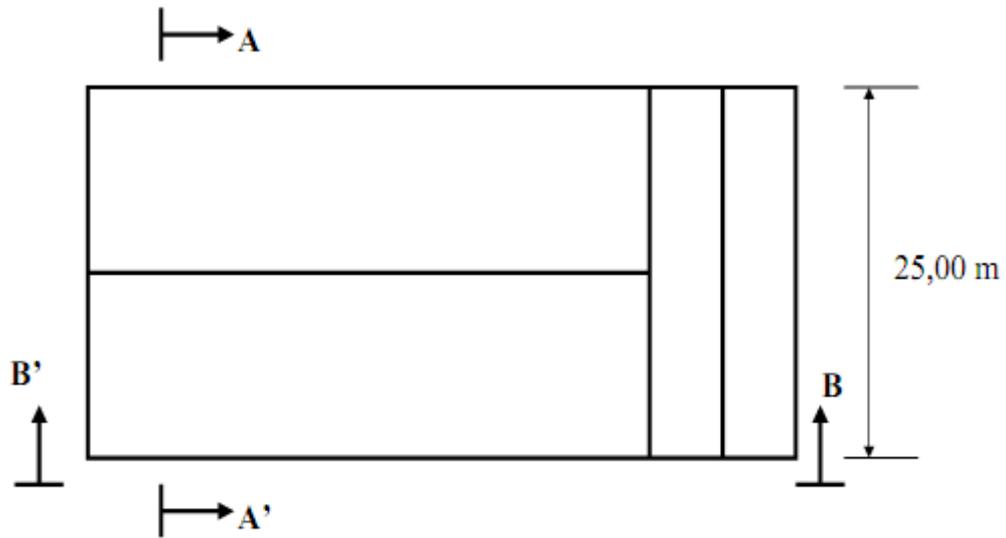
On considère le bâtiment à simple rez-de-chaussée représenté ci-dessous :

Données:

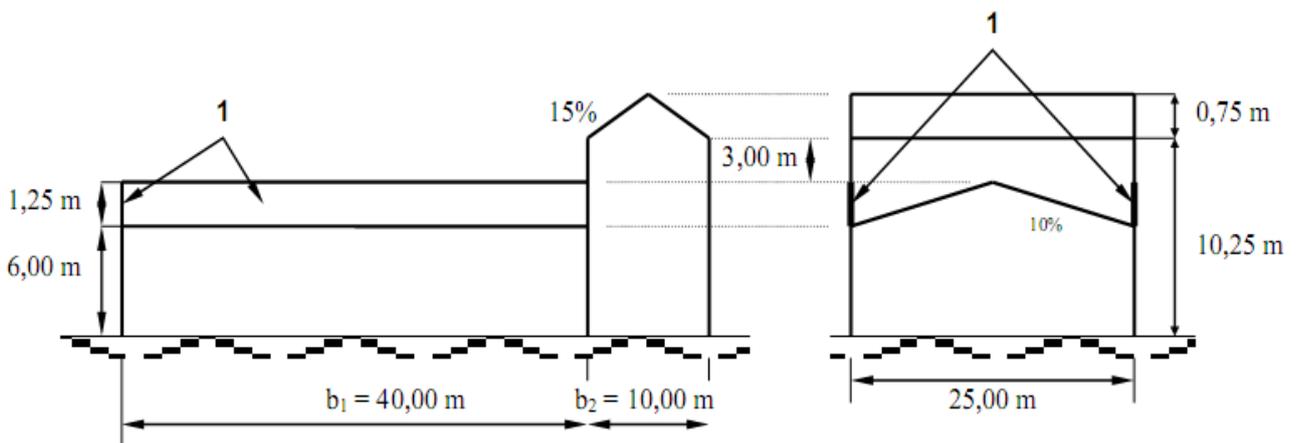
- Situation durable;
- Zone A, l'altitude par rapport au niveau de la mer est 715 m.

Questions:

- Calculer la charge de neige sur le sol ?
- Calculer la charge de neige sur toiture la plus haute ?



Vue en plan



Section BB'

Section AA'

1 Acrotères

Figure A.1– Géométrie du bâtiment

CORRECTION DE L'EXERCICE :

1)-Charge de neige sur le sol :

Valeur caractéristique S_k de la charge de neige sur le sol (Zone A, l'altitude par rapport au niveau de la mer est 715 m) : $S_k = 0,65 \text{ kN/m}^2$

2)-Charge de neige sur la toiture la plus haute :

Les charges agissent verticalement et elles se réfèrent à une projection horizontale de la surface de la toiture.

