



**République Algérienne Démocratique et Populaire**

**الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية**

**Ministre de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**وزارة التعليم العالي والبحث العلمي**

**Université SAAD DAHLEB- BLIDA**

**جامعة سعد دحلب البليدة**

**Faculté des Sciences de l'Ingénieur**

**كلية علوم المهندس**

**Département de Génie Civil**

**دائرة الهندسة المدنية**



**En Vue de l'Obtention du Diplôme Mastère II**

**Option : Structures et matériaux**

**Thème :**

***Confortement***

***d'une structure R+3 en béton armé***

Présenté par :

M<sup>r</sup>: BOUBAKEUR.A.Nadjib

Encadré par :

M<sup>r</sup>: SATEHLA

*Promotion 2010 / 2011*

## **Résumé**

Dans le cadre de la préparation de la soutenance pour l'obtention du diplôme Mastère II, j'ai étudié le confortement d'un bâtiment en béton armé constitué d'un RDC et de 3 étages et qui a été endommagé par une explosion due à une attaque terroriste.

Ce projet est implanté à Alger qui est classée en zone sismique III selon le RPA99 version 2003.

## **ABSTRACT**

# REMERCIEMENTS

*Tout d'abord, je tien à remercier Allah, de m' avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Je voudrais exprimer mes vifs remerciements à mon promoteur Mr SATEHI AZIZ, pour les orientations et les conseils qu'il a su me prodiguer durant l'évolution de mon projet.*

*Je ne manquerais pas de remercier vivement Mr.MENADI,Mr.BOURAHLA  
Mme.BARADIAF pour tout ce qu'ils ont fait pour moi.*

*Je suis très reconnaissant à mon institut et à l'ensemble des enseignants qui ont contribués à ma formation avec beaucoup de sacrifice et de compétence.*

*Merci aussi à tous les membres des bureaux d'études Alfa CER et CNIC pour leur soutien et leur aide.*

*Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de mes profonds Respects pour avoir pris la peine d'examiner ce mémoire de fin d'étude.*

*je remercie aussi tous mes amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.*

*Que tous ceux qui m'ont apportés leur soutien et qui m'ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de mon vive et sincère reconnaissance, en particulier ma famille.*

# *DEDICACE*

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde, à savoir mes chers parents pour leurs amour et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif, que*

*Dieu me les garde*

*A*

*Mes chers frères*

*Ma chère petite sœur : TINHINANE*

*Ma fiancée*

*Et je suis reconnaissante à mon promoteur Mr.SATEHI.A qui a toujours été la pour nous .Je tien aussi a remercié tout mes enseignants et surtout Mr.MENADI ,Mr.BOURAHLA ,Mme BARADIAF .*

*Mes très chers*

*ami :ANIS,SIDALI,WALID,ISMA,DJAMILA,DJALEL,FOUZI ,MAAMAR,RAFIK*

*Mes collègues de travail :LILIA,SOUFIANE,ASMA,DJAMILA,SABRINA et Mr*

*BEDJAOUI*

*Mes Anciens collègues de travail du CNIC et surtout Mme BOUROUROU*

*Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'accomplissement de ce travail.*

*Et à tous ceux qui me connaissent ...*

*À toute la promotion 2011 et le département de Génie Civil.*

*NADJIB*

# Sommaire

## Chapitre I Etude bibliographique

I.1.INTRODUCTION.....	01
I.2. VULNERABILITE SISMIQUE DES BATIMENTS EXISTANTS.....	01
I.2.1.Définition de la vulnérabilité sismique.....	01
I.2.2.Facteurs de vulnérabilité.....	02
I.2.2.1. Architecture.....	02
I.2.2.2. Structure.....	07
I.2.2.3. Adéquation avec la nature du sol.....	09
I.2.2.4. Immeubles voisins.....	10
I.2.2.5. Site.....	11
I.2.3. Méthodologies pour l'évaluation de la vulnérabilité.....	11
I.3. METHODES DE RENFORCEMENT .....	12
I.3.1. Objectifs.....	13
I.3.2. Difficultés techniques.....	15
I.3.3.Stratégies.....	16
I.3.4. Techniques de renforcement.....	18
I.3.5. Objectifs de différentes méthodes de renforcement.....	19
I.3.6. Fiches techniques des deux méthodes de renforcement utilisées.....	24
I.3. SYSTEMES D'AMORTISSEMENT.....	30
I.3.1. Les systèmes passifs .....	30
I.3.1.1. Isolation de base .....	30
I.3.1.2. Systèmes à dissipation directe .....	32
I.3.1.3. Les amortisseurs à dissipation indirecte.....	38
I.4. ANALYSE NON LINEAIRE.....	42
I.4.1. Les origines de la non linéarité dans un problème de dynamique .....	43

I.4.1.1 Variation de la masse .....	43
I.4.1.2 Variation de l'amortissement .....	43
I.4.1.3 Variation de la rigidité .....	43
I.4.2. Procédures d'analyse non linéaire.....	45
I.4.2.1 Procédure d'analyse dynamique non linéaire.....	45
I.4.2.1.1. La méthode modale.....	46
I.4.2.1.2. La méthode d'intégration directe (Direct Intégration).....	46
I.4.2.2 Analyse statique non linéaire (push over) .....	47

## Chapitre II Présentation de l'ouvrage

II.1.INTRODUCTION.....	56
II.2 Description de l'ouvrage.....	56
II.3-L'expertise .....	56
II.3.1 Relevé métrique.....	56
II.3-2 Diagnostic des désordres .....	57
II.3.3 Contrôle de la qualité de béton.....	59
II.4- Caractéristiques de la construction.....	62
II.4.1 Caractéristiques géométriques .....	62
II.4-2 Caractéristiques mécaniques du béton.....	65
II.5 Ossature.....	66
II.5.1 Système porteur .....	66
II.5-2 Système de poutres .....	66
II.5.3 Maçonnerie .....	67
II.5.4 Planchers.....	67
II.5-5 Terrasses .....	67
II.6- Détermination des charges et surcharges.....	67
II.6.1 Charges permanentes .....	67
II.6-2 Surcharge d'exploitations.....	68

## Chapitre III Analyse de la structure initiale

II.1.INTRODUCTION.....	69
III.2- Analyse dynamique.....	69
III.2.1 Analyse modale.....	70
III.2-2 Analyse spectrale.....	71
III.2.2.1. Détermination du spectre de calcul .....	71
III.2-2-2 Résultante des forces sismiques de calcul.....	72
III.2-2-3 Calcul des déplacements.....	74
III.2-2-4 Combinaisons d'actions.....	75
<b>Chapitre IV Etude du model renforcé</b>	
IV.1. Analyse statique non linéaire (push over) avant renforcement.....	77
IV.1.1. La méthode du spectre de capacité (CSM) .....	77
IV.1.1.1. Courbe de capacité .....	77
IV.1.1.2. Spectre de demande .....	79
IV.1.1.3. Point de performance.....	80
IV.1.2. Application de la méthode push over.....	83
IV.1.2.1. Principe.....	83
IV.1.2.2 Définition des rotules plastiques (hinges) .....	83
IV.1.3. Résultats de l'analyse push over.....	84
IV.2. Etude de la structure renforcée .....	95
IV.2.1. Introduction .....	95
IV.2.2 Pré dimensionnement des voiles .....	95
IV.3. Ferrailage des voiles .....	97
IV.3.1. Introduction au ferrailage des voiles .....	97
IV.3.3. JUSTIFICATION S SOUS SOLLICITATIONS NORMALES.....	98
IV.3.3.PROCEDURE DE FERRAILAGE DES TRUMEAUX .....	102
IV.3.3.1 Introduction.....	102
IV.3.3.2. Méthode simplifiée basée sur les contraintes.....	102
IV.3.3.3. Aciers horizontaux .....	104

IV.3.3.4. Préconisation du règlement parasismique algérien.....	104
IV.3.6. Chemisage des poteaux .....	105
IV.4. Analyse de la structure confortée .....	107
IV.5.1. Analyse modale .....	107
IV.5.2. Analyse spectrale .....	108
IV.5.2.1. Détermination du spectre de calcul .....	108
IV.5.2.2. Détermination de l'effort tranchant à la base de la structure .....	108
IV.5.2.3. Détermination de la force "V" (statique équivalente) .....	109
IV.5.2.4. Vérification des déplacements .....	109
IV.6. ferrailage des éléments résistants .....	112
IV.6.1. Poteaux chemisé .....	112
IV.7. Ferrailage des voiles.....	114
IV.7.1. Exemple de calcul.....	114
IV.7.1.1 Armatures verticales de traction.....	115
IV.8. Analyse statiques non linéaire de la structure renforcée.....	116
IV.8.1. Introduction.....	116
IV.8.2. Résultats de l'analyse pushover.....	117
IV.8.2.1. Bloc A.....	117
IV.8.3. Conclusion .....	130

## Chapitre V Etude contre explosion

V.1 Introduction .....	131
V.2 Type d'explosion .....	131
V.3 Paramètres de l'onde.....	133
V.4 Charges dues du souffle explosif dans le cas d'un bâtiment.....	134
V.5. Procédure de calcul des pressions pour un bâtiment de base rectangulaire .....	136
V.6 Application .....	138



# Liste des Figures

<b>Fig( I.1)</b> - Dommages dus à des différences de rigidité.....	02
<b>Fig.(I.2)</b> : Bâtiments ayant une largeur variable .....	03
<b>Fig.(I.3)</b> : Rupture à la base des éléments porteurs verticaux des bâtiments non parasismiques élancés.....	03
<b>Fig.(I.4)</b> :Bâtiments comportant un niveau largement ouvert.....	04
<b>Fig.(I.5)</b> :Construction implantée sur un terrain en pente.....	04
<b>Fig.(I.6)</b> : Effondrement de passerelle entre bâtiments.....	05
<b>Fig.(I.7)</b> :Rupture d'un auvent en porte-à-faux.....	05
<b>Fig.(I.8)</b> : Effondrement d'ouvrages supportant une toiture lourde (séisme de San Fernando, Californie, 9 février 1971) .....	06
<b>Fig.(I.9)</b> : Rupture au droit d'un changement brutal de section d'un élément participant au contreventement. ....	06
<b>Fig. (I.10):</b> Effondrement d'un bâtiment dont le rez-de chaussée n'était pas suffisamment contreventé (séisme de Kobé, Japon, 17janvier 1995) .....	07
<b>Fig(I.11)</b> :Dommages dus à la torsion d'ensemble d'une construction ayant un contreventement excentré.....	07
<b>Fig(I.12)</b> :Effondrement d'un bâtiment par torsion en raison d'une disposition asymétrique des murs assurant le contreventement (séisme d'Anchorage, Alaska27 mars 1964) .....	08
<b>Fig.(I.13):</b> Dommages dus à l'entrechoquement de deux blocs de bâtiment séparés par un joint de dilatation thermique (séisme de Tokachi-Oki, Japon, 16 mai 1968) .....	08
<b>Fig (I.14)</b> : Rupture d'un mur hétérogène (séisme de Tangshan, Chine, 28 juillet 1976).....	09
<b>Fig (I.15)</b> - Dommages dus à la résonance du bâtiment avec le sol Mexico, séisme 1985/09/19.....	09
<b>Fig(I.16)</b> : Dommages dus à l'entrechoquement de bâtiments voisins (séisme de Kobé, Japon, 17 janvier 1995) .....	10
<b>Fig(I.17)</b> : Bâtiment endommagé lors de l'effondrement d'une construction voisine (déblayée avant la prise de la photo), séisme de Ceyhan- Misis, Turquie, 27 juin 1995.....	11
<b>Fig (I.18).</b> Exemples de systèmes utilisés pour l'isolation.....	31
<b>Fig (I.19).</b> Isolation de base à Roppongi Hills.....	32
<b>Fig (I.20).</b> Isolation après mise aux normes.....	32
<b>Fig (I.21)</b> Amortisseur viscoélastique. ....	33
<b>Fig (I.22)</b> Atami Korakuen Hotel et les patins de friction utilisés (source Takenaka).....	33
<b>fig (I.23)</b> Différentes positions du dissipateur.....	34
<b>Fig (I.24)</b> L'utilisation de la dissipation par friction chez Sumitomo (Source Sumitomo)....	35
<b>Fig (I.25)</b> L'amortisseur visqueux qui équipe le Prudential Tower à Tokyo, (source Mori)...	36
<b>Fig (I.26)</b> Murs visqueux de Roppongi.....	37
<b>Fig (I.27)</b> Relation force/déformation des amortisseurs visco-élastique (VE) et élasto-plastique (EP). ....	37
<b>Fig (I.28)</b> Amortisseur visco-élasto-plastique (VEP).....	38

<b>Fig (I.29)</b> Le Grand Hyatt de Roppongi Hills.....	39
<b>Fig (I.30)</b> Le Keyakizaka et le fonctionnement de son jardin anti-vibrations.....	40
<b>Fig (I.31)</b> Emplacement et détails des suspensions du toit (source Mori).....	40
<b>Fig (I.32)</b> : Un amortisseur liquide au banc d'essais (MCC Aqua Damper Literature).....	41
<b>Fig (I.33)</b> : TLD à Yokohama.....	41
<b>Fig (I.34)</b> : Le Sofitel (106m, 26 étages) et son système. ....	42
<b>Fig (I.35)</b> : Comportement non linéaire élastique et plastique. ....	44
<b>Fig (I.36)</b> : courbes force-déformation (boucle d'hystérésis) ....	45
<b>Fig. I.5.1.2</b> Bâtiment de Contrôle endommagé.....	50
<b>Fig. I.5.1.1</b> Plan Montrant les bâtiments endommagés par l'accident du 19 Janvier 2004 – Skikda.....	50
<b>Fig. II-1</b> .....	58
<b>Fig. II-2</b> .....	58
<b>Fig. II-3</b> .....	59
<b>Fig. II-4</b> .....	59
<b>Fig. III-4</b> .....	63
<b>Fig. III-5</b> .....	64
<b>Fig. II- 5</b> .....	66
<b>Fig. II- 6</b> .....	68
<b>Fig .III.1</b> .Vue de la structure en 3D.....	70
<b>Fig(IV.2)</b> : conversion de la courbe de capacité en format ADRS.....	78
<b>FIG (IV.3)</b> : Organigramme de calcul du point de performance par la procédure A.....	79
<b>Fig(IV.4)</b> : loi de comportement non linéaire. ....	82
<b>Fig(IV.5)</b> : courbe de capacité (sens x-x) ....	83
<b>Fig(IV.6)</b> : Localisation des rotules pour un déplacement de 15.00cm.....	85
<b>Fig(IV.7)</b> : point de performance sens x (spectre RPA). ....	88
<b>Fig(IV.6)</b> : courbe de capacité (sens y-y) ....	88
<b>Fig(IV.7)</b> : Localisation des rotules pour un déplacement de 15.00cm. ....	89
<b>Fig(IV.8)</b> : point de performance sens x (spectre RPA). ....	92
<b>Fig(IV.1)</b> : Courbe de capacité. ....	93
<b>Fig(IV.9)</b> : plans RDC du bâtiment .....	96
<b>Fig(IV.10)</b> : Etage courant du bâtiment .....	96
<b>Fig. (IV.12)</b> : schéma de disposition du ferrailage du voile. ....	102
<b>Fig(IV.7)</b> : graphes des déplacements inter-étages du bâtiment (sensY) ....	110
<b>Fig(IV.8)</b> : graphes des déplacements inter-étages du bâtiment (sens X). ....	111
<b>Fig(IV.9)</b> : courbe de capacité de la structure renforcé (sens x-x) ....	118
<b>Fig (IV.10)</b> : Localisation des rotules pour un déplacement de 15 cm. ....	125
<b>Fig(IV.11)</b> : point de performance de la structure sens x (spectre RPA) ....	125
<b>Figure(IV.12)</b> : courbe de capacité de la structure renforcée (sens y-y) ....	126
<b>Fig(IV.12)</b> : Localisation des rotules pour un déplacement de 15cm. ....	129
<b>Fig(IV.13)</b> : point de performance de la structure sens Y (spectre RPA) ....	130
<b>Figure V.1</b> Courbe de onde de Choc (ou souffle) et l'onde de Pression.....	132
<b>Fig. V4.2</b> schéma de l'interaction de l'onde frontale avec un Bâtiment.....	135

<b>Fig. V.3.</b> Chargement du souffle explosif simplifié.....	136
<b>Fig. V.6</b> Dimensions du bâtiment étudié .....	138
<b>Fig.IX.6</b> Schéma des pressions dues à l'explosion .....	140

# Liste des tableaux

<b>Tableau III-1</b> : Facteurs de participations massiques modales.....	70
<b>Tableau(III.2)</b> : valeurs des périodes fondamentales estimées par les formules empiriques.	73
<b>Tableau(III.3)</b> : Déplacements inter-étages du bâtiment sous l'action EY.....	75
<b>Tableau(III.3)</b> : Déplacements inter-étages du bâtiment sous l'action EX. ....	76
<b>Tableau (IV.1)</b> : propagation des rotules (sens x). ....	87
<b>Tableau (IV.2)</b> : propagation des rotules (sens Y). ....	92
<b>Tableau (IV.1)</b> : pré dimensionnement des voiles. ....	95
<b>Tableau IV.1</b> : Valeurs de $(l_f/1)$ .....	99
<b>Tableau IV.2</b> : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim.}}$ .....	99
<b>Tableau IV.3</b> : Aciers verticaux et horizontaux.....	100
<b>Tableau IV.4</b> : Aciers transversaux.....	102
<b>Tableau(IV.5)</b> : facteurs de participation massique modale. ....	107
<b>Tableau (IV.6)</b> : propriété du spectre pour les trois blocs. ....	108
<b>Tableau (IV.7)</b> : efforts tranchants à la base. ....	108
<b>Tableau(IV.8)</b> : effort tranchant à la base des trois(03) bâtiments (Méthode statique équivalente). ....	109
<b>Tableau(IV.9)</b> : valeurs du rapport $r=0.8*V/V_t$ . ....	109
<b>Tableau(IV.10)</b> : Déplacements inter-étages sous l'action EY. ....	109
<b>Tableau(IV.10)</b> : Déplacements inter-étages sous l'action EX. ....	111
<b>Tableau(IV.10)</b> : ferrailage des poteaux chemisés. ....	112
<b>Tableau(IV.11)</b> : Calcul de l'élancement géométrique et des coefficients correcteurs ( $\rho_a$ ). ....	113
<b>Tableau(IV.12)</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement du béton des poteaux chemisés. ....	113
<b>Tableau (IV.13)</b> : ferrailage transversale des poteaux chemisés du bloc A.....	113
<b>Tableau IV.14</b> : Calcul de $\sigma_{ba}$ et $\sigma_{bna}$ pour l'exemple.....	114
<b>Tableau IV.14</b> : Calcul de $\sigma_{ba}$ et $\sigma_{bna}$ pour l'exemple.....	115
<b>Tableau V.16</b> : Calcul des armatures du voile 1.....	116
<b>Tableau V.18</b> : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	116
<b>Tableau (IV. 19)</b> : propagation des rotules du bloc A (sens x). ....	118
<b>Tableau(IV.20)</b> : coordonnées de point de performance. ....	125
<b>Tableau (IV.21)</b> : propagation des rotules du bloc A (sens y). ....	126
<b>Tableau(IV.22)</b> : coordonnées de point de performance .....	130

*CHAPITRE I*

*ETUDE  
BIBLIOGRAPHIQUE*

## I.1.Introduction :

Ce chapitre est consacré à une revue bibliographique axée sur les quatre (04) points suivants :

- Vulnérabilité sismique des bâtiments existants.
- Méthodes de renforcement.
- Systèmes d'amortissement.
- Analyse non linéaire.
- Analyse contre explosion.

## I.2. VULNERABILITE SISMIQUE DES BATIMENTS EXISTANTS

L'intérêt de se prémunir contre les effets destructeurs des séismes est devenu croissant au cours de ces deux dernières décennies. Cet intérêt est particulier concernant les constructions existantes. Les années 90 furent la décennie internationale de la prévention des catastrophes naturelles (DIPCN) sous l'égide des Nations unies. L'enseignement principal tiré de cette initiative est de permettre à tous les pays d'avoir la capacité de résister aux catastrophes naturelles et aux catastrophes industrielles et environnementales connexes de façon à réduire les pertes environnementales, humaines et sociales liées à ces catastrophes. Une multitude de programmes et d'approches ont vu le jour depuis, en vue d'une mitigation du risque sismique ; il s'agit des programmes **RADIUS**, **GEMITIS** (1990, 2000), **ATC-13** (1985), **1.ATC-40** (1996), **HAZUS** (1997 et 1999) et **Risk-UE** (2003). Ces programmes permettent à l'aide de modélisations, une estimation des dommages et des dégâts sur les structures et les infrastructures ainsi que les pertes économiques indirectes face à des scénarii potentiels de catastrophes définis par l'utilisateur. L'évaluation de la vulnérabilité des constructions existantes est un élément clé qui permet de mieux évaluer les pertes et de réduire les conséquences économiques consécutives aux tremblements de terre.

En effet, l'évaluation de la vulnérabilité permet de construire les courbes d'endommagement (ou les courbes de fragilité) qui constituent une information et une donnée fondamentale et incontournable. En bref, elles ne peuvent pas être remplacées par un autre type d'informations en vue de l'estimation des dommages. L'évaluation permettra donc le développement de nouveaux moyens économiques pour limiter les risques de pertes pour les assureurs et les réassureurs. [1]

### I.2.1.Définition de la vulnérabilité sismique :

Dans la littérature, la définition de la vulnérabilité sismique des bâtiments varie d'un auteur à un autre.

En effet, Ambraselys la définit comme étant le degré d'endommagement qu'infligerait un séisme de paramètre X (magnitude, intensité, amplitude...) à une construction donnée. En d'autres termes c'est la mesure du pourcentage d'endommagement relatif à chaque élément dans une échelle allant de zéro (pas d'endommagement) à l'unité (perte totale de l'élément).

Et selon Sandi, la distinction est nécessaire entre vulnérabilité observée,  $V_0$ , qui est évaluée à partir de l'observation de l'effet du séisme sur une construction, et la vulnérabilité prédite,  $V_p$ , qui est estimée à partir de la prédiction de l'effet qu'induirait un séisme futur sur

le bâtiment. Cette définition est basée sur l'analyse du comportement de la structure en tenant compte de ses caractéristiques.

Alors que selon Madelaigue, Nocevski, Petroveski et Milutinovic, l'expression de la vulnérabilité d'une construction, doit tenir compte de ses caractéristiques intrinsèques (capacité, déformation, caractéristique des matériaux,...) et de faire appel à une échelle d'endommagement.

En d'autres termes la vulnérabilité est le degré de perte occasionnée à un élément ou à un ensemble d'éléments soumis à une probabilité donnée d'occurrence d'un phénomène naturel (le séisme) de magnitude donnée.

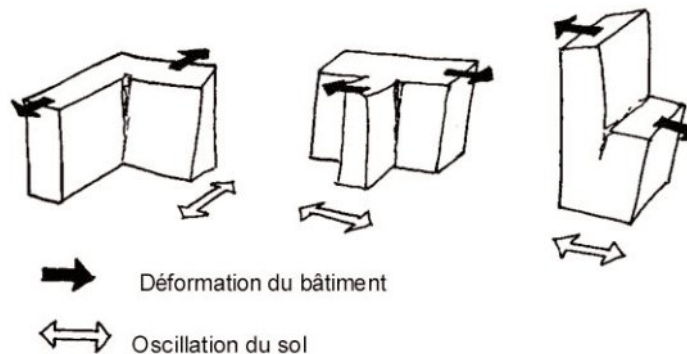
Avec autant de définition de la vulnérabilité sismique, il apparait évident que son étude ait fait l'objet de plusieurs recherches. [2]

## I.2.2. Facteurs de vulnérabilité :

### I.2.2.1. Architecture :

- Ailes, volumes en saillie ou retraits d'étage solidaires du bâtiment :

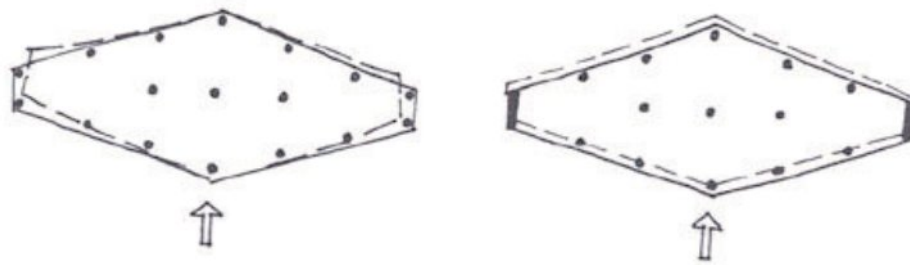
La présence d'ailes, de saillies ou de retraits d'étages conduit, dans une direction donnée, à des différences de rigidité des diverses parties de bâtiment. Lors d'un séisme, ces parties ont tendance à osciller à des fréquences différentes et se déforment donc à certains moments dans le sens opposé, vrillant autour des zones rigides fig. (I.1). Il en résulte de fortes concentrations d'efforts dans les angles rentrants.



Fig( I.1) - Dommages dus à des différences de rigidité.

- Bâtiments de largeur ou profondeur variable :

Lors de leurs oscillations, les parties de bâtiment plus étroites se déforment en général plus que les parties plus rigides et tendent à vriller autour de ces dernières fig.(I.2a). Il s'agit d'une torsion d'ensemble, qui a pour conséquence l'endommagement des éléments porteurs verticaux dans les zones les plus éloignées de la partie rigide du bâtiment. La torsion est faible voire inexistante lorsque la rigidité des parties étroites est augmentée par un contreventement renforcé fig.(I.2b), ce qui doit être vérifié lors d'une visite sur place.



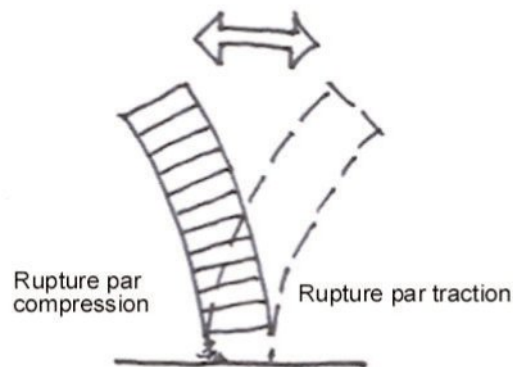
a) Torsion due à une profondeur de bâtiment variable.

b) Absence de déformations de torsion notables en raison de la présence des voiles d'extrémité

**Fig.(I.2)** : Bâtiments ayant une largeur variable

- Elancement géométrique important :

Lorsque la hauteur du bâtiment est très grande par rapport à sa plus petite dimension horizontale, ses oscillations peuvent donner lieu à des efforts excessifs à la base des éléments porteurs verticaux des bâtiments non parasismiques, ce qui peut entraîner leur rupture et l'effondrement de l'ouvrage fig.(I.3). En outre, en raison des déformations importantes des niveaux supérieurs, la chute d'éléments non structuraux est probable (éléments de façade, vitrages, cheminées, etc.).



**Fig.(I.3)** : Rupture à la base des éléments porteurs verticaux des bâtiments non parasismiques élancés.

- Présence de niveaux “ souples “ :

Lorsqu'un niveau possède une rigidité horizontale très inférieure à celle des autres niveaux, lors d'un séisme violent, il subit des déformations importantes, souvent fatales à la construction car elles conduisent à la rupture des poteaux et l'écrasement du niveau fig. (I. 4a). Les rez-de-chaussée d'immeubles abritant des commerces constituent fréquemment des niveaux souples en raison de façades largement vitrées et espaces intérieurs dépourvus de murs massifs. Il en est de même des immeubles à rez-de-chaussée occupé par un parking couvert ou d'immeubles comportant un niveau d'une hauteur nettement plus grande que les autres.



Les constructions implantées sur une pente et possédant un niveau souple de hauteur variable sont particulièrement vulnérables car elles peuvent subir des oscillations de torsion, qui sont fréquemment à l'origine de la rupture des poteaux du niveau ouvert fig. (I.5a).

Lors de l'examen du bâtiment, l'attention doit être portée sur la présence éventuelle de murs massifs ou voiles assurant le contreventement dans les deux directions principales fig.(I.4b). Dans ce cas, les façades largement vitrées ou " percées " ainsi que les niveaux ouverts des constructions en pente fig. (I.5b), ne sont pas préjudiciables, car ces murs préviennent les déformations excessives.

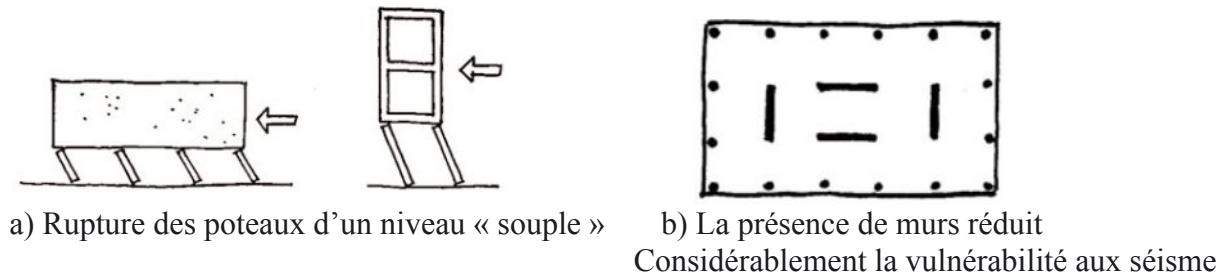


Fig.(I.4) :Bâtiments comportant un niveau largement ouvert.

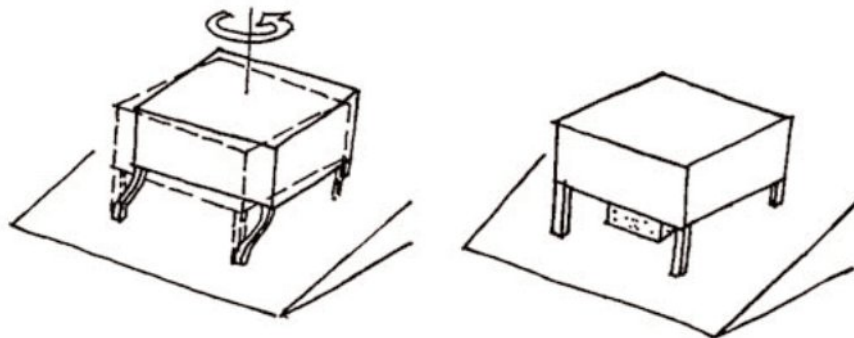
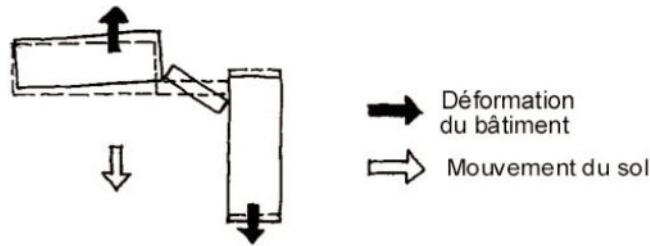


Fig.(I.5) :Construction implantée sur un terrain en pente

- Bâtiments reliés par des passerelles ou escaliers :

Les ouvrages reliant deux bâtiments subissent des oscillations différentielles entraînant généralement leur effondrement lors de séismes d'une certaine importance fig.(I.6). Ces dommages peuvent être prévenus par des liaisons autorisant des mouvements relatifs. Cependant, le recours à cette solution est très récent ; dans la quasi-totalité des bâtiments existants, les passerelles et escaliers sont mécaniquement couplés aux constructions qu'ils relient.



**Fig.(I.6) :** Effondrement de passerelle entre bâtiments

- Porte-à-faux importants :

Les porte-à-faux sont vulnérables vis-à-vis des composantes verticales des secousses sismiques, plus particulièrement les dalles portant des éléments lourds à leur extrémité. La rupture de poutres en porte-à-faux est plus rare fig (I.7).

Dans un bâtiment non parasismique, les éléments en console d'une portée importante ou toute console portant un élément lourd à son extrémité (jardinière en béton par exemple), devraient être considérés comme susceptibles de s'effondrer.



**Fig.(I.7) :**Rupture d'un auvent en porte-à-faux  
(Séisme de San Fernando, Californie, 9 février 1971)

- Toitures lourdes :

Sous séisme, les toitures lourdes constituent une masse en mouvement haut placée, dont les déplacements engendrent des sollicitations particulièrement élevées dans les éléments porteurs verticaux. Les maçonneries non chaînées et les portiques en béton armé sans murs de contreventement sont particulièrement vulnérables à ces sollicitations. Dans de tels cas, leur effondrement est relativement fréquent fig(I.8).



a) Charpente lourde portée par des murs en maçonnerie non chaînée

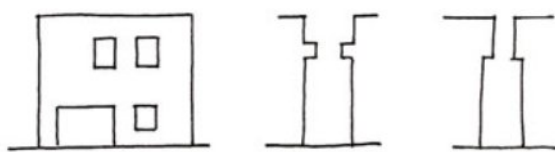


b) Toiture-terrasse végétalisée portée par des portiques en béton armé, dont les poteaux ont été cisailés

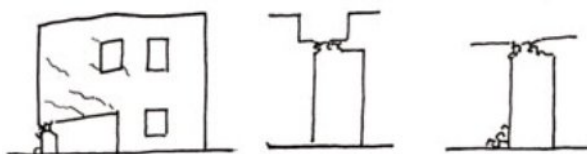
**Fig.(I.8) :** Effondrement d'ouvrages supportant une toiture lourde (séisme de San Fernando, Californie, 9 février 1971)

- Changement brutal de section d'éléments participant au contreventement :

Lorsque la section ou la largeur d'un élément porteur (mur, poteau,...) participant au contreventement est brutalement réduite, une rupture au droit du changement de rigidité est fréquente en raison des concentrations d'efforts qui s'y produisent fig(I.9). Un mur ancien épais, prolongé par une maçonnerie récente de 15 ou 20 cm d'épaisseur, entre également dans ce cas.



a) avant séisme



b) après séisme

**Fig.(I.9) :** Rupture au droit d'un changement brutal de section d'un élément participant au contreventement.

### I.2.2.2. Structure :

- Contreventement absent ou insuffisant :

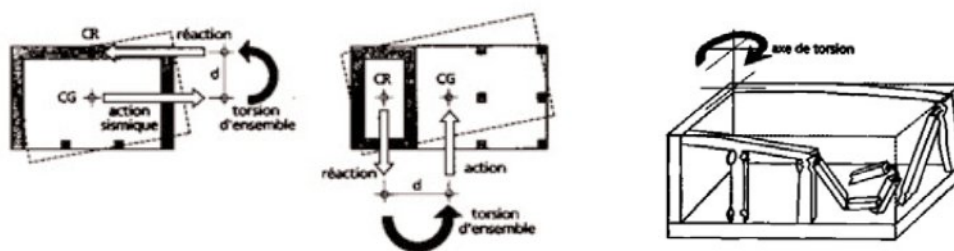
Le contreventement longitudinal des bâtiments est souvent réduit car la prise au vent des pignons est moins importante que celle de la façade principale. Or, les charges sismiques sont engendrées dans toutes les masses (les planchers constituant les masses les plus significatives) et dans toutes les directions, y compris longitudinale. Il convient donc de vérifier la présence d'un contreventement efficace dans les deux directions principales. En effet, de nombreux effondrements de bâtiments sous séismes sont dus à l'insuffisance du contreventement. fig (I.10).



**Fig. (I.10):** Effondrement d'un bâtiment dont le rez-de chaussée n'était pas suffisamment contreventé (séisme de Kobé, Japon, 17janvier 1995)

- Distribution asymétrique des éléments assurant le contreventement :

La résultante de l'action sismique passe, approximativement, par le centre de gravité des planchers de chaque niveau. Si la réaction produite est décalée en raison de l'excentrement des éléments de contreventement, la construction est exposée à une torsion d'ensemble fig(I.11). Il s'agit d'un phénomène très destructeur fig(I.12). Il est important de le détecter lors d'une visite in situ ou lors de l'étude de plans.



**Fig(I.11) :** Dommages dus à la torsion d'ensemble d'une construction ayant un contreventement excentré



**Fig(I.12)** : Effondrement d'un bâtiment par torsion en raison d'une disposition asymétrique des murs assurant le contreventement (séisme d'Anchorage, Alaska 27 mars 1964)

- Présence de joints de dilatation, de tassement ou de séparation :

Lorsque deux bâtiments ou deux corps de bâtiments sont séparés par un joint, leurs mouvements sismiques sont indépendants. La largeur des joints des bâtiments non parasismiques étant faible, il se produit en général, lors d'un séisme, des entrechoquements qui peuvent entraîner des dommages graves fig (I.13).



**Fig.(I.13)**: Dommages dus à l'entrechoquement de deux blocs de bâtiment séparés par un joint de dilatation thermique (séisme de Tokachi-Oki, Japon, 16 mai 1968)

- Hétérogénéité des éléments structuraux :

Lorsque les murs ou les poteaux sont constitués de deux matériaux différents (moellons et briques pour les murs, béton et bois pour les poteaux, etc.), lors d'un séisme, une rupture peut se produire à l'interface des deux matériaux, car leur déformabilité n'est pas la même fig (I.14). Or, les effets des séismes sur les constructions sont précisément des déformations imposées.



**Fig (I.14)** : Rupture d'un mur hétérogène (séisme de Tangshan, Chine, 28 juillet 1976)

- Mauvais état de conservation :

Le mortier qui s'effrite, un béton dégradé, des armatures apparentes et oxydées, etc., sont des signes révélateurs d'une faible résistance de la construction aux séismes.

### I.2.2.3. Adéquation avec la nature du sol :

- Possibilité de résonance avec le sol :

Lors de leurs oscillations, les bâtiments amplifient les mouvements sismiques qui leur ont été communiqués par le sol au niveau des fondations. Lorsque leur fréquence d'oscillation propre (c'est-à-dire non forcée) est la même ou proche de celle du sol, leurs amplitudes d'oscillations peuvent être très importantes et destructrices : on parle de la résonance entre le bâtiment et le sol. Ainsi, on observe que sur sols meubles, les constructions " flexibles (bâtiments élevés, constructions basses en portiques sans murs de remplissage rigides, etc.), souffrent particulièrement ; les constructions rigides sont davantage sollicitées sur sols fermes et sur rocher. Les bâtiments qui entrent en résonance avec le sol subissent en général des dommages très graves fig(I.15), les charges sismiques pouvant être amplifiées par un facteur 5 ou plus. Par conséquent, dans une évaluation de la vulnérabilité aux séismes, il convient de tenir compte de la nature du sol, un facteur qui est souvent négligé.



**Fig (I.15)** - Dommages dus à la résonance du bâtiment avec le sol Mexico, séisme 1985/09/19

- Sol très mou ou hétérogène

Lorsque les bâtiments sont fondés sur des sols hétérogènes ou de faibles caractéristiques, on observe que les dommages sismiques aux bâtiments sont particulièrement élevés. D'une part, ces sols subissent des mouvements plus importants que les sols fermes et, d'autre part, ils donnent souvent lieu à des tassements différentiels non négligeables. Afin d'y résister, les bâtiments doivent posséder une bonne rigidité, plus particulièrement les niveaux enterrés et les fondations. Par conséquent, pour une évaluation de la vulnérabilité d'une construction aux séismes, il est important de s'informer de la nature du sol de fondation. Les sols particulièrement dangereux sont les alluvions molles, les sables lâches, les argiles molles ou silteuses et les remblais peu consolidés.

#### I.2.2.4. Immeubles voisins :

Lors d'un séisme, un bâtiment peut subir des dommages dus à l'action d'un bâtiment voisin. La nature de cette action varie avec la distance entre les deux constructions :

- Les deux constructions sont mitoyennes, c'est-à-dire qu'elles possèdent un mur commun. Dans ce cas, elles forment mécaniquement un seul ouvrage et l'effondrement de l'une peut entraîner celui de l'autre. Dans la mesure du possible, Il est donc souhaitable d'évaluer également la vulnérabilité du bâtiment mitoyen.
- Les constructions sont séparées par un joint d'une largeur inférieure à 6 cm, non vide ou rempli de polystyrène. Dans cette situation, les séismes provoquent des entrechoquements évoqués plus haut fig (I.16). Lorsque la construction voisine est plus haute, il peut exister un danger d'effondrement sur le bâtiment étudié.



**Fig(I.16)** : Dommages dus à l'entrechoquement de bâtiments voisins (séisme de Kobé, Japon, 17 janvier 1995)

- La construction voisine est à une distance inférieure à sa hauteur ( $L < H$ ). Dans ce cas, si elle est vulnérable, des projections d'éléments massifs ou non structuraux peuvent endommager le bâtiment étudié fig (I.17).



**Fig(I.17)** : Bâtiment endommagé lors de l'effondrement d'une construction voisine (déblayée avant la prise de la photo), séisme de Ceyhan- Misis, Turquie, 27 juin 1995

- Le bâtiment voisin est implanté à une distance supérieure à sa hauteur ( $L > H$ ). Une interaction due aux séismes n'est pas à redouter dans le cas général. Cependant, il convient de vérifier l'absence d'un danger particulier (construction en amont sur une pente, tours avec des façades-rideaux, etc.).

#### **I.2.2.5. Site :**

- Types d'effets sismiques :

Lors d'un tremblement de terre, trois types d'effets peuvent être observés sur un site :

1. Amplification des mouvements sismiques communiqués par le substratum rocheux, appelée effets de site.
2. Déclenchement de grands mouvements de terrain ou d'eau, c'est-à-dire des effets induits.
3. Jeu de faille en surface.

Dans la mesure du possible, les situations aggravantes doivent être prises en compte dans l'évaluation de la vulnérabilité des constructions aux séismes. [3]

#### **I.2.3. Méthodologies pour l'évaluation de la vulnérabilité :**

Il y a quelques années, une nouvelle génération de méthodologies pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants a émergé. Ces méthodologies désignées par l'acronyme anglophone 'ACM<sup>TM</sup>' (Advanced Component Method), ont remplacé les méthodes conventionnelles existantes basées sur des expertises et des observations de dommages survenus lors de séisme passés outre le fait qu'elles se basaient sur l'évaluation du degré de dégât des bâtiments en utilisant l'intensité sismique ('MMI') ou l'accélération maximale du séisme ('PGA'). Par contre, les nouvelles méthodologies se basent principalement sur une analyse non linéaire du bâtiment (analyse dynamique, analyse statique monotone croissante ou 'Push over') pour déterminer les performances du bâtiment.



