

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



**Projet de Fin d'Etudes pour l'obtention du Diplôme d'Ingénieur
d'Etat en Génie Civil**

THEME

Conception et dimensionnement parasismiques

Proposé et dirigé par:
M^{me} N. BAUCHE

Réalisé par :
M^r DUSABIMANA Fulgence

Promotion 2005-2010

**Ecole Nationale Polytechnique, 10 Avenue Hassen Badi BP 182 El-Harrach
Alger (Algérie)**

Tél: 00213 21 52 53 01/03 -- Fax: 00213 21 52 29 73 -- www.enp.edu.dz

Remerciements

Je tiens à remercier tout d'abord M^{me} BAOUCHE N. d'avoir accepté d'encadrer mon travail, pour ses nombreux conseils, et surtout pour sa disponibilité.

Je remercie les membres de jury qui ont accepté d'examiner ce travail.

Mes remerciements vont également à tous les enseignants et travailleurs de l'ENP, particulièrement au département de Génie civil; sans oublier les enseignants de l'Université Djillali Liabès de Sidi Bel Abbès.

Je n'oublie pas de remercier Mr OUNIS Houdhayfa de Génie Electrique qui m'a traduit le résumé en arabe.

Enfin, j'adresse mes remerciements à tous ceux qui ont contribué à ma formation de près ou de loin, aussi bien au Rwanda qu'en Algérie.

DEDICACES

-  A la mémoire de ceux qui ont tout donné pour que je réussisse
-  A ma famille
-  A tous mes amis de différentes nationalités africaines rencontrés en Algérie.

DUSABIMANA Fulgence

ملخص: تتمتع الزلازل بأهم وأدق مخابر للتجارب. أي خطأ يقترف في تصميم أو تخطيط البناء يظهر حتما أثناء وقوع الزلازل و يؤدي إلى حدوث نتائج كارثية بتهديد أمن واستقرار البنايات والأشخاص.

تتميز قوانين البناء الحديثة المضاد للزلازل بمنهج جديد في ما يتعلق بالتصميم والتخطيط. هذا الأخير يعتمد على قابلية البنايات على التمدد غير المرن، و يعرف هذا المنهج استعمالا متزايدا في الأونة الأخيرة.

عوض الاعتماد على منهج القوة التقليدي في تصميم البنايات، أصبحنا نعتمد على قابلية هذه الأخيرة على تحمل طاقة الزلازل، من خلال امتصاصها لهذه الطاقة على شكل تمددات غير مرنة.

في هذا النطاق، يقدم هذا العمل المنجز في إطار مشروع نهاية الدراسة، المفاهيم العامة فيما يتعلق بتصميم و تخطيط البنايات المضادة للزلازل.

الكلمات المفتاحية: الليونة، الزلزال، تصميم، طيف الاستجابة، معامل التخفيض، التصميم بالقدرة.

RESUME

Les tremblements de terre constituent la plus sévère et le plus exact laboratoire d'essai. Toute erreur commise dans la conception et le dimensionnement des structures apparaîtra certainement pendant un séisme et pourra avoir des conséquences dramatiques pour la sécurité et la stabilité des ouvrages.

Dans la nouvelle génération des codes parasismiques, une nouvelle méthode de conception et de dimensionnement est introduite appelée "dimensionnement en capacité", et est de plus en plus utilisée. Au lieu de se focaliser sur la méthode des forces habituellement adoptée par les codes, le dimensionnement en capacité se base sur la capacité de la structure à supporter favorablement les actions sismiques par la dissipation d'énergie sismique sous forme de déformations plastiques.

Dans cette optique, ce travail préparé dans le cadre de projet de fin d'études, présente les notions générales de conception et dimensionnement parasismiques.

Mots clés : Ductilité, séisme, spectre de réponse, coefficient de réduction, dimensionnement en capacité

ABSTRACT

Earthquakes constitute the most severe and the most exact test laboratory. Any error committed during the structures 'design will be seen certainly during an earthquake and can have dramatic consequences for the security and the stability of structures.

In new generation of the earthquake-resistant codes, a new method of design called "capacity design" is introduced, and is more and more used. Instead of focusing on the method of the strengths usually adopted by the codes, the capacity design bases itself on the capacity of the structure to support favorably the seismic shares by wasting energy through plastic deformations.

In this optics, this work prepared within the framework of the end of studies project, presents the general notions of structures and seismic design.

Keywords: Ductility, earthquake, design, response spectrum, coefficient of reduction, capacity design

SOMMAIRE

	Page
1. Introduction générale	1
1.1 Introduction	1
1.2 Objectifs et limitation d'étude	2
1.3 Contenu du mémoire	3
2. Présentation du phénomène sismique	4
2.1 Introduction	4
2.2 Sismicité en Algérie	16
2.3 Evolution des règles parasismiques algériennes	18
2.4 Nouveaux concepts introduits dans les codes actuels	19
2.5 Conclusion	19
3. Comportement post-élastique des structures	20
3.1 Introduction	20
3.2 Loi de comportement post-élastique des matériaux	22
3.3 Loi de comportement d'une section	27
3.4 Comportement post-élastique des éléments	36
3.5 Conclusion	42
4. Conception parasismique	43
4.1 Introduction	43
4.2 Influence de la forme de l'ouvrage sur son comportement sismique	44
4.3 Influence du choix de stabilisation sur le comportement sismique	52
4.4 Conclusion	68
5. Méthodes de dimensionnement parasismique	69
5.1 Introduction	69
5.2 Notions élémentaires	69
5.3 Effort de dimensionnement	71
5.4 Dimensionnement traditionnel	72
5.5 Dimensionnement en capacité	72
5.6 Conclusion	81
6. Dimensionnement parasismique en capacité d'un bâtiment en béton armé	82
6.1. Introduction	82
6.2. Présentation de l'ouvrage	82
6.3. Descente des charges	85
6.4. Analyse sismique	86
6.5. Devis quantitatif du rez-de-chaussée.....	108
6.6. Commentaire.....	109
6.7. Conclusion	111
7. Conclusion générale	113
7.1 Synthèse des contributions	113
7.2 Conclusion et perspectives	114
Références bibliographiques	117
Annexes	II

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1: Plaques tectoniques	4
Figure 2.2: Carte de l'aléa sismique dans le Monde	5
Figure 2.3: Ondes sismiques	7
Figure 2.4: Sismographe classique	7
Figure 2.5: Allure schématique d'un sismogramme	8
Figure 2.6: Dispositif d'enregistrement à trois composantes sismiques	9
Figure 2.7: Terminologie sismique (Intensité et Magnitude)	11
Figure 2.8: Liquéfaction du sol aux abords de l'oued Isser	14
Figure 2.9: Carte de zonage sismique d'Algérie (RPA 99 version 2003)	16
Figure 2.10: Carte sismo-tectonique de l'Algérie du Nord	18
Figure 3.1: Courbe caractéristique d'un matériau	20
Figure 3.2: courbes caractéristiques de l'acier	23
Figure 3.3: Courbes caractéristiques simplifiées	24
Figure 3.4: Courbe de Wöhler	24
Figure 3.5: Effet Bauschinger	25
Figure 3.6 : Comportement hystérétique de l'acier	25
Figure 3.7: Déformations rémanentes	26
Figure 3.8: Courbe caractéristique du béton	26
Figure 3.6: Courbe caractéristique simplifiée du béton	27
Figure 3.7: Comportement post-élastique du béton sous chargement cyclique	27
Figure 3.8: Section soumise à la flexion simple	28
Figure 3.9: Différents états de comportement d'un matériau idéal	29
Figure 3.10: Comportement élasto-plastique d'un matériau idéal	30
Figure 3.11: Relations géométriques entre les déformations et la courbure	30
Figure 3.12: Relation entre moments relatifs et déformations pour différentes sections	31
Figure 3.13: Etat de contraintes et de déformation dans une section en béton armé	32
Figure 3.14: Loi moment-courbure du béton armé	33
Figure 3.15: Superposition de l'effort axial et du moment fléchissant	34
Figure 3.16: Etude d'une section idéale sous différents états de comportement.....	34
Figure 3.17: Différents étapes d'un matériau idéal soumis à la flexion composée.....	35
Figure 3.18: Comportement d'une section de béton en flexion composée	36
Figure 3.19: Comportement d'une console : diagrammes moments-courbures	37
Figure 3.20: Longueur et rotule plastiques d'une console.....	38
Figure 3.21: Moments et Courbures d'une console	38
Figure 3.22: Représentation de la console sous aspect énergétique	39
Figure 3.23: Courbes d'hystérèses d'essais dynamiques sur un refend en béton armé	40
Figure 3.24: Courbes d'hystérèses d'essais statiques-cycliques sur un refend en béton armé	41
Figure 4.1: choix de la forme en plan pour minimiser la concentration des contraintes	45
Figure 4.2: Joints parasismiques	46
Figure 4.3: Variation progressive de la rigidité	46
Figure 4.4: Fonctionnement de quelques isolateurs parasismiques	47
Figure 4.5: Simplicité des structures en plan (par joints parasismiques)	47
Figure 4.6: Bâtiment long endommagé aux extrémités (séisme de Colfiorito, Italie, 1997).....	47
Figure 4.7: Minaret endommagé suite au séisme de Boumerdes, 2003	49
Figure 4.8: Constructions de type pendule inversé.....	49
Figure 4.9: Destruction des passerelles due aux oscillations différentielles	50

Figure 4.10: Solution efficace pour les constructions avec niveaux décalés	51
Figure 4.11: Principe de fonctionnement du contreventement horizontal	53
Figure 4.12: Mauvais comportement des dalles alvéolées sous séisme	54
Figure 4.13: Comportement des portiques remplis de maçonnerie rigide en cas de séisme	56
Figure 4.14: Types de palées triangulées	57
Figure 4.15: Niveaux flexibles	58
Figure 4.16: Solutions pour le rez-de-chaussée flexible	58
Figure 4.17: Effet d'éléments courts	59
Figure 4.18: Différentes types de croisement poteau-poutre	60
Figure 4.19: Dommages au niveau des croisements poutre-poteau	60
Figure 4.20: Systèmes isostatiques	61
Figure 4.21: Situations à éviter pour les éléments porteurs	61
Figure 4.33: Enfoncement d'un bâtiment dû à la liquéfaction, Caracas 1967.....	62
Figure 4.23: Dommages dues à l'effet de poteau faible-poutre forte	62
Figure 4.24: Portiques plus résistants que la maçonnerie, Boumerdes 2003	63
Figure 4.25: Maçonnerie plus résistante que les cadres, Turquie 1998	64
Figure 4.26: Différentes dispositions des éléments de contreventement	65
Figure 4.27: Influence de la largeur des éléments de stabilisation.....	66
Figure 4.28: Exemples de dommages dus à la torsion d'ensemble	66
Figure 4.29: Bâtiments publics situés en Guadeloupe	66
Figure 4.30: Installations et équipements	67
Figure 5.1: Hypothèse d'iso-déplacement	70
Figure 5.2: Facteur de réduction en fonction de la période	70
Figure 5.3: Illustration des types de dimensionnement	73
Figure 5.4: Disposition des armatures principales en fonction du type de dimensionnement	74
Figure 5.5: Choix du mécanisme plastique pour portique	74
Figure 5.6: Différents types de ruptures pour refends	75
Figure 5.7: Quelques dispositions constructives indispensables	76
Figure 5.8: Définition de la ductilité	76
Figure 5.9: Relation entre ductilité locale et ductilité globale	77
Figure 5.10: variation de la ductilité en courbure en fonction du déplacement de l'élancement.....	79
Figure 5.11: Sollicitation des armatures au delà de la limite élastique	79
Figure 5.12: Influence de la ductilité de l'acier sur le comportement plastique du béton armé.....	80
Figure 6.1: Vue en plan du niveau rez-de-chaussée	83
Figure 6.2: Vue en plan d'un niveau courant	84
Figure 6.3: Vue en élévation	85
Figure 6.4: Efforts sismiques repris par chaque refend	87
Figure 6.5: Distribution des contraintes dans le refend	91
Figure 6.6: Ferrailage du refend 2'conforme au RPA 99	94
Figure 6.7: Hauteur de la rotule plastique	96
Figure 6.8: Disposition du ferrailage dans la rotule plastique	97
Figure 6.9: Position des efforts au niveau de la rotule	97
Figure 6.10: Enveloppe des moments conseillée	104
Figure 6.11: Courbe « enveloppe des moments »	104
Figure 6.12: Epure d'arrêt des barres	105
Figure 6.13: Détails de la zone stabilisée	107
Figure 6.14: Ferrailage du refend selon le dimensionnement en capacité	107

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: Résumé de l'échelle macrosismique selon M.S.K	11
Tableau 6.1: Evaluation des charges verticales	86
Tableau 6.2: Moments d'inertie des voiles et coordonnées par rapport au centre de torsion	88
Tableau 6.3: Distribution des efforts sismiques par niveau	90

CHAPITRE I

Introduction générale



"On ne résout pas les problèmes en sabrant leurs solutions"

Victor Hugo

INTRODUCTION GENERALE

1.1. INTRODUCTION

Les séismes sont définis comme étant la vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre et le manteau supérieur.

En raison des différents types de mécanismes de libération d'énergie et de la complexité de la constitution du sol, les séismes observés en surface ou près de la surface provoquent des mouvements compliqués et aléatoires. En outre, les caractéristiques des ondes sismiques varient avec le temps: ondes P, puis ondes S, et enfin ondes de surface.

L'étude des structures de bâtiment nécessite une analyse poussée de cet aspect non stationnaire du train d'ondes ainsi que du comportement complexe des couches superficielles du sol.

Les progrès réalisés en sismologie ont permis d'élaborer des cartes de zonage dans un grand nombre de pays touchés par les séismes à partir de données statistiques recueillies depuis des temps reculés. Ces données concernent l'activité récente de cassures, l'énergie moyenne libérée dans certaines zones, etc.

Par ailleurs, l'utilisation des résultats géodésiques, de calculs d'énergie, d'observation de micro séismes permet également une prévision grossière de l'amplitude et de l'emplacement des séismes.

Cependant, à l'heure actuelle, il est quasiment impossible de prévoir la localisation, la magnitude et la date d'apparition d'un séisme violent.

Ces raisons font que de plus en plus de chercheurs s'intéressent à la collecte d'informations sur les séismes, à leurs interprétations, et à l'application des résultats obtenus à l'art de construire de manière que les bâtiments même endommagés, ne s'effondrent pas.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable reste la construction parasismique. Autrement dit, il n'est pas question d'empêcher tout dommage sous séisme majeur (coût très élevé pour les chantiers courants) mais de contrôler le mode de dégradation des structures afin d'empêcher l'effondrement des bâtiments sur ses occupants, quitte à réparer ou à reconstruire après la catastrophe.

1.2. OBJECTIFS ET LIMITATION D'ETUDE

L'objectif principal de cette modeste étude est de présenter simplement les connaissances récentes sur la façon de protéger les bâtiments contre les séismes en prenant des mesures adéquates sur la conception ainsi que le dimensionnement.

Pour atteindre cet objectif, nous avons tenté de répondre à cette épineuse question :

Comment peut-on concevoir et dimensionner une construction pour se comporter "convenablement" à un séisme dont on ignore la taille ?

Autour de celle-ci vient se greffer une série d'autres questions comme:

A l'heure actuelle, Où en sont les connaissances sur les séismes?

Quelle conception convient-elle de choisir pour un projet donné?

Comment estimer le type de dimensionnement spécifique à chaque cas d'étude (dimensionnement traditionnel ou dimensionnement en capacité)?

Pour essayer d'apporter des réponses à toutes ces questions, trois grandes directions sont empruntées :

- une revue de la littérature existante dans les domaines du génie parasismique et de la sismologie,
- une analyse du comportement des structures sous l'action des séismes,
- et un dimensionnement parasismique en capacité d'un bâtiment en béton armé.

Cette étude ne concerne que les ouvrages à risque normal situés dans les régions sismiques. Par ailleurs, elle ne relève ni traite des problèmes techniques qui accompagnent l'exécution des travaux de génie civil.

1.3. CONTENU DU MEMOIRE

Ce projet de fin d'études, sans prétention d'une analyse profonde et détaillée, a pour mission la présentation des connaissances nécessaires pour la conception et le dimensionnement parasismiques.

Pour mener à bien cette tâche, le travail entrepris est décomposé en sept chapitres à la lumière des derniers développements des techniques sismiques et de la sismologie.

Le cœur du mémoire s'ouvre au chapitre deux consacré à la présentation du phénomène sismique. Le but n'étant pas de détailler toute la sismologie, mais de rappeler les notions élémentaires concernant les séismes et leurs manifestations, indispensables pour l'ingénieur en génie civil.

Le troisième chapitre s'intéresse au comportement post-élastique des structures. Compte tenu de la complexité du phénomène sismique, les sollicitations sismiques ne peuvent être maîtrisées par un simple calcul élastique linéaire. Il est donc capital de s'intéresser au comportement plastique des matériaux, des éléments et des structures afin d'en tenir compte dans le dimensionnement parasismique.

En s'aidant de la littérature existante dans le domaine de la protection parasismique, le quatrième chapitre s'attache aux dispositions de conception favorable à un bon comportement de la structure. Les leçons tirées des séismes passés montrent que les ouvrages de conception saine et respectant les règles normales de construction ont de réelles possibilités de se comporter convenablement lors de secousses d'intensité moyenne, et que les normes parasismiques se révèlent insuffisantes en cas de non respect des règles élémentaires de la construction. Autrement dit, un bâtiment se conçoit d'abord.

Au cinquième chapitre est abordé les particularités des méthodes de dimensionnement parasismique. Actuellement, la plupart des règlements de part le monde résultent d'une combinaison entre le dimensionnement élastique linéaire (non ductile ou à ductilité très limitée) et le dimensionnement en capacité (ductile). Une part importante de ce chapitre est réservée à la présentation de ces deux philosophies de dimensionnement.

Le chapitre six ou chapitre application est consacré à l'étude d'un cas concret. Ce chapitre constitue en quelque sorte, une récapitulation du travail réalisé dans le cadre de ce projet. Il s'agit de la conception et du dimensionnement parasismique d'un bâtiment à cinq niveaux dans une zone sismique. Cette étude est menée conformément aux recommandations du règlement parasismique algérien et des nouveaux concepts du dimensionnement en capacité.

L'étude se termine au chapitre sept par une conclusion générale qui fait une révision des principales conclusions tirées de toutes ces phases. Elle met en évidence les objectifs réalisés et suggère quelques perspectives pour de futurs projets dans le même domaine.

CHAPITRE II

Présentation du phénomène sismique



PRESENTATION DU PHENOMENE SISMIQUE

2.1. INTRODUCTION

Bien qu'un savant chinois ait déjà inventé un détecteur sismique en l'an 132 de notre ère, la sismologie est une science relativement jeune. Le premier instrument d'enregistrement des ondes sismiques a été fabriqué par Filippo Cecchi en Italie en 1875, mais c'est en 1889 à Potsdam, qu'un séisme survenu au Japon a été enregistré pour la première fois. Parallèlement la connaissance sur le noyau terrestre s'est développée. La théorie de la tectonique des plaques qui explique en partie les causes des tremblements de terre a été émise en 1910 par Wegener mais n'a pu être confirmée que dans la moitié du XX^e siècle. (Lestuzzi et Badoux, 2008)

La sismologie est à la base d'une connaissance de la structure profonde de la terre. L'observation sismique est la méthode principale de prospection du sous-sol en profondeur. Etant donné que les plus profonds forages ne dépassent pas 12 km en Bavière allemande, cela ne représente donc que 0.18% du rayon terrestre. L'importance de la sismologie ne se limite pas à l'étude des profondeurs terrestres, elle permet également de mieux cerner les phénomènes qui sont à l'origine des catastrophes.

2.1.1. Qu'est-ce qu'un séisme ?

2.1.1.1. Définition

Un séisme est un mouvement naturel, brusque, bref et transitoire (de quelques secondes à quelques minutes), d'origine interne, d'une profondeur qui varie de 10 à 700km, dû à un relâchement de contraintes (pression) déclenché par la libération soudaine d'une grande quantité d'énergie potentielle accumulée lentement dans les roches.

Suite à la propagation des ondes élastiques due à cette libération d'énergie, ce mouvement se traduit en surface par un déplacement du sol plus ou moins fort selon l'intensité sismique et qui peut aller jusqu'à la rupture des roches superficielles et à l'apparition des failles. Il se produit actuellement, en moyenne 300 000 tremblements de terre par an mais seulement 1 à 2000 sont perçus par l'homme, et sur ceux-ci, seuls 200 sont assez forts pour produire des dégâts et 20 environ peuvent être considérés comme des séismes majeurs, autrement dit dévastateurs.

2.1.1.2. Tectonique des Plaques

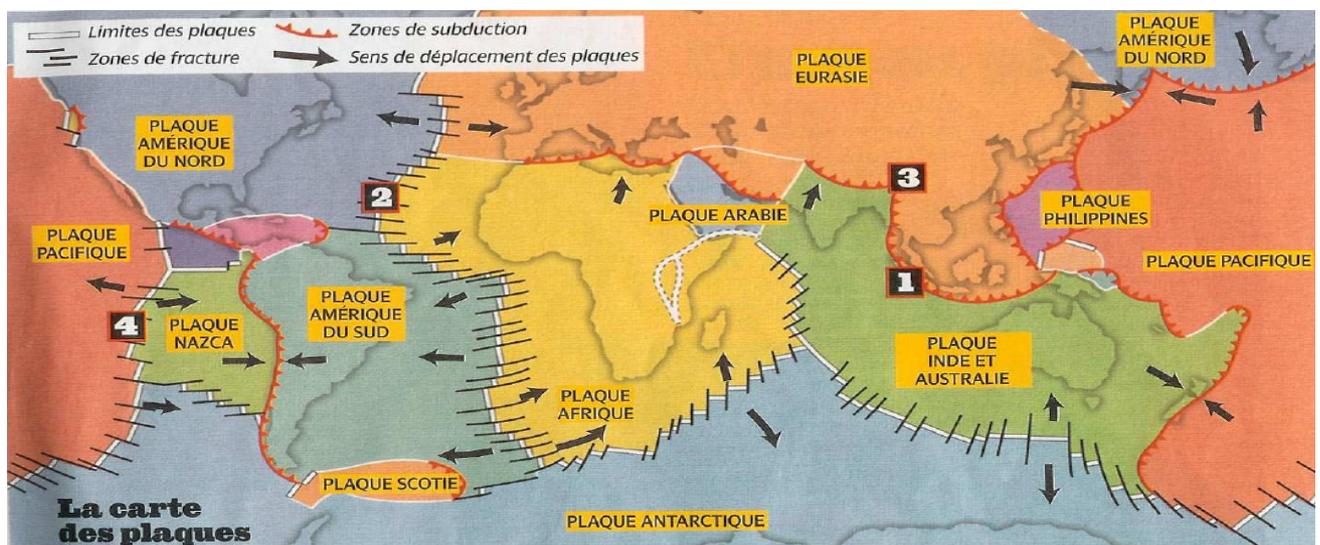


Figure 2.1: Plaques tectoniques (Zacek)

La Terre est vivante. A l'échelle géologique, les continents s'assemblent et se disloquent, les mers apparaissent et disparaissent. La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent mais aussi il y en a qui coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Les mouvements des plaques lithosphériques résultent du fait que ces dernières flottent sur les zones de faibles vitesses (Z.F.V) ou le royaume du magma interne animé des mouvements rhéosphériques générées par des réactions thermonucléaires sous l'effet de très hautes températures (>1800°C) et de très fortes phases de pressions (>12kBars). C'est ces mouvements qui provoquent selon le sens, les déplacements convergents ou divergents à des vitesses très variables.

Alors qu'en profondeur, les plaques se déplacent régulièrement de quelques millimètres à quelques centimètres par an. Dans la partie supérieure de la croûte terrestre, ce mouvement n'est pas continu. Les failles peuvent rester bloquer durant de longues périodes tandis que le mouvement régulier des plaques se poursuit. La région de la faille bloquée se déforme alors progressivement (déformation élastique lente) en accumulant de l'énergie, jusqu'à céder brutalement ; c'est la rupture sismique, les contraintes tectoniques se relâchent. La faille se bloque à nouveau et le cycle sismique recommence.

2.1.1.3. Géographie des séismes et leur classement

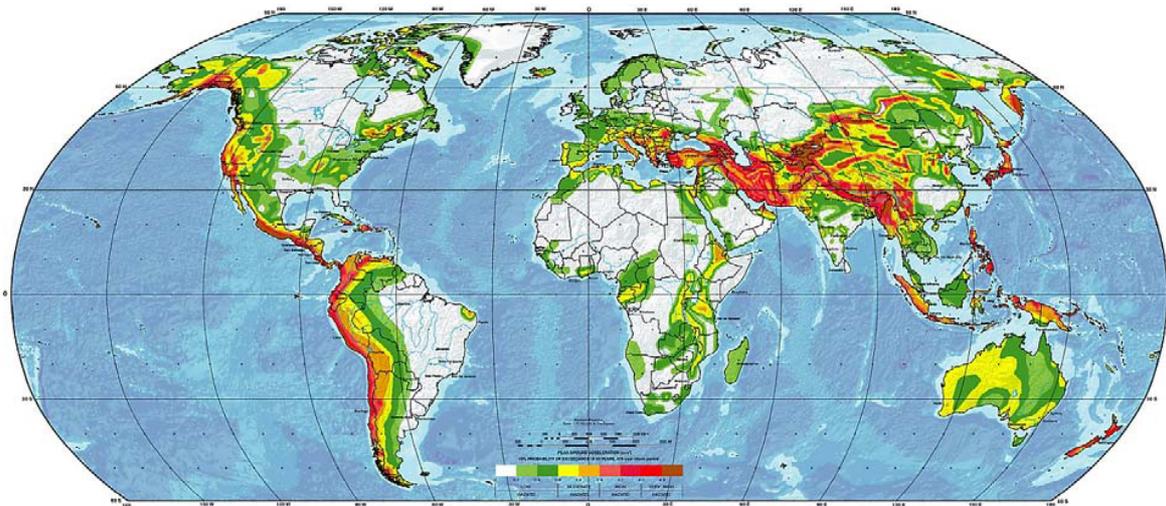


Figure 2.2: Carte de l'aléa sismique dans le Monde (Plumier, 2006)

Les épicentres des tremblements de terre violents se trouvent dans leur grande majorité dans les zones de séparation des plaques (séismes inter-plaques dits tectoniques), ce qui confirme bien la théorie de la tectonique des plaques. Toutefois, il y a un grand nombre de séismes qui se produisent en dehors de ces limites de plaques (séismes intra-plaques). Certains d'entre eux sont dus à la répercussion des tensions entre les plaques jusqu'à l'intérieur des continents (ils causent des déformations intracontinentales et ils peuvent être violents comme c'est le cas en Chine centrale et orientale). D'autres sont des séismes d'effondrement (écroulement des cavités) et des séismes volcaniques dus au déplacement du magma).

On distingue trois ceintures différentes caractérisées par la densité géographique des séismes observés, à savoir:

- Ceinture du Pacifique : appelée également ceinture du feu à cause de nombreux volcans qui s'y trouvent. Elle libère à elle seule 80% de l'énergie sismique libérée chaque année.
- Ceinture transasiatique : elle libère 15% de l'énergie sismique annuelle, raccordée à la ceinture du pacifique en Indonésie, elle se prolonge jusqu'à la Méditerranée.
- Dorsales océaniques : elles libèrent presque la totalité des 5% d'énergie restante.

(Zacek M., 1996)

Il est important de ne pas perdre de vue que l'homme peut aussi provoquer les tremblements de terre : des explosions nucléaires ou classiques, le poids d'eau des réservoirs artificiels et le changement des conditions hydrauliques des sites qu'ils entraînent, ainsi que des effondrements de terre importants suite à des activités humaines peuvent déclencher des séismes artificiels de grande violence au niveau régional. Cependant leurs conséquences même dramatiques ne peuvent être comparées à celles des séismes naturels.

2.1.1.4. Ondes sismiques et leurs enregistrements

Du latin, "Unda" qui signifie eau constante ou flot, une onde est un phénomène résultant de la propagation dans un milieu d'une succession de perturbations de courte durée transmises avec transfert d'énergie mais sans transfert de matière. Les propriétés élastiques des roches et des sols permettent à l'énergie libérée au foyer du séisme de se propager dans toutes les directions sous forme d'ondes.

Les ondes sismiques appartiennent à deux grandes familles, et qui sont:

- les ondes de volume,
- et les ondes de surface

a) Ondes de volume

Elles sont de deux types: ondes longitudinales et ondes transversales

- Les ondes longitudinales appelées aussi "ondes primaires" ou "ondes P" car elles sont les plus rapides et les premières à arriver à la surface. Ce sont des ondes de compression et de dilatation dans le sens de propagation et elles se propagent dans tous les milieux avec une vitesse moyenne est de 7 à 8km/s.
- Les ondes transversales appelées aussi "ondes secondaires" ou "ondes s" car elles atteignent la surface de la Terre en deuxième position. Ce sont des ondes de cisaillement perpendiculaires à la direction de propagation, et qui ne se propagent que dans les milieux solides.

b) Ondes de surface

Elles sont générées par les ondes de volume en surface. En effet, à la surface terrestre qui constitue une limite entre le milieu solide (ou liquide) et le milieu gazeux, les conditions physiques et géométriques font que les ondes P et S induisent à la surface des ondes de longues périodes et de grandes amplitudes. Leur importance diminue avec la profondeur du foyer. On en distingue les "ondes de Rayleigh" (R) qui font décrire aux particules du sol des mouvements elliptiques dans le sens rétrograde, et les "ondes de Love" (L) particulières aux milieux stratifiés et anisotropes et qui ne traversent que les milieux solides. Elles provoquent des cisaillements du sol dans les plans parallèles à la surface en ébranlant des constructions horizontales.

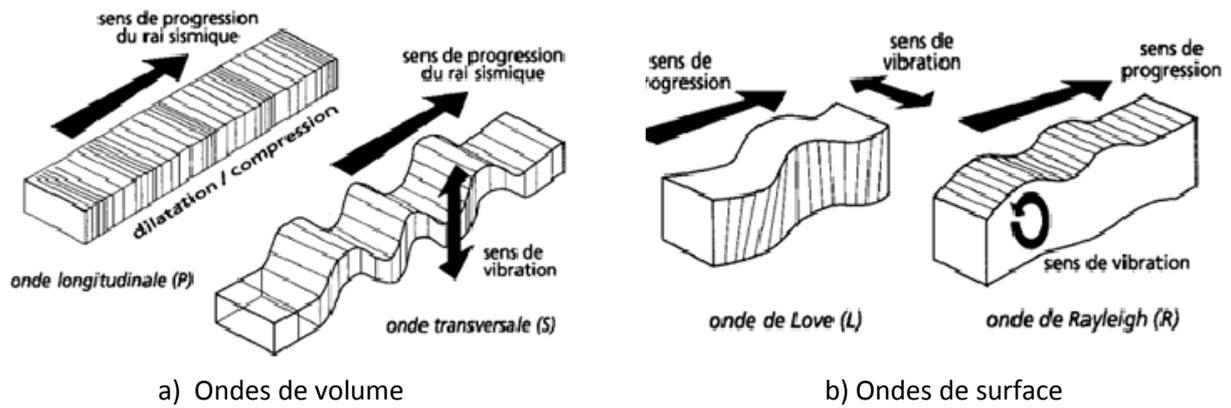


Figure 2.3: Ondes sismiques

Les mouvements sismiques du sol même moyens peuvent être détectés aux antipodes de leur épicentre. Leurs secousses sont mesurées au moyen de sismographes depuis 1930. Dans les stations d'enregistrement, nous trouvons soit les plus classiques de ces appareils qui sont construits sur le principe des pendules et enregistrent les vibrations du sol, soit les sismographes les plus récents qui mesurent les déformations du sol et les enregistrent sur papier photographique ou sur bande magnétique. Ces derniers permettent de rejouer l'enregistrement avec éventuellement le filtrage ou amplification.

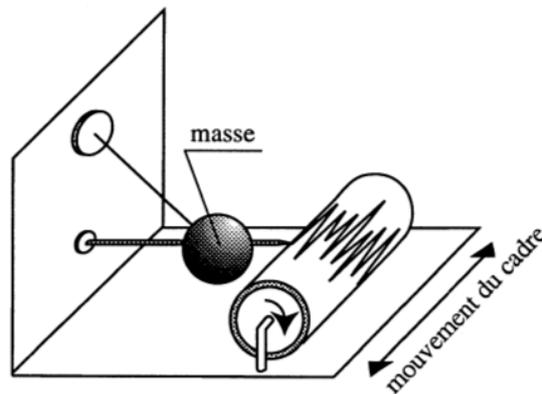


Figure 2.4: Sismographe classique

Les enregistrements des secousses en fonction du temps sont appelés les "sismogrammes". Après corrections pour éliminer l'influence des oscillations propres du sismographe, ils caractérisent les mouvements sismiques du sol sur un site donné.

En général, les enregistrements des secousses sont présentés sous forme d'accélération en fonction du temps, et dans ce cas les appareils sont appelés accéléromètres et leurs enregistrements, les accélérogrammes. Cependant, les caractéristiques peuvent être les vitesses ou les déplacements en fonction du temps.

Par ailleurs, il faut souligner le fait que sur un autre site à égale distance de l'épicentre, l'enregistrement d'un même séisme sera différent étant donné que l'amplitude et la fréquence de ces ondes sont inégalement modifiées selon les caractéristiques physiques, mécaniques et géométriques des milieux traversés entre le foyer et les stations d'enregistrement.

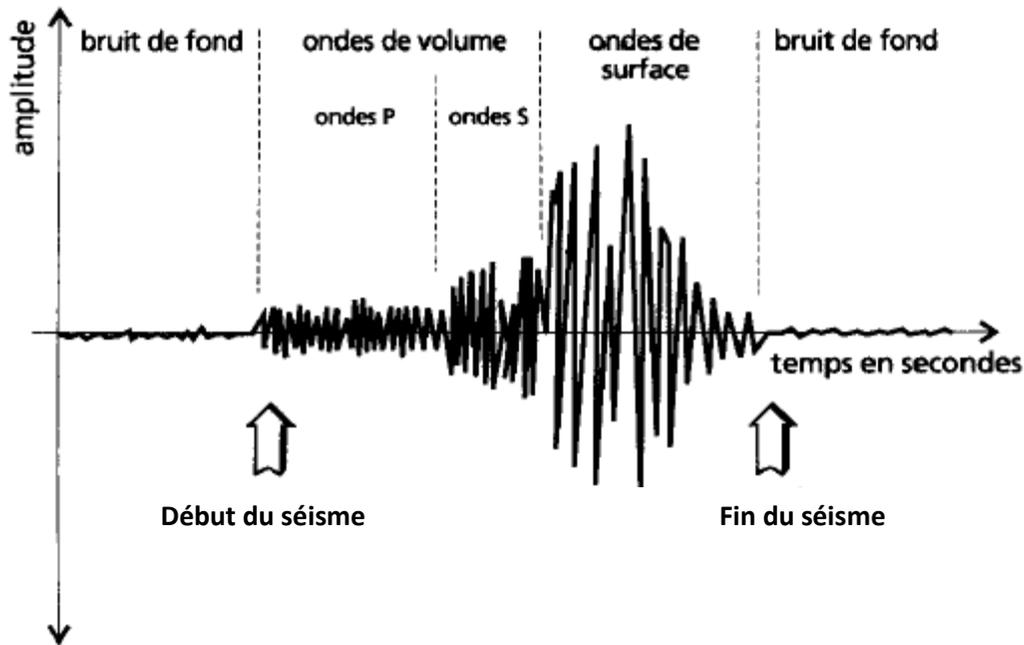


Figure 2.5: Allure schématique d'un sismogramme (Zacek, 1996)

Les sismogrammes fournissent également la durée des séismes qui ne dépasse généralement pas 40 secondes bien que des séismes de quelques minutes ont déjà été enregistrés. Ils permettent aussi de localiser les épicentres des séismes en exploitant les différences de temps d'arrivée à au moins trois stations suffisamment éloignées de l'épicentre (afin que les ondes P aient eu le temps de se séparer des ondes S). Cette localisation est très facile pour les séismes superficiels (90% des cas) car la distance épicentrale est à peu près égale à la distance focale. Pour les séismes profonds, il y a lieu de calculer d'abord la profondeur du foyer avant de localiser l'épicentre.

En pratique, pour connaître complètement le mouvement du sol à un endroit donné, on dispose au moins de trois sismographes, soit un dans chaque direction de l'espace. Les accélérations sismiques sont généralement données en fonction de l'accélération de la pesanteur g . Notons que l'homme est capable de percevoir les accélérations de $0,05g$ et commence à perdre l'équilibre à $0,1g$, accélération à partir de laquelle les constructions de mauvaise qualité subissent les dommages. (Zacek, 1996)

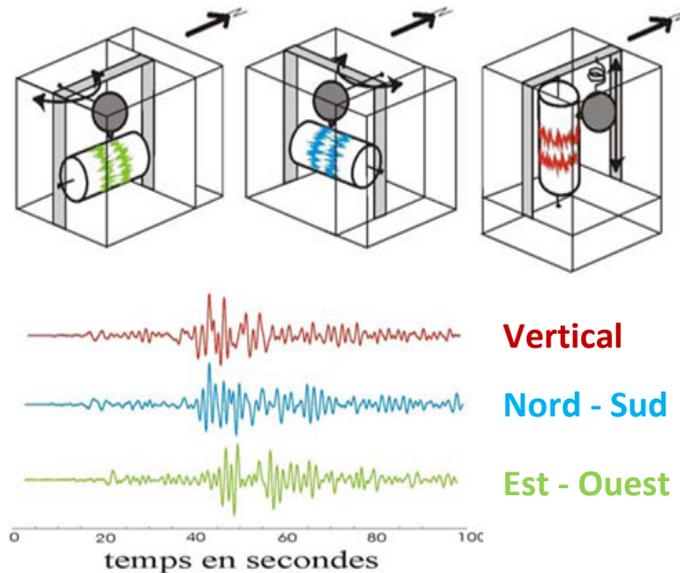


Figure 2.6: Dispositif d'enregistrement à trois composantes sismiques

2.1.1.5. Caractérisation des séismes

Pour caractériser les séismes, il existe plusieurs paramètres mais les plus importants sont le foyer (hypocentre), la faille, l'épicentre, la fréquence, la durée des vibrations, la magnitude et l'intensité.

a) Foyer

Appelé aussi hypocentre, c'est le point de départ du séisme. C'est-à-dire la région de la faille d'où partent les ondes sismiques (il peut se trouver à une profondeur qui peut atteindre 700km).

b) Faille

C'est une rupture de la roche en profondeur sur une grande longueur et pouvant se propager jusqu'à la surface.

c) Epicentre

C'est le point de la surface du sol le plus proche du foyer (il se situe donc sur la verticale du foyer et il est défini par les coordonnées géographiques).

d) Fréquence et durée des vibrations

Ces deux paramètres ont une incidence fondamentale sur les effets en surface.

e) Magnitude

C'est un paramètre lié à la quantité d'énergie réel libérée par un séisme. On la calcule à partir du signal enregistré par un sismographe ou à partir de la durée de ce signal.

f) Intensité

Elle ne se calcule pas mais se mesure sur l'échelle MSK graduée de I à XII, en fonction de l'ampleur des dégâts produits. Il n'existe aucune véritable relation entre la magnitude et l'intensité.

2.1.2. Comment mesure-t-on la force d'un séisme ?

La taille d'un séisme peut être caractérisée par des grandeurs suivantes.

2.1.2.1. Magnitude d'un séisme

La magnitude est une évaluation de l'énergie libérée au foyer du séisme. C'est une grandeur calculée (et non évaluée), en général, à partir de l'amplitude des ondes sismiques, et donc en fonction de l'énergie E_c libérée à la source du séisme sous forme d'ondes. Le premier type de cette échelle micro sismique a été proposé par Wadati au Japon en 1931, mais d'importantes améliorations ont été apportées par l'américain Charles Richter en 1935 (d'où le nom d'échelle de Richter) qui a défini la magnitude locale " M_L " comme le logarithme décimal de l'amplitude maximale de l'onde sismique "S", mesurée en μm , et enregistrée par un sismographe normalisé situé à 100km de l'épicentre sur un sol ferme.

$$M_L = \log_{10} \frac{A}{A_0} \quad (2.1)$$

Avec,

A = amplitude maximale de l'onde sismique S sous le sismographe étalon (du type Wood Anderson, pendule de torsion de période propre 0,8 s muni d'un dispositif amplificateur de coefficient 2800) supposé placé à 100km.

A_0 = amplitude de référence soit $1\mu m$

Depuis la proposition initiale de Richter, beaucoup d'autres définitions ont été données à la magnitude surtout en fonction, de l'amplitude des ondes de surface, de la durée du séisme, du moment sismique M_0 en 1977 (M_w appelée magnitude de Kanamori du nom de son inventeur, elle est la plus utilisée aujourd'hui).

Aucun séisme n'a encore atteint une magnitude 10 sur l'échelle de Richter, cependant l'échelle reste ouverte. La relation entre cette quantité M_w et l'énergie libérée au foyer sous forme d'ondes sismiques E_c (en joules) pour les séismes superficiels (dont le foyer se situe à moins de 60km de l'épicentre) est :

$$\log_{10} E_c = 1,5M_w + 4,8 \quad (2.2)$$

La magnitude donne seulement l'ordre de grandeur de l'énergie libérée au foyer mais cette grandeur n'est pas utilisable par l'ingénieur des constructions qui s'intéresse à un mouvement de surface dans une zone géographique donnée.

2.1.2.2. Intensité d'un séisme

L'intensité correspond à une échelle macroscopique qui consiste en une caractérisation de l'importance des effets matériels observés en surface et de la perception par la population. C'est la caractéristique la plus importante pour l'ingénieur. En général, l'intensité diminue à mesure qu'on s'éloigne de l'épicentre mais elle dépend aussi de la magnitude, de la distance focale, de la géologie locale et de la topographie.

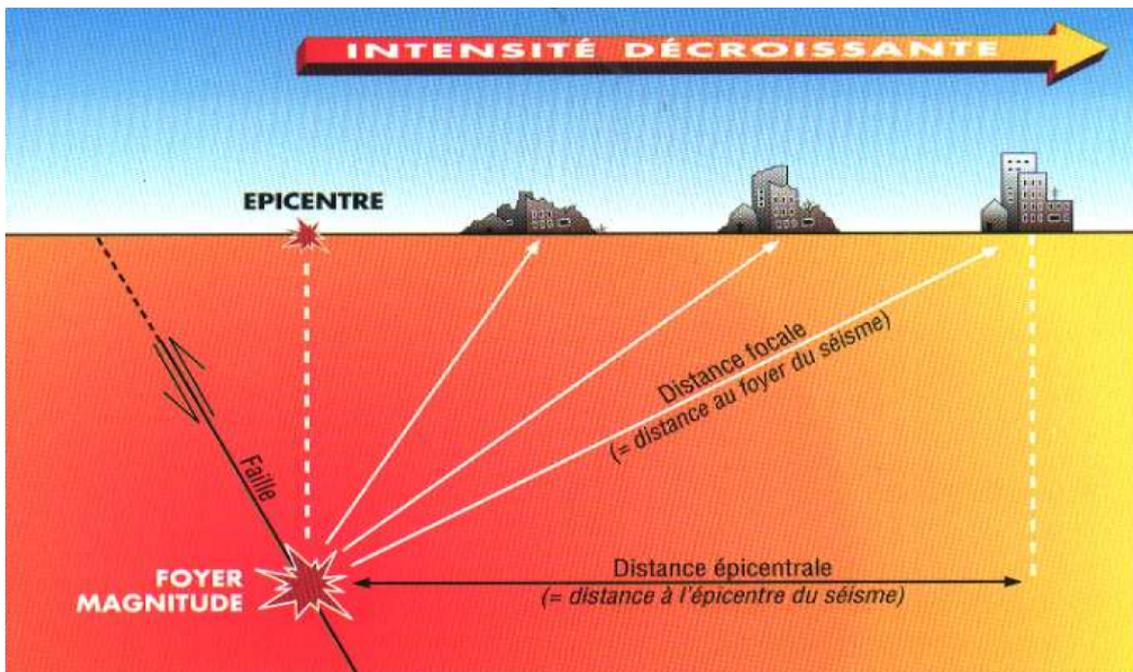


Figure 2.7: Terminologie sismique (Intensité et Magnitude)

Il existe plusieurs dizaines d'échelles d'intensité établies selon les besoins spécifiques des pays en zones sismiques. La première fut établie par Farel-Rossi, avec 10 degrés ; améliorée à 12 degrés par Concaris en 1902 ; corrigée et modifiée par Mercalli en 1956, précisée par M.S.K en 1964, ensuite corrigée, modifiée et adaptée une nouvelle fois en 1998 par EMS (European Microseismic Scale) et appliquée à partir de Janvier 2000.

La plus utilisée actuellement est celle de Medvedev, Sponheuer et Karnik (échelle M.S.K) graduée de I à XII qui s'intéresse aux conséquences et prend en compte les types de constructions et le degré de dommages. Un même séisme sera ressenti avec des intensités différentes selon la distance par rapport à l'épicentre et selon les caractéristiques locales (effets de site).

Intensité	Définition (M.S.K)	Gravité des effets
I	Secousse non perceptible	
II	Secousse à peine perceptible	Effets ressentis seulement par l'homme
III	Faible secousse faiblement ressenti	
IV	Secousse largement ressenti	
V	Réveil de dormeurs	
VI	Frayeur	
VII	Dommages aux constructions	Effets sur les constructions
VIII	Destruction des bâtiments	
IX	Dommages généralisés aux constructions	
X	Destruction générale des bâtiments	
XI	Catastrophe	Effets sur l'Environnement
XII	Changement de paysage	

Tableau 2.1: Résumé de l'échelle macrosismique selon M.S.K

2.1.2.3. Accélération maximale a_g

Appelée aussi accélération de pointe, c'est un paramètre important pour évaluer les effets du séisme en un endroit donné. Elle varie de 0 à 0.6g. La résultante de la force F appliquée à une construction de masse m est $F = m \cdot a_g$ si la construction est indéformable et suit le mouvement du sol (en général $F > m \cdot a_g$).

2.1.2.4. Déplacement maximal du sol d_g

C'est un autre paramètre utile pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné, qui donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à la base de la structure : quelques centimètres en zone faiblement sismique, jusqu'à un mètre en zone très sismique.

2.1.2.5. Durée du séisme

La durée du tremblement de terre est un paramètre significatif dans le processus de fissurations et de dégradations progressives des éléments d'une construction. Elle est due à la magnitude du séisme. Cette durée est au maximum de l'ordre de 60 secondes en zone de forte sismicité, et de quelques secondes en zone peu sismique.

2.1.2.6. Accélérogrammes

La caractérisation la plus explicite d'un séisme est évidemment constituée d'accélérogrammes enregistrés dans la zone géographique considérée, qui contiennent à la fois les aspects accélérations, durée et contenu fréquentiel. Les accélérogrammes constituent une donnée d'action directement utilisable par la dynamique des structures. Il existe divers types de sismographes, en général basés sur un principe pendulaire (la période étant telle que l'appareil reste pratiquement immobile alors que le sol se déplace, constituant ainsi la base de référence pour la mesure du déplacement).

2.1.2.7. Spectres de réponse

Les "spectres de réponse" constituent la caractérisation des tremblements de terre la plus couramment utilisée par les ingénieurs de constructions. Ce sont des courbes, sous-produits des accélérogrammes qui permettent un calcul simple des efforts internes dans une structure soumise aux séismes. On distingue trois types de spectre:

a) Spectre de calcul

Un spectre de réponse qui est l'enveloppe de l'ensemble des spectres correspondant à plusieurs accélérogrammes enregistrés dans les sites comparables du point de vue nature du sol.

b) Spectre normalisé

Du fait que ces accélérogrammes résultent des séismes d'importances différentes, les spectres déduites ne sont pas directement comparables, il faut donc au départ appliquer à chacun d'entre eux, une affinité pour qu'ils aient même valeur d'intensité spectrale. Ce sont les spectres normalisés.

c) Spectre réglementaire ou spectre des codes parasismiques

Les règlements parasismiques imposent des spectres déduites des spectres de calcul et modifiés pour tenir compte forfaitairement de l'intervention des modes supérieurs ou du comportement non linéaire des structures.