Deux dispositions de charges fondamentales doivent être prises en compte :

- Charge de neige sans accumulation sur les toitures ;
- Charge de neige avec accumulation sur les toitures.

Les charges de neige sur les toitures sont déterminées comme suit : $S = \mu \cdot S_k$

- Situations de projet durables (conditions d'utilisation normale).

-Toiture la plus haute (toitures à deux versants)

Angle de la toiture (15 %) :

$$\alpha = \arctan(0,15) = 8,5^\circ$$

$$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$$

Cas (i) : cas de charge sans accumulation

$$\mu_1(\alpha = 8,5^\circ) = 0,8$$

$$S = 0,8 \times 0,65 = 0,52 \text{ kN/m}^2$$

Cas (ii) : cas de charge avec accumulation

$$0,5 \mu_1(\alpha = 8,5^\circ) = 0,4$$

$$S = 0,4 \times 0,65 = 0,26 \text{ kN/m}^2$$

Cas (iii) : cas de charge avec accumulation

Ce cas (iii) est symétrique du cas (ii) du fait de la symétrie de la toiture ($\alpha_1 = \alpha_2 = 8,5^\circ$).

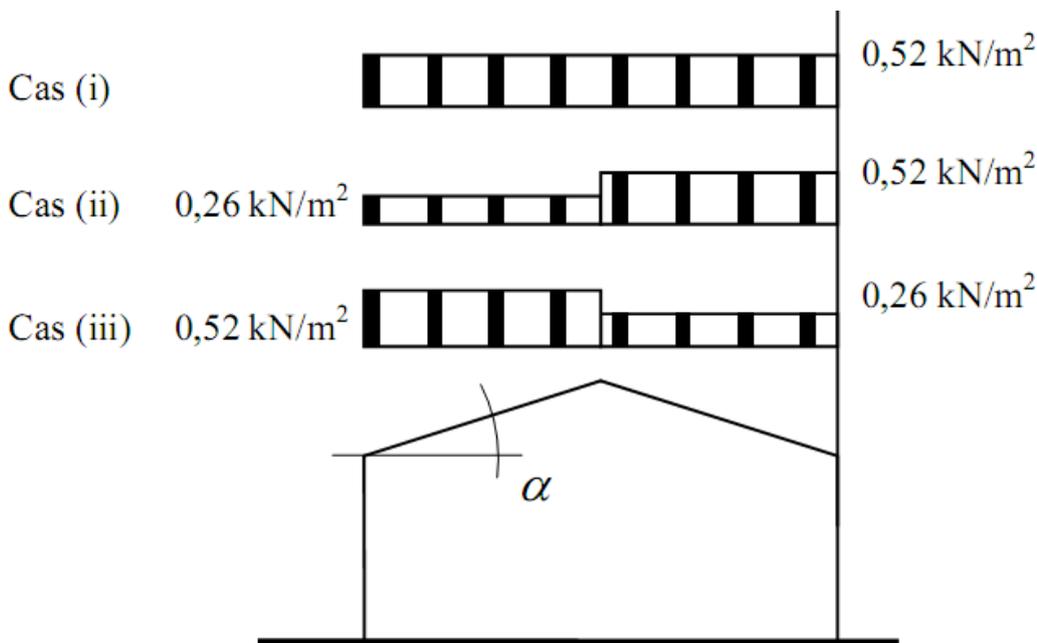
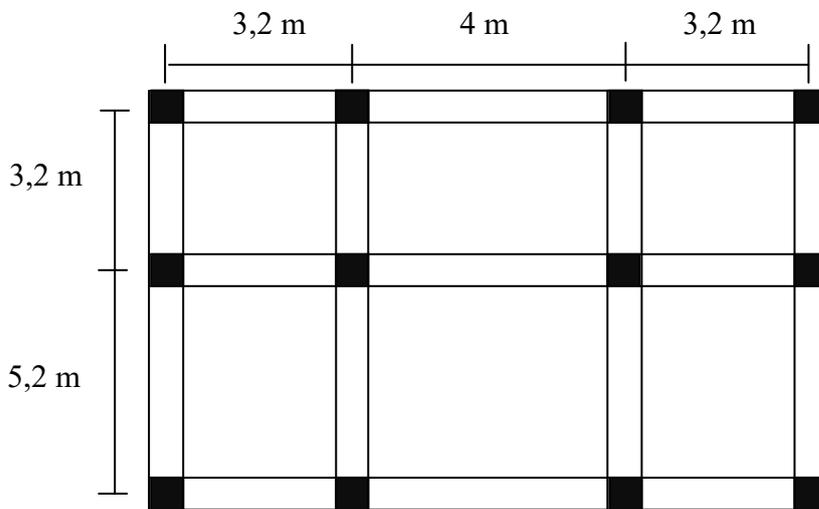