Cette étape est précédée systématiquement par une étude d'inventaire qui définit les classes type de bâtiments, leurs spécificités structurales (éléments de contreventement, types constructifs) et architecturale (hauteur d'étage, nombre d'étage, dimension des ouvrages, etc ...), les matériaux de construction etc... cette analyse est complétée par une analyse spectrale pour identifier la demande sous l'action d'un séisme (intensité sismique, magnitude, effet de site etc ...). Finalement, des fonctions de vulnérabilité et ensuite des courbes de fragilité peuvent être établies. La méthodologie continue jusqu'à l'élaboration des fonctions de pertes économiques qui relient les dommages que peuvent subir un bâtiment ou une classe de bâtiment type au coût de réparation ou de reconstruction (étude statistique et probabilistique, méthode de simulation de Monte-Carlo).

L'estimation des dommages sismiques demande une multitude d'informations qui peuvent être regroupé en trois familles principales:

1. la caractérisation du mouvement du sol et de l'action sismique: type du sol, la topographie du terrain, la carte sismique (position et orientation des failles, distances épacentrales probables, période de retour), bases de données relatives aux accélérogrammes enregistrés, les spectres de réponses, les effets de site possibles, les relations d'atténuation,
2. définition des enjeux: les bâtiments, l'infrastructure et structures vitales, les données démographiques, les classes et la typologie des ouvrages de préférence en fonction de leurs comportement sismique (EMS 1998, NIBS 1997, HAZUS 1997 et 1999), inventaires complets et exhaustifs du bâti existant (système structural, hauteur des bâtiments, superficie du bâtiment, nombre d'étages, nombre d'habitants moyen de chaque bâtiment, etc.),
3. méthodes d'estimation des dommages: courbes de capacité des bâtiments, modèles mathématiques d'estimation des dommages, relation entre l'action sismique et les dégâts, caractérisation des degrés de dégâts pour chaque classe de bâtiment, fonctions de vulnérabilité, courbes de fragilité.

La nouvelle génération de méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments tente, plus particulièrement, de développer des procédures objectives et techniques indépendantes de l'intervention des experts et des ingénieurs, autrement dit, de se doter d'une technologie qui ne sera plus liée à l'intervention de l'homme.[1]

### **I.3. METHODES DE RENFORCEMENT**

Le renforcement et la réparation des ouvrages endommagés constituent assurément l'un des problèmes les plus délicats que rencontre actuellement le domaine de la construction dans notre pays. Le renforcement, appelé également " confortement préventif ", est la stratégie la plus traditionnelle et la plus fréquente lors de la réhabilitation parasismique d'un bâtiment, auquel il confère une meilleure résistance mécanique. Il peut comporter les opérations suivantes :

- redimensionnement, consolidation ou remplacement d'éléments structuraux.

- ancrage efficace des éléments de contreventement horizontal et vertical (ce qui implique la création de chaînages dans les maçonneries qui en sont dépourvues).
- création d'un nouveau système de contreventement, couplé à la structure existante.
- renforcement et liaisonnement des fondations.
- traitement du sol d'assise.

En général, pour des raisons économiques, une partie seulement des éléments porteurs est renforcée. Il est donc important de veiller à ne pas aggraver le comportement d'ensemble car la résistance d'une structure n'est pas égale à la somme des résistances de ses éléments. La distribution des charges et celle des éléments rigides (les deux étant liées) jouent un rôle déterminant. Un renforcement local déplace le " problème " sur les éléments voisins non renforcés.

### **I.3.1. Objectifs:**

#### **1. Préliminaires: limiter les charges d'exploitation :**

Il existe deux approches pour diminuer la vulnérabilité d'un bâtiment au séisme: Augmenter sa résistance au séisme, qui est l'approche classique, et réduire les sollicitations sismiques. S'il n'est pas possible de contrôler l'accélération du sol, il n'en est pas de même de l'accélération transmise par le sol au bâtiment. C'est de là qu'est née l'idée de l'isolation parasismique. La solution pour réduire les sollicitations sismiques est de diminuer la masse du bâtiment, puisque ces sollicitations sont de nature dynamique. Ces mesures sont d'abord applicables pour des projets de réhabilitation où l'on envisage une réaffectation des bâtiments. Par nature, ces mesures ne sont envisageables qu'au cas par cas, mais les principes méritent d'être examinés avant d'entreprendre toute autre action de renforcement. En effet si l'on parvient à réduire le poids du bâtiment, il se peut que le renforcement ne se justifie plus ou qu'il soit pour le moins allégé.

La plus grande contribution à la masse d'un bâtiment vient généralement des planchers. On peut parfois la réduire en diminuant la charge d'exploitation (fin du stockage, condamnation des combles) et en allégeant la structure: suppression des cloisons lourdes ou allègement des planchers non structuraux (n'ayant pas un rôle de diaphragme prépondérant) par exemple. Néanmoins, dans bien des cas, les opérations de réhabilitation et de renforcement ont tendance à alourdir la structure, ne serait-ce qu'à cause de l'ajout d'éléments pour améliorer la résistance du bâtiment. On veillera donc à privilégier les solutions légères (bétons légers, structures métalliques, composites) qui limiteront l'ampleur du renforcement en limitant les surcharges. Dans le cas contraire, on risque d'entrer dans un cercle vicieux et de conclure à l'impossibilité de renforcer. Cinq objectifs techniques généraux permettent de classer les différentes méthodes de renforcement. Nous allons les présenter par ordre d'importance décroissante.

#### **2. Rendre le bâtiment non fragile :**

En analyse des structures, on définit la fragilité comme l'état d'un élément ou d'une structure dont la rupture est soudaine avec une faible dissipation d'énergie. La fragilité d'un élément en particulier tient soit à son matériau constitutif, soit à sa conception. Certains

matériaux ont un domaine plastique important comme l'acier alors que d'autre non, comme le verre ou le béton non armé. En outre, si la conception d'un élément est telle qu'il est sollicité à un taux proche de sa limite à la rupture, sa capacité à reprendre une surcharge (ou à se déformer) sera faible. Enfin, certaines techniques d'assemblage des éléments entre eux peuvent rendre l'ensemble fragile (déplacement des zones de plastification vers des sections faibles par exemple).

La fragilité est cause de ruine prématurée et elle empêche toute évacuation du bâtiment dans de bonnes conditions. Rendre le bâtiment non fragile est donc une priorité.

### **3. Améliorer la régularité du bâtiment :**

Dans certains cas, la forme des bâtiments ou la répartition des contreventements les rend particulièrement vulnérables, ce qui est le cas des bâtiments comportant des étages transparents ou ayant une excentricité des masses excessive. Avant d'envisager un renforcement plus local, il faut essayer de réduire cette vulnérabilité d'ensemble.

Néanmoins de telles actions modifient considérablement l'aménagement intérieur et parfois même l'aspect extérieur, ce qui peut poser des difficultés. En revanche, une meilleure répartition du contreventement réduit la torsion ou répartit les efforts en diminuant ainsi le taux de sollicitation des éléments de la structure et, par suite, la nécessité de les renforcer. Il est donc des plus important d'examiner soigneusement les possibilités d'améliorer la régularité des bâtiments. Il faut néanmoins garder à l'esprit qu'il s'agit de travaux qui peuvent être lourds et qui entraînent un nouveau cheminement des efforts. En conséquence, il est nécessaire de recalculer la structure dans son ensemble afin de vérifier que ces modifications n'entraînent pas de nouveaux désordres. En particulier, il est indispensable de vérifier la capacité portante des fondations au droit des nouveaux contreventements.

### **4. Améliorer la ductilité :**

La ductilité d'un élément caractérise sa capacité à supporter de grands déplacements- On peut améliorer la ductilité en flexion de certains éléments sans pour autant augmenter leur résistance. Par exemple, en confinant un élément en béton avec un matériau à haute limite élastique (même fragile), on lui permet de résister à des déplacements très supérieurs à ce qu'il pourrait supporter seul.

Ce type de renforcement local est surtout employé pour renforcer des poutres et des poteaux. On cherche par là à renforcer les zones où se forment les rotules plastiques. Il faut être particulièrement prudent avec les dispositifs qui ont pour effet secondaire d'augmenter la résistance et/ou la raideur de l'élément renforcé: il y a un risque de déplacer la rotule plastique vers un endroit qui fragiliserait la structure, dans un poteau par exemple. Il est, là aussi, nécessaire de vérifier le cheminement des efforts dans la structure toute entière après renforcement.

L'amélioration de la ductilité permet de justifier la tenue du bâtiment au séisme, même si on n'a pas augmenté la résistance de la structure aux efforts.

### **5. Augmenter la résistance globale du bâtiment :**

Le but est d'atteindre un niveau sismique plus important. On y parvient en renforçant ou en ajoutant des éléments de contreventement. La raideur globale du bâtiment s'en trouve alors augmentée. En conséquence, pour un même niveau de déformation, la structure est capable de reprendre un effort plus important. Il faut alors absolument vérifier que les diaphragmes horizontaux et les fondations sont capables de reprendre ces efforts majorés. La modification du système de contreventement entraîne une redistribution des efforts et nécessite par conséquent un nouveau calcul de la structure, dans son état modifié.

### **6. Augmenter la résistance locale :**

Lorsqu'on envisage un comportement ductile de la structure, il est indispensable de garantir la position des rotules plastiques. Moyennant cette garantie afin de ne pas mettre en péril la stabilité du bâtiment. Il est possible d'envisager de grands déplacements. En renforçant les zones où on ne souhaite pas voir se développer de rotules plastiques, on force ces dernières à se former à des endroits où elles ne seront pas préjudiciables à la stabilité du bâtiment. Cette démarche est analogue à un affaiblissement local (comme les joints anti fissuration dans les dalles en béton), mais avec pour objectif de conserver ou d'améliorer le niveau de résistance globale.[4]

#### **I.3.2. Difficultés techniques:**

Lors de la conception d'un ouvrage à construire, toutes les données et caractéristiques ayant une incidence sur son comportement sous action sismique sont généralement disponibles.

Dans le cas des bâtiments existants, il en est souvent autrement. Les incertitudes se situent à plusieurs niveaux :

- Les constructions existantes font souvent partie d'un ensemble bâti dont elles sont séparées par un joint " sans épaisseur " et parfois même elles en constituent un élément mécaniquement solidaire ; leur comportement dynamique ne peut, dans ce cas, être dissocié du bloc dans lequel elles s'insèrent. Or, l'expertise des bâtiments voisins est rarement possible. Par ailleurs, le degré de couplage mécanique peut être difficile à évaluer.

- Le calcul de la descente de charges et la connaissance de la résistance des éléments porteurs, ne sont pas suffisants pour décider d'un renforcement. En effet, étant donné que le comportement dynamique d'ensemble conditionne la distribution des charges sismiques sur les éléments participant au contreventement, on devrait connaître la nature et l'efficacité de toutes les liaisons structurales (la prise en compte des Conditions d'encastrement ou d'articulation réelles a une importance capitale pour déterminer le comportement d'une ossature exposée à un séisme), le degré d'amortissement procuré par la construction, la raideur des éléments porteurs principaux et leur capacité à tolérer les déformations imposées dans le domaine élastoplastique. Or, plus la construction est ancienne, plus il est difficile, voire quasi impossible, d'obtenir tous ces paramètres pour l'ensemble de la structure. Sa modélisation est alors très délicate et un jugement d'expert qualitatif peut être plus fiable qu'une approche

purement quantitative. On estime d'ailleurs que pour établir un diagnostic fiable, une expérience " vécue ", permettant de " sentir " le comportement de la structure étudiée, est indispensable.

- La nature du sol influe considérablement sur le comportement des constructions qui y sont fondées. D'une part, si les périodes propres d'oscillation d'un ouvrage et du sol sont proches, l'effet de résonance peut considérablement accroître les charges sismiques. D'autre part, sur certains types de sol de faibles caractéristiques mécaniques, des dommages importants aux constructions sont très fréquents.

La connaissance du sol d'assise est donc indispensable pour évaluer la vulnérabilité aux séismes d'une construction. Cependant, une campagne géotechnique d'envergure est rarement envisageable lors des opérations courantes.

- La méthodologie de l'évaluation de la vulnérabilité aux séismes des ouvrages existants n'est pas, à priori, évidente.[5]

### **I.3.3.Stratégies :**

Compte tenu des différents facteurs évoqués ci-dessus, l'élaboration d'une stratégie de renforcement permet de définir l'action à entreprendre. Nous allons définir quatre stratégies possibles. Le choix d'une stratégie par le maître d'ouvrage est lié au contexte dans lequel il entreprend un tel renforcement.[4]

#### **1. Renforcement minimal :**

Quels que soient le contexte et les raisons qui ont mené à la décision de renforcer, deux objectifs sont à atteindre: rendre le bâtiment non fragile et améliorer la régularité du bâtiment. Il s'agit de préliminaires à toute autre stratégie et on peut envisager des cas où on se limitera à ces objectifs. La difficulté tient au fait que le coût des interventions nécessaires est peut être plus élevé. Par exemple, le coût du renforcement des liaisons planchers/poutres (renforcement anti-fragilité) est sans comparaison avec la simple application de composites sur les poteaux (augmentation de la ductilité). Ainsi la première étape dans le renforcement d'un bâtiment est souvent la plus onéreuse. Pourtant, il serait inutile de renforcer localement un poteau si les planchers supérieurs s'effondraient à cause d'un défaut de liaison. Lors un séisme, on risquerait de voir le bâtiment s'effondrer tout en conservant le poteau renforcé intact. Cette stratégie, même si elle est évidemment irrationnelle, pourrait paraître tentante à quelqu'un qui souhaite réduire le coût du renforcement à son minimum. Elle est en totale contradiction avec le but recherché, à savoir la sauvegarde des vies humaines.

En plus des deux mesures ci-dessus, qui sont, rappelons-le, minimales, on peut envisager un renforcement plus avancé pour augmenter la capacité globale du bâtiment à supporter les sollicitations sismiques.

## **2. Amélioration de la ductilité :**

Il s'agit de procurer au bâtiment une plus grande déformabilité avant rupture, sans forcément augmenter le niveau des efforts qu'il peut supporter. A l'aide d'un calcul de type push-over, on peut s'affranchir des coefficients de comportement forfaitaires des règles parasismiques pour calculer un coefficient de comportement réel tenant compte de la non linéarité des matériaux et du chargement réel du bâtiment. Cette méthode a l'avantage de donner une estimation plus réaliste du niveau d'accélération sismique que le bâtiment est capable de reprendre et de définir plus facilement un objectif quantitatif et contrôlable pour le renforcement. Il va sans dire que cette méthode d'analyse est particulièrement indiquée pour la vérification des bâtiments existants. Elle est d'ailleurs préconisée par les codes américains traitant du renforcement parasismique.

Afin de garantir la stabilité du bâtiment sous de grandes déformations, il est indispensable de garantir la position des rotules plastiques dans les structures à portiques. A cette fin, les renforcements du type « augmentation de la résistance locale » sont nécessaires.

## **3. Amélioration de la résistance des structures non ductiles :**

Dans le cas de bâtiments peu ductiles, on peut envisager de renforcer la structure pour leur permettre de résister à des efforts plus importants, plutôt que de chercher à améliorer leur ductilité dans ce but, il faut renforcer ou compléter les contreventements existants, ce qui va entraîner une augmentation de raideur et, en conséquence, des efforts élastiques repris. Comme il a été déjà mentionné, il faut s'assurer que les fondations et les diaphragmes sont capables de transmettre de tels efforts. Dans le cas contraire, il faudra les renforcer, ce qui augmentera de façon très importante le coût global du renforcement. Dans le cas de l'ajout d'un contreventement, il faut prévoir sa continuité jusqu'au sol et une fondation adéquate.

Cette solution peut être adoptée pour des structures peu élancées contreventées par des voiles.

## **4. Amélioration de la résistance des structures ductiles :**

Tout comme dans la stratégie précédente, on cherche à renforcer ou compléter les contreventements existants, ce qui va entraîner une augmentation de raideur et en conséquence, des efforts élastiques repris. Par contre, on vise également à améliorer la ductilité de la structure et la résistance locale des éléments. Il est ainsi possible de tenir compte de la ductilité de la structure dans le calcul de la résistance après renforcement Il va sans dire que ces modifications affectent l'ensemble du bâtiment. Cette solution est néanmoins nécessaire dans les cas les plus difficiles, notamment lorsque l'augmentation de la ductilité est insuffisante à elle seule. Elle peut être envisagée comme une étape supplémentaire en cas d'insuffisance de la stratégie consistant à n'améliorer que la ductilité du bâtiment.

### **I.3.4. Techniques de renforcement:**

Les techniques de renforcement ne sont pas spécifiquement parasismiques car elles sont indépendantes des motifs de renforcement. Elles peuvent être classées en plusieurs catégories : [5]

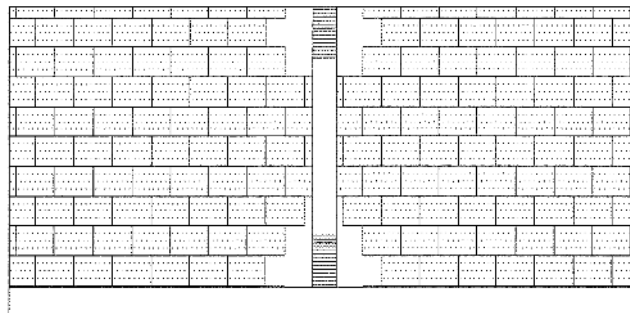
1. Renforcement par addition de nouveaux éléments de construction : voiles, palées de stabilité, contreforts extérieurs, chaînages, micro pieux, parois enterrées, etc. La liaison entre la partie ajoutée et la structure existante est d'une importance capitale pour l'efficacité de la solution.
2. Amélioration de la résistance de la section transversale des éléments constructifs :
  - augmentation de section par enrobage.
  - renforcement de l'armature.
  - contrevoiles.
  - plaques d'acier collé.
  - tissu de fibres de carbone collé.
3. Renforcement par confinement :
  - chemisage des poteaux.
  - corsetage des murs, poteaux, cheminées,...
  - contrevoiles bilatéraux solidarisés.
4. Renforcement par précontrainte (essentiellement pour les ouvrages en béton armé ou maçonnerie).
5. Réalisation d'ancrages efficaces :
  - ancrage des planchers dans les chaînages.
  - ancrage des charpentes sur le niveau sous-jacent.
  - ancrage à la fondation des ossatures préfabriquées.
  - ancrage des équipements lourds.
6. Réparation :
  - injection de fissures.
  - remplacement de béton et d'armatures détériorés.
  - remplacement des éléments de maçonnerie détériorés.
  - traitement de surface afin d'améliorer la durabilité des bétons et des aciers.
7. Traitement de sol visant à :
  - augmenter sa capacité portante.
  - prévenir les tassements importants en cas de séisme.
  - supprimer la susceptibilité de liquéfaction.
  - prévenir des mouvements de terrain : glissements, éboulements, affaissements, coulées lentes, etc.

Le choix des techniques de renforcement s'effectue selon les critères habituels : coût, rapidité de mise en œuvre, durabilité, réversibilité (possibilité de retour ultérieur en arrière, ce qui est parfois demandé pour les monuments historiques), disponibilité, compétence des entreprises locales, etc.

Les solutions techniques retenues doivent également tenir compte d'un éventuel impératif de non-interruption de l'exploitation du bâtiment. En effet, cette exigence est très fréquente.

### I.3.5. Objectifs de différentes méthodes de renforcement :

#### 1. Renforcement des poteaux par fibres de carbone ou plats métalliques collés : [4]

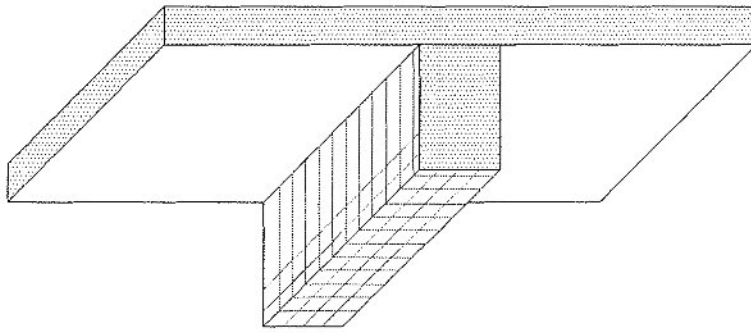


#### Objectifs:

- Améliorer la ductilité du poteau ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. Les fibres empêchent également les armatures de flamber. Il faut néanmoins veiller à ne pas augmenter la raideur des poteaux traités, sinon ils vont reprendre plus de charges et risquent de devenir sous dimensionnés. La solution consiste à orienter les fibres dans le sens transversal de sorte que la résistance longitudinale du renforcement soit négligeable. L'emploi de fibres sous forme de tissu est à faire avec beaucoup de précautions, car les fibres sont orientées dans les deux sens.
- Garantir la localisation des rotules plastiques. On dispose alors des fibres dans les deux directions, pour renforcer aussi la résistance du poteau en flexion dans le but de surdimensionner le poteau : on souhaite en effet que les rotules plastiques se forment dans la poutre. Cette technique entraîne une redistribution des efforts du fait que le poteau a une plus grande raideur : il faut alors vérifier l'ensemble de la structure par un calcul d'ensemble intégrant le renforcement.

#### 2. Renforcement par fibres des poutres : [4]



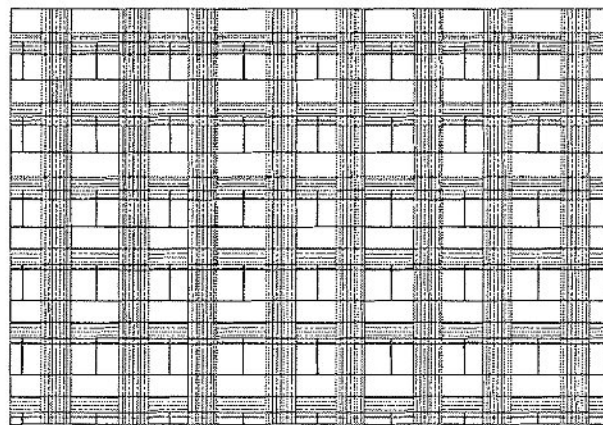


### Objectifs :

Il y a trois objectifs pouvant être atteints avec ce type de renforcement.

- Améliorer la ductilité de la poutre ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. Les fibres empêchent également les armatures de flamber. Il faut néanmoins veiller à ne pas augmenter la raideur des poutres traitées, sinon elles vont reprendre plus de charges et risquent de devenir sous dimensionnées. La solution consiste à orienter les fibres dans le sens transversal de sorte que la résistance longitudinale du renforcement soit négligeable. L'emploi de fibres sous forme de tissu est à faire avec beaucoup de précautions, car les fibres sont orientées dans les deux sens.
- Rendre non fragile. On cherche à augmenter la résistance en flexion et au cisaillement. Les fibres sont utilisées comme des armatures supplémentaires. Elles sont orientées dans le sens longitudinal pour reprendre la flexion et dans le sens transversal pour reprendre le cisaillement.
- Amélioration de la résistance locale. Idem ci-dessus ; recalculer la structure complète, car il y a redistribution des efforts.

### 3. Renforcement par fibres des murs :

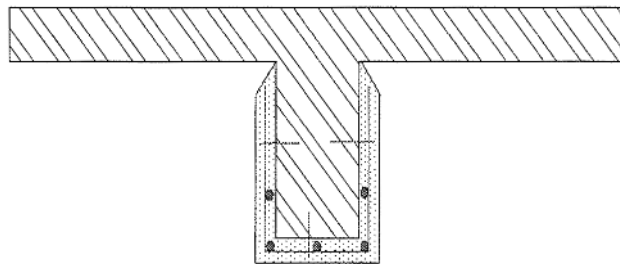


### Objectifs :

Améliorer la ductilité du mur ou de l'ensemble de la structure en confinant les blocs de maçonnerie. Les fibres empêchent également les armatures de flamber. Si les fibres sont orientées dans les deux directions, elles augmentent la raideur du mur, qui reprend par conséquent plus de charges. Cette surcharge est à prendre en compte dans la vérification de la résistance après renforcement.

Rendre le mur non fragile. Les fibres vont reprendre le cisaillement une fois que le mur sera fissuré.

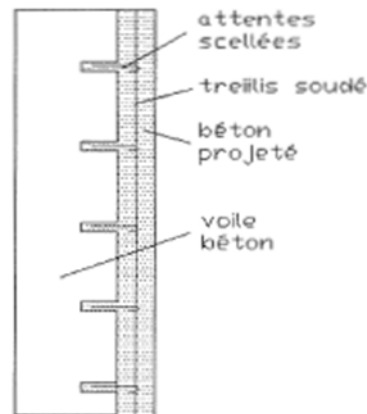
#### 4. Chemisage en béton armé des poutres : [4]



#### Objectifs:

- Rendre la structure non fragile, par l'augmentation de sa résistance. On ajoute alors des cadres d'effort tranchant et des armatures longitudinales en milieu de travée.
- Améliorer la ductilité de la poutre ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. Les cadres empêchent également les armatures de flamber. Il faut néanmoins veiller à ne pas augmenter la raideur des poutres traitées, sinon elles vont reprendre plus de charges et risquent de devenir sous dimensionnées. La solution consiste à utiliser seulement des cadres, sans armatures longitudinales de sorte que l'augmentation de résistance en flexion apportée par le renforcement soit négligeable. Le positionnement judicieux des armatures doit permettre de fixer l'emplacement des rotules plastiques.
- Augmenter la résistance globale ou locale de la structure. Le chemisage revient à augmenter la section de béton armé. Là encore on utilise un ferrailage classique. On applique cette technique à plusieurs poteaux.

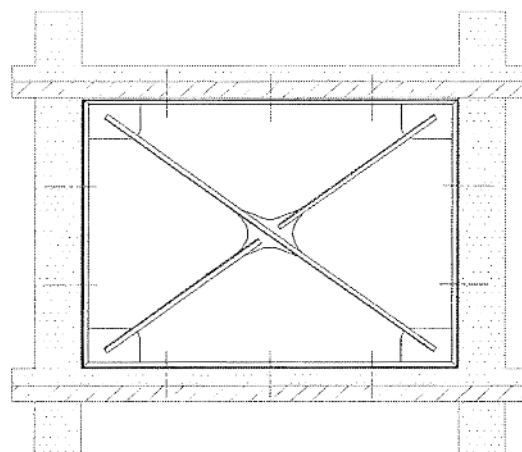
#### 5. Chemisage en béton armé des voiles et des murs : [4]



### Objectifs :

- Améliorer la ductilité du voile ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. en effet ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées .les cadres empêchent également les armatures de flamber. Il faut tenir compte du fait que cette technique augmente la raideur des voiles traités, qui, du coup, reprennent plus de charges et doivent donc être dimensionnés en conséquence . Une solution pour limiter ce phénomène consiste à utiliser seulement des armatures horizontales, sans armatures verticales de sorte que l'augmentation de résistance en flexion apportée par le renforcement est négligeable. Sinon, il faut dimensionner le renforcement de telle sorte qu'il Puisse reprendre la surcharge.
- Augmenter la résistance globale de la structure .le chemisage revient à augmenter la section de béton armé. la encore on utilise un ferrailage classique. on applique cette technique à tous les voiles dont la résistance est insuffisante.

### 6. Ajout de croix de contreventement-contreventement métallique: [4]

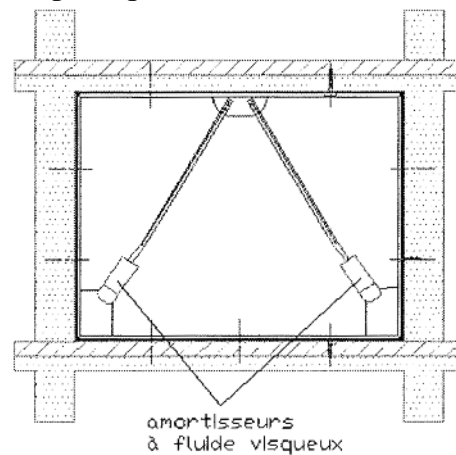


### Objectifs:

- Améliorer la régularité du bâtiment: Une meilleure répartition des contreventements diminue la torsion d'ensemble ainsi que les différences de raideurs selon la direction.

- Augmenter la résistance d'ensemble: Les nouveaux contreventements permettent à la structure de reprendre un effort horizontal plus grand, A ce propos il faut vérifier que le ferrailage des nœuds du portique est suffisant pour supporter cette augmentation des efforts transmis.

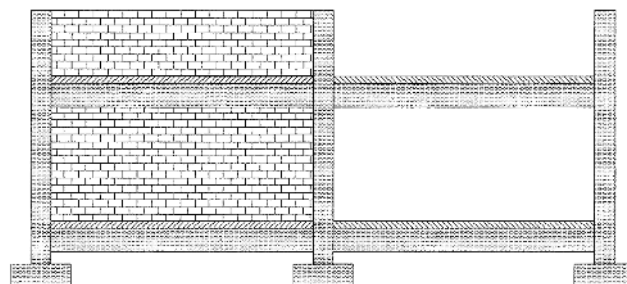
#### 7. Amortissement des portiques – contreventement métallique amorti : [4]



#### Objectifs:

- Diminuer l'énergie à laquelle le bâtiment est soumis en en dissipant une partie par les amortisseurs.
- Améliorer la régularité du bâtiment: Une meilleure répartition des contreventements diminue la torsion d'ensemble ainsi que les différences de raideurs selon la direction.
- Augmenter la résistance d'ensemble : Les nouveaux contreventements permettent à la structure de reprendre un effort horizontal plus grand. A ce propos il faut vérifier que le ferrailage des nœuds du portique est suffisant pour supporter cette augmentation des efforts transmis.

#### 8. Remplissage d'un portique en maçonnerie ou en béton armé : [4]



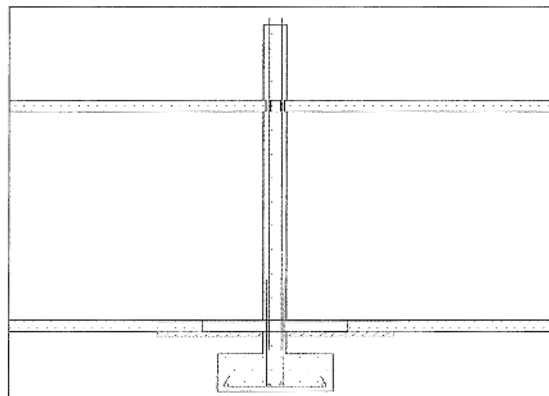
#### Objectifs :

- Réduire l'irrégularité des bâtiments. En disposant des contreventements à des endroits bien choisis. On peut diminuer considérablement la torsion du bâtiment en cas de séisme. On répartit également mieux les efforts horizontaux à reprendre.

- Augmenter la résistance globale du bâtiment. En augmentant le contreventement, on augmente l'effort horizontal qui peut être repris par la structure sans désordre ; néanmoins cette opération alourdit le bâtiment et il faut vérifier la structure en conséquence. Enfin les nouveaux contreventements transmettent des efforts à des endroits qui n'étaient pas sollicités, ou moins. En particulier le taux de travail des fondations risque d'augmenter et des efforts perpendiculaires aux façades peuvent apparaître. Ce sont des à vérifier.

### I.3.6. Fiches techniques des deux méthodes de renforcement utilisées :

#### 1. Ajout de murs de contreventement (voiles en béton): [4]



**Domaine de renforcement:** contreventement

**Types de bâtiments concernés :** Tous bâtiments

**Caractéristiques mécaniques visées:**

- Reprise des efforts horizontaux
- Raideur d'ensemble du bâtiment
- Diminution de l'effet de torsion

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Contribue à réduire la torsion</li> <li>- Meilleure répartition des efforts</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Peut être inacceptable architecturalement</li> <li>- Modification des espaces intérieurs</li> <li>- Report des charges sur des zones faibles</li> <li>- Risque de créer des irrégularités en élévation</li> <li>- Intervention lourde</li> <li>- Nécessite un calcul complet du bâtiment.</li> </ul>

**Commentaires:**

- Technique bien connue, courante. Présente néanmoins des effets secondaires importants.
- Les conséquences sur les fondations doivent absolument être prises en compte.

**Objectifs:**

- Réduire l'irrégularité des bâtiments. En disposant des contreventements à des endroits bien choisis, on peut diminuer considérablement la torsion du bâtiment en cas de séisme. On répartit également mieux les efforts horizontaux à reprendre.
- Augmenter la résistance globale du bâtiment. En augmentant le contreventement, on augmente l'effort horizontal qui peut être repris par la structure sans désordre; Néanmoins cette opération alourdit le bâtiment et il faut vérifier la structure en conséquence. Enfin, les nouveaux contreventements transmettent des efforts à des endroits qui n'étaient pas sollicités, ou moins. En particulier le taux de travail des fondations risque d'augmenter et des efforts perpendiculaires aux façades peuvent apparaître. Ce sont des points à vérifier.

**Précautions et limites d'utilisation:**

- Vérifier la capacité des fondations.
- Vérifier la régularité en plan et en élévation.
- Vérifier les nœuds du portique (interaction avec les bielles de compression dans la maçonnerie).
- Soigner les liaisons avec la structure existante : angles, portique, chaînages.
- Dans le cas de la réalisation de nouvelles fondations, étudier le tassement différentiel par rapport aux fondations existantes.
- Les fondations doivent être accessibles depuis le niveau le plus bas, après avoir découpé le dallage, ou depuis le vide sanitaire ou la cave. Nous traiterons le cas d'un accès depuis le premier plancher.

**Mise en œuvre pratique:**

Cas d'un mur isolé :

Cette étape doit absolument être précédée d'une étude poussée (capacité des fondations, faisabilité, redistribution des efforts).

- Fondations

Si les fondations existantes sont insuffisantes:

On doit réaliser de nouvelles fondations propres au contreventement.

Si des fondations superficielles sont possibles: Découper le dallage à l'endroit des fondations. Rainurer la dalle perpendiculairement à la semelle afin de pouvoir insérer des armatures de liaison entre la dalle et les fondations. Creuser la semelle. Coffrer l'interface dalle/fondation. Couler le béton de propreté. Mettre en place le ferrailage de la semelle et les

attentes. Couler le béton jusqu'au niveau du dallage. Sceller les armatures de liaison dans la dalle.

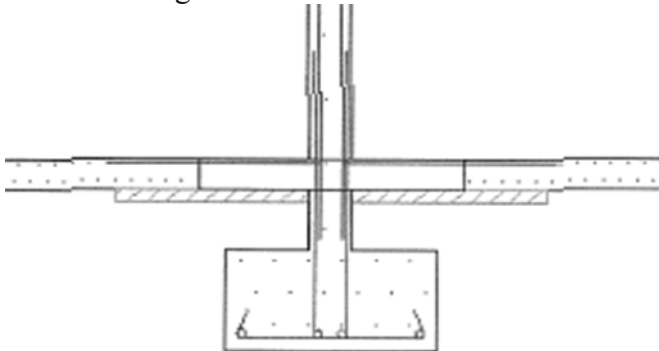
Cas des fondations plus profondes: Découper le dallage à l'endroit des fondations. Rainurer la dalle perpendiculairement à la semelle afin de pouvoir insérer des armatures de liaison entre la dalle et les fondations. Creuser une longrine sous l'emplacement du mur de contreventement, ou la coffrer. Forer des micropieux et les couler. Un fois leur capacité portante suffisante, les recéper et mettre en place le ferrailage de la longrine, les attentes et les armatures de liaison. Couler le béton de la longrine. Coffrer le départ du mur jusqu'à l'interface avec le dallage et couler cette interface. Sceller les armatures de Liaison avec la dalle.

Si les fondations existantes peuvent reprendre la surcharge:

On va réaliser une poutre (ou une longrine) sous le mur pour transférer les efforts aux fondations existantes.

Découper le dallage. Creuser éventuellement une tranchée sous le futur mur au niveau des fondations. Percer les fondations à l'emplacement des armatures de liaison. Sceller ces armatures dans les fondations. Coffrer la poutre. Mettre en place le ferrailage et les attentes du voile. Couler le béton jusqu'au niveau supérieur de la poutre. Coffrer la liaison avec le dallage. Couler la liaison et sceller les armatures de liaison voile/dalle. On peut aussi envisager de couler la longrine au dessus du dallage si c'est admissible architecturalement et que le dallage résiste à la surcharge en cours de travaux. Il s'agit alors en fait d'une poutre voile. La mise en œuvre est plus rapide. Il faut juste lier les extrémités aux semelles par l'intermédiaire de plots. Le dallage n'est percé qu'au droit de ces plots.

- Coulage du voile sur un niveau



Percer le plancher haut du niveau pour laisser passer les armatures de continuité. Découper aussi de petites bandes régulièrement espacées afin de permettre de couler le béton depuis le niveau supérieur et d'assurer ensuite la continuité du voile sur toute la hauteur. Rainurer la dalle pour disposer des armatures de liaison.

Mettre en place le ferrailage du voile, les armatures de liaison avec la dalle et les attentes pour le niveau supérieur. Coffrer. Couler le béton et le vibrer. Sceller les armatures de liaison dans la dalle.

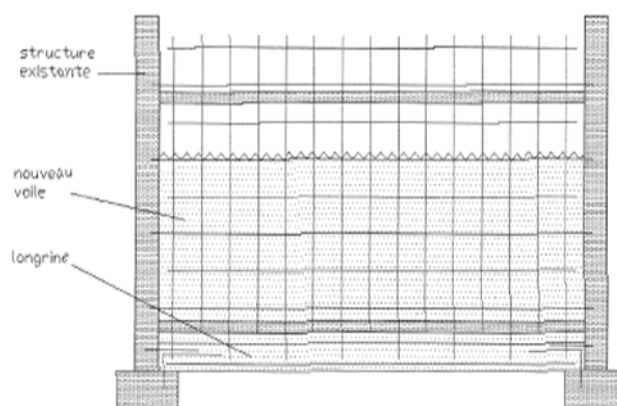
On doit attendre que le béton ait atteint une résistance suffisante pour reprendre le poids propre du voile avant de passer au niveau suivant.

- Finitions

Après retrait du béton, traiter toutes les fissures au mortier pour assurer la liaison entre le contreventement et la structure existante.

Cas d'un mur lié à la structure existante :

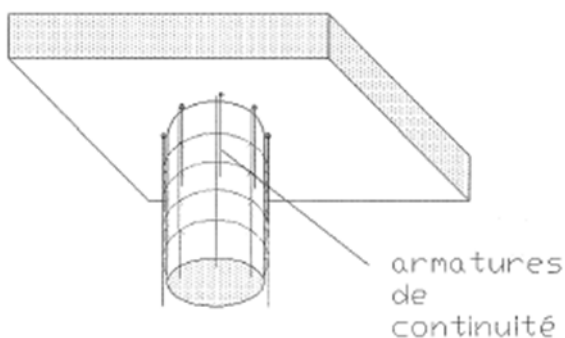
En plus des dispositions constructives précédentes, il convient de lier les voiles aux éléments de structure adjacents (poteau, mur). Cette liaison concerne aussi le système de fondation. il faut alors sceller des barres de liaison régulièrement espacées dans la structure et les lier au ferrailage du nouveau voile pour assurer une transmission des efforts. Notons enfin la nécessité d'assurer une continuité structurale en traitant à la résine époxy ou au mortier gonflant les interfaces entre nouvelle et ancienne structure.



**Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement:**

- Technique courante, surtout en génie civil.
- Les études doivent être détaillées pour s'assurer que les effets secondaires n'annuleront pas l'effet souhaité.
- La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct, notamment en ce qui concerne la position des armatures et la liaison des différentes parties entre elles.

## 2. Chemisage en béton armé des poteaux : [4]



**Domaine de renforcement:** local



**Types de bâtiments concernés:** bâtiments à portiques

**Caractéristiques mécaniques visées:**

- Ductilité
- Confinement
- Augmentation de la résistance en compression et en flexion

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Renforcement local</li> <li>- Pas d'affaiblissement de la structure en cours de renforcement</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Mise œuvre spécialisée</li> <li>- Surcharges</li> <li>- Travaux relativement lourds</li> </ul>

**Commentaires:**

Technique courante en réhabilitation lourde et en renforcement post-sismique.

**Objectifs :**

- Améliorer la ductilité du poteau ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. Les cadres empêchent également les armatures de flamber. Il faut néanmoins veiller à ne pas augmenter la raideur des poteaux traités, si non ils vont reprendre plus de charges et risquent de devenir sous dimensionnés, Une solution consiste à utiliser seulement des cadres, Sans armatures longitudinales de sorte que l'augmentation de résistance en flexion apportée par le renforcement soit négligeable.
- Garantir la localisation des rotules plastiques. On utilise un ferrailage classique (longitudinal et cadre).pour renforcer aussi la résistance du poteau en flexion dans le but de sur dimensionner le poteau ; on souhaite en effet que les rotules plastiques se forment dans la poutre. Cette technique entraine une redistribution des efforts du fait que le poteau a une plus grande raideur ; il faut alors vérifier l'ensemble de la Structure par un calcul d'ensemble intégrant le renforcement.
- Augmenter la résistance globale de la structure. Le chemisage revient à augmenter la section de béton armé .La encore on utilise un ferrailage classique. On applique cette technique à plusieurs poteaux.

**Précautions et limites d'utilisation:**

- Tenir compte d'une redistribution des efforts due au renforcement local d'un élément de la structure.
- Vérifier le taux de travail des fondations.
- Dans le cas de l'utilisation d'un ferrailage longitudinal, on doit assurer la continuité des armatures à tous les niveaux.

**Mise en œuvre pratique:**

Chemisage avec cadres seulement :

- Préparation du support

Etayer les poutres de part et d'autre du poteau afin de le soulager. Décaper le poteau pour enlever le revêtement et faire apparaître les armatures, détruire éventuellement le remplissage à l'interface avec le poteau. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières.

- Mise œuvre du chemisage

Sceller des barres courtes dans le poteau pour assurer la continuité du ferrailage. Mettre en place le nouveau ferrailage (cadres seuls) et les lier aux barres de scellement. Projeter le béton ou la gunité.

- Finitions

Boucher les trous dans le remplissage. Enduire le poteau et poser le revêtement. Une fois la résistance du béton suffisante, enlever les étais.