2.1.3. Comment se manifestent les séismes?

2.1.3.1. Effets directs

Il s'agit des effets produits par des mouvements vibratoires du sol qui sont à l'origine des déformations du terrain, et la mise en oscillation des constructions:

- Effet de site: la configuration du terrain (topographie et géologie) peut modifier l'ampleur du signal vibratoire.
- Les déformations du sol qui se produisent à proximité des "failles actives", peuvent participer à la modification du signal vibratoire. Aussi, ces effets à leur tour peuvent engendrer des catastrophes de toutes sortes. Il ne faut jamais construire sur ou au voisinage d'une faille.

2.1.3.2. Effets induits (Plumier, 2006)

a) Liquéfaction du sol

C'est un phénomène très courant lors d'un passage d'un tremblement de terre et les sables fins saturés d'eau peuvent en être le siège très souvent. La mise en mouvement du sol entraîne une remontée de la pression interstitielle provoquant la réduction de la résistance au cisaillement de ce sol jusqu'à atteindre une résistance nulle. Son explication mathématique réside dans la théorie des contraintes.

En effet, la résistance au cisaillement d'un sol est donnée par la relation suivante:

$$\tau_R = (\sigma - u) \tan \phi \quad (2.3)$$

Avec,

ϕ = angle de frottement interne du sol

$(\sigma - u)$ = pression effective

σ = pression totale

u = pression interstitielle de l'eau contenue dans le sol.

Comme la mise en mouvement du sol entraîne une montée de la pression interstitielle, il y a réduction de la résistance de cisaillement du sol jusqu'à son annulation : $\tau_R = (\sigma - u) \tan \phi = 0$. Cette annulation de la résistance au cisaillement fait que le sol se comporte comme un liquide, d'où le terme de liquéfaction du sol.

Une des conséquences de la liquéfaction est le fait qu'une couche non liquéfiée se trouvant sur une couche liquéfiée provoquerait un glissement de la première couche sur la deuxième. Ce glissement entraîne le plus souvent la chute ou le renversement du bâtiment. Pour remédier à ce problème, des essais sont réalisés en laboratoire par des géotechniciens afin d'examiner si le sol de fondation de la future structure est liquéfié. En général il s'agit de sable fin à moyen à grains arrondis et saturé d'eau, se trouvant entre deux couches d'argile imperméable. Lorsque c'est le cas, il est préférable de ne pas fonder la structure sur ce type de sol et essayer d'atteindre d'autres profondeurs où le terrain sera plus avantageux.

Les facteurs favorables à l'apparition du phénomène de liquéfaction sont :

- une énergie de vibration importante (fort tremblement de terre), nécessaire pour élever significativement la pression interstitielle,

- un sable fin à moyen, de densité peu élevée, à grains arrondis (faible cohésion) et saturé en eau. Cette dernière circonstance se rencontre le plus souvent lorsque des couches de sable sont comprises entre des couches d'argile imperméable.



Figure 2.8: Liquéfaction du sol aux abords de l'oued Isser (séisme de Boumerdes, 2003)

b) Tsunami

Si le mouvement du bord de la faille est de type coulissant vertical et qu'il a eu lieu au fond de la mer, il entraîne une aspiration d'eau si le fond descend d'un côté de la faille ou une poussée appliquée à l'eau si le fond monte d'un côté de la faille. C'est ce jeu de faille qui provoque à la surface de l'eau, une onde pouvant se propager à des centaines de kilomètres de la zone épiscopentrale avec une vague pouvant avoir plus de 10m de hauteur. Le tsunami est l'effet du déferlement de cette vague qui peut entraîner sur son passage, les constructions, les bateaux et les humains. Notons qu'il existe aussi d'autres effets indirects comme les tremblements de mer et les seiches.

2.1.3.3. Effets sur les constructions

Les grands mouvements de terrain induits par les séismes peuvent avoir des conséquences catastrophiques pour les constructions. La protection contre ces effets indirects lorsqu'elle est possible entraîne les dépenses très élevées pour un résultat peu sûr. Hormis ces effets induits, les tremblements de terre sont dangereux pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages qui peuvent provoquer les effets secondaires comme les incendies, explosions, pollution chimique, etc. par rupture de conduite de gaz ou d'autres fluides. Les ruptures de digues ou de barrages sont particulièrement catastrophiques.

2.1.3.4. Effets sur l'homme

Au-delà des pertes en vies humaines et des blessures causées par la destruction des constructions, les séismes violents peuvent avoir d'autres conséquences graves pour l'homme : les crises cardiaques provoquées par la peur, les troubles psychiques individuels ou collectifs qui entraînent un comportement irrationnel pouvant gêner les secours, etc. Il est donc souhaitable d'éduquer à titre préventif la population des régions sismiques et de les informer sur la conduite à tenir en cas de séisme.

2.1.4. Quelles sont les mesures prises en Algérie?

2.1.4.1. Peut-on prévoir un séisme ?

La prévision des séismes est encore hasardeuse même si beaucoup de pays disposent un réseau d'observation et un service sismologique bien équipés. Cependant, les avancés promettent de grands progrès dans les années à venir. Aujourd'hui, l'homme est capable dans une certaine mesure d'identifier les principales zones où peuvent survenir les séismes. Par contre, la prédiction ou la prévision d'un séisme à court terme n'est actuellement pas opérationnelle sur le plan scientifique. En effet, il s'agirait d'évaluer trois paramètres, à savoir:

- la localisation (où exactement va se produire le séisme),
- la magnitude (avec quelle importance),
- et la date d'apparition (quand se produira-t-il exactement).

La méthode la plus prometteuse pour la prévision des séismes est basée sur les « lacunes ». On a observé que dans une région active, les séismes violents se produisent à des intervalles de temps de même ordre de grandeur : si dans une zone donnée, il apparaît qu'une période relativement importante est vide de séismes moyens, on peut en déduire qu'il se produira un séisme important dans un délai maximum probable, en soulignant néanmoins qu'une migration des épicentres n'est pas exclue.

La prédiction temporelle des séismes est basée sur l'utilisation combinée des méthodes suivantes:

- l'exploitation des archives pour évaluer le rythme des périodes calmes et des périodes actives,
- les séismes précurseurs : un séisme fort est souvent précédé d'une recrudescence de l'activité sismique,
- les mesures géodésiques : déformations du sol à l'échelle régionale ou locale (soulèvement général),
- les mesures des contraintes du sol,
- les mesures magnétiques,
- les émanations gazeuses (radon dans les régions granitiques) libérées par la formation des microfissures dans le sol,
- le comportement animal.

Toutes ces méthodes cherchent à contrôler l'évolution de certains paramètres physiques descriptifs de l'état du sol. L'idée étant que l'accumulation des contraintes ou de déformations dans l'écorce terrestre qui va conduire au mécanisme sismique soit décelable en profondeur pour mieux se préparer.

2.1.4.2. Surveillance

On ne sait pas prédire un séisme mais on sait surveiller pour mieux connaître. L'activité sismique en Algérie est sous haute surveillance. Le réseau national de surveillance sismique enregistre en continu et localise pratiquement en temps réel, les séismes algériens (images, dégâts possibles et zones touchées) grâce notamment aux 60 nouvelles stations numériques faisant appel aux technologies récentes basées sur des connexions par satellites dont l'Algérie s'est dotée après le séisme de 2003.

L'organisme en charge, le CRAAG (Centre de Recherche en Astrophysique, Astronomie et Géophysique) a comme mission :

- la surveillance sismique grâce aux réseaux national et international,

- le développement de la recherche dans les domaines de la géophysique et l'astrophysique,
- et la diffusion des connaissances.

2.2. SISMICITE EN ALGERIE

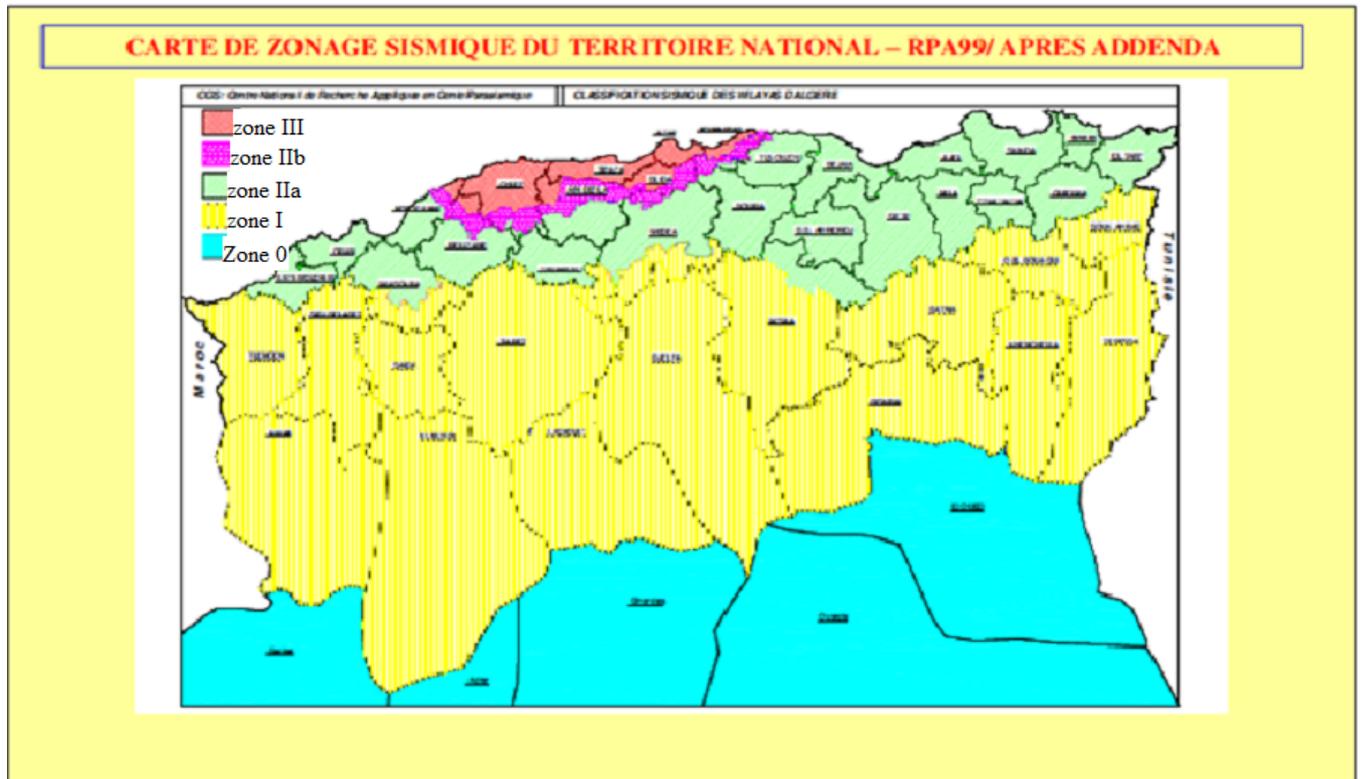


Figure 2.9: Carte de zonage sismique d'Algérie (RPA 99 version 2003)

Les limites naturelles de l'Algérie sont la Mer Méditerranée au Nord (1200 km de côtes), le Maroc à l'Ouest, la Tunisie et la Libye à l'Est, la Mauritanie et le Sahara Occidental au Sud-ouest et finalement le Mali et le Niger au Sud. Par sa superficie (2 381 741 km²), l'Algérie est après le Soudan, le deuxième plus grand pays d'Afrique et du monde arabe.

Le pays comprend quatre grands domaines du Nord au Sud:

- l'Atlas Tellien, constitué de reliefs escarpés et de plaines littorales dont les plus riches d'Algérie sont la Mitidja au centre, le Chélif à l'Ouest et le Seybouse à l'Est,
- les Hauts Plateaux,
- l'Atlas saharien forme une longue suite de reliefs orientés NE-SO s'étendant du Maroc à la Tunisie,
- et le Sahara qui est un désert formé de grandes étendues de dunes, de plaines caillouteuse et parsemé d'oasis.

L'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud-atlasique : le Nord du pays porte l'empreinte de la tectonique alpine tandis que le Sud formé par la plateforme saharienne est relativement stable et la tectonique y est moins prononcée.

Du point de vue géodynamique, l'Algérie est située sur une limite majeure entre deux plaques tectoniques : la plaque Eurasienne et la plaque Africaine. Le séisme du 21 mai 2003 est lié à un contexte tectonique compressif créé par la remontée nord-ouest de la plaque Africaine contre la plaque Eurasienne. D'après le modèle global, la vitesse de raccourcissement entre les deux plaques est estimée entre 5 et 6 mm/an dans la région d'Alger. L'affrontement entre les deux plaques a donné naissance notamment à la chaîne de l'Atlas Tellien. Ce massif forme une zone complexe constituée de nappes mises en place au Miocène inférieur.

La tectonique est celle de la collision Afrique-Europe et l'Algérie du Nord a été victime de nombreux séismes qui sont majoritairement des séismes en faille inverse en accord avec le mouvement général de compression à la frontière des plaques tectoniques Eurasie et Afrique.

Les cartes sismo-tectoniques disponibles pour l'Algérie du Nord font état de deux types de failles. D'une part, des failles décrochantes dont la faille de Thénia, et d'autre part des failles en compression avec des prolongements marins probables. Ainsi, les failles bordant la Mitidja et le Sahel se continueraient en mer au large de la côte entre Boumerdes et Dellys.

L'avant dernier tremblement de terre majeur en Algérie date du 10 octobre 1980. De magnitude 7,1, celui-ci avait frappé la région d'El Asnam (anciennement Orléans ville et désormais appelée Chleff). La ville avait été sévèrement touchée et comptait près de 5000 morts. En 1954 la même ville avait été meurtrie par un séisme de magnitude 6,4 qui avait fait plus de 1000 morts.

D'autre part, la région Ouest d'Alger jusqu'à Cherchell a connu de nombreux séismes destructeurs par le passé notamment ceux de 1365, 1716, 1722. Aux alentours immédiats, on peut citer les séismes de Cherchell (1735 et 1847), Hadjout (1756), Koléa (1802) et Mitidja (1867). A 80 km au sud-est d'Alger, le séisme de 1910, a atteint une magnitude de 6,4.

Enfin, plus récemment, plusieurs séismes de magnitude comprise entre 5 et 6 se sont produits à l'Ouest d'Alger dans les régions de Cherchell, Tipaza et Médéa en 1988, 1989 (70 morts et 150 000 sans abris), 1990 et 1996. Tous ces séismes ont été largement ressentis à Alger.

A l'Est d'Alger, les cartes de sismicité historique et instrumentale montrent une zone de faible sismicité s'étendant au delà de Tizi Ouzou, à toute la Kabylie. C'est dans cette région qu'est localisé le séisme du 21 Mai 2003. (AFPS, 2003)

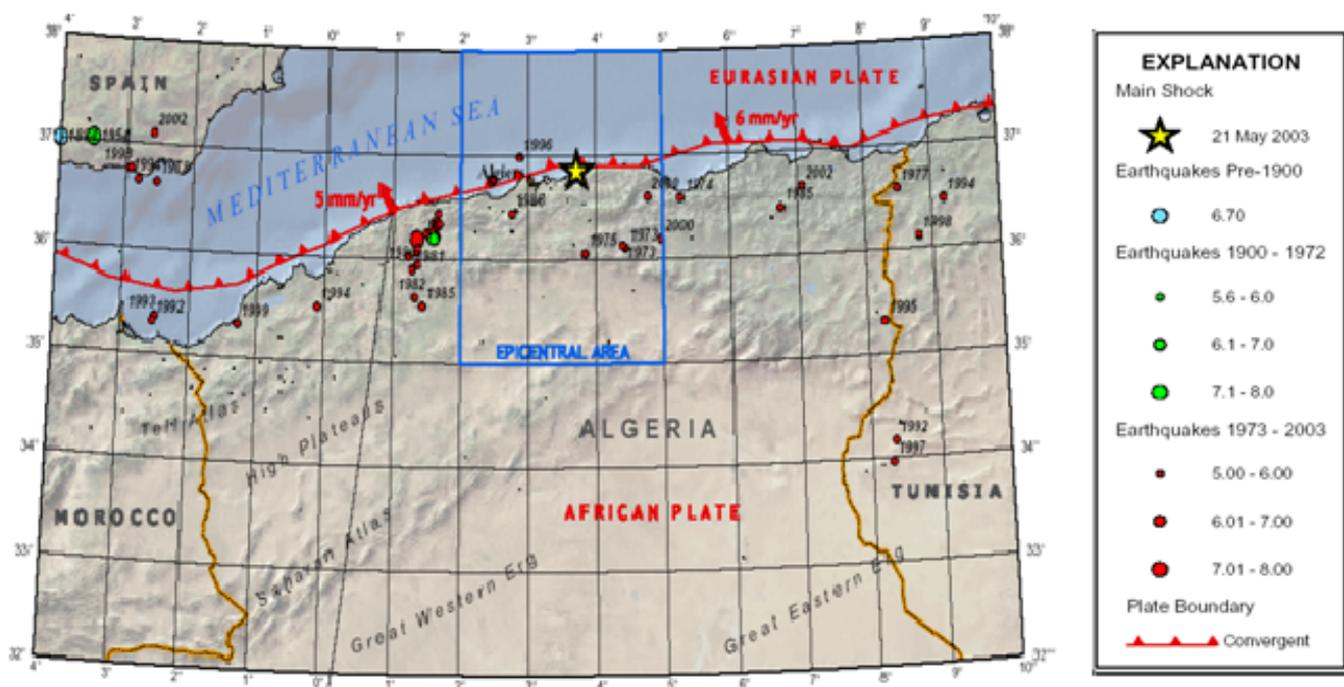


Figure 2.10: Carte sismo-tectonique de l'Algérie du Nord

2.3. EVOLUTION DES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES

Les premières règles de conception et de calcul aux séismes sont apparues en Algérie après le séisme d'Orléans ville en 1954, ce sont les AS 55. Il s'agissait d'assurer la résistance des ouvrages vis-à-vis des charges sismiques prises égales à un certain pourcentage du poids propre. Ce pourcentage était estimé à 20% environ. L'accumulation progressive d'enregistrements a permis de remettre en cause les niveaux d'accélération horizontale du sol. On s'est rendu compte que lors des séismes dévastateurs, ces accélérations pouvaient atteindre 0.5g, voir plus. A partir de ce constat, les dissipations d'énergie intervenant dans les structures permettent d'expliquer la résistance de certains ouvrages à de tels niveaux d'accélération. De là est née la réglementation dite de deuxième génération comme le PS69 (règles parasismiques françaises).

Pour le dimensionnement des ouvrages, on utilisait, jusqu'à 1978, le règlement français (PS69). L'Algérie dans son ensemble était assimilée à la région II du territoire français. A fil du temps, le retour d'expériences a permis de recueillir un bon nombre d'informations qu'il convenait d'intégrer dans les règles de conception parasismique. Aussi, après le séisme qui a secoué la région d'El-Asnam (ex-Orléans Ville, Chleff d'aujourd'hui) en 1980, il est apparu que les PS 69 n'étaient pas suffisantes pour l'Algérie.

La nécessité d'un règlement parasismique algérien tenant compte des caractéristiques géologiques et géographiques réelles de chaque région devient impérative. C'est ainsi que le CTC (organisme de Contrôle Technique de la Construction) en collaboration avec les experts de l'Université de Stanford (USA) publia en 1979, une ébauche de ce qui allait devenir en 1981, les règles parasismiques algériennes RPA81.

Pour arriver à la dernière version du règlement parasismique RPA99 version 2003, de nombreuses modifications ont été faites par le CGS (Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique), surtout après les séismes destructeurs du 10 octobre 1980 à El-Asnam et du 21 mai 2003, à Boumerdes, qui remettaient en cause un grand nombre de prescriptions.

2.4. NOUVEAUX CONCEPTS INTRODUICTS DANS LES CODES ACTUELS

Le comportement réel d'une structure soumise à une violente sollicitation sismique est fortement non linéaire et donc très complexe. Durant le séisme, la structure est en général sollicitée au de-là du domaine élastique de manière dynamique ou cyclique. Même en faisant abstraction de l'incertitude importante entachant la sollicitation elle-même, le comportement sismique structural réel est soumis à une telle variabilité que les méthodes de dimensionnement traditionnelles y perdent leur pertinence et ne doivent être appliquées qu'avec circonspection. En particulier, des précautions sont nécessaires pour pouvoir profiter pleinement de l'effet favorable de la plastification de la structure.

A cet effet, une méthode de dimensionnement moderne a été développée. Il s'agit de la méthode de dimensionnement en capacité. Effet, au lieu de se focaliser sur les sollicitations dont la détermination reste très incertaine, le dimensionnement en capacité se base sur la capacité de la structure à supporter favorablement les sollicitations d'origine sismique par la dissipation sous forme de déformations plastiques. Et, ce qui fait le "dynamisme" de ce dimensionnement, c'est que son principe de base est simple: le concepteur impose à la structure comment elle doit se comporter, autrement dit, là où elle doit se plastifier, et là où elle doit rester dans le domaine élastique-linéaire.

En d'autres termes, le concepteur choisit les endroits où les déformations plastiques doivent se concentrer (rotules plastiques) en cas de séisme.

Par conséquent, si le concept de dimensionnement en capacité est correctement appliqué, alors quelque soit le niveau de séisme envisagé, les efforts dans les différentes sections de l'ouvrage n'excéderont pas une certaine valeur qui dépend uniquement des caractéristiques intrinsèques de la structure (palier plastique des rotules).

Ce principe est particulièrement intéressant en conception parasismique compte tenu des incertitudes liées à la nature des sollicitations. Il permet par ailleurs de maîtriser l'endommagement, tant du point de sa localisation (zones de rotules plastiques choisies par le concepteur) que de son mécanisme (mécanisme de flexion privilégié).

2.5. CONCLUSION

Parmi les catastrophes naturelles, les tremblements de terre (phénomène naturel régit par la constitution géologique en profondeur de notre planète) ont des effets les plus destructeurs dans les zones aménagées et urbanisées. Bien que connues, les causes du séisme échappent à tout contrôle humain. Cependant, jour après jour, l'évolution des connaissances sur le séisme ouvre les portes vers une meilleure protection.

C'est ainsi, que de nos jours l'homme est capable de recueillir les données précieuses à travers l'enregistrement des ondes émises par les séismes passés, de localiser les zones à haut risque à travers le Monde et d'agir sur les effets des séismes à venir proportionnellement à l'aléa sismique de chaque zone.

CHAPITRE III

Comportement post-élastique des structures



COMPORTEMENT POST-ELASTIQUE DES STRUCTURES

3.1. INTRODUCTION

3.1.1. Définition

La courbe caractéristique d'un matériau (la courbe contraintes-déformations : $\sigma - \varepsilon$) dite aussi, loi de comportement, dépend de plusieurs facteurs (vitesse de chargement, température, dimensions, forme de l'éprouvette,...). Elle comporte en général les domaines suivants :

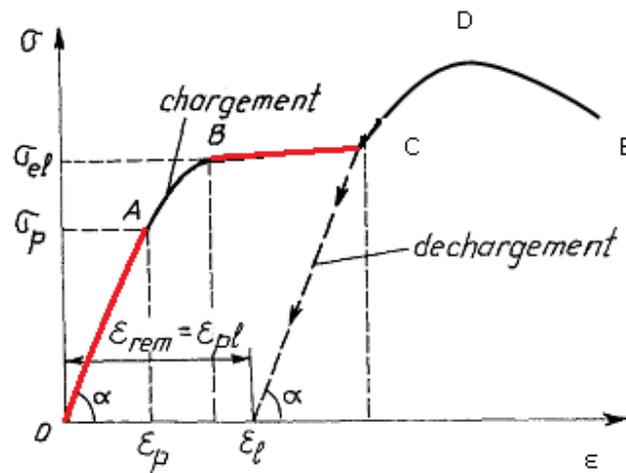


Figure 3.1 : Courbe caractéristique d'un matériau

1. OA : domaine élastique linéaire, ici les contraintes sont proportionnelles aux déformations. $\sigma = E \cdot \varepsilon$, avec $\varepsilon \in (0, \varepsilon_p)$
2. AB : domaine d'élasticité non linéaire. Si on décharge l'éprouvette, elle ne garde pas les déformations rémanentes : $\sigma = E \cdot \varepsilon^r$ (cette équation est valable pour le chargement et pour le déchargement).
3. BC : domaine plastique ou post-élastique. Si on décharge, l'éprouvette reste avec les déformations résiduelles.
4. CD et DE sont respectivement les zones de raffermissement et de rupture.

Remarques

1. Un matériau «élastique non linéaire» est un matériau dont les domaines élastique et plastique sont très limités (caoutchouc).
2. Un matériau «élasto-plastique» est un matériau dont les domaines élastique linéaire et plastique sont bien distincts. (Crainic, 2000)

3.1.2. Utilité du calcul post-élastique

Les matériaux utilisés dans le domaine du génie civil possèdent en général, un domaine élastique linéaire assez important. Le calcul courant des structures admet donc l'hypothèse du comportement linéaire et homogène pour la simplicité des méthodes de calcul mathématiques qui en découlent et pour la linéarité des relations contraintes-déformations permettant d'utiliser le principe de la superposition des effets.

Cette théorie est suffisante lorsque la structure est soumise à des charges d'exploitation normales. Mais dans le cas de l'exploitation extrême, cette hypothèse n'est plus vérifiée. Pour comprendre ce qui se passe au-delà de la limite élastique, il faut utiliser les méthodes de calcul plus rigoureuses basées sur le comportement réel des matériaux : équations non linéaires tenant compte des propriétés élasto-plastiques des matériaux ou « méthodes de calcul plastique ».

Le calcul post-élastique est indispensable dans les situations suivantes :

3.1.2.1. Calcul de la capacité de résistance des structures

Réparation et renforcement du bâti existant (renforcement des structures endommagées ou changement de destination).

3.1.2.2. Dimensionnement et optimisation des structures

Pour une structure donnée, la distribution des efforts dans le domaine élastique est unique. Par contre dans le domaine élasto-plastique, il existe une infinité de distributions compatibles avec les conditions statiques (d'équilibre), physiques et géométriques correspondant à un chargement donné. Cette particularité du calcul post-élastique permet de « choisir » des distributions avantageuses des efforts, comme par exemple :

- Eviter l'encombrement des armatures dans certaines zones (nœuds des portiques, régions d'appuis des poutres continues, etc.) pour les structures en béton armé.
- Utiliser les critères d'optimisation scientifiques permettant d'obtenir « des structures de poids minimal » pour les structures en acier.

3.1.2.3. Calcul des structures aux actions sismiques

Les charges équivalentes utilisées pour le calcul des structures aux séismes sont sous-évaluées, cela veut dire accepter un « sous-dimensionnement » aux actions sismiques. En termes énergétiques, on dit que l'énergie introduite dans une structure par un séisme, est absorbée partiellement par des déformations élastiques et réversibles. Quant au reste, il sera dissipé par des phénomènes post-élastiques.

Par conséquent, le comportement réel des structures soumises aux actions sismiques ne peut être décrit de manière satisfaisante que par des méthodes de calcul post-élastiques.

3.1.2.4. Flambement post-élastique

Le flambement engendre de grandes déformations et par conséquent, l'apparition des déformations plastiques. Pour une approche d'un calcul structural conforme à la réalité, il faut étudier le comportement post-élastique des matériaux, des sections et des éléments par des lois physiques adéquates.

3.2. LOI DE COMPORTEMENT POST-ELASTIQUE DES MATERIAUX

3.2.1. Généralités

Le calcul d'une structure comporte en général, les étapes suivantes :

1. Définition des actions externes : charges permanentes et d'exploitations, déplacements imposés (provenant par exemple de la variation de température,...) ;
2. Calcul statique : calcul des efforts (moments fléchissant, efforts tranchants, efforts normaux, les moments de torsion etc.) et les déformations dans les éléments de la structure considérée.
3. Calcul de la résistance : dimensionnement ou vérification. Ce calcul se fait pour les sections critiques de la structure.

Le calcul structural s'intéresse à différents niveaux de la structure, qui sont:

1. Au niveau « des points » des sections critiques de la structure où sont considérées les contraintes et les déformations spécifiques comme pour l'étude du comportement des matériaux,
2. Au niveau « des sections » des éléments (moments fléchissant, efforts tranchants, efforts normaux, les moments de torsion), efforts globaux qui sont résultantes de toutes les contraintes agissant sur la section considérée ;
3. Au niveau « des éléments » composants de la structure entre deux nœuds successifs où seront calculés les efforts et les déplacements.

L'étude du comportement d'une structure, doit donc s'effectuer au niveau du matériau, de la section et de l'élément.

Pour chaque niveau, il faut définir les forces spécifiques, les déformations correspondantes et la relation entre forces et déformations (loi de comportement). (Crainic, 2000)

3.2.2. Loi de comportement de l'acier

Deux catégories d'aciers sont utilisées dans la construction :

1. Aciers doux : faible quantité de carbone (0.2%).
2. Aciers écrouis : ayant subit un traitement à froid (ceux-ci ne conviennent pas pour utilisation dans la construction dans les zones sismiques).

Tous les aciers de construction possèdent dans le domaine élastique, un module d'élasticité $E=2.1 \times 10^5 \text{MPa}$. Par contre, les lois $(\sigma - \epsilon)$ caractérisant le comportement au-delà de la limite élastique sont différentes pour les deux catégories d'acier. Le comportement des aciers doux est représenté ci-dessous sur la figure 3.2-a :

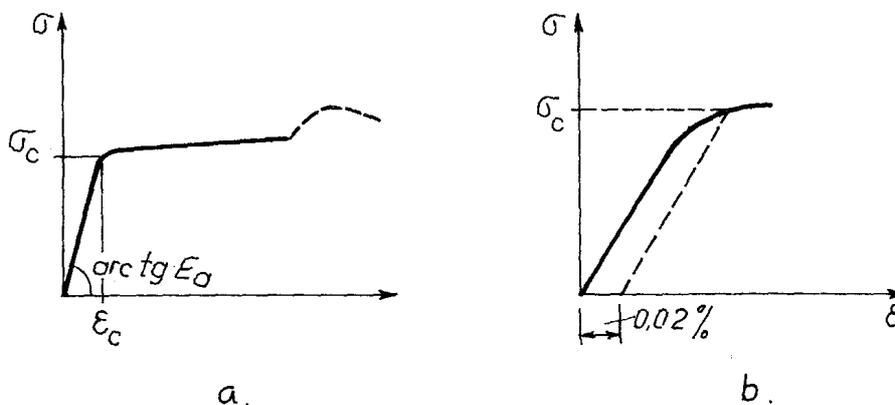


Figure 3. 2: courbes caractéristiques de l'acier

La figure 3.2-b représente la courbe caractéristique $(\sigma - \epsilon)$ d'un acier écrouis.

Les aciers écrouis n'ont pas une limite d'écoulement bien distinct. On définit alors une limite conventionnelle d'écoulement correspondant à une déformation rémanente de 0.02%. Pour les calculs, les courbes caractéristiques réelles sont remplacées par des courbes simplifiées. Les principales sont les suivantes :

1. Modèle élasto-plastique parfait « Prandtl » (figure 3.3-a) ;
2. Modèle élasto-plastique écrouis, courbe bilinéaire (figure 3.3-b) ;
3. Courbe Ramberg-Osgood (figure 3.3-c).

La courbe de Prandtl est décrite par les équations suivantes:
$$\begin{cases} \sigma = E \cdot \epsilon, & \text{si } \epsilon < \epsilon_c \\ \sigma = \sigma_c, & \text{si } \epsilon \geq \epsilon_c \end{cases}$$

La courbe de Ramberg-Osgood dépend de trois paramètres : $C_1 X + C_2 X^n$

Pour l'acier, elle devient :
$$\frac{\epsilon}{\epsilon_c} = \frac{\sigma}{E} \left[1 + \left(\frac{\sigma}{\sigma_c} \right)^{N-1} \right] \tag{3.1}$$

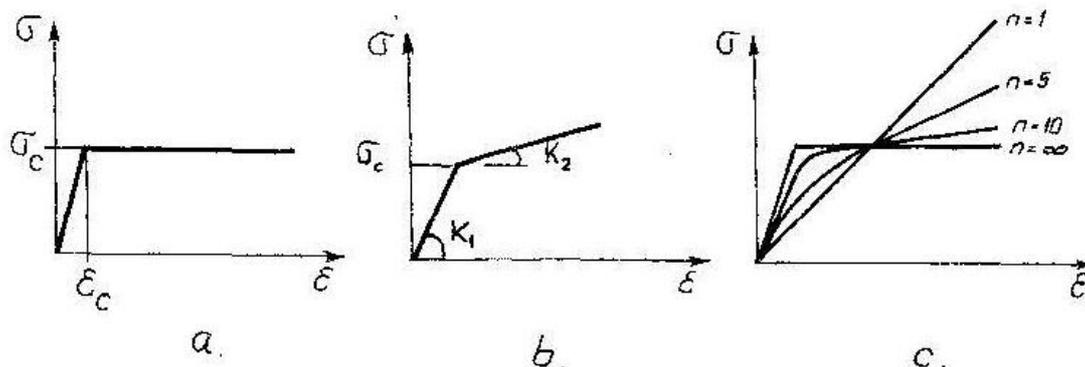


Figure 3.3: Courbes caractéristiques simplifiées

3.2.2.1. Effets de chargement et de déchargement

Deux phénomènes sont mis en évidence : la fatigue et le comportement hystérétique.

La fatigue est la diminution de la résistance suite aux chargements et déchargements répétés dans le domaine élastique.

Le comportement hystérétique représente le chargement et déchargement au-delà de la limite élastique ou fatigue à un nombre limité de cycles.

La résistance à la fatigue est définie comme étant la valeur maximale de la contrainte pour laquelle l'éprouvette résiste à un nombre illimité de cycles (>2 000 000). La situation est décrite par la Figure 3.4-b.

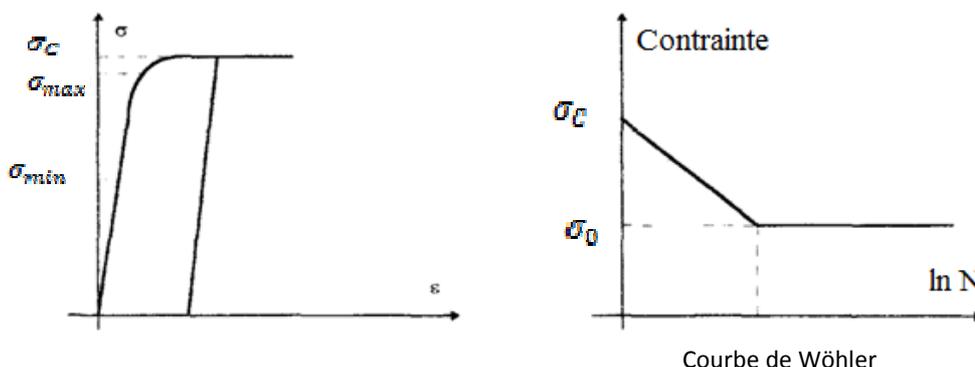


Figure 3.4: Courbe de Wöhler

Le comportement hystérétique caractérise le comportement aux déformations dépassant ϵ_c . Dans ce cas, l'éprouvette garde une déformation rémanente (à $\sigma = 0$), et au cours du chargement dans l'autre sens, la limite est plus faible: ce phénomène s'appelle « effet de Bauschinger ». L'allure de la courbe caractéristique est représentée par la figure 3.5.

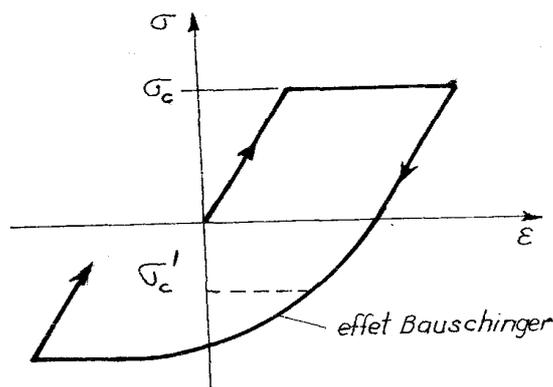


Figure 3.5: Effet Bauschinger

Le comportement hystérétique de l'acier peut être représenté (de manière simplifiée) par les modèles suivants :

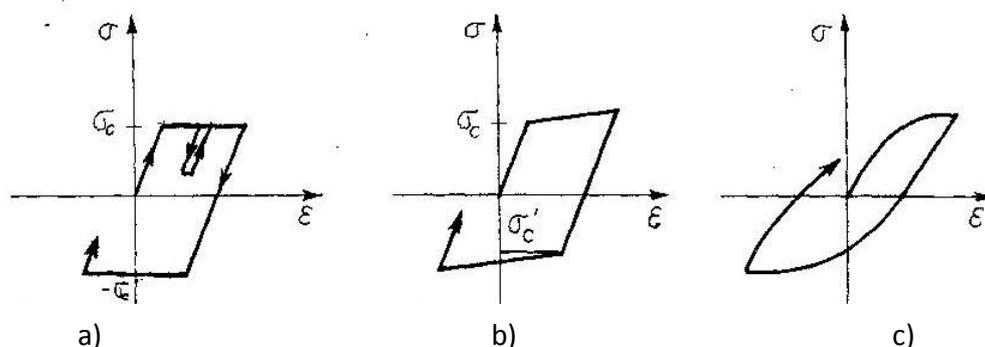


Figure 3.6 : Comportement hystérétique de l'acier

3.2.2.2. Aspects énergétiques

L'aire entre l'axe des abscisses et la courbe caractéristique représente le travail mécanique des contraintes pour un cube élémentaire. Ce travail correspond à une augmentation de l'énergie totale, donc « énergie spécifique ».

On désigne par l'énergie spécifique potentielle ou énergie élastique, l'énergie correspondant (récupérée) au déchargement complet et l'énergie dissipée, la composante correspondant aux déformations momentanées (figure 3.7). Soit :

$$E_i = E_{el} + E_{dp} \quad . \quad (3.2)$$

E_{el} est l'énergie élastique, E_{dp} est l'énergie de déformation plastique. Le facteur de ductilité μ est le rapport entre la déformation maximale ultime et la déformation au début de l'écoulement.

$$\mu = \frac{\epsilon_{max}}{\epsilon_p} \quad (3.3)$$

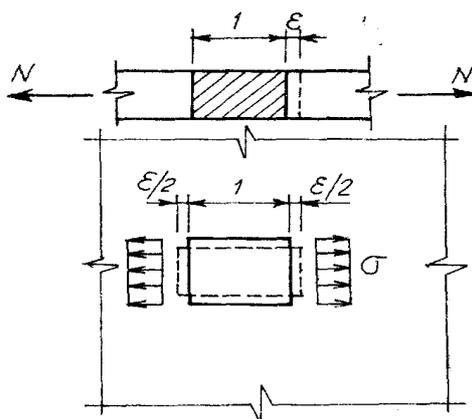


Figure 3.7: Déformations rémanentes

Pour un matériau idéal élasto-plastique, l'énergie dissipée est exprimée en fonction du coefficient de ductilité, soit:

$$E_{dp} = \sigma_c \epsilon_{pl} = \sigma_c (\epsilon_{max} - \epsilon_c) = \sigma_c \epsilon_c (\mu_\epsilon - 1) \tag{3.4}$$

Dans ce cas, on peut interpréter le coefficient de ductilité comme une mesure de la capacité d'un matériau à dissiper l'énergie à l'aide des déformations plastiques sans arriver à la rupture.

3.2.3. Loi de comportement du béton

La loi de comportement du béton en compression ($\sigma_{bc} - \epsilon_{bc}$) est déterminée à partir d'éprouvettes cylindriques d'élanement égal à 2 ($H=2D$). L'allure de la courbe caractéristique réelle est donnée par la figure 3.8.

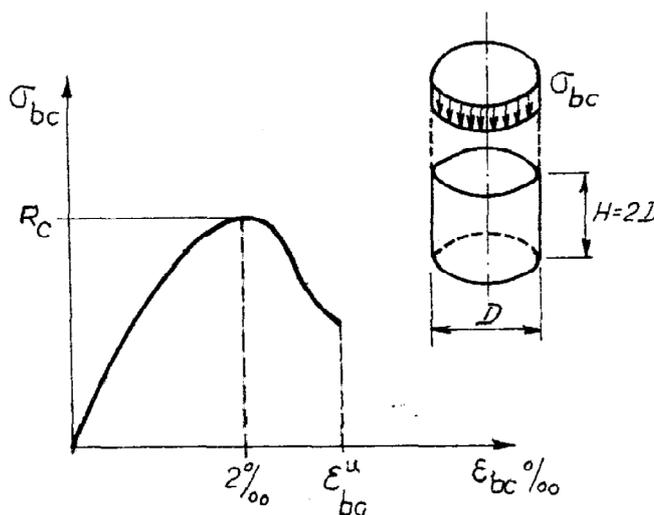


Figure 3.8: Courbe caractéristique du béton

Remarques

1. La branche descendante représente la résistance résiduelle.

2. Le domaine pseudo-plastique qui correspond à $(1/3 \text{ à } 1/2)R_c < \sigma_{bc} < R_c$ avec $\epsilon_{bc} < 0.2\%$ est caractérisé par l'existence des déformations résiduelles dues à la microfissuration du béton.
3. La valeur de ϵ_{bc} ne dépend pas de la résistance du béton
4. Le comportement élastique est très proche du comportement élastique linéaire.

La modélisation de la courbe réelle est faite par différentes courbes simplifiées. La courbe simplifiée retenue par les normes (CBA 93, BAEL, Eurocode, etc.) est de type parabolique ou droite (figure 3.9).

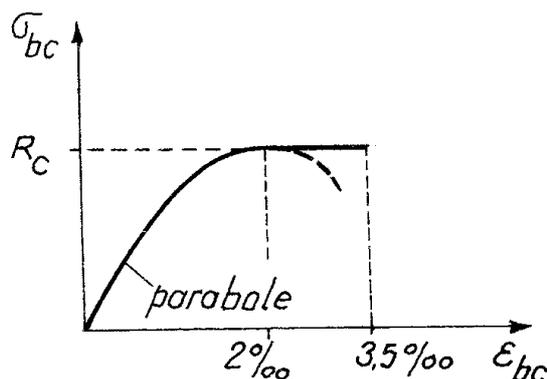


Figure 3.9: Courbe caractéristique simplifiée du béton

Pour un chargement cyclique, il faut prendre en considération les situations suivantes :

1. La fatigue
2. Le comportement au-delà de la limite élastique, sachant que pour cette situation, au fur et à mesure que les déformations spécifiques imposées à l'éprouvette augmentent, la contrainte maximale et la pente de la courbe diminuent (figure 3.8).

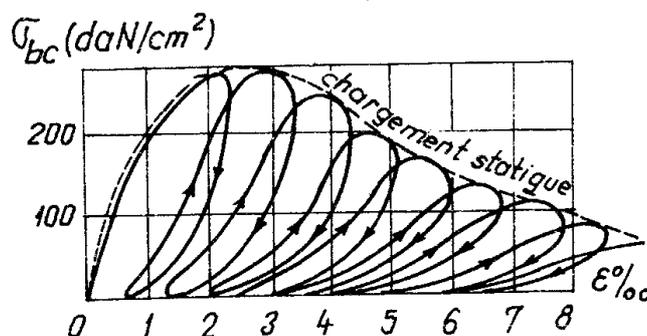


Figure 3.10: Comportement post-élastique du béton sous chargement cyclique

3.3. LOI DE COMPORTEMENT D'UNE SECTION (Crainic, 2000)

3.3.1. Généralités

Les efforts agissent dans les sections des barres: moment fléchissant (pouvant avoir deux composantes), effort axial, effort tranchant (pouvant avoir deux composantes) et le moment de torsion.

Si on considère un tronçon de longueur unité, il sera déformé sous l'action des efforts appliqués à ses extrémités selon le type de sollicitation : une rotation relative (moment fléchissant), déformations linéaires (effort axial), ou glissement (effort tranchant ou un moment de torsion).

Dans le domaine élastique, la possibilité d'appliquer le principe de superposition des effets permet de considérer chaque effort indépendamment des autres. Quand il s'agit du comportement post-élastique, le principe de superposition n'est plus valable ; on choisit les effets qui ont une influence significative sur le comportement général de la structure. En général, le moment fléchissant est plus imposant dans la plus part des structures, d'où l'intérêt apporté à la loi moment-courbure.

3.3.2. Comportement à la flexion simple

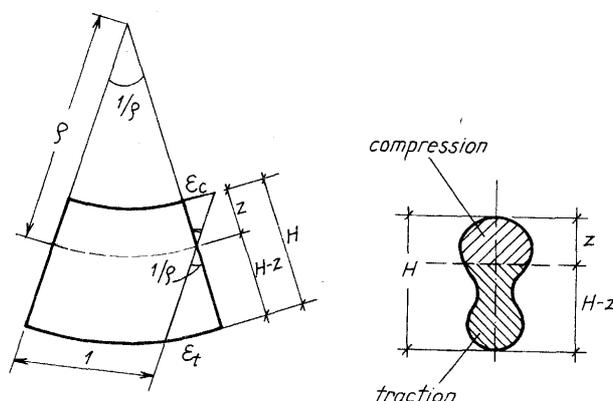


Figure 3.11: Section soumise à la flexion simple

A partir de la figure 3.11, nous pouvons déduire la relation géométrique suivante :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\epsilon_c}{z} = \frac{\epsilon_t}{H-z} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{H} \quad (3.5)$$

Pour déterminer la position de l'axe neutre, on utilise les équations d'équilibre du tronçon exprimées comme relations entre les contraintes et l'effort agissant dans la section. Les contraintes sont déduites des lois de comportement du matériau.

3.3.2.1. Loi moment-courbure pour une section à double symétrie (matériau idéal élasto-plastique)

Dans le domaine élastique, la courbure est donnée par la formule :

$$\frac{1}{\rho} = -\frac{M}{EI} \quad (3.6)$$

Et les contraintes se calculent avec les relations habituelles de la résistance des matériaux, soit:

$$\sigma = \frac{M}{I} Z. \tag{3.7}$$

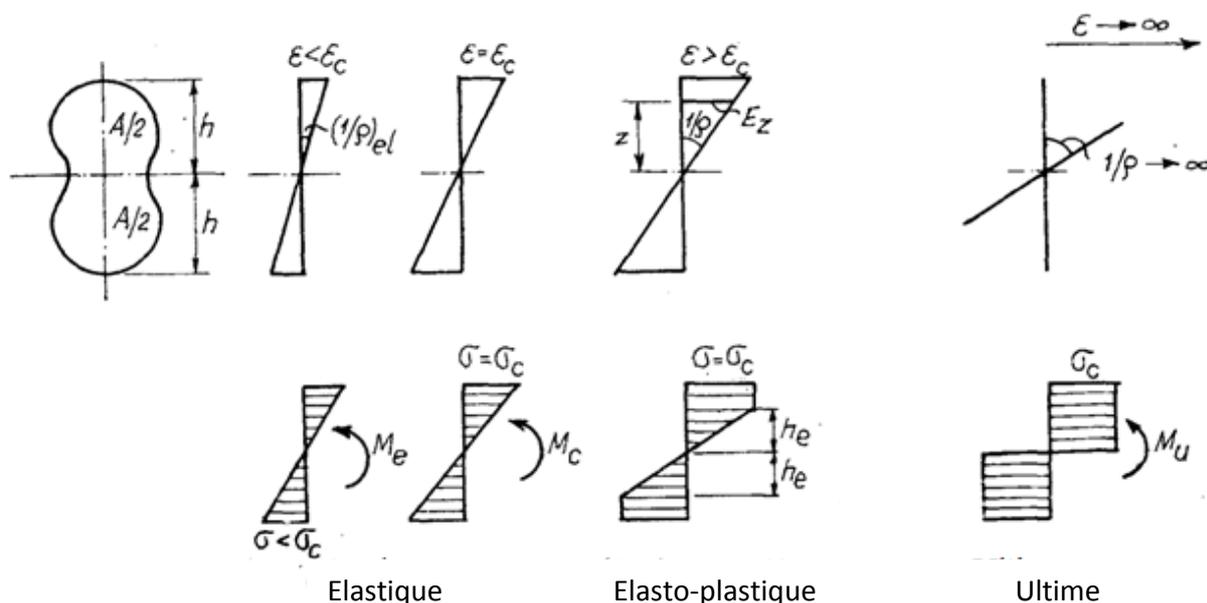


Figure 3.12: Différents états de comportement d'un matériau idéal

Quand les courbures dépassent la valeur $(1/\rho)_c$, (les déformations spécifiques maximales $\epsilon_{max} > \epsilon_c$), il se produit l'écoulement des fibres extrêmes qui progresse vers l'axe neutre. La section se trouve dans le domaine post-élastique et l'axe neutre est donné par la relation :

$$N=0 = \iint_{(A)} \sigma dA = \iint_{el} \sigma dA + \sigma_c \iint_{pl} dA \tag{3.8}$$

A l'état ultime du domaine plastique, l'axe neutre sépare la section en deux parties égales. Pour la section à deux axes de symétrie, l'axe neutre est l'axe de symétrie dans les domaines élastique et post-élastique. La valeur du moment ultime est déduite en intégrant les moments des contraintes :

$$M_u = \iint_{(A)} \sigma_c z dA = 2\sigma_c \iint z dA = \sigma_c W_{pl} \tag{3.9}$$

Où: $W_{pl} = 2 \iint z dA$ = module plastique de résistance, égal au double du moment statique de la moitié de l'aire de la section transversale.