Figure A.2 Cas de charge de neige sur la partie supérieure de la toiture en situation de projet durable

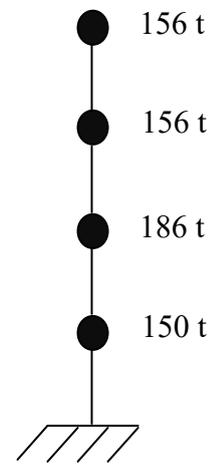
Exercice N°12:

Un immeuble à usage d'habitation composé d'un RDC et de trois étages identiques est contreventé dans les deux sens par des portiques étagés. On demande de déterminer l'effort sismique que reprend chaque portique par la méthode de MUTO sachant que:

- Poteaux (30x30) cm².
- Poutres (30x45) cm².
- Masse du plancher RDC : 150 tonnes.
- Masse du plancher courant : 186 tonnes.
- Masse du plancher terrasse : 156 tonnes.
- Hauteur étage : 290 cm.
- Ouvrage implanté en zone deux.



Vue en plan



Répartition des masses

CORRECTION DE L'EXERCICE :

1)- Etude des portiques longitudinaux :

1.1)-Calcul des inerties :

Poteaux : $I = \frac{0,30 \cdot 0,3^3}{12} = 0,00067 \text{m}^4$

Poutres : $I = \frac{0,30 \cdot 0,45^3}{12} = 0,0022 \text{m}^4$

1.2)-Calcul des raideurs des poteaux et des poutres :

Les poteaux : $K_p = \frac{I}{h_e} = \frac{0,00067}{2,9} = 0,00023 \text{m}^3$

Les poutres : $K_{\text{poutre}} = \frac{I}{L}$

$K_1 = \frac{0,0022}{3,2} = 0,00068 \text{m}^3$, $K_2 = \frac{0,0022}{4} = 0,00055 \text{m}^3$, $K_3 = \frac{0,0022}{3,2} = 0,00068 \text{m}^3$

1.3)-Calcul des coefficients \bar{K} :

a/ Etage courant :

$$\text{File 1 : } \bar{K} = \frac{2K_1}{2K_p} = \frac{2.0,00068}{2.0,00023} = 2,96$$

$$\text{File 2 : } \bar{K} = \frac{2K_1 + 2K_2}{2K_p} = \frac{2.0,00068 + 2.0,00055}{2.0,00023} = 5,34$$

$$\text{File 3 : } \bar{K} = \frac{2K_2 + 2K_3}{2K_p} = \frac{2.0,00055 + 2.0,00068}{2.0,00023} = 5,34$$

$$\text{File 4 : } \bar{K} = \frac{2K_3}{2K_p} = \frac{2.0,00068}{2.0,00023} = 2,96$$

b/ RDC :

$$\text{File1 : } \bar{K} = \frac{K_1}{K_p} = \frac{0,00068}{0,00023} = 2,96$$

$$\text{File2 : } \bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p} = \frac{0,00068 + 0,00055}{0,00023} = 5,34$$

$$\text{File3 : } \bar{K} = \frac{K_2 + K_3}{K_p} = \frac{0,00055 + 0,00068}{0,00023} = 5,34$$

$$\text{File4 : } \bar{K} = \frac{K_3}{K_p} = \frac{0,00068}{0,00023} = 2,96$$

1.4)- Calcul des coefficients correcteurs « a » :

a/ Etage courant : $a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

$$\text{File1 : } a = \frac{2,96}{2 + 2,96} = 0,60$$

$$\text{File2 : } a = \frac{5,34}{2 + 5,34} = 0,73$$

$$\text{File3 : } a = \frac{5,34}{2 + 5,34} = 0,73$$

$$\text{File4 : } a = \frac{2,96}{2 + 2,96} = 0,60$$

b/ R.D.C : - poteau encastré : $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

$$\text{File1 : } a = \frac{0,5 + 2,96}{2 + 2,96} = 0,70$$

$$\text{File2 : } a = \frac{0,5 + 5,34}{2 + 5,34} = 0,79$$

$$\text{File3 : } a = \frac{0,5 + 5,34}{2 + 5,34} = 0,79$$

$$\text{File4 : } a = \frac{0,5 + 2,96}{2 + 2,96} = 0,70$$

2)- Etude des portiques transversaux :