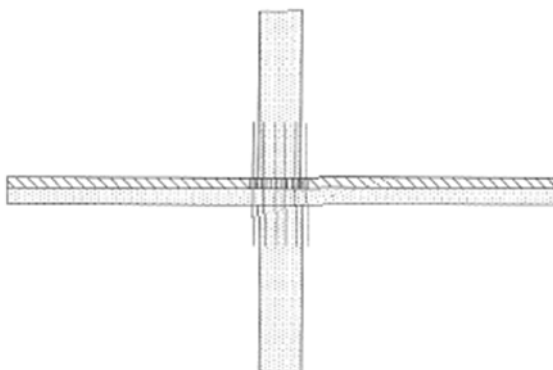
Ferrailage complet :

- Préparation du support

Etayer les poutres de part et d'autre du poteau afin de le soulager. Décaper le poteau pour enlever le revêtement et faire apparaître les armatures, détruire éventuellement le remplissage à l'interface avec le poteau. Percer la dalle et éventuellement les poutres pour permettre le passage des armatures de continuité. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières.

- Mise en œuvre du chemisage

Sceller des barres courtes dans le poteau pour assurer la continuité du ferrailage. Mettre en place le nouveau ferrailage (cadres et armatures longitudinales) et les lier aux barres de scellement. Disposer les barres de continuité et les fixer au ferrailage .pour ce qui est du plancher bas du premier niveau, les barres de continuité doivent être scellées dans les têtes de fondation .sceller les barres de continuité a la dalle .projeter le béton ou la gunité.



- Finitions

Boucher les trous dans le remplissage. Enduire le poteau et poser le revêtement Une fois la résistance du béton suffisante, enlever les étais.

**Eléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement:**

- Technique courante, surtout en génie civil.
- Les études doivent être détaillées pour s'assurer que les effets secondaires n'annuleront pas l'effet souhaité.
- La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct.

**I.3. SYSTEMES D'AMORTISSEMENT**

Lorsque le chargement sismique est prépondérant il est plus avantageux de recourir à des systèmes d'amortissement pour protéger les structures et leurs installations face aux séismes. Il existe trois types de système d'amortissement :

- Systèmes passifs.
- Systèmes actifs.
- Systèmes semi actifs.

Pour le renforcement des bâtiments existants les systèmes passifs sont les plus utilisés et sont développés ci-dessous.

**I.3.1. Les systèmes passifs : [9]**

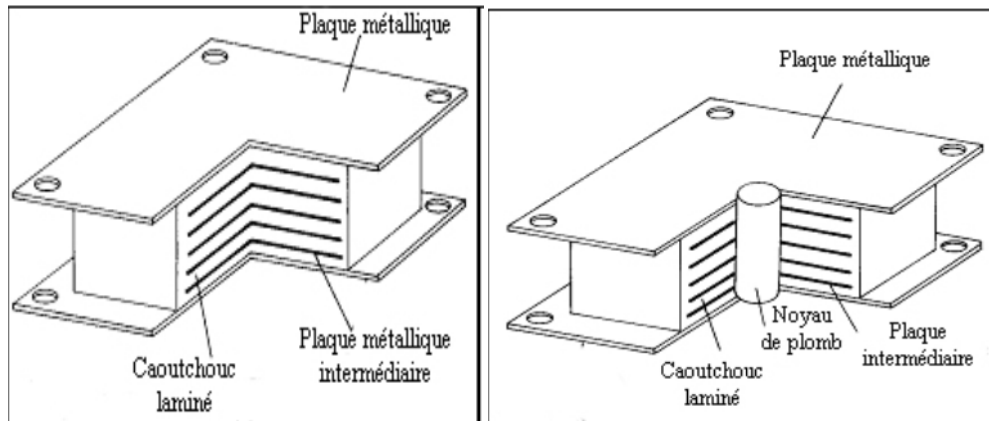
Les systèmes passifs isolent la base d'un bâtiment ou dissipent l'énergie issue du sol grâce à leurs propriétés dynamiques intrinsèques, comme un amortisseur de voiture par exemple.

Ces systèmes sont en général peu coûteux – relativement aux systèmes actifs –, sont faciles d'utilisation et permettent de réduire considérablement la réponse du bâtiment aux sollicitations extérieures.

Ils peuvent dissiper l'énergie de façon directe par friction par exemple ou de façon indirecte en contre-balançant les vibrations.

**I.3.1.1. Isolation de base :**

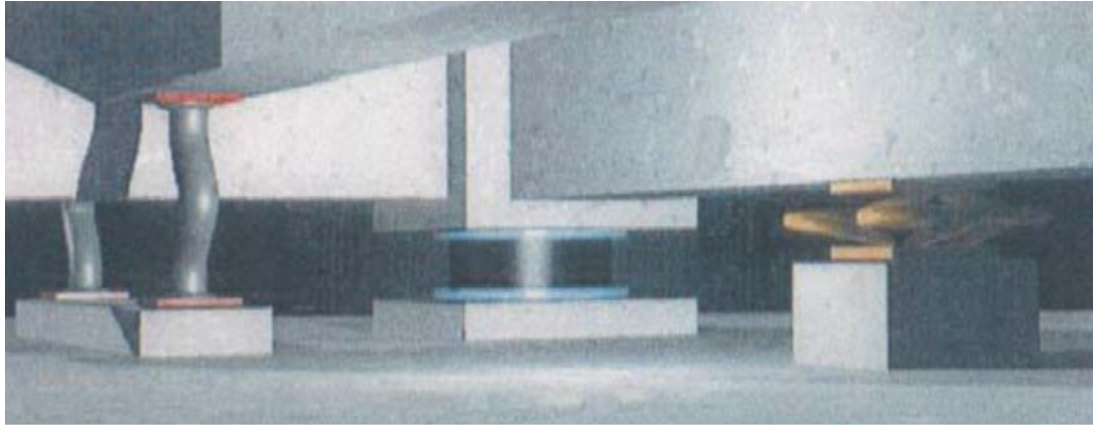
Les systèmes d'isolation de base séparent la structure du sol et possèdent une grande rigidité verticale et une grande flexibilité dans le plan horizontal. Cette grande flexibilité permet de transmettre les vibrations du sol à la superstructure en atténuant la fréquence et l'amplitude, soulageant le bâtiment de contraintes trop violentes. Ces systèmes sont simples de fabrication et il existe plusieurs types d'isolateurs : à base de caoutchouc, d'élastomère ou par friction, comme l'illustrent les figures présentées ci-dessous :



**Fig (I.18).** Exemples de systèmes utilisés pour l'isolation  
(A gauche, isolateur élastomère, à droite isolateur caoutchouc/plomb)

Les isolateurs, grâce à leur efficacité, sont devenus des systèmes très populaires et très utilisés.





**Fig (I.19).** Isolation de base à Roppongi Hills

La résidence D du complexe de Roppongi Hills et les trois types d'isolateurs installés à sa base.



**Fig (I.20).** Isolation après mise aux normes

L'amitie Shinozaka, un immeuble d'Osaka, a été équipé d'isolateurs en caoutchouc lors de sa mise aux normes en 1998.

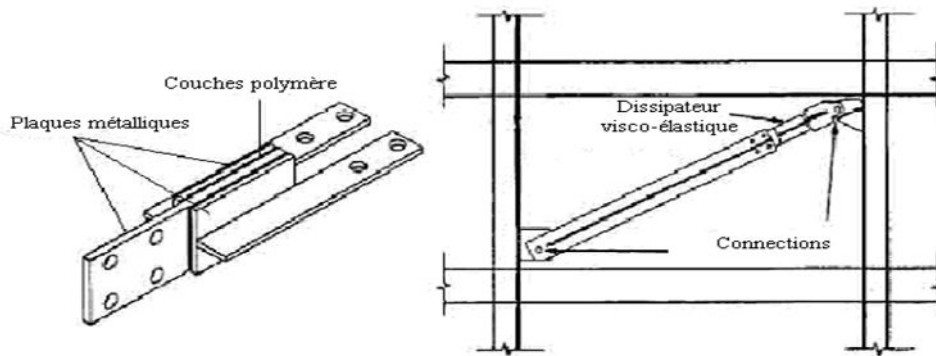
### **I.3.1.2. Systèmes à dissipation directe :**

Les dissipateurs directs ont pour objectif d'absorber une partie de l'énergie ou de la dévier et ils sont en général situés entre la superstructure et les éléments de renfort (comme les bras par exemple).

#### **1. les amortisseurs viscoélastiques :**

Le mécanisme d'amortissement viscoélastique est basé sur la force de retour créée par la déformation d'un polymère ou d'un composé caoutchouteux. Le matériau, situé entre deux plaques métalliques, se plie en dissipant l'énergie et répond par une force en retour.

Ce système est efficace à hautes et basses fréquences et s'avère très adapté pour protéger le bâtiment de vents violents et des séismes d'intensité moyenne.



**Fig (I.21)** Amortisseur viscoélastique.

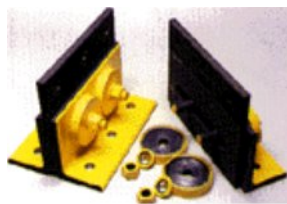
Exemple d'utilisation des propriétés viscoélastiques d'un polymère pour l'amortissement anti-sismique.

La réponse des amortisseurs viscoélastiques dépend de la température de leur environnement et des vibrations qui leur sont appliquées.

## 2. Les dissipateurs par friction :

Les dissipateurs par friction utilisent les frottements créés par le glissement entre deux surfaces pour dissiper l'énergie des vibrations sismiques. Il y a deux familles de systèmes à friction :

- Les systèmes rigides composés de charnières plastiques (remplaçables après séisme).
- Les structures croisées dont les parties glissent l'une sur l'autre à des contraintes prédéterminées.



**Fig (I.22)** Atami Korakuen Hotel et les patins de friction utilisés (source Takenaka)

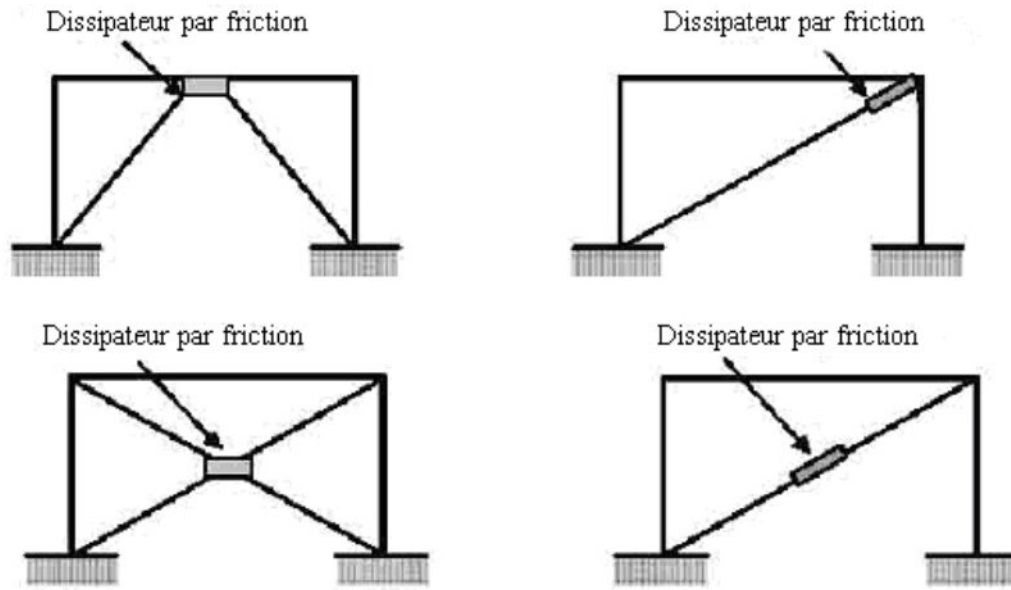


fig (I.23) Différentes positions du dissipateur

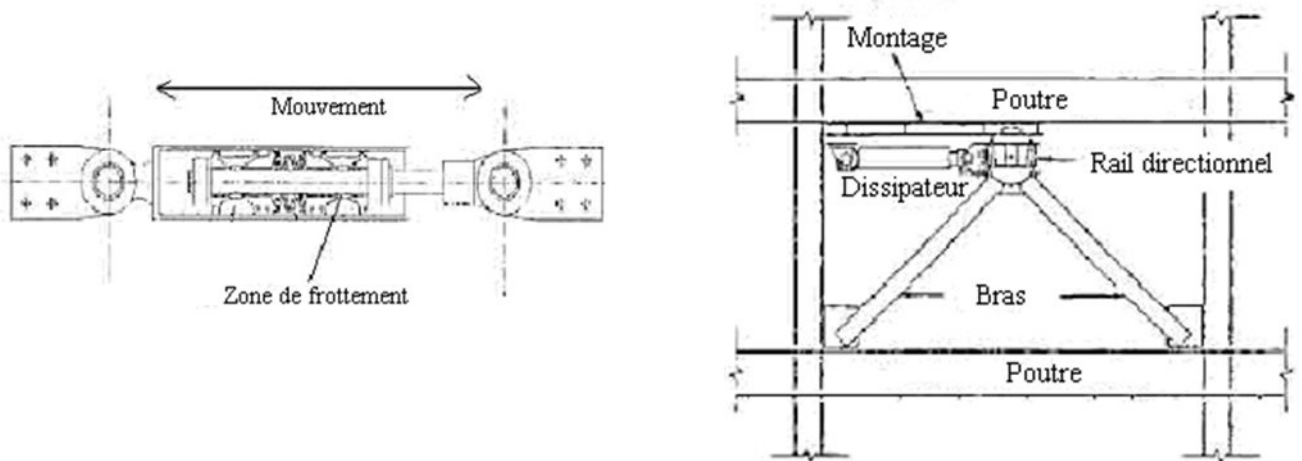
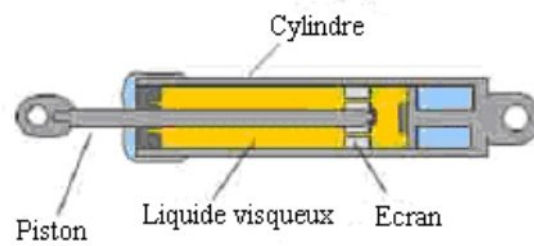


Fig (I.24) L'utilisation de la dissipation par friction chez SHIMIZU (SOURCE SHIMIZU)

Les systèmes de dissipation par friction montrent de bonnes performances pour la protection contre les vibrations sismiques de forte intensité et ont l'avantage d'être économiques.

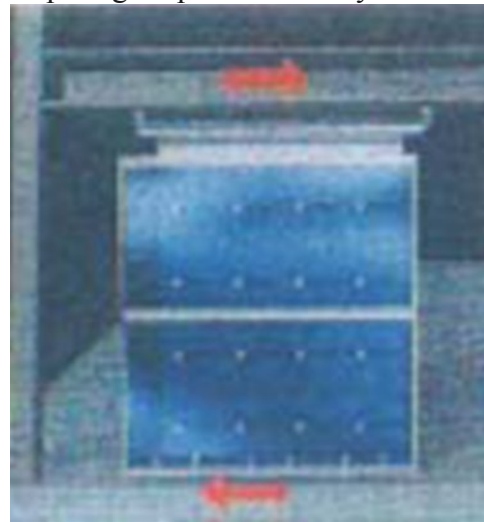
### 3. Les systèmes d'amortissement visqueux :

Les systèmes d'amortissement visqueux existent sous deux formes principales. Ils peuvent dissiper l'énergie des vibrations en appliquant une résistance à la structure grâce à l'action d'un piston forcé par un fluide.

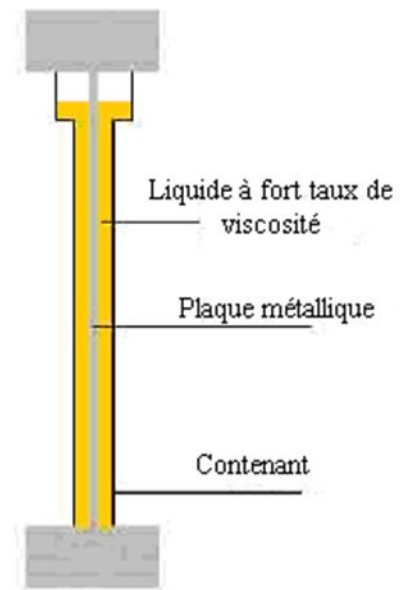


**Fig (I.25)** L'amortisseur visqueux qui équipe le Prudential Tower à Tokyo, (source Mori)

L'amortissement peut aussi être produit par des murs composés de matériaux visqueux qui présentent une résistance aux mouvements horizontaux. Le TV Shisuoka Media City Building a été de cette façon équipé de 170 murs amortisseurs sur l'ensemble de ses 14 étages. Les tours B et C des résidences de Roppongi Hills sont protégées par le même système.







**Fig (I.26)** Murs visqueux de Roppongi

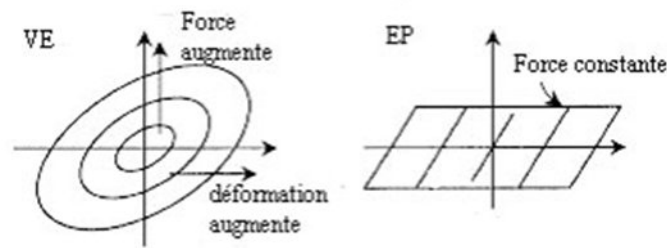
Les résidences (tours B et C sur la photo du haut) de Roppongi Hills sont équipées de murs "visqueux". Sur le schéma, le mouvement se fait dans le plan de la plaque métallique.

Ces systèmes ont le double avantage de réduire considérablement les contraintes de cisaillement sur la structure et la déformation du bâtiment. En outre, ils ont fait l'objet de nombreuses applications dans le milieu militaire et les retours d'expériences montrent que ces systèmes ont une durée de vie de plus de cent ans avec des exigences de maintenance limitées.

#### 4. Les amortisseurs visco-élasto-plastique :

Les systèmes d'amortissement visqueux et élasto-plastiques possèdent chacun des propriétés propres avec leurs avantages et leurs inconvénients. Un système élastoplastique met à profit la forte élasticité de l'acier ou le mécanisme de glissement entre deux surfaces métalliques (cas des amortissements par friction). Dans le cas d'un séisme de forte intensité, ces amortisseurs dissipent l'énergie, limitant de cette façon l'impact du séisme sur les membres de la structure les plus critiques (porteurs, connecteurs...). Cependant, dans le cas de séismes plus faibles mais plus fréquents, l'amortisseur conserve sa propriété élastique mais sans jouer son rôle de dissipateur. L'énergie est ainsi transmise au reste du bâtiment et les accélérations provoquées peuvent causer des dégâts relativement importants sur les éléments d'habillage.

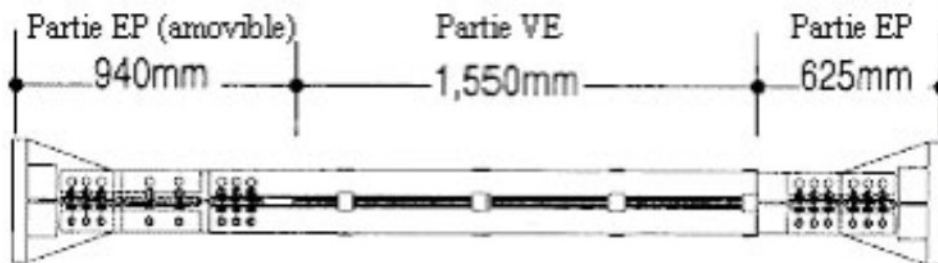
Le polymère des amortisseurs visqueux dissipe l'énergie grâce à un phénomène de mouvement moléculaire. Cependant, si les capacités de réponse de l'amortisseur augmentent linéairement avec l'intensité du séisme, les accélérations subies par les éléments de structure endommagent l'élément en cas de vibrations conséquentes. D'autre part, un système viscoélastique est très dépendant de la température.



**Fig (I.27)** Relation force/déformation des amortisseurs visco-élastique (VE) et élasto-plastique (EP).

Un amortisseur qui combinerait à la fois les avantages des systèmes viscoélastiques et des systèmes élasto-plastiques constituerait une solution idéale.

Cet amortisseur visco-élasto-plastique (VEP) est un axe de recherche étudié par le Building Research Institute.



**Fig (I.28)** Amortisseur visco-élasto-plastique (VEP)

Les tests menés par le laboratoire de recherche montrent que le système global a pu éliminer les inconvénients de chaque système tout en conservant leurs avantages respectifs. Dans une configuration analogue au modèle de la figure ci-dessus, un amortisseur VEP présente les réponses suivantes :

- Sous faible séisme, la partie élasto-plastique (EP) est élastique mais l'énergie est dissipée par la partie viscoélastique;
- Sous séisme intense, la partie EP fléchit ou glisse et protège le système des fortes accélérations et protège également la partie visqueuse de fortes déformations.
- La dépendance à la température est réduite (par rapport à un amortisseur VE) du fait de l'utilisation combinée des deux systèmes;
- Les déformations résiduelles de la partie élasto-plastique sont absorbées par la partie VE.
- Inséré dans une structure, l'amortisseur VEP conserve les propriétés qu'il présente de façon isolée.

##### 5. Les dissipateurs métalliques :

Ces dissipateurs utilisent les propriétés d'élasticité et de rigidité des métaux. Ils peuvent être utilisés sous de très nombreuses formes. Dans l'hôtel Grand Hyatt de Roppongi Hills, le

dissipateur a pris la configuration d'un mur de 2x2m qui possède une rigidité de 2/3 inférieure à celle d'un mur normal.



**Fig (I.29)** Le Grand Hyatt de Roppongi Hills

Le détail des dissipateurs, leur position sur le plan et leur insertion dans la structure (source Mori)

### **I.3.1.3. Les amortisseurs à dissipation indirecte :**

#### **1. Les amortisseurs inertiels à masse (Tuned Mass Damper) :**

Un amortisseur à masse (TMD, Tuned Mass Damper) consiste en une masse située à l'un des étages les plus élevés du bâtiment qu'il équipe et liée à celui-ci via un ressort et un mécanisme d'amortissement (visqueux ou viscoélastique).

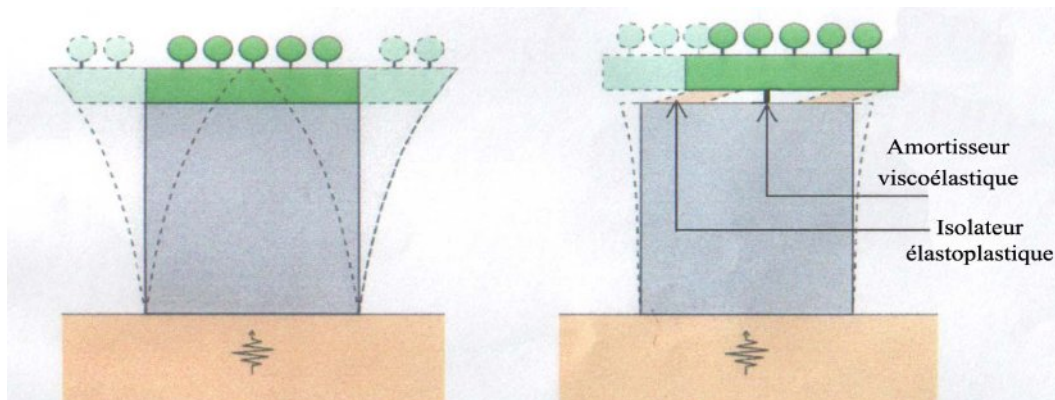
L'inertie créée par le mouvement de cette masse va se transmettre au bâtiment et réduire les vibrations induites par le séisme. Le mouvement de la masse s'effectue dans le sens opposé à celui de l'immeuble et avec la même fréquence. Ainsi, situé au plus haut de la construction, le mouvement pendulaire amortit la déformation et limite les dommages sur la structure. L'efficacité du système dépend de la valeur de la masse ajoutée (entre 1/300 et 1/100 de la

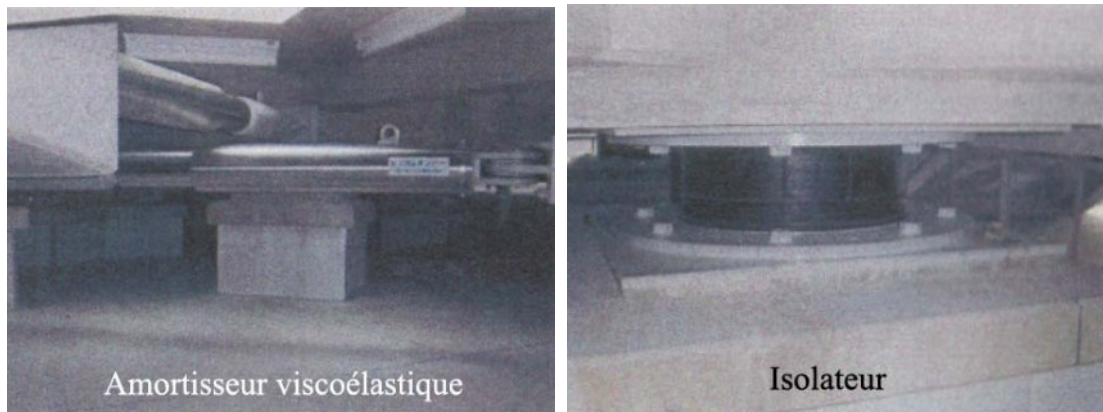
masse du bâtiment, la réduction des oscillations est de 1/3), de la possibilité de déplacement du solide, du type de ressort employé et de la configuration du mécanisme amortisseur qui soutient la masse.

Cependant, les contraintes d'espace empêchent l'emploi d'un TMD traditionnel qui nécessite souvent le sacrifice d'un étage entier. Ainsi, de nombreuses alternatives ont été mises en place pour employer les TMD : des systèmes à plusieurs pendules répartis sur plusieurs étages, à pendules inversés, à déplacements contraints sur rails...

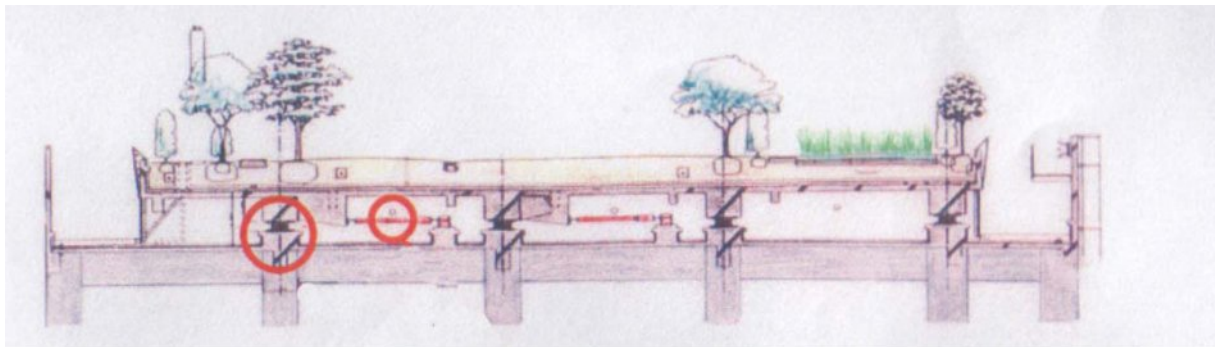
Les configurations à plusieurs TMD associés en parallèle offrent de meilleurs résultats à masses égales que les TMD simples. L'emploi d'un hélicoptère ou d'un jardin comme masse secondaire permet de pallier le problème d'ajout de masse et de rendre le système plus attractif commercialement.

Mori Building a réalisé un jardin de 3650t situé sur le toit pour protéger le Keyakizaka de Roppongi Hills.





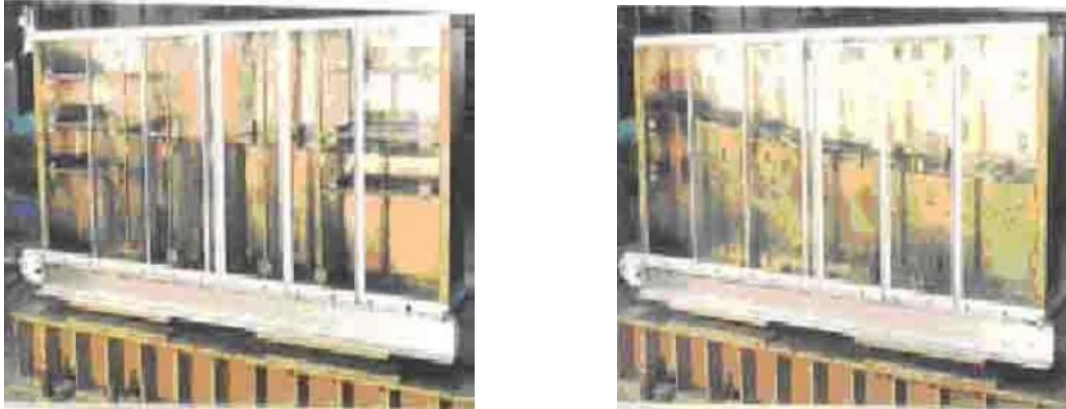
**Fig (I.30)** Le Keyakizaka et le fonctionnement de son jardin anti-vibrations  
Afin de laisser le jardin se balancer, le toit a été relié à la structure via des amortisseurs viscoélastiques (fluide Bingham) et des isolateurs en caoutchouc.



**Fig (I.31)** Emplacement et détails des suspensions du toit (source Mori)  
(Amortisseur viscoélastique à gauche et isolateur en caoutchouc à droite)

## 2. Les amortisseurs liquides (Tuned Liquid Damper) :

Ici, le mouvement d'un liquide atténue les oscillations du bâtiment. Comme le mouvement pendulaire créé par le mouvement d'un solide, les déformations sont atténuées par un mouvement opposé de même période. Le système peut réduire la réponse de la structure de 1/2 à 1/3 suivant la masse de liquide employée. L'un des facteurs de succès de ce type de système est qu'il n'y a pas besoin d'un ajout considérable de masse à la construction, les réservoirs d'eau, souvent situés sur le toit, pouvant servir de source.



**Fig (I.32) :** Un amortisseur liquide au banc d'essais (MCC Aqua Damper Literature)

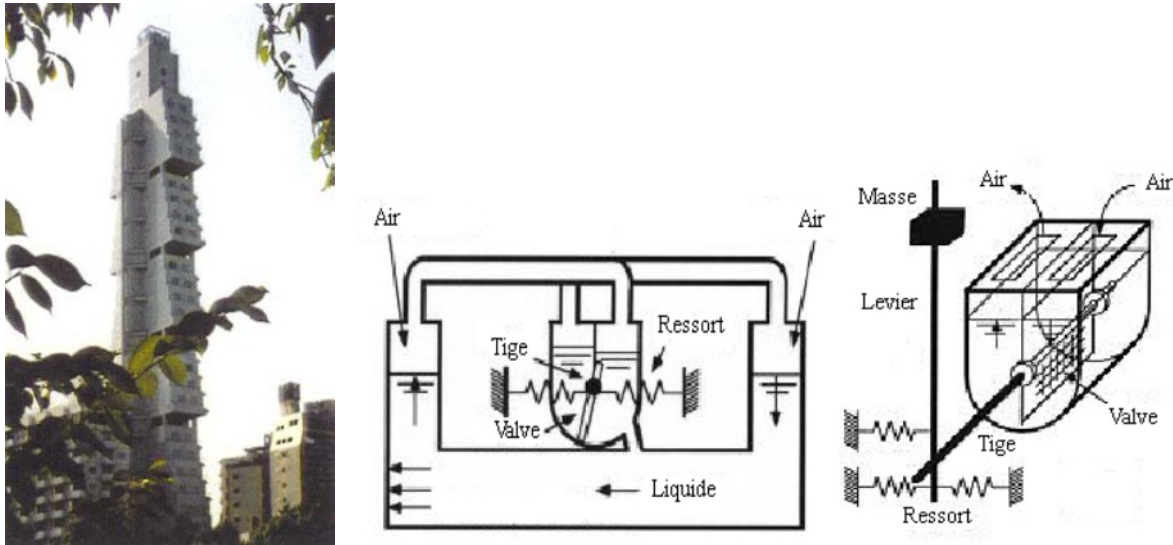
Les TLD exploitent l'inertie créée par le mouvement du liquide et ses impacts sur son contenant. Sous certaines configurations, les TLD utilisent la viscosité du liquide et les effets de vagues pour atténuer les vibrations (cas des amortisseurs à faible volume) au contraire des amortisseurs de gros volume qui exploitent plutôt la masse du liquide. Dans ce dernier cas, l'utilisation de la masse de liquide employée n'est pas optimisée et crée une contrainte économique supplémentaire.



**Fig (I.33) :** TLD à Yokohama

A gauche le Shin Yokohama Prince Hotel (149m), au centre l'ensemble de TLD, à droite, le détail d'un des conteneurs.

Le Shin Yokohama Prince Hotel (SYPH) est équipé d'un ensemble de TLD qui mesurent 2m de haut. Chaque amortisseur est la superposition de 9 cylindres en plastique renforcé de 2m de diamètre et 22 cm de hauteur. La dissipation des vibrations du liquide se fait au travers de 12 filtres répartis symétriquement par rapport au diamètre. Cette installation a permis de réduire de 50 à 70% la réponse du bâtiment aux excitations provoquées par les vents violents.



**Fig (I.34) :** Le Sofitel (106m, 26 étages) et son système.

En haut de l'hôtel Sofitel de Tokyo ont été installés des TLD à période ajustable. Le fonctionnement de l'amortisseur se base sur l'oscillation d'une valve actionnée par les mouvements du liquide, lui-même contraint aux vibrations de son environnement. Les oscillations se transmettent à un pendule à période variable.

#### I.4. ANALYSE NON LINEAIRE

La littérature est riche en méthodes d'analyse des structures de génie civil : spectrale, transitoire, statique, linéaire et non linéaire.

Afin de choisir la méthode la plus adéquate, plusieurs critères entrent en compte ; le plus important concerne leur domaine de validité. Face aux structures régulières dont le comportement ne présente pas de singularités particulières, les méthodes les plus simples peuvent convenir surtout s'il s'agit de la conception du neuf. Pour la réévaluation du bâti existant et la conception des structures plus complexes, les méthodes simplifiées ne sont pas applicables. Dans ce cas il est prudent de recourir à des simulations complètes par la méthode des éléments finis.

En présence de non linéarités, certaines méthodes ne sont plus applicables ou leur adaptation aux cas particuliers exige une très bonne connaissance de leur fondement théorique. Ces non linéarités peuvent être géométriques (flambement, effet  $P-\Delta$ , choc, décollement ou contact unilatéral, câble,...) ou liées au comportement des matériaux (fissuration et écrasement du béton, plastification des armatures, liaisons acier-béton, amortissement, frottement,.....).

Afin d'évaluer au plus juste les marges de sécurité, il est également intéressant d'employer les méthodes les plus complètes permettant de prendre en compte les diverses sources d'atténuation des efforts sismiques.

### I.4.1. Les origines de la non linéarité dans un problème de dynamique :

Généralement la non linéarité est évoquée lors du changement de propriétés mécaniques du matériau (pénétration dans le domaine plastique), ceci est valable dans l'analyse non linéaire statique qui ne fait intervenir ni l'inertie (masse) ni l'amortissement.

Si on considère le système d'équations différentielles du mouvement d'une structure à N degrés de liberté :

$$[M].\{\ddot{x}\}+[C].\{\dot{x}\}+[K].\{x\}=\{P\}$$

Tant que les coefficients d'influence des matrices masse [M], d'amortissement [C] et de rigidité [K] restent constants le système est linéaire, par contre si les coefficients de l'une de ces matrices varient le système est non linéaire. Par conséquent la non linéarité peut provenir de trois sources : Variation de la masse, de l'amortissement, de la rigidité ou de leurs distributions.[10]

#### I.4.1.1 Variation de la masse :

Rares sont les cas où la masse d'une structure varie considérablement pendant les vibrations causées par les séismes. Ces cas sont généralement imprévisibles et donc difficiles à modéliser. Dans le contexte sismique, la non linéarité due à la variation de la masse est d'une importance moindre par rapport aux autres sources de non linéarité et donc son effet n'est pas pris en considération dans l'analyse des structures.[10]

#### I.4.1.2 Variation de l'amortissement :

L'amortissement des structures est toujours non-linéaire, mais pour simplifier la résolution des équations différentielles du mouvement, il est supposé du type visqueux linéaire (proportionnel à la vitesse).

Cette représentation de l'amortissement donne de bons résultats mais ne révèle pas le degré de complexité dû aux variations des propriétés de l'amortissement qui puissent parvenir même à des basses amplitudes de vibrations. Cet effet est souvent négligé dans le calcul dynamique non-linéaire.

Par contre la condition d'orthogonalité de la matrice d'amortissement [C] imposée par la méthode de la superposition modale, n'est pas obligatoire pour l'analyse non linéaire par la méthode d'intégration pas à pas. [10]

#### I.4.1.3 Variation de la rigidité :

La variation de la rigidité d'un système provient principalement des changements de propriétés géométriques ou mécaniques des éléments de la structure.

### 1. Non linéarité géométrique :

L'une des hypothèses de base de la résistance des matériaux est que les déformations sont petites par rapport aux dimensions du corps (structure) déformé. Elle n'est plus valable quand les éléments de la structure subissent des déformations assez importantes pour provoquer un changement de rigidité global du système.



Il faut noter que la non linéarité géométrique est indépendante de celle incitée par la plasticité du matériau, en d'autre terme un système élastique peut être géométriquement non linéaire.

Dans le domaine du génie civil, on peut citer l'exemple des bâtiments de grandes hauteurs (effet P- $\Delta$ ) et les ponts suspendus de longues portées qui dans la plupart des cas nécessitent une analyse dynamique non linéaire géométrique.

Notons aussi que la non linéarité géométrique est de deux types : le premier communément connu sous l'effet P- $\Delta$  (second ordre) qui affecte le vecteur force et le deuxième modifie la matrice de rigidité. [10]

## 2. Non linéarité mécanique (Matériaux) :

L'aspect le plus célèbre de la variation de la rigidité est probablement celui qui est provoqué la plasticité des matériaux. C'est le domaine de déformation des éléments au delà de la limite élastique et la rigidité est tangente à la courbe force-déformation caractérisant le matériau.

L'une des difficultés rencontrées dans l'analyse dynamique non linéaire est la modélisation mathématique du comportement post-élastique des matériaux. Une approche simple du problème consiste à localiser la déformation non linéaire dans des points et idéaliser la loi de comportement du matériau par des modèles d'hystérésis. On distingue deux formes de non linéarité mécanique. Un comportement non linéaire élastique ou l'itinéraire de déchargement est le même que celui du chargement et constitue un comportement non dissipatif figure(I.43a). La deuxième forme est caractérisée par des courbes d'hystérésis fermées de chargements et déchargements. L'aire comprise à l'intérieur de ces courbes constitue l'énergie dissipée(I.43.b). [10]



a. Comportement non linéaire plastique.

b. comportement non linéaire élastique.

**Fig (I.35) :** Comportement non linéaire élastique et plastique.

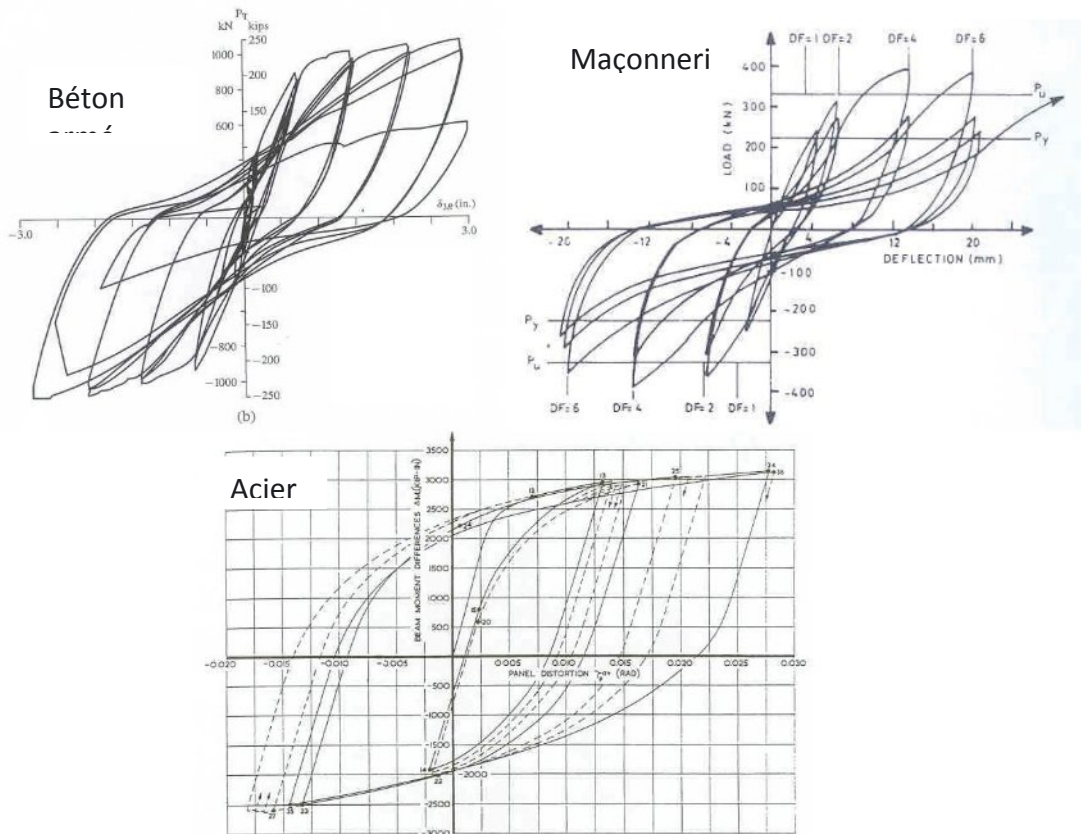


Fig (I.36): courbes force-déformation (boucle d’hystérésis)

L'examen de la figure (I.36) montre que les courbes cycliques effort-déplacement dépendent fortement du matériau étudié. Elles présentent cependant des traits communs :

Au début du chargement, pour les faibles amplitudes de déplacement, le comportement est linéaire.

Au-delà d'un certain seuil de déplacement, les non-linéarités apparaissent dans la courbe effort-déplacement; ces non-linéarités se traduisent par une limitation de l'effort maximal applicable à la pièce testée.

Lors des cycles de charge-décharge, des boucles d'hystérésis apparaissent qui traduisent une dissipation d'énergie.

#### I.4.2. Procédures d’analyse non linéaire :

##### I.4.2.1 Procédure d’analyse dynamique non linéaire :

L’analyse temporelle est la méthode la plus complète qui soit disponible, permettant de couvrir tout type d’applications. Son domaine de validité dépend essentiellement de la finesse du modèle aux éléments finis, de la représentativité des lois de comportement employées, et de l’algorithme de résolution. Elle est la plus couteuse par rapport aux autres méthodes, et exige une bonne maîtrise de la part de l’ingénieur. En contrepartie elle permet d’accéder à une grande quantité de résultats, directement exploitable lors du dimensionnement ou réévaluation des structures, sans besoin de traitement ou autres hypothèses du type recombinaison modale.