Dans le domaine du comportement élasto-plastique se trouve un noyau élastique de hauteur $2h_e$, alors que les fibres extrêmes sont dans le domaine plastique.

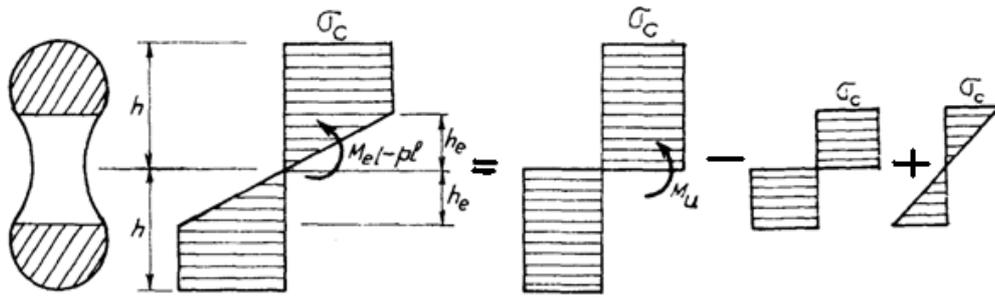


Figure 3.13: Comportement élasto-plastique d'un matériau idéal

Pour mettre en évidence la contribution du noyau élastique et de la partie plastifiée de la section au comportement de celle-ci, on ajoute et on soustrait aux contraintes de la section un état de contraintes plastiques sur la hauteur du noyau élastique, ce qui donne :

$$M = \sigma_c W_{pl} - \sigma_c W_{pl}^{he} + \sigma_c W^{he} \longrightarrow \frac{M}{M_c} = \frac{M_u}{M_c} \left[1 - \frac{W_{pl}^{he} - W^{he}}{W_{pl}} \right] \quad (3.10)$$

Où :

W_{pl}^{he} et W^{he} représentent respectivement les module de résistance plastique et élastique du noyau de hauteur h_e .

Dans le cas présent, il est plus approprié d'écrire :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_c}{h_e} = \phi$$

Par ailleurs, en nous aidant de la figure 3.14, nous pouvons écrire :

$$\frac{1}{\rho} = \phi = \frac{\varepsilon_c}{h_e} = \frac{\varepsilon_c/h}{h_e/h} = \frac{\phi_c}{h_e/h} \quad (3.11)$$

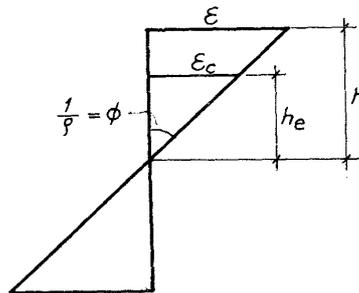


Figure 3.14: Relations géométriques entre les déformations et la courbure

Et enfin en résolvant l'équation 3.10 pour différentes formes de sections, il est possible de les comparer du point de vue plasticité. Ainsi par exemple, une section triangulaire a un domaine élasto-plastique plus grand qu'une section rectangulaire. Les résultats sont présentés sur la figure 3.15.

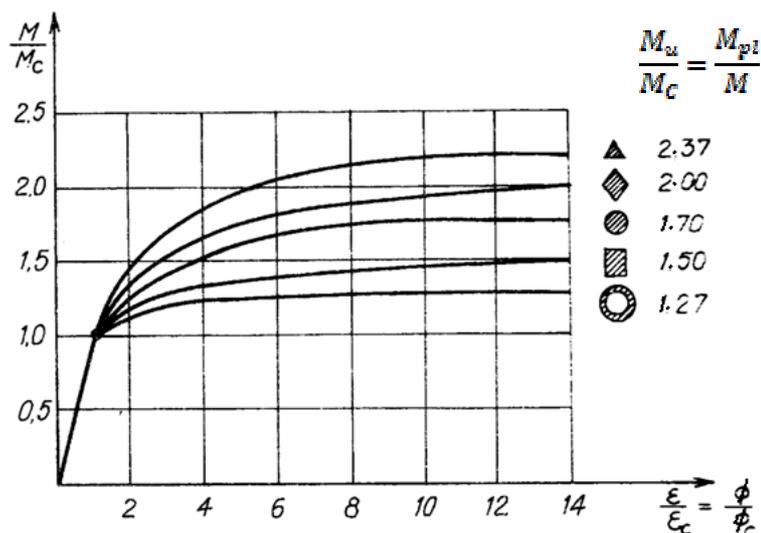


Figure 3.15: Relation entre moments relatifs et déformations pour différentes sections

Il y a une différence entre le moment M_c qui correspond à l'écoulement de la première fibre extrême, et le moment ultime M_u qui correspond théoriquement à une courbure infinie ou bien à l'écoulement de toutes les fibres de la section. Cette différence dépend de la forme de la section comme cela est illustré sur la figure ci-dessus. Elle est négligeable pour les sections en double T à âme mince.

3.3.2.2. Loi moment-courbure pour une section en béton armé

Il faut souligner qu'après la fissuration du béton tendu, l'axe neutre prend un tracé sinueux (la hauteur x de la zone comprimée a une valeur maximale entre deux fissures consécutives et minimale dans l'axe des fissures). Par conséquent, pour la détermination de la loi moment-courbure, on accepte une valeur moyenne de x .

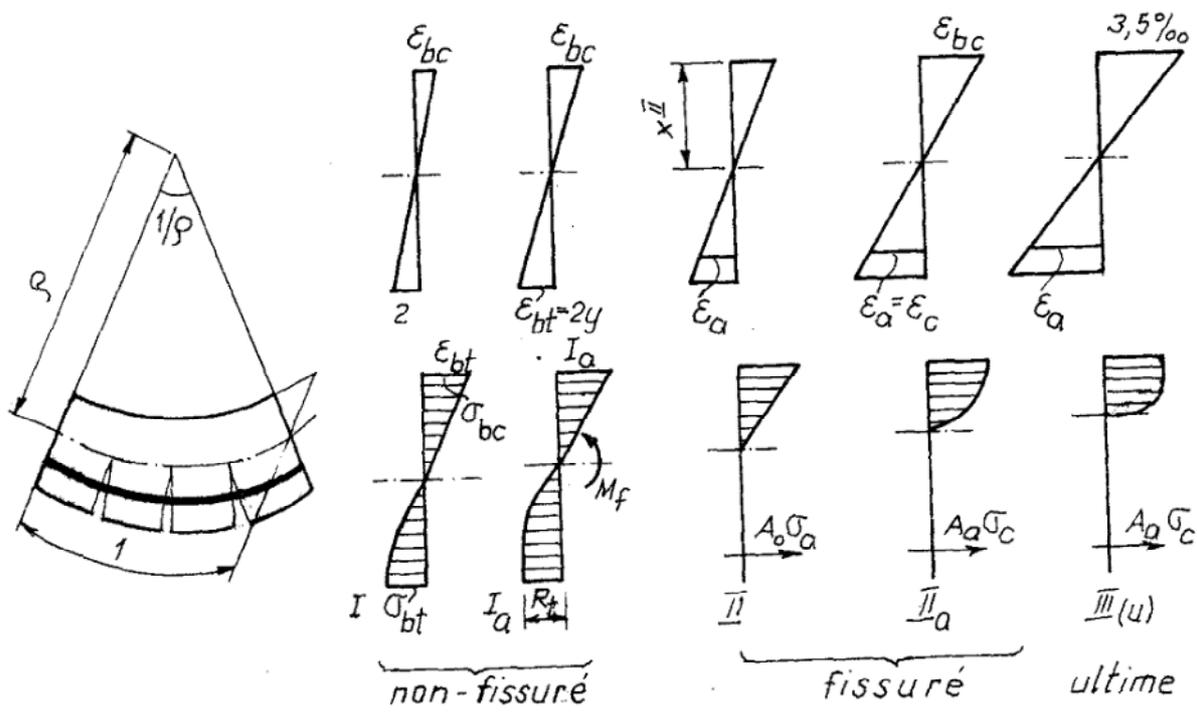


Figure 3.16: Etat de contraintes et de déformation dans une section en béton armé

La loi moment-courbure, met en évidence des phénomènes développés dans la section de béton armé, chargée progressivement jusqu'à la rupture :

1. Stade I : état non fissuré ;
2. Stade II : état fissuré avec des contraintes modérées dans le ferrailage longitudinal, comportement élastique ;
3. Apparition du moment M_c : le moment fléchissant au début de l'écoulement.

Comme il est mentionné sur la figure 3.17, à partir du moment où se déclenche la fissuration, on assiste à une diminution significative de la rigidité de la section (l'équivalent de EI dans le domaine élastique) et des déformations post-élastiques assez importantes.

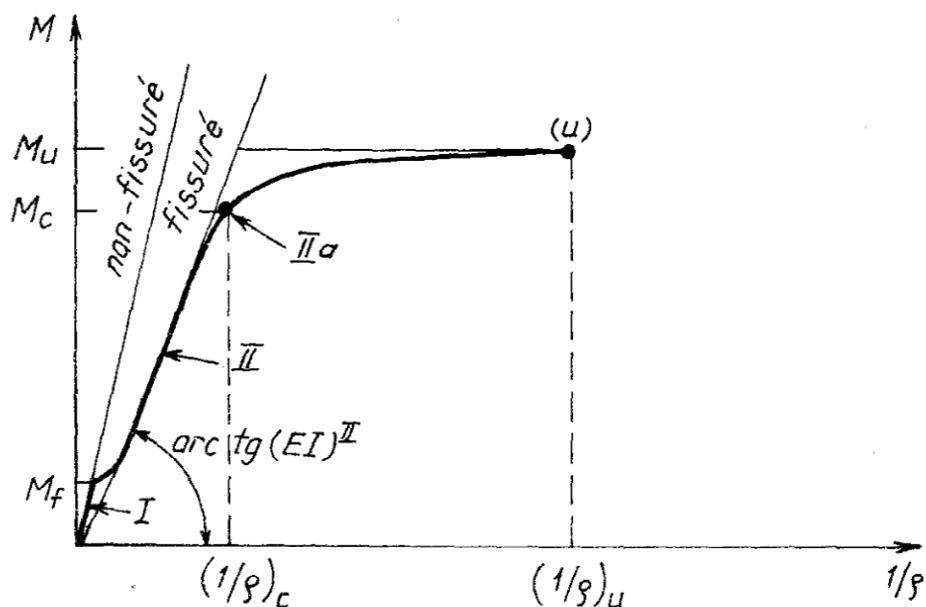


Figure 3.17: Loi moment-courbure du béton armé

3.3.3. Comportement à la flexion composée

Dans le cas d'une section soumise à la flexion composée, nous avons deux efforts : le moment fléchissant et l'effort normal. Le comportement de la section devra alors être exprimé en fonction de quatre variables, et qui sont: moment fléchissant M , effort normal N , courbure $(1/\rho)$ et l'allongement ϵ .

Pour simplifier les calculs, on admet qu'il n'y a pas d'interaction entre la courbure et l'allongement ϵ . Les calculs seront menés pour des valeurs constantes de l'effort normal N .

3.3.3.1. Matériau élasto-plastique idéal - Cas d'une section avec deux axes de symétrie

La force axiale étant constante, la contrainte due à N est constante en tout point de la section, mais le moment augmente de l'axe neutre à la fibre extrême. Le diagramme de contraintes à chaque étape de chargement peut être décomposé en deux parties : une partie exprimant l'effet du moment fléchissant (σ_M) et l'autre partie l'effet de la force axiale (σ_N).

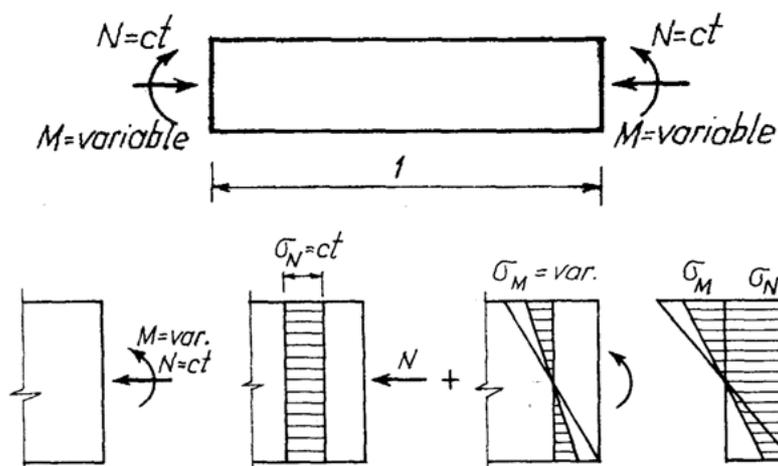


Figure 3.18: Superposition de l'effort axial et du moment fléchissant

Dès que l'écoulement de la fibre extrême se produit et que la zone plastique commence à entrer dans la section, l'axe neutre change de position de manière à ce que l'équilibre du tronçon soit satisfait à chaque moment. A la limite, les contraintes σ_c s'étendent sur toute la section, les déformations spécifiques des fibres extrêmes ainsi que la courbure tendent vers l'infini et l'état ultime est atteint.

A cet état ultime, en décomposant le diagramme des contraintes en deux parties correspondant à la force axiale et au moment fléchissant comme il est mentionné sur la figure 3.19, ensuite en considérant le cas d'une section rectangulaire ($b, 2h$), nous pouvons écrire :

$$M_u = \sigma_c b (2h - x)x \quad \text{et} \quad M_e = W_{pl} \sigma_c = bh^2 \sigma_c$$

$$N_u = \sigma_c b 2(x - h) \quad \text{et} \quad N_e = b 2h \sigma_c$$

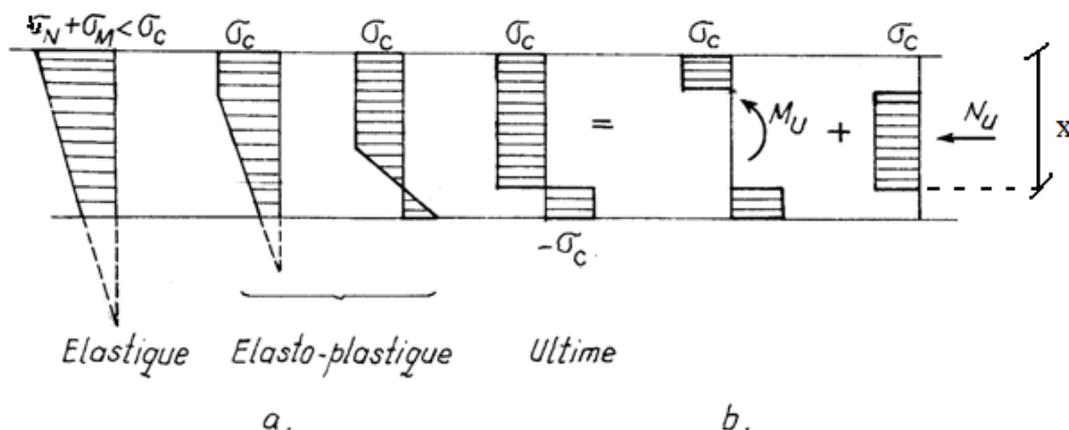


Figure 3.19: Etude d'une section idéale sous différents états de comportement

Afin d'éliminer la profondeur x de la ligne neutre, conjuguons les quatre équations ci-haut. On obtient l'équation suivante:

$$\frac{M_u}{M_c} = 1 - \left(\frac{N_u}{N_c}\right)^2 \tag{3.12}$$

Pour délimiter, sur la même figure, les domaines élastique et élasto-plastique de comportement, on remarque que la section est dans le domaine élastique si la contrainte maximale est inférieure à σ_c , par conséquent : $\sigma_{max} = \frac{N}{2bh} + \frac{M}{bh^2} \leq \sigma_c$.

L'étude de cette inéquation nous révèle que nous sommes toujours dans le domaine élastique tant que:

$$\frac{M}{M_c} \leq \frac{3}{4} \left[1 - \left(\frac{N}{N_c}\right)\right] \tag{3.13}$$

Ces résultats résumés sur le diagramme ci-dessous.

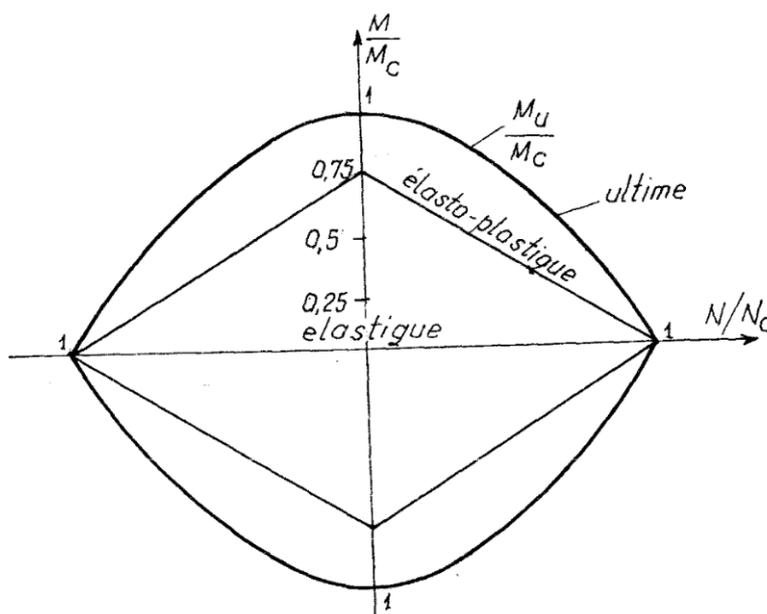


Figure 3.20: Différents étapes d'un matériau idéal soumis à la flexion composée

3.3.3.2. Section en béton armé

L'approche est similaire à celle de la flexion simple, mais au lieu d'avoir l'équation de projection du béton et l'acier qui est $\iint \sigma dA = 0$, nous aurons : $\iint \sigma dA = N$.

Cette approche nous permet de tracer le diagramme moment-courbure ci-dessous:

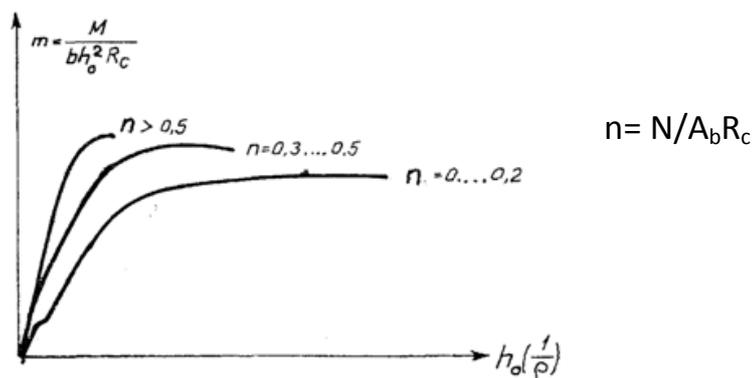


Figure 3.21: Comportement d'une section de béton en flexion composée

où:

R_c : résistance du béton à la compression (domaine élastique)

(b, h_0) : dimensions de la section en béton armé et A_b sa section.

On remarque que :

- Pour $n \leq 0.2$: le comportement est ductile comme pour les sections simplement fléchies.
- Pour $0.3 \leq n \leq 0.5$: le comportement est demi-ductile (les déformations post-élastiques sont diminuées).
- Pour $n > 0.5$: le comportement est cassant (rupture fragile).

3.4. COMPORTEMENT POST-ELASTIQUE DES ELEMENTS

3.4.1. Notion d'élément

Un composant de structure entre deux nœuds consécutifs est un élément. Aussi, une structure statique simple telle qu'une console ou un portique est un élément.

Le comportement mécanique des éléments est décrit par des relations entre les forces qui agissent sur eux et les déformations correspondantes. Ce sont en fait les lois de comportement de ces éléments, qui dépendent bien sûr des lois de comportement des sections. Le déplacement d'un point est calculé comme la somme des segments élémentaires dont l'élément se compose.

Dans le cas des matériaux élasto-plastiques, les lois de comportement seront exprimées par des équations non linéaires avec des coefficients variables qui dépendent non seulement du niveau de chargement mais aussi de l'histoire du chargement (variation des forces appliquées).

Dans le cas général, les relations qui définissent les lois de comportement des éléments élasto-plastiques sont écrites sous forme de matrice de rigidité de l'élément.

Pour définir les notions importantes du comportement non linéaire des éléments, partons d'une console (structure simple) de longueur "l" soumise à une charge ponctuelle "S" au sommet. (Crainic, 2003)

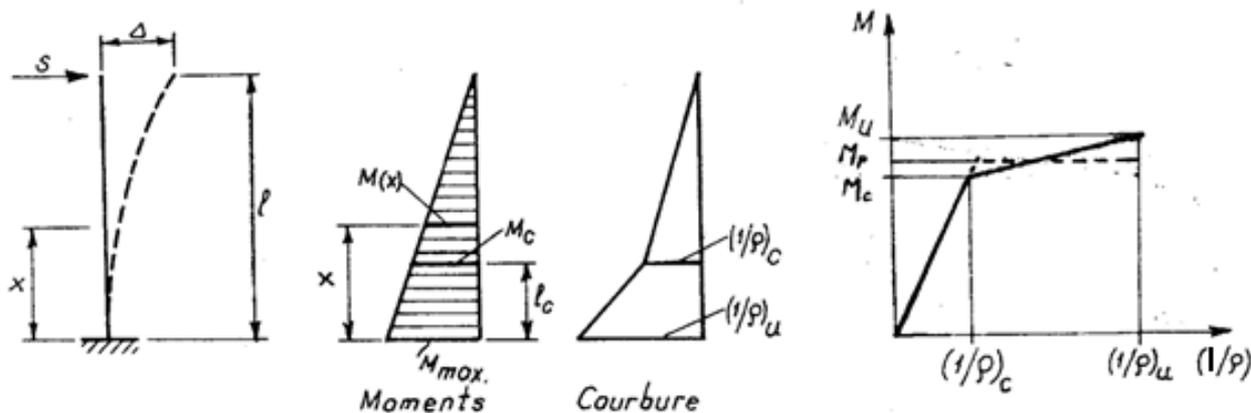


Figure 3.22: Comportement d'une console : diagrammes moments-courbures

Les lois de la résistance des matériaux nous permettent d'écrire :

- Moment : $M(x) = S(l - x)$
- Allongement : $\Delta = S l^3 / 3EI$ si $S = M_c / l$ où M_c représente le moment élastique maximal et EI le module de rigidité de la section (pente de la courbe $M-\theta$).
- Rigidité élastique de la barre : $K_{el} = 3EI / l^2$ et $S = \Delta \cdot K_{el}$

A partir du seuil de chargement pour lequel le moment dans l'encastrement dépasse le moment M_c , les déformations plastiques commencent à se développer sur une certaine longueur dite "longueur plastique l_p " comme le montre la figure 3.23. Sa longueur théorique est donnée par la relation :

$$l_p = \frac{M_{max} - M_c}{M_{max}} l \quad (3.14)$$

Sur cette longueur, on définit la notion de "rotule plastique" qui a un caractère conventionnel. C'est un instrument qui aide à simplifier le calcul statique et non une réalité physique.

La section avec une rotule plastique potentielle sera une section courante de l'élément tant que $M_{max} < M_{pl}$ mais au moment où $M_{max} = M_{pl}$, elle ne sera plus capable de supporter de la valeur du moment et la continuité des courbures sera rompue.

On admet que la déformation élasto-plastique est la somme de deux composantes : une composante élastique, et une autre plastique. La déformation plastique est produite par une rotation relative dans la section de la rotule plastique, θ_{pl} appelée "rotation plastique" (voir figure 3.23).

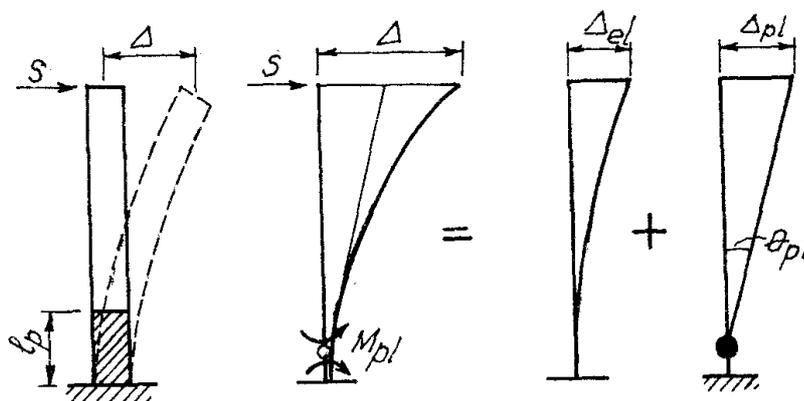


Figure 3.23: Longueur et rotule plastiques d'une console

$$\theta_{pl} = \left[\left(\frac{1}{\rho} \right)_m - \left(\frac{1}{\rho} \right)_c \right] \cdot \ell_p \tag{3.15}$$

Avec:

$$\left(\frac{1}{\rho} \right)_m = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{1}{\rho} \right)_c + \left(\frac{1}{\rho} \right)_u \right] = \text{courbure moyenne (voir figure 3.23)}$$

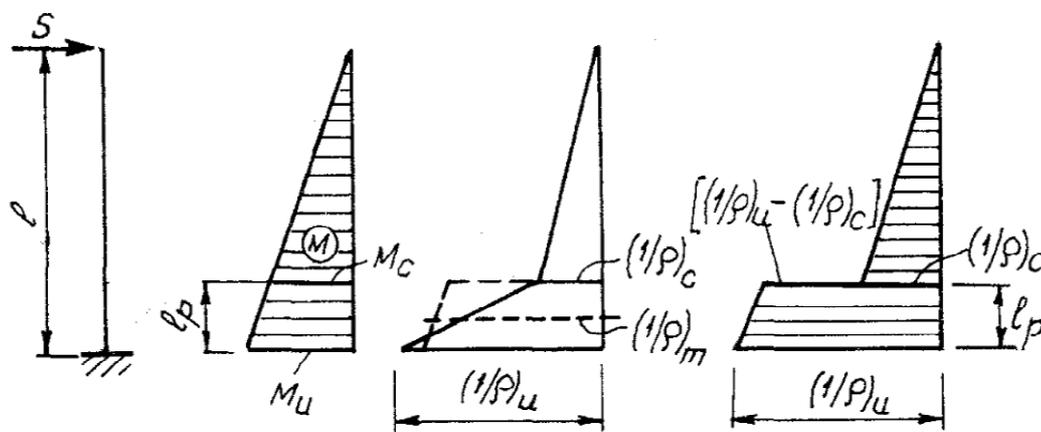


Figure 3.24: Moments et Courbures d'une console

Pour calculer le coefficient de comportement de la console, nous prenons en considération l'aspect énergétique déjà vu plus haut et nous l'appliquons au cas de la console.

Nous pouvons écrire:

$$E_i = E_{el} + E_p \longrightarrow \text{Energie totale} = \text{énergie élastique} + \text{énergie de déformation plastique}$$

$$dL = S d\Delta \longrightarrow L = \text{travail mécanique dû à l'effort } S$$

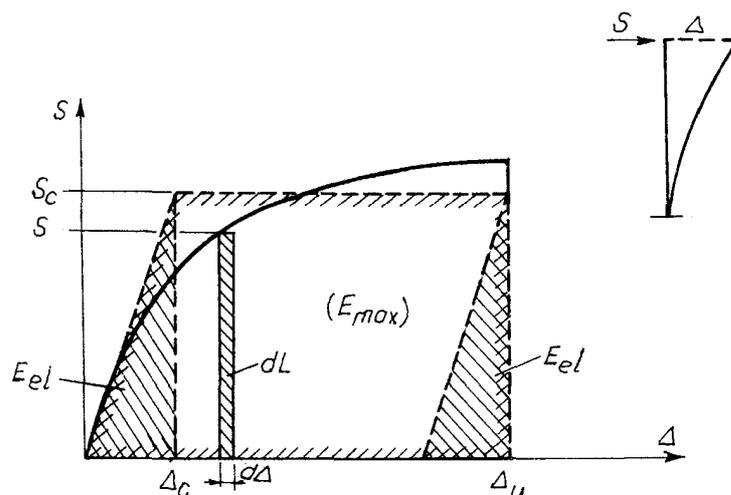


Figure 3.25: Représentation de la console sous aspect énergétique

L'analyse des équations qui rentrent en jeu nous donnent :

$$\mu_{\Delta} \stackrel{\text{def}}{=} \frac{\Delta_u}{\Delta_c} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{E_{max}}{E_{el}} \right) \quad (3.16)$$

3.4.2. Comportement d'un refend en béton armé

Pour la conception et le dimensionnement parasismiques des structures, il est indispensable de connaître la ductilité et la capacité d'écoulement de la structure, car les déformations développées durant la plupart des séismes peuvent être plus grandes que celles produites par la sollicitation spécifiée pour la conception parasismique des structures, autrement dit, la sollicitation fixée par les normes sismiques. Cet élément ou éprouvette doit représenter une partie essentielle d'une structure, tel qu'un assemblage poutre-poteau, un portique ou un refend.

De nombreux travaux ont porté sur divers types d'éprouvettes en béton armé ou en d'autres matériaux. Dans ce qui se suit, nous allons nous intéresser plus particulièrement aux essais réalisés sur un refend en béton armé avec un élancement supérieur à 2 (comportement en flexion privilégié).

3.4.2.1. Essais dynamiques

Les essais dynamiques ont l'avantage de se rapprocher de plus près des conditions réelles auxquelles sont soumises les structures lors des séismes. Cependant, il faut avoir les "moyens de sa politique", autrement dit, disposer d'installations nécessaires: table vibrante et une commande électronique performante. En raison de leurs coûts, ces installations sont limitées dans leurs dimensions, par conséquent, les essais sont réalisés sur des modèles réduits.

Pour ne pas trop s'éloigner de la réalité, il faut tenir compte des lois de similitude imposant un certain nombre de conditions sur les paramètres de l'essai, en particulier la masse et le temps.

Le respect simultané de toutes les lois de similitude est difficile, voire impossible. Des écarts sont possibles sans pour autant remettre en cause la fiabilité des essais.

Pour le béton armé, une échelle $1/3$ représente une limite inférieure au-delà de laquelle le comportement mécanique du béton (micro-béton) ou celui de l'adhérence entre l'armature et le béton s'éloigne de celui des éléments réels. Dans ce sens, une échelle $1/2$ est recommandable.

En plus de la difficulté à réaliser de tels essais, les essais dynamiques ont les désavantages liés à la nature de la sollicitation (rapidité) empêchant ainsi de stopper l'essai pour examiner de plus près un stade important du comportement de l'élément.

Cependant, ils sont bien adaptés pour examiner le comportement global qui est représenté par une courbe nommée "courbe d'hystérèse". Cette courbe montre l'évolution de la résistance de l'élément considéré en fonction des déformations qu'il subit.

Dans le cas d'un comportement linéaire, la courbe d'hystérèse est une droite dont la pente est proportionnelle à la rigidité et, donc à la fréquence propre.

La figure 3.26 représente la courbe d'hystérèse résultant d'essais sur un refend en béton armé. Elle indique clairement que le refend a subi de fortes déformations plastiques (comportement non linéaire).

La surface contenue dans les cycles de la courbe est proportionnelle à l'énergie dissipée sous forme de déformations plastiques.

Cette courbe est typique d'un comportement ductile. Un tel comportement est privilégié pour un dimensionnement en capacité.

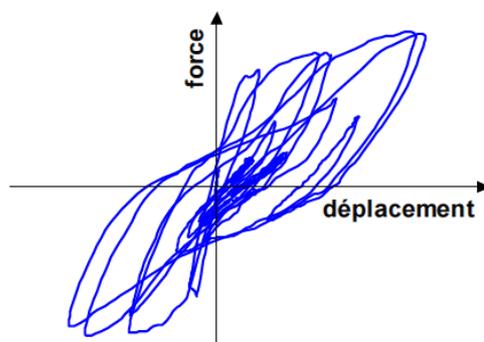


Figure 3.26: Courbes d'hystérèses d'essais dynamiques sur un refend en béton armé

3.4.2.2. Essais statiques-cycliques

Le principe des essais statiques-cycliques est de simuler de manière très grossière les oscillations sismiques sous la forme de mouvements très lents de va-et-vient d'amplitudes fixées et progressives.

Ce type d'essai a plusieurs avantages, à savoir:

- peut être réalisé avec les équipements usuels des laboratoires des structures,
- peut être interrompu à tout moment pour examiner de plus près un stade important du comportement de l'élément pour ensuite poursuivre le chargement,
- essai normalisé et donc facilité pour la comparaison du comportement sismique des éléments,
- aucune masse n'est mise en jeu, chargement réalisé par les vérins sous la forme de forces ou de déplacements imposés,
- corps d'essai simplement fixé, en général rigidement sur le sol du laboratoire.

Ces avantages s'accompagnent évidemment d'inconvénients à commencer par la nature de la sollicitation utilisée qui peut durer des heures, voire parfois des jours, alors que le séisme dure quelques secondes. Cette différence peut influencer les résultats des essais si les matériaux utilisés sont sensibles aux effets dynamiques et aux effets différés.

Compte tenu de la conduite de l'essai par rapport aux essais dynamiques, les courbes obtenues (essais sur un refend en béton armé) sont beaucoup plus régulières et parfaitement symétriques (figure 3.27). Par ailleurs, comme l'essai est convenablement contrôlé, il est commode de reproduire les différents stades de comportement d'un refend en béton armé. (Lestuzzi et Badoux, 2008)

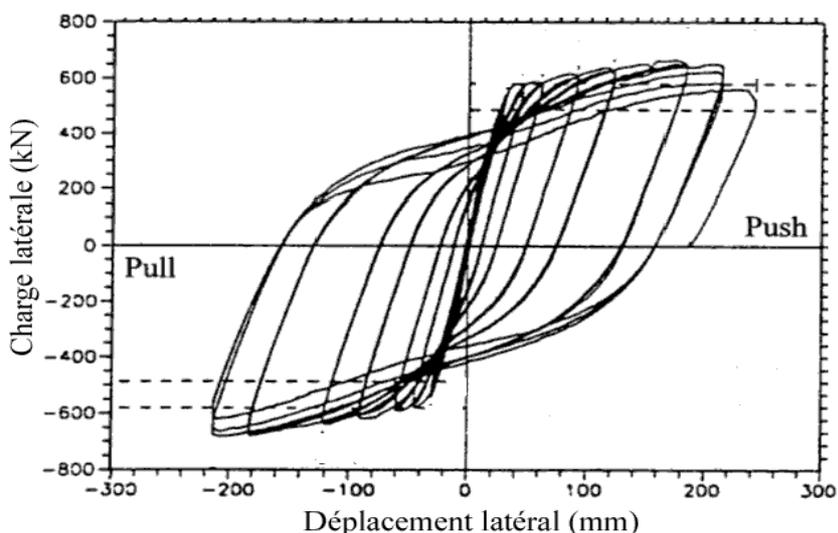


Figure 3.27: Courbes d'hystérèses d'essais statiques-cycliques sur un refend en béton armé

3.5. CONCLUSION

Un séisme représente le plus sévère et le plus exact des laboratoires d'essais car il soumet les ouvrages à des tests de grandeur nature. Toute erreur commise dans la conception et le dimensionnement au cours des analyses statique et dynamique des structures porteuses, dans la qualité des matériaux de construction, apparaîtra inévitablement pendant le séisme et pourra avoir des conséquences graves pour la sécurité et la stabilité des bâtiments. C'est pourquoi, dans la conception et le dimensionnement parasismique, les matériaux utilisés pour les parties porteuses et non-porteuses de la construction devront avoir les propriétés appropriées pour l'absorption de l'énergie libérée par le séisme.

CHAPITRE IV

Conception parasismique



CONCEPTION PARASISMIQUE

4.1. INTRODUCTION

4.1.1. Notion de Conception parasismique

Un ouvrage " parasismique " est un ouvrage conçu et réalisé conformément aux règles parasismiques en vigueur. Cependant, même si un niveau suffisant de résistance aux tremblements de terre est atteint par l'application des règles parasismiques, des effondrements d'ouvrages ou de parties d'ouvrages lors d'un séisme majeur ne sont pas à exclure.

En fait, l'objectif visé par les règles parasismiques est d'assurer un bon comportement de la structure en cas de séisme, c'est-à-dire, éviter tout dommage en cas de séisme de "calcul" et limiter au maximum les pertes en vies humaines (par le non effondrement de la construction) en cas de séisme majeur.

Les normes parasismiques visent un résultat global à l'échelle de la zone touchée par un séisme et l'éventualité d'échec est admise. Ceci est dû,

- d'une part, au fait que le niveau de protection recherchée, qui est fixé par le pouvoir public ne correspond pas à une protection totale, mais résulte d'un compromis entre le coût de la protection et le risque que la collectivité est prête à accepter. On estime, par exemple, que la probabilité pour une construction de se trouver durant sa vie près de l'épicentre d'un séisme très destructeur est suffisamment faible pour qu'on puisse la négliger. Ainsi, des bâtiments calculés aux séismes se sont effondrés, pour ne citer que des cas récents, à Los Angeles en 1994 et à Kobe (Japon) en 1995. Or, le respect des règles parasismiques dans ces pays est de rigueur et la qualité d'exécution parmi les meilleures du monde.
- et d'autre part, à l'idée que les règles doivent être relativement simples pour être applicables et appliquées. Le niveau d'agression sismique et le comportement des constructions en régime dynamique sont donc pris en compte d'une manière forfaitaire, et de nombreuses distorsions par rapport à la réalité existent. Toutefois, la probabilité de pertes en vies humaines doit rester très faible.

Les enseignements tirés des séismes destructeurs survenus dans le passé ont montré qu'une construction n'est réellement parasismique que si elle réunit les trois conditions suivantes:

- conception architecturale parasismique,
- respect des règles parasismiques (concernant les dispositions constructives et le dimensionnement),
- et exécution de qualité.

4.1.2. Règles parasismiques et conception architecturale

La majorité des règlements parasismiques de part le monde dont les règles algériennes s'applique aux ouvrages à risque normal, c'est-à-dire les ouvrages dont la ruine n'a pas de graves

conséquences sur l'environnement. En Leur respect est obligatoire pour toutes les constructions neuves, situées dans les zones I, IIa, IIb ou III, là où il ya une présence humaine permanente.

Ces règles portent essentiellement sur:

- des dispositions constructives générales et dispositions particulières pour divers matériaux ou procédés de construction,
- des règles de calcul (évaluation des actions sismiques de calcul, vérification de la résistance et des déformations de la structure).

Il apparaît donc que ces règles n'imposent aucune disposition architecturale, elles s'appliquent sur un projet déjà défini qui peut, à priori, être mal conçu du point de vue parasismique. Ce cas est d'ailleurs assez fréquent, tout en sachant que la conception des ouvrages joue un rôle déterminant dans leur résistance aux séismes.

4.2. INFLUENCE DE LA FORME DE L'OUVRAGE SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE

4.2.1. Forme en plan

Il existe des options connues pour offrir de bonnes conditions de résistance aux séismes, et qui sont:

4.2.1.1. Symétrie selon les deux axes en plan

Une symétrie en plan limite considérablement les déplacements différentiels, et par conséquent assurer un bon comportement sismique.

Les plans carrés ou proches des carrés conviennent très bien. L'idéal étant d'avoir la même rigidité dans toutes les directions horizontales. Un bâtiment cylindrique possède cette propriété mais pour résister aux charges sismiques, sa structure doit constituer un système tridimensionnel efficace. Les murs courbes en maçonnerie ne conviennent pas, crainte d'éclatement sous chargement horizontal.

a) Inconvénients des plans asymétriques ou ne possédant qu'une symétrie selon un axe

Deux phénomènes sont plus particulièrement source de dommages sismiques dans les bâtiments asymétriques : la torsion d'ensemble et les concentrations de contraintes. Ces phénomènes réduisent la capacité des constructions à absorber l'énergie cinétique des oscillations (l'énergie non absorbée produit un travail de rupture dans la structure). Par ailleurs, les formes simples conduisent en général à des détails constructifs simples, plus faciles à concevoir et à réaliser que ceux des structures complexes :

"**La torsion d'ensemble**" est l'un des facteurs de dommages sismiques les plus destructeurs. Elle se produit lorsque le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité. Elle a donc lieu quand les éléments de contreventement sont décentrés ou lorsque la configuration de l'ouvrage est à l'origine d'un excentrement de ses parties latéralement rigides. Dans ces cas, sous l'action de forces horizontales, l'ouvrage vibre autour d'un axe vertical. Au lieu de fléchir comme un bloc, il subit à chaque niveau des déplacements horizontaux différents. Le concepteur doit minimiser le plus possible la torsion en évitant la dissymétrie de la forme de la

structure et en choisissant convenablement les positions des éléments de contreventement vertical.

"Les concentrations de contraintes" se produisent plus particulièrement dans les angles rentrants formés par des saillies, retraits ou intersections des ailes d'un bâtiment. Ces dernières peuvent être exposées à des sollicitations sévères étant donné que les ailes n'oscillent pas en phase. Lors des mouvements sismiques, elles ont tendance à se séparer et l'intensité des contraintes augmente avec la profondeur de l'angle.

Pour cette raison, les règles parasismiques dont le RPA99, limitent cette profondeur. Si l'on souhaite utiliser ces règles, les saillies éventuelles ne doivent pas dépasser au total le quart du côté du bâtiment concerné.

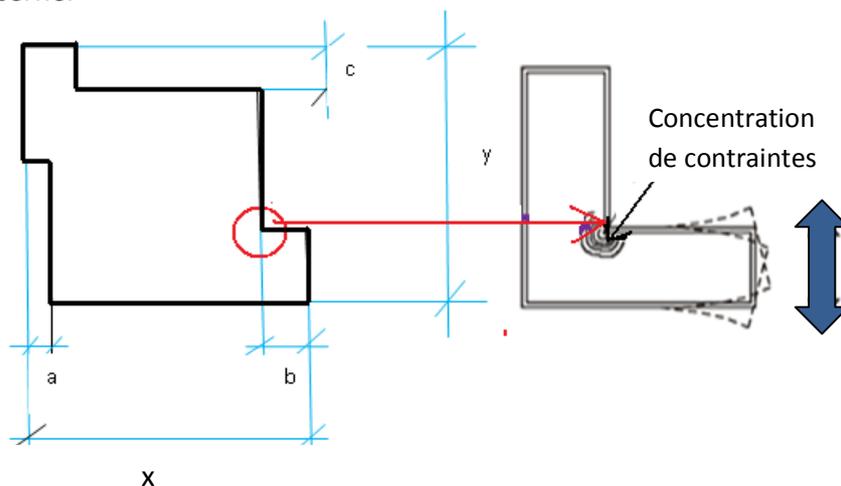


Figure 4.1: choix de la forme en plan pour minimiser la concentration des contraintes

Conformément au règlement parasismique algérien, on doit avoir:

- $a + b \leq 0.25 x$
- $c \leq 0.25 y$

b) Comment corriger les conséquences de la dissymétrie en forme des bâtiments?

Parmi les solutions permettant de corriger les dissymétries en plan, on distingue:

- Joints parasismiques

Les configurations asymétriques peuvent, dans de nombreux cas, être fractionnées en volumes simples par des joints parasismiques. La largeur de ces derniers dépend de la déformation maximale des blocs attenants, avec un minimum réglementaire qui est de 4cm en Algérie. Acceptable pour des constructions basses, la largeur des joints devient prohibitive dans le cas des constructions élevées dont l'amplitude d'oscillation au sommet peut être importante. Dans ce cas, le choix d'une configuration simple est impératif.

Les joints doivent avoir un tracé rectiligne sans baïonnettes, être vides de tout matériau et éviter de couper les fondations lorsque des tassements différentiels ne sont pas à craindre. L'exécution des joints vides n'est pas sans difficultés. On peut utiliser des coffrages extractibles en carton ou en polystyrène. Les joints doivent être protégés contre l'introduction de corps étranger par des couvre-joints, de préférence souples (tôles pliées, soufflets, etc.).

Dans tous les cas, les joints entraînent un surcoût non négligeable et ne doivent pas être recherchés à priori. Les joints prévus pour d'autres raisons (dilatation thermique, tassement différentiel) doivent être traités comme des joints parasismiques.

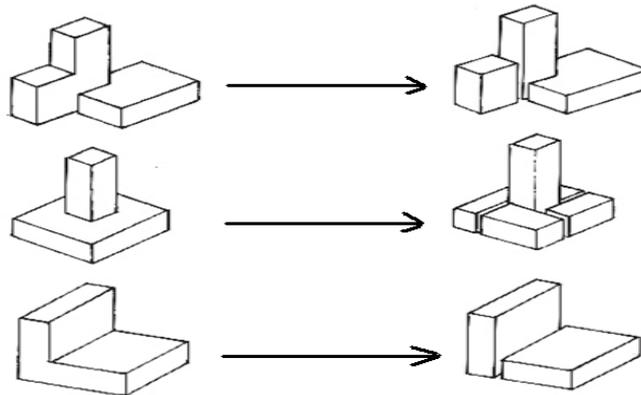


Figure 4.2: Joints parasismiques

- Compensation d'une " mauvaise " distribution de la rigidité

Pour faire coïncider ou rapprocher le centre de gravité d'un niveau avec son centre de rigidité, il est possible d'ajouter des palées de stabilité (murs de contreventement, palées triangulées, noyaux fermés,...) dans les zones flexibles, de manière à minimiser les déformations différentielles.

- Variation progressive de la rigidité

Cette démarche relève du parti architectural. Elle consiste à adoucir les angles rentrants par une forme plus fluide du bâtiment. Il s'agit d'une correction partielle mais efficace, souvent employée.