2.1)-Calcul des inerties :

$$\text{Poteaux : } I = \frac{0,30 \cdot 0,3^3}{12} = 0,00067 \text{m}^4$$

$$\text{Poutres : } I = \frac{0,30 \cdot 0,45^3}{12} = 0,0022 \text{m}^4$$

2.2)-Calcul des raideurs des poteaux et des poutres :

$$\text{Les poteaux : } K_p = \frac{I}{h_e} = \frac{0,00067}{2,9} = 0,00023 \text{m}^3$$

$$\text{Les poutres : On distingue deux cas : } K_{\text{poutre}} = \frac{I}{L}$$

$$K_{1'} = \frac{0,0022}{3,2} = 0,00068 \text{m}^3, \quad K_{2'} = \frac{0,0022}{5,2} = 0,00042 \text{m}^3$$

2.3)-Calcul des coefficients \bar{K} :

a/ Etage courant :

$$\text{File A : } \bar{K} = \frac{2K_{1'}}{2K_p} = \frac{2 \cdot 0,00068}{2 \cdot 0,00023} = 2,96$$

$$\text{File B : } \bar{K} = \frac{2K_{1'} + 2K_{2'}}{2K_p} = \frac{2 \cdot 0,00068 + 2 \cdot 0,00042}{2 \cdot 0,00023} = 4,78$$

$$\text{File C : } \bar{K} = \frac{2K_{2'}}{2K_p} = \frac{2 \cdot 0,00068}{2 \cdot 0,00023} = 2,96$$

b/ RDC :

$$\text{File A : } \bar{K} = \frac{K_{1'}}{K_p} = \frac{0,00068}{0,00023} = 2,96$$

$$\text{File B : } \bar{K} = \frac{K_{1'} + K_{2'}}{K_p} = \frac{0,00068 + 0,00042}{0,00023} = 4,78$$

$$\text{File C : } \bar{K} = \frac{K_{2'}}{K_p} = \frac{0,00068}{0,00023} = 2,96$$

2.4)- Calcul des coefficients correcteurs « a » :

a/ Etage courant : $a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

$$\text{File A : } a = \frac{2,96}{2 + 2,96} = 0,59$$

$$\text{File B : } a = \frac{4,78}{2 + 4,78} = 0,70$$

$$\text{File C : } a = \frac{2,96}{2 + 2,96} = 0,59$$

b/ R.D.C : - poteau encastéré : $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

$$\text{File A : } a = \frac{0,5 + 2,96}{2 + 2,96} = 0,69$$

$$\text{File B : } a = \frac{0,5 + 4,78}{2 + 4,78} = 0,77$$

$$\text{File C : } a = \frac{0,5 + 2,96}{2 + 2,96} = 0,69$$

3)- Calcul des rigidites des poteaux suivant des deux directions :

La rigidité r est définie par la relation : $r = a \frac{12EI}{h_c^3}$

Le module de Young (E) sera pris égal à 34540 Mpa (il peut être déduit de la résistance caractéristique du béton).

-Le sens longitudinal :

File	Rigidité (t/cm)	
	Etage courant	RDC
1	682,4	784,7
2	830,20	909,8
3	830,20	909,8
4	682,4	784,7
$R_{jx} : \sum =$	3025	3389

-Le sens transversal :

File	Rigidité (t/cm)	
	Etage courant	RDC
A	671,1	784,7
B	796,1	875,7
C	671,1	784,7
$R_{jy} : \sum =$	2138	2445

4)-Position du centre de rigidité :

$$X_r = \frac{R_{jt} \cdot X_t}{\sum R_{jt}} = \frac{3025(0 + 3,2 + 7,2 + 10,4)}{4 \cdot 3025} = 5,2m$$

$$Y_r = \frac{R_{jt} \cdot Y_t}{\sum R_{jt}} = \frac{2138(0 + 5,2 + 8,4)}{3 \cdot 2138} = 4,53m$$

5)-Position du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 5,2m$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 4,2m$$

- On n'admettra que l'effort sismique global, évalué selon les règles RPA 2003, est de 58,5t.