[11]

L'approche consiste à discrétiser la variable temps en une suite d'intervalles généralement de longueur égale pour faciliter les calculs, et sur la résolution numérique de l'équation dynamique des mouvements à l'aide d'un algorithme implicite ou explicite. Elle peut être associée au comportement linéaire du problème ou bien intégrer tout type de phénomènes évolutifs au cours du séisme : endommagement, plastification, soulèvement, amortissement, glissement, ..... etc.

Les équations différentielles de mouvement d'un système à plusieurs degrés de liberté est :

$$[M].\{\ddot{x}\}+[C].\{\dot{x}\}+[K].\{x\}=\{P\} \quad (1)$$

A un instant t on a :

$$M \ddot{x}_t + C_t \dot{x}_t + K_t x_t = P_t \quad (2)$$

Ou :

M : la matrice de masse du système.

$C_t$  : la matrice d'amortissement à l'instant t.

$K_t$  : la matrice de rigidité à l'instant t.

$\ddot{x}_t$ ,  $\dot{x}_t$ ,  $x_t$  : l'accélération la vitesse et le déplacement à l'instant t.

Il existe plusieurs options pour le choix de la méthode d'analyse temporelle à exécuter (logiciel sap2000):

- Linéaire ou non linéaire.
- Modale ou intégration directe : ce sont deux méthodes de résolution différentes, chacune d'entre elles possède des avantages et des inconvénients. Sous circonstances idéales, les deux méthodes aboutissent sur le même résultat.

Dans une analyse non linéaire, la rigidité, l'amortissement et le chargement peuvent dépendre du déplacement, la vitesse et du temps.

#### **I.4.2.1.1. La méthode modale :**

La méthode de l'analyse temporelle non linéaire utilisée par le logiciel SAP2000 est une extension de la méthode FNA (Fast Nonlinear Analysis, développée par Wilson (Ibrahimbegovic et Wilson, 1989 ; Wilson, 1993)). Cette méthode est extrêmement efficace et est conçue pour être utilisée pour les systèmes structuraux d'origine linéaire élastique, mais qui ont un nombre prédéfini d'éléments non linéaires.

Pour la méthode FNA toutes les non linéarités se limitent aux éléments "Link\support". [7]

#### **I.4.2.1.2. La méthode d'intégration directe (Direct Integration) :**

L'intégration directe de l'équation dynamique du mouvement sans la superposition modale est disponible sur SAP2000, Bien que la superposition modale est plus exacte et efficace, l'intégration directe offre les avantages suivants : [7]

- les problèmes d'impact et de propagation d'ondes qui pourraient solliciter un grand nombre de modes, peuvent être résolus par la méthode d'intégration directe.
- tous types de non linéarités (mécaniques, géométriques) peuvent être traités par la méthode d'intégration directe.
- l'amortissement qui associe les modes peut être considéré.

Les résultats de l'intégration directe sont extrêmement sensibles à la taille de l'intervalle de temps par rapport à ceux de la superposition modale. Il est nécessaire de diminuer la taille de l'intervalle de temps jusqu'à ce qu'elle soit assez petite pour que les résultats ne soient pas affectés.

#### **I.4.2.2 Analyse statique non linéaire (push over) :**

L'analyse "push over" est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure est sollicitée par un chargement latéral croissant suivant un certain modèle prédéfini jusqu'à ce que les modes de ruines commencent à apparaître dans la structure.

C'est la méthode la plus en vogue, elle est largement répandue à travers le monde où elle est admise par un certain nombre de règlements parasismiques. Par comparaison avec la méthode modale, elle permet de mieux tenir compte des non linéarités matériaux, ainsi que ses effets de réduction sur le chargement sismique. Son application nécessite un modèle capable de fournir la courbe de comportement non linéaire de la structure. C'est généralement grâce à un modèle en aux éléments finis de la structure et un algorithme de calcul non linéaire associé à une ou plusieurs lois de comportement qu'on parvient à obtenir cette courbe, puis on détermine le point de performance de l'ensemble structure- séisme.[11]

Comme les autres méthodes statiques, la méthode "push over" ne permet pas de tenir compte directement des effets du second ordre liés au caractère dynamique de la sollicitation sismique ni des dissipations d'énergie par hystérésis ou de la fatigue. La méthode donne donc des résultats satisfaisants lorsque le comportement de l'ouvrage est régi par le mode fondamental.

#### **But de l'analyse "push over" :**

Le but de l'analyse "push over" est de décrire au mieux le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations de déplacements dans les éléments de la structure.

L'analyse "push over" est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique : [12]

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure.

- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- Estimation des déplacements inter-étages qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisée dans le contrôle de l'endommagement.

## I.5. ANALYSE CONTRE EXPLOSION :

Afin d'assurer la sécurité des bâtiments stratégiques et autres, face aux dangers des explosions et explosifs, leur conception et leur construction suscite de nos jours beaucoup plus d'attention de la part de ingénieurs de structure.

La conception à la résistance contre explosion (Blast résistant) est aussi importante dans le cas des :

- Bâtiments qui sont vulnérables aux explosions accidentelles comme ceux utilisés pour le stockage des matériaux explosifs.
- Bâtiments et salles contrôle des complexes pétrochimiques.
- Bâtiments stratégiques soumis aux risques d'attaque aux explosifs.

Au niveau des bâtiments vulnérables aux explosions accidentelles, ou on manipule des produits hydrocarbures et d'autres carburants qui peuvent causer des déflagrations accidentelles. La conception de ces usines est faite de telle manière à réduire au minimum l'occurrence de tels incidents.

Bien que de tels incidents puissent être relativement rares, et que la probabilité d'occurrence d'une explosion accidentelle est très basse comparée à tous autres risques d'accidents humains ou naturels, le coût engendré par de telle catastrophe est un des plus élevé en plus des pertes humains. A titre d'exemple l'accident du GNL de Skikda que pour ne citer que ce dernier.

### I.5.1 Dégâts dus aux Explosifs

#### I.5.1.1 Accidents au Niveau des Complexes Pétrochimiques :

##### i) Accident Skikda janvier 2004

###### ➤ Causes

- Fuite d'origine indéterminée sur le train 40
- Produit aspiré par l'entrée d'air de la **chaudière**
- Première **explosion** dans la chaudière
- Deuxième explosion plus forte à l'extérieur
- Dommages sur les trains 30 et 20 qui étaient en exploitation
- Feu sur les trains 40/30/20
- Arrêt d'urgence de l'ensemble de l'usine, feu éteint après 8 heures de combat

###### ➤ Conséquences

- 27 Victimes, 74 blessés
- Coût estime à plusieurs milliards dollars. (environ 800.000.000\$)

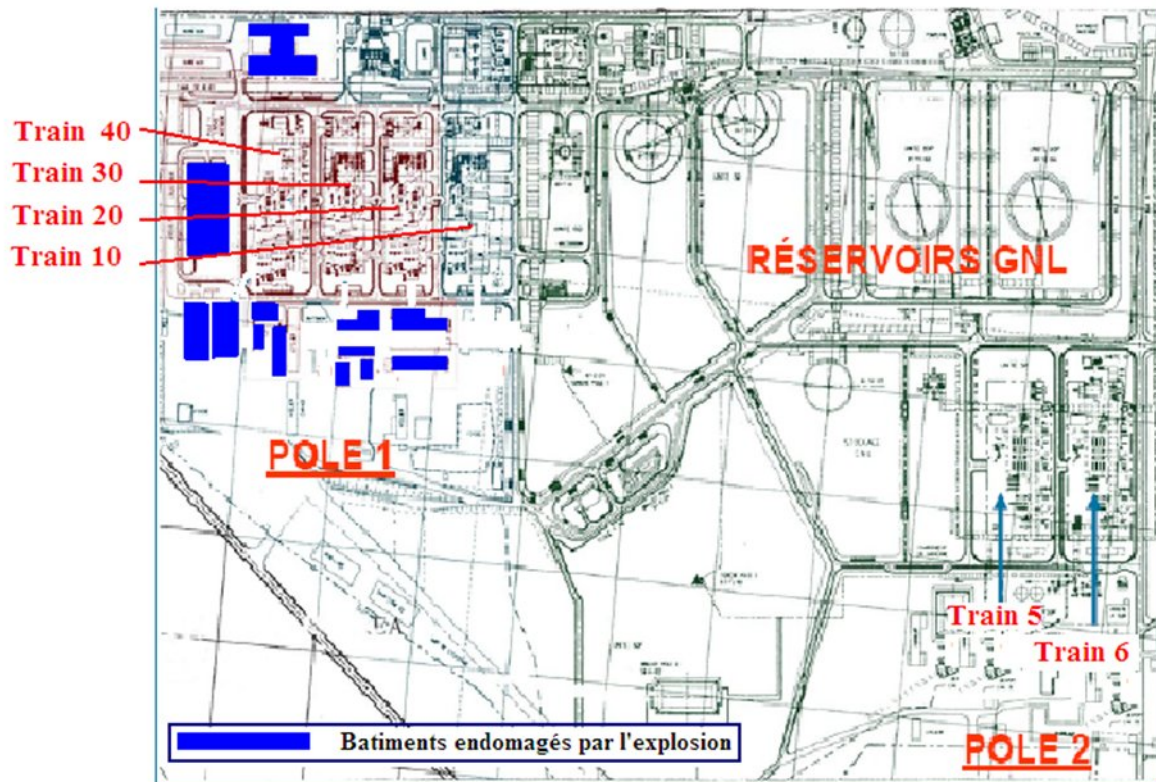
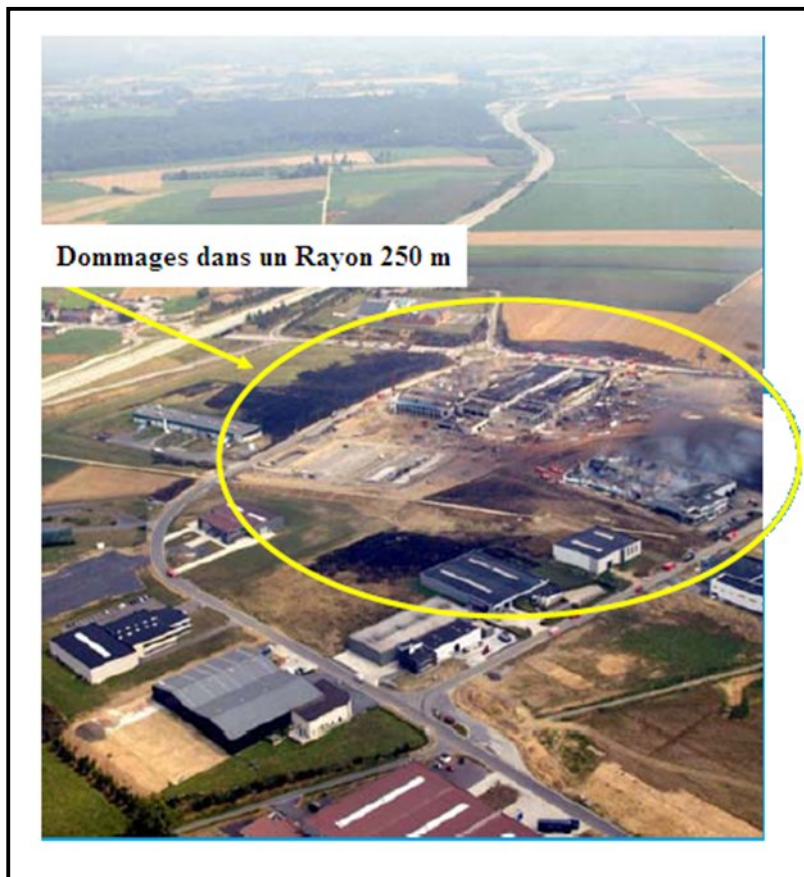


Fig. I.5.1.1 Plan Montrant les bâtiments endommagés par l'accident du 19 Janvier 2004 –Skikda



Fig. I.5.1.2 Bâtiment de Contrôle endommagé  
ii) Accident Belgique 2004



### ➤ Causes et Conséquences

- Endommagement par un engin de chantier
- Explosion entendue sur plusieurs kilomètres
- Victimes sur quelques centaines de mètres

### Enseignements

- Ne pas installer la salle de contrôle, les bâtiments administratifs et de maintenance, les bâtiments de sécurité...au milieu des installations
- Nécessité d'une détection sur les prises d'air des équipements
- Éviter les zones confinés ou semi-confinés
- Nécessité d'un suivi et d'un contrôle des installations anciennes
- Prise en compte du problème du vieillissement des installations
- Parfois les conséquences ont impliqué des bâtiments d'usine. Par exemple,
- La concentration de tels morts « dans les bâtiments indique la nécessité de concevoir des bâtiments d'usine pour résister à des effets d'explosion afin de protéger l'intérieur de personnes de sorte que, au moins, le bâtiment ne pose pas un risque supplémentaire aux occupants.



I.5.1.2 Accidents dus aux attaques par explosif :



Siege de l'ONU Alger



**Bâtiment Gendarmerie Ténia Alger**



**Hôtel Turquie**

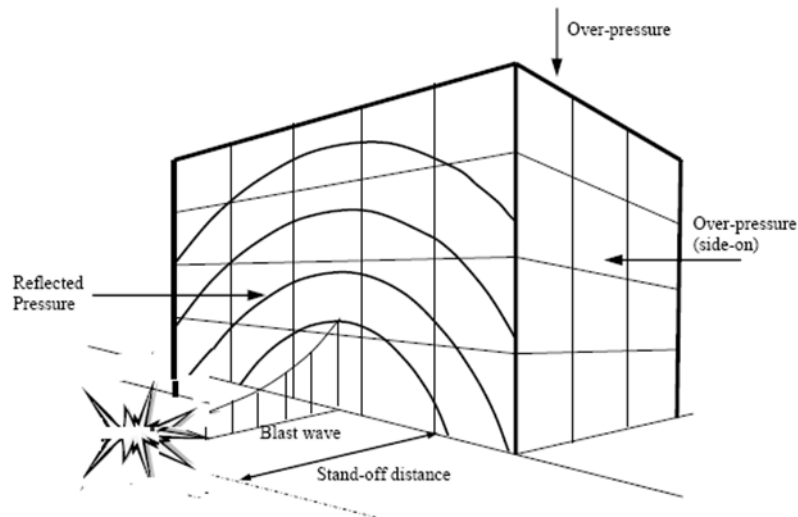


**Oklahoma City**

## I.5.2 Objectives de la conception à la résistance contre explosion

Les premiers objectifs du calcul des à la résistance contre explosion des bâtiments sont :

- ✓ Sécurité du personnel.
- ✓ Arrêt (Shut-down) des instruments de control dans le cas des salles de contrôle.
- ✓ Considération financière.
- ✓



La conception à la résistance contre explosion doit fournir un niveau de protection sans risque pour des personnes à l'intérieur du bâtiment et un niveau de protection moindre pour des personnes à l'extérieur du bâtiment en cas d'une explosion.

Les évidences des incidents passés ont prouvés que plusieurs des morts et des dommages sérieux étaient dus à l'effondrement des bâtiments sur les personnes à l'intérieur du bâtiment.

L'arrêt (ou shut-down) empêche des événements en cascade dus à la perte de commandes des unités de processus non impliquées dans l'accident.

Un autre objectif de la conception à la résistance contre explosion est que tous les incidents dans une unité ne devraient pas affecter l'exploitation d'autres unités.

La minimisation des pertes financières est un autre objectif de conception à la résistance contre explosion.

Les bâtiments contenant des informations stratégiques, ou équipement coûteux, ou équipement que si il détruit, constituerait l'interruption significative ou la perte financière, doivent être protégés.

*CHAPITRE II*

*PRESENTATION DE  
L'OUVRAGE*

## II.1 Introduction :

L'étude porte sur le confortement d'une structure en béton armé suite au vœu du maître d'ouvrage de renforcer son bien et qui a subi des endommagements suite à une explosion due à un attentat terroriste, une étude a été engagée afin de vérifier la faisabilité de cette opération conformément aux règlements en vigueur de point de vue résistance contre une éventuelle explosion ou bien un séisme, et le présent travail a pour but de passer en revue l'évolution des différentes phases du confortement.

La durabilité des ouvrages est devenue aujourd'hui un sujet incontournable ; après les accidents spectaculaires survenus sur les cinq continents et pour des buts de toute nature, les ingénieurs ont pris conscience de l'importance de la réhabilitation en même temps qu'ils étaient amenés à entreprendre des opérations souvent très lourdes de renforcement des ouvrages.

La pathologie et la réparation des ouvrages ressortissent autant à l'art qu'à la technique ; elles ne sont pas l'objet d'un enseignement spécifique, et l'ingénieur est souvent livré à lui-même face à un problème urgent.

## II.2 Description de l'ouvrage :

L'ouvrage d'importance moyenne (groupe 2), est composé d'un seul bloc (R.D.C + 3 étages) à usage habitation. La structure reposant sur un sol meuble (S3), est implantée dans la commune de Hydra Wilaya d'Alger classée selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de forte sismicité (Zone III).

L'ouvrage, de forme en plan rectangulaire, se situe sur un terrain présentant quatre côtés libres.

La construction a été réalisée dans la période 1975/1985, et les calculs ont été conduits d'une manière spécifique justifiée par la présence d'un béton en gravier roulet et une technique d'exécution des planchers spécifique.

## II.3-L'expertise :

L'étude d'une structure existante est délicate ; elle se base sur les résultats d'une expertise faite in situ par un bureau d'étude spécialisé dans la pathologie et la réparation des ouvrages. L'expertise in situ comporte les phases suivantes :

- Relevé métrique (Etat des lieux).
- Relevé des désordres suivi d'un diagnostic
- Contrôle de la qualité des matériaux utilisés.

### II.3.1 Relevé métrique :

Du fait que les plans d'architecture et de coffrage de l'ouvrage n'étant pas disponibles, une opération de relevés métriques a été conduite pour déterminer les caractéristiques géométriques de la construction et les dimensions de tous les éléments structuraux.

### II.3-2 Diagnostic des désordres :

L'état réel d'une structure existante ne peut être évalué que par un constat in-situ.

Le diagnostic de l'état d'une structure dicte la solution de la thérapie à entreprendre dans le cas de la réparation ou du confortement des ouvrages.

A partir de l'expertise de l'état des lieux, on a constaté ce qui suit

#### A. Cage d'escalier :

- endommagement du Palier d'arrivé réalisé en dalle en corps creux au lieu d'une dalle pleine.

#### B. RDC + Étages Courants :

- Effondrement de certaines parties des cloisons de la façade principale et apparition des fissurations au niveau des cloisons de séparations.

- Effondrement d'une partie du plancher du 1<sup>er</sup> étage qui été a base de corps creux en terre cuite et une dalle de compression de 10 cm environ (fig. I.1)

- Présence de fissurations de flexion sur deux poutres porteuse du plancher du 1<sup>er</sup> étage.

- Absence de poutres secondaire pratiquement sur tout les (Fig. I-2)

#### C. Aspect externe du béton :

- A première vue, le béton a l'air d'une qualité moyenne qui était à base de granulats roulé (Fig. I-3).

- Les aciers utilisés sur la plus part des éléments endommagés Sont des aciers doux (Fig. I-4).



Fig. II- 1



Fig. II- 2





Fig. II- 3



Fig. II- 4

### II.3.3 Contrôle de la qualité de béton :

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques du béton, et plus précisément la caractéristique du béton à la compression, on a effectué des auscultations combinée "Ultra-sonique - Scléromètre" (essai non destructif).

### **II.3.3.A/Essais non destructifs (L'auscultation des ouvrages) :**

L'auscultation proprement dite commence après l'inspection détaillée et l'interprétation des constatations qui sont essentiellement visuelles. Il n'existe de méthode générale d'auscultation applicable à tous les ouvrages, ni même à une famille d'ouvrage. Les explications recherchées, donc les méthodes à utiliser, diffèrent suivant la nature des désordres constatés.

L'établissement d'un programme d'auscultation succède donc à un examen très détaillé des désordres constatés lors de la visite préalable ; en fait, dans la pratique, il est nécessaire de se faire d'abord une idée des causes possibles des désordres, et ce sera l'idée directrice de l'auscultation. Les objectifs généraux d'une auscultation sont de deux sortes :

- apprécier la qualité du (ou des) matériaux(x) en place :
- analyser le mode de fonctionnement réel de la structure.

Ces deux objectifs peuvent servir à distinguer les techniques et les moyens élémentaires d'auscultation ; néanmoins, il faut souligner que, le plus souvent, les deux objectifs coexistent dans une même campagne d'investigation. Il peut en effet arriver qu'une déféctuosité du matériau ait une incidence directe sur le fonctionnement de la structure ; inversement, le mauvais fonctionnement d'un ouvrage pour des raisons structurelles peut se manifester par une détérioration au moins partielle, de certains des matériaux constitutifs.

Différentes méthodes d'auscultation ont été mises au point pour détecter les défauts pouvant provoquer la ruine des structures permit lesquelles on citera ;

#### **a. Auscultation des bétons : le scléromètre :**

La dureté superficielle d'un parement de béton peut être appréciée au moyen du «scléromètre ». Cet instrument n'est pas nouveau et son principe est le suivant : une masselotte guidée dans un tube est projetée à l'aide d'un ressort taré sur une enclume dont l'extrémité est en contact avec le béton. Cette masselotte rebondit sur l'enclume et vient recomprimer le ressort. Un index permet de mesurer la longueur du rebondissement. Cette longueur de rebondissement est d'autant plus grande que le béton est plus dur. Des tables de correspondance utilisées avec la plus grande prudence, permettent de remonter à la résistance à la compression du béton.

##### **a.1 Méthode de travail :**

D'abord il faut s'assurer du bon comportement de l'appareil en effectuant une opération sur une masse de fer, il faut que la résistance ne soit pas inférieure à  $780 \text{ kg/cm}^2$ . Sur des parties de mortier, on frappe en 10 points, et il faut que le mortier dont on frappe soit représentatif d'une importante fraction de béton donc :

- Éliminer toute les aspérités dues au coffrage.
- Éliminer la laitance qui rend la surface très dure.
- Supprimer toute trace de peinture ou d'enduit.
- Faire apparaître la structure interne du béton pour cela il faut meuler la surface du béton.

#### a.2 Interprétation des résultats :

Quand on fait la moyenne des 10 résultats, il ne faut pas tenir compte des mesures qui correspondent à des anomalies, pour cela il faut :

- Faire une première moyenne avec tous les résultats.
- Supprimer les lectures qui s'écartent de cette moyenne de 5 unités.
- Faire de nouvelles mesures pour remplacer les résultats supprimés.
- Faire la nouvelle moyenne des 10 nombres ainsi obtenus.

L'abaque comporte plusieurs courbes, correspondant aux diverses positions de l'appareil. (Voir l'abaque en annexe I)

Dans la pratique, cette auscultation offre l'avantage indiscuté de la simplicité (encore que certaines préparations de surfaces soient nécessaires), mais l'information fournie est très imprécise. On peut considérer que l'auscultation au scléromètre peut apporter une information intéressante dans les cas « tranchés » : un béton de mauvaise qualité dans une partie d'ouvrage se « voit ». En revanche, pour des cas plus complexes, l'auscultation sonique reste la seule méthode d'investigation significative, encore que, comme nous le verrons en ce qui concerne les bétons anciens, certaines précautions soient nécessaires dans l'interprétation des résultats

#### b. Auscultation **sonique** des bétons :

Il existe une relation étroite entre la fréquence de résonance d'un élément en béton, la vitesse de propagation d'une onde qui le traverse et le module d'élasticité du matériau qui la constitue; différentes méthodes sont utilisables parmi lesquelles on citera la méthode de mesure à impulsion, cette méthode consiste à émettre des ondes sonores sur l'élément en béton armé détectant ainsi les différentes fissures ou anomalies existantes dans le béton, la nature de l'anomalie et déterminée selon le temps mis par l'onde pour arriver au récepteur.

Le temps de propagation est calculé par la formule suivante :

$$T^2 = 4x^2 + 4Z^2 / Y^2$$

Avec :

x : distance entre récepteur et émetteur

Y: vitesse des ondes

Z: profondeur des fissures de la surface de béton

Les méthodes ultrasoniques sont applicables pour les bétons in-situ, pour différentes mesures parmi lesquelles on citera :

- La qualité du béton
- Les fissures et leur évolution dans le béton.
- L'enrobage des armatures.

**b.1 La qualité du béton :**

L'appareillage ultrason comprend, un émetteur et un récepteur, et un dispositif permettant de mesurer le temps qui s'écoule entre le départ et l'arrivée de l'onde; cette dernière permet de déterminer la qualité du béton en utilisant le tableau suivant.

Vitesse de propagation des ondes (km/s)	> 4,5	3,5 ÷ 4,5	3 ÷ 3,5	2 ÷ 3	< 2
Qualité du béton	excellente	bonne	douté	mauvaise	très mauvaise

**a. Tableau N° I.1. : Qualité du béton selon la vitesse de propagation des ondes tation combinée "Ultra-sonique - Scléromètre"**

L'essai est effectué en utilisant deux appareils : le Scléromètre et l'Ultrason ; l'ultrason qui a été utilisé est réalisé en technologie moderne, permet d'effectuer des contrôles par auscultation combinée grâce à un programme élaboré pour de telle combinaison.

Le scléromètre mesure la dureté au choc au voisinage de la surface, et à l'aide d'un abaque placée sur l'appareil on déduit la résistance mécanique de l'élément mis en teste ; la valeur de la résistance mécanique trouvée est introduite comme une donnée de plus des données introduites (distance entre transducteurs) dans le programme de l'appareil ultrasonique

**c. Conclusion :**

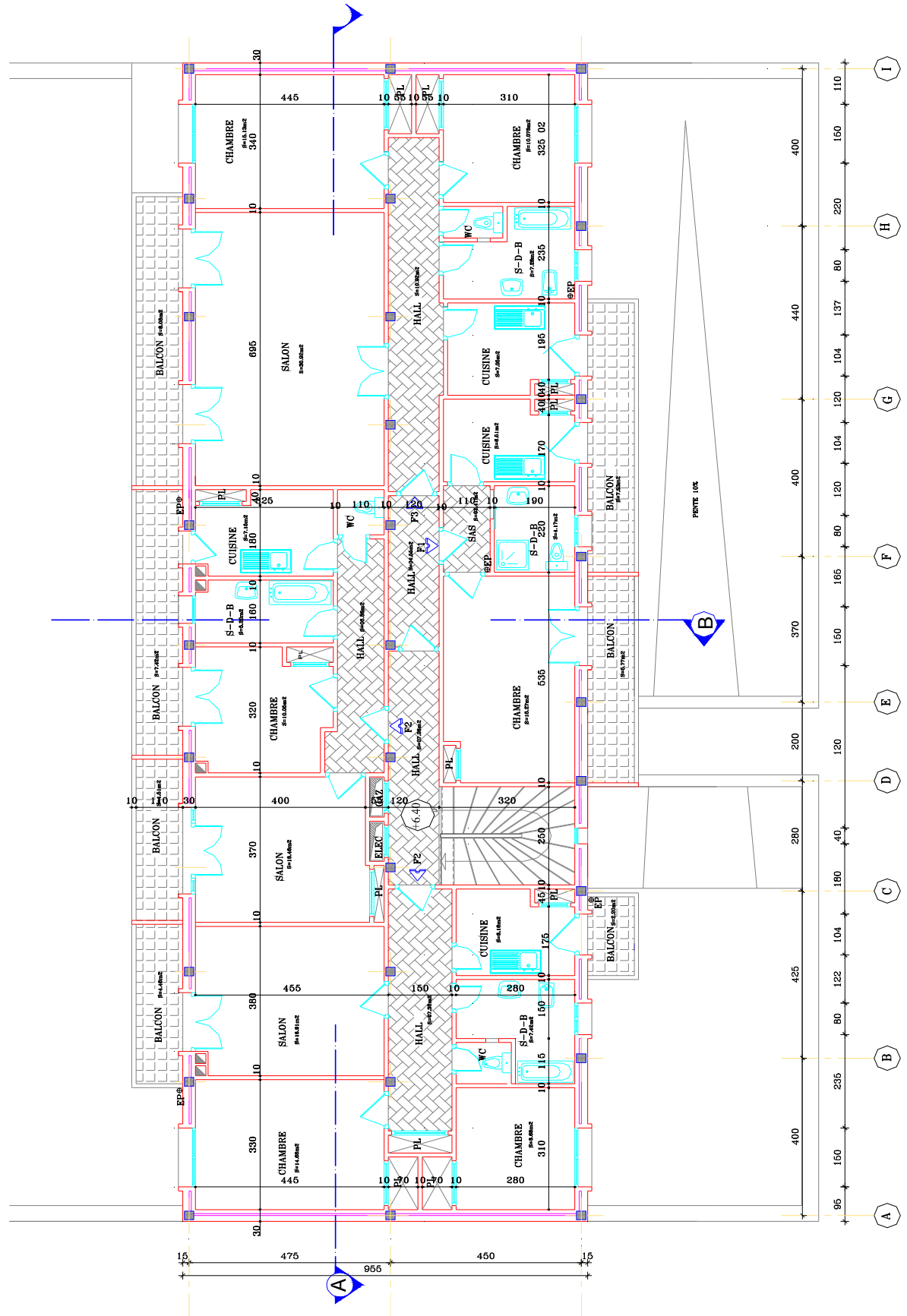
*A partir des différents essais réalisés par le laboratoire, il a été décidé d'entamer l'étude de la structure initiale avec une contrainte caractéristique à la compression de : 17 MPa pour tous les éléments structuraux.*

**II.4- Caractéristiques de la construction :**

**II.4.1 Caractéristiques géométriques :**

**a. Dimensions en plan : (Voir Fig. III-4)**

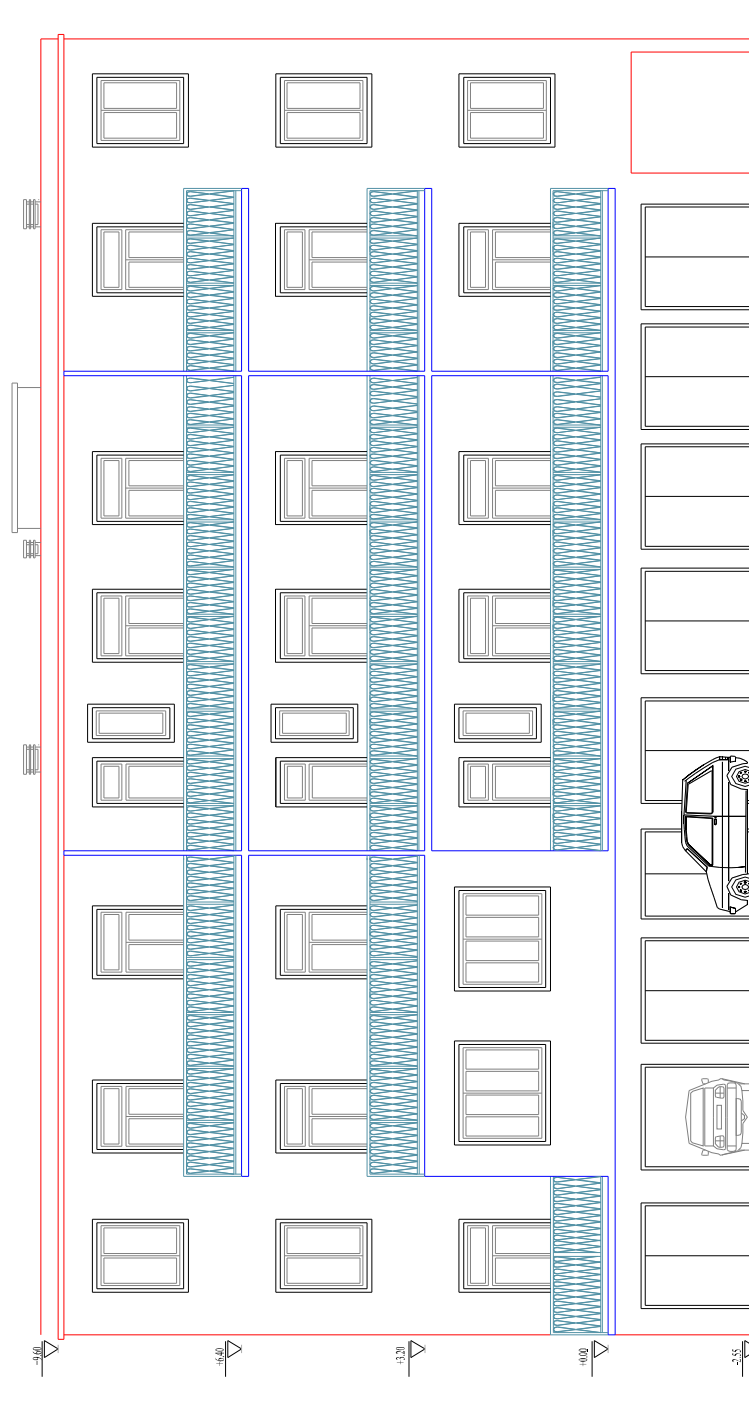
- Longueur du bâtiment.....29,45m
- Largeur totale du bâtiment.....9, 85m



Voir Fig. III-4

**b. Dimensions en élévation :** (Voir Fig. III-5)

- Hauteur totale du bâtiment.....12,10m
- Hauteur de rez de chaussée.....2,55m
- Hauteur d'étage courant.....3,20m



**FACADE-POSTERIEURE**

Voir Fig. III-5

## II.4-2 Caractéristiques mécaniques du béton:

### a. Béton :

#### a.1 Résistance caractéristique à la compression $f_{cj}$ :

$$f_{c28} = 17 \text{ MPa}$$

#### a.2 Résistance caractéristique à la traction $f_{tj}$ :

La résistance du béton à la traction, pour un béton d'une contrainte de compression inférieure à 40MPa est défini par :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$  :

$$\text{- Pour une contrainte a la compression } f_{c28} = 17 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 1,62 \text{ MPa}$$

#### a.3 Déformation longitudinale du béton :

♦Le module de déformation longitudinale instantanée :

Sous l'effet des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours ; le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  égal à :  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$  ;

$$\text{- Pour } f_{c28} = 17 \text{ MPa} \text{ , } E_{ij} = 28284,10 \text{ MPa}$$

♦Le module de déformation longitudinale différée :

Sous l'effet des contraintes de longue durée d'application, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours ; le module de déformation longitudinale différée qui permet de calculer la déformation finale du béton égale à:  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$  ;

$$\text{- Pour } f_{c28} = 17 \text{ MPa} \text{ , } E_{vj} = 9513,74 \text{ MPa}$$

#### a.4 Coefficient de Poisson:

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale ;

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

$\xi_t$ : déformation limite transversale.

$\xi_L$ : déformation limite longitudinale.

$\nu = 0.0$  dans le cas des ELU (section fissurée)

$\nu = 0.2$  dans le cas des ELS (section non fissurée)

La relation qui lie le coefficient de poisson et le module de glissement G est:

$$G = \frac{E \times (1 + \nu)}{2}$$

#### b. Acier :

- Acier Tor de nuance FeE 400
- Acier Doux de nuance FeE 240
- Le module d'élasticité longitudinale de l'acier  $E_S = 200000$  MPa

### II. 5 Ossature :

La structure du bâtiment est à ossature auto-stable; le contreventement ainsi que la stabilité de l'ouvrage sont assurés par des portiques longitudinaux, et transversaux qui sont composés de poteaux et de poutres.

#### II.5.1 Système porteur :

Ce dernier est assuré par des poteaux de moyenne élancement, de section rectangulaire de  $25 \times 25$  cm<sup>2</sup> ferrillé en aciers doux (fig. II .5).



Fig. II- 5

#### II.5-2 Système de poutres :

##### a. Poutres principales : (porteuses)

les poutres porteuses présentés une sections de  $30 \times 35$  cm<sup>2</sup>.

##### b. Poutres secondaires : (non porteuses)

Il s'agit des poutres noyées dans le plancher ayant  $30 \times 20$  cm<sup>2</sup> de section



**II.5.3 Maçonnerie :**

L'ensemble de la maçonnerie est réalisé en briques creuses :

- ♦Murs extérieurs : en double parois de :
  - Brique creuse de 10 cm
  - L'âme d'air de 5cm d'épaisseur
  - Brique creuse de 10cm
- ♦Murs intérieurs : en une seule paroi de :
  - brique creuse 10cm.

**II.5.4 Planchers :**

Tous les planchers sont réalisés en corps creux en terre cuite et d'une dalle de compression d'environ 10 cm d'épaisseur.

**II.5-5 Terrasses :**

Toutes les terrasses de l'ouvrage sont inaccessibles.

**II. 6- Détermination des charges et surcharges :****II. 6.1 Charges permanentes :**

1) Plancher terrasse inaccessible : (Fig. II-6) :

N <sup>0</sup>	Désignation	Epaisseur (m)	Charge (kN/m <sup>2</sup> )
01	Dalle de compression	0,10	2.50
02	Entrevous en terre cuite	0,10	0.95
03	Gravier de protection	0,05	0.20
04	Etanchéité multicouche	0,02	0.12
05	Forme de pente en béton	/	2.90

<b>G<sub>TOTAL</sub></b>	<b>7,51</b>
--------------------------	-------------

2) Plancher d'étage courant : (Fig. II-6)

N <sup>0</sup>	Désignation	Epaisseur (m)	Charge (kN/m <sup>2</sup> )
01	Dalle de compression	0,10	2.50
02	Entrevous en terre cuite	0,10	0.95
03	Mortier de pose	0,05	0.20
04	Carrelage	0,05	0.40
05	Cloisons de disribution	/	1.00

<b>G<sub>TOTAL</sub></b>	<b>5,05</b>
--------------------------	-------------

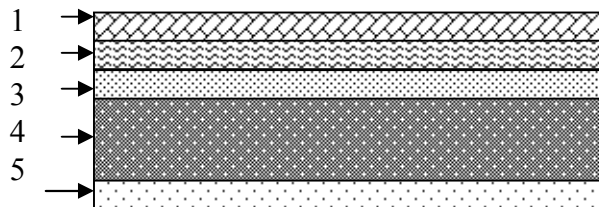


Fig. II- 6

3) Balcon :

N <sup>0</sup>	Désignation	Epaisseur (m)	Charge (kN/m <sup>2</sup> )
01	Dalle pleine	0,10	2.50
02	Mortier de pose	0,05	0.20
03	Carrelage	0,05	0.40

<b>G<sub>TOTAL</sub></b>	<b>3,10</b>
--------------------------	-------------

**II. 6-2 Surcharge d'exploitations :**

- Plancher terrasse inaccessible.....Q=1,00kN/m<sup>2</sup>
- Plancher d'étage courant.....Q=1,50kN/m<sup>2</sup>
- Plancher R.d.C.....Q=2,50kN/m<sup>2</sup>
- Balcon.....Q=3,50kN/m<sup>2</sup>
- Escalier.....Q=2,50kN/m<sup>2</sup>

*CHAPITRE III*

*ANALYSE MODALE  
SPECTRALE  
LINEAIRE*

### III.1- Introduction :

L'évaluation de la capacité de résistance et de stabilité d'un bâtiment existant consiste à analyser la structure du bâtiment sous l'effet des charges et surcharges qui lui sont appliquées y compris la charge sismique telle que définie par le règlement en vigueur (RPA99v2003). Dans ce chapitre, les trois blocs sont calculés en tenant compte des caractéristiques géométriques et mécaniques des structures telles qu'elles existent

### III.2- Analyse dynamique :

Les structures ayant des configurations géométriques relativement simples, mais qui nécessitent d'être idéalisées par des modèles tridimensionnels détaillés capables de simuler avec une bonne précision le comportement dynamique des structures. Il est par ailleurs évident que de tels modèles ne garantissent de bons résultats de calcul que si la structure est adéquatement discrétisée : Nature des éléments, finesse du maillage, répartition des masses, supports et charges. Généralement l'interprétation des résultats est assez laborieuse et nécessite au préalable des vérifications systématiques des données et ensuite un contrôle des résultats, en particulier la conformité des modes de vibrations.

Par conséquent, des modèles d'éléments finis tridimensionnels de ces structures sont établis. En se basant essentiellement sur les relevés effectués lors de l'expertise de l'ouvrage, des schémas statiques ont été établis et saisis à l'aide du pré-processeur graphique et numérique du logiciel de calcul SAP2000.

Tous les éléments structuraux linéaires sont modélisés par des éléments poutres et les planchers par des éléments plaques.

Les structures sont supposées encastées au niveau du sol, en faisant abstraction de toute interaction sol-structure.