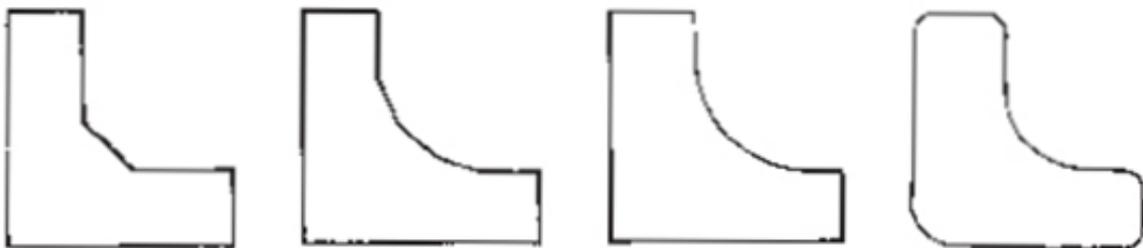


Figure 4.3: Variation progressive de la rigidité

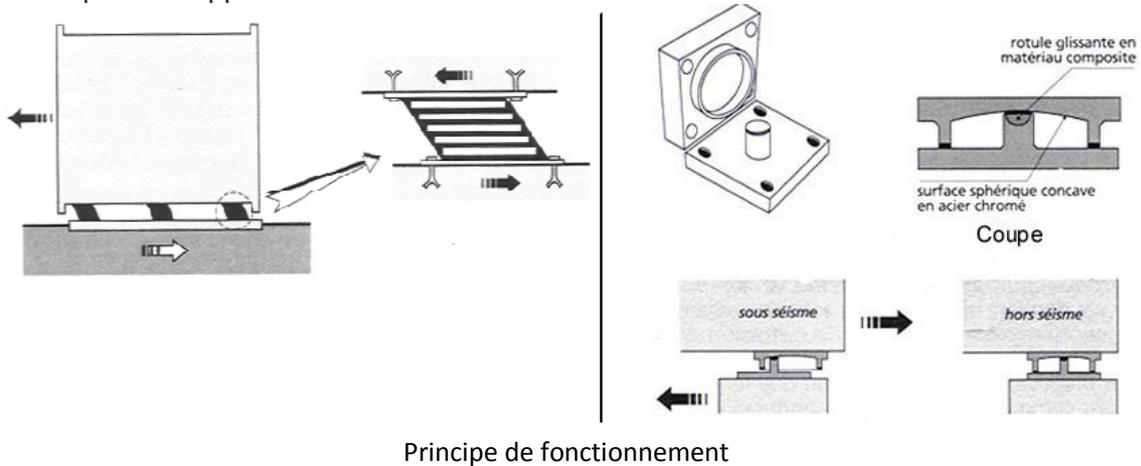
- Renforcement des angles rentrants

Cette solution, fréquemment utilisée aux Etats-Unis et au Japon, est délicate à mettre en œuvre. Son efficacité n'a pas encore été validée par les séismes majeurs. Elle implique un dimensionnement généreux des porteurs verticaux situés dans les angles rentrants et elle présente le danger de constituer des points durs qui " attirent " les sollicitations d'origine sismique.

- Isolation parasismique

L'isolation parasismique est une stratégie de protection parasismique non traditionnelle. Elle consiste à interposer entre la superstructure et les fondations (ou un sous-sol) des appareils d'appui, dits isolateurs. Les déplacements imposés à la construction par le séisme se localisent principalement au niveau des appuis conçus pour les supporter sans dommages. Les déformations de la superstructure sont ainsi minimisées, de même que les concentrations de contraintes. La

réduction des charges sismiques au niveau des étages peut atteindre le facteur 5 ou plus selon les caractéristiques des appuis.



a) Appuis à déformation

b) Appuis pendulaires à glissement

Figure 4.4: Fonctionnement de quelques isolateurs parasismiques (AFPS, 2004)

4.2.1.2. Simplicité du plan

Les bâtiments symétriques selon deux axes peuvent également comporter des ailes, des saillies et des retraits et, par conséquent, des angles rentrants. Leurs inconvénients peuvent être corrigés par séparation en blocs réguliers par des joints sismiques. Sans correction, on devrait limiter la différence de rigidité en évitant les rectangles très allongés.

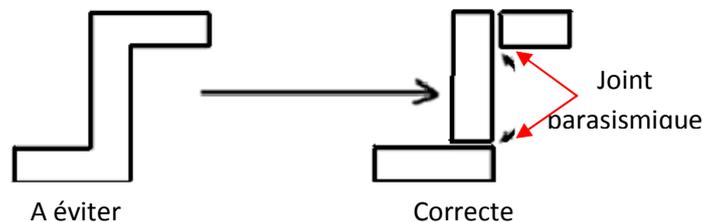


Figure 4.5: Simplicité des structures en plan (par joints parasismiques)

4.2.1.3. Compacité du plan

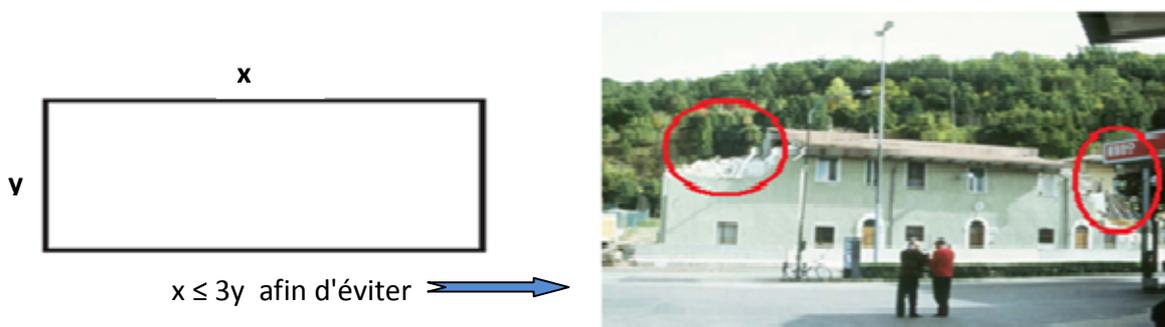


Figure 4.6: Bâtiment long endommagé aux extrémités (séisme de Colfiorito, Italie, 26.09.1997). (Balandier, 2001)

Les mouvements sismiques horizontaux et verticaux du sol ne sont pas identiques d'un endroit à l'autre. Les différences augmentent avec la distance. Leur effet sur les bâtiments de grandes dimensions horizontales peut être sensible. Afin de limiter l'importance des déformations différentielles, il est souhaitable de fractionner ces bâtiments en blocs compacts. En outre, on observe souvent des dommages sismiques importants aux extrémités des bâtiments longs. Ces dommages sont dus à un phénomène de type " coup de fouet ". En effet, arrivée à la limite du milieu solide, l'énergie qui se propage dans un bâtiment se réfléchit à son extrémité vers l'intérieur et s'y concentre. Le phénomène fait penser à un coup de fouet, dont le claquement témoigne de l'énergie concentrée à sa pointe. La figure [4.6] montre les dommages sismiques importants aux extrémités d'un bâtiment long.

4.2.2. Forme en élévation

4.2.2.1. Symétrie et simplicité en élévation

L'absence de simplicité ou d'une symétrie selon deux axes est en général plus préjudiciable en élévation qu'en plan. On observe que les constructions dont les dimensions horizontales ne varient pas avec la hauteur, si elles sont correctement mises en œuvre, subissent habituellement moins de dommages sismiques que celles qui présentent des volumes en saillie ou en retrait, ou comportent des transparences. Toutefois, une réduction progressive des dimensions horizontales vers le haut peut constituer une option favorable à la résistance aux séismes. C'est pour cette raison que le RPA99 version 2003 limite dans chacune des directions horizontales, les rapports de largeurs du bâtiment à 0.8 pour deux niveaux successives et à 0.67 entre la base et le sommet. L'importance des dommages sismiques varie avec le type de dissymétrie ou de complexité dont on peut citer niveaux avec retrait, éléments ou niveaux en porte-à-faux, configuration de type « pendule inverse », niveau souple.

a) Comment corriger les effets de retrait, des niveaux souples et des éléments en porte-à-faux?

Pour les corrections, il existe plusieurs solutions. Cependant, elles ne s'adaptent pas toutes aux différents cas. Le concepteur de projet doit apprécier l'opportunité de leur application au cas par cas.

A titre d'exemple, pour un niveau avec retrait, on suggère des joints parasismiques (figure 4.7), retrait progressif de la structure (pouvant entraîner l'inclinaison des éléments de structure), ou le renforcement des angles rentrants.

Pour les niveaux souples, on préconise le contreventement par voiles ou par triangulation, Variation progressive de la rigidité horizontale, généralisation de la souplesse et l'isolation parasismique.

Pour les éléments ou niveaux en porte-à-faux, dans le cas de faible portée, les dommages sismiques sont nuls ou de faible importance. Si leur portée est importante ou si un élément lourd (jardinière, garde-corps en béton, etc.) est placé à leur extrémité, de tels éléments peuvent se rompre et s'effondrer au pied du bâtiment. Par conséquent, en zone sismique, il est préférable d'éviter les porte-à-faux ou limiter leur portée à 2 m environ, avec un ferrailage correct (dans la même période d'oscillation, la même zone, se retrouve tendue puis comprimée).

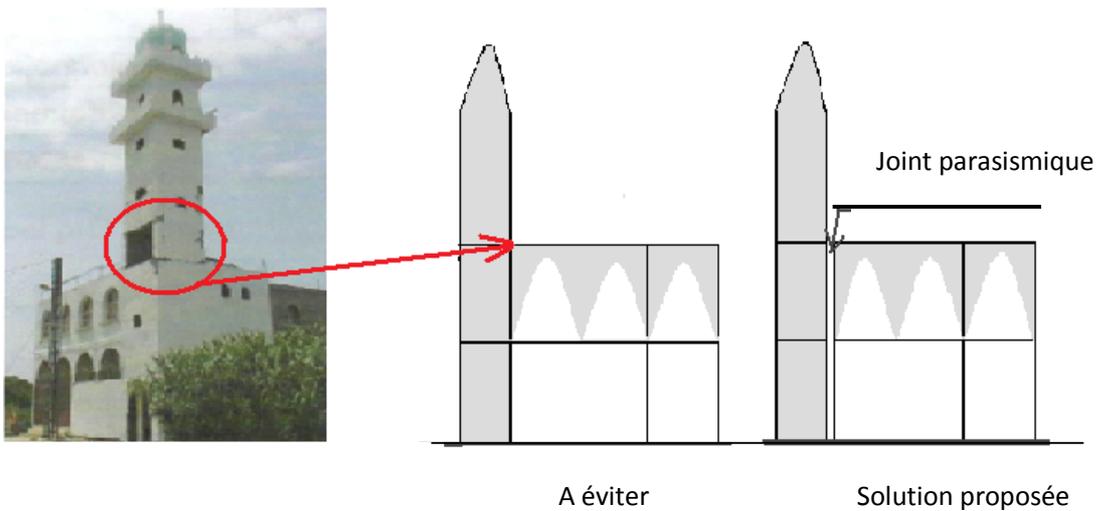


Figure 4.7: Minaret endommagé suite au séisme de Boumerdes, 2003.

b) Configurations de type " pendule inversé "

Les configurations visant à concentrer la masse des bâtiments dans leurs niveaux supérieurs donne lieu à des sollicitations d'origine sismique élevées. En effet, les charges sismiques étant proportionnelles aux masses, le bras de levier du moment de renversement augmente avec l'élévation du centre de gravité. Or, les sollicitations axiales dans les éléments porteurs verticaux croissent avec le moment de renversement. En outre, si des efforts de traction apparaissent dans les poteaux, leur résistance au cisaillement est notablement réduite. Par conséquent, il est souhaitable d'éviter, dans la mesure du possible, les formes de bâtiment en pendule inversé ou en pyramide inversée. (Zacek, 2004)

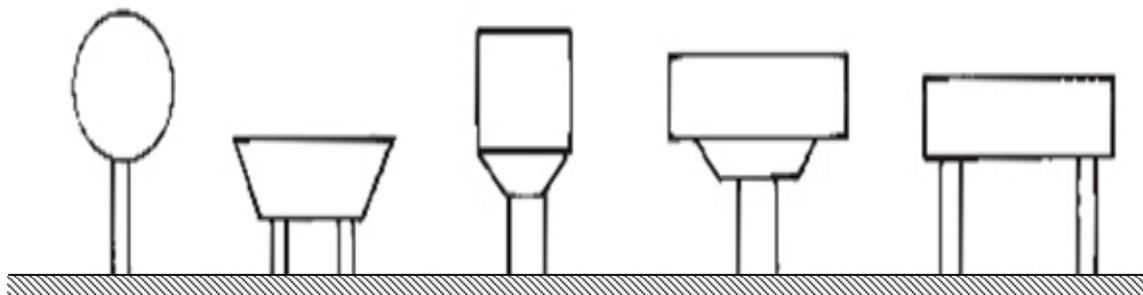


Figure 4.8: Constructions de type pendule inverse, à éviter en zone sismique

4.2.2.2. Hauteur et élancement des bâtiments

Contrairement à une idée largement répandue, il n'est pas a priori déraisonnable de construire des bâtiments tours en zone sismique. Les effondrements des bâtiments de grande hauteur sont beaucoup plus rares que ceux des ouvrages de hauteur faible ou moyenne. En fait, on remarque qu'il est surtout question de résonance: les constructions basses et rigides, qui ont une courte période propre, sont davantage sollicitées sur sols rigides (vibrant avec une faible période) que sur sols meubles et, inversement, les tours souffrent sur les sols mous.

Dans la phase du projet, la non-résonance des bâtiments tours avec le sol est un critère majeur. Pour la prévenir, il convient d'éloigner leur période propre fondamentale de celle du sol. On peut agir sur leurs caractéristiques géométriques et sur leur structure (choix du système porteur,

solution de contreventement, etc.). Pour les structures courantes, le RPA99 prévient ce phénomène à travers une majoration du coefficient d'amplification dynamique (formule 4.2 de ce règlement).

4.2.2.3. Couplage des bâtiments

Dans le souci d'en faciliter l'accès ou l'évacuation, deux bâtiments sont parfois couplés par des passerelles ou escaliers, sachant qu'en cas de séisme, ils n'oscillent pas en phase. Les ouvrages qui les relient peuvent alors être détruits (figure 4.9.a).

Pour les préserver, il est nécessaire de désolidariser mécaniquement ces ouvrages d'au moins un immeuble. Toutefois, la meilleure solution consiste à réaliser une structure auto stable indépendante, séparée des bâtiments adjacents par des joints parasismiques (figure 4.9.b).

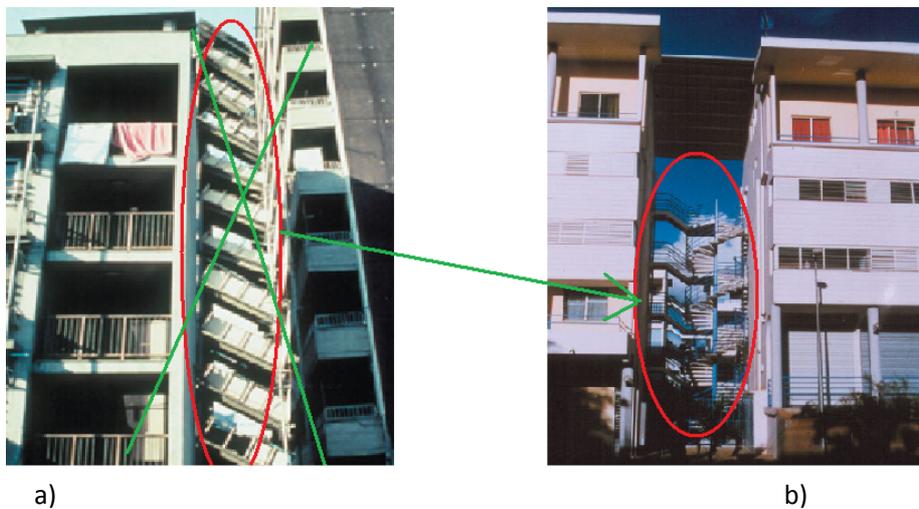


Figure 4.9: Destruction des passerelles due aux oscillations différentielles (Zacek)

4.2.2.4. Présence des niveaux décalés

L'adaptation des constructions au site conduit parfois à opter pour des planchers décalés, d'un demi-niveau par exemple. Si ces planchers sont portés par une ossature à poteaux, on peut craindre un cisaillement de ces derniers sous l'effet d'un séisme. En effet, du fait de leur bridage à mi-hauteur, ils sont plus rigides que les poteaux courants et attirent ainsi des charges beaucoup plus élevées. En même temps, leur capacité à absorber l'énergie cinétique des oscillations en se déformant est sensiblement réduite. Leur rupture est due au cisaillement qui est une rupture fragile, et non pas à la flexion, qui autorise la formation de rotules plastiques prévenant la dislocation. On parle de l'effet de poteau court.

Pour y remédier, on peut intégrer ces poteaux dans un voile en béton ou, de préférence, contreventer la structure par des voiles qui assureront dans ce cas la résistance aux charges horizontales.

Cette solution réduit considérablement la part des charges distribuées aux poteaux. L'utilisation des joints sismiques est aussi une solution mais elle est coûteuse au niveau des fondations.

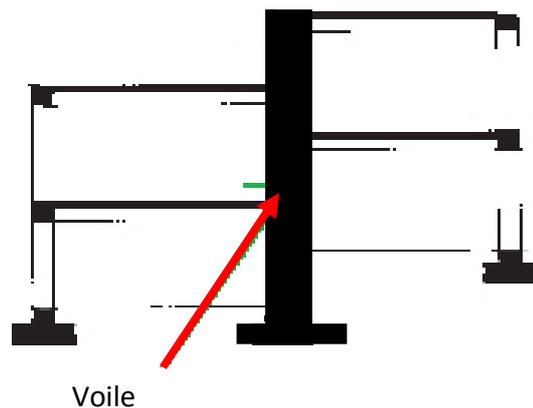


Figure 4.10: Solution efficace pour les constructions avec niveaux décalés (Zacek, 2004)

4.2.2.5. Parties de bâtiments et détails architecturaux

a) Escalier

La conception des escaliers demande une attention particulière. Plusieurs facteurs sont à prendre en compte:

- Les trémies d'escaliers constituent des percements importants des planchers, qui doivent jouer le rôle de diaphragmes. Ces derniers se comportent comme une poutre dont le plan de flexion est celui des planchers. Une trémie située au milieu d'un plancher, à l'endroit donc de l'axe neutre de la poutre que constitue le diaphragme, est moins préjudiciable qu'en sa périphérie. Il est également possible d'opter pour des cages d'escaliers extérieures, solidaires ou non du bâtiment afin d'éviter les trémies. Toutefois, assumer leur stabilité peut s'avérer délicat.

- La cage d'escalier, lorsqu'elle comporte des parois rigides, constitue un "point dur" pouvant être, en cas de séisme, à l'origine d'une torsion d'axe vertical si la symétrie des éléments rigides n'est pas assurée. Celle-ci peut être obtenue par une localisation judicieuse des palées de stabilité (voiles, travées triangulées). L'emploi d'escaliers légers à structure indépendante constitue également une solution.

b) Ouvrages sur toit

Il n'est pas rare de trouver divers ouvrages (citernes, locaux techniques, lofts, etc.) sur le toit d'immeubles. Ils présentent souvent une forte vulnérabilité aux séismes car ils constituent un retrait de la structure et une masse importante " mal " placée. L'effondrement de tels ouvrages lors d'un séisme est assez fréquent. Leur comportement sous séisme peut être amélioré par:

- un retrait progressif de la structure,
- le recours à une structure légère,
- un élancement (une hauteur) faible.

c) Soubassements

Les soubassements, constitués par le haut d'un sous-sol ou un vide sanitaire ouvert ou fermé, ont en général une hauteur plus faible que les autres niveaux. Lorsque leur résistance aux charges horizontales est assurée par des poteaux, l'effet de poteau court est souvent observé. Ces poteaux sont alors endommagés lors de séismes de forte intensité. Pour éviter les dommages graves, les

soubassements devraient comporter des murs périphériques en béton. En Algérie, après le séisme qui a ébranlé la région d'El-Asnam en 1980, la construction des vides sanitaires a été strictement interdite.

d) Mezzanines et galeries

Les mezzanines et les galeries sont souvent portées par des poteaux dont elles réduisent la hauteur libre, les exposant ainsi à l'effet de poteau court. L'effondrement de ces poteaux, situés souvent dans les niveaux inférieurs, pourrait entraîner celui de l'immeuble. (Zacek, 2004)

Pour limiter ce risque, il est possible:

- de concevoir une structure indépendante de la structure principale (stable par elle-même) ;
- d'égaliser la hauteur libre des poteaux du niveau concerné en bridant également ceux qui ne portent pas les mezzanines ou galeries.

4.3. INFLUENCE DU CHOIX DE STABILISATION SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE

Pendant un séisme, une construction reçoit des charges horizontales qui, comme les charges verticales, doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction par les éléments résistants (travaillant en flexion, ou au cisaillement).

Deux approches sont possibles:

- Structures auto stables

Les descentes de charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de structure que les charges statiques verticales (murs, coques, treillis tridimensionnels, portiques croisés...)

- Structures contreventées

Les descentes de charges horizontales passent par des dispositifs spécifiques (systèmes articulés + contreventements triangulés par exemple,...).

Dans tous les cas, ces efforts doivent être repris par des fondations appropriées. Les structures contreventées sont, pour un grand nombre de partis architecturaux, moins coûteuses que les structures auto-stables. Une structure doit avoir un contreventement horizontal (diaphragmes) et un contreventement vertical (palées de stabilité) et ces derniers doivent être dimensionnés en fonction des accélérations attendues.

La qualité des liaisons entre la structure et les éléments de contreventement, et en général la qualité de leur mise en œuvre, conditionnent leur efficacité.

Le "contreventement des plans horizontaux" permet de transmettre et répartir les actions latérales subies par la construction (et ses charges de fonctionnement) sur les éléments de contreventement vertical. Chaque niveau, y compris les pans de toiture, doit être contreventé, c'est-à-dire "résistant aux déformations".

Les éléments du "contreventement vertical" ou "palées de stabilité", doivent quant à eux résister aux efforts horizontaux dans leur plan à chaque niveau de la construction et assurer la descente des charges dynamiques vers les fondations.

4.3.1. Contreventement horizontal ou diaphragme

4.3.1.1. Définition

Un diaphragme est un plan horizontal (plancher de tout niveau, charpentes) ou incliné (versant de toiture) capable de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement.

4.3.1.2. Principe du contreventement horizontal et exigences

Le contreventement horizontal reçoit les sollicitations horizontales dans chaque direction. Il doit donc être rigide afin de pouvoir les transmettre fidèlement aux éléments verticaux.

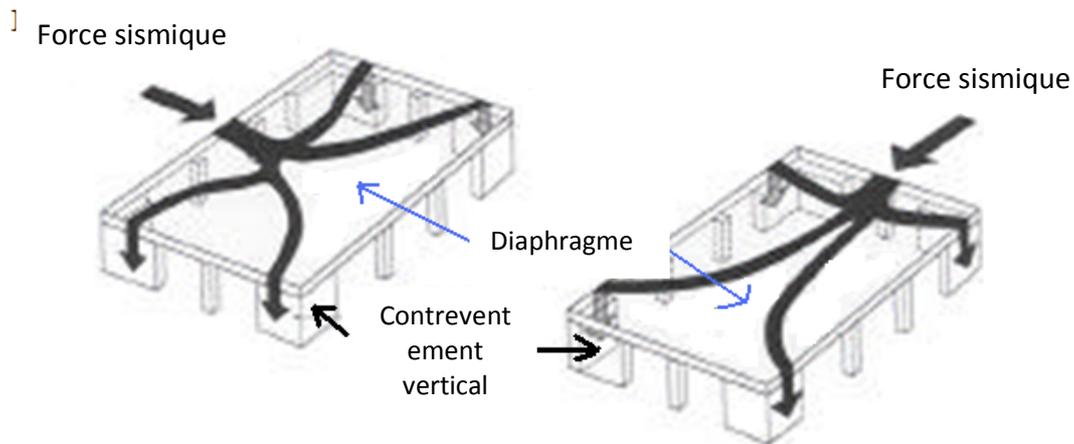
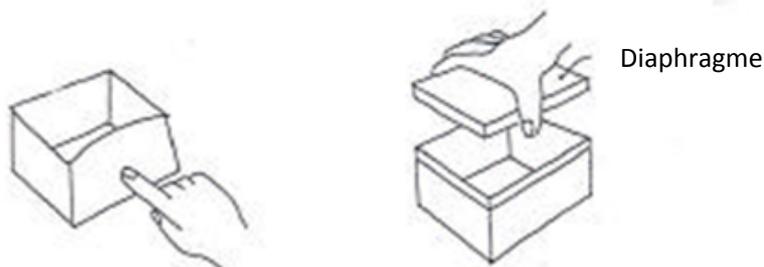


Figure 4.11: Principe de fonctionnement du contreventement horizontal

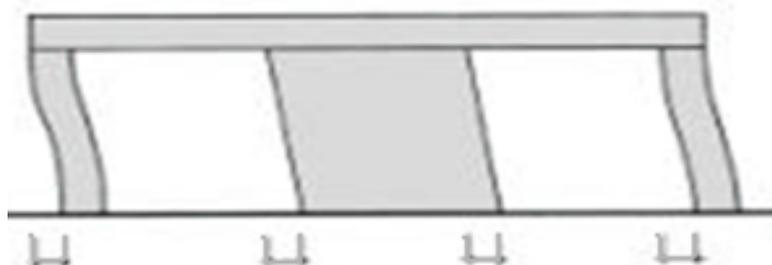
4.3.1.3. Rôle du contreventement horizontal

Il sert à:

- Transmettre les charges sur les éléments verticaux du contreventement sous-jacents proportionnellement à leur rigidité.
- Raidir le niveau: à l'absence du contreventement horizontal, chacun des éléments verticaux travaillerait en solitaire ce qui signifierait une destruction garantie de la structure en cas de séisme.



- Coupler les éléments porteurs verticaux



Même déplacement en tête

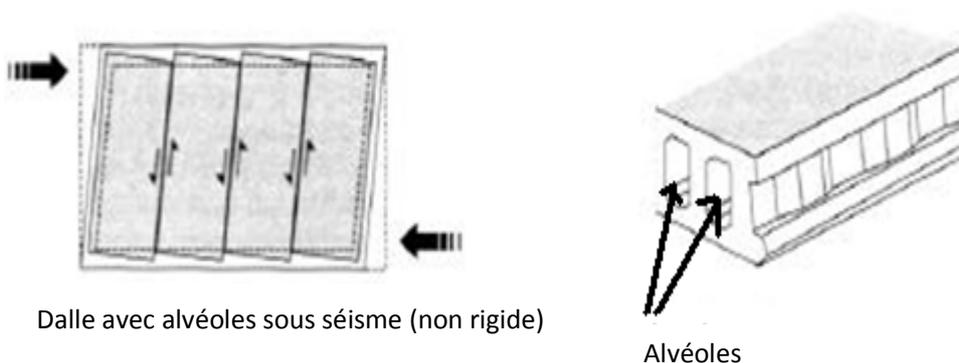
La rigidité d'un diaphragme dépend, du type de l'ouvrage (les planchers en béton armé constituent en général des diaphragmes rigides, les charpentes des diaphragmes flexibles), de sa forme en plan (les diaphragmes longs et étroits sont flexibles) et de la présence éventuelle de grandes trémies qui réduisent la rigidité d'un diaphragme. (AFPS, 2004)

La fonction diaphragme est considérée assurée s'il n'existe qu'une seule trémie dont aucune dimension n'excède la moitié du petit côté du plancher (les trémies dont le plus grand côté n'excède pas 50 cm de longueur sont négligées). Dans les autres cas, il faut justifier que le diaphragme fonctionne "en treillis" ou "en voûtes".

Le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) considère comme régulières en plan les constructions dont la surface totale des trémies n'excède pas 15 % de la surface du plancher. Il est nécessaire de renforcer les rives des trémies : des armatures complémentaires, de section égale à celle des armatures coupées par la trémie, doivent être disposées de chaque côté de la trémie

Remarque

Les dalles alvéolées ne conviennent pas pour les zones de forte sismicité. En effet, bien que leur poids léger soit un avantage (solllicitations sismiques directement proportionnelles au poids total de la structure), il n'en est pas de même en termes de rigidité horizontale.



Dalle avec alvéoles sous séisme (non rigide)

Alvéoles

Figure 4.12: Mauvais comportement des dalles aiveolees sous séisme

4.3.2. Contreventement vertical courant - Panneaux rigides et portiques

4.3.2.1. Voiles en béton armé

Par rapport à d'autres systèmes constructifs tels que les portiques, les structures à voiles en béton armé présentent, particulièrement en zone sismique, plusieurs avantages :

- leur présence limite les déformations latérales,
- leur rigidité permet de protéger les éléments non-structuraux et quelques poteaux existants,
- leur présence permet de s'affranchir du problème difficile posé par la réalisation des nœuds des portiques,
- et permettent de ne pas être pénalisé dans le choix du coefficient de comportement en cas de panneaux de remplissage.

En conclusion, de multiples raisons d'ordre structural et économique poussent à promouvoir l'utilisation de ces structures en zone sismique.

4.3.2.2. Portiques en béton armé

Ils sont constitués par des assemblages de poteaux et de poutres. Ce type d'ossature a connu un essor spectaculaire après la découverte des méthodes de calcul simplifiées. Il convient pour les bâtiments de faible à moyenne hauteur, c'est-à-dire pas plus de 23m dans la zone I, 17m dans la zone II, et 8m dans la zone III selon le RPA99 version 2003. Au-delà, la structure devient lourde, par conséquent, il est préférable d'utiliser les ossatures par refends porteurs moins lourdes et plus économiques.

Les bâtiments constitués par une structure en portiques (poteaux et poutres) en béton armé avec des remplissages en maçonnerie représentent entre 80 % à 90 % des constructions réalisées dans la zone sinistrée par le séisme de Boumerdes du 21 mai 2003.

Les poteaux d'angle sont les plus vulnérables pour les raisons suivantes:

- parce qu'ils reçoivent le cisaillement dans les deux directions horizontales, même si les deux efforts tranchants n'atteignent pas en même temps leur valeur maximale,
- et parce qu'ils ne reçoivent comme charge verticale que le poids d'un quart de travée, alors que la poussée de la bielle qu'ils ont à équilibrer est celle qui correspond à une travée complète.

L'effondrement de bâtiments, dont la structure est réalisée par des portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie s'explique par le processus suivant : les bielles développent à leur extrémité supérieure des efforts internes dont une composante verticale ascendante qui tend à délester le poteau, et une composante horizontale qui tend à le cisiller (voir figure 4.13).

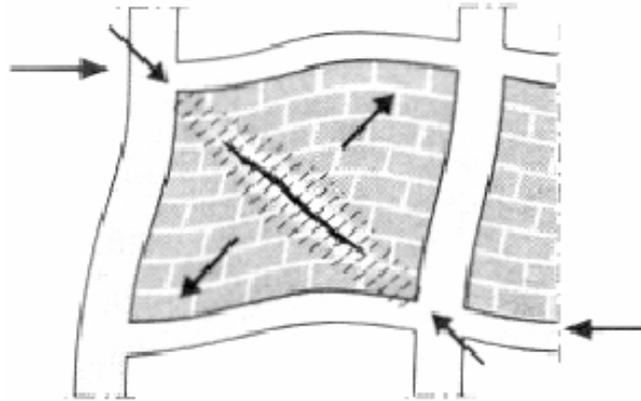


Figure 4.13: Comportement des portiques remplis de maçonnerie rigide en cas de séisme

4.3.2.3. Systèmes mixtes

Ce système d'association entre les voiles (murs ou noyau) et les portiques en béton armé donne aussi de bons résultats mais il faut observer quelques dispositions géométriques afin d'éviter le cisaillement des poteaux sous l'effet de la torsion. Le RPA 99 version 2003 limite ce système à 33m de hauteur quelque soit la zone sismique.

4.3.3. Autres types de contreventement vertical - Palées triangulées et arcs

Le contreventement triangulé constitue aussi une solution rigide et convient pour les constructions reposant sur sol meuble. Il est fréquemment utilisé pour les structures en poteaux et poutres de hauteurs faibles à moyennes pour des raisons économiques.

Les barres inclinées formant les triangles avec l'ossature peuvent être rigides ou constituées de tirants, croisés ou non.

Vis-à-vis du séisme, les barres rigides sont plus efficaces quoique plus coûteuses. Elles résistent à la traction et à la compression. Les assemblages des ossatures contreventées sont en général articulés (non rigides) mais les nœuds rigides sont parfois utilisés dans la construction d'immeubles de grande hauteur afin d'améliorer leur rigidité.

Toutes les formes de triangulation sont acceptables sauf celles qui brident les poteaux en les exposant ainsi à l'effort tranchant.

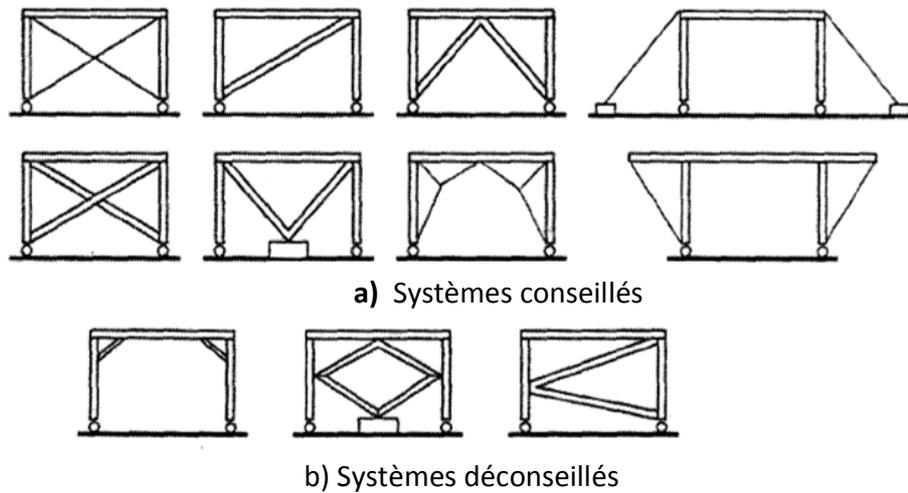


Figure 4.14: Types de palées triangulées

Les arcs sont aussi utilisés surtout dans la construction des halles, ils ont un comportement similaire à celui des portiques et sont aussi éléments de contreventement. Cependant, ils exercent des poussées horizontales importantes aux appuis qui doivent obligatoirement être équilibrés au niveau des fondations. (AFPS, 2004)

4.3.4. Critères de choix et conception de la structure

Une structure dont la configuration n'épouse pas la forme du bâtiment ou interfère avec les circulations comporte nécessairement des éléments de rattrapage qui constituent des zones plus rigides ou plus faibles, susceptibles de subir une rupture fragile.

Tous les systèmes porteurs peuvent être utilisés en zone sismique, mais ils n'ont pas tous la même efficacité vis-à-vis des tremblements de terre, c'est pour cette raison que les règlements en fixent les limites.

4.3.4.1. Rez-de-chaussée flexible

Un niveau "souple" ou "flexible" est:

- un niveau dont la rigidité latérale est inférieure à 70 % de celle du niveau immédiatement au-dessus,
- un niveau dont la rigidité latérale est inférieure à 80 % de la rigidité latérale moyenne des trois (03) niveaux situés immédiatement au-dessus de lui.

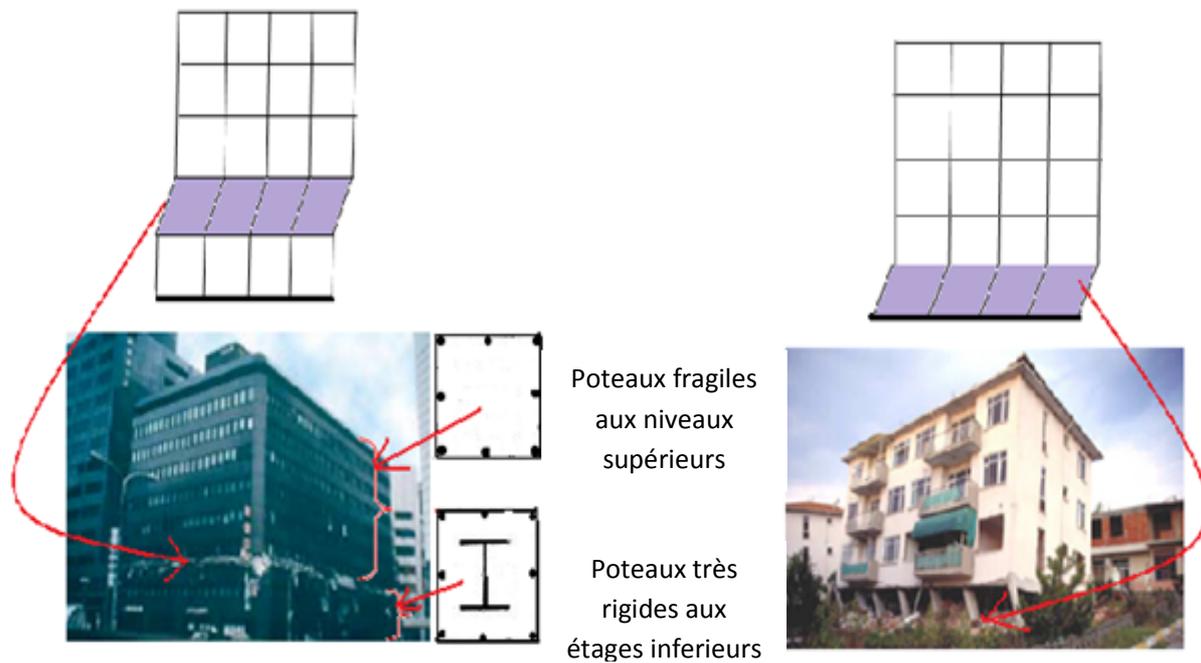


Figure 4.15: Niveaux flexibles (AFPS, 2004)

Les images ci-dessus représentent des ouvrages endommagés par le passage d'un séisme. A gauche, le troisième étage de cet immeuble commercial a disparu. Les niveaux supérieurs se sont affaissés d'un étage à cause de la présence d'un niveau flexible. A droite, la présence d'un niveau transparent (rez-de-chaussée flexible) a détérioré le bâtiment. Cette situation est très fréquente en Algérie, où une grande partie des bâtiments d'habitation ont un niveau transparent destiné au commerce.

Dans tous les cas, la solution efficace reste celle de conférer à ces niveaux flexibles, une rigidité comparable à celle des autres niveaux.

A titre exemple, dans le cas d'un rez-de-chaussée flexible, on peut utiliser un contreventement en façade ou découpler les allèges (dissociation des colonnes et allèges) permettant ainsi d'égaliser la hauteur libre des colonnes de la structure principale (dans le cas d'un petit bâtiment) comme c'est le cas dans l'exemple représenté par la figure ci-dessous.

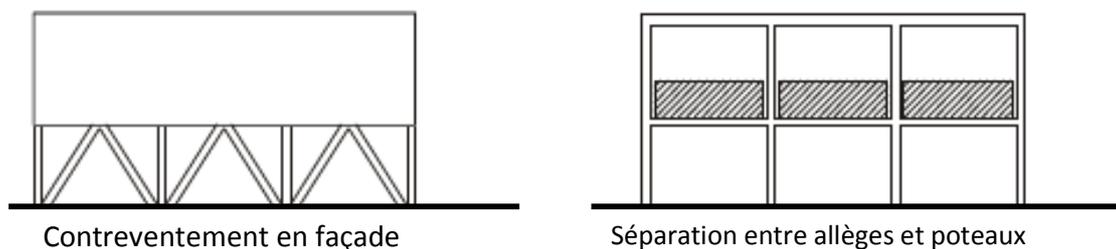


Figure 4.16: Solutions pour le rez-de-chaussée flexible

4.3.4.2. Poteaux courts

Mise à part la situation évidente des soubassements, l'utilisation d'allèges en maçonnerie ou en béton armé est aussi à l'origine d'un phénomène préjudiciable: l'effet d'éléments courts. Les allèges brident les poteaux adjacents, dont la hauteur libre est celle des fenêtres. La flexibilité des poteaux, nécessaire pour accepter les déformations imposées par le séisme, est donc réduite. Lorsque les travées avec allèges participent d'une manière significative au contreventement, la sollicitation des poteaux en cisaillement est très importante et les dommages sismiques fréquents.

Il s'agit de l'effet de poteau court commenté au paragraphe 4.2.2 sur les "niveaux décalés". La rupture par cisaillement s'effectue typiquement en diagonale (allure de croix), perpendiculairement aux efforts de traction, respectivement pour chaque sens d'oscillation. Si le poteau n'est bridé que d'un côté, une seule rupture diagonale se produit.

A défaut d'éviter le poteau court, le RPA99 Version 2003 préconise de calculer le poteau en ne considérant que la hauteur libre (paragraphe 7-4 du RPA).

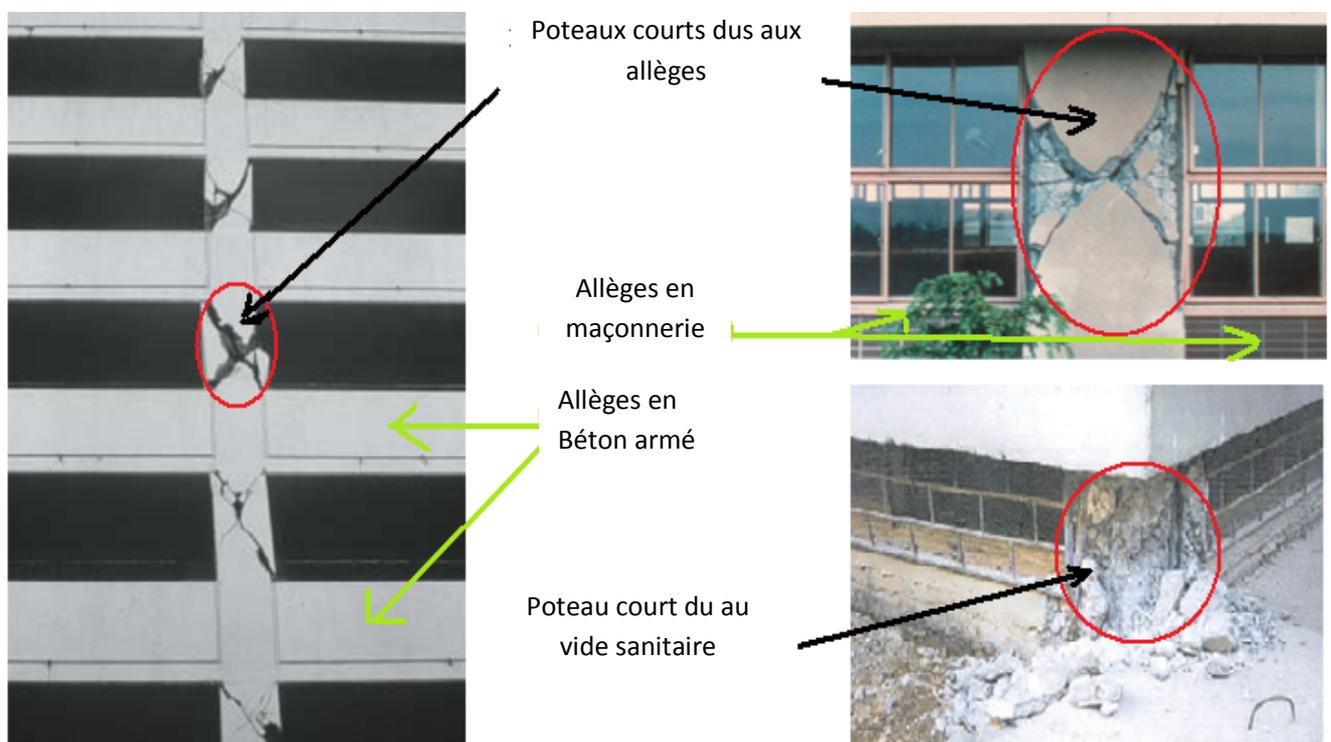


Figure 4.17: Effet d'éléments courts (Zacek, 2004)

Plus généralement, le phénomène de poteau court peut se produire partout où la déformabilité des poteaux est bridée. Pour éviter l'effet d'élément court dû à la présence d'allèges, deux solutions sont envisageables:

- contreventer la façade ou le bâtiment par un ou plusieurs voiles en béton qui assurent la résistance aux charges horizontales,
- opter pour des allèges ayant une rigidité nettement inférieure à celle des poteaux. On peut donc utiliser les techniques des façades légères.

4.3.4.3. Croisement poteaux-poutres

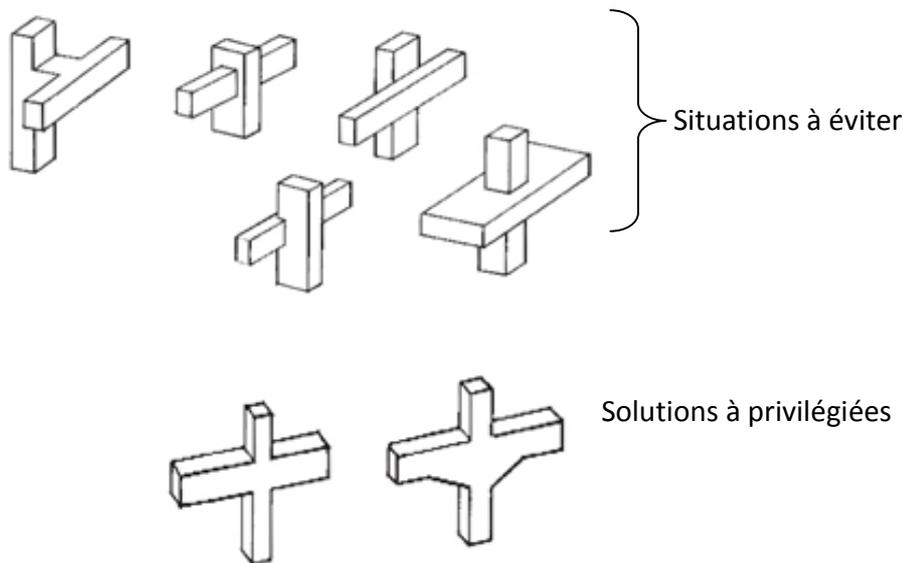


Figure 4.18: Différents types de croisement poteau-poutre



Séisme d'Anchorage. Alaska 1964



Séisme de Boumerdes. Algérie 2003

Figure 4.19: Dommages au niveau des croisements poutre-poteau

A gauche, on remarque que l'axe du poteau est excentré par rapport à celui de la poutre. C'est cet excentrement des charges sur la poutre qui a causé la poussée au vide des armatures du poteau détruisant ainsi le nœud. A droite, l'effondrement est dû à l'absence des armatures transversales dans la zone critique du poteau et dans le nœud, et à cause d'une mauvaise reprise de bétonnage au mauvais endroit.

4.3.4.4. Système isostatique-Système hyperstatique

Le passage d'un séisme est l'heure de vérité pour la structure. Si pour une raison ou une autre, un des éléments de contreventement peut se montrer défaillant et céder, dans cette situation, une redistribution des charges aux éléments restants, aptes à reprendre les sollicitations, s'impose. Cependant, pour assurer la stabilité de la structure, ces derniers doivent former au moins un système isostatique. Cela revient à dire qu'au départ, le concepteur doit prévoir un système hyperstatique, c'est-à-dire une "réserve de stabilité".

C'est ainsi que pour un contreventement vertical, dans une zone sismique, la structure doit disposer par niveau, plus de trois éléments verticaux de contreventement disposés de manière qu'il existe au moins trois éléments d'axes non coplanaires et non concourants.



a) Effondrement d'une structure isostatique, Japon

b) Structure très vulnérable au séisme, Alger (USTHB)

Figure 4.20: Systèmes isostatiques

La figure précédente représente des structures isostatiques (non redondantes). A gauche l'effondrement d'une structure lors du séisme de Kobé en 1995, et à droite une structure très longue et isostatique se trouvant à l'Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene d'Alger, très vulnérables aux séismes.

4.3.4.5. Superposition des éléments porteurs verticaux

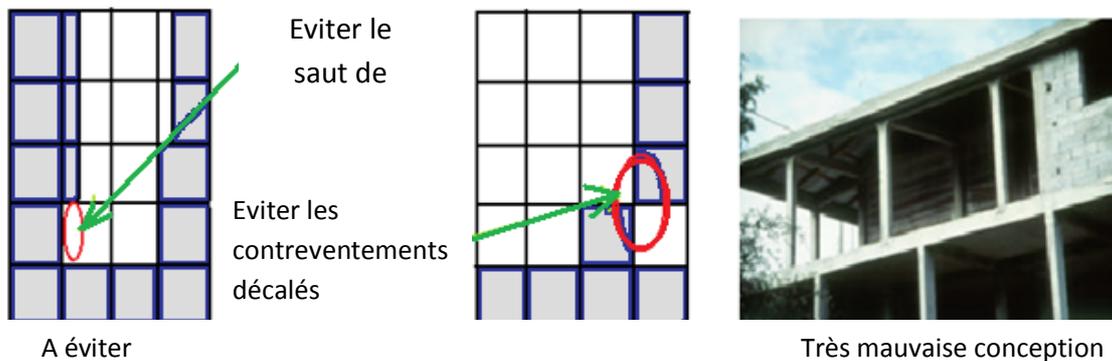


Figure 4.21: Situations à éviter pour les éléments porteurs

Il faut toujours veiller à ce que les éléments porteurs verticaux d'un niveau (n+1) soient superposés à ceux du niveau n et éviter une augmentation de rigidité ou de dimensions des éléments structuraux de bas vers le haut. En effet, la descente de charges en forme de baïonnette réduit la ductilité, donc le type de rupture et la durée de résistance des poutres (les tronçons courts de la poutre ainsi que la poutre courte pourraient subir une rupture fragile).