6)-Distribution verticale de la force sismique :

Au niveau k quelconque, la valeur de l'effort sismique se déduit de :

$$F_k = \frac{(V - F_t) \cdot W_k \cdot h_k}{\sum W_i \cdot h_i}$$

Appliquée à la structure étudiée, on aboutit aux résultats suivants :

$$F_1=5,1 t ; F_2=12,8 t ; F_3=19,2 t ; F_4=21,4 t$$

7)-Distribution horizontale de la force sismique :

Les forces sismiques qui reviennent à chaque portique sont :

$$V_j = \frac{R_j \cdot F_j}{\sum R_i} + \frac{F_j \cdot e \cdot R \cdot X}{R_{j0}} \quad (*)$$

La valeur du terme :

$$\frac{R_j \cdot F_j}{\sum R_i}$$

Niveau	Sens transversal (t)	Sens longitudinal (t)
4	5,35	7,1
3	4,8	6,4
2	3,2	4,27
1	1,28	1,7

8)-Rigidité à la torsion :

$$R_j \theta(\text{étage}) = 3025 \cdot (5,2)^2 + 2138 \cdot (4,2)^2 = 119510$$

$$R_j \theta(\text{RDC}) = 3389 \cdot (5,2)^2 + 2445 \cdot (4,2)^2 = 134768$$

9)-Excentricité réelle :

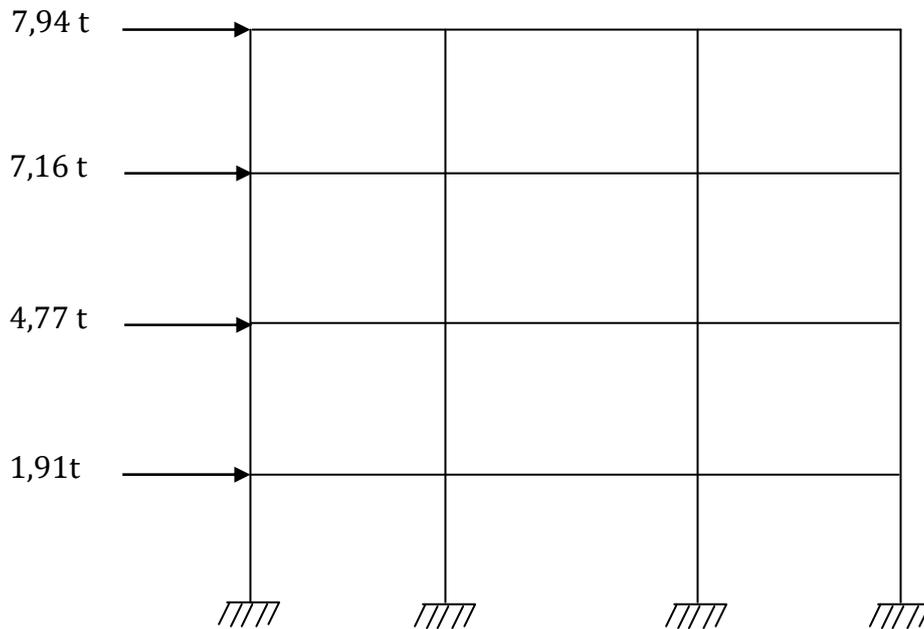
Sens X-X : $e_x = 5,2 - 5,2 = 0$

Sens Y-Y : $e_y = 4,53 - 4,2 = 0,33\text{m}$.