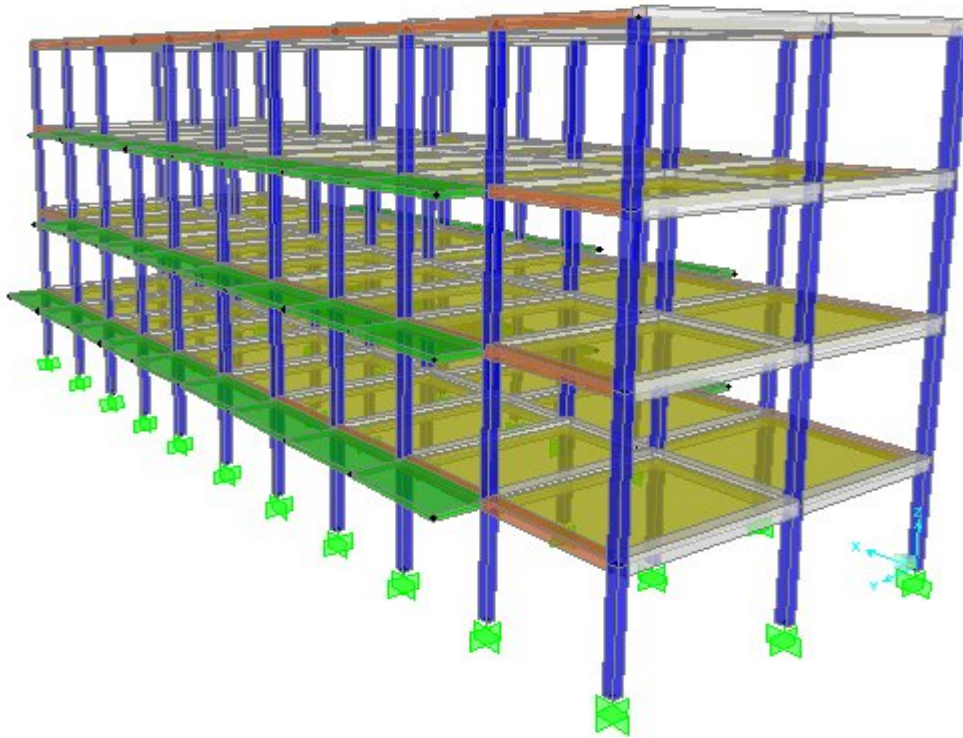


Fig .III.1.Vue de la structure en 3D

**III.2.1 Analyse modale :**

Les résultats de l’analyse modale pour les trois blocs sont représentés dans les tableaux suivants :

**a.Caractéristiques dynamiques :**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,03	0,00	0,80	0,00	0,80
MODAL	Mode	2	0,98	0,69	0,00	0,69	0,80
MODAL	Mode	3	0,94	0,11	0,00	0,81	0,80
MODAL	Mode	4	0,34	0,00	0,11	0,81	0,91
MODAL	Mode	5	0,32	0,11	0,00	0,91	0,91
MODAL	Mode	6	0,31	0,00	0,00	0,91	0,91
MODAL	Mode	7	0,20	0,00	0,05	0,91	0,96
MODAL	Mode	8	0,20	0,05	0,00	0,96	0,96
MODAL	Mode	9	0,19	0,00	0,00	0,96	0,96
MODAL	Mode	10	0,15	0,00	0,04	0,96	1,00
MODAL	Mode	11	0,15	0,04	0,00	1,00	1,00
MODAL	Mode	12	0,14	0,00	0,00	1,00	1,00

Tableau III-1 : Facteurs de participations massiques modales

**b .Constatations :**

Nature des modes de vibration :

- 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation suivant (o y) T1=1.03 s.
- 2<sup>eme</sup> mode est un mode de translation suivant (o x) T2=0.98 s.
- 3<sup>eme</sup> mode est un mode de torsion T3=0.94 s.
- La participation massique dépasse les 90% à partir du 5<sup>eme</sup> mode suivant (x-x).
- La participation massique dépasse les 90% à partir du 4<sup>eme</sup> mode suivant (y-y).

**III.2-2 Analyse spectrale :****III.2.2.1. Détermination du spectre de calcul :**

Le spectre de calcul utilisé est celui du RPA99 v2003 défini par les paramètres suivants :

1) zone sismique :

Wilaya d'Alger  $\Rightarrow$  zone sismique III

2) Groupe d'usage :

habitation RDC +3  $\Rightarrow$  Groupe d'usage 2

3) Coefficient de comportement de la structure R : (tableau 4.3- **RPA99 V03**)

La structure initiale est une structure en béton armé, constitué de portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide  $\Rightarrow$  R=3,5

4) Pourcentage d'amortissement critique  $\xi$  : (tableau 4.2)

Portique en béton armé, remplissage dense  $\xi = 7\%$ ,

5) facteur de qualité Q : (tableau 4.4 -**RPA99 V03**)

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

01. Conditions minimales sur les files de contreventement : critère N/observé
02. Redondance en plan : critère observé
03. Régularité en plan : critère observé
04. Régularité en élévation : critère observé
04. Contrôle de la qualité des matériaux : critère N/observé

05. Contrôle de la qualité de l'exécution : critère N/observé

$$Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,35 \Rightarrow Q = 1,20$$

6) Catégorie du site (tableau 3.2-RPA99 V03) :

Site meuble  $\Rightarrow S_2$

### III.2-2-2 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.

a) Détermination de l'effort tranchant à la base de la structure:

A partir du fichier output (SAP2000) on obtient les résultats suivants :

$$\begin{cases} V_{tx} = 1087,24 \text{ kN} \\ V_{ty} = 1053,45 \text{ Kn} \end{cases}$$

b) Détermination de la force "V" (statique équivalente):

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec:

$$-A = 0,25$$

$$-R = 3,5$$

$$-Q = 1,20$$

-W : poids total de la structure, égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque

niveau (i) :  $W = \sum_{i=1}^n W_i$

$$\text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

♦  $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

♦  $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

♦  $\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés  $\Rightarrow \beta = 0,2$ .

$$-W = G + 0,2 \cdot Q = 9307,28 \text{ kN.}$$

- D Facteur d'amplification dynamique moyen :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_2$  période caractéristique, associée à la catégorie du site :

$$T_2(S)=0,4 s$$

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

La valeur de la période fondamentale  $T$  de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques utilisées sont les suivantes :

$$\Rightarrow T = C_T h_N^{3/4}$$

-  $h_N$ : 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 et du type de remplissage, donné par le tableau (4.6)

$$\Rightarrow T = 0.09h_N/\sqrt{D}$$

-  $D$  : est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.

Il ya lieu de retenir la plus petite des deux valeurs données respectivement par les deux formules.

Période fondamentale		Bloc A
$h_N$ (m)		12.15
<b>D</b> (m)	<b>Dx</b>	29.15
	<b>Dy</b>	9.25
<b>(s)T = C<sub>T</sub>h<sub>N</sub><sup>3/4</sup></b>		0.325
<b>T = 0.09h<sub>N</sub>/√D</b> (s)	<b>Tx</b>	0.20
	<b>Ty</b>	0.36
<b>Tmin</b> (s)	<b>Tx</b>	0.20
	<b>Ty</b>	0.36

Tableau(III.2) : valeurs des périodes fondamentales estimées par les formules empiriques.



On a:

$$\begin{aligned} \xi &= 7\%, & \eta &= 0,882 > 0,7 \\ T_x &= 0,26s \\ T_y &= 0,47s \end{aligned}$$

$$\left\{ \begin{aligned} 0 < T_x < T_2 = 0,5s \\ 0 < T_y < T_2 = 0,5s \end{aligned} \right.$$

Donc  $D_x = 3,14$

$D_y = 2,11$

La force statique équivalente est égale à:

$$V_x = 2504,99 \text{ kN.}$$

$$V_y = 1683,29 \text{ kN}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{tx} = 1087,24 \text{ kN} < 0,8V^x = 2004,00 \text{ kN}$$

$$V_{ty} = 1053,45 \text{ kN} < 0,8V^y = 1346,63 \text{ kN}$$

Selon RPA99 : Si  $V_t < 0,8V$  il faudra augmenter tous les paramètres (déplacements; forces.....) de la réponse calculée par la méthode modale dans le rapport  $0,8V/V_t$ .

Dans notre cas  $V_{tx} < 0,8V$  donc:  $r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,85$

$$r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,28$$

### III.2-2-3 Calcul des déplacements ;

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \dots \dots \dots (4.8)$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots (4.9)$$

Le déplacement admissible

$$\delta_{adm} = H/100 \dots \dots \dots (4.10)$$

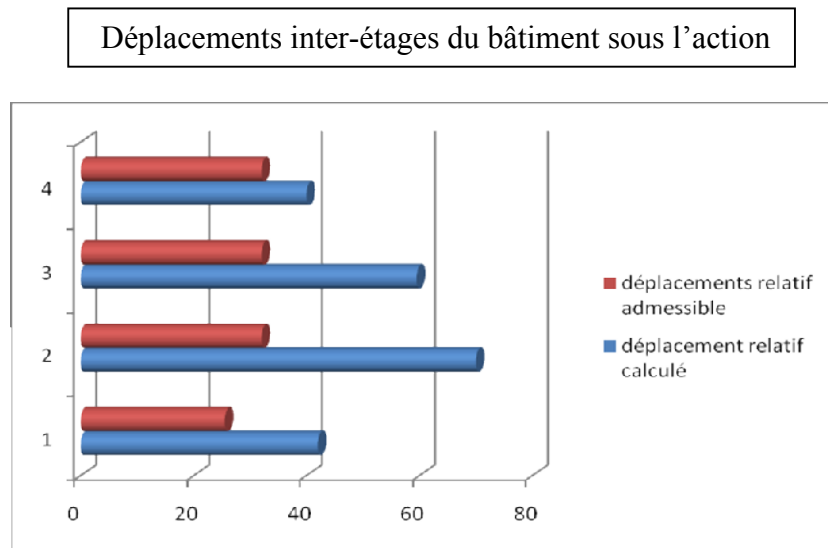
$$H = H_k - H_{k-1} \dots \dots \dots (4.11)$$

Les déplacements seront calculés suivant la combinaison la plus défavorable.

**III.2-2-4 Combinaisons d’actions :**

Action : EY								
Niveau	$\delta_{ekx}(mm)$	$\delta_{eky}(mm)$	$\delta_{kx}(mm)$	$\delta_{ky}(mm)$	$\Delta_x(mm)$	$\Delta_y$ (mm)	$\delta_{adm}$ (mm)	observation
0	0	0	0	0	0	42	25.5	NV
2.55	0	12	0	42				
5.75	0	32	0	112	0	70	32	NV
					0	59.5	32	NV
8.95	0	49	0	171.5	0	40	32	NV
					0	40	32	NV
12.15	0	60.4	0	211.4				

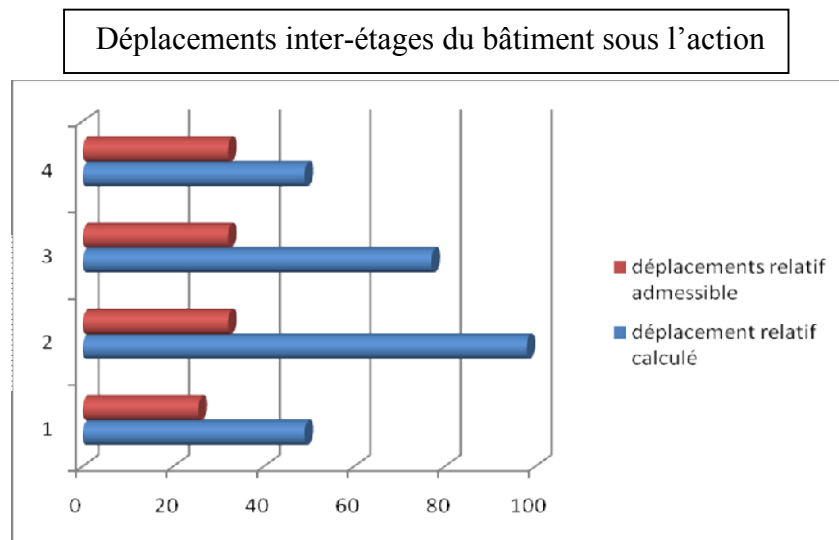
Tableau(III.3) : Déplacements inter-étages du bâtiment sous l’action EY.



Graphe (III.1) : Déplacements inter-étages du bâtiment sous l’action EY.

Action : EX								
Niveau	$\delta_{ekx}(mm)$	$\delta_{eky}(mm)$	$\delta_{kx}(mm)$	$\delta_{ky}(mm)$	$\Delta_x(mm)$	$\Delta_y$ (mm)	$\delta_{adm}$ (mm)	Observation
0	0	0	0	0	49	0	25.5	NV
2.55	14	0	49	0				
5.75	42	0	147	0	98	0	32	NV
					77	0	32	NV
8.95	64	0	224	0	49	0	32	NV
12.15	78	0	273	0				

Tableau(III.3) : Déplacements inter-étages du bâtiment sous l'action EX.



Graphe (III.2) : Déplacements inter-étages du bâtiment sous l'action EX.

• **Constatations :**

les tableaux et graphe précédents montrent que les déplacements inter-étages sous les deux actions « Ex,Ey » dépassent les valeurs admissible requises par le RPA99/V2003.

*CHAPITRE IV*

*ANALYSE STATIQUE  
NON LINEAIRE*

### IV.1. Analyse statique non linéaire (push over) avant renforcement:

Dans le contexte de la réduction du risque sismique il apparaît primordial d'évaluer la vulnérabilité des bâtiments existants en vue de prévoir les possibles conséquences, cela requiert un outil performant qui permet une analyse des structures au delà du domaine élastique.

L'analyse non linéaire a été menée par le logiciel sap2000 version 14 en utilisant la méthode push over basée sur l'une des approches simplifiées suivantes :

- La méthode du spectre de capacité (CSM ; ATC40).
- La méthode des coefficients de déplacement (FEMA356).
- La méthode du déplacement équivalent (Secant method).

Pour cette étude la méthode du spectre de capacité (CSM) sera utilisée.

#### IV.1.1. La méthode du spectre de capacité (CSM) :

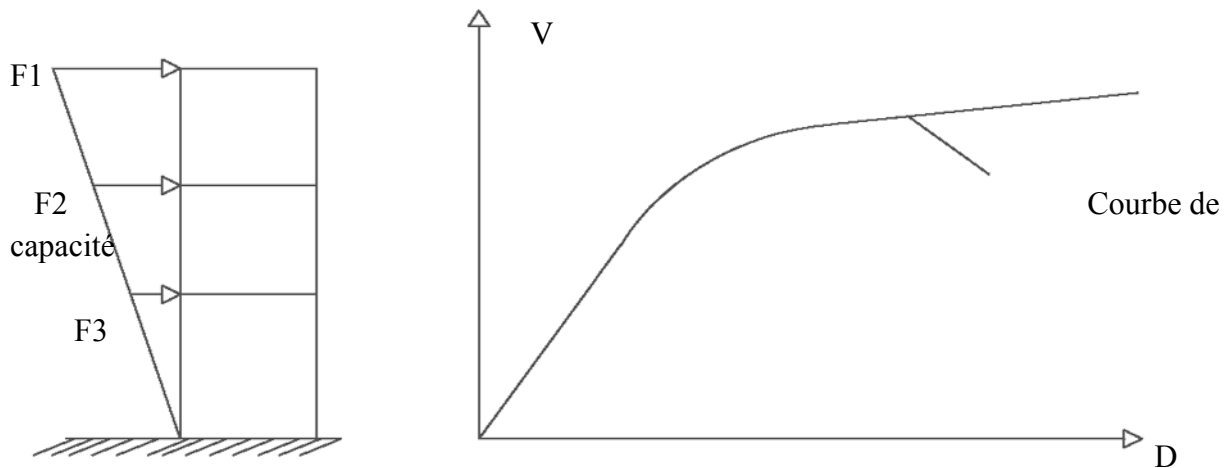
La méthode d'analyse proposée dans l'ATC40 est appelée méthode du spectre de capacité désignée par « capacité-demande ». La méthode du spectre de capacité (capacity spectrum method, CSM) compare la capacité d'une structure à résister aux forces latérales aux demandes des spectres de réponses des séismes dans une présentation graphique, qui permet une évaluation visuelle du comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

L'intérêt de la méthode (CSM) consiste en autres à superposer une courbe représentant la capacité de résistance d'une structure obtenue d'une analyse statique non linéaire (push over) avec une courbe représentative de la sollicitation sismique. L'intersection représente le point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que peut subir la structure et son degré de pénétration dans le domaine plastique [15].

##### IV.1.1.1. Courbe de capacité :

La courbe de capacité représente la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure. Elle est obtenue par une analyse statique non-linéaire NSP (push over) qui devient un moyen simple et rapide pour l'évaluation des performances sismiques des structures existantes ou nouvelles.

Si l'ouvrage avait un comportement élastique linéaire infini, la courbe de capacité serait une droite dont la pente serait égale à la rigidité globale de l'ouvrage. Compte tenu du comportement non linéaire de la structure, la courbe de capacité se présente comme une succession de droites de pente décroissante reflétant la dégradation progressive de la rigidité de l'ouvrage aux différents incréments de chargement [4].



Fig(IV.1) : Courbe de capacité.

La méthode du spectre de capacité (CSM) exige la conversion de la courbe de capacité (effort tranchant V - déplacement D) en un spectre de capacité (accélération Sa-déplacement Sd) (format ADRS) en utilisant les formules suivantes [16] :

$$PF1 = \left[ \frac{\sum \phi_i / m_i}{\sum \phi_i^2 / m_i} \right] \quad (IV.1)$$

$$\alpha 1 = \frac{[\sum \phi_i / m_i]^2}{[\sum m_i / \omega_i^2][\sum m_i / \omega_i^2]} \quad (IV.2)$$

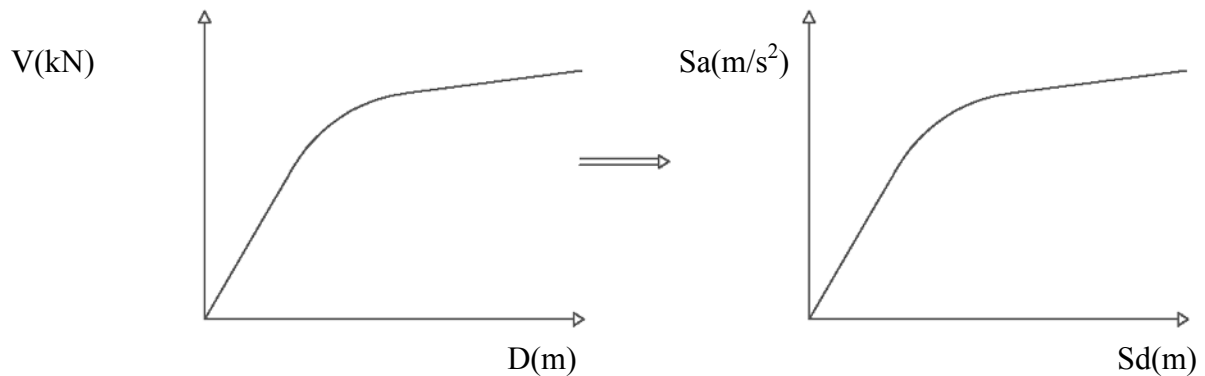
$$S = \frac{V}{\alpha} \quad (IV.3)$$

$$S = \frac{\Delta_{roof}}{\phi_i} \quad (IV.4)$$

Avec :

- 1 : facteur de participation modale pour le premier mode.
- $\alpha 1$  : coefficient de la masse modale pour le premier mode.
- $m_i$  : la masse assignée au niveau i.
- $\phi_i$  : amplitude au niveau i du premier mode.
- $n$  : niveau , le niveau qui est le plus élevé dans la partie principale de la structure.
- $\omega_i$  : le poids propre plus les charges d'exploitation de la structure.
- $\Delta_{roof}$  : déplacement au sommet.
- $S_a$  : spectre d'accélération.
- $S_d$  : Spectre de déplacement.

- $\phi$  : amplitude au niveau du sommet du premier mode.
- : Effort tranchant à la base.



Fig(IV.2) : conversion de la courbe de capacité en format ADRS.

**IV.1.1.2. Spectre de demande :**

Le spectre de demande est donné sous forme de spectre de réponse élastique non réduit (R=1), qui sera dans notre cas dérivé :

- Du règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003)
- De l'ATC 40

**• Spectre élastique dérivé de règlement parasismique Algérien RPA99 v 2003 :**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- Q : facteur de qualité

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

- **Spectre élastique dérivé de l'ATC40 :**

Le spectre dérivé de l'ATC40 est défini par les coefficients  $C_A$  et  $C_V$  qui sont tirés respectivement à partir des tableaux (4-7) et (4-8) de l'ATC40.

Ces coefficients dépendent des paramètres suivants :

- Niveau de l'aléa sismique :
  - Niveau sismique de service (Serviceability earthquake(SE)).
  - Séisme de conception (Design earthquake(DE)).
  - Séisme maximum (Maximum earthquake (ME)).
- Catégorie du site ( $S_A, S_B, S_C, S_D, S_E, S_F$ ).
- Zones sismiques (1,2A,2B,3,4)
- Proximité du site à la source sismique.

#### IV.1.1.3. Point de performance :

Le point de performance est défini dans la méthode CSM par l'intersection de la courbe de capacité représentant la résistance de la structure avec le spectre de demande représentant la sollicitation sismique.

Le point de performance permet d'évaluer le déplacement maximal que peut subir la structure et son degré de pénétration dans le domaine plastique.

Dans l'ATC40 [16], on distingue trois procédures différentes pour estimer la déformation due au tremblement de terre et trouver le point de performance. Toutes ces méthodes sont basées sur le même principe, mais elles sont différentes dans l'exécution. Les procédures A et B sont analytiques et sont favorables à la programmation, tandis que la procédure C est graphique et plus adaptée à l'analyse manuelle.

La procédure A est recommandée dans notre cas, car elle demande de l'utilisateur des applications simples et directes.

La procédure A de la méthode CSM se compose des étapes suivantes [16]:

1. Développer le spectre de réponse élastique avec 5% d'amortissement approprié au site.
2. Transformer la courbe de capacité en spectre de capacité (ADRS) en utilisant les équations (IV.1 ; IV.2 ; IV.3 ; IV.4).
3. Trouver le point d'intersection de la demande spectrale à 5% d'amortissement avec la tangente à l'origine de la courbe de capacité correspondant au déplacement spectral



(Sd1) et la projection verticale de ce point fictif sur la courbe de capacité donnera le 1<sup>er</sup> point de performance A de coordonnées (Sdp1 ; Sap1).

4. Développer une représentation bilinéaire a partir du point A telle que l'aire sous le spectre de capacité soit la même que celle sous la courbe bilinéaire. Cette représentation permet de définir les limites élastiques (Say ) et (Sdy).
5. Calculer l'amortissement effectif obtenu par l'équation **(IV.5)** :

$$\xi_{\text{eff}} = 5 + 63.7 K \left( \frac{S_{ay}}{S_{dy}} \right), \text{ exprimé en (\%)} \quad \text{(IV.5)}$$

Avec :

- K : coefficient de capacité de dissipation d'énergie.
- Say : limite élastique en accélération.
- Sdy : limite élastique en déplacement.

6. Calculer les coefficients de réduction spectraux  $S_{RA}$  et  $S_{RV}$  **(IV.6)**, **(IV.7)**.

$$S_{RA} = \frac{(\xi)}{\dots} \quad \text{(IV.6)}$$

$$S_{RV} = \frac{(\xi)}{\dots} \quad \text{(IV.7)}$$

Les valeurs minimales de  $S_{RA}$  et  $S_{RV}$  sont données comme suit [16] :

$$\begin{aligned} S_{RA} &= 0.44 \\ S_{RV} &= 0.56 \quad \text{(tableau 8.2 ATC40)} \end{aligned}$$

7. Réduire le spectre de la demande sismique à 5% d'amortissement par les coefficients de réduction spectraux  $S_{RA}$  ,  $S_{RV}$  . l'intersection du spectre réduit avec le spectre de capacité, définit le deuxième point de performance B (Sdp2 ;Sap2 ).
8. Cette étape consiste à comparer le deuxième point de performance en terme de déplacement au premier point avec une tolérance de 5% (si  $0.95 S_{dp1} \leq S_{dp2} \leq 1.05 S_{dp1}$  le point de performance sera le point B sinon un autre point C (Sdp3 ; Sap3) sera choisi et le processus relancé jusqu'à la satisfaction de la condition.

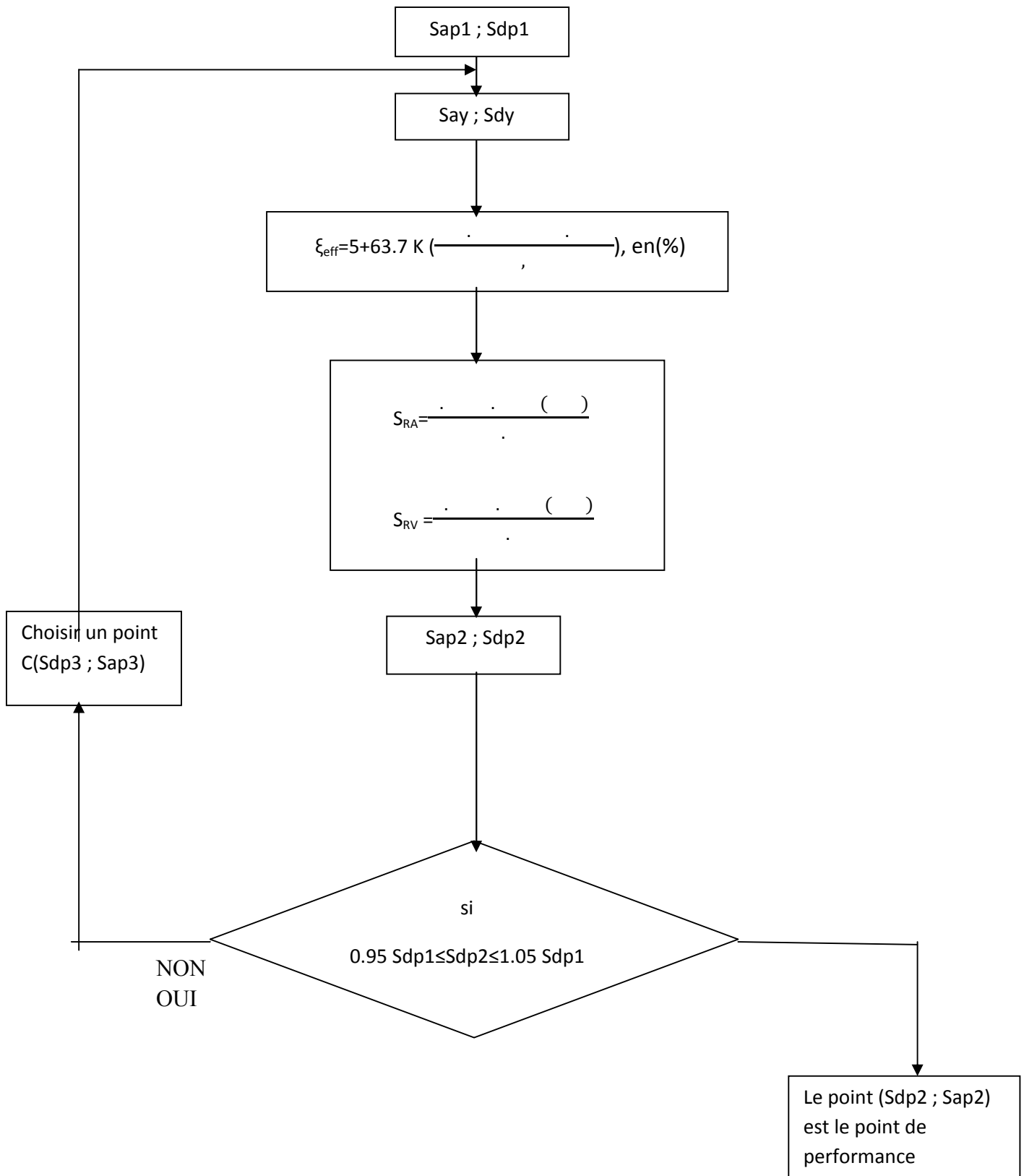


FIG (IV.3) : Organigramme de calcul du point de performance par la procédure A

#### IV.4.2. Application de la méthode push over :

##### IV.1.2.1. Principe :

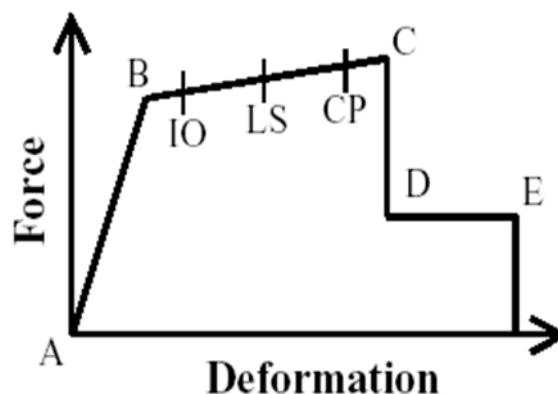
L'analyse en poussée progressive (push over) est une analyse statique non linéaire conduite sous charges gravitaires constantes et sous des forces horizontales qui croissent de façon monotone jusqu'au niveau ultime correspondant à la ruine de la structure.

La méthode push over est basée sur la courbe de capacité sismique qui est, essentiellement comparée à la demande sous la forme d'une réponse spectrale. Cette méthode qui est une analyse pseudo-statique non linéaire permet de définir le point de performance de la structure.

##### IV.1.2.2 Définition des rotules plastiques (hinges) :

Zones d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper l'énergie sous sollicitations alternées. Au delà d'un seuil de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.

le comportement non linéaire d'un élément structural (poteau, poutre) est représenté par la courbe ci-dessous, cette courbe exprime le comportement par le développement des rotules plastiques des éléments.



Fig(IV.4) : loi de comportement non linéaire.

Dans cette courbe :

- **Point A** est l'origine (état déchargé).
- **Point B** représente la limite d'élasticité.
- **Point C** représente la capacité ultime.
- **Point D** représente résistance résiduelle.
- **Point E** représente la rupture totale.

Le domaine plastique est divisé en trois niveaux :

- **IO** (immédiate occupancy) : plastification modéré.
- **LS** (life safety): plastification moyenne.
- **CP** (collapse prévention) : plastification importante.

Les propriétés de la rotule (Hinge) pour chacun des six (06) degrés de liberté sont non-couplées les uns aux autres ; cependant le logiciel SAP 2000 prend en charge la rotule P-M-M (rotule couplée).

Les degrés de liberté non spécifiées se comportent élastiquement.

Dans notre cas, pour la structure initiale et pour la structure finale confortée, on a introduit des rotules P-M-M aux extrémités des poteaux, et des rotules M3 aux extrémités des poutres.

**N.B** : Le comportement des rotules est défini par défaut à partir des tableaux (6-7) et (6-8) du FEMA 356. [17]

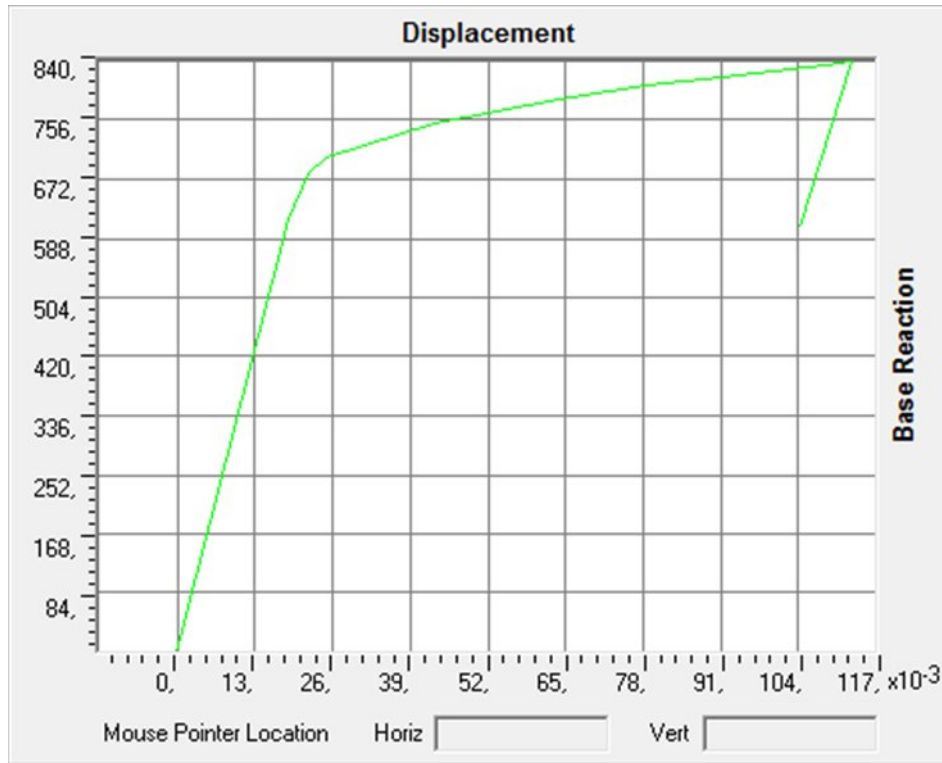
#### **IV.1.3. Résultats de l'analyse push over :**

- **Analyse push over dans le sens X-X :**

L'analyse pseudo statique « Push over » était conduite pour un déplacement cible de 15 cm au sommet de la structure initiale.

##### **Courbe de capacité :**

L'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet est donnée par la courbe suivante :



Fig(IV.5) : courbe de capacité (sens x-x)

**Propagation des rotules :**

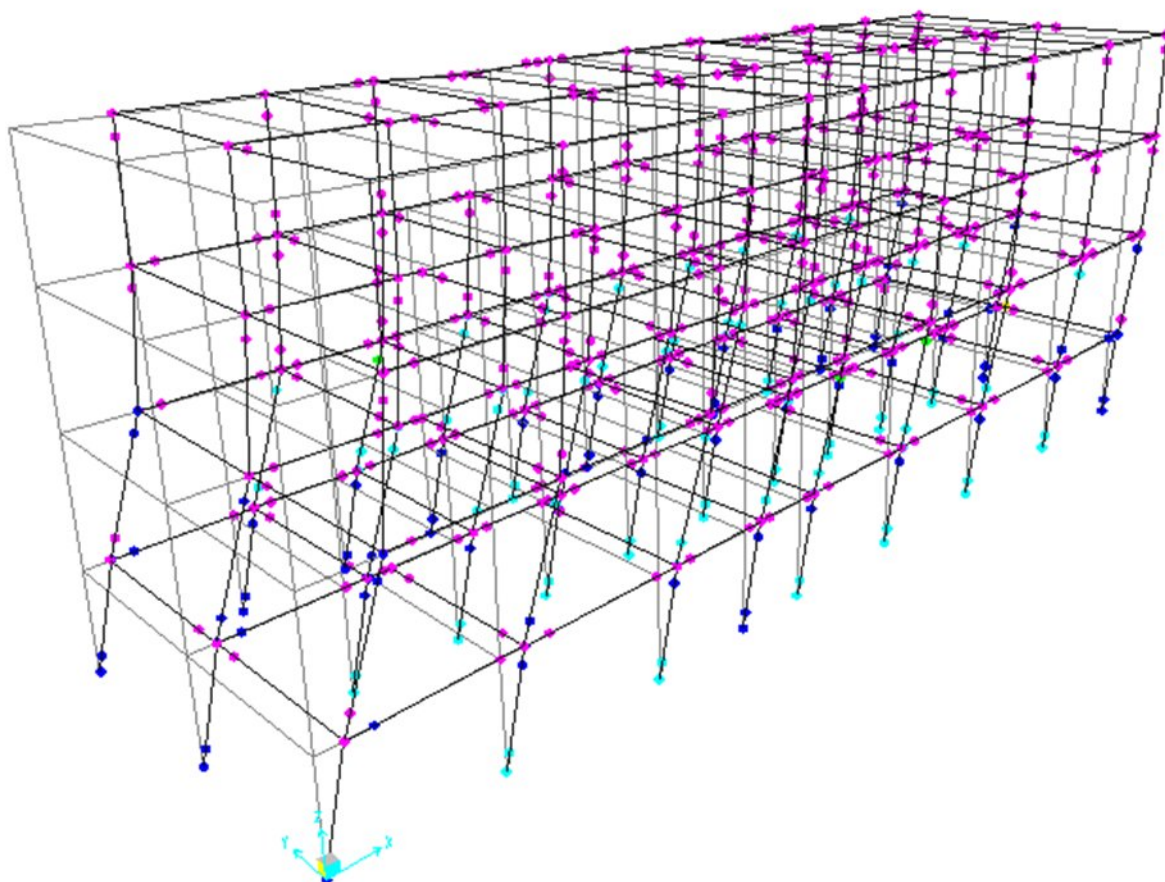
La propagation des rotules plastiques est représentée dans le tableau (IV.1), et la figure(IV.6) schématise la formation des rotules pour un déplacement de 15.00 cm.

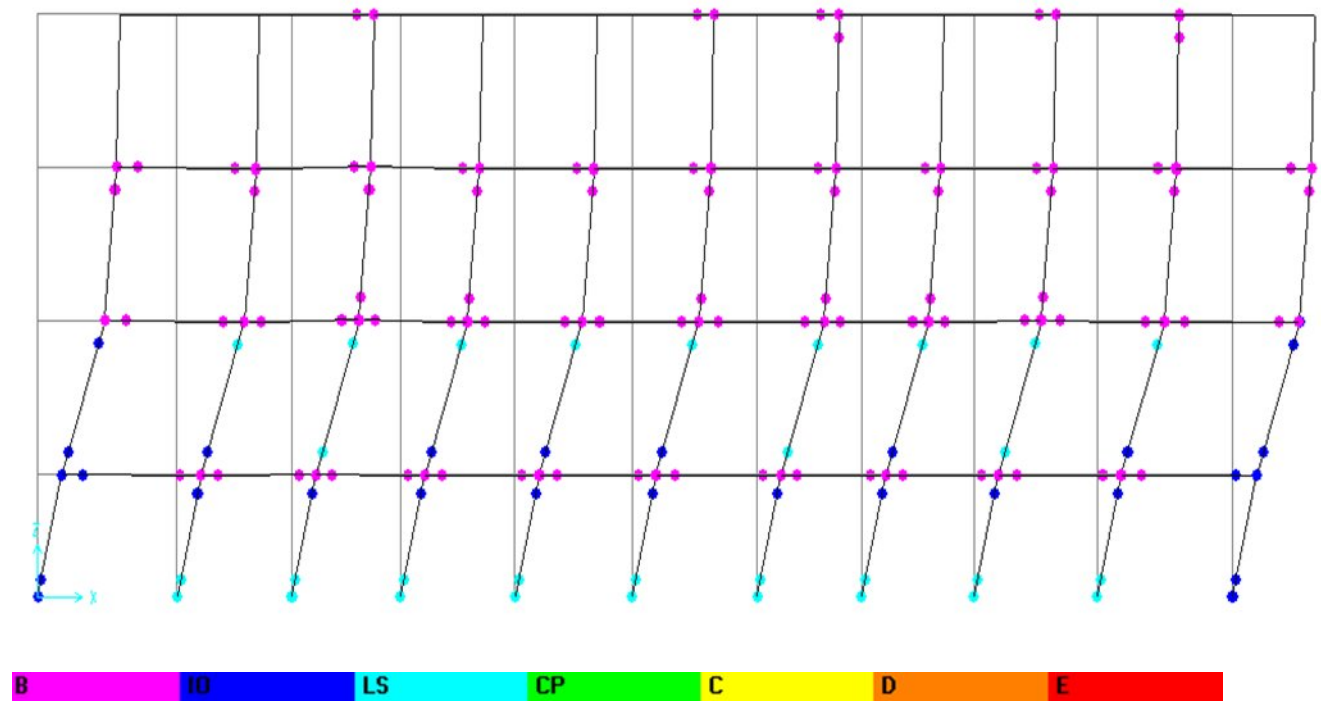
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000102	0,000	529	103	0	0	0	0	0	0	632
1	0,000098	6 573	528	104	0	0	0	0	0	0	632
2	0,001741	60 584	526	106	0	0	0	0	0	0	632
3	0,003341	113 095	526	106	0	0	0	0	0	0	632
4	0,005558	185 860	525	107	0	0	0	0	0	0	632
5	0,007171	238 666	521	111	0	0	0	0	0	0	632
6	0,008824	292 066	513	119	0	0	0	0	0	0	632
7	0,010516	345 098	508	124	0	0	0	0	0	0	632
8	0,012292	398 808	495	137	0	0	0	0	0	0	632
9	0,014165	451 725	485	147	0	0	0	0	0	0	632
10	0,016000	498 916	465	167	0	0	0	0	0	0	632
11	0,017628	536 298	446	186	0	0	0	0	0	0	632
12	0,019420	573 337	430	202	0	0	0	0	0	0	632
13	0,021065	602 732	406	226	0	0	0	0	0	0	632
14	0,022738	626 153	373	259	0	0	0	0	0	0	632

15	0,024574	643 981	353	279	0	0	0	0	0	0	632
16	0,026738	657 855	329	303	0	0	0	0	0	0	632
17	0,028379	666 314	326	306	0	0	0	0	0	0	632
18	0,030227	674 969	312	320	0	0	0	0	0	0	632
19	0,032093	682 868	303	329	0	0	0	0	0	0	632
20	0,034534	690 981	290	342	0	0	0	0	0	0	632
21	0,036134	695 878	284	348	0	0	0	0	0	0	632
22	0,038575	702 646	274	358	0	0	0	0	0	0	632
23	0,040175	706 654	266	366	0	0	0	0	0	0	632
24	0,041775	710 505	262	370	0	0	0	0	0	0	632
25	0,044638	716 695	260	372	0	0	0	0	0	0	632
26	0,046238	720 006	257	372	3	0	0	0	0	0	632
27	0,047838	723 182	254	369	9	0	0	0	0	0	632
28	0,050371	728 042	250	365	17	0	0	0	0	0	632
29	0,051971	730 986	245	354	33	0	0	0	0	0	632
30	0,053571	733 757	242	345	45	0	0	0	0	0	632
31	0,055812	737 517	239	339	54	0	0	0	0	0	632
32	0,057412	739 941	238	337	57	0	0	0	0	0	632
33	0,059012	742 377	237	330	65	0	0	0	0	0	632
34	0,061966	746 620	235	326	71	0	0	0	0	0	632
35	0,063566	748 798	235	325	72	0	0	0	0	0	632
36	0,065348	751 187	232	327	73	0	0	0	0	0	632
37	0,066948	753 058	231	324	77	0	0	0	0	0	632
38	0,068548	755 090	229	324	79	0	0	0	0	0	632
39	0,070148	757 149	227	321	84	0	0	0	0	0	632
40	0,071748	759 123	226	317	89	0	0	0	0	0	632
41	0,073348	760 921	224	317	91	0	0	0	0	0	632
42	0,074948	762 768	223	311	98	0	0	0	0	0	632
43	0,076548	764 576	223	311	98	0	0	0	0	0	632
44	0,078148	766 484	222	311	99	0	0	0	0	0	632
45	0,079748	768 289	220	312	100	0	0	0	0	0	632
46	0,081348	770 025	217	314	101	0	0	0	0	0	632
47	0,082948	771 823	216	313	103	0	0	0	0	0	632
48	0,084548	773 529	213	315	104	0	0	0	0	0	632
49	0,086148	775 288	213	315	104	0	0	0	0	0	632
50	0,087748	776 795	213	314	105	0	0	0	0	0	632
51	0,089348	778 368	212	314	106	0	0	0	0	0	632
52	0,090948	780 010	211	312	109	0	0	0	0	0	632
53	0,092548	781 551	211	309	112	0	0	0	0	0	632
54	0,094148	783 094	210	307	115	0	0	0	0	0	632
55	0,097236	786 113	207	308	117	0	0	0	0	0	632
56	0,098951	787 610	205	310	117	0	0	0	0	0	632
57	0,102074	790 491	205	310	117	0	0	0	0	0	632
58	0,105060	793 165	205	310	117	0	0	0	0	0	632

59	0,106777	794 717	205	309	118	0	0	0	0	0	632
60	0,108377	796 124	204	310	113	5	0	0	0	0	632
61	0,110837	798 153	201	313	107	11	0	0	0	0	632
62	0,112437	799 541	201	313	102	16	0	0	0	0	632
63	0,114202	800 855	200	314	100	18	0	0	0	0	632
64	0,116443	802 576	200	314	96	22	0	0	0	0	632
65	0,119399	804 822	199	315	84	34	0	0	0	0	632
66	0,121309	806 168	199	315	78	40	0	0	0	0	632
67	0,123013	807 432	198	316	75	43	0	0	0	0	632
68	0,124613	808 723	196	317	74	45	0	0	0	0	632
69	0,126213	809 991	196	317	72	47	0	0	0	0	632
70	0,128836	811 946	195	318	69	50	0	0	0	0	632
71	0,130436	813 142	195	318	67	52	0	0	0	0	632
72	0,132969	814 972	195	317	60	56	3	1	0	0	632
73	0,129769	713 115	195	317	60	56	3	1	0	0	632

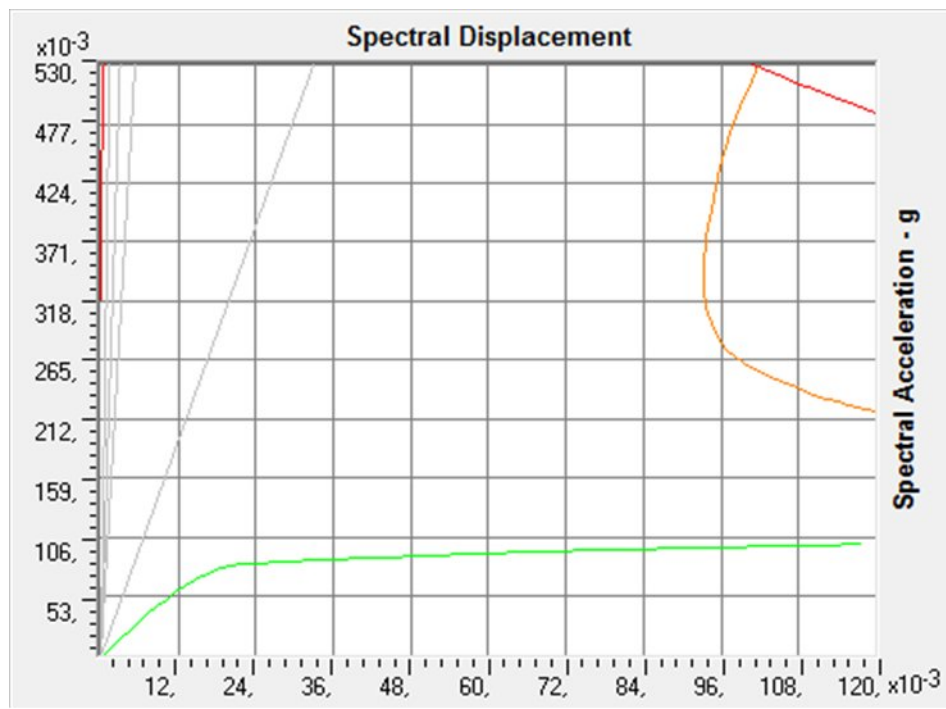
**Tableau (IV.1) :** propagation des rotules (sens x).