4.3.4.6. Liquéfaction du sol

La figure 4.22 représente un bâtiment enfoncé dans un sol sous l'effet d'un tassement localisé dû à la liquéfaction.

La liquéfaction d'un sol peut entraîner la ruine des constructions jusqu'à celles dont la superstructure est réputée de conception très saine.

Les études géotechniques doivent permettre d'identifier les critères de susceptibilité à la liquéfaction des sols et de détecter les zones où le phénomène pourrait se produire en cas de séisme majeur. A cet égard, âge du dépôt, granulométrie, saturation d'eau, et taux de contrainte cyclique des sols sont déterminants.

Si le sol est liquéfiable, la solution consiste à le traiter en lui donnant les caractéristiques recherchées avant toute construction. A titre d'exemple, on peut adopter des fondations profondes permettant d'atteindre le bon sol. Sinon, il est préférable, dans la mesure du possible, d'éviter ces sites pour l'implantation des constructions.



Figure 4.22: Enfoncement d'un bâtiment dû à la liquéfaction, Caracas 1967. (Balandier, 2001)

4.3.4.7. Effet poteau fort-poutre faible

Il faut absolument éviter les portiques constitués de poutres fortes et de poteaux faibles. Cette situation peut conduire à la formation des rotules dans les poteaux plutôt que dans les poutres, et rendre ainsi le système instable. Aussi, il est préférable que les poutres soient endommagées plutôt que les poteaux pour éviter aux occupants de recevoir les planchers sur la tête, et leur permettre par la même occasion de rejoindre des abris sûrs.



Effondrement d'un bâtiment R+6

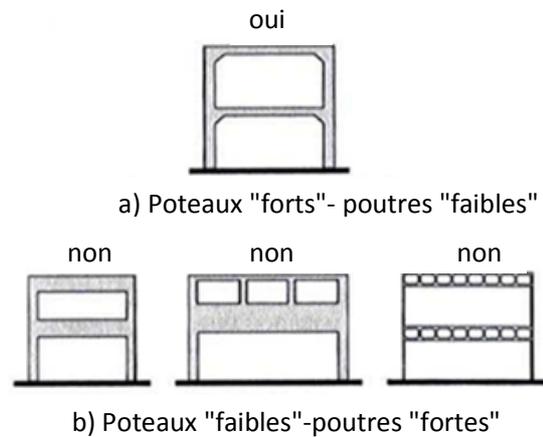


Figure 4.23: Dommages dues à l'effet de poteau faible-poutre forte

4.3.4.8. Remplissage des portiques avec la maçonnerie



Figure 4.24: Portiques plus résistants que la maçonnerie, Boumerdes 2003.

La maçonnerie présente une grande rigidité accompagnée d'une capacité de déformation très réduite (comportement fragile). Ces deux caractéristiques, rigidité et fragilité, ne représentent pas des atouts pour un bon comportement sismique. Par conséquent, dans une zone sismique, le remplissage des portiques avec de la maçonnerie n'est sans doute pas la meilleure solution, cette association est à éviter dans la mesure du possible.

L'idée très répandue faisant croire qu'en remplissant les portiques en béton armé avec de la maçonnerie, on améliore leur comportement aux séismes est erronée. En effet, cela n'est juste que pour de petits efforts, et tant que la maçonnerie reste pratiquement intacte.

La coalition entre deux types de comportement très différents et peu compatibles réagit mal aux tremblements de terre: les portiques sont relativement souples et ductiles, tandis que la

maçonnerie non armée, très rigide mais fragile et peut "exploser" sous l'effet de petites déformations.

Au début d'un tremblement de terre, la maçonnerie reprend presque toutes les forces sismiques. Mais elle cède ensuite sous l'effet d'un mécanisme de bielles obliques ou par glissement, car le frottement est généralement faible, dû au manque de charges verticales. L'apparition de fissures en croix est caractéristique de ce mécanisme. On peut distinguer deux cas:

- soit les poteaux du cadre sont plus résistants que le remplissage de maçonnerie ce qui fait que la maçonnerie soit détruite et tombe hors du cadre (figure 4.24),
- soit c'est l'inverse, les poteaux sont plus forts et dans ce cas, la maçonnerie risque d'endommager les poteaux et notamment de les cisailer, ce qui provoque souvent l'effondrement de l'ouvrage (figure 4.25).



Figure 4.25: Maçonnerie plus résistante que les cadres, Turquie 1998.

Cependant, les autres matériaux de remplissages qui sont légers et qui assurent la sécurité ne sont pas aussi accessibles que la maçonnerie, d'où sa présence encore sur les chantiers malgré ses inconvénients.

Qu'ils soient pris en compte ou non dans les justifications de résistance aux efforts sismiques, les panneaux de remplissage en maçonnerie développent, suivant leurs diagonales dans un sens puis dans l'autre, des bielles actives fonctionnant en compression et constituant avec l'ossature un système triangulé comme nous l'avons montré sur la figure 4.10. De ce fait, le modèle de calcul doit tenir compte, de façon aussi fidèle que possible, des éléments de remplissage, même lorsque la résistance de ces derniers n'est pas prise en compte dans les calculs. (AFPS, 2003)

4.3.4.9. Torsion d'ensemble

Une structure dont le centre de masse ne coïncide pas avec le centre de torsion (centre des inerties), est soumise à un moment de torsion. Pour arriver à contrôler ce phénomène, la distribution des contraintes dans un solide soumis à la torsion doit être telle qu'il faut que:

- Les éléments susceptibles de donner la résistance torsionnelle à la structure soient portés le plus possible vers la périphérie du bâtiment pour atteindre leur effet maximal. En effet, pour un moment de torsion M_t donné, la résultante de cisaillement V dans chaque

contreventement sera déduite de l'équilibre des moments, c'est à dire d'une relation du type $V = M t/d$ et plus le bras de levier d sera grand plus V sera petit.

- Une résistance et une rigidité appropriées à la torsion soient mises en place pour limiter les mouvements du bâtiment et les sollicitations des éléments structuraux dus à la torsion.
- Les éléments de contreventement soient disposés de façon à rapprocher le plus possible le centre de masse et le centre de torsion.
- Lorsqu'on a le choix, uniformiser la masse sur le plancher, éviter de placer les masses correspondant aux charges d'exploitation dans des zones de la structure où elles risquent d'engendrer des sollicitations importantes de flexion ou de torsion. Ainsi, des zones massives telles que bibliothèques, archives, salle de radiographie, doivent être placées au sous-sol ou au rez-de-chaussée plutôt qu'aux étages, afin de réduire le cisaillement et la flexion. Et pour limiter la torsion, ces mêmes zones massives, si elles sont placées en hauteur, doivent être situées le plus proche possible du centre de torsion du bâtiment.



a) Petit bras de levier, à rejeter



b) Grand bras de levier à retenir

Les voiles doivent être éloignés pour augmenter la résistance à la torsion



a) Noyau avec faibles dimensions et mal situé à rejeter



b) Noyau avec grandes dimensions et bien situé à privilégier

Le noyau doit être assez grand et positionner le plus proche possible du centre de masse

Figure 4.26: Différentes dispositions des éléments de contreventement

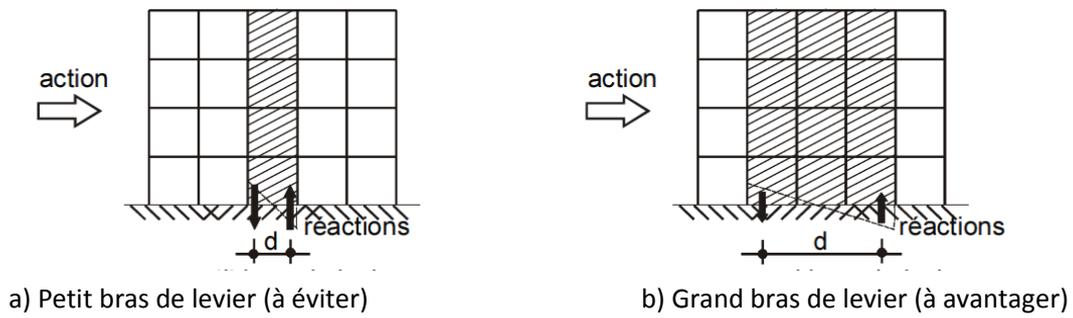


Figure 4.27: Influence de la largeur des éléments de contreventement sur la résistance à la torsion



Séisme de Kobé, Japon 1995



Séisme d'El Asnam, Algérie 1980

Figure 4.28: Exemples de dommages dus à la torsion d'ensemble (Zacek, 2004)



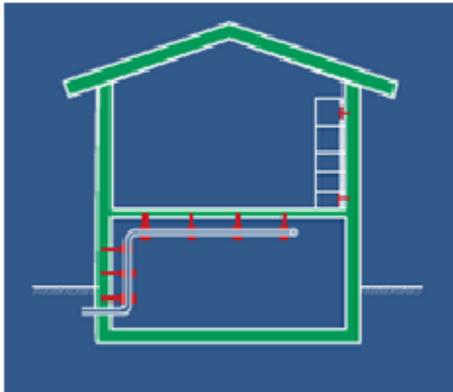
Figure 4.29: Bâtiments publics situés en Guadeloupe (Zacek, 2004)

La photo située à gauche de la figure 4.29 montre un rez-de-chaussée ne disposant que d'un seul voile très rigide (grande excentricité). En cas de séisme violent, n'étant pas rigidifié côté droit, le moment de torsion résultant va raser les poteaux se trouvant à droite (qui plus est un niveau flexible).

Même situation pour la photo de droite où le noyau de contreventement se trouve à gauche.

4.3.4.10. Emplacement des divers équipements

Dans une construction parasismique, il ne s'agit pas seulement d'appliquer un certain nombre de prescriptions réglementaires, mais d'avoir une approche globale qui prend en compte tous les facteurs pouvant avoir une incidence sur le bien être des usagers en cas de séisme. Il convient alors de bien disposer et bien fixer tous les éléments complémentaires qui sont indispensables au confort et l'exploitation de la construction (installations et équipements) notamment les câbles électriques et tuyaux de gaz dont la rupture en cas de séisme peut ouvrir les portes à d'autres dégâts plus importants que ceux causés par le séisme lui-même.



a) Equipement bien fixé



b) Equipement mal soutenu

Figure 4.30: Installations et équipements (Bachmann, 2002)



Propagation à grande échelle d'un incendie, Séisme de Kobé 1995

4.4. CONCLUSION

Une bonne conception parasismique joue un rôle très important dans le processus de construction d'une structure de génie civil car c'est d'elle que dépend la fiabilité des résultats des calculs conformement aux normes parasismiques aussi scrupuleuses soient-elles.

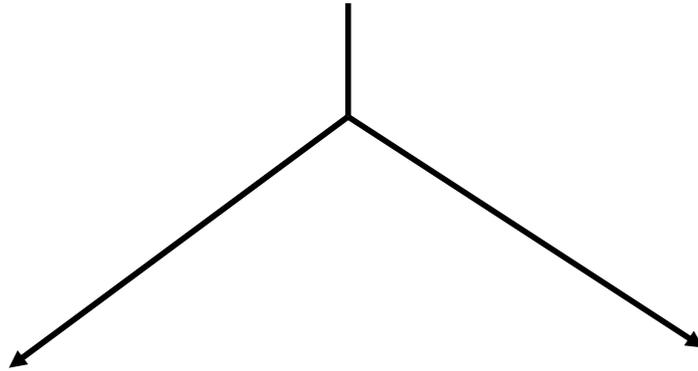
Le comportement d'un ouvrage sous séisme est pratiquement déterminé en amont des règles, car c'est au moment de l'esquisse qu'on fixe la géométrie (donc la répartition des masses et des éléments rigides), ainsi que le type de structure et, par là, son mode de fonctionnement sous charges sismiques.

L'architecte doit par conséquent posséder des connaissances solides dans le domaine du génie parasismique pour lui permettre d'opérer, en amont des calculs, des choix qui assureront à la construction projetée des conditions optimales de résistance aux séismes.

Par ailleurs, une étroite collaboration entre l'ingénieur civil et l'architecte garantit une conception rationnelle des bâtiments permettant de maintenir le coût de leur protection parasismique à un niveau relativement faible.

CHAPITRE V

Méthodes de dimensionnement parasismique



Dimensionnement classique

"Rupture fragile"



Dimensionnement en capacité

"Rupture ductile"

METHODES DE DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE

5.1 INTRODUCTION

L'état actuel des connaissances, nous permet de:

- prévoir par avance les niveaux et les modes possibles de déformation de la structure sur un sol donné,
- estimer l'aptitude d'une structure à transformer le mouvement d'origine sismique en énergie (chaleur), éventuellement au prix des dommages,
- connaître par avance les zones de la structure les plus exposées à la rupture en cas de fortes secousses sismiques.

A partir de ce constat, on peut établir des règles de constructions efficaces capables de prévoir le comportement d'une structure en cas de séisme. Par conséquent, pour le dimensionnement au séisme, deux possibilités se présentent :

- le comportement ductile, ou l'aptitude des structures à se déformer de façon irréversible sans atteindre la dislocation;
- le comportement élastique, non ductile ou à ductilité limité.

Pour une agression sismique, un comportement ductile de la structure est préférable car il permet de dissiper l'énergie sismique sous forme de déformations plastiques. Pour ce même comportement, des dispositions constructives particulières doivent être respectées pour garantir une ductilité suffisante des éléments de la structure.

Aussi, pour un dimensionnement sismique, on peut utiliser deux types de méthodes:

- les méthodes de calcul basées sur les forces ou dimensionnement selon les concepts traditionnel (linéaire-élastique) : les éléments de construction sont comparés à leur résistance;
- les méthodes de calcul basées sur les déformations ou dimensionnement en capacité : la sécurité parasismique d'un élément est basée sur sa capacité de déformation.

5.2 NOTIONS ELEMENTAIRES

Pour mieux appréhender les principes de base du dimensionnement parasismique des structures, il est nécessaire de rappeler certaines notions de base indispensables à la compréhension du comportement des structures sous l'action sismique.

5.2.1. Règle des déplacements égaux

Elle stipule que quelque soit le niveau de résistance d'une structure, son déplacement relatif est égal au déplacement relatif élastique que la structure subit si elle est assez résistante pour rester dans le domaine élastique. Cette règle vérifiée et validée analytiquement et expérimentalement est à la base de la majorité des normes parasismiques de part le monde. Elle est résumée sur la figure 5.1.

Cette figure montre que la valeur du coefficient de réduction R de la résistance a une limite déterminée par le déplacement ultime u_p que peut subir la structure juste avant l'effondrement.

Le rapport u_p/u_y exprime la ductilité μ_Δ de la structure.

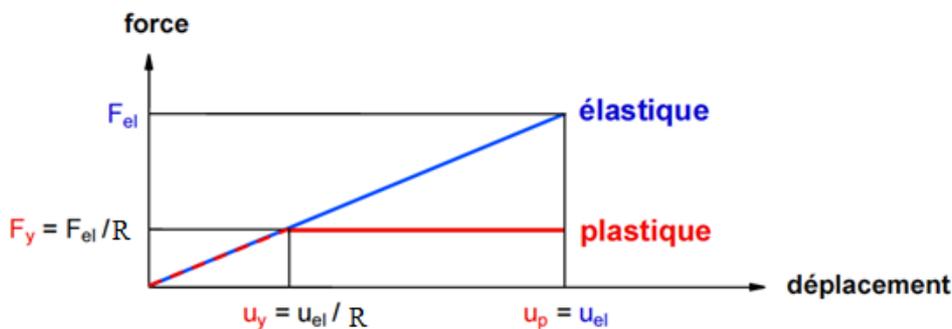


Figure 5.1: Hypothèse d'iso-déplacement

A partir de cette règle, on peut estimer le comportement non linéaire des structures à partir d'un calcul linéaire, et éviter ainsi le problème de modélisation des structures dans le domaine post-élastique qui n'est pas facile en pratique.

Globalement, la structure sera dimensionnée pour reprendre les actions obtenues en divisant les actions élastiques par R, facteur de réduction de la résistance.

A titre d'exemple, dans le cas des constructions en béton armé, une structure plastique contient environ R fois moins d'armatures que son homologue élastique. Par conséquent, la structure plastique doit compenser son déficit de résistance par une ductilité suffisante. Par ailleurs, l'application de la règle des déplacements égaux donne :

$$\mu_\Delta = u_p/u_y = u_{el}/(u_{el}/R) = R$$

Cette règle empirique est vérifiée pour les oscillations simples non linéaires soumis à des séismes naturels ou artificiels. Les résultats obtenus sont résumés par la figure suivante :

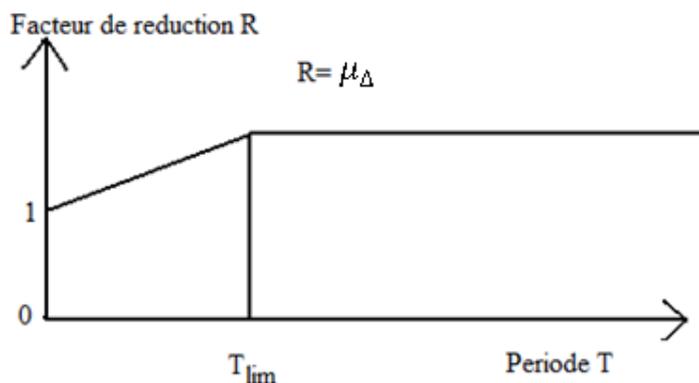


Figure 5.2: Facteur de réduction en fonction de la période

A partir de cette figure, on remarque que cette règle est valable à partir d'une période limite (T_{lim}) qui, selon plusieurs chercheurs, se situe entre 0.5 et 0.7 secondes. Autrement dit, cette règle est vérifiée pour les structures souples.

En revanche, elle perd sa crédibilité pour les structures plus rigides : leur demande en ductilité augmente démesurément en raison de leur promptitude à se plastifier (très grande rigidité). A l'extrême, pour une structure infiniment rigide, aucune réduction de la résistance n'est admise ($R=1$). Pour ce type de structure, il existe dans la littérature de spécialité des règles empiriques comme celles basées sur les énergies égales. Cependant, toutes les études menées n'ont pas permis de définir un domaine de validité pour ce type de règles.

5.2.2. Coefficient de comportement de la structure

Les normes parasismiques existantes de part le monde utilisent la règle des déplacements égaux pour un dimensionnement classique ou un dimensionnement en capacité. Dans cette optique, les valeurs des facteurs de réduction de résistance "R" sont rebaptisées " coefficient de comportement structural q ".

Dans le dimensionnement classique, seule la résistance est prise en compte avec un coefficient de comportement voisin de 1.5 signifiant que la structure se comporterait fondamentalement de manière élastique lors d'un séisme. Un coefficient $q=2$ correspond à une plastification nominale de la structure. L'hypothèse d'un coefficient de comportement plus élevé est possible mais la capacité plastique nécessaire doit être vérifiée, ce qui est justement l'objet de la méthode de dimensionnement en capacité. Les valeurs de ce coefficient sont fonction de la nature du matériau de construction et du type de structure.

5.3 EFFORT DE DIMENSIONNEMENT

Les deux méthodes de dimensionnement ne se différencient pas fondamentalement dans la détermination des sollicitations sismiques de base. La différence apparaît principalement au niveau de la réduction des sollicitations élastiques qui traduit l'effet favorable des plastifications.

En règle générale, les sollicitations doivent être déterminées sur la base d'un spectre de dimensionnement. Dans le cas des bâtiments réguliers, la méthode statique équivalente (ou méthode des forces de remplacement) permet alors de déterminer les efforts internes de dimensionnement.

Les bâtiments irréguliers nécessitant des calculs plus précis sont traités avec la méthode du spectre de réponse.

Il est important de souligner que le recours aux méthodes plus sophistiquées est exceptionnel pour le dimensionnement de nouveaux bâtiments. Ces méthodes sont plutôt réservées à l'évaluation du comportement sismique des bâtiments existants.

Pour tenir compte de l'effet favorable des déformations plastiques dans le dimensionnement, il faut déterminer la résistance requise en fonction de la capacité de dissipation d'énergie de la structure. Pratiquement, le dimensionnement se base sur la sollicitation sismique élastique réduite en fonction de la ductilité globale offerte par la structure.

En raison de la complexité du comportement sismique non linéaire, l'utilisation de règles empiriques est indispensable. Dans cette optique, la règle des déplacements égaux est la règle empirique la plus utilisée pour le dimensionnement parasismique.

5.4 DIMENSIONNEMENT TRADITIONNEL

Une structure peut être dimensionnée pour se comporter élastiquement en cas de séisme: c'est le dimensionnement linéaire élastique ou dimensionnement classique. Compte tenu de la grande résistance exigée par ce dimensionnement, son utilisation ne peut être justifiée économiquement que pour les structures légères, en zones de faible sismicité. Cependant, dimensionner une structure élastiquement (grande résistance) ne veut pas dire niveau de sécurité plus élevé, car aucune disposition particulière de construction n'est imposée pour exclure tout risque de rupture fragile. (Lestuzzi et Badoux, 2008)

5.5 DIMENSIONNEMENT EN CAPACITE

5.5.1. Principe de base

Le dimensionnement en capacité est une méthode moderne qui échappe de manière intelligente et élégante à la complexité du comportement sismique. En effet, au lieu de se focaliser sur les sollicitations dont la détermination reste incertaine, le dimensionnement en capacité se base sur la capacité de la construction à supporter favorablement les sollicitations d'origine sismique par la dissipation sous forme de déformations plastiques.

Ce qui fait la force de ce dimensionnement, c'est que son principe de base est simple : " le projeteur impose à la structure comment elle doit se comporter ", autrement dit, là où elle doit se plastifier et là où elle doit rester élastique. En d'autres termes, le concepteur choisit les endroits où les déformations plastiques doivent se concentrer (rotules plastiques) en cas de séisme.

Ce concept permettant de protéger à priori les sections non ductiles de l'ouvrage peut être décrit simplement par l'exemple de la chaîne très utilisée dans la littérature spécialisée.

Considérons une chaîne soumise à un effort de traction et comportant un maillon choisi délibérément plus faible que les autres (maillon 2).

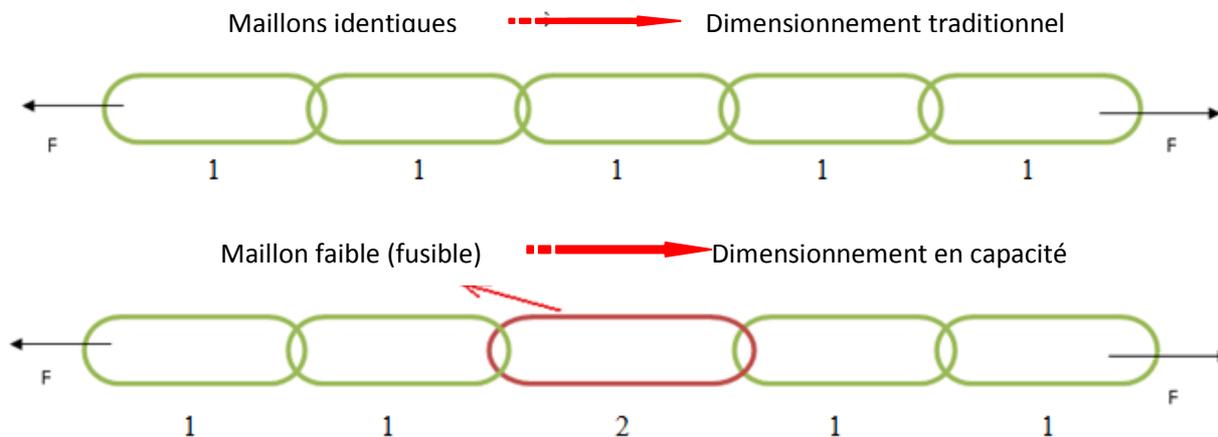


Figure 5.3: Illustration des types de dimensionnement

Dans le dimensionnement en capacité, la rupture est localisée au niveau du maillon faible (fusible), que l'on peut concevoir très déformable. Sa présence parmi les autres maillons plus résistants (mais fragiles), assure la capacité de déformation de toute la chaîne. En revanche, pour un dimensionnement classique, toutes les chaînes sont identiques. Donc, si nous voulons obtenir la même capacité de déformation que précédemment, il faut conférer à tous les maillons une capacité identique car la rupture peut survenir sur n'importe lequel.

La chaîne symbolise l'ensemble de la structure et le maillon ductile correspond aux zones de rotules plastiques.

Dans le cas des structures, le concepteur choisit les zones (zones critiques) où l'énergie se dissipe de façon optimale (comme par exemple les rotules plastiques) pour permettre à celles-ci d'atteindre un état de mécanisme maîtrisé. Quant au reste de la structure, et plus particulièrement les zones adjacentes aux rotules, il sera renforcé pour garantir son maintien dans le domaine élastique bien que les zones plastifiées aient atteint leur résistance effective (capacité ou sur-résistance).

Pour illustrer les résultats obtenus par les deux méthodes de dimensionnement, considérons une console soumise à une action sismique (figure 5.4)

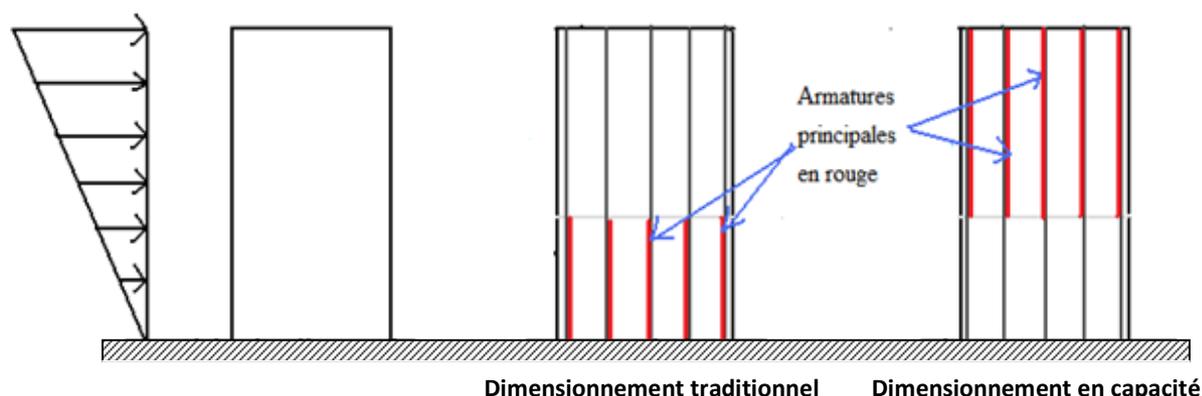


Figure 5.4: Disposition des armatures principales en fonction du type de dimensionnement

Par le dimensionnement traditionnel, la section des armatures nécessaires est disposée en fonction des efforts et par conséquent, les plus gros diamètres se trouvent à la base. En revanche, pour le dimensionnement en capacité, un fusible est prévu à l'endroit des efforts maximaux, et le reste de la console est renforcé pour garantir son maintien dans le domaine élastique. Aussi, les grands diamètres se trouvent dans la partie supérieure de la console.

5.5.2. Choix du mécanisme plastique

Ce choix doit favoriser le développement des déformations plastiques de la structure tout en minimisant les rotations locales des rotules plastiques. Ce choix est représenté sur la figure ci-dessous.

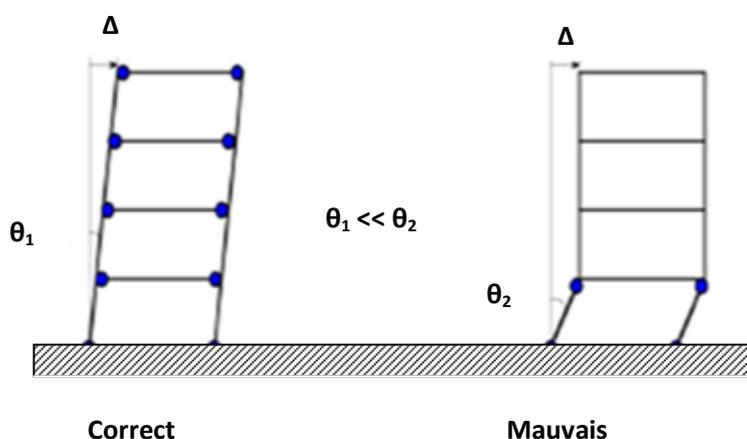


Figure 5.5: Choix du mécanisme plastique pour portique

Pour des refends qui, en général se comportent comme les consoles encastrées à leurs bases, la rotule plastique se trouve normalement à la partie inférieure. Dans ce cas, il faut programmer une rupture par flexion et non par effort tranchant.

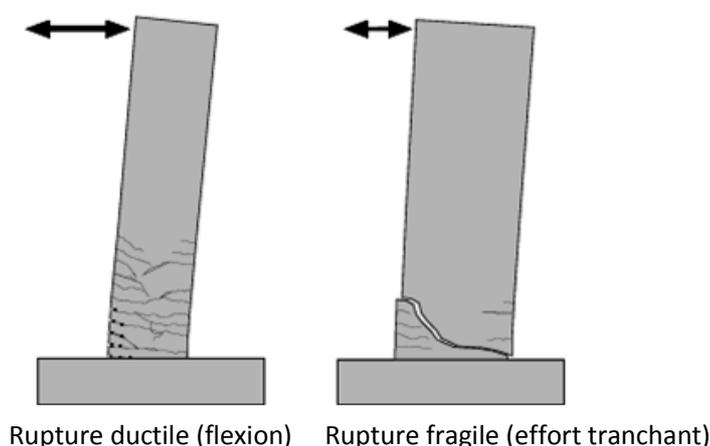


Figure 5.6: Différents types de ruptures pour refends

5.5.3. Comment garantir la stabilité du mécanisme plastique choisi ?

Pour y parvenir il faut :

1. Renforcer les zones adjacentes aux zones critiques (rotules plastiques) en les dimensionnant de sorte qu'elles restent à coup sûr dans l'état élastique. Il faut donc majorer les efforts de dimensionnement en tenant compte de deux phénomènes : d'une part de la sur-résistance que les zones critiques vont développer, et d'autre part de l'influence des modes supérieurs intervenant dans le comportement dynamique de la structure.
2. Maintenir les fondations dans un état élastique, autrement dit, majorer les efforts de dimensionnement.
3. Garantir la ductilité et la dissipation d'énergie dans les zones plastiques.

Pour atteindre ces objectifs, il faut des dispositions constructives particulières, et qui sont :

- limitation de l'espacement des armatures transversales de stabilisation,
- fermeture des étriers à 135° au lieu de 90°, figure 5.7.b,
- pas de recouvrement dans les zones plastiques (recouvrement en dehors de la zone plastique ou à défaut, dans le tiers supérieur), figure 5.7.a,
- respecter la longueur minimale dans les zones plastiques,
- respecter la largeur minimale des zones plastiques pour éviter une instabilité latérale,
- prise en compte du remplissage des portiques par la maçonnerie qui risque de modifier l'emplacement de la zone plastique.

Ces mesures constructives sont indispensables pour garantir un bon comportement sismique.

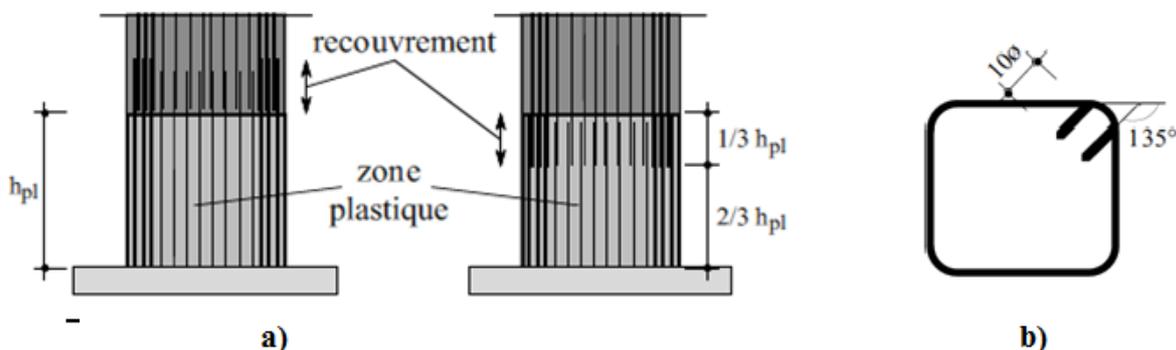


Figure 5.7: Quelques dispositions constructives indispensables

Avant d’exposer les préceptes du dimensionnement en capacité, il est nécessaire de définir certaines notions de base, indispensable pour la compréhension du comportement sismique des structures. Il s’agit de la ductilité, la sur-résistance et les caractéristiques des matériaux.

5.5.3.1. Ductilité

La ductilité est le paramètre clé du comportement sismique. En effet, lorsqu’une structure se déforme plastiquement, une grande partie de l’énergie introduite est dissipée dans les zones plastifiées. Ce phénomène entraîne une diminution de la sollicitation. Une ductilité suffisante permet le développement de ce comportement favorable. La figure ci-dessous représente le comportement élasto-plastique simplifié.

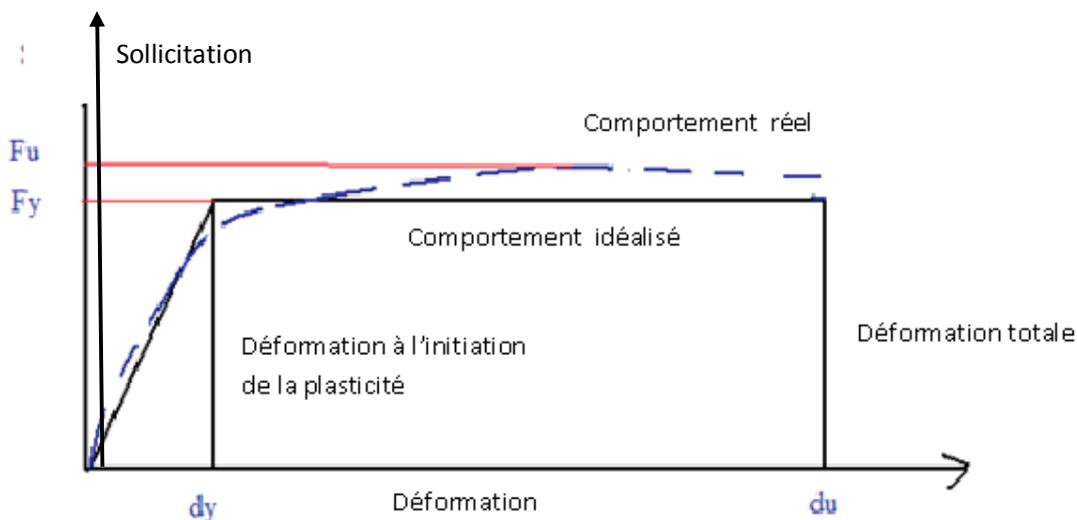


Figure 5.8: Définition de la ductilité

Remarque

L’allure exacte du comportement force-déplacement non linéaire n’est pas toujours nécessaire. Dans bien des cas, une approximation par une relation bilinéaire suffit. La figure 5.8 illustre le comportement réel et l’approximation bilinéaire d’une console élancée. L’approximation bilinéaire est caractérisée par deux points: la plastification nominale (d_y, F_y) et la rupture (d_u, F_u) .

La ductilité μ est définie comme étant le rapport entre la déformation ultime et la déformation à l'initiation de la plastification : $\mu = \frac{du}{dy}$

Cette définition s'applique à toutes les déformations, c'est-à-dire aux déplacements, aux courbures, aux rotations, aux allongements, etc. Cependant, il faut faire la différence entre la ductilité globale et la ductilité locale.

Ductilité globale (μ_Δ) : elle représente le rapport des déformations au sommet de la structure entière et permet de déterminer le coefficient de comportement q (niveau de réduction de la sollicitation sismique) par la simple règle empirique des déplacements égaux.

Ductilité locale (μ_φ) : elle considère les déformations au niveau des zones plastifiées (rotules). Elle correspond donc aux sollicitations effectives des matériaux et ses valeurs sont supérieures à celles de la ductilité globale.

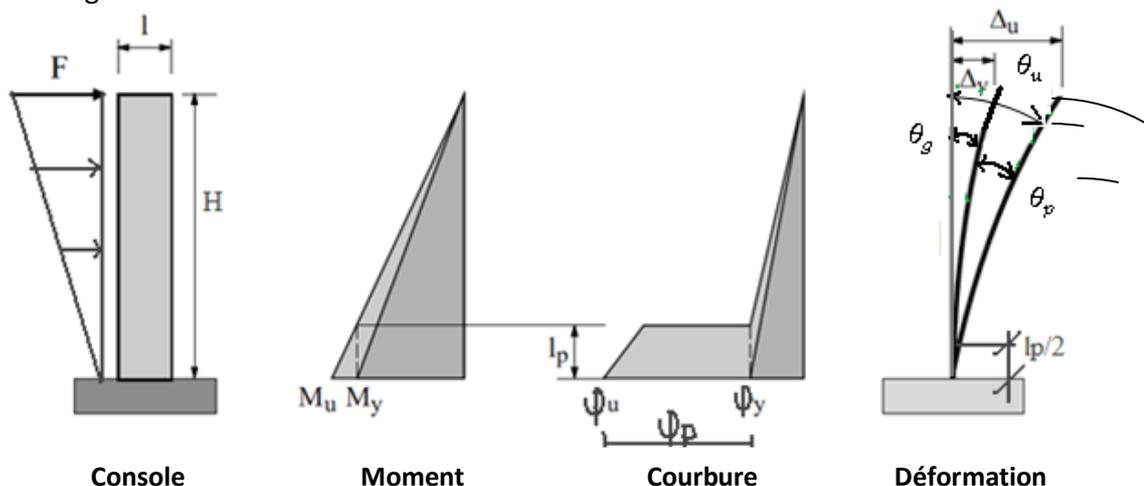


Figure 5.9: Relation entre ductilité locale et ductilité globale

Remarque

La hauteur l_p de la rotule plastique est définie de telle sorte que l'intégration de la courbure plastique φ_p au niveau de la rotule donne la même déformation plastique Δ_p de la console. Les déformations plastiques apparaissent au niveau de l'encastrement. On note par l_p la hauteur de cette zone. Lorsque l'armature longitudinale se plastifie, ses allongements peuvent atteindre les fondations sur une certaine hauteur l_{sp} et provoquer ainsi la rotation de la console au niveau de la section d'encastrement. La répartition effective de la courbure le long d'un élément plastifié est donc assez compliquée. Pour simplifier les calculs, on introduit le concept de la rotule plastique qui, en fait, est une dimension fictive.

Dans la littérature spécialisée existante, il est admis que la courbure φ_p au niveau de la rotule plastique est constante. Elle est égale à la différence entre la courbure maximale φ_u et la courbure nominale de plastification φ_y .

Démonstration ($\mu_\varphi \gg \mu_\Delta$)

A l'état élastique, la courbure φ est proportionnelle au moment de flexion M. A l'initiation de la plastification, les déformations sont : $\Delta_y = \frac{F_y H^3}{3EI}$ et $\varphi_y = \frac{M_y}{EI}$ or $M_y = H \cdot F_y$

$$\varphi_y = \frac{3 \Delta_y}{H^2} \quad (5.1)$$

Le déplacement Δ_u peut être déterminé à partir du concept de la rotule plastique et des relations déduites de la figure 5.9.

Pour être en accord avec la littérature spécialisée, il est admis que la rotation plastique θ_p se situe à mi-hauteur de la rotule plastique. Par conséquent, le déplacement Δ_u peut être déterminé à partir de l'équation suivante:

$$\begin{aligned} \Delta_u &= \Delta_y + \Delta_p = \text{déplacement élastique} + \text{déplacement plastique.} \\ \Delta_u &= \theta_y \cdot H + \theta_p (H - l_p/2) \end{aligned} \quad (5.2)$$

La rotation plastique peut être déterminée comme étant égale à l'intégration de la courbure plastique dans la rotule. L'équation 5.2 devient :

$$\Delta_u - \Delta_y = (\varphi_u - \varphi_y) l_p (H - l_p/2) \quad (5.3)$$

En divisant les deux membres par Δ_y et en y introduisant la valeur de Δ_y en fonction de φ_y trouvée dans l'équation 5.1, la ductilité en courbure μ_φ en fonction de la ductilité en déplacement μ_Δ vaut :

$$\mu_\varphi = 1 + \frac{(\mu_\Delta - 1)}{\frac{3l_p}{H} \left(1 - \frac{l_p}{2H}\right)} \quad (5.4)$$

Pour les valeurs admissibles de l_p ($l_p \leq H/9$), l'équation [5.4] permet d'écrire que : $\mu_\varphi \gg \mu_\Delta$

Cette dernière équation montre que le seul paramètre conditionnant la ductilité en courbure du refend est la hauteur de la rotule. Cette hauteur est fonction de celle du refend, de l'effort tranchant à la base et de l'intensité de l'effort normal.

Par ailleurs, comme les déformations plastiques ne s'étendent pas de la même manière en traction (armatures) et en compression (béton), il n'est pas possible de définir une section unique séparant les zones élastiques et plastiques. En général, les valeurs typiques de la hauteur de la rotule sont comprises entre les limites suivantes : $0.3l < l_p < 0.5l$ où l est la longueur du voile.

Des estimations de la hauteur de la rotule en fonction de l'élancement géométrique (H/l) de la console sont proposées sur la base des résultats analytiques et expérimentaux, et ont permis de tracer la variation de la ductilité en courbure (μ_φ) en fonction de la ductilité en déplacement (μ_Δ) ainsi que l'élancement de la console. On remarque que la ductilité en courbure est à peu près 2 à 3 fois plus grande que la ductilité en déplacement, et que cette dernière augmente avec l'élancement du refend. (Lestuzzi et Badoux, 2008)

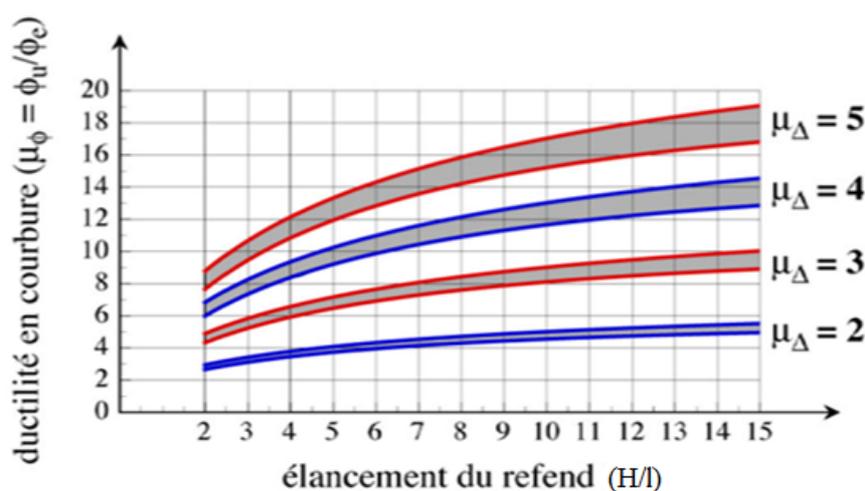


Figure 5.10: variation de la ductilité en courbure en fonction de la ductilité en déplacement ainsi que l'élanement

5.5.3.2. Sur-résistance

La résistance aux actions sismiques représente une caractéristique aussi importante car elle détermine les déformations plastiques et par conséquent les dégâts infligés à la structure. En effet, lors d'un séisme, une fois la résistance de la structure atteinte, des déformations plastiques apparaissent et se développent jusqu'à ce que la ductilité des éléments structuraux ne suffise plus pour éviter l'effondrement. On parle alors de la sur-résistance ou de la résistance effective des éléments structuraux. Elle est définie par rapport à la résistance théorique déduite du dimensionnement.

En béton armé, la résistance effective est plus grande que la résistance de calcul pour des raisons suivantes :

- la quantité d'armatures réellement mise en place ;
- la sollicitation des armatures au-delà de la limite élastique (lors des cycles de déformation plastique) ;
- la redistribution plastique des efforts dans les systèmes hyperstatiques.

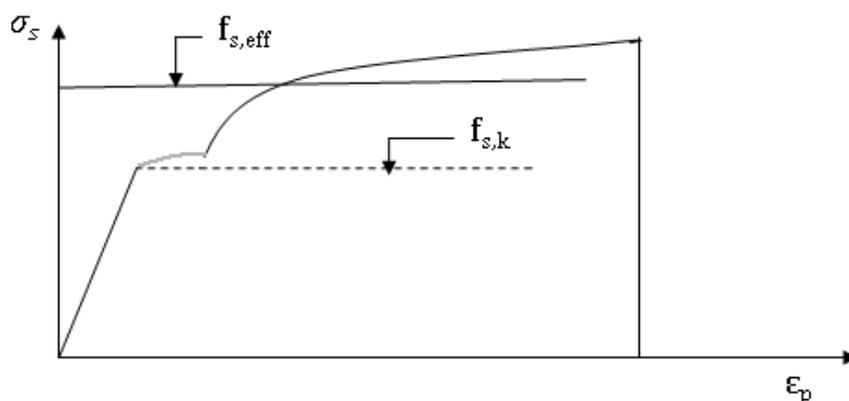


Figure 5.11: Sollicitation des armatures au delà de la limite élastique

Ainsi, lorsque l'acier est sollicité au-delà de sa limite élastique, sa résistance effective ($f_{s,eff}$) ou sa capacité augmente. A cela vient s'ajouter la quantité d'armatures réellement mise en place pour donner naissance à la sur-résistance. Ce phénomène a un double effet : un effet favorable se caractérisant par une augmentation de la résistance des éléments structuraux, l'autre défavorable car il provoque une augmentation des efforts dans le reste de la structure lorsque les zones plastifiées atteignent leur sur-résistance.

A titre d'exemple, la plastification des zones critiques (sur-résistance en flexion) entraîne une augmentation (proportionnelle) de l'effort tranchant dont il faut tenir compte pour éviter une rupture par cisaillement.

5.5.3.3. Caractéristiques des matériaux

Le comportement post-élastique des éléments structuraux est directement lié aux caractéristiques des matériaux utilisés. Par conséquent, il ne suffit pas d'opter pour un dimensionnement en capacité, il faut avoir des moyens de sa "politique". Il faut que les matériaux soient ductiles et faire attention à certaines caractéristiques, très souvent négligées pour un dimensionnement élastique linéaire, comme le rapport entre la résistance à la traction f_t et la limite d'écoulement f_y qui doit être assez élevée.

En effet, la courbe contrainte- allongement ($\sigma_s - \varepsilon_s$) de l'acier, généralement retenue, est élastique parfaitement plastique (figure 5.12). Que se passe-t-il si pareille armature est mise en place ?

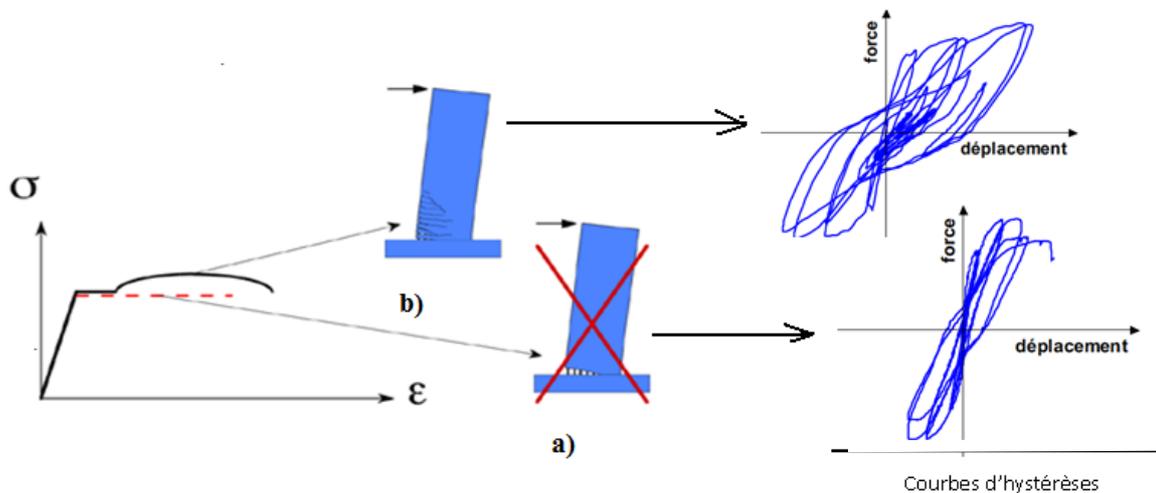


Figure 5.12: Influence de la ductilité de l'acier sur le comportement plastique du béton armé

Si une telle armature est mise en place, on observe le phénomène suivant : après formation de la première fissure (figure 5.12.a), les déformations locales vont s'y concentrer jusqu'à la rupture de l'armature longitudinale.

En revanche, si l'armature mise en place possède dans la zone d'écroutissement, une résistance à la traction supérieure à la limite d'écoulement, on observe le comportement suivant : après apparition de la première fissure, il suffit d'un léger effort pour provoquer la naissance d'une deuxième fissure, d'autres fissures apparaissent les unes au dessus des autres au fur et à mesure que la sollicitation augmente, et ainsi de suite jusqu'à la rupture de l'armature au niveau de la fissure d'origine (figure 5.12.b).

Cette succession des fissures permet de répartir les déformations locales et garantir une capacité de rotation de la section sans commune mesure avec celle correspondant au mécanisme avec la seule fissure. A partir de ce constat, une valeur limite entre la résistance à la traction et la limite d'écoulement est imposée pour le dimensionnement en capacité. Cette limite est : $f_t/f_y \geq 1.15$

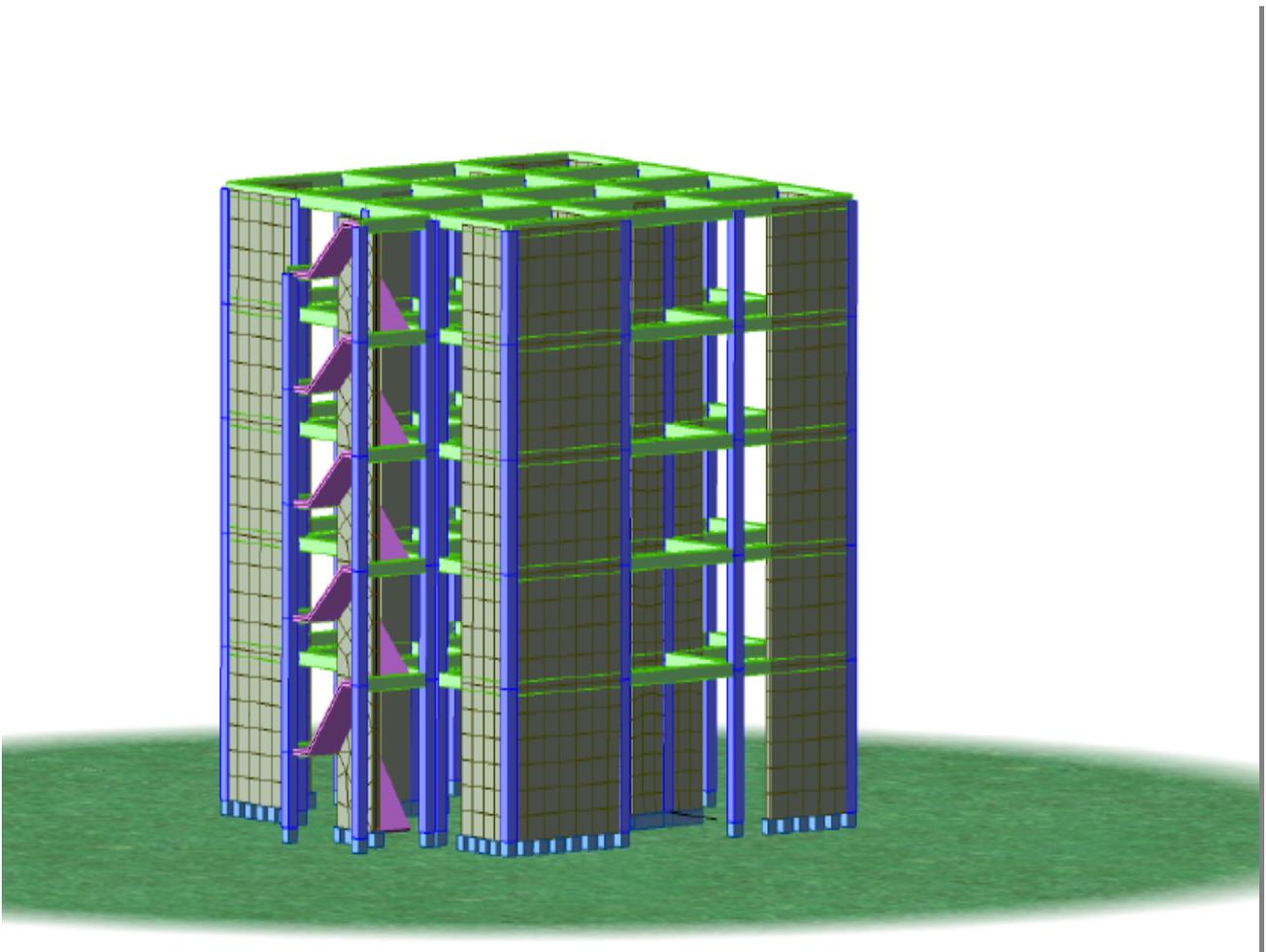
5.6 CONCLUSION

Pour le dimensionnement, l'ingénieur a le choix entre deux concepts de dimensionnement parasismique : dimensionnement conventionnel (non ductile) et le dimensionnement en capacité (ductile). Les points suivants sont à relever :

- Le dimensionnement conventionnel considère l'action sismique au même titre qu'une action traditionnelle sans tenir compte du caractère spécial de la sollicitation sismique. Son principal lacune réside dans l'absence de précautions spécifiques visant à garantir un comportement sismique adéquat de la structure comme l'exclusion de ruptures non ductiles. La grande résistance des structures dimensionnées de manière conventionnelle n'est pas un gage de niveau de sécurité plus élevé, bien au contraire.
- Le dimensionnement en capacité (ductile) se base sur la capacité de la structure à la place des sollicitations et vise en premier lieu à garantir un comportement ductile adéquat de la structure. Pour ce faire, l'ingénieur impose à la structure où elle « doit » se plastifier et où elle « ne doit pas ». L'ingénieur choisit d'abord un mécanisme plastique approprié et prend des précautions pour garantir la stabilité dans toutes les situations (règles de constructions et renforcement des zones en dehors des zones plastiques).
- Le dimensionnement en capacité tient compte de la sur-résistance pour majorer les efforts de dimensionnement. La sur-résistance considère la résistance effective des éléments de la structure. Elle est supérieure à la résistance déduite du dimensionnement à cause des dimensions des éléments réellement mises en place et de la sollicitation au-delà de la limite élastique des matériaux.

CHAPITRE VI

Dimensionnement parasismique d'un bâtiment en béton armé



DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE D'UN BATIMENT

6.1. INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est d'appliquer à un cas concret les nouveaux concepts de dimensionnement en capacité, aussi bien au niveau de la conception (position optimale des refends) qu'au niveau du calcul (dimensionnement des armatures, détails constructifs).

Ce projet porte sur la construction d'un bâtiment de cinq niveaux (R+4) destiné à abriter les bureaux des enseignants du département génie civil de l'Ecole Nationale Polytechnique.

6.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage à dimensionner est un bâtiment en béton armé, comportant cinq niveaux (R+4), et à usage de bureaux, donc classé en groupe 2 conformément aux normes algériennes (RPA 99). Il sera implanté à Alger, classée Zone III selon ce même règlement.

Les dimensions en plan et en élévation sont:

- largeur = 15.4 m
- longueur = 16.4 m
- hauteur du RDC = 4 m
- hauteur d'étage = 3 m
- hauteur totale du bâtiment = 16 m

Son ossature structurale est en béton armé, constituée de refends linéaires servant à assurer la stabilité de l'ensemble sous l'action des charges verticales et horizontales sans interaction avec les portiques qui, seulement reprennent les charges verticales.

Les escaliers sont en béton armé, situés à l'extérieur du bâtiment et séparés par des joints parasismiques.

Le sol d'assise est meuble (site S3 selon le RPA) avec une faible capacité portante, évaluée à 0,15MPa.

Le ferrailage sera réalisé avec des armatures en acier à haute adhérence ayant une limite d'écoulement (f_e) égale à 400 MPa.

Le béton utilisé a une résistance nominale (f_c) égale à 25MPa.

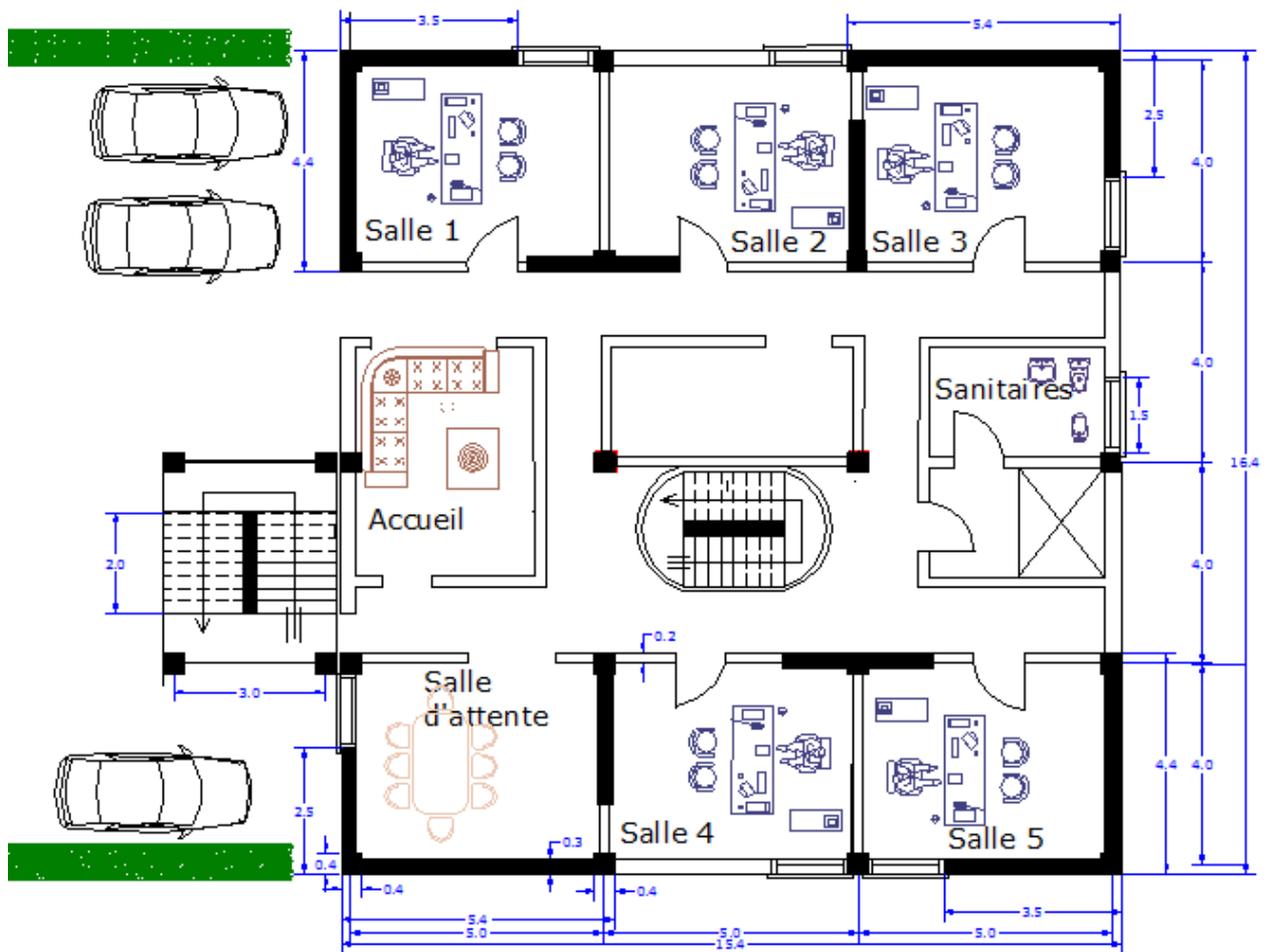


Figure 6.1: Vue en plan du niveau rez-de-chaussée

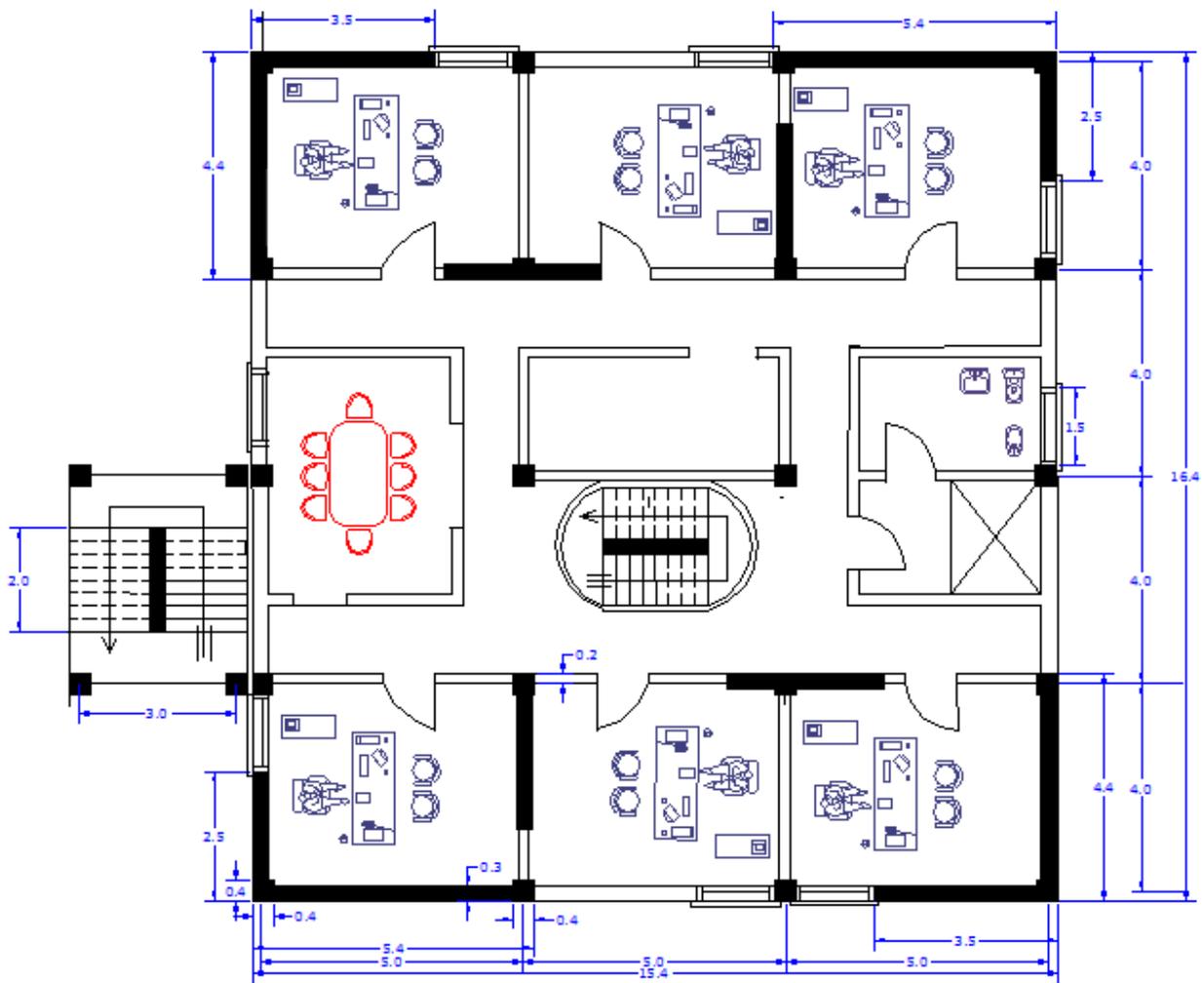


Figure 6.2: Vue en plan d'un niveau courant

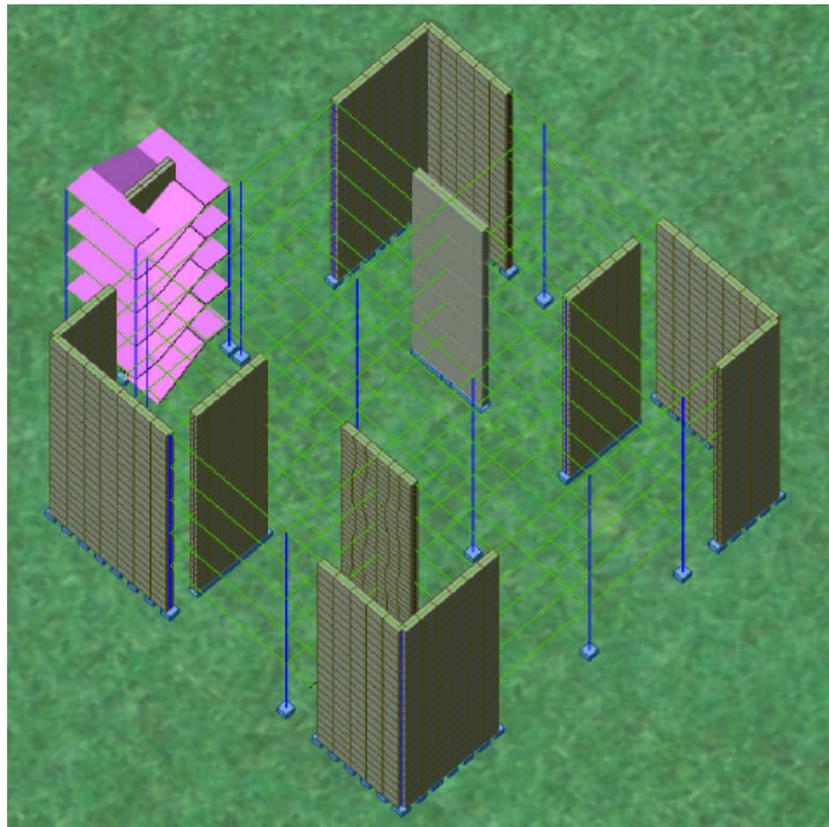
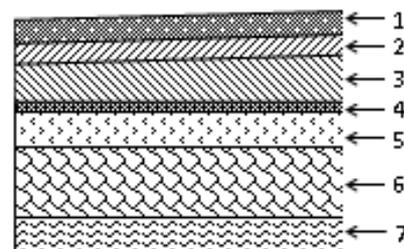


Figure 6.3: Vue en élévation

6.3. DESCENTE DE CHARGES

1. Niveau terrasse

1- Protection lourde (ep = 5cm).....	1,00 KN/m ²
2- Etanchéité multiple (ep = 2cm).....	0,19 KN/m ²
3- Forme de pente (ep = 7cm).....	1,55 KN/m ²
4- Pare vapeur (feuille polyane).....	0,01 KN/m ²
5- Isolation thermique en liège (ep = 5cm).....	0,20 KN/m ²
6- Plancher corps creux (16+4cm).....	2,85 KN/m ²
7- Enduit de plâtre (ep= 2cm).....	0,20 KN/m ²
G= 6,00 KN/m²	



2. Niveau courant

1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm).....	0,40 KN/m ²
2- Mortier de pose (ep = 3cm).....	0,54 KN/m ²
3- Couche de sable (ep = 3cm).....	0,66 KN/m ²
4- Plancher corps creux (16+4cm).....	2,85 KN/m ²
5- Enduit de plâtre (ep= 2cm).....	0,20 KN/m ²
6- Maçonnerie en briques creuses (ep = 10cm)...	0,90 KN/m ²
G=5,55 KN/m²	



3. Récapitulatif

Terrasse accessible (nombre=1)	Charge permanente	6kN/m ²
	Charge d'exploitation	1.5kN/m ²
Plancher courant (nombre=4)	Charge permanente	5.55kN/m ²
	Charge d'exploitation	3.5kN/m ²

Tableau 6.1: Evaluation des charges verticales

Terrasse :

- Poids propre = 2358 kN
- Charge d'exploitation = 360 kN

Niveaux 2, 3 et 4 :

- Poids propre = 2252 kN
- Charge d'exploitation = 840 kN

Rez de chaussée :

- Poids propre = 2552 kN
- Charge d'exploitation = 840 kN

Les dimensions géométriques retenues pour les portiques et les voiles dans le cadre de ce projet respectent les recommandations du règlement parasismique algérien données aux paragraphes (7-4), (7-5) et (7-7).

Par ailleurs, les poteaux remplissent les conditions de non flambement et leurs sections suffisent pour reprendre l'effort normal en compression.

6.4. ANALYSE SISMIQUE

L'étude sismique est menée conformément au RPA 99 version 2003 (document technique réglementaire fixant les règles de conception et de calcul en zones sismiques algériennes). Les détails concernant son application sont présentés en annexe 1.

6.4.1. Caractéristiques sismiques du bâtiment

1. Centre de masse

La structure est régulière et les charges sont uniformément réparties sur la surface des planchers. Par conséquent, le centre de masse de chaque plancher se situe donc en plein milieu de celui-ci. Soit,

$$G = \begin{cases} x_G = 7.7 \text{ m} \\ y_G = 8.31 \text{ m} \end{cases}$$

2. Centre de torsion

Les éléments de contreventement vertical (voiles) sont pratiquement symétriques par rapport au centre de gravité sur chaque plancher. Il en résulte un centre de torsion théoriquement confondu avec le centre de masse.

Dans ce cas de figure, le règlement parasismique algérien exige une excentricité accidentelle égale à :
 $e_{acc} = 5\%$ de la plus grande dimension en plan

Pour $L_{max} = 16,4\text{m}$, l'excentricité à prendre en considération est:

$$e_{acc} = 5\% \cdot d = 0,82 \text{ m (dans la direction perpendiculaire à celle de la force sismique)}$$

Les coordonnées du centre de torsion, en tenant compte de l'excentricité accidentelle, sont:

$$C \begin{cases} x_c = 8,52 \text{ m} \\ y_c = 9,13 \text{ m} \end{cases}$$

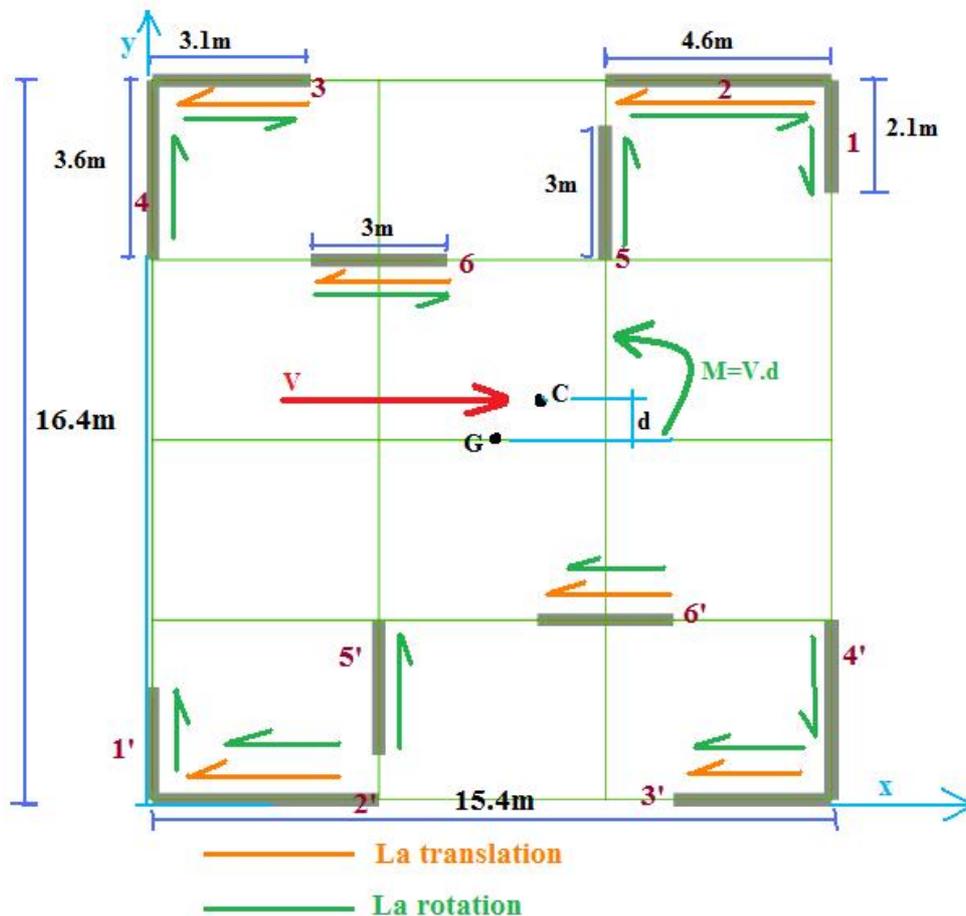


Figure 6.4: Efforts sismiques repris par chaque refend

Remarque

Les moments d'inerties selon l'axe perpendiculaire à l'épaisseur du voile sont négligeables.

Les moments à retenir sont donc:

- $I_1 = I_{1'} = 0,232 \text{ m}^4$
- $I_2 = I_{2'} = 2,433 \text{ m}^4$
- $I_3 = I_{3'} = 1,166 \text{ m}^4$

- $I_4 = I_{4'} = 0.745 \text{ m}^4$
- $I_5 = I_{5'} = 0.675 \text{ m}^4$
- $I_6 = I_{6'} = 0.675 \text{ m}^4$

Récapitulatif

Voiles	$x/c = \bar{x}$ [m]	$y/c = \bar{y}$ [m]	$I_x [\text{m}^4]$	$I_y [\text{m}^4]$
1'	-8.47	(-7.66)	0.232	-----
1	6.73	(5.84)	0.232	-----
2'	(-5.82)	-8.96	-----	2.433
2	(4.18)	7.14	-----	2.433
3'	-8.47	(5.09)	1.166	-----
3	6.73	(-6.91)	1.166	-----
4'	(-6.57)	7.14	-----	0.745
4	(4.93)	-8.96	-----	0.745
5'	-3.32	(-6.43)	0.675	-----
5	1.68	(4.57)	0.675	-----
6'	(1.68)	-4.93	-----	0.675
6	(-3.32)	3.07	-----	0.675

Tableau 6.2: Moments d'inertie des voiles et coordonnées par rapport au centre de torsion

Le bâtiment à dimensionner présente une symétrie parfaite, donc même période d'oscillation suivant les deux directions principales. Les forces sismiques totales appliquées à la base étant égales, le calcul se fera suivant une seule direction.

Et comme nous l'avons souligné plus haut, la stabilisation du bâtiment aux agressions sismiques est assurée uniquement par des voiles linéaires disposés sur le pourtour de l'ouvrage, les poteaux ne reprennent que les charges verticales.

3. Masse sismique

Pour les bâtiments à usage de bureaux, la masse à prendre en compte correspond à la totalité du poids permanent et du poids des charges d'exploitation pondérées avec un coefficient $\beta = 20\%$.

$$W = \sum W_i + \beta \sum Q_i$$

La descente de charge donne le poids suivant:

$$W = 11666\text{kN} + 0.2 (3720\text{kN}) = 12410\text{kN}$$

4. Période fondamentale

Pour le calcul de la période fondamentale du bâtiment, la formule empirique (fonction de la nature du contreventement) la plus couramment utilisée est: $T = C_T (h_N)^{0.75}$

où, $C_T = 0.05$ et $h_N = 16 \text{ m}$

Avec ces valeurs, la période fondamentale est égale à: $T = 0.4 \text{ sec}$

6.4.2. Dimensionnement ductile conforme au code parasismique algérien (RPA 99)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- la méthode statique équivalente,
- la méthode d'analyse modale spectrale,
- et la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le bâtiment étudié satisfait les conditions de régularité en plan et en élévation exigées pour l'application de la méthode statique du règlement parasismique algérien (voir annexe 1). Dans ce cas, les forces réelles dynamiques qui se développent dans le bâtiment sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

6.4.2.1. Modélisation

Le modèle du bâtiment utilisé dans chacune des deux directions de calcul est un plan avec des masses concentrées au centre de gravité des planchers, et avec un seul degré de liberté (translation horizontale) par niveau.

La rigidité latérale des éléments de stabilisation est calculée à partir des sections non fissurées du béton armé.

Pour le calcul de la force sismique totale à la base de la structure, seul le mode fondamental de vibration est pris en compte.

6.4.2.2. Force sismique totale à la base

La force sismique totale "V", appliquée à la base de la structure, est calculée suivant les directions par la formule:

$$V = (A \cdot D \cdot Q \cdot W) / R$$

où,

- **A** = coefficient d'accélération de zone, fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

$$A = 0.25 \text{ (zone III, groupe d'usage 2)}$$

- **R** = coefficient de comportement de la structure

$$R = 3.5 \text{ (portiques contreventés par des voiles)}$$

- **ξ** = pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

$$\xi = 10\%$$

- **η** = facteur de correction d'amortissement, donné par la formule: $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$

$$\eta = 0.763$$

- **Q** = facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance et de la géométrie des éléments la constituant, de la régularité en plan et en élévation, et de la qualité du contrôle de la construction

$Q = 1 + 0.1 + 0.05 = 1.15$ (seuls le contrôle des matériaux et la qualité d'exécution ne sont pas observés)

- **D** = facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure

$$T = 2.5 \eta^{**} = 1.91$$

**La position de la période fondamentale sur le diagramme donnant le coefficient d'amplification dynamique dans le cas du site S3 est défavorable (résonance importante), par conséquent D est pris égal à 2.5 η

La force sismique totale V est égale à:

$$V = (A D Q W)/R = 0.157 W = 1947 \text{ kN}$$

6.4.2.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La force sismique à la base V est répartie sur la hauteur suivant les formules:

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle est déterminée à partir de la formule suivante:

$$F_t = 0.07 T V \leq 0.25 V \text{ et } F_t = 0 \text{ si } T \leq 0.7 \text{ sec}$$

où T représente la période fondamentale de la structure

La période fondamentale $T < 0.7 \text{ s}$, donc la force F_t au sommet est nulle.

Les efforts revenant à chaque niveau sont représentés par le tableau 6.3.

Niveau	W_i en kN	h_i en m	$W_i h_i$	F_i en kN	M_i en kNm
5	2430	16	38880	619	9904
4	2420	13	31460	500.5	6507.7
3	2420	10	24200	385	3850.7
2	2420	7	16940	269.5	1886.8
1	2720	4	10880	173	692.5
	Σ		122360	1947	22841.7

Tableau 6.3: Distribution des efforts sismiques par niveau

Pour cette étude, seul le refend le plus sollicité, c'est -à-dire le refend 2 (ou refend 2'), sera dimensionné conformément aux normes parasismiques algériennes, et en capacité.

6.4.2.4. Sollicitations du voile 2'

L'effort tranchant (calculé à partir de la méthode du centre de torsion, voir annexe 2) à la base du refend 2':

$$V_{2'} = T_E = V \left[\frac{I_{2'}}{I_2 + I_{2'} + I_4 + I_{4'} + I_6 + I_{6'}} + \frac{d \cdot I_{2'} \cdot \bar{y}_{2'}}{\sum I_{x,i} \cdot (\bar{x}_i)^2 + \sum I_{y,i} \cdot (\bar{y}_i)^2} \right] = 1947 [0.3157 + 0.029] = 671.5 \text{ kN}$$

Cet effort tranchant sera reparti linéairement (forces F_i), suivant la hauteur, aux différents niveaux du bâtiment.

Le moment fléchissant sismique du voile à la base est:

$$M_2 = M_E = \sum F_i z_i \approx 2/3 h_N V_2 = 7162 \text{ kNm}$$

L'effort normal à la base du voile 2' est:

- $N_G = 812 \text{ kN}$
- $N_P = 142.6 \text{ kN}$

Ces deux valeurs renferment le poids propre du voile, plus le poids de la surface d'influence du plancher lui revenant.

6.4.2.5. Ferrailage du voile 2'

1. Armatures verticales

A la traction, la combinaison à considérer pour la détermination des sollicitations est: 0.8G-E

où,

G = charge permanente

E = action du sismique

Les sollicitations sont:

- $M = 0 - M_E = -7.162 \text{ MNm}$
- $N = 0.8 \times 812 - 0 = 0.65 \text{ MN}$
- $T = T_E = 0.671.5 \text{ MN}$

Les contraintes dans le refend sont:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I}$$

avec,

v = demie largeur du voile

Ω = section brute de béton

Ce qui conduit aux résultats suivants:

- $\sigma_2 = -6.3 \text{ MPa}$
- $\sigma_1 = +7.24 \text{ MPa}$

La distribution des contraintes sur le refend est représentée par le figure 6.5.

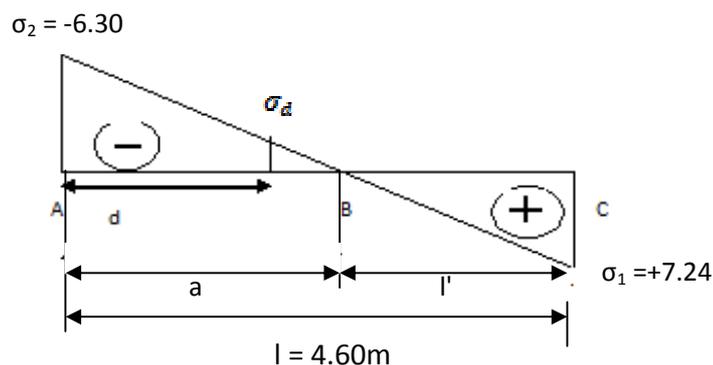


Figure 6.5: Distribution des contraintes dans le refend

Calcul par bande

Selon le RPA 99, le calcul se fait par bande verticale de largeur "d" telle que: $d \leq \min(h_e/2; 2l'/3)$

Soit,

$$l' = (7.24 \times 4.6) / (7.24 + 6.3) = 2.46 \text{ m}$$

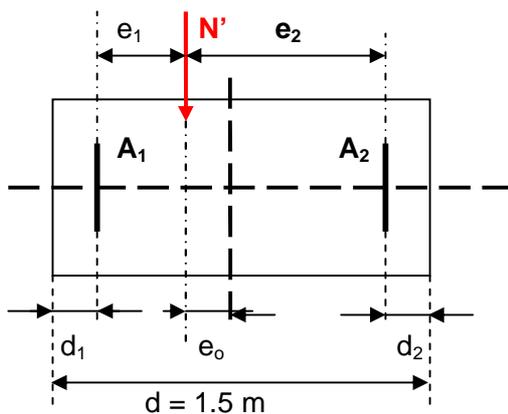
$$d \leq \min(4/2; 2 \times 2.46/3) = 1.64 \text{ m} \longrightarrow \text{choix } d = 1.5 \text{ m}$$

i. Sollicitations de la bande

$$\sigma'_{1,2} = N'/\Omega' \pm M'V/I' \quad \left\{ \begin{array}{l} V' = 1.5/2 = 0.75 \text{ m} \\ \Omega' = 1.5 \times 0.3 = 0.45 \text{ m}^2 \\ I' = 0.3 \times 1.5^3/12 = 0.085 \text{ m}^4 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_1 = -6.3 \text{ MPa} \\ \sigma'_2 = -1.68 \text{ MPa} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} N' = -0.26 \text{ MNm} \\ M' = -1.8 \text{ MN} \end{array} \right.$$

ii. Ferrailage de la bande

$$e_0 = M'/N' = 0.144 \text{ m}$$



$$d_1 = d_2 = 5 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - d_2 = 0.844 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - d_1 = 0.556 \text{ m}$$

$$z = e_1 + e_2 = 1.4 \text{ m}$$

$$A_2 f_e z = N' e_1 \longrightarrow A_2 = 17.8 \text{ cm}^2$$

$$A_1 f_e z = N' e_2 \longrightarrow A_1 = 27.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{v, \text{totale}} = A_1 + A_2 = 44.93 \text{ cm}^2$$

$$A_v / \text{face} / \text{ml} = 44.93/2 \times 1.5 = 14.98 \approx 15 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$$

Par ailleurs, la section minimale d'armatures verticales est fixée à 0.20% de la section du voile, soit:

$$A_{v, \text{min}} = 0.2\% b \times d = 9 \text{ cm}^2 < A_{v, \text{totale}}$$

Comme le séisme peut changer de sens, les deux extrémités du refend sont considérées comme section tendue sur une longueur égale à d , et seront ferrillées symétriquement avec la section A_v égale à 44.93 cm^2 .

En choisissant des barres HA20, le ferrailage vertical sera constitué de $6\Phi 20$ /nappe/ml, soit un espacement s_h de 16 cm dans la zone courante et 8 cm aux extrémités.

La partie centrale s'étendant sur une longueur égale à 1.60 m, est ferrillée avec le minimum imposé par les normes parasismiques, c'est-à-dire, $\rho_{\text{min}} = 0.2\%$ de la section de béton = $0.002 \times 30 \times 160 = 9.6 \text{ cm}^2 = 3 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$.

Ceci permet de retenir une section de $6\Phi 12$ /face/ml.

2. Vérification de la compression du béton sous G + P + E

Les efforts à prendre sont:

- $M = 0 + 0 + M_E = 7.162 \text{ MNm}$
- $N = 812 \text{ kN} + 142.6 \text{ kN} = 0.955 \text{ MN}$
- $T = T_E = 0.6715 \text{ MN}$

Les calculs se font comme pour la traction, et les résultats sont:

$$\sigma_{\max} = 7.462 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18.4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérfifiée}$$

3. Armatures horizontales

La contrainte de cisaillement est:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{bd} = \frac{1.4 \times T}{b \times 0.9 \times h} = \frac{1.4 \times 0.6715}{0.3 \times 0.9 \times 4.6} = 0.757 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Dans ce cas de figure, le règlement parasismique algérien préconise un pourcentage d'armatures minimales égal à:

- 0.15 % de la section du voile considérée si $\tau_b \leq 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$
- 0.25 % de la section du voile considérée si $\tau_b \geq 0.025 f_{c28}$

De ce fait, pour tout le voile, on arrive à:

$$A_h > 0,0025 \cdot b \cdot l_w = 0.0025 \times 30 \times 460 = 34.5 \text{ cm}^2 \text{ sur une hauteur de 4m, soit } 8.625 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_h > 0,0025 \cdot b \cdot l_w = 0.0025 \times 20 \times 100 = 6 \text{ cm}^2$$

La section choisie est: $A_h = 5\Phi 12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{face/ml}$

L'espacement correspondant: $s_v \leq \min(1.5b; 30\text{cm}) = 30\text{cm} \longrightarrow s_v = 20 \text{ cm}$

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. D'autre part, les deux nappes d'armatures doivent être reliées par au moins 4 épingles au mètre carré. Leur rôle est d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'action d'effort de compression.

$$A_h > 0,0025 \cdot b \cdot l_w = 0.0025 \times 30 \times 460 = 34.5 \text{ cm}^2 \text{ sur 4m de hauteur, soit } 8.625 \text{ cm}^2/\text{face/ml}$$

Le schéma du ferrailage du refend le plus sollicité est donné par la figure 6.6.

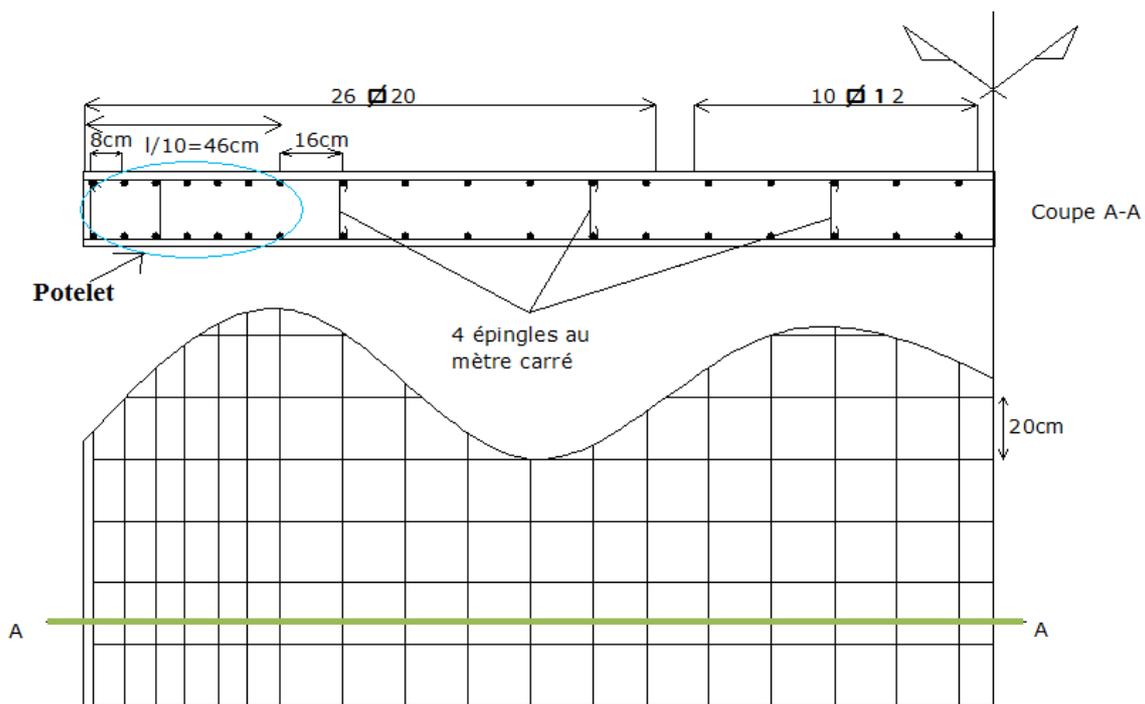


Figure 6.6: Ferrailage du refend 2' conforme au RPA 99

6.4.3. Dimensionnement élastique linéaire

Dans le cas du dimensionnement non ductile (élastique linéaire), le règlement parasismique algérien RPA 99 ne donne aucune indication. Cependant, dans le but de comparer les quantités d'armatures obtenues avec les deux types de comportement (ductile et fragile), un coefficient de comportement R est choisi sur la base des résultats de recherche effectués sur les refends. Ce coefficient est pris égal 1.5, ce qui correspond donc à un comportement linéaire élastique d'une structure ayant développé sa sur-résistance ($R = 1$ correspond à un comportement élastique linéaire dans lequel l'énergie est dissipée par amortissement seul).

Pour ce dimensionnement, seul le refend le plus sollicité, c'est -à-dire le refend 2' au niveau rez de chaussé est concerné.

6.4.3.1. Sollicitations du refend 2'

La résistance latérale du refend 2' au niveau rez-de-chaussée dans le sens longitudinal (sens x) peut être déterminée selon la méthode statique équivalente proposée par le règlement algérien PRA99.

Les valeurs de calcul des sollicitations du refend pour un dimensionnement au niveau rez-de-chaussée sont obtenues, en considérant la répartition habituelle de l'effort tranchant à la base V , au prorata des rigidités des différents éléments de stabilisation. Les résultats obtenus et les détails du calcul sont présentés à l'annexe 3.

6.4.3.2. Ferrailage du refend 2'

1. Armatures verticales

La section obtenue est:

$$A_v / \text{face} / \text{ml} = 112.4 / 2 \times 1.5 = 37.47 \text{cm}^2 / \text{face} / \text{ml} \longrightarrow 5\Phi 32 / \text{face} / \text{ml}$$

$$A_{v,\min} = 0.2\% b \times d = 9 \text{cm}^2 < A_{v,\text{totale}}$$

2. Armatures horizontales

Le refend sera armé horizontalement par une section équivalente à:

$$A_h > 0,0025 \cdot b \cdot l_w = 0.0025 \times 30 \times 460 = 34.5 \text{cm}^2 \text{ sur une hauteur de 4m, soit } 8.625 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_h > 0,0025 \cdot b \cdot l_w = 0.0025 \times 20 \times 100 = 5 \text{cm}^2$$

Section choisie : $A_h = 5\Phi 12 = 5.65 \text{cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$

Espacement correspondant : $s_v \leq \min(1.5b; 30\text{cm}) = 30\text{cm} \longrightarrow s_v = 20 \text{cm}$

Épingles de liaison : $n = 4 \times 0.3 \times 4.6 = 5.52 \approx 6$ épingles

Remarque

Les détails concernant le calcul du ferrailage figurent à l'annexe 3.

6.4.4. Dimensionnement en capacité

Il s'agit de dimensionner le même refend (voile 2') en béton armé selon les préceptes du dimensionnement en capacité avec une ductilité limitée à 3.5, c'est-à-dire avec un facteur de réduction des forces R égal à 3.5. La majorité des notions utilisées dans cette partie, découlent des règles parasismiques suisses du béton armé SIA 262.

Les armatures verticales de la rotule plastique peuvent être déterminées par un dimensionnement à la flexion en utilisant une méthode basée sur l'hypothèse de Bernoulli (conservation des sections planes) et des conditions d'équilibre correspondant à l'état limite ultime. Les hypothèses habituelles concernant l'acier et le béton, c'est-à-dire, résistance du béton tendu négligé et comportement parfaitement plastique de l'acier, restent valable.

Cependant, pour pouvoir faire une comparaison avec le dimensionnement selon les normes algériennes, les armatures verticales de la rotule plastique seront identiques.

Le dimensionnement en capacité comporte dix (10) étapes:

- les six (06) premières pour le contrôle de la stabilité de la rotule plastique,
- et les quatre (04) dernières pour la zone élastique adjacente.

Ces étapes sont:

Étape 1: Choisir un mécanisme plastique et une hauteur de la rotule plastique

Étape 2: Dimensionner en flexion la rotule plastique

Étape 3: Stabiliser latéralement la rotule plastique

Étape 4: Garantir la ductilité en courbure de la rotule plastique

Étape 5: Stabiliser l'armature verticale dans la rotule

Étape 6: Dimensionner à l'effort tranchant la rotule plastique

Étape 7: Dimensionner à la flexion la partie élastique (zone adjacente)

Étape 8: Dimensionner à l'effort tranchant la zone élastique

Étape 9: Stabiliser l'armature verticale dans la zone élastique

Etape 10: Sécuriser les fondations

1. Choix du mécanisme plastique et de la longueur de la rotule plastique l_p

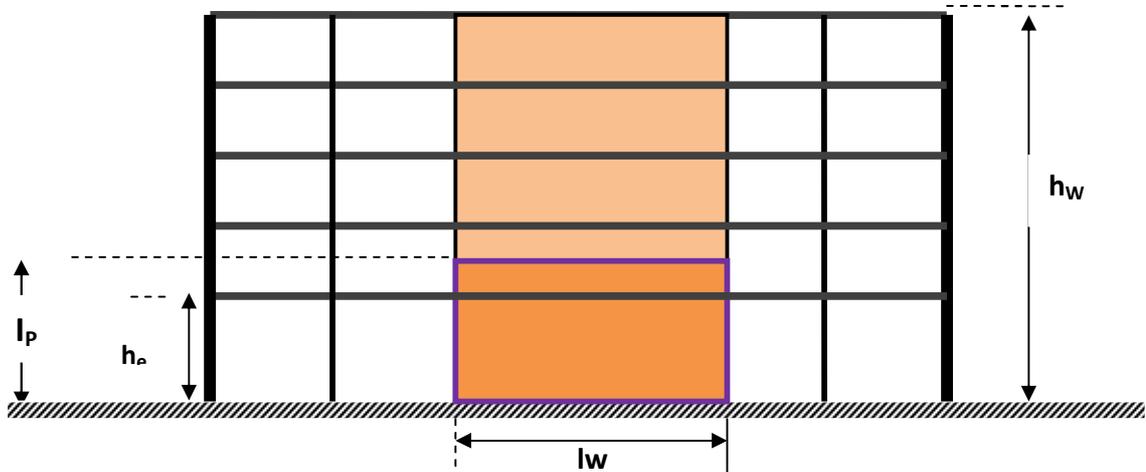


Figure 6.7: Hauteur de la rotule plastique

Dans le choix du mécanisme plastique, il faut éviter les ruptures fragiles (non ductiles) par effort tranchant et les ruptures par plastification inopportunes où aucune mesure n'a été prise pour qu'elles puissent se développer sans aucun dommage.

Pour le refend 2', qui se comporte comme une console encastrée à sa base, le mécanisme plastique se trouve à la base, là où le moment fléchissant et l'effort tranchant sont les plus importants.

La rotule plastique est prévue au pied du refend avec une longueur égale à :

$$l_p \geq (l_w; h_w/6) \quad \text{avec} \quad \begin{cases} l_w = 4.6 \text{ m} \\ h_w = 16 \text{ m} \end{cases} \longrightarrow l_p = 4.0 \text{ m}^{**}$$

**Remarque

La première condition, c'est-à-dire $h_w \geq l_w$, est déterminante pour les bâtiments comportant moins de six niveaux. Quant à la seconde, elle fixe la hauteur pour les bâtiments tour (plus de six niveaux).

Pour simplifier l'exécution du refend, il est conseillé de prolonger les mesures constructives concernant la rotule plastique jusqu'au deuxième niveau. Mais, pour éviter des zones plastiques excessives, il est admis de limiter cette zone à h_e (hauteur d'étage) si $h_e \geq (2l_w/3; h_w/9)$.

Dans le cas du refend 2', la hauteur de la rotule plastique est limitée à la hauteur du rez-de-chaussée.

2. Dimensionnement en flexion de la rotule plastique

Le schéma du ferrailage au niveau de la rotule plastique est représenté schématiquement par la figure ci-après. Ce ferrailage résulte du dimensionnement selon le RPA 99.

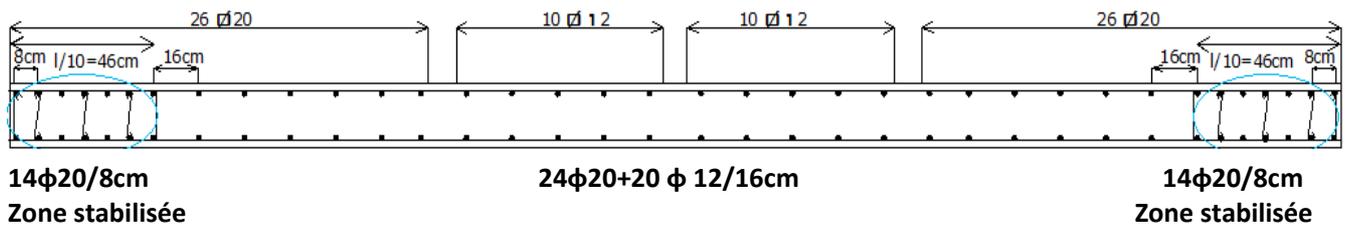


Figure 6.8: Disposition du ferrailage dans la rotule plastique

Les déformations de la zone plastique et les efforts qui en découlent sont représentées par les figures suivantes:

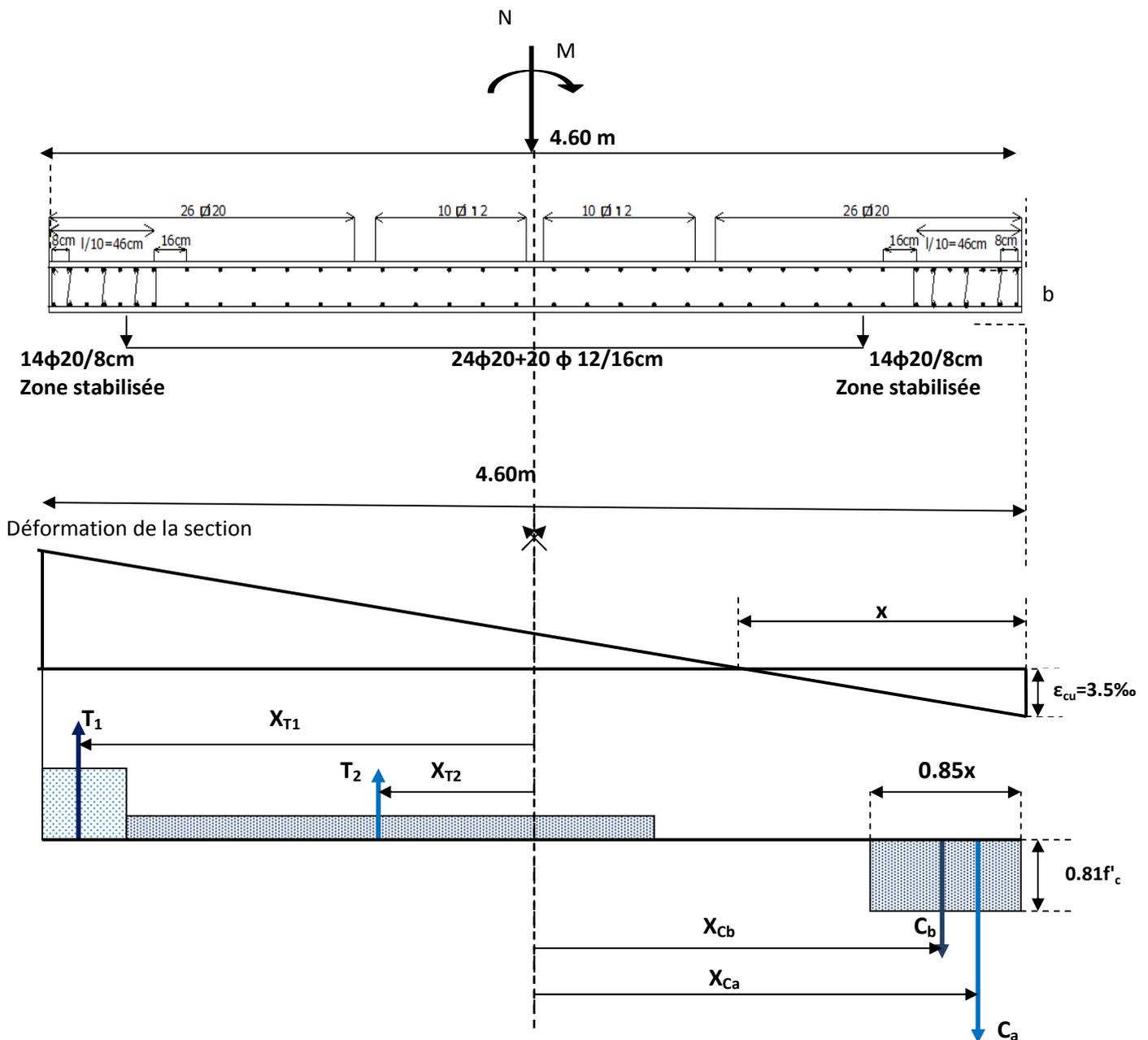


Figure 6.9: Position des efforts au niveau de la rotule

Pour éviter d'épaissir les extrémités du refend, la profondeur de la zone comprimée au niveau de la section du voile est prise telle que: $x \leq 4b \longrightarrow x = 0.8 \text{ m}$

Le taux limite des armatures est, généralement, fixé comme suit:

$$\rho_{min} = 0.8/f_y \text{ (MPa)} \longrightarrow \rho_{min} = 0.8/400 = 0.2\%$$

$$\rho_{max} = 16/f_y \text{ (MPa)} \longrightarrow \rho_{max} = 16/400 = 4\%$$

Les pourcentages minimal et maximal d'armatures du refend 2' sont respectivement de 0.23% et le pourcentage maximal est 1%, ils appartiennent à l'intervalle (0.2% - 4%) couramment utilisé en dimensionnement en capacité.

Pour ce ferrailage, la vérification du dimensionnement en flexion de la rotule plastique se fait comme ci-dessous :

i. Efforts de traction

Les efforts de traction dans les aciers stabilisateurs et les aciers courants sont:

$$- T_1 = 14\phi 20 \times f_e = 14 \times 3.14 \text{ (cm}^2\text{)} \times 400 \text{ (MPa)} = 1.764 \text{ MN} \longrightarrow X_{T1} = 2.06 \text{ m (bras de levier)}$$

$$- T_2 = (14\phi 20 + 20\phi 12) \times f_e = 66.62 \text{ cm}^2 \times 400 \text{ (MPa)} = 2.66 \text{ MN} \longrightarrow X_{T2} = 0.88 \text{ m}$$

ii. Efforts de compression

Les efforts de compression dans le béton et dans les aciers stabilisateurs sont:

$$- C_b = -0.85X \times 0.81 f_c' \times b = 0.85 \times 0.8 \times 0.81 \times 25 \times 0.3 = -4.13 \text{ MN} \longrightarrow X_{Cb} = 1.96 \text{ m}$$

$$- C_a = -8\phi 30 \times f_e = -1.764 \text{ MN} \longrightarrow X_{Ca} = 2.06 \text{ m}$$

iii. Vérification

Il s'agit de comparer les efforts résistants avec les efforts de dimensionnement (N; 1.2M).

Les efforts de dimensionnement sont:

- N = 0.955 MN
- 1.2M = 10.305 MNm

Ce qui donne:

- Effort normal résistant N_R

$$\sum F_i = 0 = N_R + C_a + C_b - T_1 - T_2 \longrightarrow N_R = |1.764 + 2.66 - 4.13 - 1.764| = 1.47 \text{ MN} > N = 0.955 \text{ MN}$$

- Moment résistant M_R

$$M_R = T_1 X_1 + T_2 X_2 + C_b X_b + C_a X_a \geq 1.2 \text{ M}$$

$$= 1.764 \times 2.06 + 2.66 \times 0.88 + 4.13 \times 1.96 + 1.764 \times 2.06 = 17.7 \text{ MNm} > 1.2 \text{ M} = 8.6 \text{ MNm}$$

Les deux conditions sont vérifiées, le refend peut bien résister aux efforts de dimensionnement.

3. Stabilité latérale de la rotule plastique

Pour les refends possédant une section rectangulaire, il existe un réel danger d'instabilité latérale, autrement dit, un voilement local de la zone comprimée dans la région de la rotule plastique au cours des grandes déformations plastiques cycliques.

Pour éviter qu'un tel "scenario" se produise, il faut que la zone comprimée ne soit pas trop élancée. Par conséquent, pour se prémunir contre cette manifestation, l'épaisseur du refend doit vérifier la condition suivante:

$$X \leq 4b \longrightarrow X = 0.64\text{m} < 4 \times 30 = 1.20\text{m} \longrightarrow \text{stabilité assurée}$$

Dans le cas où cette inégalité n'est pas vérifiée ($X > 4b$), on peut renforcer les extrémités du refend pour stabiliser la zone comprimée. Cela revient donc à augmenter l'épaisseur du refend sur au moins $X/2$ jusqu'à $b \geq h_e/12$.

Pour le refend 2', la stabilité dans la rotule est assurée, donc pas besoin d'augmenter son épaisseur.

4. Garantie de la ductilité en courbure dans la rotule plastique

Pour garantir une ductilité globale admise pour le dimensionnement ($R=3.5$), il faut assurer une ductilité locale importante à la base.

La position de l'axe neutre est en relation directe avec la ductilité en courbure de la rotule plastique: plus X est faible, plus la ductilité en courbure ou ductilité locale est grande. Donc, pour garantir une ductilité satisfaisante en courbure, il faut limiter la distance de l'axe neutre en fonction de la longueur l_w du refend.

Pour une ductilité limitée à $\mu_{\Delta}=3$ ($R=3.5$ cas du refend étudié), il faut:

$$X \leq 0.2l_w \longrightarrow X = 0.64 \text{ m} < 0.2 \times 4.60 = 0.92 \text{ m} \longrightarrow \text{ductilité en courbure garantie}$$

5. Stabilisation de l'armature verticale dans la rotule plastique

Les essais effectués sur des refends ductiles (élancement supérieur à 2) en béton armé montrent que dans la rotule plastique, les barres verticales subissent d'importants allongements plastiques, et après inversion des déformations, elles s'écoulent en compression avant que les fissures ne se referment. A ce stade, les armatures peuvent flamber à l'extérieur de la section. Et le danger réside dans le fait que le béton de couverture a déjà éclaté, et que le module d'élasticité de l'acier a diminué (effet Bauschinger).

Pour se prémunir contre un éventuel flambage, il faut prévoir une armature horizontale (transversale) de stabilisation, formée d'étriers fermés à 135° . Pour ce faire, il faut commencer par déterminer l'espacement vertical maximal, définir la zone où la stabilisation est nécessaire, ensuite dimensionner l'armature transversale.

i. Espacement vertical des armatures de stabilisation

Des études analytiques ont montré qu'à partir d'un certain multiple du diamètre (Φ_{st}) de la barre à stabiliser, la charge de flambage plastique diminue notablement. Donc, pour éviter le flambage des barres longitudinales durant les grands cycles de déformations plastiques, il faut: $s_v \leq 6\Phi_{sv} \leq 150 \text{ mm}$. Ainsi, il faut un espacement de 150 mm pour stabiliser des barres de 30 mm.

ii. Zone de stabilisation

Seules les barres importantes pour la résistance à la flexion, et bien sûr, celles qui subissent de grandes compressions sont à stabiliser. Donc, ce sont les barres des extrémités du refend. Elles doivent être stabilisées à l'intérieur d'un cadre dont la distance entre deux coudes ne dépasse pas 200mm.

iii. Armatures de stabilisation

Le diamètre des barres de stabilisation doit satisfaire l'inégalité suivante:

$$\Phi_{sh} \geq 0.35\Phi_{sv}$$

où,

Φ_{sh} = diamètre des barres de stabilisation

Φ_{sv} = plus grand diamètre des barres verticales (longitudinales) à stabiliser

- Choix de l'armature de fretage (stabilisation) des éléments de bord

$$\Phi_{sh} \geq 0.35\Phi_{sv} = 0.35 \times 30 = 10.5 \text{ mm} \longrightarrow \text{section choisie} = \Phi 12$$

- Espacement vertical des armatures de stabilisation

$$s_v \leq 6\Phi_{sv} = 6 \times 30 = 180 \text{ mm} \longrightarrow \text{espacement choisi} = 12.5 \text{ cm}$$

6. Dimensionnement à l'effort tranchant dans la rotule plastique

Pour que le mécanisme plastique choisi (rotule à la base du refend) demeure stable, il faut impérativement exclure tout risque de rupture fragile (non ductile) par effort tranchant. Par conséquent, il faut dimensionner la rotule plastique avec un effort tranchant maximal, autrement dit, le plus grand qui puisse un jour survenir.

Aussi, l'effort tranchant de calcul, obtenu à partir de la méthode statique équivalente, sera majoré avec deux facteurs d'amplification, soit:

$$V_{\text{majoré}} = \varepsilon \cdot K \cdot V$$

où,

$V_{\text{majoré}}$ = effort tranchant majoré (ou effort tranchant de sur résistance)

ε = facteur de majoration tenant compte de la sur résistance du moment de flexion

K = facteur de majoration dynamique

V = effort tranchant calculé à partir de la méthode statique équivalente

i. Facteur de majoration pour la sur-résistance en flexion ε

Au moment de la plastification de l'armature longitudinale (verticale), le moment de flexion à l'encastrement du refend est supérieur au moment calculé à partir de la méthode statique équivalente. Aussi, la rotule plastique développe sa sur-résistance pour deux raisons essentielles:

- 1) les armatures développent leur sur-résistance (plastifiées),
- 2) la quantité d'armatures réellement mise en place (supérieure au minimum nécessaire)

Pour tenir compte de cette situation, le moment de flexion de calcul est majoré comme suit:

$$\varepsilon = M_{R,m}/M$$

où,

$M_{R,m}$ = résistance à la flexion calculée en tenant compte de la sur résistance

M = moment de flexion de calcul à partir de la méthode statique équivalente

La résistance à la flexion $M_{R,m}$ est calculée avec les dimensions effectives des sections d'armatures et à l'aide des résistances moyennes des matériaux (f_{cm} pour le béton, $f_{e,eff}$ pour l'acier).

Le rapport entre la résistance effective et la valeur caractéristique de la limite d'écoulement des armatures est généralement pris égal à 1.1 ($f_{e,eff}/f_e = 1.1$).

En ce qui concerne le bâtiment étudié, $M_{R, sur}$ est déterminé de la même manière que le moment résistant M_R avec les dimensions effectives de la section et les valeurs moyennes des résistances des matériaux ($1.1 \times f_e$, et f_{c28}). Avec l'armature adaptée, on obtient:

- Efforts de traction dans les aciers stabilisateurs et les aciers courants en sur-résistance
 $T_1 = 14\phi 20 \times f_{e, eff} = 14 \times 3.14 \text{ (cm}^2\text{)} \times 1.1 \times 400 \text{ (MPa)} = 1.94 \text{ MN} \rightarrow X_{T1} = 2.06 \text{ m (bras de levier)}$
 $T_2 = (14\phi 20 + 20\phi 12) \times f_{e, eff} = 66.62 \text{ cm}^2 \times 1.1 \times 400 \text{ (MPa)} = 2.926 \text{ MN} \rightarrow X_{T2} = 0.88 \text{ m}$
- Efforts de compression dans le béton et dans les aciers stabilisateurs en sur-résistance
 $C_b = -0.85X \times 0.81 f_c' \times b = 0.85 \times 0.8 \times 0.81 \times 25 \times 0.3 = -4.13 \text{ MN} \rightarrow X_{Cb} = 1.96 \text{ m}$
 $C_a = -8\phi 30 \times f_{e, eff} = -1.94 \text{ MN} \rightarrow X_{Ca} = 2.06 \text{ m}$

Le moment résistant en sur-résistance $M_{R,m}$ est égal à:

$$M_{R,m} = T_1 X_1 + T_2 X_2 + C_b X_b + C_a X_a \geq 1.2M = 1.94 \times 2.06 + 2.926 \times 0.88 + 4.13 \times 1.96 + 1.94 \times 2.06 = 18.66 \text{ MNm}$$

Ainsi, on obtient le facteur de majoration en flexion suivant:

$$\varepsilon = M_{R,m}/M = 18.66 / (1.2 \times 7.162) = 2.1$$

ii. Facteur d'amplification dynamique k

Sous l'action d'une sollicitation sismique, le comportement dynamique d'un refend comprend, en plus du mode fondamental, les composantes des modes supérieurs. Les études analytiques et expérimentales menées sur le comportement des refends élancés soumis à l'action sismique démontrent que les modes supérieurs ont une influence négligeable sur les moments de flexion, mais importent de manière très distincte la répartition des efforts tranchants due au mode fondamental.

Et, comme il faut se prémunir contre une rupture par effort tranchant, cet aspect doit être obligatoirement pris en compte dans le dimensionnement. En pratique, cela se traduit par la majoration de l'effort tranchant par un facteur dynamique "k" fonction du nombre d'étages "n":

$$K = 0.9 + n/10 \leq 1.5$$

Le facteur de majoration dynamique vaut "1" pour les bâtiments comportant un niveau, et augmente avec le nombre d'étages pour se stabiliser à "1.5" au-delà de six (6) niveaux.

Pour $n = 5$ ($R + 4$), le facteur de majoration est:

$$K = 0.9 + 5/10 = 1.4$$

La valeur de calcul de l'effort tranchant majoré est donc:

$$V_{\text{majoré}} = \varepsilon \cdot K \cdot V = 2.1 \times 1.4 \times 0.6715 = 1.974 \text{ MN}$$

On remarque que l'effort tranchant à prendre en considération (tient compte de la sur-résistance) est à peu près 2 fois et demi plus grand que V (obtenu par la méthode statique équivalente).

iii. Dimensionnement

Pour le dimensionnement à l'effort tranchant, certains règlements parasismiques utilisent encore le modèle conservateur basé sur l'analogie du treillis sans la contribution du béton comprimé. Mais beaucoup tiennent compte de la participation du béton comprimé à la reprise de l'effort tranchant, et qui réellement correspond aux résultats obtenus expérimentalement.

En pratique, il faut vérifier la compression des bielles de béton et dimensionner la section d'armatures nécessaire.

Pour l'inclinaison des bielles de compression, l'angle " α " (par rapport à l'axe du refend) est choisi entre les valeurs limites suivantes:

$$25^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$$

Soit, $\alpha = 35^\circ$

iv. Limitation de la compression dans les bielles inclinées

La vérification de la compression dans les bielles de béton s'effectue en limitant la valeur de calcul de la résistance à la compression à une valeur de référence plus petite que celle obtenue avec les actions traditionnelles. Cette limitation peut être justifiée pour la raison suivante: l'âme du refend, sous l'action des sollicitations sismiques, peut être fissurée suivant deux diagonales (fissures en croix), sa résistance à la compression chute de manière significative (pour la formation des diagonales du treillis).

Par conséquent, la résistance du refend muni d'une armature parallèle à la direction de l'effort tranchant, est donnée par: $V_{R,C} = k_c \times f_{c,28} \times b \times z \times \sin\alpha \cos\alpha \geq V_{\text{majoré}}$

avec,

$V_{R,C}$ = résistance à l'effort tranchant

k_c = coefficient de résistance du béton = 0.4

$f_{c,28}$ = résistance du béton à la compression

b = largeur du refend

z = bras de levier = $0.8 l_w$

α = angle d'inclinaison des bielles de compression par rapport à l'axe du refend et des

l_w = longueur du refend

Le contrôle des bielles de compression donne:

$$V_{R,C} = 0.4 \times 0.8 \times 4.6 \times 0.3 \times 25 \times \sin 35^\circ \cos 35^\circ = 5.187 \text{ MN} > V = 1.974 \text{ MN} \longrightarrow \text{Vérfiée}$$

v. Armatures d'effort tranchant

Dans le modèle de treillis avec des bielles inclinées suivant un angle α , des cadres (armatures horizontales) parallèles à la direction de l'effort tranchant, et sans tenir compte de la participation du béton comprimé à la résistance au cisaillement, l'armature nécessaire est donnée par:

$$V_{R,S} = (A_S / s) \times f_e \times z \times \cot\alpha \geq V_{\text{majoré}}$$

avec,

$V_{R,S}$ = résistance de l'armature d'effort tranchant

A_S = section d'armatures d'effort tranchant

s = espacement vertical des armatures d'effort tranchant (horizontales)

f_e = limite d'écoulement de l'armature horizontale

z = bras de levier = $0.8 l_w$

α = angle d'inclinaison des bielles

La résistance à l'effort tranchant donne:

$$V_{R,S} = (0.000226 / 0.2) \times 0.8 \times 4.6 \times 400 \times \cot 35^\circ = 2.37 \text{ MN} > V_{\text{majoré}} = 1.974 \text{ MN} \longrightarrow \text{Vérfiée}$$

Pour l'espacement des armatures d'effort tranchant, il est convenable de choisir un espacement correspondant au double de celui des armatures de stabilisation afin de les disposer dans de bonnes conditions.

En général, le calcul des armatures d'effort tranchant débute avec une section minimale (% minimal) qui sera ensuite vérifiée et renforcée si besoin est.

Le taux minimal généralement retenu par les normes parasismiques est égal à 0.2%, en choisissant un espacement des cadres (armatures horizontales) "s" égal au double des armatures de stabilisation, autrement dit, $s = 200\text{mm}$, on obtient:

$$A_{S,\min} = 0.2\% \times b \times s = 0.2\% \times 300 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2 \longrightarrow 0.6 \text{ cm}^2 \text{ par brin}$$

$$\text{Cadre } \phi 12/s=200\text{mm} \longrightarrow A_s = 113 \times 2 = 226 \text{ mm}^2 > A_{S,\min}$$

Avec l'étape 6 s'achève le dimensionnement en capacité de la rotule plastique. La suite s'intéresse au reste du refend qui doit rester dans le domaine élastique.

7. Dimensionnement à la flexion de la partie élastique

Le dimensionnement au-dessus de la rotule plastique doit être effectué de telle sorte que cette zone ne subisse aucune plastification lors de secousses sismiques. Pour cette raison, le dimensionnement sera basé sur l'enveloppe des moments* (plus rigoureux) que sur le diagramme des moments de flexion calculés à partir de la méthode statique équivalente.

En d'autres termes, cela veut dire que la partie au-dessus de la rotule doit être renforcée pour garantir son maintien dans le domaine élastique. Par conséquent, la résistance à la flexion nécessaire doit tenir compte de l'influence de l'effort tranchant ainsi que des modes supérieurs.

*Remarque

L'enveloppe des moments de flexion couvrant l'ensemble des moments apparaissant durant la réponse dynamique du bâtiment n'est pas affiné au diagramme des moments calculés à partir de la méthode statique équivalente. Ce résultat provient du fait que la méthode statique équivalente néglige les modes supérieurs. Leur influence peut être mise à jour par la méthode du spectre de réponse ou par un calcul temporel de la réponse dynamique non linéaire.

Par conséquent, à partir de la rotule plastique, il est recommandé de n'interrompre l'armature verticale que de manière à ce que la résistance à la flexion ne soit pas inférieure à une variation linéaire sur la hauteur du refend.

En plus, conformément au modèle treillis adopté, l'enveloppe des moments doit être décalée en raison des efforts intérieurs supplémentaires dans la membrure tendue.

La figure ci-dessous représente l'enveloppe des moments recommandée pour le dimensionnement à la flexion de la zone adjacente à la rotule plastique.

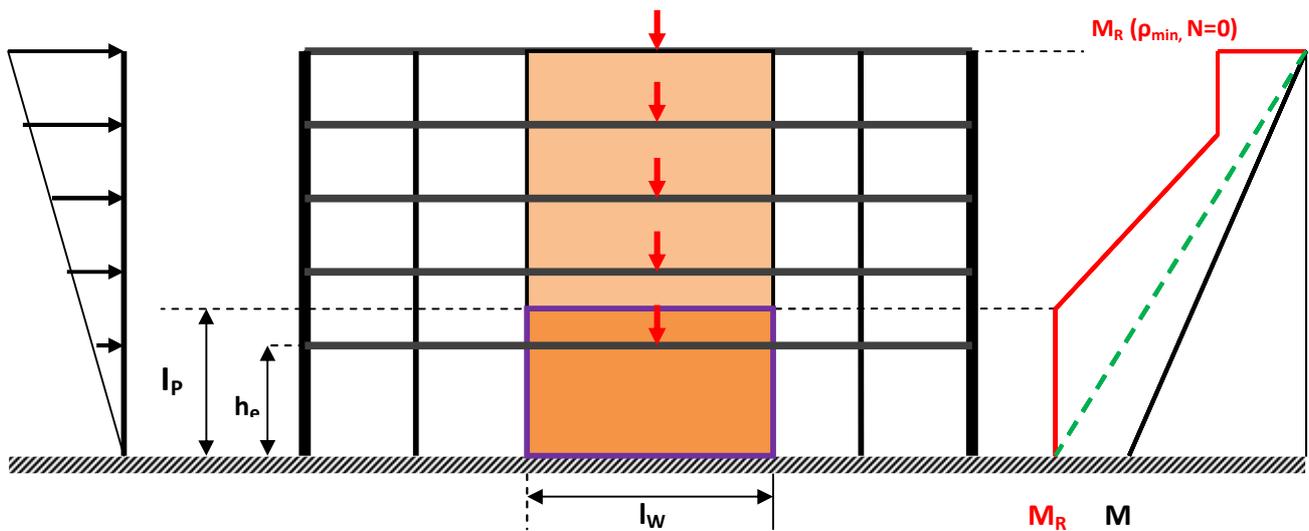


Figure 6.10: Enveloppe des moments conseillée

- Courbe des moments dus aux forces statiques équivalentes
- - - Courbe décalée pour tenir compte de l'influence de l'effort tranchant
- Courbe des moments résistants

Pour l'arrêt des barres, il faut respecter une longueur d'ancrage prise égale à :

$$l_a = 50\phi = 50 \times 20 = 1000 \text{ mm}$$

En outre, le décalage de la courbe des moments de flexion se fait à partir d'une valeur η ($\eta = z/2 \times \cotg \alpha = 0.8 \times 4600 \times \cotg 35/2 = 2631.2\text{mm} \approx 2630 \text{ mm}$) pour tenir compte des tractions supplémentaires dans les armatures verticales induites par le modèle de treillis adopté pour la résistance à l'effort tranchant.

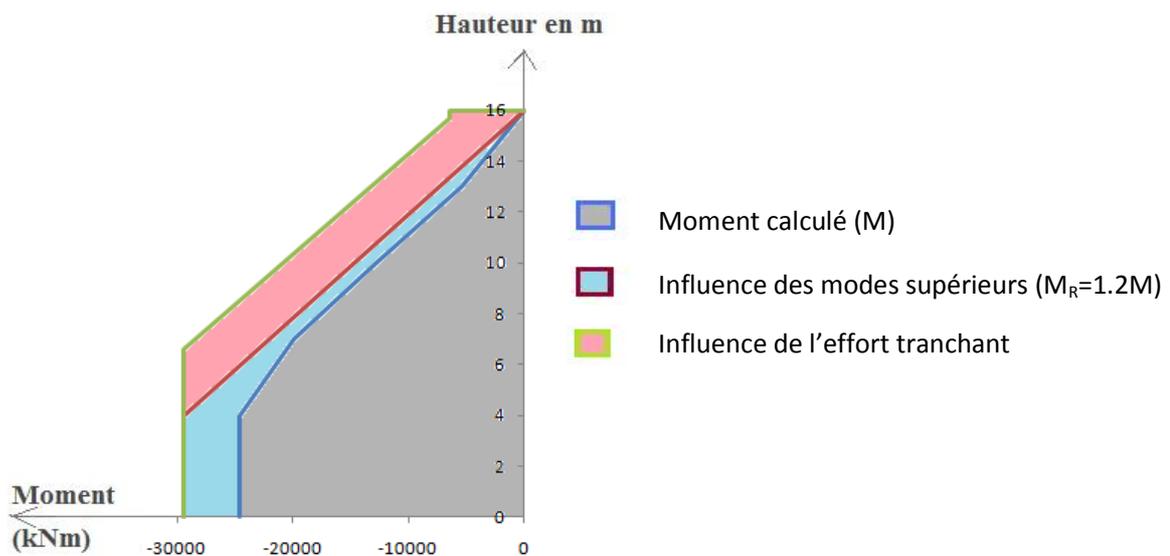


Figure 6.11: Courbe « enveloppe des moments »

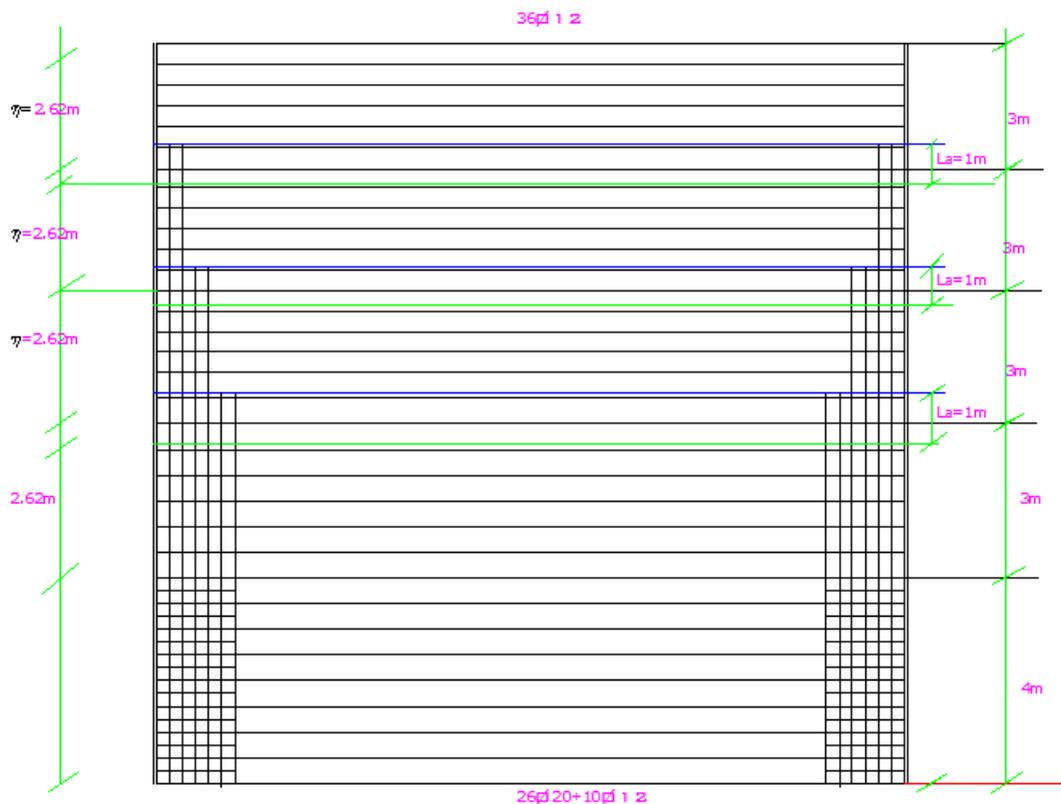


Figure 6.12: Epure d'arrêt des barres

8. Dimensionnement à l'effort tranchant de la partie élastique

Le dimensionnement à l'effort tranchant de la zone adjacente à la rotule plastique se déroule suivant les instructions du dimensionnement en capacité, c'est-à-dire, en tenant compte de la sur-résistance en flexion pour l'évaluation de l'effort tranchant de dimensionnement, soit:

$$V_{\text{majoré}} = \varepsilon \times K \times V$$

Cependant, pour ce calcul, k_c prend une valeur égale à 0.6 (au lieu de 0.4).

Avec cette majoration, le risque d'une rupture véhiculée par l'effort tranchant (rupture fragile) dans la zone élastique est exclu.

Le dimensionnement à l'effort tranchant se traite à partir du modèle de treillis tout en négligeant la contribution du béton comprimé à la reprise du cisaillement. Ceci donne:

- $V_{R,C} = k_c \times f_{c,28} \times b \times z \times \sin\alpha \cos\alpha \geq V_{\text{majoré}}$
- $V_{R,S} = A_s / s \times f_e \times z \times \cot\alpha \geq V_{\text{majoré}}$

L'armature minimale ($\rho_{\min} = 0.2\%$) préconisée doit être aussi respectée pour cette partie (élastique) du refend.

Pour le bâtiment étudié, il advient:

i. Effort tranchant de dimensionnement

$$V_{\text{majoré}} = \varepsilon \times K \times V = 2.1 \times 1.4 \times 0.6115 = 1.8 \text{ MN}$$

où, $V = 0.6115 \text{ MN}$ représente l'effort tranchant calculé par la MSE au premier étage.

i. Armatures minimales avec un espacement $s_h = 200\text{mm}$

$$A_{S,\min} = 0.2\% \times b \times s_h = 0.002 \times 30 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2 \longrightarrow 0.6 \text{ cm}^2 \text{ par brin d'acier}$$

$$\text{Cadre } \Phi 12/s_h = 200\text{mm} \longrightarrow A_S = 2 \times 113 = 226 \text{ cm}^2 > A_{S,\min} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

iii. Choix de l'inclinaison des bielles $\alpha = 35^\circ$

- Résistance à l'effort tranchant

$$V_{R,s} = A_S / s \times f_e \times z \times \cotg\alpha = (0.00226/0.2) \times 0.8 \times 4.6 \times 400 \times \cotg 35^\circ = 2.37\text{MN} > V = 1.8\text{MN} \text{ (Vérifiée)}$$

- Vérification de la compression des bielles

$$V_{R,c} = k_C \times f_{C28} \times b \times z \times \sin\alpha \cos\alpha = 0.6 \times 0.8 \times 4.6 \times 0.3 \times 25 \times \sin 35^\circ \cos 35^\circ = 7.73\text{MN} > V = 1.8\text{MN} \text{ (vérifiée)}$$

9. Stabilisation de l'armature verticale dans la partie élastique

Comme pour la rotule plastique, pour prévenir le flambement latéral de l'armature verticale, il faut envisager sa stabilisation. Mais, comme le dimensionnement de cette zone consiste à la maintenir dans le domaine élastique, les règles recommandées par les normes pour les éléments comprimés peuvent être appliquées.

A titre d'exemple, selon les normes européennes, seule une barre sur deux doit être stabilisée, et l'espacement maximal (s_{\max}) de l'armature transversale (horizontale) est limité en fonction du diamètre des barres verticales ($s < 15\Phi_{sv,\min}$), de la dimension minimale de la section ($s < a_{\min}$), et d'un espacement absolu ($s \leq 300 \text{ mm}$).

Dans le cas du bâtiment en question, toutes ces conditions sont remplies.

$$s = 200 \text{ mm} \leq \begin{cases} 15\Phi 20 = 15 \times 20 = 300 \text{ mm} \\ a_{\min} = 300 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

10. Sécurité des fondations

Pour garantir le bon fonctionnement des fondations, il faut les renforcer pour les maintenir dans un état élastique afin d'éviter le développement de zones plastiques. En effet, ces zones peuvent conduire à de grandes déformations plastiques de la structure, et rendre ainsi son comportement incontrôlable.

Par conséquent, elles doivent être dimensionnées selon les principes de base du dimensionnement en capacité, pour reprendre les efforts de surcapacité de la structure et pouvoir les transmettre sans plastification au sol de fondation.

En effet, il est plus difficile d'entreprendre des réparations au niveau des fondations que dans la structure. Il faut donc absolument éviter des sollicitations excessives et des déformations plastiques du sol, autrement dit, tenir compte de la sur-résistance et des modes supérieurs pour écarter tout risque de déformation inélastique ($M_{R,\text{majoré}}, V_{\text{majoré}}$).

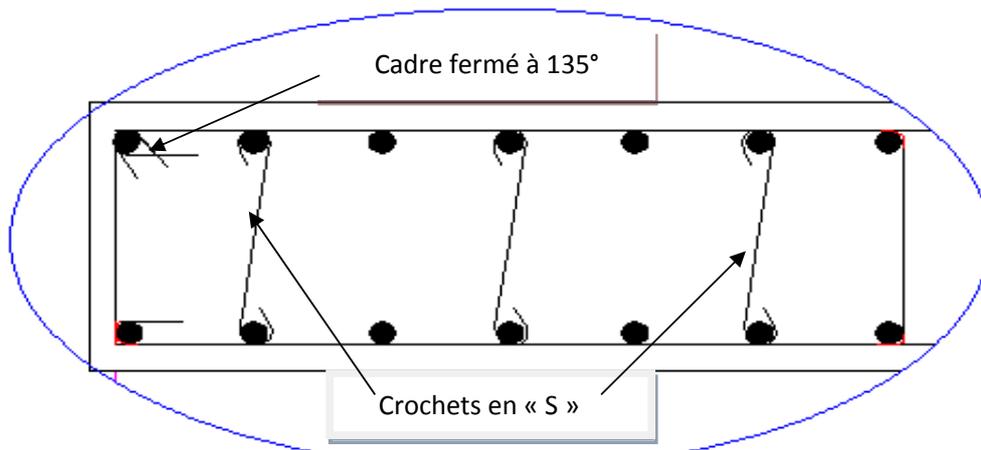


Figure 6.13: Détails de la zone stabilisée

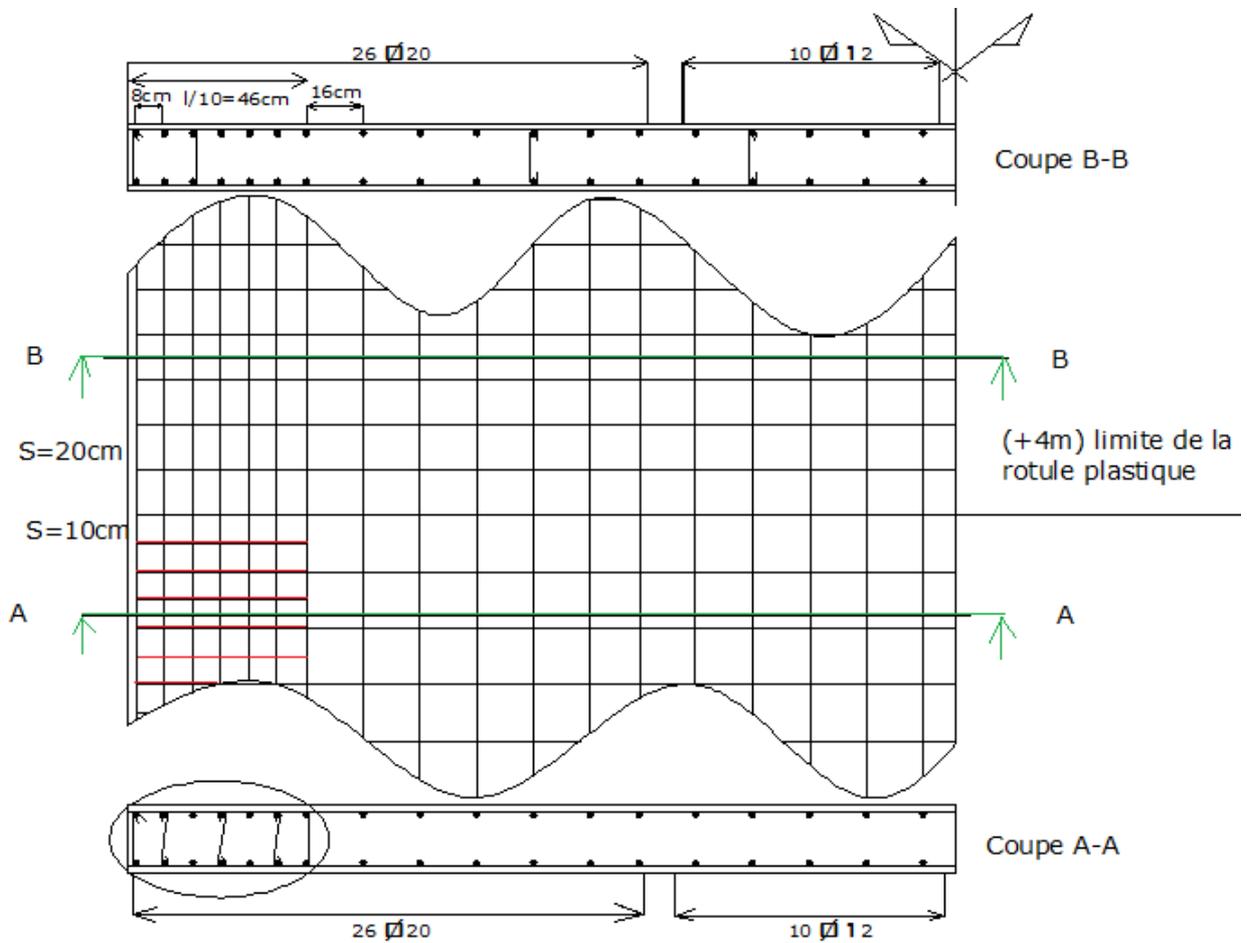


Figure 6.14: Ferrailage du refend selon le dimensionnement en capacité

6.5. DEVIS QUANTITATIF DU NIVEAU REZ-DE-CHAUSSEE

6.5.1. Pour un comportement ductile conforme au RPA 99

1. Volume d'acier

Aciers verticaux.....74380.8 cm³

Aciers transversaux.....22419 cm³

Épingles3526 cm³

Etriers.....4476 cm³

Volume total = 0.105m³

Poids total = 0.105 x 7900 = 829.5 Kg (acier)

2. Volume de béton

$$0.3 \times 4 \times 4.6 = 5.52 \text{ m}^3$$

3. Densité d'armature

$$829.5/5.52 = 150\text{Kg d'aciers/m}^3 \text{ de béton}$$

6.5.2. Pour un comportement élastique linéaire

1. Volume d'acier

Aciers verticaux.....125616 cm³

Aciers transversaux*.....22419 cm³

Épingles + cadres..... 12480 cm³

Volume total = 0.1605m³

Poids total = 0.1605 x 7900 = 1268 Kg (Acers)

2. Volume de béton

$$0.3 \times 4 \times 4.6 = 5.52 \text{ m}^3$$

3. Densité d'armature

$$1268/5.52 = 230\text{Kg d'aciers/m}^3 \text{ de béton}$$

*Aciers transversaux

- Aux les longueurs des barres, il faut ajouter les longueurs d'ancrage correspondant à 15Φ de chaque côté. Soit, une section totale = $(400/20) \times 2\Phi 12 = 45.2\text{cm}^2$ et un volume = $45.2\text{cm}^2 \times (460\text{cm} + (2 \times 15 \times 1.2\text{cm})) = 22419 \text{ cm}^3$
- Des cadres Φ12 entourant uniquement les 4 premières barres (s=10cm) (effet poteau noyé ou potelet), de longueur = $2 \times (30\text{cm} + 30\text{cm} + 15 \times 1.2) = 156\text{cm}$. Pour chaque "potelet", il y a 20 cadres. Soit, le volume des cadres = $20 \times 156\text{cm} \times \Phi 12 = 3526\text{cm}^3$
- Épingles (4Φ12/m²). Chaque épingle a une longueur = $30\text{cm} + (2 \times 15 \times 1.2\text{cm}) = 66\text{cm}$. Il y a 6 épingles par nappe et 20 nappes, soit un volume d'acier = $66\text{cm} \times 6 \times 20 \times \Phi 12 = 8953\text{cm}^3$

6.5.3. Pour un dimensionnement en capacité

1. Volume d'acier

Aciers verticaux.....74380.8 cm³

Aciers transversaux*.....22419 cm³

Aciers de stabilisation.....14826cm³

Volume total = 0.1156m³

Poids total = 0.1156 x 7900 = 913kg (acier)

*1 cadreΦ12 = 2 x (30cm+50cm+15x1.2cm)= 196cm + 2 crochets Φ12 de 66cm chacun sur chaque moitié de chaque lit horizontal, soit V = 2 x20 x (2 x 66cm + 196cm) x Φ12 = 14826cm³

2. Volume de béton

0.3 x 4 x4.6 = 5.52 m³

3. Densité d'armature

913/5.52 = 165Kg d'aciers/m³ de béton

6.6. COMMENTAIRE

Le dimensionnement du bâtiment s'est fait suivant trois approches:

- dimensionnement ductile conforme au RPA (R=3.5),
- dimensionnement élastique linéaire (R=1.5),
- et dimensionnement en capacité.

Les densités d'armatures obtenues pour ces trois approches sont:

- 150Kg d'aciers/m³ de béton pour le dimensionnement conforme au RPA
- 165Kg d'aciers/m³ de béton pour le dimensionnement en capacité
- 230Kg d'aciers/m³ de béton pour le dimensionnement élastique linéaire

L'analyse des résultats obtenus met en évidence remarques suivantes.

6.6.1. Dimensionnement selon le RPA - Dimensionnement en capacité

6.6.1.1. Armatures verticales ou armatures longitudinales

La quantité d'armatures verticales nécessaires pour le dimensionnement du refend en capacité est inférieure à celle obtenue pour le dimensionnement conforme au code RPA. Cette économie sur l'acier se fait au prix de dommages localisés (rotule plastique) et contrôlés.

En effet, la rotule plastique (maillon faible) joue le rôle de fusible garantissant ainsi un bon comportement sismique, même en cas d'un séisme dévastateur. Dans ce cas de figure, seule la demande en ductilité de la rotule augmente alors que les sollicitations demeurent constantes. Par conséquent, les déformations vont se concentrer dans la rotule plastique, qui a été préparée à cette situation. La quantité d'armatures de fretage va lui permettre de développer d'importantes déformations inélastiques avant de se rompre.

En revanche, dans le dimensionnement conforme au RPA, la quantité d'armatures longitudinales en plus ne garantit pas un meilleur comportement sismique car l'endommagement n'est pas sous contrôle.

Par ailleurs, dans le dimensionnement selon le RPA, la sur-résistance n'est pas prise en compte. Par conséquent, une rupture par effort tranchant à la base du refend n'est pas à exclure.

Aussi, selon ce même règlement, un recouvrement au niveau de la rotule plastique peut être pratiqué étant donné qu'il n'y a aucune indication l'interdisant. Cette pratique permise pour faciliter la mise en œuvre, génère une faiblesse quand la longueur de recouvrement est insuffisante. Et comme ce recouvrement se trouve précisément dans la rotule (zone de moment maximum), les barres longitudinales ne pouvant se plastifier, leur capacité à dissiper l'énergie d'un séisme est donc réduite.

Un séisme légèrement supérieur au séisme de dimensionnement peut mettre la structure en danger car les efforts vont augmenter et engendrer des déformations inélastiques dans des zones où aucune mesure constructive n'a été prise.

6.6.1.2. Armatures horizontales ou armatures transversales

L'armature transversale joue quatre rôles importants dans la résistance aux efforts sismiques:

1. résister au cisaillement subi par le refend,
2. procurer un effet de confinement au noyau de béton afin d'augmenter sa capacité de déformation,
3. produire une pression pouvant empêcher le glissement des barres dans le cas d'un recouvrement (quand s'est permis),
4. et offrir un soutien latéral aux barres d'armatures longitudinales les empêchant ainsi de flamber suite à l'éclatement du béton de couverture (dû au caractère cyclique du séisme).

Pour le bâtiment étudié, la quantité d'armature transversale trouvée pour le dimensionnement du refend 2' en capacité est sensiblement plus importante que celle nécessaire pour le dimensionnement conforme au RPA. Ce surplus s'explique pour les raisons suivantes:

Dans la rotule plastique (longueur plastique l_p), les barres verticales importantes pour la résistance à la flexion, et bien sûr, celles qui subissent de grandes compressions sont stabilisées pour se prémunir contre un éventuel flambage. L'armature transversale de stabilisation est formée d'étriers fermés à 135°. Leur espacement est généralement choisi égal à la moitié de l'espacement des armatures d'effort tranchant pour la commodité de la mise en œuvre.

Dans le règlement parasismique algérien, aux extrémités du refend sur une longueur égale à $l_w/10$, l'espacement des barres verticales est réduit de moitié. Cette réduction ne signifie pas que la ductilité en courbure de la rotule est assurée étant donné que les extrémités ne sont pas munies d'une armature de frettage pour stabiliser les barres verticales. Voilà pourquoi la quantité d'armatures transversales obtenue en dimensionnant conformément à ce code est inférieure à celle obtenue par le dimensionnement en capacité.

6.6.1.3. Dispositions constructives

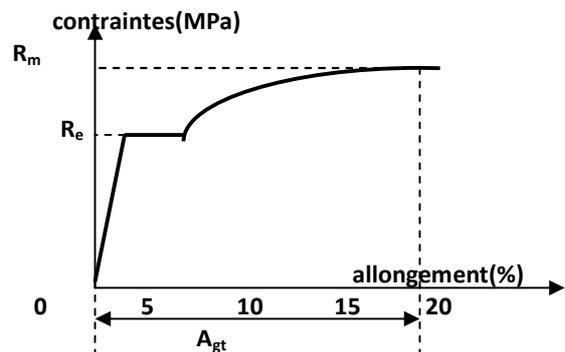
Pour le dimensionnement conforme au RPA, la structure est ferrillée suivant les exigences "normales" des codes en vigueur en Algérie. Et selon ce règlement, l'acier d'armatures verticales utilisé pour les constructions en zone sismique doit être à haute adhérence avec une limite d'élasticité f_e inférieure ou égale à 500 MPa et un allongement total A_{gt} à la traction maximale supérieur ou égal à 5%. Par contre, il n'y a aucune indication concernant les caractéristiques mécaniques de l'acier des armatures transversales.

En revanche, pour le dimensionnement en capacité, des dispositions constructives contraignantes doivent être respectées pour garantir une ductilité suffisante des éléments de la structure. En plus, dans les zones plastiques du refend en béton armé, il faut utiliser de l'acier d'armature ductile avec $R_m/R_e \geq 1.15$ et $A_{gt} \geq 6\%$, où:

R_m = résistance à la traction = f_t

R_e = limite d'écoulement f_e

A_{gt} = allongement total à la force de traction maximale



Remarque

En Algérie, une grande partie de l'acier d'armature disponible sur le marché n'est pas suffisamment ductile. Pour atteindre une ductilité moyenne des structures en béton armé, c'est-à-dire un coefficient de comportement R compris entre 3 et 4, l'acier d'armatures (transversales et longitudinales) dans les zones plastiques doit répondre au minimum aux conditions citées plus haut. Par conséquent, il est vivement recommandé de faire des essais mécaniques avant la mise en place de l'acier d'armatures dans la construction.

6.6.2. Dimensionnement élastique linéaire

La densité d'armature nécessaire pour ce dimensionnement est égale 223Kg d'aciers/m³ de béton. Cette quantité est 1.35 fois plus grande que celle obtenue par le dimensionnement en capacité. Cette grande résistance ne veut pas dire que le niveau de sécurité (en cas de séisme) est élevé car aucune disposition particulière de construction n'est imposée pour écarter tout risque de rupture fragile (par effort tranchant).

Ce type de comportement ne peut être justifié économiquement que pour les structures légères, et en zone de faible sismicité.

6.7. CONCLUSION

Pour le dimensionnement parasismique des structures, le concepteur a le choix entre deux concepts de comportement:

- un comportement élastique linéaire,
- et un comportement ductile.

Pour un comportement élastique linéaire, l'action sismique est considérée au même titre qu'une action traditionnelle sans tenir compte du caractère spécial de la sollicitation sismique. En d'autres termes, le dimensionnement élastique ou dimensionnement classique ne prend pas de précautions particulières visant à garantir un bon comportement sismique de la structure. Un surplus de sollicitations va se traduire par une rupture fragile du refend, qui lui n'est pas pourvu d'une grande capacité de déformation.

La grande résistance des structures dimensionnées de manière traditionnelle n'est pas un gage de sécurité plus élevée, bien au contraire.

En revanche, le dimensionnement en capacité se base sur la capacité de déformation de la structure (d'où son nom) à la place des sollicitations, et vise en premier lieu à assurer un comportement ductile adéquat.

Ce dimensionnement offre incomparablement plus de fiabilité dans le comportement sismique du refend car il tient compte des efforts de sur-résistance et canalise les déformations plastiques à l'endroit où des mesures constructives ont été prises pour quelle puisse se produire.

La rotule plastique jouant un rôle de fusible, le comportement sera favorable même en cas de séisme plus violent que celui prévu par le règlement parasismique. Si pareil séisme venait à se produire, seule la demande en ductilité de la rotule va augmenter sans surplus de sollicitations. Aussi, le bâtiment a de très fortes chances de survivre à un tel séisme moyennant un supplément de dégâts localisés principalement dans les rotules plastiques.

CHAPITRE VII

Conclusion générale

"Rien n'a été à la fois trouvé et porté à sa perfection"

Cicéron

CONCLUSION GENERALE

7.1. SYNTHÈSE DES CONTRIBUTIONS

Les régions sismiques sont menacées chaque jour par un phénomène complexe et imprévisible. Leur survie exige à l'homme de se doter d'un minimum de protection dont l'un des éléments clés est le recours aux constructions parasismiques.

Dans cette optique, nous nous sommes intéressés dans ce projet de fin d'étude, à l'analyse de certains paramètres susceptibles d'aider à quantifier le phénomène sismique sur un site donné et dont la maîtrise permet de prédire le comportement des ouvrages de génie civil sur ce site.

Parallèlement, cette étude donne un aperçu assez consistant sur le comportement inélastique des matériaux de construction et sur les différentes approches de conception et de dimensionnement des ouvrages à risque normal dans le souci d'aboutir à une protection parasismique satisfaisante.

Pour mener à bien cette tâche, l'étude est agencée en sept chapitres permettant un cadrage progressif de la problématique.

Dans le premier chapitre, *introduction générale*, le contexte principal de l'étude est présenté. Seuls, une bonne conception parasismique, des connaissances suffisantes pour une meilleure estimation des sollicitations sismiques et un dimensionnement parasismique adéquat peuvent conduire à un comportement sismique favorable.

Le deuxième chapitre, *présentation du phénomène sismique*, s'est intéressé plus particulièrement aux connaissances sismiques de base indispensables à un ingénieur civil.

Le troisième chapitre, *comportement post-élastique des structures*, s'est attardé d'une part, sur la présentation des propriétés comportementales inélastiques des matériaux les plus utilisés en construction (acier et béton), et d'autre part, sur la compréhension du comportement post-élastique d'une section soumise à la flexion et sur l'intérêt porté au comportement post-élastique des éléments de structure à partir de l'étude d'un refend en béton armé.

Le quatrième chapitre, *conception parasismique*, a permis d'introduire les principes généraux de conception applicables à tous les types de construction en zone sismique. Ces principes, s'ils sont respectés, permettent de minimiser le supplément de prix nécessaire pour passer de la structure normale à la structure parasismique. Un tel but peut être atteint grâce à une coopération constante et efficace entre l'architecte et l'ingénieur. Pour cela, il est indispensable que l'architecte comprenne le travail et le langage de l'ingénieur. En outre, l'ingénieur doit s'efforcer d'amener l'architecte à comprendre ses propres problèmes.

Le cinquième chapitre, *méthodes de dimensionnement parasismique*, a permis de présenter les deux principales méthodes de dimensionnement:

- méthodes de calcul basées sur les forces ou dimensionnement suivant les préceptes traditionnels (comportement élastique-linéaire),
- méthodes de calcul basées sur la capacité à dissiper l'énergie sous forme de déformation plastique (comportement ductile).

Pour les méthodes basées sur les forces, les sollicitations dans les éléments de la structure sont comparées à leur résistance. Quant aux méthodes basées sur les déformations, la sécurité d'un élément est basée sur sa capacité de déformation.

Dans le cas de l'action sismique, un comportement ductile est préférable, car il permet de dissiper l'énergie sous forme de déformations plastiques.

Cette raison fait que la majorité des codes parasismiques de part le monde, à l'exception du règlement parasismique algérien RPA 99, ont choisi une méthode de conception et de dimensionnement appelée "dimensionnement en capacité". Le but de cette méthode est de choisir par avance les zones où l'énergie se dissipe de façon optimale (rotules plastiques), et pas ailleurs de façon à permettre à la structure d'atteindre un état de mécanisme maîtrisé. Grâce à cette méthode, la sécurité à la rupture peut être largement améliorée sans surcoût important.

Dans le sixième chapitre, *dimensionnement parasismique d'un bâtiment en béton armé*, les nouveaux concepts de dimensionnement en capacité, aussi bien au niveau de la conception (position optimale des refends) qu'au niveau du calcul (dimensionnement des armatures, détails constructifs) sont appliqués à un cas concret. Il s'agit d'un bâtiment comportant cinq niveaux (R+4), implanté dans la wilaya d'Alger, zone III selon le RPA 99, et stabilisé par des refends linéaires.

Par ailleurs, pour mettre en évidence les gains obtenus par un dimensionnement en capacité, l'analyse du bâtiment s'est faite suivant trois approches:

- dimensionnement ductile conforme au RPA ($R=3.5$),
- dimensionnement élastique linéaire ($R=1.5$),
- et dimensionnement en capacité.

Les résultats obtenus de l'étude de ce bâtiment montrent que pour le dimensionnement conforme au RPA, la structure est ferrailée longitudinalement et transversalement suivant les exigences "normales" des codes en vigueur en Algérie.

En revanche, pour le dimensionnement en capacité, des dispositions constructives contraignantes doivent être respectées pour garantir une ductilité suffisante des éléments de la structure. En plus, dans les zones plastiques du refend en béton armé, il faut utiliser de l'acier d'armature ductile avec $R_m/R_e \geq 1.15$ et $A_{gt} \geq 6\%$. Il offre cependant une grande fiabilité quant au comportement sismique du refend car il tient compte des efforts de sur résistance et canalise les déformations plastiques aux endroits où des mesures ont été prises (maillon faible).

7.2. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Arrivés au terme de ce projet de fin d'études pour l'obtention du grade d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil, quelles conclusions tirées ? Quelles sont les perspectives qui s'offrent en matière de poursuite de ce travail ?

L'objectif était de trouver la manière la plus rationnelle de concevoir et de dimensionner les ouvrages en béton armé et particulièrement les bâtiments afin qu'elles puissent se comporter convenablement lors d'un séisme.

Les propositions émises pour atteindre cet objectif convergent toutes sur la nécessité d'une bonne conception parasismique et d'un dimensionnement qui tient compte de la ductilité des matériaux tout en respectant les dispositions particulières nécessaires à l'aboutissement des prérogatives fixées par l'ingénieur.

Parmi les problèmes rencontrés, le plus grand écueil reste le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003 qui, contrairement à beaucoup d'autres règlements, est avare d'explications nécessaires à la bonne compréhension du texte.

Son contenu présente des recommandations constructives et des calculs préliminaires sans aucun commentaire. Cette situation n'encourage pas les utilisateurs (ingénieurs, étudiants, ..) à la réflexion, et peut même les entraîner à faire de mauvaises interprétations.

En outre, il comporte des erreurs de frappe pouvant porter préjudice aux résultats de calcul statique et dynamique ou faire douter les utilisateurs quant à sa fiabilité et sa crédibilité. A titre d'exemple, des erreurs sont relevées dans les paragraphes :

- [3.5.1] : la régularité en élévation fait intervenir une condition importante sur b_3 et b_4 mais le règlement parle uniquement soit sur b_3 ou b_4 et non les deux.
- selon [7.7.2] : le règlement ne donne aucune explication sur la valeur \bar{V} , qui, en réalité est l'effort tranchant sismique majoré à 40%.
-

Les autorités compétentes sont cordialement invitées à corriger ces erreurs, et un complément d'informations de ce règlement sous forme d'annexes serait le bienvenu pour venir en aide au plus grand nombre d'utilisateurs, à savoir les enseignants, les étudiants et tous ceux et toutes celles qui travaillent dans le secteur du bâtiment.

Les séismes ne font généralement de victimes qu'à travers le mauvais comportement des constructions édifiées par l'homme. La quasi-totalité des pertes matérielles ou économiques qu'ils entraînent sont les conséquences directes ou indirectes des dommages qu'ils infligent aux constructions et à leur contenu. Une construction antisismique qui résisterait jusqu'au bout à tout séisme n'existe pas. Mais une construction parasismique, c'est avant tout une construction qui vous sauve la vie en limitant les désordres structurels. Elle doit prendre en compte une somme de facteurs à gérer simultanément, comme:

- les architectes doivent respecter les principes de base de la conception des bâtiments afin qu'ils résistent aux agressions sismiques,
- les matériaux utilisés pour la structure porteuse et les éléments non porteurs doivent posséder des propriétés appropriées pour absorber l'énergie du séisme,
- les ingénieurs doivent effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure en tenant compte des conditions locales du sol et du niveau du terrain, et la dimensionner conformément au dimensionnement en capacité

- les entrepreneurs doivent respecter scrupuleusement tous les détails des plans de conception et utiliser les matériaux de construction tels qu'ils sont prévus.

Et, bien sûr, les recherches doivent continuer pour arriver à maîtriser:

- le déchiffrement des données sismologiques,
- et la conception capable de garantir un bon comportement des ouvrages sous sollicitations sismiques.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [AFPS, 2004]** : « Guide de la conception parasismique des bâtiments ». Association française du génie parasismique (2004). Groupe Eyrolles, 75006 Paris.
- [Bachmann, 2002]** : « Conception parasismique des bâtiments ». Bachmann H. (2002). Federal office for water and geology. Berne 2002.
- [Balandier, 2001]** : « Le séisme et les sites constructibles ». Balandier P. DDE Martinique
- [Crainic, 2000]** : « *Calcul post-élastique des structures* ». Crainic L. (2000). MATRIX ROOM, Bucarest.
- [Crainic, 2003]** : « *Reinforced concrete structures* ». Crainic L. (2003). NAPOKA STAR publishing house, Bucharest.
- [Lestuzzi et Badoux, 2008]** : « *Génie parasismique* ». Lestuzzi P. et Badoux M. (2008). Les presses polytechniques et universités romandes, EPFL-Centre Midi, CH-1015 Lausanne.
- [Plumier, 2006]** : « *Conception parasismique* ». Plumier A. (2006), Université de Liège, France
- [RPA, 2003]** : « Règles parasismiques algériennes version 2003 ». Centre National de recherche appliquée en génie parasismique
- [Zacek]** : « Support de conférences ». Zacek M. Publications sur www.4shared.com.
- [Zacek, 1996]** : « *Construction parasismique* ». Zacek M. (1996). Editions parenthèses, 13006 Marseille-France.
- [Zacek, 2004]** : « *Conception parasismique- niveau avant projet* ». Zacek M. (2004), Ouvrage non publié dans la Collection de la Conception parasismique, France.

ADRESSES INTERNET

1. Fichier : choix et conception des structures (Milan Zacek) :
« http://www.4shared.com/file/72221141/51bd90ee/03_Choix_et_Conception_des_Structures_DPEA.html ». Date de consultation : 01 juin 2010.
2. Fichier : Conception PS de bâtiments (Auteur : Milan Zacek) :
« http://www.4shared.com/dir/10528615/ce99434f/Cours_Milan_Zacek_-_ISBA_DPEA.html ». Date de consultation : 20 Avril 2010.
3. Association française du génie parasismique: « <http://www.afps-seisme.org/> ». Date de consultation : 13 mai 2010.
4. Université de liège- Faculté des sciences appliquées-Département d'Architecture, Géologie, Environnement et Construction : « www.ArGEnCo.ULg.ac.be ». Date de consultation : 20 avril 2010.

LOGICIELS UTILISES

1. Autocad
2. Robotbat

Annexes

ANNEXE 1

Résumé des points importants du règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003)

1. Classification en zones sismiques

Le territoire national est divisé en quatre (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit : Zone 0 (sismicité négligeable), Zone I (sismicité faible), Zone IIa et zone IIb (sismicité moyenne), Zone III (sismicité élevée).

2. Classification des ouvrages par importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre groupes ci-après : Groupe 1A (Ouvrages d'importance vitale), Groupe 1B (Ouvrages de grande importance), Groupe 2 (Ouvrages courants) et Groupe 3 (Ouvrages de faible importance).

3. Classification des sites

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent : Catégorie S_1 (site rocheux), Catégorie S_2 (site ferme), Catégorie S_3 (site meuble), Catégorie S_4 (site très meuble).

4. Classification des ouvrages selon leur configuration

Chaque bâtiment (et sa structure) doit être classée selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

La Régularité en plan concerne essentiellement la symétrie, les limites de distance entre le centre de gravité et le centre de rigidité, la compacité de la forme et la rigidité des planchers tout en limitant les ouvertures de ces derniers.

Régularité en élévation

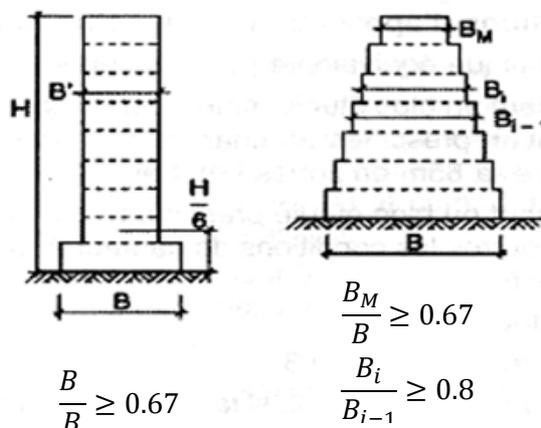


Figure A1: Conditions de régularité en élévation

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs qui ne respectent pas ces recommandations seront calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

5. Conditions d'application des méthodes de calcul sismique

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe [3.5] du règlement.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées dans le même paragraphe du règlement, les conditions complémentaires concernant les limitations de hauteurs des bâtiments selon la zone et le groupe concernés.

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

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

6. La méthode statique équivalente

Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément. C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure: Une ductilité suffisante et la capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

Modélisation

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

Calcul de la force sismique totale et sa distribution sur la hauteur

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule : $V = \frac{A.D.Q}{R}$

Avec:

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$ où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

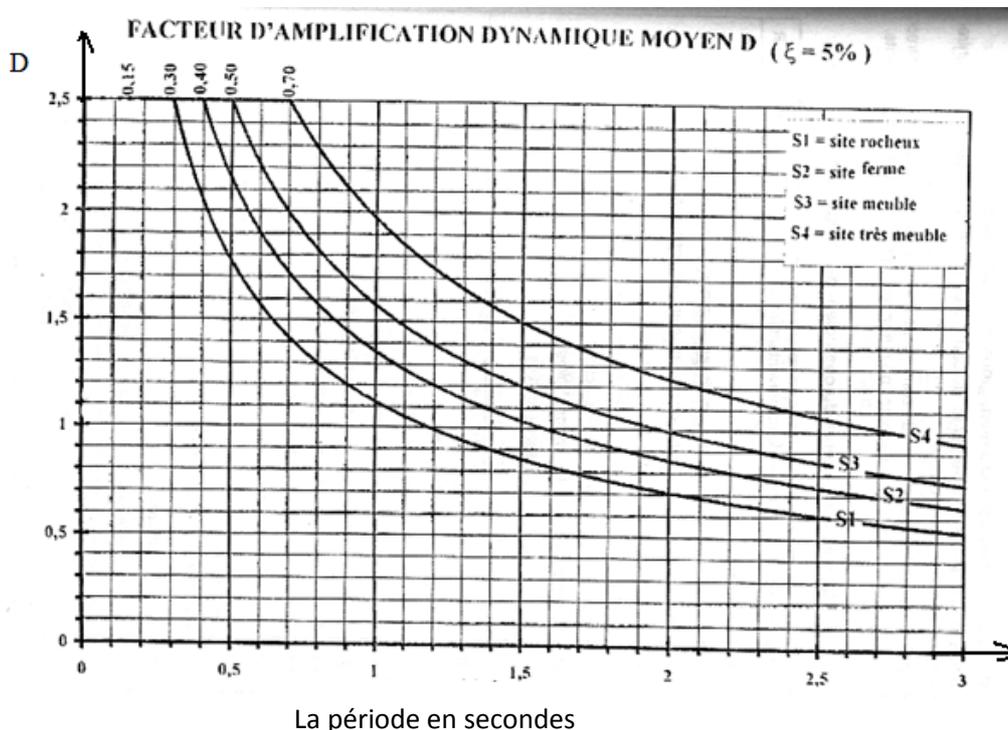


Figure A2: le facteur d'amplification dynamique dans différents sites pour un amortissement de 5%

R : coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur est donnée dans le règlement en fonction du système de contreventement.

Q : facteur de qualité de la structure. Il dépend de : Conditions minimales sur les files de contreventement, la redondance en plan, la régularité en plan, la régularité en élévation, contrôle de la qualité des matériaux, contrôle de la qualité d'exécution.

W : poids total de la structure, somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) où $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ avec W_{Gi} qui représente le poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure ; W_{Qi} représentant le poids dû aux charges d'exploitation et β comme Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : $\mathbf{V} = \mathbf{F}_t + \sum \mathbf{F}_i$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes. La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule : $\mathbf{F}_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$

L'effort tranchant au niveau de l'étage k : $\mathbf{V}_k = \mathbf{F}_t + \sum_{i=k}^n \mathbf{F}_i$

Distribution horizontale des forces sismiques

Dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

Estimation de la période fondamentale de la structure

La formule empirique à utiliser selon les cas est : $\mathbf{T} = \mathbf{C}_T \mathbf{h}_N^{3/4}$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Dans les cas des portiques autostables ou contreventement en voiles avec remplissage en maçonnerie : $\mathbf{T} = 0,09 \mathbf{h}_N / \sqrt{\mathbf{D}}$ où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs.

La valeur de T peut être calculée avec la formule de Rayleigh ou sa version simplifiée qui tient compte uniquement de la déformation maximale du bâtiment. Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Effet de la torsion d'axe vertical

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts

tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés et l'excentricité à prendre en compte doit être la plus grande valeur entre : l'excentricité accidentelle qui vaut 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion) et une excentricité théorique résultant des plans.

7. Méthode dynamique modale spectrale

Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Modélisation

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$ où **ξ** : pourcentage d'amortissement critique.

R : coefficient de comportement de la structure

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : facteur de qualité

Nombre de modes à considérer

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit

être tel que : $K \geq 3 \sqrt{N}$ et $T_k \leq 0.20 \text{ sec}$

où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

8. Prescriptions communes aux méthodes statique et dynamique

Stabilité au renversement : le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Composante verticale de l'action sismique : Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,50m de long et dans la zone sismique III. A cet effet, outre la force descendante adéquate, une force sismique

minimum ascendante nette $F_v = 0.5 A w_p$ doit être prise en considération avec w_p comme poids propre de l'élément en porte à faux et A comme coefficient sismique de zone.

Calcul des déplacements : le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \delta_{ek}$

R, δ_{ek} : sont le coefficient de comportement et déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

9. Justification (vis-à-vis de):

La sécurité : Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme (effet P- Δ) sont satisfaits simultanément.

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont : $G + Q + E$ et $0.8 G \pm E$.

Pour les poteaux des ossatures autostables, la combinaison (G+Q+E) est remplacée par $G + Q + 1.2 E$ dans laquelle G est la charges permanentes, Q est la charge d'exploitation non pondérées et E est l'action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Bien qu'aucune mention n'ait été faite des effets de l'accélération verticale due aux séismes, ces effets sont inclus comme suit :

La combinaison (G+Q+E) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes. La combinaison (0.8G+E) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale.

Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques. Pour les poteaux, la combinaison $G+P+1.2E$ a pour objet de leur fournir une meilleure résistance aux effets des moments de renversement dus aux mouvements sismiques majeurs.

La résistance : la condition de résistance suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux, leurs assemblages ainsi que les éléments non structuraux critiques : $S_d \leq R_d$

S_d : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons définies ci-dessus, incluant éventuellement les effets du 2° ordre.

R_d : sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif.

La ductilité : Les exigences de ductilité minimale sont réputées satisfaites si toutes les dispositions constructives relatives au matériau et aux éléments structuraux telles que définies dans les chapitres correspondants du présent règlement sont appliquées.

L'équilibre d'ensemble : Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions décrites ci-dessus.

La résistance des planchers : La capacité des planchers doit permettre de transmettre aux éléments verticaux de contreventement les effets des forces sismiques de calcul.

La stabilité des fondations : Pour les justifications de la stabilité des fondations, il y a lieu de se référer aux prescriptions et /ou exigences du chapitre X (fondations et ouvrages de soutènement).

De la largeur des joints sismiques : Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante : $d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)$ mm ≥ 40 mm où δ_1 et δ_2 sont déplacements maximaux des deux blocs.

L'effet P- Δ : Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »,

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

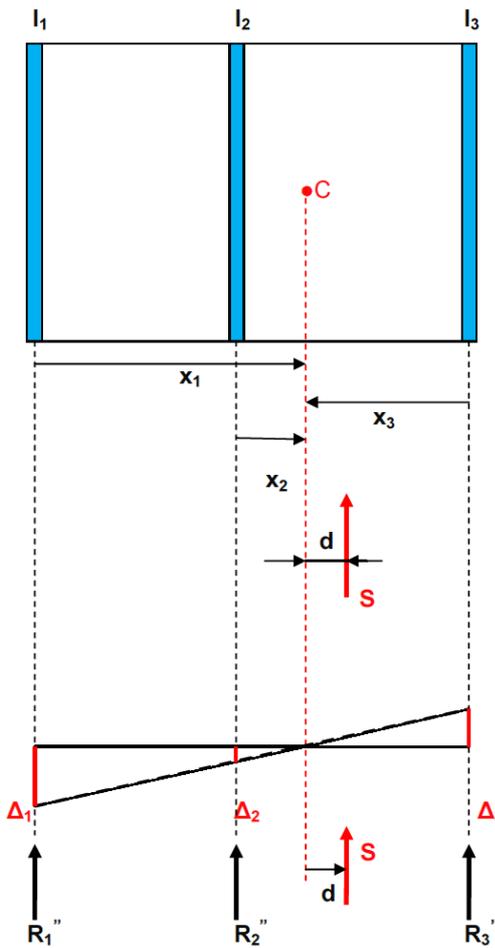
Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Déformations : Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Méthode de distribution de l'effort tranchant d'un niveau aux éléments de contreventement sur ce même niveau

1-Cas de trois refends parallèles pleins

La méthode permet de résoudre le problème en ramenant l'effort tranchant S au centre de cisaillement (ou centre élastique) des différents refends ($R'_i = \frac{SI_i}{\sum I_i}$), puis en corrigeant les efforts obtenus en tenant compte du moment $M = Sxd$.



a) Translation: chaque élément de contreventement a une réaction proportionnelle à sa rigidité.

$$R'_1 = \frac{SI_1}{I_1+I_2+I_3} ; \quad R'_2 = \frac{SI_2}{I_1+I_2+I_3} ; \quad R'_3 = \frac{SI_3}{I_1+I_2+I_3}$$

b) Rotation: la rotation autour de c provoque les déplacements Δ_1 , Δ_2 , et Δ_3 . h étant la hauteur de l'élément,

$$R_1'' = \frac{3EI_1\Delta_1}{h^3} ; \quad R_2'' = \frac{3EI_2\Delta_2}{h^3} ; \quad R_3'' = \frac{3EI_3\Delta_3}{h^3}$$

avec $(\Delta_1 = \frac{R_1''h^3}{3EI_1})$

En posant $m = \frac{3E}{h^3}$, on obtient :

$$R_1'' = m I_1 \Delta_1 \qquad R_2'' = m I_2 \Delta_2 \qquad R_3'' = m I_3 \Delta_3$$

Les déplacements Δ_2 , et Δ_3 exprimés en fonction de Δ_1

donnent : $\frac{x_2}{x_1} = \frac{\Delta_2}{\Delta_1}$ et $\Delta_2 = \frac{x_2}{x_1} \Delta_1$

Figure A3: Effet de torsion

$$\text{En fonction de } \Delta_1 : \quad R_2'' = \frac{m I_2 \Delta_1 x_2}{x_1} ; \qquad R_3'' = \frac{m I_3 \Delta_1 x_3}{x_1}$$

L'équilibre des moments impose:

$$S.d = R_1'' x_1 + R_2'' x_2 + R_3'' x_3 = m I_1 \Delta_1 x_1 + \frac{m I_2 \Delta_1 x_2^2}{x_1} + \frac{m I_3 \Delta_1 x_3^2}{x_1}$$

$$S.d = \frac{m \Delta_1}{x_1} (I_1 x_1^2 + I_2 x_2^2 + I_3 x_3^2)$$

Si nous remplaçant dans cette dernière formule Δ_1 par $\frac{R_1''}{m I_1}$, on obtient :

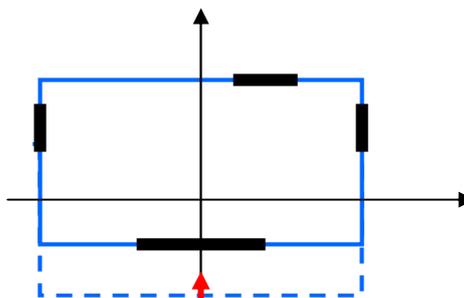
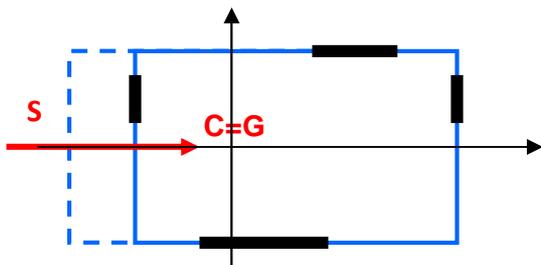
$$S.d = \frac{R_1''}{I_1 x_1} \sum I_i x_i^2 \longrightarrow R_1'' = \frac{S d I_1 x_1}{\sum I_i x_i^2}$$

En superposant les effets de la translation et de la rotation, on obtient :

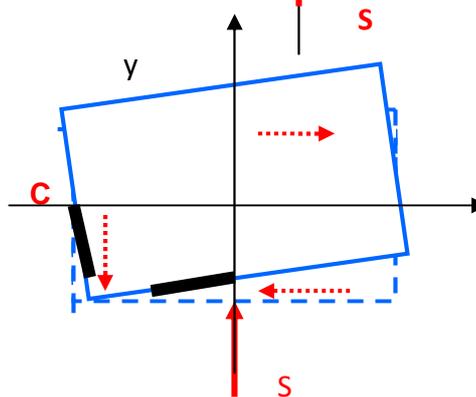
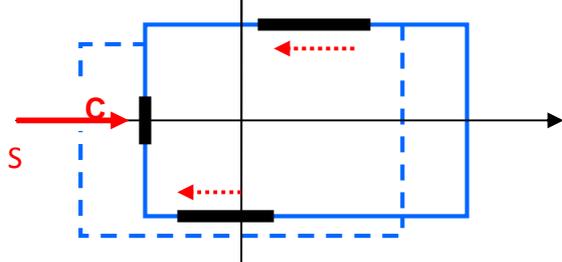
$$R_i = S \cdot I_i \left(\frac{1}{\sum I_i} + \frac{d x_i}{\sum I_i x_i^2} \right)$$

2-Généralisation

a) Bâtiment symétrique



b) Bâtiment dissymétrique



Pour un bâtiment symétrique, seule la translation est à considérer.

Pour les autres situations, la translation et la rotation doivent être prises en compte. Les forces représentées en pointillées rétablissent l'équilibre de l'ensemble de la structure sous l'action de S.

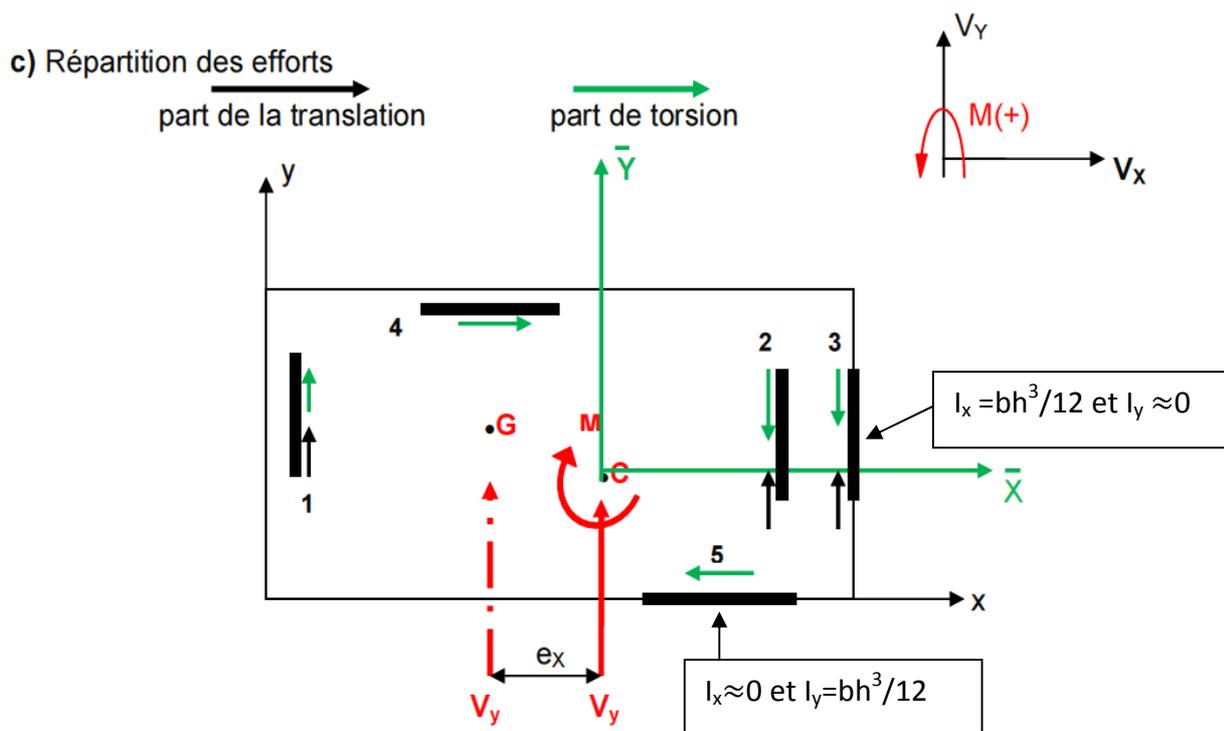


Figure A4: Effets de la translation et la rotation combinés

Ici :

- C= centre de cisaillement
- G= centre de masse
- $M = V_y \cdot e_x$

Selon le même principe que lors de trois éléments, nous obtenons les résultats ci-dessous où le premier terme est celui de la translation et le deuxième est celui de la rotation (le RPA 99 version 2003 ne tient pas compte des efforts négatifs en rotation):

$$V_{ix} = V_x \frac{I_{iy}}{\sum I_{iy}} - M \frac{I_{iy} \bar{Y}_i}{\sum (I_{ix} \bar{X}_i^2 + I_{iy} \bar{Y}_i^2)}$$

$$V_{iy} = V_y \frac{I_{ix}}{\sum I_{ix}} + M \frac{I_{ix} \bar{X}_i}{\sum (I_{ix} \bar{X}_i^2 + I_{iy} \bar{Y}_i^2)}$$

ANNEXE 3

Sollicitations du voile 2' avec un coefficient R= 1.5

1. Sollicitations du refend 2'

I. Effort tranchant total à la base

$$V = (A D Q W)/R = 0.366 W = 1947 \times 3.5 / 1.5 = 4543 \text{ kN}$$

II. Effort tranchant à la base du refend 2'

$$V_{2'} = T_E = V \left[\frac{I_{2'}}{I_2 + I_{2'} + I_4 + I_{4'} + I_6 + I_{6'}} + \frac{d \cdot I_{2'} \cdot \bar{y}_{2'}}{\sum I_{x,i} \cdot (\bar{x}_i)^2 + \sum I_{y,i} \cdot (\bar{y}_i)^2} \right]$$

$$= 4543 [0.3157 + 0.029] = 1566 \text{ kN}$$

III. Moment fléchissant sismique du voile à la base

$$M_2 = M_E = \sum F_i z_i \approx 2/3 h_N V_2 = 16704 \text{ kNm}$$

IV. Effort normal à la base du voile 2'

$$N_G = 812 \text{ kN}$$

$$N_p = 142.6 \text{ kN}$$

2. Ferrailage du voile 2'

I. Efforts de traction sous 0.8G - E

$$M = 0 - M_E = -16.704 \text{ MNm}$$

$$N = 0.8 \times 812 - 0 = 0.65 \text{ MN}$$

$$T = T_E = 1.566 \text{ MN}$$

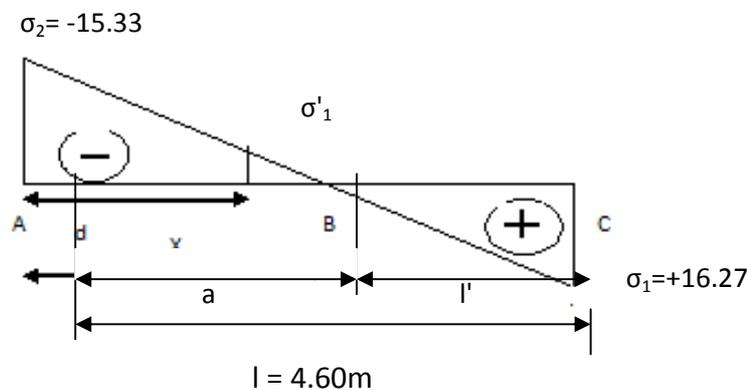
II. Contraintes dans le refend

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_2 = -15.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = +16.27 \text{ MPa}$$

III. Distribution des contraintes sur le refend



IV. Calcul du ferrailage (calcul par bande)

- largeur de la bande "d"

$$l' = (16.27 \times 4.6) / (16.27 + 15.33) = 2.37\text{m}$$

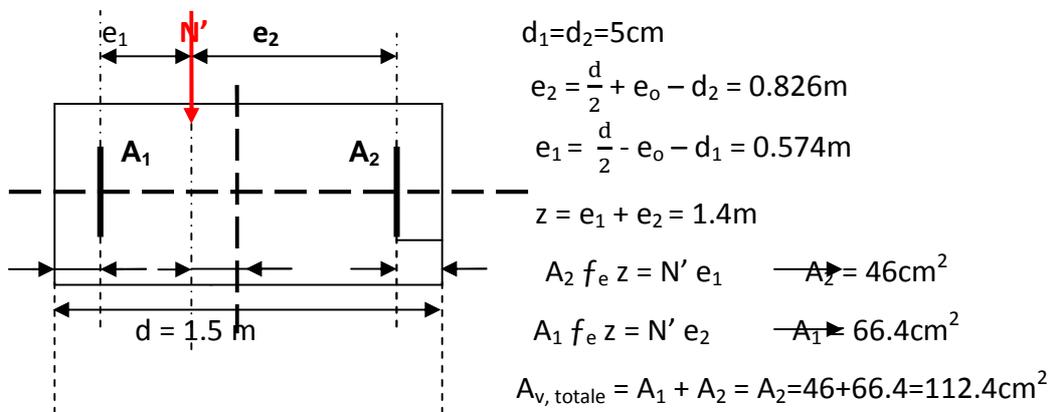
$$d \leq \min(4/2; 2 \times 2.37/3) = 1.57\text{ m} \longrightarrow \text{choix } d = 1.5\text{m}$$

- Sollicitations de la bande

$$\sigma'_{1,2} = N'/\Omega' + M'V/l' \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} V' = 1.5/2 = 0.75\text{m} \\ \Omega' = 1.5 \times 0.3 = 0.45\text{m}^2 \\ I' = 0.3 \times 1.5^3/12 = 0.085\text{ m}^4 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_1 = -15.33\text{MPa} \\ \sigma'_2 = -5\text{MPa} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M' = 0.56\text{MNm} \\ N' = -4.5\text{MM} \end{array} \right.$$

- Excentricité

$$e_0 = M'/N' = 0.126\text{m}$$



$$A_v / \text{face} / \text{ml} = 112.4 / 2 \times 1.5 = 37.47\text{cm}^2 / \text{face} / \text{ml} \longrightarrow 5\phi 32 / \text{face} / \text{ml}$$

$$A_{v, \text{min}} = 0.2\% b \times d = 9\text{cm}^2 < A_{v, \text{totale}}$$

Comme le séisme peut changer de sens, les deux extrémités du refend sont considérées comme section tendue sur une longueur égale à d, et seront ferrillées symétriquement avec la section A_v égale à 112.4 cm^2 .

En choisissant des barres HA32, le ferrailage vertical sera constitué de $5\phi 32 / \text{face} / \text{ml}$, soit un espacement s_h de 20 cm dans la zone courante et 10 cm aux extrémités.

La partie centrale s'étendant sur une longueur égale à 1.60m, est ferrillée avec le minimum imposé par les normes sismiques, c'est-à-dire, $\rho_{\text{min}} = 0.2\% = 0.002 \times 30 \times 160 = 9.6\text{cm}^2 = 3\text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$.

Ceci donne une section de $5\phi 14 / \text{face} / \text{ml}$.

V. Vérification de la compression du béton sous G + P + E

$$M = 0 + 0 + M_E = 16.704\text{MNm}$$

$$N = 812\text{kN} + 142.6\text{kN} = 0.955\text{MN}$$

$$T = T_E = 1.566\text{MN}$$

$$\left. \begin{array}{l} M = 16.704\text{MNm} \\ N = 0.955\text{MN} \\ T = 1.566\text{MN} \end{array} \right\} \sigma_{\text{max}} = 16.48\text{MPa} > 18.48\text{MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

VI. Armatures horizontales

- Contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{bd} = \frac{1.4xT}{bx0.9xh} = \frac{1.4x1.566}{0.3x0.9x4.6} = 1.765 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2xf_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

- Pourcentage minimal

0.15 % de la section du voile considérée si $\tau_b \leq 0.025f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$

0.25 % de la section du voile considérée si $\tau_b \geq 0.025f_{c28}$

$A_h > 0,0025.b.l_w = 0.0025 \times 30 \times 460 = 34.5 \text{ cm}^2$ sur une hauteur de 4m, soit $8.625 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_h > 0,0025.b.l_w = 0.0025 \times 20 \times 100 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 5\phi 12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{face}/\text{ml}$$

- Section choisie

$$A_h = 5\phi 12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{face}/\text{ml}$$

- Espacement correspondant

$$s_v \leq \min(1.5b; 30\text{cm}) = 30\text{cm} \rightarrow s_v = 20 \text{ cm}$$

- Epingles de liaison

$$n = 4 \times 0.3 \times 4.6 = 5.52 \approx 6 \text{ épingles}$$

TABLE DES MATIERES

	Page
1. Introduction générale	1
1.1 Introduction	1
1.2 Objectifs et limitation d'étude	2
1.3 Contenu du mémoire	3
2. Présentation du phénomène sismique	4
2.1 Introduction	4
2.1.1 Qu'est-ce qu'un séisme ?	4
2.1.2 Comment mesure-t-on la force d'un séisme ?	10
2.1.3 Comment se manifestent les séismes ?	13
2.1.4 Quelles sont les mesures prises en Algérie ?	15
2.2 Sismicité en Algérie	16
2.3 Evolution des règles parasismiques algériennes	18
2.4 Nouveaux concepts introduits dans les codes actuels	19
2.5 Conclusion	19
3. Comportement post-élastique des structures	20
3.1 Introduction	20
3.1.1 Définition	20
3.1.2 Utilité du calcul post-élastique	21
3.2 Loi de comportement post-élastique des matériaux	22
3.2.1 Généralités	22
3.2.2 Lois de comportement de l'acier	22
3.2.3 Loi de comportement du béton	26
3.3 Loi de comportement d'une section	27
3.3.1 Généralités	27
3.3.2 Comportement à la flexion simple	28
3.3.3 Comportement à la flexion composée	33
3.4 Comportement post-élastique des éléments	36
3.4.1 Notion d'élément	36
3.4.2 Comportement d'un refend en béton armé	39
3.5 Conclusion	42
4. Conception parasismique	43
4.1 Introduction	43
4.1.1 Notion de Conception parasismique	43
4.1.2 Règles parasismiques et conception architecturale	43
4.2 Influence de la forme de l'ouvrage sur son comportement sismique	44
4.2.1 Forme en plan	44
4.2.2 Forme en élévation	48
4.3 Influence du choix de stabilisation sur le comportement sismique	52
4.3.1 Contreventement horizontal (diaphragme)	53
4.3.2 Contreventement vertical courant	55
4.3.3 Autres types de contreventement vertical	56

4.3.4	Critères de choix et Conception de la structure	57
4.4	Conclusion	68
5.	Méthodes de dimensionnement parasismique	69
5.1	Introduction	69
5.2	Notions élémentaires	69
5.2.1	Règle des déplacements égaux	69
5.2.2	Coefficient de comportement	71
5.3	Effort de dimensionnement	71
5.4	Dimensionnement traditionnel	72
5.5	Dimensionnement en capacité	72
5.5.1	Principe de base	72
5.5.2	Choix du mécanisme plastique	74
5.5.3	Comment garantir la stabilité du mécanisme	75
5.6	Conclusion	81
6.	Dimensionnement parasismique en capacité d'un bâtiment en béton armé	82
6.1.	Introduction	82
6.2.	Présentation de l'ouvrage	82
6.3.	Descente des charges	85
6.4.	Analyse sismique	86
6.4.1.	Caractéristiques sismiques du bâtiment	86
6.4.2.	Dimensionnement ductile conformément aux codes parasismiques algériens (RPA 99 version 2003)	89
6.4.2.	Dimensionnement élastique linéaire.....	94
6.4.3.	Dimensionnement en capacité	95
6.5.	Devis quantitatif du rez-de-chaussée.....	108
6.5.1	Pour un comportement ductile conforme au RPA	108
6.5.2	Pour un comportement élastique linéaire	108
6.5.3	Pour un dimensionnement en capacité	109
6.6.	Commentaire.....	109
6.6.1	Dimensionnement selon le RPA – Dimensionnement en capacité.....	109
6.6.2	Dimensionnement élastique linéaire	111
6.7.	Conclusion	111
7.	Conclusion générale	113
7.1	Synthèse des contributions	113
7.2	Conclusion et perspectives	114
	Références bibliographiques	117
Annexes	II
Annexe 1	II
Annexe 2	X
Annexe 3	XIII