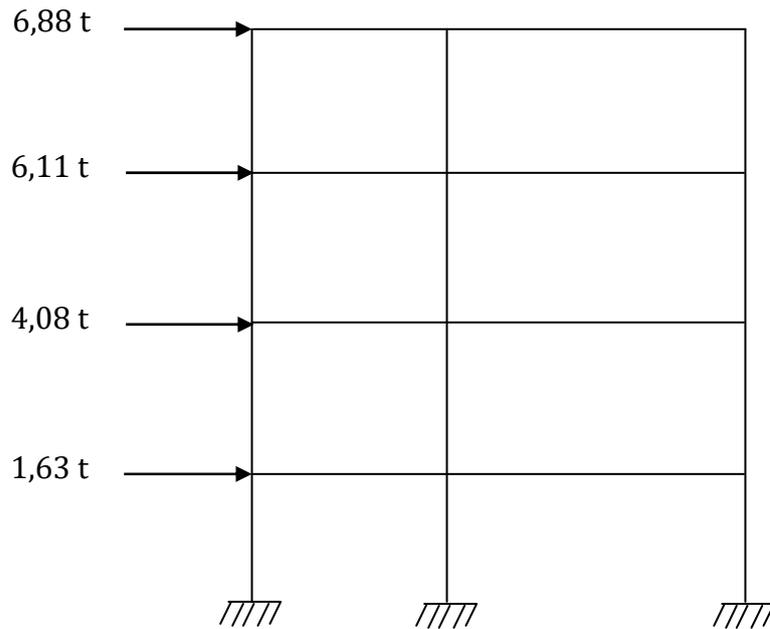
10)-Excentricité théorique : $e_{\text{théorique}} = 5\% \cdot L_{\text{max}} = 0,05 \cdot (10,4) = 0,52\text{m}$.

L'excentricité théorique étant la plus défavorable, sa valeur sera retenue pour la suite des calculs.

Après calcul du deuxième terme de l'équation (*), on aboutit aux résultats finaux reportés ci-dessous :



Portique longitudinal



Portique transversal

Exercice N°13:

- 1)- Représenter par un schéma le principe de fonctionnement d'un voile de contreventement ?
- 2)- Pour une position judicieuse des éléments de contreventements, Quels sont les critères de choix ?

CORRECTION DE L'EXERCICE :

- 1)- Un voile de contreventement est soumis à un torseur de forces N , V et M .
 - Les efforts N et M se traitent en flexion composée, on a alors suivant l'excentricité $e = M/N$ et le signe de N , une section entièrement tendue, partiellement tendue ou entièrement comprimée. Cette partie de l'étude donne les aciers verticaux de flexion à incorporer dans les voiles. Il est à noter que le moment doit être calculé au centre de gravité des aciers tendus.
 - L'effet de V se traite à part, cette partie de l'étude donne les aciers horizontaux et verticaux de répartition, en général il s'agit d'un treillis soudé éventuellement avec l'ajout de quelques barres suivant l'importance de la sollicitation.