Fig(IV.6) : Localisation des rotules pour un déplacement de 15.00cm.

Point de performance :



Fig(IV.7) : point de performance sens x (spectre RPA).

Constatations :



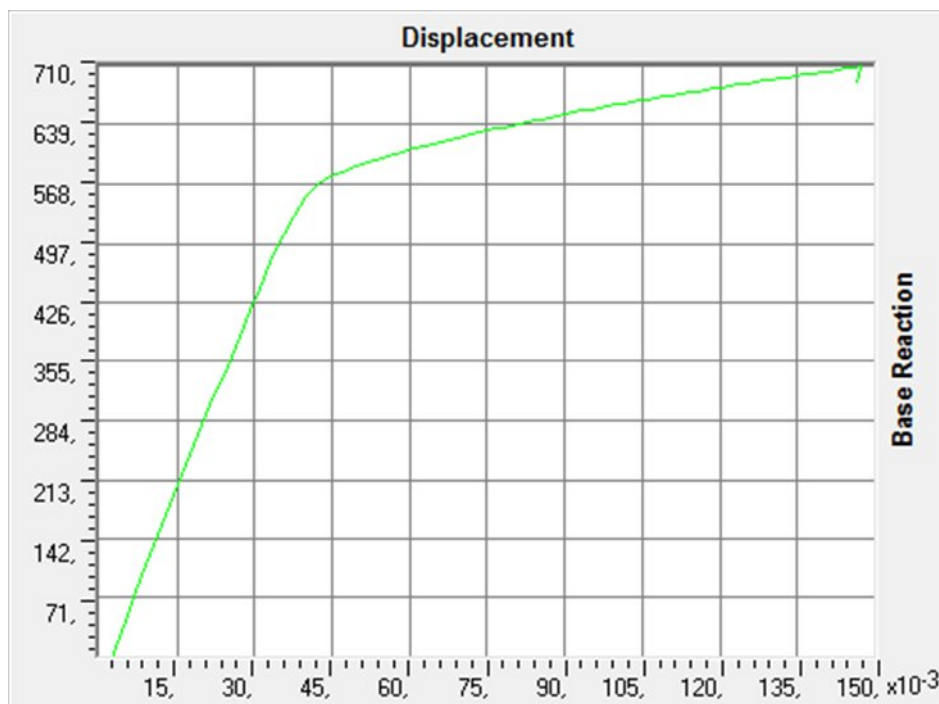
- pour un déplacement de 13 cm au sommet, la structure développe une résistance maximale de 713.11KN.
- pour un déplacement de 13 cm (03) poteaux développent des rotules de plasticité très importante (domaine C-D), cet état est proche de la ruine de l'élément.
- La demande sismique est plus importante que la capacité de la structure d'où l'inexistence d'un point de performance.

- **Analyse push over dans le sens Y-Y:**

L'analyse pseudo statique « Push over » était conduite pour un déplacement cible de 15 cm au sommet de la structure initiale.

**Courbe de capacité :**

L'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet est donnée par la courbe suivante :



**Fig(IV.6) :** courbe de capacité (sens y-y)

**Propagation des rotules :**

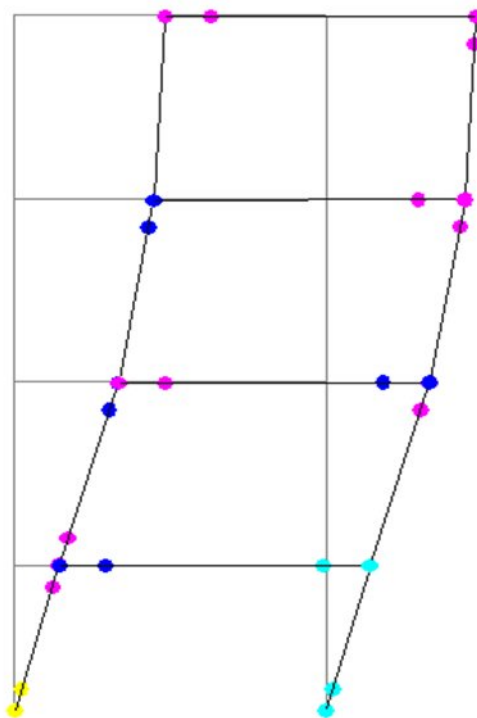
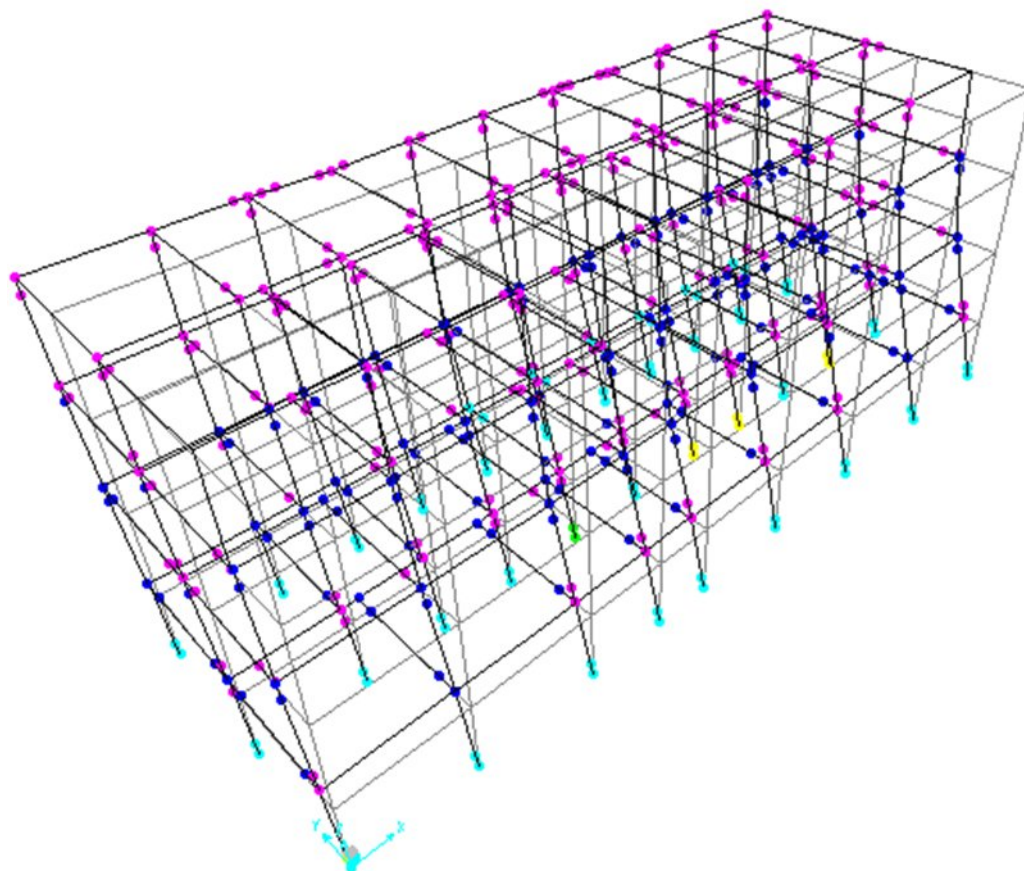
La propagation des rotules plastiques est représentée dans le tableau (IV.1), et la figure(IV.6) schématise la formation des rotules pour un déplacement de 15.00cm.

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	0,002622	0,000	529	103	0	0	0	0	0	0	632
1	0,002833	4 210	526	106	0	0	0	0	0	0	632
2	0,005426	51 440	520	112	0	0	0	0	0	0	632
3	0,007026	80 169	520	112	0	0	0	0	0	0	632
4	0,008747	109 778	513	119	0	0	0	0	0	0	632
5	0,011078	145 989	509	123	0	0	0	0	0	0	632
6	0,012678	170 178	508	124	0	0	0	0	0	0	632
7	0,014278	194 175	508	124	0	0	0	0	0	0	632
8	0,015878	218 146	508	124	0	0	0	0	0	0	632
9	0,017478	242 143	508	124	0	0	0	0	0	0	632
10	0,019078	266 128	508	124	0	0	0	0	0	0	632
11	0,020678	290 125	508	124	0	0	0	0	0	0	632
12	0,022278	314 095	507	125	0	0	0	0	0	0	632
13	0,023878	338 097	507	125	0	0	0	0	0	0	632
14	0,025478	362 071	505	127	0	0	0	0	0	0	632
15	0,027078	386 239	503	129	0	0	0	0	0	0	632
16	0,029084	416 049	502	130	0	0	0	0	0	0	632
17	0,030840	442 351	496	136	0	0	0	0	0	0	632
18	0,033886	485 263	489	143	0	0	0	0	0	0	632
19	0,035645	508 314	479	153	0	0	0	0	0	0	632
20	0,037514	530 378	467	165	0	0	0	0	0	0	632
21	0,039925	552 490	456	176	0	0	0	0	0	0	632
22	0,041714	564 981	448	184	0	0	0	0	0	0	632
23	0,043462	573 398	441	191	0	0	0	0	0	0	632
24	0,045630	579 757	434	198	0	0	0	0	0	0	632
25	0,048173	585 899	429	203	0	0	0	0	0	0	632
26	0,049773	589 648	428	204	0	0	0	0	0	0	632
27	0,051956	594 293	423	209	0	0	0	0	0	0	632
28	0,054757	600 029	417	213	2	0	0	0	0	0	632
29	0,057140	604 616	409	215	8	0	0	0	0	0	632
30	0,058740	607 471	407	216	9	0	0	0	0	0	632
31	0,060412	610 328	402	217	13	0	0	0	0	0	632
32	0,063156	614 530	400	211	21	0	0	0	0	0	632
33	0,064756	616 983	399	207	26	0	0	0	0	0	632
34	0,066356	619 477	398	204	30	0	0	0	0	0	632
35	0,067956	621 909	398	202	32	0	0	0	0	0	632
36	0,070356	625 310	396	202	34	0	0	0	0	0	632
37	0,071956	627 467	395	200	37	0	0	0	0	0	632
38	0,073556	629 702	394	198	40	0	0	0	0	0	632
39	0,075156	631 931	394	198	40	0	0	0	0	0	632
40	0,076756	634 216	394	197	41	0	0	0	0	0	632

41	0,078356	636 430	392	199	41	0	0	0	0	0	632
42	0,079956	638 656	390	201	41	0	0	0	0	0	632
43	0,081556	640 863	388	203	41	0	0	0	0	0	632
44	0,083956	643 964	386	203	43	0	0	0	0	0	632
45	0,085556	645 965	385	200	47	0	0	0	0	0	632
46	0,087156	647 987	384	197	51	0	0	0	0	0	632
47	0,088756	649 955	383	196	53	0	0	0	0	0	632
48	0,090356	651 934	383	193	56	0	0	0	0	0	632
49	0,091956	653 923	383	192	57	0	0	0	0	0	632
50	0,093556	655 969	382	193	57	0	0	0	0	0	632
51	0,095156	657 926	381	194	57	0	0	0	0	0	632
52	0,096756	659 862	379	194	59	0	0	0	0	0	632
53	0,098356	661 684	377	196	59	0	0	0	0	0	632
54	0,099956	663 334	376	196	60	0	0	0	0	0	632
55	0,101556	665 003	373	196	63	0	0	0	0	0	632
56	0,104565	668 097	370	199	63	0	0	0	0	0	632
57	0,106165	669 738	370	195	67	0	0	0	0	0	632
58	0,107765	671 359	370	192	70	0	0	0	0	0	632
59	0,109365	672 970	368	194	70	0	0	0	0	0	632
60	0,110965	674 634	367	194	71	0	0	0	0	0	632
61	0,112565	676 356	366	189	77	0	0	0	0	0	632
62	0,114165	678 052	363	190	79	0	0	0	0	0	632
63	0,115765	679 814	363	189	80	0	0	0	0	0	632
64	0,117365	681 493	363	183	86	0	0	0	0	0	632
65	0,118965	683 096	362	180	90	0	0	0	0	0	632
66	0,120565	684 724	362	175	94	1	0	0	0	0	632
67	0,122165	686 262	362	167	101	2	0	0	0	0	632
68	0,123765	687 776	362	163	104	3	0	0	0	0	632
69	0,125365	689 310	362	158	106	6	0	0	0	0	632
70	0,126965	690 819	360	158	105	9	0	0	0	0	632
71	0,128565	692 294	358	159	106	9	0	0	0	0	632
72	0,130165	693 761	357	157	109	9	0	0	0	0	632
73	0,131765	695 236	356	156	109	11	0	0	0	0	632
74	0,133365	696 695	355	155	109	13	0	0	0	0	632
75	0,134965	698 153	355	153	107	17	0	0	0	0	632
76	0,136565	699 638	354	152	107	19	0	0	0	0	632
77	0,138165	701 075	353	152	105	22	0	0	0	0	632
78	0,139765	702 498	351	153	102	26	0	0	0	0	632
79	0,141365	703 971	350	153	101	28	0	0	0	0	632
80	0,142965	705 381	349	153	99	30	1	0	0	0	632
81	0,144565	706 781	348	154	98	31	1	0	0	0	632
82	0,146165	708 215	347	154	98	31	2	0	0	0	632
83	0,147452	709 329	347	154	94	33	1	3	0	0	632

84	0,146652	687 585	347	154	94	33	1	3	0	0	632
----	----------	---------	-----	-----	----	----	---	---	---	---	-----

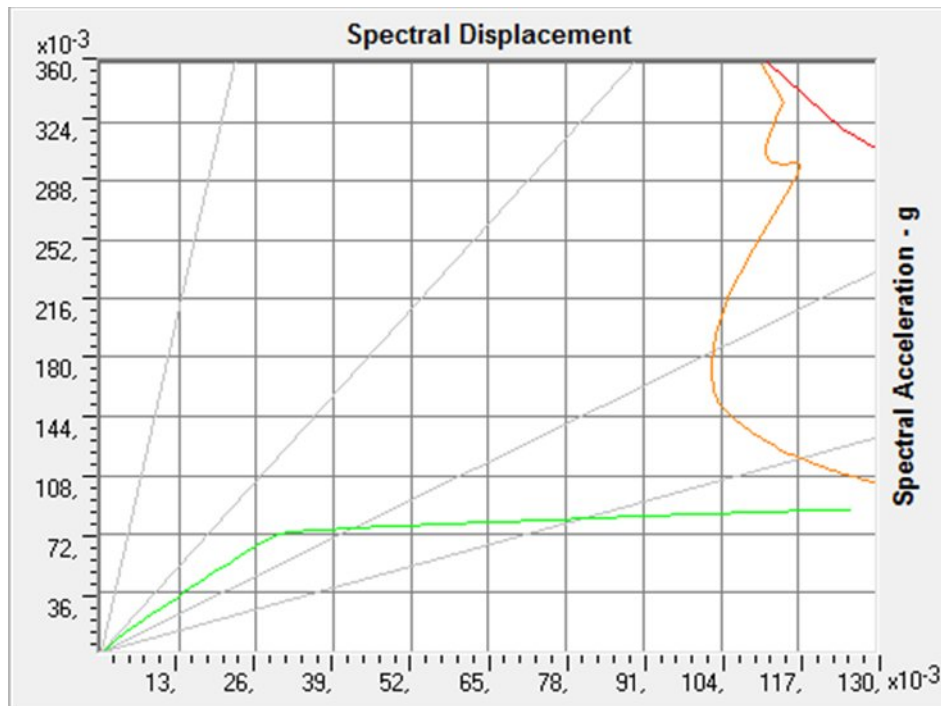
Tableau (IV.2) : propagation des rotules (sens Y).





Fig(IV.7) : Localisation des rotules pour un déplacement de 15.00cm.

Point de performance :



Fig(IV.8) : point de performance sens x (spectre RPA).

Constatations :

- pour un déplacement de 14.66cm au sommet, la structure développe une résistance maximale de 687.58KN.
- pour un déplacement de 14.66 cm (03) poteaux développent des rotules de plasticité très importante (domaine C-D), cet état est proche de la ruine de l'élément.
- La demande sismique est plus importante que la capacité de la structure d'où l'inexistence d'un point de performance.

Conclusion:

Les résultats de l'analyse "Pushover" a mis en évidence que la résistance développée par la structure à son état initial est largement insuffisante par rapport à la demande sismique d'où l'absence de points de performance. En conséquence, à partir de ces résultats la structure initiale nécessite un renforcement.

## IV.2. Etude de la structure renforcée :

### IV.2.1. Introduction :

Les résultats de l'analyse de la structure existante montre que cette dernière présente des insuffisances en résistance et rigidité. En tenant compte des conditions architecturales ainsi que les possibilités de renforcement qui s'offrent dans ce cas, il a été conclu qu'un renforcement par un chemisage des poteaux et l'ajout de quelques voiles représente une solution optimale.

### IV.2.2 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont les éléments satisfaisant la condition suivante :  $l \geq 4a$ .

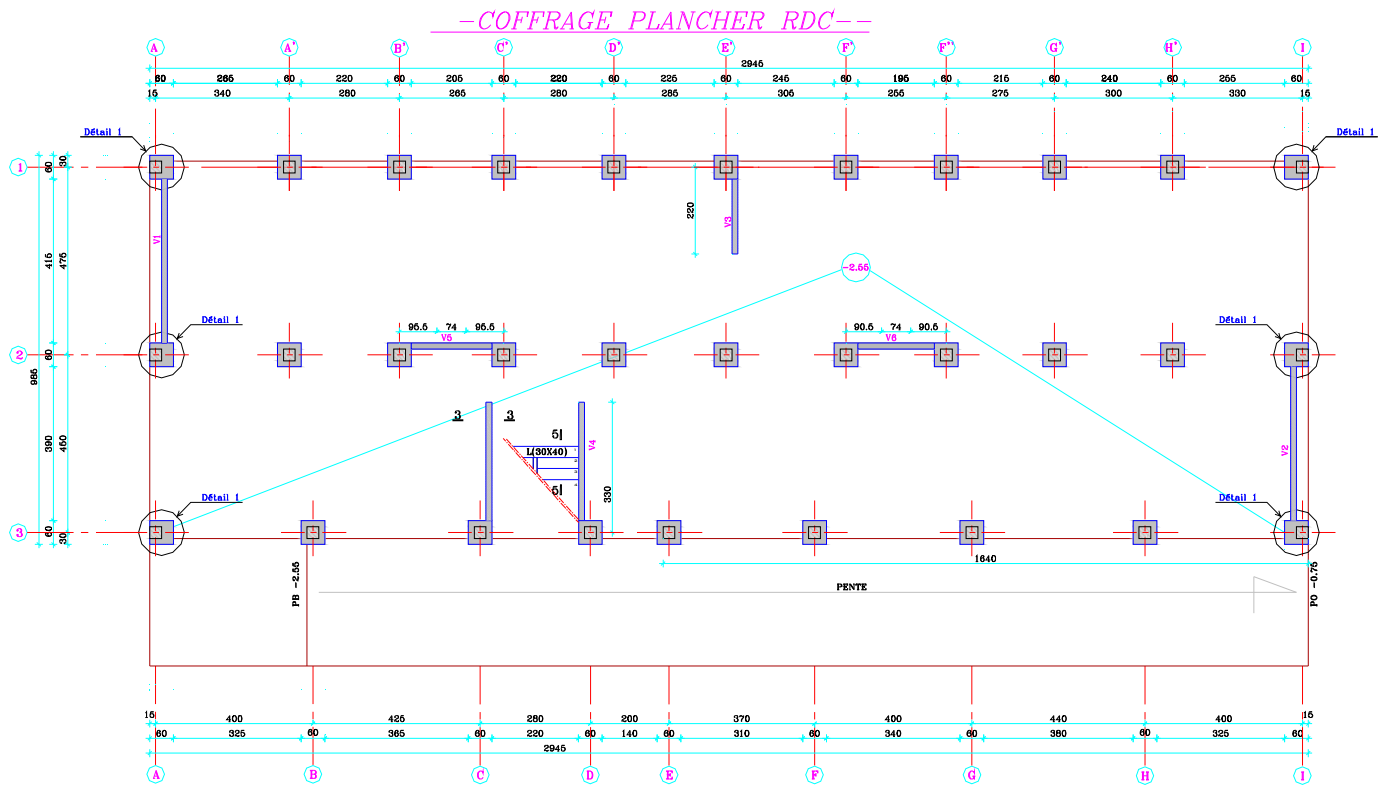
L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, elle doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités.

**Tableau (IV.1) :** pré dimensionnement des voiles.

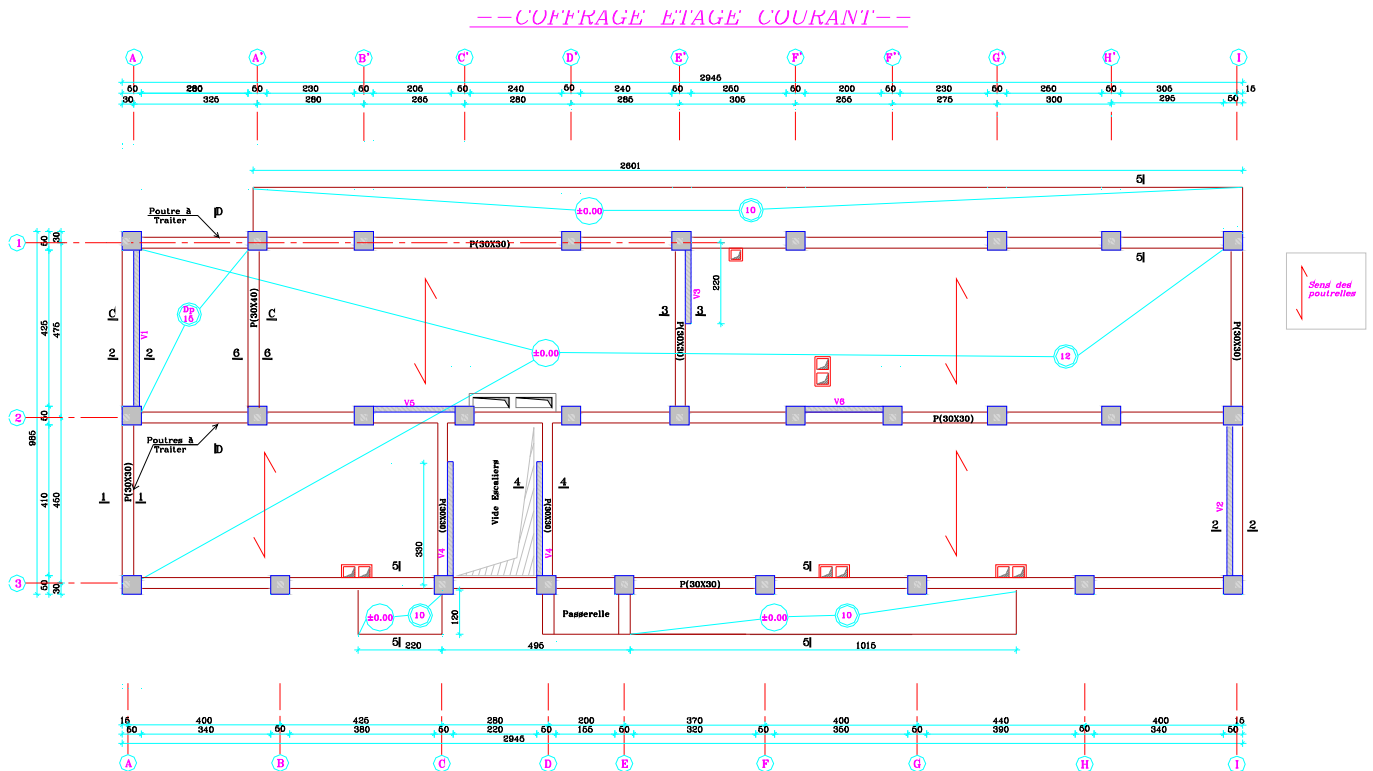
Bloc	$h_e(m)$	$a(cm)$		$a_{min} (cm)$	le choix
A	3.20	$h_e/22$	14.54	15	15

Le chemisage des poteaux aurait suffi pour le renforcement de notre structure néanmoins le règlement en vigueur l'RPA 99 rev 2003 stipule des voiles pour une structure a cette hauteur en zone sismique III, et c'est pour cette raison qu'on opte pour des voile de faible épaisseur et qui n'est que de 15 cm.

L'introduction des voiles ainsi que le chemisage des poteaux ont été faite en respectant les dispositions architecturales comme le montre les figures (IV.9) et (IV.10) :



Fig(IV.9) : plans RDC du bâtiment



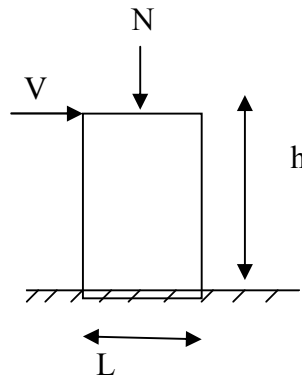
Fig(IV.10) : Etage courant du bâtiment

L'étude de cette solution a débouché sur un effort de cisaillement plus aumoins important au niveau du poteau du rez-de-chaussée à section rectangulaire chemisé (50x50) cm et un moment fléchissant important au niveau des poutres sous bout de voiles, cette dernière est due au fait qu'il y a un changement brusque de rigidité entre les bout de voile comme élément SHELL et les poutres comme éléments FRAME. Ces éléments nécessitent un ferrailage adéquat.

### IV.3. Ferrailage des voiles :

#### IV.3.1. Introduction au ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base. La figure ci-après, montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



#### IV.3.2 INTRODUCTION AU FERRAILAGE DES VOILES

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{V0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_V$ )
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de lame horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.



**IV.3.3. JUSTIFICATION S SOUS SOLLICITATIONS NORMALES**

**a. Conditions d'application:**

- La longueur d du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
  - $a \geq 10\text{cm}$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12\text{cm}$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15\text{cm}$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élanement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r :  $r \geq 3a$

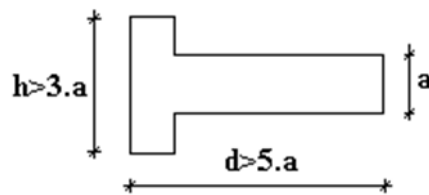


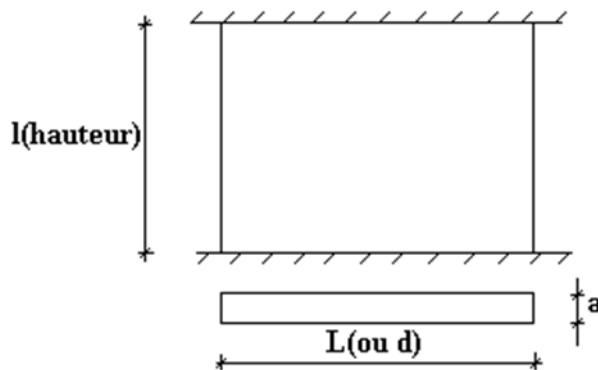
Fig. IV.11 Définition de l'élément

**b. Longueur de flambement:** (murs non raidi latéralement)

Soit :

l: la hauteur libre du mur;

$l_f$ : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur l, en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

**Tableau IV.1 : Valeurs de  $(l_f/l)$**

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85

	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élanement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

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

**c. Effort de compression en ELU :**

Soient :

$l_f$ : longueur de flambement calculée en (b)

$a$ : épaisseur du voile

$d$ : longueur du voile

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$ : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaisons accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ )

$\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaisons accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ )

**Nota:**

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

**Tableau IV.2 : Calcul de  $\sigma_{u\lim}$**

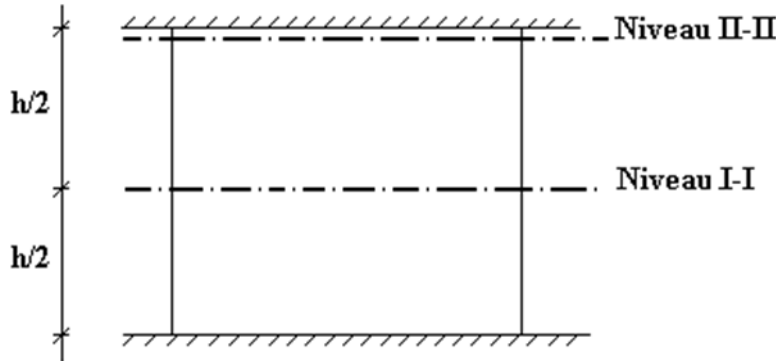
	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
<b>Elancement</b>	$\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<b>Section réduite</b>	$B_r$	$M^2$	$d(a-0,02)$	
<b>Pour <math>\lambda \leq 50</math></b>	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{30} \right)^2}$
<b>Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></b>			$0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$	
<b>Effort limite ELU</b>	$N_{u\lim}$	kN	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
<b>Contraintes limites</b>	$\sigma$	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$

**Remarque:**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$  que nous appellerons  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le

béton est non armé ou armé.

**d. Niveaux de vérification :**



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau I-I à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau II-II sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**e. Aciers minimaux :**

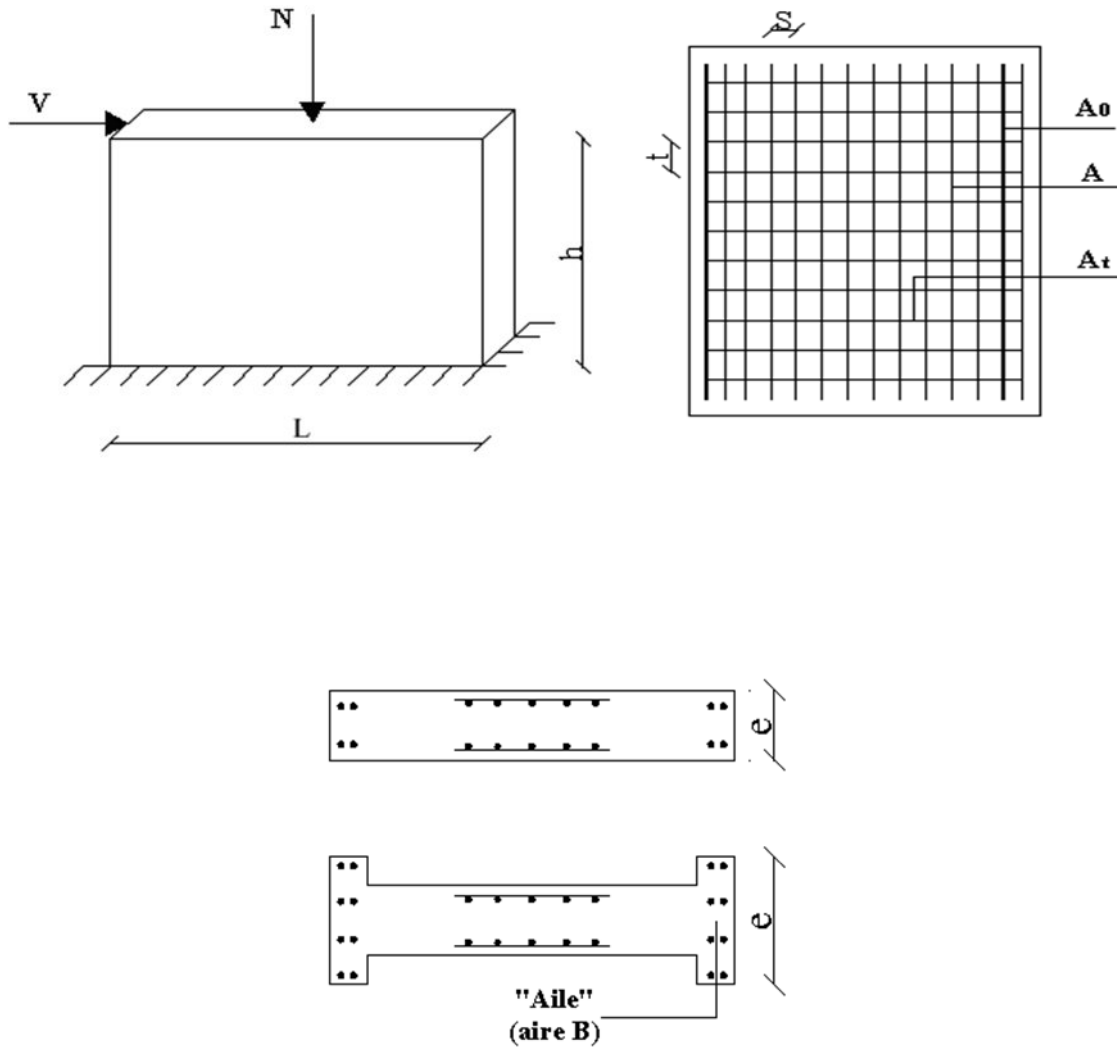
Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

**1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :**

**Tableau IV.3: Aciers verticaux et horizontaux**

	<b>Aciers verticaux</b>	<b>Aciers horizontaux</b>
<b>Espacement maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<b>Acier minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée
<b>Pourcentage minimal</b>	$\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	



Armatures	Aire	Pourcentage
verticales concentrées	$A_0$	$\rho_0=A_0/B$
verticales réparties	$A$	$\rho=A/B$
horizontales réparties	$A_t$	$\rho_t=A_t/B$

**Fig. (IV.12) :** schéma de disposition du ferrailage du voile.

- La section d'armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

## 2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\varnothing_1$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u\text{ lim}}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\varnothing_1$ )

**Tableau IV.4: Aciers transversaux**

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre $\phi_t$
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par $\text{m}^2$ de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

**f. Cisaillement :**

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0,05f_{c28}$  (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$ )

**IV.3.3.PROCEDURE DE FERRAILLAGE DES TRUMEAUX****IV.3.3.1 INTRODUCTION**

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

**IV.3.3.2. MÉTHODE SIMPLIFIÉE BASEE SUR LES CONTRAINTES :  
(CALCUL DES ACIERS VERTICAUX)**

Comme déjà dit, les voiles du bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées ( $\sigma$ ) peuvent être soit des contraintes de compression soit de traction.

**1 - ZONE COMPRIMEE :**

Si  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression

**2 - ZONE TENDUE :**

Si  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne)  $\sigma_m$  vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

- $F_T$  : force de traction.
- $e$  : épaisseur du voile.
- $l_m$  : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier  $A_s$  tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots\dots\dots (1)$$

Où  $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$  est répartie sur  $S$  ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds. Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes. Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

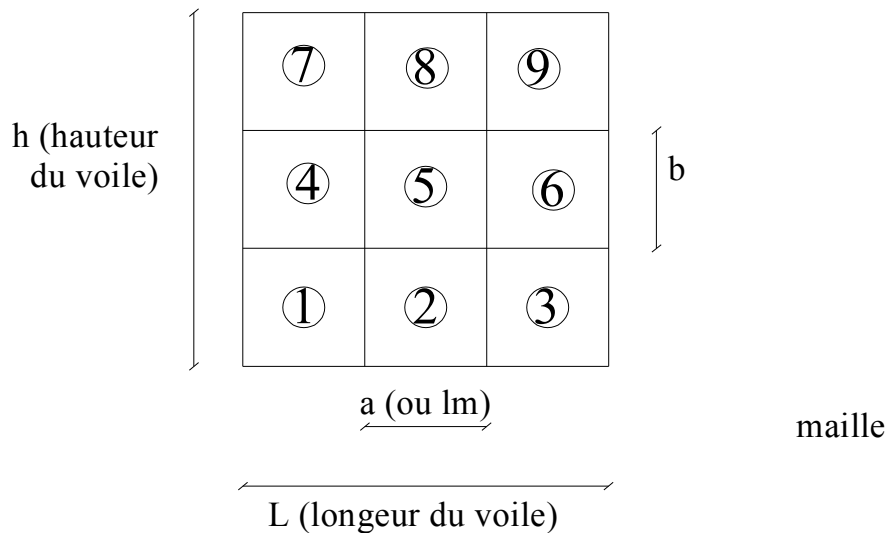


Figure : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

**IV.3.3.3. ACIERS HORIZONTAUX:**

$$A_{hi} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$  est donnée par l'inter face graphique du **SAP 2000**.

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$

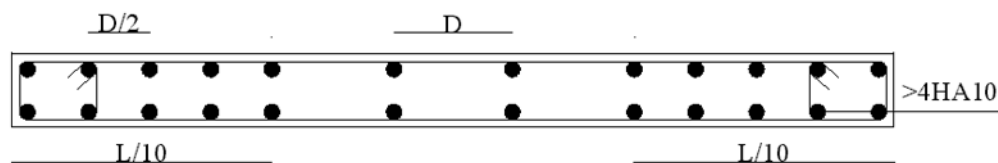
$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max}(A_{h1}, A_{h2})$$

#### IV.3.3.4. PRÉCONISATION DU RÈGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN (RPA99 modifié en 2003)

##### a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{l}{10}$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



##### b. Aciers horizontaux :

###### Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

##### c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15 %
  - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### IV.3.6. Chemisage des poteaux :

Vue la non disponibilité d'un logiciel qui prend en compte l'analyse d'une structure dont les éléments structuraux (poteaux ; poutres) sont composés de deux bétons différents (dans notre cas, poteaux chemisés), nous amène à considérer un des cas suivants afin de bien cerner la réponse probable de la structure confortée à savoir :

- 1<sup>ER</sup> cas : l'ancien béton sera négligé en termes de masse et de résistance.
- 2<sup>eme</sup> cas : la résistance de l'ancien béton sera négligée et il ne sera tenu compte que de sa masse qui sera répartie linéairement le long du poteau chemisé.
- 3<sup>eme</sup> cas : prise en compte de la résistance de l'ancien béton en faisant appel à une section de béton basée sur les inerties équivalentes suivant les deux directions.

$$(f_{c28})_{\text{équivalente}} = [[(f_{c28}) \times I]]_{\text{ancien béton}} + [[(f_{c28}) \times I]]_{\text{nouveau béton}} / \sum I$$

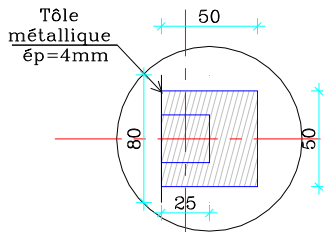
**Remarque :**



Comme le problème de cette étude est un problème de flexibilité et que l'ancien béton a une résistance moyenne ( $F_{c28}=17\text{MPa}$ ), on adopte le troisième cas avec une résistance équivalente :

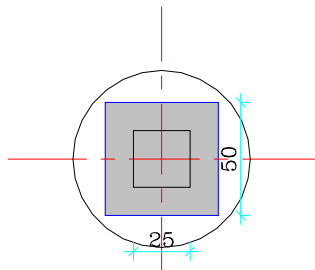
$$F_{c28 \text{ équivalente}}=24,4\text{MPa.}$$

## Détail 1



**Poteaux chemisés de rive.**

## Détail 2



**Poteaux chemisés Intermédiaire.**

### IV.4. Analyse de la structure confortée :

L'analyse de la structure confortée est une étape très délicate qui consiste à conformer la structure avec les normes en vigueur (vise à examiner l'ouvrage vis-à-vis de la satisfaction

des critères de la sécurité sismique). Cette analyse permet de prendre la décision de continuer ou d'arrêter le renforcement en s'appuyant sur un support convenable pour les calculs.

L'utilisation des logiciels pour la conception et le dimensionnement des ouvrages neufs permet à l'ingénieur de réduire le volume de calcul tout en gardant une bonne précision, mais lorsqu'il s'agit d'une structure confortée présentant des éléments composés de deux bétons (ancien et nouveau béton) avec une interface difficile à modéliser, on utilise des hypothèses simplificatrices pour prédire, le plus correctement, le comportement réel de la structure.

#### IV.5.1. Analyse modale :

##### Caractéristiques dynamiques :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau(IV.5) :** facteurs de participation massique modale.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,31	0,71	0,00	0,00	0,71	0,00	0,00
MODAL	Mode	2	0,22	0,00	0,65	0,00	0,71	0,65	0,00
MODAL	Mode	3	0,15	0,00	0,02	0,00	0,71	0,68	0,00
MODAL	Mode	4	0,09	0,18	0,00	0,00	0,88	0,68	0,00
MODAL	Mode	5	0,07	0,00	0,14	0,00	0,88	0,82	0,00
MODAL	Mode	6	0,07	0,00	0,00	0,00	0,88	0,82	0,00
MODAL	Mode	7	0,06	0,00	0,00	0,00	0,88	0,82	0,00
MODAL	Mode	8	0,06	0,00	0,00	0,00	0,88	0,82	0,00
MODAL	Mode	9	0,06	0,00	0,00	0,00	0,89	0,82	0,00
MODAL	Mode	10	0,06	0,01	0,00	0,00	0,90	0,82	0,00
MODAL	Mode	11	0,06	0,00	0,00	0,00	0,90	0,82	0,00
MODAL	Mode	12	0,05	0,00	0,01	0,00	0,90	0,83	0,00
MODAL	Mode	13	0,05	0,01	0,00	0,00	0,90	0,83	0,00
MODAL	Mode	14	0,05	0,01	0,00	0,00	0,91	0,84	0,00
MODAL	Mode	15	0,05	0,00	0,00	0,00	0,91	0,84	0,00
MODAL	Mode	16	0,05	0,00	0,02	0,00	0,92	0,85	0,00
MODAL	Mode	17	0,05	0,00	0,00	0,00	0,92	0,86	0,00
MODAL	Mode	18	0,05	0,00	0,00	0,00	0,92	0,86	0,00
MODAL	Mode	19	0,05	0,00	0,00	0,00	0,92	0,86	0,00
MODAL	Mode	20	0,05	0,00	0,00	0,02	0,92	0,86	0,02
MODAL	Mode	21	0,05	0,00	0,00	0,00	0,92	0,86	0,02
MODAL	Mode	22	0,05	0,00	0,00	0,00	0,92	0,86	0,02
MODAL	Mode	23	0,05	0,00	0,01	0,00	0,92	0,87	0,02
MODAL	Mode	24	0,05	0,00	0,02	0,00	0,92	0,89	0,03
MODAL	Mode	25	0,05	0,00	0,00	0,05	0,92	0,89	0,07

- **constatations :**

Nature des modes de vibration :

- 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation suivant (ox) T1=0.31s
- 2<sup>eme</sup> mode est un mode de translation suivant (oy) T2=0.22s
- 3<sup>eme</sup> mode est un mode de torsion T3=0.15s
- La participation massique atteint les 90% à partir du 10<sup>eme</sup> mode dans le sens x-x.
- La participation massique atteint les 89% à partir du 25<sup>eme</sup> mode dans le sens y-y.

#### IV.5.2. Analyse spectrale :

##### IV.5.2.1. Détermination du spectre de calcul :

Le spectre de réponse est défini par l'introduction des valeurs des paramètres suivants :

**Tableau (IV.6) :** propriété du spectre pour les trois blocs.

zone sismique	groupe d'usage	facteur de qualité	coefficient d'amortissement	coefficient de comportement	catégorie du site
III	1B	1.20	7%	3.5	S2

##### IV.5.2.2. Détermination de l'effort tranchant à la base de la structure :

A partir du fichier output (sap2000), on obtient les résultats suivants :

**Tableau (IV.7) :** efforts tranchants à la base.

<b>Vtx(KN)</b>	1995
<b>Vty(KN)</b>	1848
<b>G(KN)</b>	10207
<b>Q(KN)</b>	2134
<b>W=G+β.Q (β=0.2)(KN)</b>	10635

##### IV.5.2.3. Détermination de la force "V" (statique équivalente) :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

**Tableau(IV.8) :** effort tranchant à la base des trois(03) bâtiments (Méthode statique équivalente).

coefficient		A	D	Q	R	W(KN)	V(KN)
Direction							
A	x-x	0.3	3.14	1.20	3.5	10635	3435
	y-y		2.11	1.20			2308

**Tableau(IV.9) :** valeurs du rapport  $r=0.8*V/V_t$ .

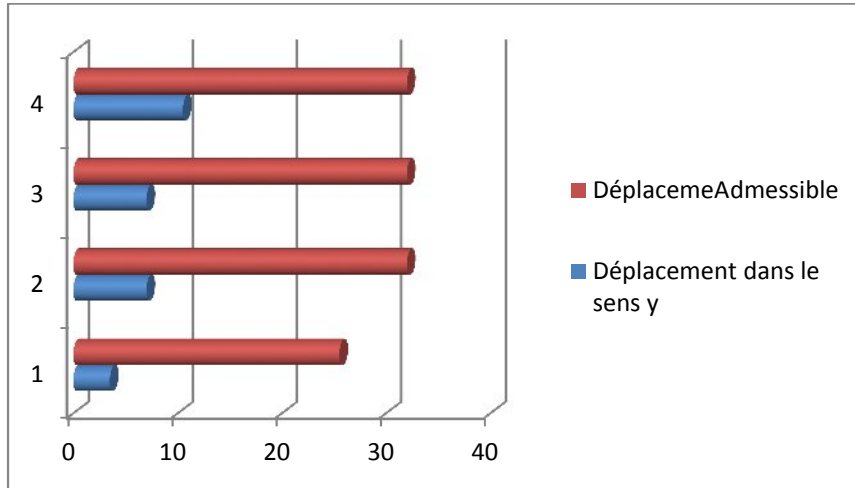
Direction		Vt (KN)	V(KN)	Vt>0.8*V	$r=\frac{.}{*}$
	x-x	1995	3435	non	1.378

#### IV.5.2.4. Vérification des déplacements :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux et graphes suivants :

**Tableau(IV.10) :** Déplacements inter-étages sous l'action EY.

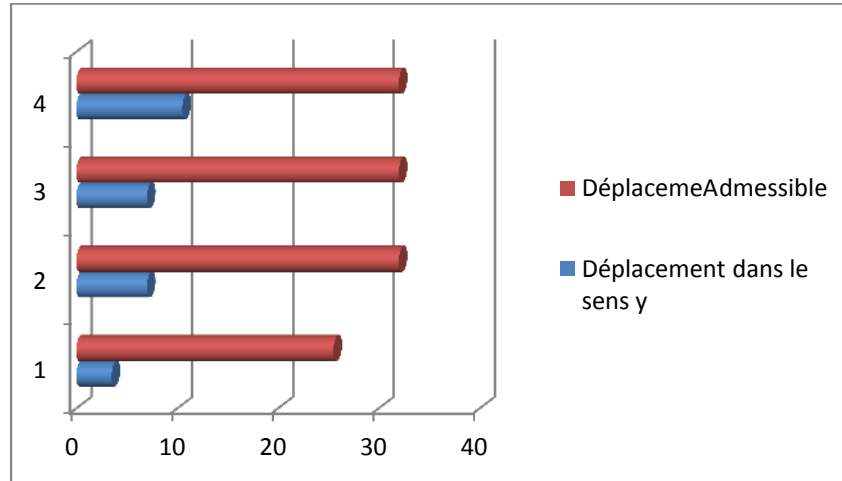
Action : EY								
Niveau	$\delta_{ekx}(mm)$	$\delta_{eky}(mm)$	$\delta_{kx}(mm)$	$\delta_{ky}(mm)$	$\Delta_x(mm)$	$\Delta_y(mm)$	$\delta_{adm}(mm)$	observation
0	0	0	0	0	0	3.5	25.5	V
2.55	0	1	0	3.5				
					0	7	32	V
5.75	0	3	0	10.5				
					0	7	32	V
8.95	0	5	0	17.5				
					0	10.5	32	V
12.15	0	8	0	28				



Fig(IV.7) : graphes des déplacements inter-étages du bâtiment (sens Y)

Tableau(IV.10) : Déplacements inter-étages sous l'action EX.

Action : EX								
Niveau	$\delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{eky}$ (mm)	$\delta_{kx}$ (mm)	$\delta_{ky}$ (mm)	$\Delta_x$ (mm)	$\Delta_y$ (mm)	$\delta_{adm}$ (mm)	observation
0	0	0	0	0	2.5	0	25.5	V
2.55	0.7	0	2.5	0				
5.75	3	0	10.5	0	8	0	32	V
8.95	5	0	17.5	0	7.5	0	32	V
12.15	8	0	28	0	10.5	0	32	V



Fig(IV.8) : graphes des déplacements inter-étages du bâtiment (sens X).

• **Constatations :**

les tableaux et graphe précédents montrent que les déplacements inter-étages suivants les deux actions « Ex,Ey » ne dépassent pas les valeurs admissible requises par le RPA99/V2003.

**IV.6. ferrailage des éléments résistants :**

**IV.6.1. Poteaux chemisé :**

Tableau(IV.10) : ferrailage des poteaux chemisés.

poteaux	N (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)	As/axe2 (cm <sup>2</sup> )	As/axe3 (cm <sup>2</sup> )	AS <sub>Min</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	Observations
40x40 Avec N <sup>Max</sup>	677	-8.24	0.66	0.00	0.00	14.40	4T16+ 4T14	S.E.C
40x40 Avec M <sub>2</sub> <sup>Max</sup>	71	48	0.32	2.91	6.72	14.40	4T16+ 4T14	S.P.C
40x40 Avec M <sub>3</sub> <sup>Max</sup>	71	19	95	0.44	7.20	14.40	4T16+ 4T14	S.P.C

• **Ferrailage transversal :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaisons sismiques doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda_g = \frac{l_0}{i} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_0}{h_1} \text{ ou } \frac{l_0}{b_1}$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e} \dots\dots\dots (\text{RPA99v03}).$$

- St : espacement des armatures transversales
- V<sub>u</sub> est l'effort tranchant de calcul
- h<sub>1</sub> hauteur totale de la section brute
- f<sub>e</sub> contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

- Zone nodale

$$St \leq \text{Min}(10\Phi, 15\text{cm}) \quad \text{en zone I et IIa}$$

$$St \leq 10\text{cm} \quad \text{en zone IIb et III}$$

- Zone courante

$$St' \leq 15\Phi_1 \quad \text{en zone I et IIa.}$$

$$St' \leq \text{Min}(b_1/2 ; h_1/2 ; 10\Phi_1) \quad \text{en zone IIb et III}$$

Effort tranchant repris par le cadre existant:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Le ferrailage transversal existant est constitué d'un cadre en T8 espacé de 15 cm.

**Tableau(IV.11):** Calcul de l'élancement géométrique et des coefficients correcteurs (ρ<sub>a</sub>).

<b>poteaux</b>	<b>lf = 0.7 * l<sub>0</sub>(m)</b>	<b>λ<sub>g</sub></b>	<b>ρ<sub>a</sub></b>	<b>ρ<sub>d</sub></b>
<b>40x40</b>	1.79	4.47	3.75	0.04
<b>40x40</b>	2.25	5.62	2.50	0.075

**Tableau(IV.12) :** Vérification de la contrainte de cisaillement du béton des poteaux chemisés .

Poteaux	$\rho_a$	Vu(KN)	$\tau_b$ (MPa)	$\tau_{bu}$ (MPa)	observation
40x40	0.04	13.12	0.082	0.976	V
40x40	0.075	17.84	0.12	1.83	V

**Tableau (IV.13) :** ferrailage transversale des poteaux chemisés du bloc A.

poteaux	Vu(KN)	At <sub>exist</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\rho_a$	St(cm)		At <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	le choix
				ZN	ZC		
40x40	17.84	0.00	3.75	10	15	0.70	cadre T8

**Remarque :**

Le ferrailage existant des poteaux en aciers doux a été négligé dans les calculs.

**IV.7. Ferrailage des voiles:****IV.7.1. EXEMPLE DE CALCUL :** Soit le voile (voile1)

L = 2,95 m (longueur)

a = 0,15 m (épaisseur)

h<sub>e</sub> = 3,2 m (hauteur d'étage)

Le voile est découpé en 15 mailles horizontales de longueur L<sup>2</sup> et de section S<sub>i</sub> = L<sup>2</sup>\*(a).

- CONTRAINTES LIMITES DE COMPRESSION:**

La hauteur d'étage est de 3,2 m d'où la hauteur libre est égale à :

$$h = 3,2 - 0,25 = 2,95\text{m} \quad (0,25 \text{ m : hauteur de la poutre})$$

**Tableau IV.14 :** Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{dna}$  pour l'exemple

	Unité	Béton armé
Longueur de flambement l <sub>f</sub>	m	0,8 x 2,95=2,36



<b>Elancement <math>\lambda</math></b>	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,15} = 54,50$
<b>Coefficient <math>\alpha</math></b>	/	0,507
<b>Section réduite B<sub>r</sub> (par ml) Avec d = 0,20 m</b>	m <sup>2</sup>	$(a-0,02).0,20 = (0,15-0,02).0,2$ $= 0,026\text{m}^2$
<b>Contraintes limites</b> $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec d = 0,20 m	MPa	$\sigma_{ba} = \frac{0,482}{150 \times 200} \left( \frac{0,026 \times 10^6 \times 25}{0,9 \times 1,5} + A_s \frac{400}{1,15} \right)$ $\sigma_{ba} = 2,1\text{MPa}$

**Remarque:**

$\sigma_{ba} = 7,91\text{MPa}$  correspondant à  $A_s = 0,1\%$  de  $B_{et}$

$B_{et} = (0,15 \times 0,2) \text{ m}^2$  (section de béton)

$A_s = 0,3 \text{ cm}^2$

Pour cet exemple  $\sigma_{\text{compression}} = 2,10 \text{ MPa} < \sigma_{ba}$  donc on a pas besoin d'armatures de compression.

**Nota :**

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge G + Q + E

-La contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille (à la base de voile) est lue, directement à partir de l'inter face graphique **SAP2000** ; il s'agit des contraintes **S22** que nous avons noté dans la suite  $\sigma_{22}$ .

-La lecture des contraintes tangentielles se fera de la même manière (**S12** ou  $\tau$ )

**Tableau V.15 : Tableaux récapitulatifs des contraintes****VOILE 01 :**

Hauteur (m)	maille	$\sigma_{22}$ [Mpa]	$\tau$ [Mpa]
0,00-12,15 m	1	7,22	0,40
	2	5,35	1,17
	3	3,70	2,50
	4	2,15	2,60
	5	0,54	2,70
	6	-0,35	2,75
	7	-0,35	2,75

## IV.7.1.1 ARMATURES VERTICALES DE TRACTION :

Dans ce qui suit on a :

$e$  : désigne l'épaisseur du voile

$l_m$  : la longueur de chaque maille

$\sigma_{\text{moy}} = S_{22}$  (lu au milieu de la maille)

$\tau = S_{12}$  (lu au milieu de la maille)

$$S_i = l_m * e$$

Tel que            Si  $\sigma < 0$     →    compression  
                       Si  $\sigma > 0$     →    traction

**Remarque :**

( / ) : Veut dire maille comprimée (voir les aciers de compression).

**Voile 1 :**     $e = 15\text{cm}$  ;  $L_{\text{voile (entraxe)}} = 2,95 \text{ m}$  ;  $A_{s \text{ min}} = 2,70 \text{ cm}^2 / \text{maille}$

**Tableau V.16 : Calcul des armatures du voile 1**

Hauteur (m)	maille	$L_i$ (m)	$S_i$ ( $\text{m}^2$ )	$\sigma_{22}$ [Mpa]	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	Le choix	$A_{\text{Vadopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )
0,00-6,8 m	1	0,4	0,16	7,22	28,80	4x4T16	32,15
	2	0,2	0,03	5,35	4,01	2x3T10	4,71
	3	0,2	0,03	3,70	2,78	2x3T10	4,71
	4	0,2	0,03	2,15	1,61	2x3T10	4,71
	5	0,2	0,03	0,54	0,42	2x3T10	4,71
	6	0,2	0,03	-0,35	/	/	4,71
	7	0,2	0,03	-0,35	/	/	4,71

- **Aciers horizontaux :**
  - **Voile 1 :**

Tableau V.18 : Calcul des aciers horizontaux des voiles

Voile	Hauteur (m)	$\tau_u$ (Mpa)	$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
V1	0,00-12,15	2,75	3,14	3,38	2,70	3,38	2x6T8	6,03	15

## IV.8. Analyse statiques non linéaire de la structure renforcée :

### IV.8.1. Introduction :

Contrairement aux anciennes versions, le logiciel SAP2000 version 14 permet d'analyser les voiles dans le domaine non linéaire et de remplacer les méthodes utilisées auparavant (méthode du poteau d'inertie équivalente).

Pour cerner la réponse de la structure renforcée lors d'une analyse PUSHOVER, on procède comme suit :

- Affectation des rotules P-M-M aux poteaux.
- Affectation des rotules M3 aux poutres.
- Définition des courbes force-déformation des matériaux (béton, acier).
- Définir les voiles de type « shell-layered/nonlinear » ainsi que leur comportement non linéaire S22.

### Remarque :

- L'interaction poteaux-voiles permet de modéliser ces éléments en tant qu'éléments "shell" (voile équivalent).
- Les autres étapes de l'analyse "Pushover" ont été développées au chapitre précédent (chapitre I).

### IV.8.2. Résultats de l'analyse pushover :

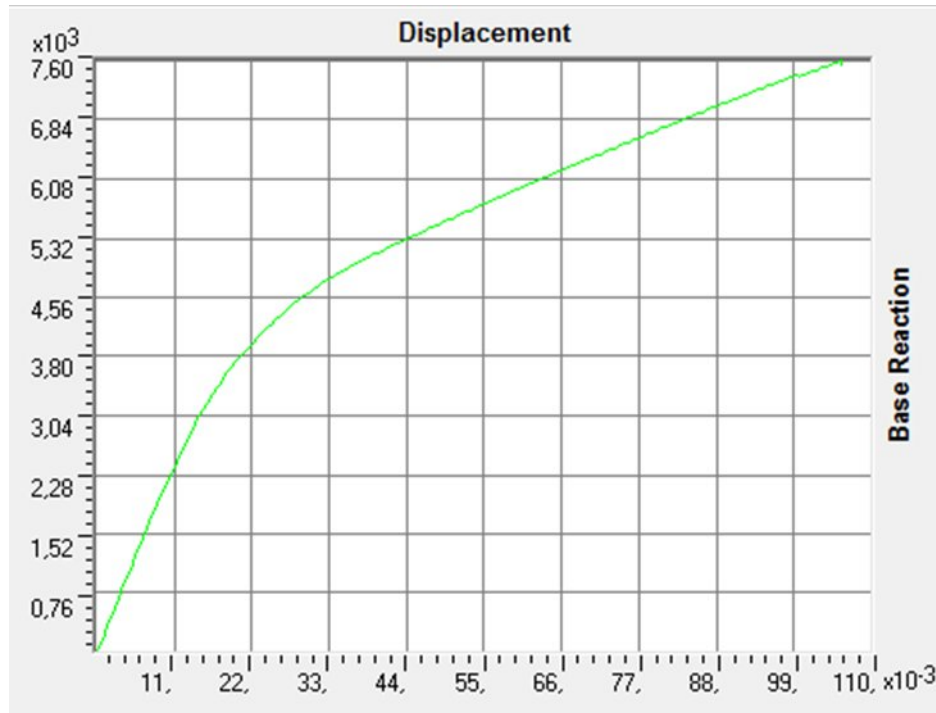
#### IV.8.2.1. Bloc A :

- **Analyse push over dans le sens X-X :**

L'analyse pseudo statique « Push over » a été conduite pour un déplacement cible de 15 cm au sommet de la structure confortée.

a) Courbe de capacité :

L'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet est donnée par la courbe suivante :



**Fig(IV.9) :** courbe de capacité de la structure renforcé (sens x-x)

b) Propagation des rotules :

La propagation des rotules plastiques est représentée dans le tableau (IV.19) et la figure (IV.10) schématise la formation des rotules pour un déplacement de 15cm.

**Tableau (IV. 19) :** propagation des rotules du bloc A (sens x).

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	0,000000	0,000	544	0	0	0	0	0	0	0	544
1	0,000500	112509	544	0	0	0	0	0	0	0	544
2	0,001000	224857	544	0	0	0	0	0	0	0	544
3	0,001500	337206	544	0	0	0	0	0	0	0	544
4	0,002000	449554	544	0	0	0	0	0	0	0	544
5	0,002500	561903	544	0	0	0	0	0	0	0	544
6	0,003000	674251	544	0	0	0	0	0	0	0	544
7	0,003500	786600	544	0	0	0	0	0	0	0	544
8	0,004000	898948	544	0	0	0	0	0	0	0	544
9	0,004500	1011297	544	0	0	0	0	0	0	0	544
10	0,005000	1123645	544	0	0	0	0	0	0	0	544
11	0,005500	1235994	544	0	0	0	0	0	0	0	544
12	0,006000	1348342	544	0	0	0	0	0	0	0	544

13	0,006500	1460691	544	0	0	0	0	0	0	0	544
14	0,006753	1517506	543	1	0	0	0	0	0	0	544
15	0,007441	1668069	540	4	0	0	0	0	0	0	544
16	0,007941	1772764	538	6	0	0	0	0	0	0	544
17	0,008441	1874544	538	6	0	0	0	0	0	0	544
18	0,008941	1976149	538	6	0	0	0	0	0	0	544
19	0,009614	2112026	534	10	0	0	0	0	0	0	544
20	0,010215	2230391	532	12	0	0	0	0	0	0	544
21	0,010715	2328702	532	12	0	0	0	0	0	0	544
22	0,011316	2444855	527	17	0	0	0	0	0	0	544
23	0,011861	2546965	525	19	0	0	0	0	0	0	544
24	0,012396	2644112	521	23	0	0	0	0	0	0	544
25	0,013260	2798125	517	27	0	0	0	0	0	0	544
26	0,013993	2925822	513	31	0	0	0	0	0	0	544
27	0,014611	3030227	506	38	0	0	0	0	0	0	544
28	0,015167	3120383	496	48	0	0	0	0	0	0	544
29	0,015871	3226620	485	59	0	0	0	0	0	0	544
30	0,016551	3324059	482	62	0	0	0	0	0	0	544
31	0,017248	3421554	476	68	0	0	0	0	0	0	544
32	0,017945	3515214	463	81	0	0	0	0	0	0	544
33	0,018598	3598469	441	103	0	0	0	0	0	0	544
34	0,019120	3659416	433	111	0	0	0	0	0	0	544
35	0,020019	3757444	422	122	0	0	0	0	0	0	544
36	0,020603	3819131	417	127	0	0	0	0	0	0	544
37	0,021387	3899514	408	136	0	0	0	0	0	0	544
38	0,022177	3978491	401	143	0	0	0	0	0	0	544
39	0,022880	4047475	390	154	0	0	0	0	0	0	544
40	0,023707	4125922	382	162	0	0	0	0	0	0	544
41	0,024207	4172112	379	165	0	0	0	0	0	0	544
42	0,024927	4235959	373	171	0	0	0	0	0	0	544
43	0,025427	4279448	370	174	0	0	0	0	0	0	544
44	0,026113	4336398	369	175	0	0	0	0	0	0	544
45	0,026712	4384764	365	179	0	0	0	0	0	0	544
46	0,027212	4423117	365	179	0	0	0	0	0	0	544
47	0,027712	4461087	361	183	0	0	0	0	0	0	544
48	0,028579	4523582	352	192	0	0	0	0	0	0	544
49	0,029079	4557377	346	198	0	0	0	0	0	0	544
50	0,029579	4589194	344	200	0	0	0	0	0	0	544
51	0,030079	4620837	342	202	0	0	0	0	0	0	544
52	0,030579	4651625	341	203	0	0	0	0	0	0	544
53	0,031453	4704673	339	205	0	0	0	0	0	0	544
54	0,031953	4734755	336	208	0	0	0	0	0	0	544

55	0,032453	4764470	331	213	0	0	0	0	0	0	544
56	0,032953	4792551	330	214	0	0	0	0	0	0	544
57	0,033453	4820406	327	217	0	0	0	0	0	0	544
58	0,033953	4847818	327	217	0	0	0	0	0	0	544
59	0,034453	4875229	327	217	0	0	0	0	0	0	544
60	0,034953	4902639	326	218	0	0	0	0	0	0	544
61	0,035453	4929971	325	219	0	0	0	0	0	0	544
62	0,035953	4957139	325	219	0	0	0	0	0	0	544
63	0,036453	4984307	324	220	0	0	0	0	0	0	544
64	0,036953	5009367	324	220	0	0	0	0	0	0	544
65	0,037524	5033745	322	222	0	0	0	0	0	0	544
66	0,038024	5054786	322	222	0	0	0	0	0	0	544
67	0,038524	5075827	320	224	0	0	0	0	0	0	544
68	0,039024	5096829	320	224	0	0	0	0	0	0	544
69	0,039524	5117832	319	225	0	0	0	0	0	0	544
70	0,040024	5138817	319	225	0	0	0	0	0	0	544
71	0,040524	5159802	319	225	0	0	0	0	0	0	544
72	0,041024	5180786	319	225	0	0	0	0	0	0	544
73	0,041524	5201771	319	225	0	0	0	0	0	0	544
74	0,042024	5222756	319	225	0	0	0	0	0	0	544
75	0,042524	5243740	319	225	0	0	0	0	0	0	544
76	0,043024	5264724	317	227	0	0	0	0	0	0	544
77	0,043524	5285614	316	227	1	0	0	0	0	0	544
78	0,044024	5306505	316	227	1	0	0	0	0	0	544
79	0,044524	5327411	316	227	1	0	0	0	0	0	544
80	0,045024	5348305	315	228	1	0	0	0	0	0	544
81	0,045524	5369134	315	228	1	0	0	0	0	0	544
82	0,046024	5389964	315	228	1	0	0	0	0	0	544
83	0,046524	5410785	315	227	2	0	0	0	0	0	544
84	0,047024	5431610	315	227	2	0	0	0	0	0	544
85	0,047524	5452442	313	228	3	0	0	0	0	0	544
86	0,048512	5493428	309	232	3	0	0	0	0	0	544
87	0,049012	5514084	309	232	3	0	0	0	0	0	544
88	0,049512	5534740	309	232	3	0	0	0	0	0	544
89	0,050012	5555395	309	232	3	0	0	0	0	0	544
90	0,050512	5576051	307	233	4	0	0	0	0	0	544
91	0,051012	5596676	307	232	5	0	0	0	0	0	544
92	0,051512	5617301	307	232	5	0	0	0	0	0	544
93	0,052012	5637925	305	234	5	0	0	0	0	0	544
94	0,052512	5658509	305	234	5	0	0	0	0	0	544
95	0,053012	5679094	303	236	5	0	0	0	0	0	544
96	0,053512	5699619	303	236	5	0	0	0	0	0	544

97	0,054012	5720143	299	240	5	0	0	0	0	0	544
98	0,054512	5740577	297	242	5	0	0	0	0	0	544
99	0,055012	5760896	297	241	6	0	0	0	0	0	544
100	0,055512	5781212	292	246	6	0	0	0	0	0	544
101	0,056012	5801192	291	247	6	0	0	0	0	0	544
102	0,056512	5820976	291	247	6	0	0	0	0	0	544
103	0,057012	5840756	291	247	6	0	0	0	0	0	544
104	0,057512	5860537	289	249	6	0	0	0	0	0	544
105	0,058012	5880240	289	249	6	0	0	0	0	0	544
106	0,058512	5899940	288	250	6	0	0	0	0	0	544
107	0,059012	5919634	288	250	6	0	0	0	0	0	544
108	0,059512	5939332	288	250	6	0	0	0	0	0	544
109	0,060012	5959027	288	250	6	0	0	0	0	0	544
110	0,060512	5978723	286	252	6	0	0	0	0	0	544
111	0,061012	5998351	283	255	6	0	0	0	0	0	544
112	0,061512	6017944	282	256	6	0	0	0	0	0	544
113	0,062012	6037488	280	258	6	0	0	0	0	0	544
114	0,062512	6056979	280	258	6	0	0	0	0	0	544
115	0,063012	6076467	279	259	6	0	0	0	0	0	544
116	0,063512	6095928	279	259	6	0	0	0	0	0	544
117	0,064012	6115386	277	261	6	0	0	0	0	0	544
118	0,064512	6134799	276	262	6	0	0	0	0	0	544
119	0,065012	6153950	275	263	6	0	0	0	0	0	544
120	0,065512	6173086	274	264	6	0	0	0	0	0	544
121	0,066012	6192165	273	265	6	0	0	0	0	0	544
122	0,066512	6211167	272	266	6	0	0	0	0	0	544
123	0,067012	6230143	272	266	6	0	0	0	0	0	544
124	0,067512	6249120	271	267	6	0	0	0	0	0	544
125	0,068012	6268079	271	267	6	0	0	0	0	0	544
126	0,068512	6287035	270	268	6	0	0	0	0	0	544
127	0,069012	6305986	269	269	6	0	0	0	0	0	544
128	0,069512	6324912	269	269	6	0	0	0	0	0	544
129	0,070012	6343837	268	270	6	0	0	0	0	0	544
130	0,070512	6362760	267	271	6	0	0	0	0	0	544
131	0,071012	6381668	267	270	7	0	0	0	0	0	544
132	0,071512	6400578	267	270	7	0	0	0	0	0	544
133	0,072012	6419489	267	270	7	0	0	0	0	0	544
134	0,072512	6438398	267	270	7	0	0	0	0	0	544
135	0,073012	6457307	265	272	7	0	0	0	0	0	544
136	0,073512	6476206	265	272	7	0	0	0	0	0	544
137	0,074012	6495109	265	272	7	0	0	0	0	0	544
138	0,074512	6514009	263	274	7	0	0	0	0	0	544

139	0,075012	6532763	262	275	7	0	0	0	0	0	544
140	0,075512	6551485	262	275	7	0	0	0	0	0	544
141	0,076012	6570207	261	276	7	0	0	0	0	0	544
142	0,076512	6588915	261	276	7	0	0	0	0	0	544
143	0,077012	6607620	260	277	7	0	0	0	0	0	544
144	0,077512	6626323	259	278	7	0	0	0	0	0	544
145	0,078012	6645014	255	282	7	0	0	0	0	0	544
146	0,078512	6663663	255	281	8	0	0	0	0	0	544
147	0,079012	6682313	254	282	8	0	0	0	0	0	544
148	0,079512	6700880	253	281	10	0	0	0	0	0	544
149	0,080012	6719442	251	283	10	0	0	0	0	0	544
150	0,080512	6737978	251	283	10	0	0	0	0	0	544
151	0,081012	6756512	251	283	10	0	0	0	0	0	544
152	0,081512	6775045	250	283	10	1	0	0	0	0	544
153	0,082012	6793578	249	284	10	1	0	0	0	0	544
154	0,082512	6812100	248	284	11	1	0	0	0	0	544
155	0,083012	6830618	248	284	11	1	0	0	0	0	544
156	0,083512	6849139	247	283	13	1	0	0	0	0	544
157	0,084012	6867648	247	282	14	1	0	0	0	0	544
158	0,084512	6886156	247	281	15	1	0	0	0	0	544
159	0,085012	6904664	247	280	16	1	0	0	0	0	544
160	0,085512	6923171	245	281	17	1	0	0	0	0	544
161	0,086012	6941425	245	281	17	1	0	0	0	0	544
162	0,086512	6959529	245	281	16	2	0	0	0	0	544
163	0,087012	6977636	245	279	18	2	0	0	0	0	544
164	0,087512	6995739	244	278	20	2	0	0	0	0	544
165	0,088012	7013750	244	278	19	3	0	0	0	0	544
166	0,088512	7031763	241	281	19	3	0	0	0	0	544
167	0,089012	7049617	241	280	20	3	0	0	0	0	544
168	0,089512	7067473	241	280	20	3	0	0	0	0	544
169	0,090012	7085326	241	279	21	3	0	0	0	0	544
170	0,090512	7103181	241	278	22	3	0	0	0	0	544
171	0,091012	7121037	241	278	22	3	0	0	0	0	544
172	0,091512	7138890	241	278	22	3	0	0	0	0	544
173	0,092012	7156726	240	279	21	4	0	0	0	0	544
174	0,092512	7174555	239	280	21	4	0	0	0	0	544
175	0,093012	7192317	237	282	21	4	0	0	0	0	544
176	0,093512	7209995	237	282	20	5	0	0	0	0	544
177	0,094012	7227669	236	283	20	5	0	0	0	0	544
178	0,094512	7245339	236	283	20	5	0	0	0	0	544
179	0,095012	7263009	235	283	21	5	0	0	0	0	544
180	0,095512	7280596	234	284	21	5	0	0	0	0	544



181	0,096012	7298075	234	283	22	5	0	0	0	0	544
182	0,096512	7315552	233	282	24	5	0	0	0	0	544
183	0,097012	7332944	232	283	24	5	0	0	0	0	544
184	0,097512	7350331	232	283	24	5	0	0	0	0	544
185	0,098012	7367719	232	283	24	5	0	0	0	0	544
186	0,098512	7385107	232	283	24	5	0	0	0	0	544
187	0,099012	7402493	232	282	24	6	0	0	0	0	544
188	0,099512	7419882	232	282	24	5	0	1	0	0	544
189	0,099648	7386268	232	282	24	5	0	0	1	0	544
190	0,100308	7412256	231	282	25	5	0	0	1	0	544
191	0,101233	7445084	231	282	25	5	0	0	1	0	544
192	0,101733	7462404	231	282	25	5	0	0	1	0	544
193	0,102233	7479723	230	282	26	5	0	0	1	0	544
194	0,102733	7496971	229	283	26	5	0	0	1	0	544
195	0,103233	7514160	227	285	26	5	0	0	1	0	544
196	0,103733	7531142	226	286	26	5	0	0	1	0	544
197	0,104233	7548114	225	287	26	5	0	0	1	0	544
198	0,104733	7565057	225	287	26	5	0	0	1	0	544
199	0,105233	7581996	224	288	26	5	0	0	1	0	544
200	0,105733	7598913	224	287	27	4	0	1	1	0	544
201	0,105735	7558549	223	287	28	4	0	0	2	0	544
202	0,105874	7572048	221	289	28	4	0	0	2	0	544
203	0,105874	7572048	221	289	28	4	0	0	2	0	544
204	0,105874	7572048	221	289	28	4	0	0	2	0	544

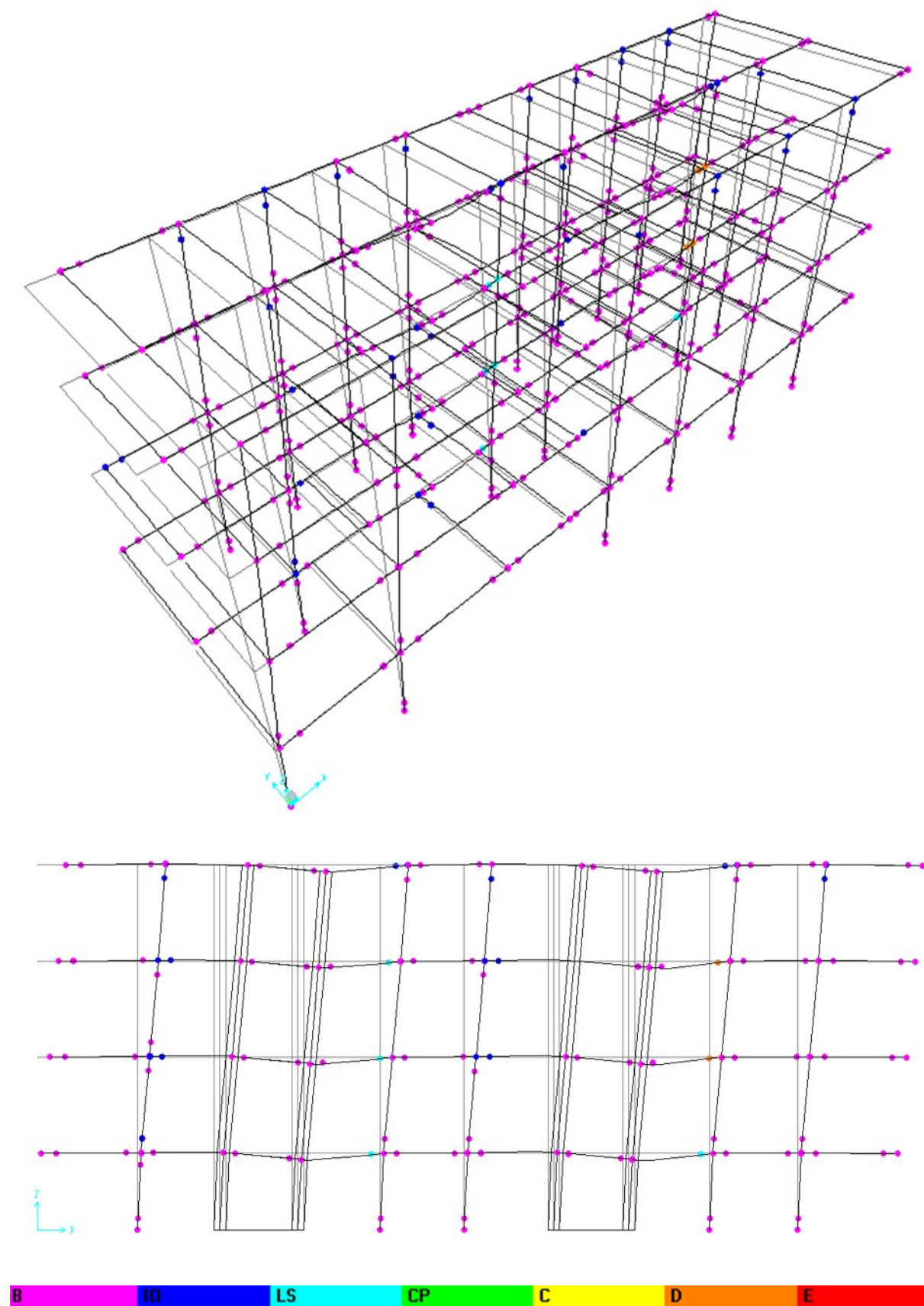
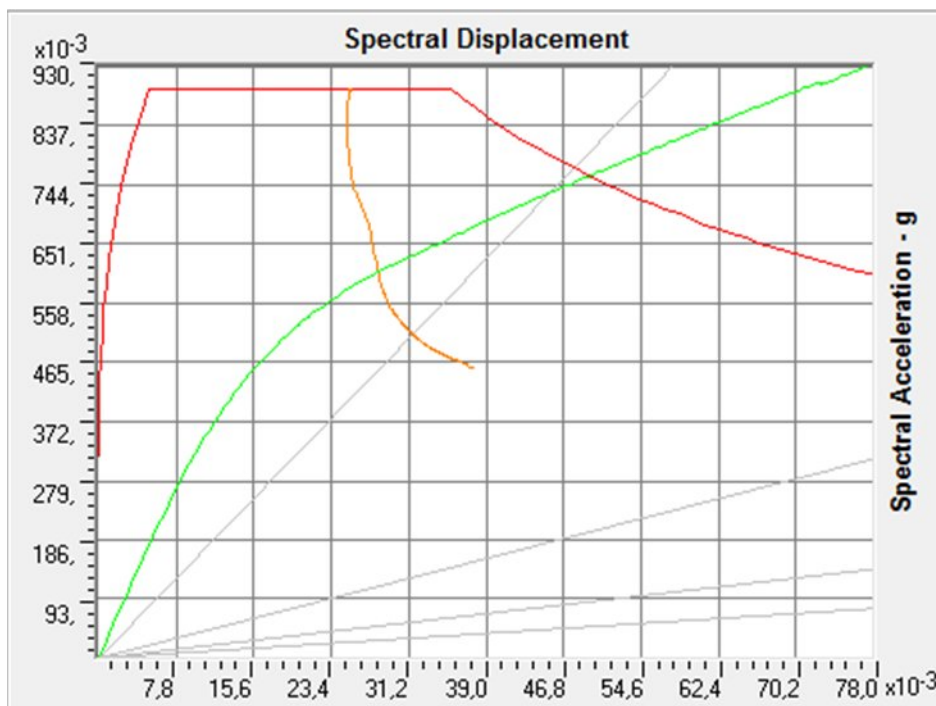


Fig (IV.10) : Localisation des rotules pour un déplacement de 15 cm.

c) Point de performance :



Fig(IV.11) : point de performance de la structure sens x (spectre RPA)

d) Constatations :

- Pour un déplacement de 15 cm au sommet, la structure développe une résistance maximale à la base de 7419.88 KN.
- L'apparition de la première rotule de plasticité très importante au niveau des poteaux (domaine C-D, état proche de la ruine) correspond à un déplacement de 9.95 cm, tandis que la première rupture correspond à un déplacement de 9.96 cm.
- le point de performance est localisé à un niveau de plasticité très modéré par les coordonnées suivantes :

Tableau(IV.20) : coordonnées de point de performance.

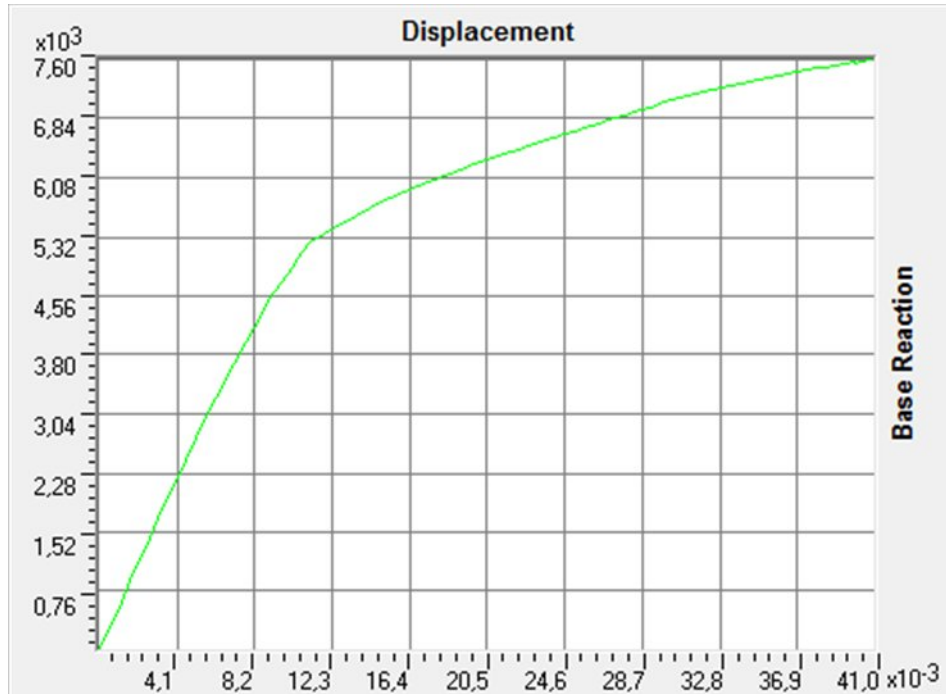
Spectre	(V,D) (KN,cm)	(Sa,Sd) (m/s <sup>2</sup> , m)	(T <sub>eff</sub> ,ξ <sub>eff</sub> ) (s ;%)
RPA	(5066.57, 3.8)	(0.608 , 0.028)	(0.432 , 0.158)

- **Analyse push over dans le sens Y-Y:**

L'analyse pseudo statique « Push over » a été conduite pour un déplacement cible de 15 cm au sommet de la structure confortée.

a) Courbe de capacité :

L'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet est donnée par la courbe suivante :



**Figure(IV.12):** courbe de capacité de la structure renforcée (sens y-y)

b) Propagation des rotules :

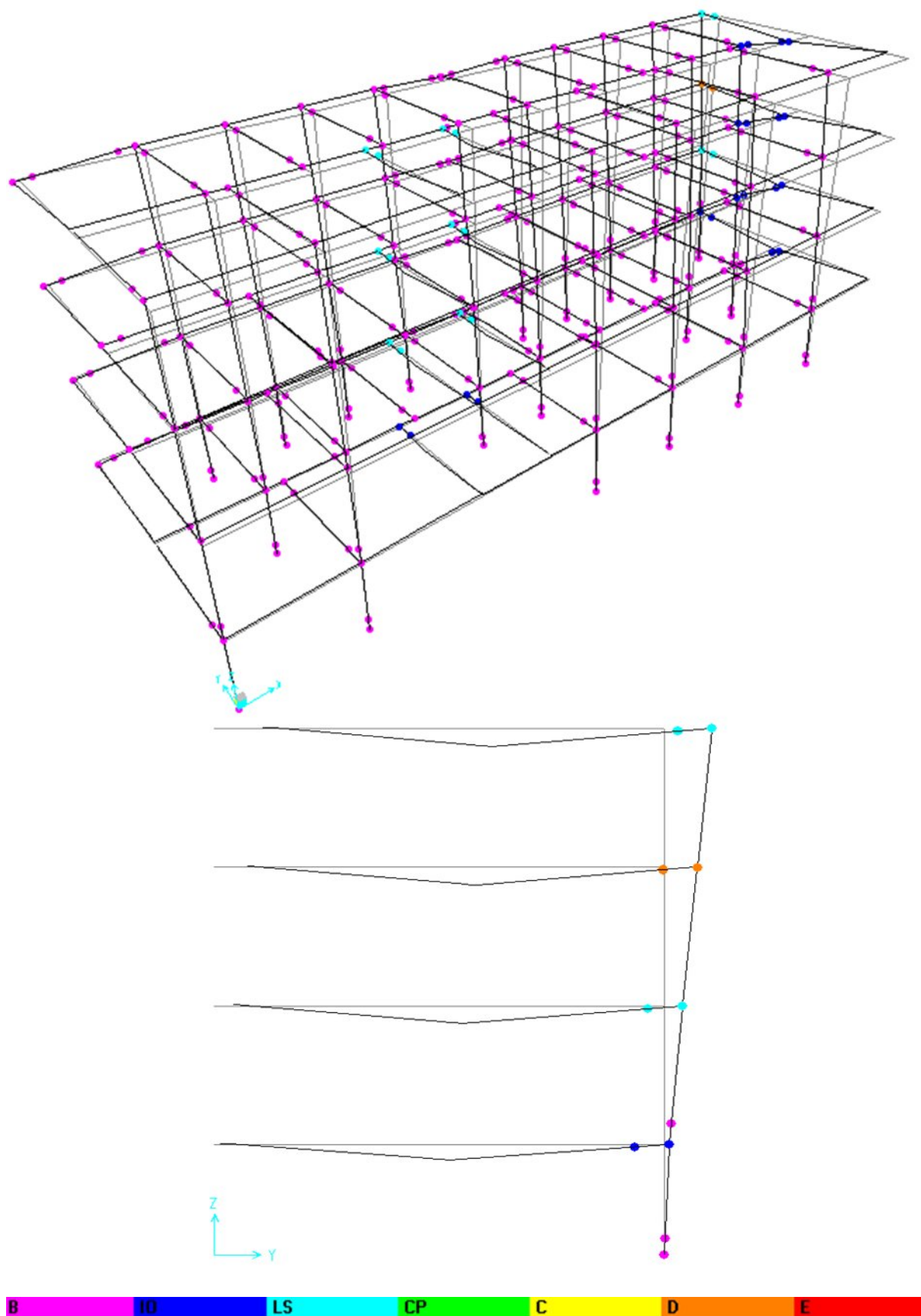
La propagation des rotules plastiques est représentée dans le tableau (IV.21) et la figure (IV.12) schématise la formation des rotules pour un déplacement de 15 cm.

**Tableau (IV.21) :** propagation des rotules du bloc A (sens y).

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	0,000000	0,000	544	0	0	0	0	0	0	0	544
1	0,000031	18 610	544	0	0	0	0	0	0	0	544
2	0,000625	342 559	544	0	0	0	0	0	0	0	544
3	0,001125	616 602	544	0	0	0	0	0	0	0	544
4	0,001625	890 646	544	0	0	0	0	0	0	0	544
5	0,002125	1 164 689	544	0	0	0	0	0	0	0	544
6	0,002625	1 438 732	544	0	0	0	0	0	0	0	544
7	0,003125	1 712 776	544	0	0	0	0	0	0	0	544
8	0,003676	2 009 856	539	5	0	0	0	0	0	0	544

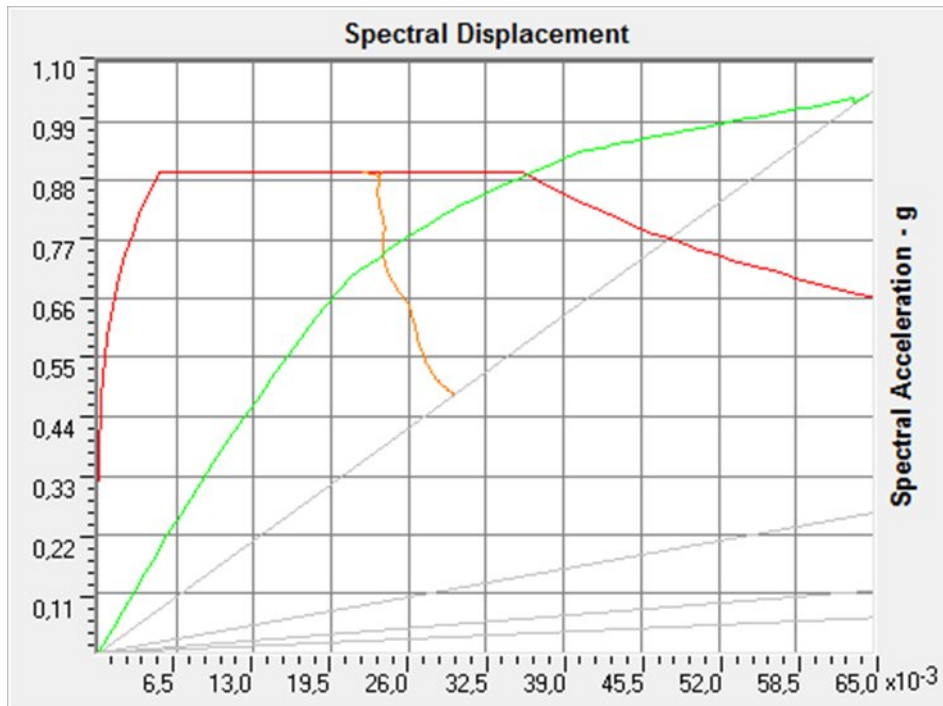
9	0,004529	2 453 096	535	9	0	0	0	0	0	0	544
10	0,005081	2 727 347	530	14	0	0	0	0	0	0	544
11	0,005608	2 983 170	527	17	0	0	0	0	0	0	544
12	0,006179	3 256 756	523	21	0	0	0	0	0	0	544
13	0,007093	3 685 796	520	24	0	0	0	0	0	0	544
14	0,007703	3 969 419	518	26	0	0	0	0	0	0	544
15	0,008549	4 340 609	517	27	0	0	0	0	0	0	544
16	0,009049	4 527 417	516	28	0	0	0	0	0	0	544
17	0,009622	4 734 017	514	30	0	0	0	0	0	0	544
18	0,010122	4 913 406	514	30	0	0	0	0	0	0	544
19	0,010730	5 131 595	507	37	0	0	0	0	0	0	544
20	0,011120	5 261 199	501	43	0	0	0	0	0	0	544
21	0,011813	5 362 246	489	55	0	0	0	0	0	0	544
22	0,012410	5 444 967	482	62	0	0	0	0	0	0	544
23	0,013006	5 524 691	471	73	0	0	0	0	0	0	544
24	0,013607	5 600 888	462	82	0	0	0	0	0	0	544
25	0,014336	5 690 640	453	91	0	0	0	0	0	0	544
26	0,015333	5 810 467	444	100	0	0	0	0	0	0	544
27	0,016151	5 906 637	438	106	0	0	0	0	0	0	544
28	0,016854	5 977 742	430	114	0	0	0	0	0	0	544
29	0,017738	6 065 250	423	121	0	0	0	0	0	0	544
30	0,018494	6 136 553	419	123	2	0	0	0	0	0	544
31	0,019335	6 207 714	413	127	4	0	0	0	0	0	544
32	0,019835	6 249 255	411	127	6	0	0	0	0	0	544
33	0,020761	6 326 001	406	130	8	0	0	0	0	0	544
34	0,021700	6 403 652	404	131	9	0	0	0	0	0	544
35	0,022200	6 444 985	401	134	9	0	0	0	0	0	544
36	0,022700	6 485 980	397	138	9	0	0	0	0	0	544
37	0,023595	6 558 756	394	141	9	0	0	0	0	0	544
38	0,024095	6 599 310	391	144	9	0	0	0	0	0	544
39	0,024595	6 638 950	389	146	9	0	0	0	0	0	544
40	0,025095	6 678 964	389	146	9	0	0	0	0	0	544
41	0,025595	6 720 744	386	148	10	0	0	0	0	0	544
42	0,026375	6 784 309	381	153	10	0	0	0	0	0	544
43	0,026931	6 827 269	377	156	11	0	0	0	0	0	544
44	0,027704	6 885 903	372	160	12	0	0	0	0	0	544
45	0,028584	6 951 129	369	163	12	0	0	0	0	0	544
46	0,029084	6 987 738	368	164	12	0	0	0	0	0	544
47	0,029892	7 046 726	363	169	12	0	0	0	0	0	544
48	0,030634	7 098 605	360	172	12	0	0	0	0	0	544
49	0,031559	7 161 930	359	173	12	0	0	0	0	0	544
50	0,032406	7 210 237	358	174	12	0	0	0	0	0	544

51	0,032906	7 235 155	357	175	11	1	0	0	0	0	544
52	0,033406	7 260 077	357	175	11	1	0	0	0	0	544
53	0,033906	7 285 000	357	175	11	1	0	0	0	0	544
54	0,034406	7 309 922	357	174	10	3	0	0	0	0	544
55	0,034906	7 334 847	355	175	11	3	0	0	0	0	544
56	0,035406	7 359 762	354	175	10	5	0	0	0	0	544
57	0,035906	7 384 646	352	176	11	5	0	0	0	0	544
58	0,036406	7 409 546	351	176	12	5	0	0	0	0	544
59	0,036906	7 434 468	351	175	13	5	0	0	0	0	544
60	0,037406	7 459 377	350	176	13	5	0	0	0	0	544
61	0,037906	7 484 211	350	176	10	8	0	0	0	0	544
62	0,038406	7 509 060	350	176	10	8	0	0	0	0	544
63	0,038906	7 533 909	350	176	10	8	0	0	0	0	544
64	0,039406	7 558 237	350	176	10	8	0	0	0	0	544
65	0,039906	7 582 309	347	179	10	7	0	1	0	0	544
66	0,039908	7 538 790	347	179	10	7	0	0	1	0	544
67	0,040830	7 589 449	347	178	10	8	0	0	1	0	544
68	0,040890	7 592 254	347	178	10	8	0	0	1	0	544



Fig(IV.12) : Localisation des rotules pour un déplacement de 15cm.

c) Point de performance :



Fig(IV.13) : point de performance de la structure sens Y (spectre RPA)

d) Constatations :

- Pour un déplacement de 15 cm au sommet, la structure développe une résistance maximale à la base de 7582.31 KN.
- L'apparition de la première rotule de plasticité très importante au niveau des poteaux (domaine C-D, état proche de la ruine) correspond à un déplacement de 3.99 cm, tandis que la première rupture correspond à un déplacement de 4.00 cm.
- le point de performance est localisé à un niveau de plasticité modéré par les coordonnées suivantes :

Tableau(IV.22) : coordonnées de point de performance :

Spectre	(V,D) (KN,cm)	(Sa,Sd) (m/s <sup>2</sup> , m)	(T <sub>eff</sub> ,ξ <sub>eff</sub> ) (s ;%)
RPA	(5566.62 ; 1.3)	(0.743 ;0.024)	(0.360 ;0.099)



**IV.8.3. Conclusion :**

Les résultats de l'analyse "push-over ont mis en évidence que la solution adoptée pour le bâtiment a permis d'améliorer considérablement son comportement a travers :

- Une augmentation de la résistance du bâtiment.
- une amélioration de la marge de sécurité (de l'état de ruine à une plastification moyenne à modérée).

Les poutres dont le ferrailage longitudinal est insuffisant, ne développent pas des rotules à plasticité importante, par conséquent leur chemisage n'est pas d'une importance vitale.

*CHAPITRE V*

*ETUDE CONTRE*  
*EXPLOSION*

## V.1 Introduction

Dans le chapitre précédent nous avons examinés les raisons et arguments qui imposent le besoin de protéger des bâtiments situés dans les complexes pétrochimiques contre le souffle explosif. La conception et le renforcement des bâtiments pour résister aux effets des explosions accidentelles sont options disponibles pour réaliser le niveau approprié de la protection contre le souffle explosif.

Les méthodes pour déterminer les chargements de souffle et les procédés d'exécution structurales sont bien établies dans pour des bâtiments exposés aux explosions dues au TNT ou autres explosifs aux applications militaires et aux usines de munitions. La plus part de ces méthodes et procédés sont basés sur des recherches faites par l'armée américaine et ne sont guère facile à y accédés.

Néanmoins, Il faut dire que pour notre étude on vas assimiler ce cas a celui d'une explosion accidentelles produite dans un complexe pétrochimique et pour lequel il existe des directives et les recommandations de calcul contre les effets des souffles explosifs.

Basé sur le rapport des recommandations des ASCE (American Society of civil engineers) intitulé "**design of blast resistant buildings in petrochemical facilities**"(REF ). Ce chapitre englobe :

- Des informations générales sur les caractéristiques des charges de souffle du à l'explosion pour les bâtiments situés au niveau des complexes pétrochimiques.
- La détermination des charges dues au souffle explosif sur les façades d'un bâtiment.
- Le calcul de ces charges pour le cas de bâtiment administratif étudié.

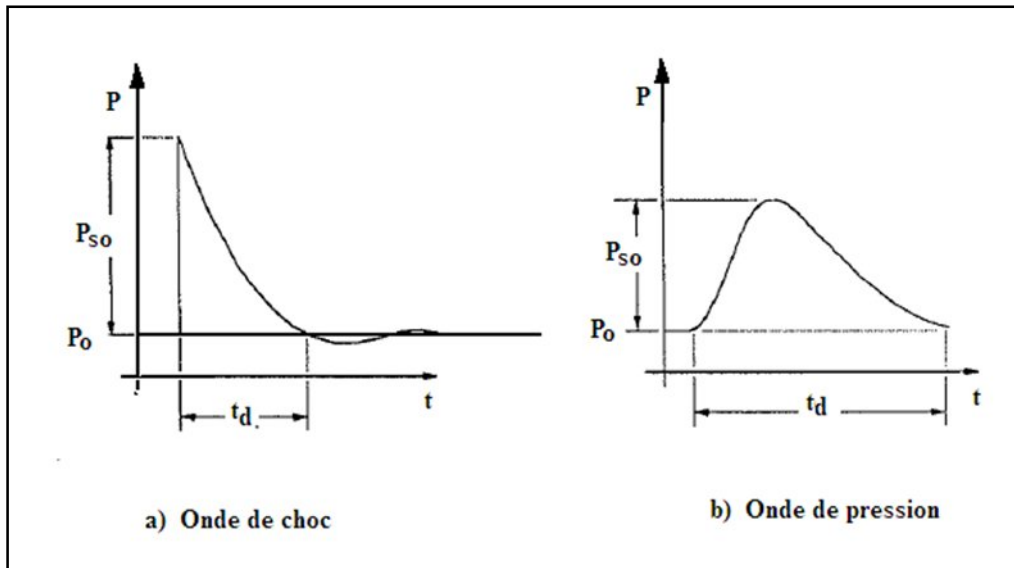
## V.2 Type d'explosion

Selon les diverses recherches, les explosions dans l'industrie pétrochimique peuvent être classifiées dans quatre types de base :

- Explosion de nuage de vapeur due l'évaporation de gaz,
- Explosion de récipient à pression,
- Explosion de la matière de fabrication en phase condensée,
- Explosion due aux poussières

Pour une conception contre explosion, le critère le plus déterminant d'une explosion est le dégagement de l'énergie soudain dans l'atmosphère qui a comme conséquence une de pression transitoire et une l'onde de choc. L'onde de choc se propage vers l'extérieur dans toutes les directions de la source à la vitesse supersonique ou sonique.

L'ordre de grandeur et la forme de l'onde de choc dépend de la nature du dégagement d'énergie et de la distance de l'épicentre de l'explosion. Il existe de deux types d'ondes



**Figure V.1 Courbe de onde de Choc (ou souffle) et l'onde de Pression**

**i. Onde choc :**

C'est une élévation soudaine et presque instantanée de la pression au-dessus de la pression atmosphérique ambiante jusqu'à un pic de surpression maximale. Ensuite on a un retour graduel à la pression ambiante avec certains des oscillations fortement atténuées. Ceci a comme conséquence une vague de pression négative après la phase positive de l'onde de choc. (Fig. V.1).

**i. Onde de pression :**

C'est une élévation progressive de pression jusqu'à un pic de surpression suivie d'un affaiblissement progressif de pression et une phase négative semblable à celle de l'onde choc.

Les ondes de chocs dans les champs proches et lointains résultent habituellement des détonations de matières en phase condensées, ou d'une explosion extrêmement énergétique d'un nuage de gaz de vapeur.

La plupart des déflagrations de nuage de vapeur provoquent des vagues de pression dans les champs proches qui peuvent se propager comme une onde choc pour les champs lointain.

La phase négative de l'onde de choc et l'onde de pression est généralement beaucoup plus faible et plus graduelle que la phase positive, et par conséquent elle est habituellement ignorée dans la conception de la résistante contre le souffle explosif.

Dans la figure V.1, le temps (**td**), représentant la durée de la surpression de l'onde de choc, est appelé durée de la phase. L'aire la courbe de pression-temps représente l'impulsion de l'onde de choc. En conséquence, l'impulsion de la phase positive, est définie comme suit étant:

$$I_o = \int_0^{t_d} P(t)dt \quad \begin{cases} = 0.5 P_{so} t_d & \text{Onde de forme triangulaire} \\ = 0.64 P_{so} t_d & \text{Onde de forme sinusoidale} \\ = c P_{so} t_d & \text{Onde de forme exponentielle} \end{cases}$$

Avec  $P(t)$  Fonction de la pression  
 $P_{so}$  Pic de pression (surpression)  
 $t_d$  Durée de la phase positive

### V.3 Paramètres de l'onde

Pour la conception résistante au souffle explosif pour le cas des bâtiments, les principaux paramètres de l'onde de choc exigée pour définir le chargement de souffle sont suivants :

- $P_{so}$  le pic de la pression positive (surpression),  $t_d$  la durée e la phase positive et l'impulsion positive correspondante,
- $P_{so}$  le pic de la pression négative (suction),  $t_d$  la durée e la phase négative positive et l'impulsion négative correspondante,

L'onde de choc s'atténue pendant qu'elle se propage en s'éloignant de l'épicentre d'explosion. Par conséquent, les valeurs maximales de la surpression et les valeurs de l'impulsion diminuent avec la distance tandis que la durée augmente.

En plus de la surpression maximale, de la durée, et de l'impulsion. Il existe d'autres paramètres qui peuvent entre dans la détermination des charges dues au souffle explosif tels que :

- Pic de la pression reflétée,  $Pr$
- Pression dynamique maximale (de vent de souffle)  $qo$
- Vitesse de l'onde de choc  $U$
- Longueur de l'onde de choc  $Lw$

#### **Pr, pression reflétée**

Quand l'onde de choc d'une explosion heurte une surface, elle est reflétée. L'effet de cette réflexion d'onde de choc est que la surface est soumise à une pression beaucoup élevé que la

pression de frappe. La valeur de la pression reflétée est habituellement déterminée comme étant égale à :

$$P_r = C_r \times P_{so} \quad \text{Avec } C_r \text{ coefficient de reflection} \quad P_r = [2 + 0.0073P_{so}]P_{so} \quad (\text{kPa})$$

Le coefficient de réflexion dépend de la surpression maximale, l'angle d'incidence de l'onde frontale relativement à la surface et du type d'onde de choc.

### Pression dynamique du souffle

Cet effet de souffle est dû au mouvement de l'air quand l'onde de choc se propage dans l'atmosphère. La vitesse des particules de l'air, et par conséquent la pression du souffle, dépend de la surpression maximale de l'onde de choc. La pression dynamique maximale peut être calculée avec formule empirique suivante :

$$q_o = 0.0032(P_{so})^2 \quad (\text{kPa})$$

La pression dynamique nette sur une structure est définie comme étant le produit de la pression dynamique et d'un coefficient de traînée, **Cd**. Le coefficient de traînée dépend de la forme et de l'orientation de la surface des obstructions. Pour un bâtiment rectangulaire, le coefficient de traînée est égal à :

- $Cd = 1$  pour façade principale
- $Cd = -0.4$  pour les faces latérales et arrières ainsi que la terrasse

### Vitesse de l'onde de choc

La vitesse de l'onde frontale peut être calculée selon la formule suivante:

$$U = 345[1 + 0.0083P_{so}]^{0.5} \quad (\text{m/sec})$$

### Longueur de l'onde de choc

La longueur de l'onde de choc  $L_w$  pour des explosifs de haute énergie peuvent être obtenues à partir de la formule.

$$L_w = U \times t_d \quad (\text{m})$$

## V.4 Charges dues du souffle explosif dans le cas d'un bâtiment

Les charges sur le bâtiment sont déterminées à partir de l'interaction de l'onde et de sa propagation à travers le bâtiment à calculer. Quand une onde de choc heurte un bâtiment, le

bâtiment est chargé par des surpressions et des forces de résistance dues à l'avancement de l'onde de choc.

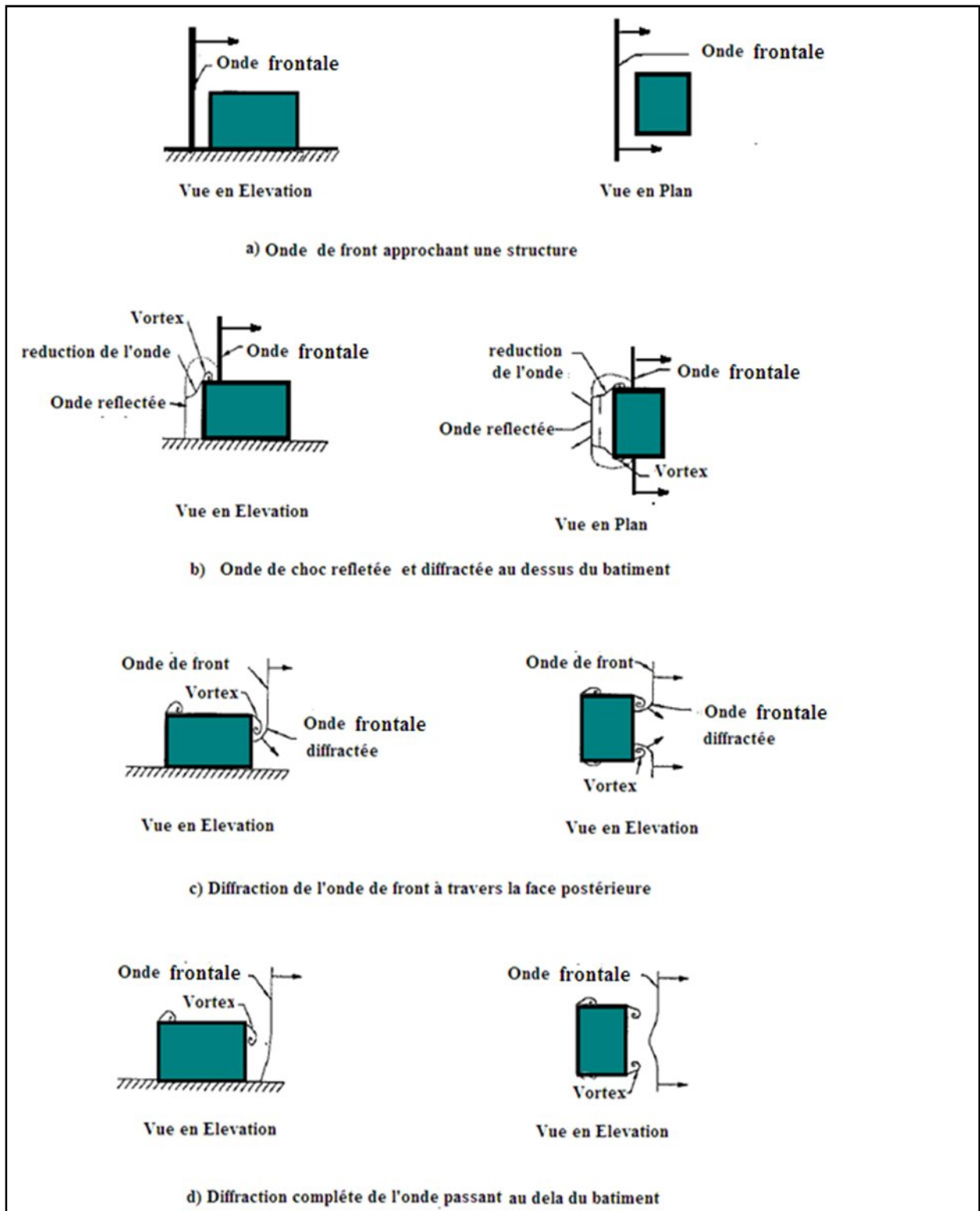


Fig. V4.2 schéma de l'interaction de l'onde frontale avec un Bâtiment

L'interaction entre l'onde de choc et la structure est tout à fait complexe comme représenté schématiquement sur la figure V.2. Pour la nécessité des calculs, le chargement du souffle explosif peut être simplifié, comme illustré sur la figure V.3.

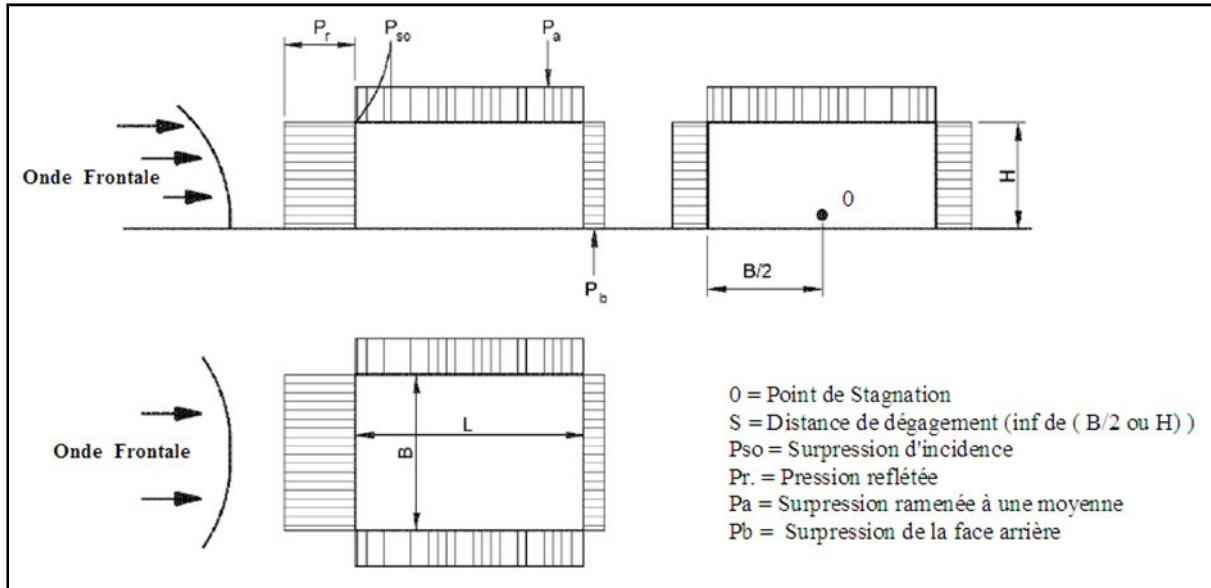


Fig. V.3. Chargement du souffle explosif simplifié

L'onde de choc sur la figure V.3 est schématisée se déplaçant horizontalement de gauche à droite. Cependant, selon l'endroit des risques potentiels d'explosion relatives au site, le souffle explosif peut frapper le bâtiment dans n'importe quelle direction et peut, dans le cas d'une source explosif élevée par rapport au bâtiment frapper ce dernier vers le bas.

Selon la distance et orientation du bâtiment vis-à-vis à la source du souffle, le bâtiment et ses composants subiront diverses combinaisons des effets du souffle (surpression reflétée, Surpression de coté, pression dynamique et pression négative).

Basé sur les informations du maitre de l'ouvrage concernant la valeur du pic de la surpression et sa durée, l'ingénieur d'études peut déterminer les charges dues au souffle explosif.

### V.5. Procédure de calcul des pressions pour un bâtiment de base rectangulaire

Données fourni par le maitre de l'ouvr:  $\left\{ \begin{array}{l} P_{so} \\ t_d \end{array} \right.$

Face Principale :

- Soumise à une surpression reflétée  $P_r$  :

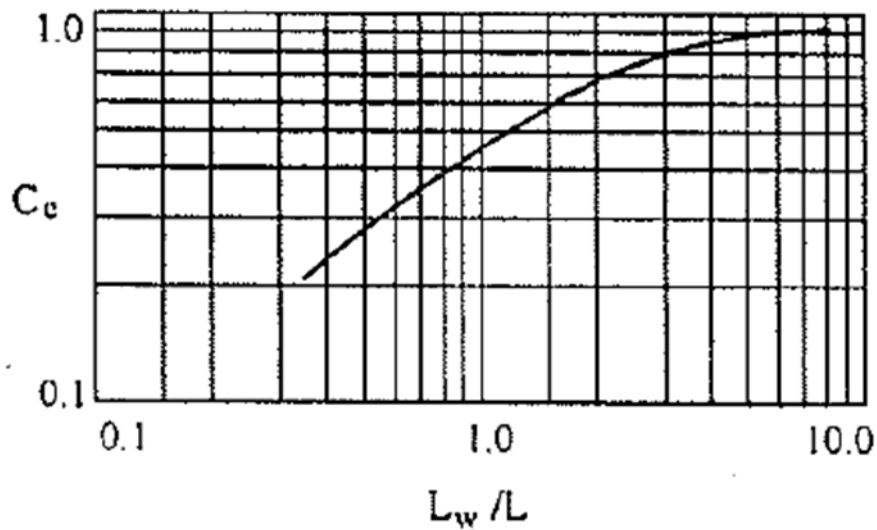
$$P_r = C_r \times P_{so} \quad \text{Avec } C_r \text{ coefficient de reflection} \quad P_r = [2 + 0.0073P_{so}]P_{so} \quad (\text{kPa})$$



- Distance de dégagement  $S = \inf \begin{cases} H & \text{Hauteur du bâtiment} \\ B/2 & \text{Longueur de la façade} \end{cases}$
- Temps de dégagement de l'onde réfléctée  $t_c = 3 \left( \frac{S}{U} \right) \leq t_d$  (sec)
- Coefficient de trainée  $C_d = 1$  pour façade principale
- Pression de stagnation  $P_s = P_{s0} + C_d \times q_0$  (kPa)
- Impulsion de la face principale  $I_w = (P_r - P_s) t_c + 0.5 \times P_s \times t_d$  (kPa-sec)

#### Face latérale Terrasse et Face arrière:

- Coefficient de trainée (Cd)  
 $C_d = -0.4$  pour les faces latérales et arrières ainsi que terrasse
- Surpression maximale équivalente  $P_s = C_e \times P_{s0} + C_d \times q_0$  (kPa)
- Temps de montée  $t_r = \frac{L}{U}$  (sec)
- $C_e$  Coefficient de réduction fonction de  $L_w/L$  ou  $L$  est la longueur de la façade étudiée.



## V.6 Application

Données fourni estimé :

$$P_{SO} = 39 \text{ kpa}$$

$$t_d = 0.04 \text{ sec}$$

- **Vitesse de l'onde de choc**

$$U = 397 \text{ m/s}$$

- **Longueur de l'onde de choc**

$$L_w = 12.85 \text{ m}$$

- **Pression dynamique du souffle**

$$q_0 = 4.87 \text{ kpa}$$

- **Façade Principale**

Surpression reflétée  $P_r$  :

$$P_r = 89.10 \text{ kpa}$$

$$\text{Distance de dégagement } S = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} H = 12.15\text{m} \\ B / 2 = 14.72\text{m} \end{array} \right\} = 12.15\text{m}$$

Temps de dégagement de l'onde reflétée

$$t_c = 3 \left( \frac{S}{U} \right) = 0.092 > t_d$$

$$t_d = 0.04 \text{ sec}$$

Coefficient de trainée  $C_d = 1$  pour façade principale

Pression de stagnation

$$P_s = P_{SO} + C_d \times q_0 = 43.87 \text{ kpa}$$

Impulsion de la face principale

$$I_w = (P_r - P_s) t_c + 0.5 \times P_s \times t_d \quad (\text{kPa-sec})$$

$$I_w = 2.69 \text{ kpa-sec}$$

- **Face latérale et Terrasse**

Coefficient de trainée (Cd)  $Cd = -0.4$  pour les faces latérales

$$\text{Coefficient de réduction (Ce)} \quad Ce = \frac{L}{L_w} = \frac{9.45}{12.85} = 0.735$$

Surpression maximale équivalente

$$P_s = C_e \times P_{so} + C_d \times q_o \quad (\text{kPa})$$

$$P_s = 26.72 \text{ kpa}$$

$$\text{Temps de montée } t_r = \frac{L}{U} \quad (\text{sec})$$

$$t_r = 0.024 \text{ sec}$$

- **Face Postérieure**

Coefficient de trainée (Cd)  $Cd = -0.4$  pour les faces latérales

Coefficient de réduction (Ce)

$$Ce = \frac{L}{L_w} = \frac{29.45}{12.85} = 0.62$$

Surpression maximale équivalente

$$P_s = C_e \times P_{so} + C_d \times q_o \quad (\text{kPa})$$

$$P_s = 24.81 \text{ kpa}$$

$$\text{Temps de montée } t_r = \frac{L}{U} \quad (\text{sec})$$

$$t_r = 0.074 \text{ sec}$$

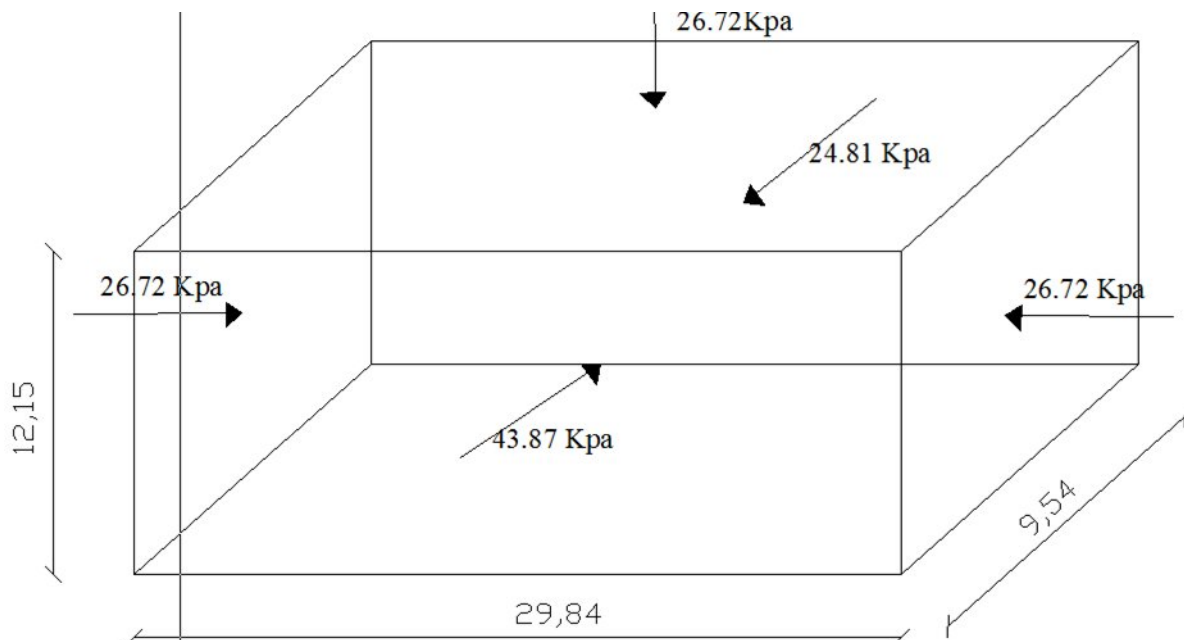
## V.7 Introduction :

Dans ce chapitre les résultats de l'analyse à la résistance contre l'explosion ainsi que les résultats de la comparaison entre les modèles sont présentés de la manière suivante :

Dans cette partie nous allons étudier l'impacte de l'explosion sur les différents éléments du bâtiment en terme de sollicitations et effectuer une comparaison entre les efforts internes engendré dans les éléments structuraux par rapport aux combinaisons suivantes ;.

- ELU
- G+Q+Eseism
- G+Q+Eexp

### V.7.1 Etude du model vis-à-vis l'explosion :



**Fig.V.1.Schéma des pressions dues à l'explosion**

Nous avons analysé le model initial avec un chargement due à l'explosion représenté par des pressions sur toutes les façades et sur la terrasse comme le montre la figure V.1

## V.7.1.1 Comparaison des déplacements

Nœud	Z(m)	E <sub>x</sub> (mm) (xx)	E <sub>y</sub> (mm) (yy)	Exp (mm) (xx)	Exp (mm) (yy)
13	0	0,00	0,00	0,00	0,00
102	4	0,26	0,22	0,23	0,44
234	8	0,63	0,68	0,32	1,42
333	12	0,93	1,21	0,34	2,38
472	16	1,14	1,71	0,22	3,29

Tableau .V.1 Comparaison des déplacements de la structure

## Remarque

D'après le tableau V.1, les déplacements de la structure sous l'effet de la pression de l'explosion suivent le sens (y-y) sont plus importants que ceux du séisme (E<sub>y</sub>). Par contre les déplacements dans le sens (x-x) sous le séisme sont plus grands et cela et par rapport à l'épicentre de l'explosion vis-a-vis la structure.

## X.2.2 Comparaison des éléments de la structure :

Les éléments	Combinaisons	Effort tranchant V <sub>sd</sub> (KN)	Moment fléchissant M <sub>sd</sub> (KN.m)
P.S terrasse	ELU	70,95	26,75
	G+Q+Exp	73,15	68,11
P.S d'étage	ELU	30	24
	G+Q+Exp	18	21
P.P terrasse	ELU	41,62	104,45
	G+Q+Exp	5,95	36,15
P.P d'étage	ELU	5,50	38,67
	G+Q+Exp	6,78	28,59
Poteau De facade	G+Q+Eseism	139,47	50,65
	G+Q+Exp	81,18	32,33
Poteau interne	ELU	12,24	21,78
	G+Q+Exp	15,70	32,25

Tableau V.2 Comparaison des efforts internes des éléments de planchers

**Remarque**

- Comme la pression due à l'explosion est appliquée sur la terrasse seulement, on constate que les efforts dans les éléments de la terrasse (sous la combinaison avec effet de l'explosion) sont plus importants que sous la combinaison de l'E.L.U.
- Les éléments des planchers courants sont plus sollicités sous l'effet du séisme et la combinaison de l'ELU que sous l'effet de l'explosion.
- Pour les poteaux de façades ils sont plus sollicités sous les combinaisons accidentelles que sous la combinaison de l'ELU.
- Pour les poteaux internes, ils sont encore plus sollicités sous l'effet de l'explosion que sous la combinaison de l'ELU.

## Conclusion :

En conclusion, les enseignements tirés de ce travail se résument comme suit :

- Un diagnostic détaillé doit être établie afin de pouvoir localiser toutes l'insuffisance et anomalies de conception avant de prendre toute décision de renforcement ou de démolition.
- Les principaux résultats du diagnostic de la structure initiale sont :
  - L'insuffisance d'armatures au niveau des poteaux et des poutres.
  - Les déplacements inter étages dépassent la limite tolérée.
  - L'absence des voiles de contreventement
  - une faible capacité de résistance traduite par un faible effort tranchant.
- Une stratégie de renforcement doit être prise pour repéré toutes les difficultés et prendre en évidence les contraintes architecturale ainsi que le cout finale du projet.
- L'analyse push over de la structure confortée a permis de constater que le système de renforcement adopté est efficace et ce, à travers, notamment, l'amélioration du comportement de la structure en termes de résistance et de déformation. Par conséquent, la structure pourra résister à un séisme majeur avec une plastification modérée à moyenne au niveau des rotules.
- La méthode d'analyse des voiles dans le domaine non linéaire développée dans la version 14 du logiciel SAP2000, a permis de résoudre le problème lié à la modélisation des voiles .
- L'évaluation de l'impact d'une explosion sur la structure renforcée nous a permis de constaté que les structures poteaux poutres se comporte mal contre une explosion.