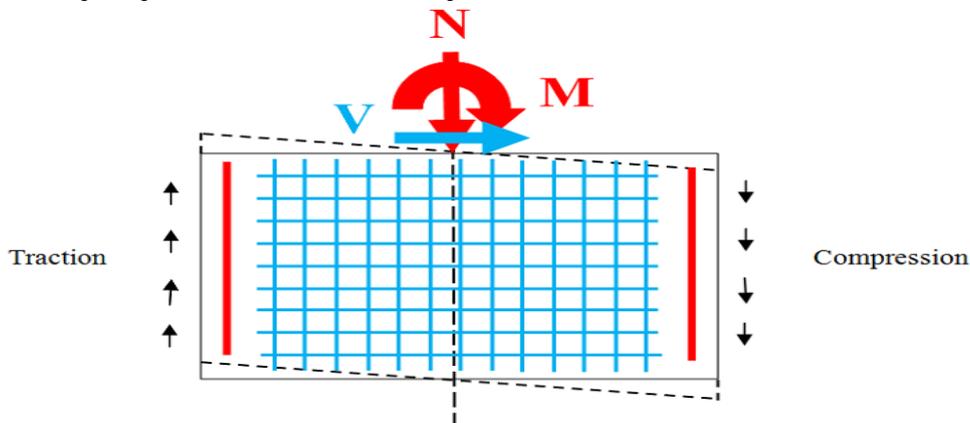


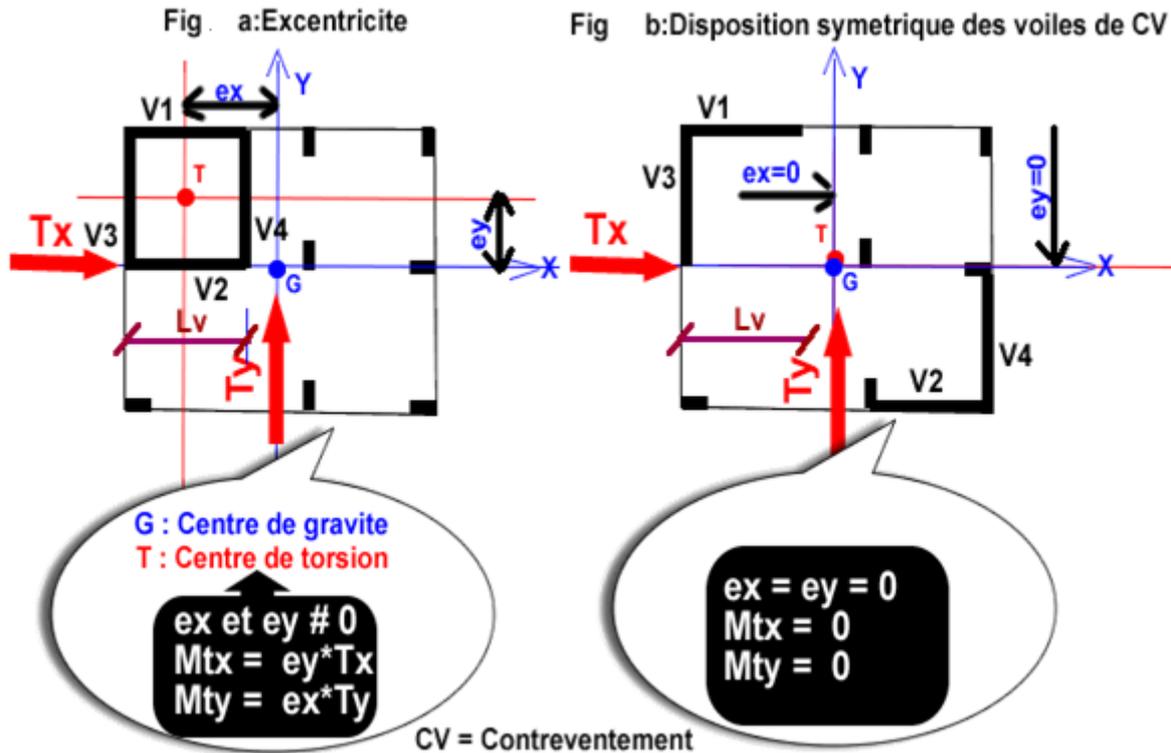
Figure représente le principe de fonctionnement d'un voile de contreventement.

2)- Position judicieuse des éléments de contreventements (Les critères de choix):

-L'orientation individuelle de l'élément de contreventement à adopter.

-Les éléments de contreventement doivent être disposés symétriquement par rapport au centre des masses.

La disposition symétrique des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité G (cdg) permet d'éviter l'excentrement entre le cdg et le point d'application de l'effort sismique appelé aussi centre de torsion T (cdt).



Références Bibliographiques

- 1) L.YAMANI : « COURS DE CONSTRUCTION (1) », EDITION. O.P.U, COLLECTION LE COURS D'ARCHITECTURE ET URBANISME, 07-1993.
- 2) M.DAOUDI, M.RILI, A.SALHI: « CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES SOUMISES AUX SEISMES », EDITION. O.P.U, 1984.
- 3) J. PERCHAT., J.ROUX : « PRATIQUE DU BAEL 91, COURS AVEC EXERCICES CORRIGES », 4^{eme} EDITION. EYROLLES, 1991.
- 4) H.RENAUD., J.LAMIRAULT: « PRECIS DE CALCUL BETON ARME, APPLICATIONS », DUNOD 1989.
- 5) TH. HENRY: « CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DE BATIMENTS », PARIS, PRESSES DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES, 1996. ISBN 2-85978-265-6.
- 6) A. COIN : « OSSATURES DES BATIMENTS », EDITION. EYROLLES, 1981.
- 7) A. FUENTES: « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENTS EN BETON ARME », EDITION. EYROLLES, 1983.
- 8) Y.CHERAIT : « CALCUL DES OUVRAGES BETON ARME "REGLES CBA 93 RPA 2003" », 4^{eme} EDITION. O.P.U, 2015.
- 9) DTR C -2.4 7: « REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 1999 ».
- 10)D.T.R. - B.C. 2-48: « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 1999 / VERSION 2003 ».
- 11)D.T.R. - B.C. 2-41: « REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME "C.B.A.1993" ».
- 12)D.T.R. - B.C. 2.2: « CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION ».