

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

Université Ibn Khaldoun Tiaret



Faculté des Sciences et de la Technologie et des Sciences de la Matière
Département des Sciences et de la Technologie
Filière de Génie Civil

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil
Option : Génie de la construction

Présenté par :
GUELAILIA MOHAMED
OUAZIR AMINE

Sujet du mémoire

***EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE
D'UN BATIMENT EXISTANT EN BETON ARME PAR
UNE ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE***

Soutenu publiquement le 30 juin 2012 devant le jury composé de :

M. KLOUCHE DJEDID Ibrahim	Président
M. MIMOUNI Mohamed	Encadreur
M. DJEBLI Benyagoub	Examineur
M. BENYAMINA Abdelrahmane	Membre
M ^{me} MIMOUNI Lamia	Membre

Promotion 2011/2012

Remerciements

Au terme de ce travail, nous remercions le BON DIEU tout puissant qui nous a donné la force et la volonté d'achever cette réalisation et nous lui rendons grâce.

Nous 'adressons notre gratitude et nos sincères remerciements à notre enseignant et directeur de thèse Monsieur M.MIMOUNI, pour ses nombreux conseils, sa précieuse expérience et sa disponibilité durant l'élaboration de cette recherche.

On tient à remercier les membres du jury, qui nous ont fait le grand honneur d'accepter la présidence du jury, qu'ils trouvent ici l'expression de notre profond respect.

nos vifs remerciements s'adressent également à tous les enseignants de la Faculté Ibn Khaldoun.

Enfin, on remercie toutes les personnes, qui de près ou de loin, nous ont aidés à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents

Mes sœurs

Mes frères

Toute la famille OUAZIR

Amine

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents

Mes sœurs

Mes frères

Toute la famille GUELAÏLIA

Mohamed

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Risque sismique et vulnérabilité du bâtiment existant

I.1 Risque sismique	3
I.2.Sismicité historique en Algérie	4
I.3.Activité sismique en ALGERIE du nord	5
I.4 Sismicité de la ville d'ORAN	6
I.4.1 Les séismes historiques	6
I.4.2 L'aléa sismique	7
I.4.3 Fréquence de distribution des séismes	7
I.5 Problématique des bâtiments existants	8
I.6 Vulnérabilité des constructions à ORAN	8
I.7 Typologie et état des constructions dans la ville d'Oran	8

Chapitre II : Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité

II.1 Méthode simplifiée de « MILAN ZACEK »	11
II.2 Méthode proposée par le groupe de travail " Vulnérabilité du bâti existant " de l'Association française du génie parasismique.....	12
II.3 Méthode japonaise	13
II.4 Méthode FEMA 310	15
II.5 Méthode ATC40.....	17
II.6 L'analyse PUSHOVER	18
II.6.1 Définition.....	18
II.6.2 Origine de l'analyse pushover.....	19
II.6.3 But de l'analyse pushover	19
II.6.4 Hypothèse.....	19

II.6.5 Mise en équation	19
--------------------------------------	-----------

Chapitre III : Retour d'expérience post-sismique

III.1 Dégâts sismiques typique.....	23
III.1.1 insuffisance de stabilisation latérale.....	23
III.1.2 Fissures et destruction de la maçonnerie.....	24
III.1.3 étage souple.....	24
III.1.4 poteau court.....	25
III.1.5 Entrechoquement (Martèlement).....	26
III.2 dégâts dus à une conception non conformes à la réglementation.....	27
III.3 Dégâts liés au absences ou non respect des dispositions constructives parasismique.....	30

Chapitre IV : Cas du bâtiment étudié

IV.1 Prise en main du bâtiment	48
IV.2 Présentation du projet	48
IV.3 Caractéristiques de la structure	48
IV.3.1 Dimensions en élévation.....	48
IV.3.2 Dimensions en plan.....	48
IV.4 Données du site.....	51
IV.5 Définition des éléments de l'ouvrage.....	51
IV.6 caractéristique des matériaux	51
IV.7 Présentation des éléments de la structure	52
IV.7.1 les poutres.....	52
IV.7.1.1 poutres principales.....	52
IV.7.1.2 .Poutres secondaires.....	53
IV.7.2 Les poteaux.....	54

IV.7.3 Les Planchers	55
IV.7.2 Les escaliers.....	55
 Chapitre V : Étude sismique	
V.1 Déscente de charge.....	59
V.1.1 Plancher terrasse inaccessible.....	59
V.1.2 Plancher étage courant.....	59
V.1.3 Murs extérieurs en maçonnerie.....	60
V.1.4 Acrotère.....	60
V.1.5 Escalier.....	61
V.1.5.1 Etage courant.....	61
V.1.5.2 Vide sanitaire.....	61
V.2 Chargement de la structure.....	62
V.2.1 chargement des portiques.....	62
V.2.2 calcul des réactions de l'escalier.....	63
V.3 Evaluation du poids de la structure.....	64
V.4 Etude sismique.....	68
V.4.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente.....	68
V.4.2 Application de la méthode statique équivalente.....	72
V.5 Calcul de l'inertie massique.....	73

Chapitre VI : Modélisation sur SAP 2000 version 15

VI.1 Définition de la structure dans SAP 2000 V15.....	76
VI.2 Méthodologie de l'analyse pushover.....	78
VI.3 Application de la méthode pushover dans SAP2000 V15.....	79
VI.3.1 Rotules plastiques et longueur plastique	79
VI.3.2 Passage de la loi moment –courbure à la loi moment rotation.....	81
VI.3.3 Introduction des rotules plastiques dans SAP2000 V15.....	83
VI.4 Résultats de l'analyse pushover	85
VI.4.1 Cas réel.....	85
VI.5 Renforcement par chemisage	84
VI.5.1 Détermination des poids (W_T) de la structure après chemisage.....	89
VI.5.2 Distribution des forces sismique.....	91
VI.5.3 L'inertie massique.....	91
VI.5.4 Résultats de l'analyse	92
VI.6 Renforcement par ajout de murs voiles.....	93
VI.6.1 Renforcement par ajout de murs voiles sur le niveau VS+RDC	94
VI.6.1.2 Détermination des poids (W_T) après l'ajout du voile sur 1 niveau.....	95
VI.6.1.3 Distribution des forces sismique.....	96
VI.6.1.4 L'inertie massique.....	96
VI.6.1.5 Résultats de l'analyse.....	96
VI.6.2 Ajout de voile sur RDC+1 étage.....	98
VI.6.2.2 Résultats de l'analyse.....	99
VI.6.3 Ajout de voile sur RDC+2 étages.....	100
VI.6.3.1 Résultats de l'analyse.....	100
VI.6.4. Ajout de voile sur RDC+3 étages.....	102
VI.6.4.1 Résultats de l'analyse.....	103

Conclusion.....	104
Conclusion générale.....	106

Généralités et problématiques :

L'Algérie et notamment sa frange littérale se trouve dans une zone d'activité sismique élevée dont le risque est fortement présent, ces zones ont été souvent frappées par des séismes ravageurs provoquant des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels très élevés insurmontables, marquant pour longtemps les esprits, à cet effet des règlements parasismiques Algériens ont été introduits pour prévenir le risque sismique offrant ainsi un certain niveau de sécurité dans les constructions neuves, suite à des séismes récents, l'expérience acquise par des analyses post-sismiques montre que la protection des vies humaines est assurée dès lors que ces références réglementaires parasismiques sont appliquées aux constructions, mais en l'occurrence ces codes étant assez récents une grande partie du parc immobilier est construite avant l'introduction de ces normes parasismiques en 1983 et aucune de ces réglementations n'est définie pour le bâti ancien, d'où la légitimité de poser la question sur la vulnérabilité du bâti existant à de tels séismes.

A cet égard, la réduction du risque lié à cet aléa se traduit par l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments existants conçus et réalisés sans préoccupation parasismique, on procède alors à l'établissement des courbes de fragilité en ayant recours à une méthode de calcul statique non linéaire dans des conditions proches de l'effondrement pour évaluer convenablement la réserve de sécurité existante, et d'estimer les différents états de dommage qui peuvent se produire et d'essayer d'améliorer leurs résistances.

2. Organisation du mémoire

Afin de d'entreprendre la problématique citée en haut il était opportun de structurer notre mémoire en six chapitres comme suit :

- le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique sur le risque sismique et la vulnérabilité sismique des bâtiments existants dans le but d'éclairer la problématique et donner une idée sur la sismicité de la zone d'implantation du bâtiment.
- Le deuxième chapitre présente les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants. Dans ce contexte, nous exposons quelques méthodes récentes notamment celle qui évalue la vulnérabilité sismique par une analyse statique non linéaire (pushover).
- Le chapitre trois s'articule autour des dégâts sismiques typiques encourus par les bâtiments existants en particulier les dégâts que peuvent subir le bâtiment étudié en effet, les retours d'expériences post-sismiques donnent des enseignements très intéressants pour comprendre le comportement de ce type de bâtiment en cas de séisme.
- Dans le chapitre quatre on s'intéresse au cas du bâtiment existant. Il s'agit de faire la collecte de données sur le bâtiment en question.
- Le cinquième chapitre concerne l'évaluation des charges verticales (gravitaire) et horizontales (sismique)
- Le dernier chapitre représente l'analyse non linéaire du bâtiment (pushover) sur sap2000 V15, l'interprétation des résultats et la proposition des solutions de renforcement relatives à la réduction de la vulnérabilité sismique du bâtiment étudié

L'ensemble est clôturé par une conclusion générale portant sur les résultats significatifs trouvés et pouvant être généralisés pour d'autres bâtiments.

I.1 Risque sismique :

On entend par ***Risque sismique*** le degré de perte, de destruction ou des dégâts occasionnés par un séisme sur une période de référence (en général un an) sur une région donnée. Les pertes se réfèrent aux vies humaines et aux biens exposés.

Dans le cas d'un danger sismique naturel, la valeur exposée au risque est avant tout celle du bâtiment, de leurs occupants, de leurs contenus ainsi que de leurs coûts. Le risque peut être exprimé comme étant le produit de l'aléa sismique (probabilité d'occurrence) et de la vulnérabilité (degré d'endommagement) [1].

L'aléa sismique est la probabilité, pour un site d'être exposé à une secousse tellurique de caractéristiques données au cours d'une période de temps donnée. L'évaluation de l'aléa sismique intègre la magnitude, l'intensité et la période de retour des séismes [2].

On définit la ***Vulnérabilité sismique*** par le degré d'endommagement pour différents événements. La vulnérabilité dépend des caractéristiques physiques et géométriques des bâtiments.

Risque sismique = Aléa sismique x Vulnérabilité

L'aléa sismique mis en évidence la vulnérabilité des bâtiments existants .En milieu urbain, cette vulnérabilité, combinée à une concentration importante de bâtiments construits avant l'introduction des normes parasismiques, peut entraîner un risque sismique élevé, suite à ceci l'étude de la vulnérabilité au séisme est indispensable pour estimer le risque encouru par les bâtiments existants.

Donc la réduction du risque sismique se base sur une bonne estimation de la vulnérabilité des éléments exposés aux séismes vis-à-vis des forces sismiques mais aussi sur la définition de l'aléa sismique qui apporte l'information probabiliste.

Mais avant d'évoquer la vulnérabilité des bâtiments existants il est primordial de présenter l'aléa sismique en ALGERIE d'une manière générale, notamment l'ORANIE du fait que le bâtiment à étudier se situe à la ville d'ORAN.

I.2.Sismicité historique en Algérie :

L'activité sismique en Algérie est connue depuis le 02 Janvier 1365 date à laquelle s'est produit le séisme d'Alger [3] (voire tableau 1). Antérieurement à cette date, la sismicité n'est pas connue faute de disponibilité de documentation et archives relatives aux époques médiévale et antique de notre pays.

Le tableau ci-dessous illustre la sismicité historique en ALGERIE :

Lieu	Date	I/ M	M	Victimes
Alger	03.01.1365	X		Plusieurs
Alger	10.03.1673			
Mitidja	03.02.1716	X		20 000
Oran	09.10.1790	X		2000
Blida	02.03.1825	X		7000
Djidjelli	22.08.1856	X		-
Aures	16.11.1869	IX		30
Gouraya	15.01.1891	X		38
Orleansville	09.09.1954	X	6.7	1243
El Asnam	10.10.1980	X	7.3	2633
Constantine	27.10.1985	VIII	5.9	10
Tipaza	29.10.1989	VIII	6.0	22
Mascara	18.08.1994	VII	5.7	175
Alger	04.09.1996	VII	5.7	
Temouchent	22.12.1999	VII	5.7	25
B.Ouartilane	10.11.2000	VII	5.4	04
Boumerdes- Alger	21.05.2003	X	6.8	2300

Tableau I.1 : Sismicité historique de l'ALGERIE 1365-2003

I.3. Activité sismique en ALGERIE du nord :

L'activité sismique se concentre essentiellement dans la région Nord du pays. Dans la région Nord, la région tellienne est la plus active. Le zonage effectué indique que les régions de Chelef, Oran et Alger sont les régions les plus menacées puisque dans ces zones, les séismes les plus importants se sont produits.

L'activité sismique en Algérie du Nord est continue puisqu'elle se produit tout le long de l'année. Les séismes qui se produisent en Algérie du Nord sont causés par l'affrontement des plaques tectoniques Africaine et Eurasiatique (Phillip, 1983,1987) [3].

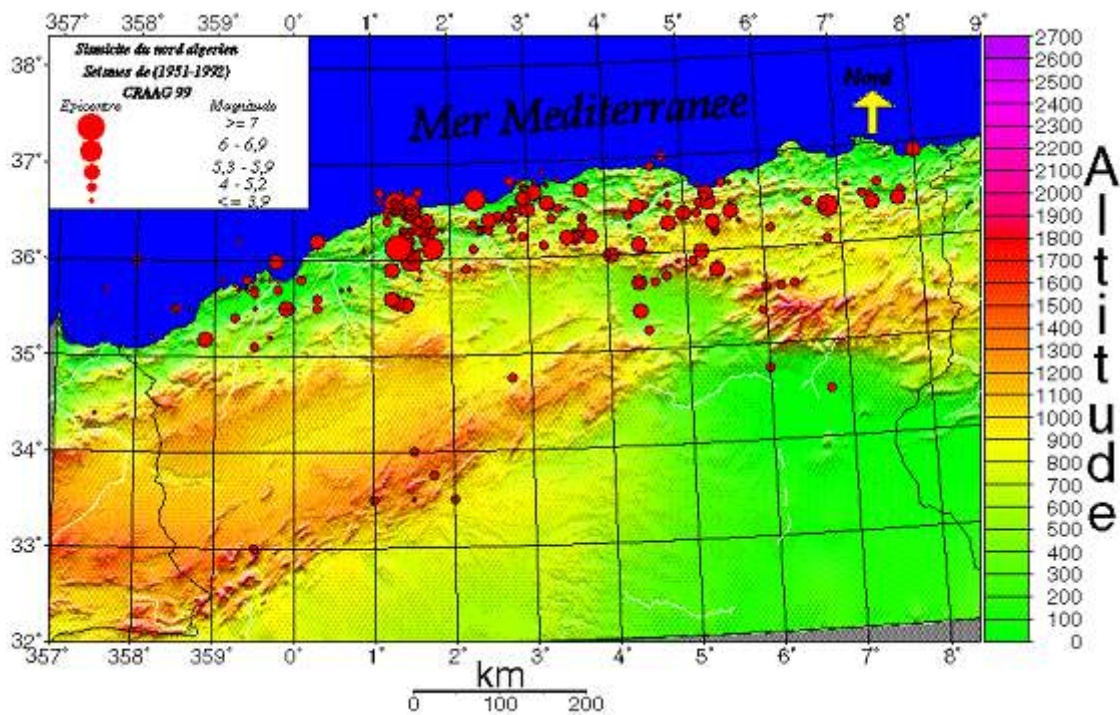


Figure I.1 Carte de la sismicité du nord Algérien

Les séismes algériens sont d'autre part superficiels ne dépassant pas en profondeur les 15 km, ce qui les rendent plus perceptibles par la population et donc plus dangereux [3].

I.4 Sismicité de la ville d'ORAN :

Le zonage sismique du territoire, montre que la bande tellienne notamment dans sa frange littorale est soumise au degré d'aléa sismique le plus élevé. La région Tellienne est un espace tectoniquement complexe à vulnérabilité sismique naturelle élevée, appelée à connaître d'autres séismes d'importance variable.

La sismicité augmente du Sud Ouest vers le Nord Est et devient plus grande selon les données historiques dans la région entre les villes de Mascara, Mostaganem, Sig et Oran, où a eu lieu un plus grand nombre de séismes.

I.4.1 Les séismes historiques :

Au cours du vingtième siècle de fortes secousses se sont manifestées par différentes intensités dans la région d'Oran, toutes ces données indiquent que les abords proches de la ville d'Oran représentent une source sismogène de forts tremblements de terre.

Epicentre	Magnitude	Intensité	Heure	Date	Localité
35°70N 00°60E	7.5	X	01h15mn	09 octobre 1790	Oran
35°40N 00°10E	7.5	X	00h01mn	Mars 1819	Mascara
35°40N 00°10E	5.7	VIII	09h30mn	22 Novembre 1851	Mascara
Mostaganem	4.6	VI	19h00	16 janvier 1878	Mostaganem
35°58N 00°33E	6.5-7.5	IX-X	13h25mn	29 Novembre 1887	Kalâa
35°70N00°80W	5.2-5.7	VIII-VII	04h15 mn	21 Mai 1889	Oran
Oran	4.6-5.2	VII-VI	18h08 mn	25 Avril 1900	Relizane
35°70N00°40W	5.2	VII	18h06 mn42s	24 Juillet 1912	Arzew
32°90N 00°10E	4.9	VIII	8h06mn06s	13 Mars 1948	Ain sefra
35°70N00°70W	4.1	V	12h36mn49s	4 Novembre 1949	Oran
35°70N 00°20E	4.1	V	10h44mn29s	21 Mai 1950	Mostaganem
36°80N00°30W	4.1-4.6	V-VI	07h22mn48s	01 Janvier 1956	Arzew
35°80N00°60W	5.2	VII	20h00mn05s	12 Décembre 1959	Oran
35°50N01°50W	5.2	VII	13h46mn21s	13 Mai 1964	Béni Saf
35°50N00°10W	5.1	VII-VIII	02h10mn20s	13 juillet 1967	Sig
35°80N00°90W	4.1	V	22h38mn06s	12 juin 1972	Oran
35°35N01°03W	4.1	V	21h40mn	16 Janvier 1980	ATemouchent
35°99N00°22W	4.8	VI	19h50mn	19 Avril 1981	Oran
35°38N01°20W	4.1	IV	11h44mn00s	18Juillet 1985	Terga
35°67N00°50W	4	IV	03h00mn	4 Novembre 1987	Oran
35°45N00°03W	5.6	VIII	02h13mn	18 Août 1994	Béni Chograne
35°29N01°31W	5.8	VIII	17h 36 mn 55s	22Décembre 1999	ATemouchent

Tableau I.2 : Sismicité historique de la région Oranaise.

I.4.2 L'aléa sismique [4] :

Les dommages causés par un tremblement de terre dépendent de la façon dont le sol bouge et dont les édifices sont construits dans la région touchée. Ce qui intéresse les spécialistes en matière de prévention sismique ce sont les dégâts dans les bâtiments que peuvent causer les séismes. Il faut donc évaluer dans chaque région les dégâts les plus importants qui peuvent être causés par un séisme. Ceci revient donc à déterminer l'intensité maximale que l'on peut ressentir dans la région en question et l'accélération maximale que le sol est susceptible de subir lors d'un tremblement de terre.

I.4.3 Fréquence de distribution des séismes :

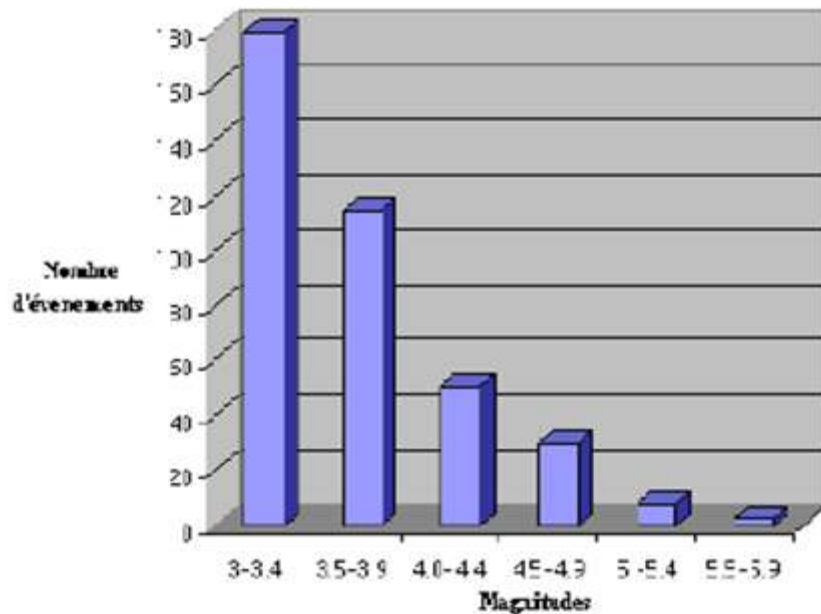


Figure I.2 Nombre d'événements en fonction de la magnitude de 1990 à 2003

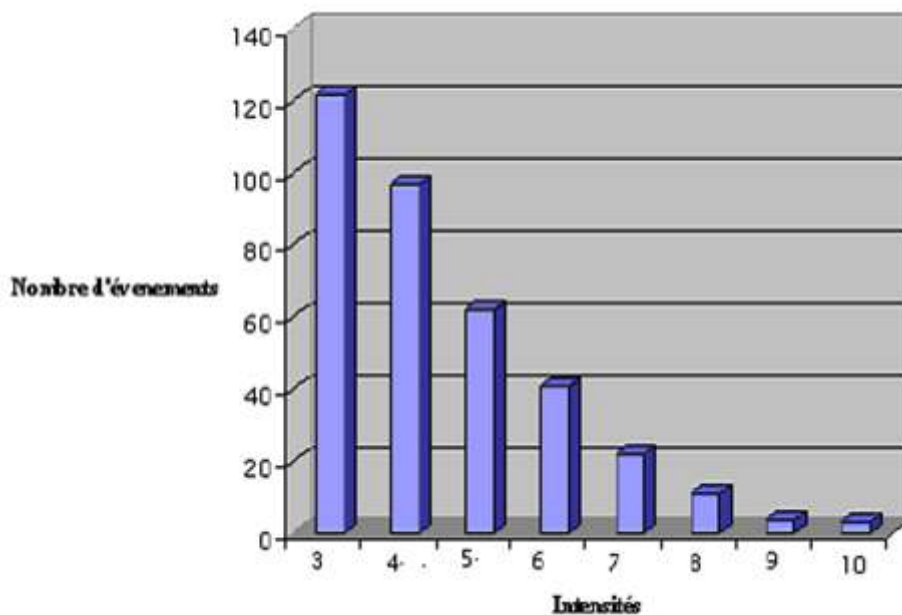


Figure I.3 Nombre d'événements en fonction de l'intensité de 1990 à 2003

1.5 Problématique des bâtiments existants :

Les bâtiments existants ont été conçus sans être dimensionnés au séisme, et réalisés avec la pratique de l'époque de construction avant l'apparition du premier règlement parasismique en 1981, d'où des écarts avec la pratique actuelle:

- Mouvements sismiques réévalués;
- Evolution des règles et des méthodes;
- Dispositions constructives mal adaptées à un comportement ductile.

le parc immobilier en Algérie majoritairement est constitué en grande partie de construction qui ne sont pas conformes à aucune réglementation parasismiques, et qui sont dimensionnées uniquement vis-à-vis des charges gravitaires tandis qu'en réalité il sont soumises en plus du chargement vertical à une action sismique sévère horizontale qui n'été pas prise en considération lors des calculs, Donc des constructions qui présentent des points faibles typiques vis-à-vis des séismes et qui satisfont pas aux exigences des normes actuelles.

1.6 Vulnérabilité des constructions à ORAN :

Oran, capitale de l'ouest, est la deuxième ville socio-économique du pays, Oran par son caractère, sa nature, sa situation géographique, constitue une ville à risque majeur et potentiel. Avec un tissu urbain très dense, la commune d'Oran est actuellement divisée en quarante trois (43) quartiers.

1.7 Typologie et état des constructions dans la ville d'Oran :

La ville d'Oran est composée des différents immeubles qui sont classés d'une façon générale selon la période de construction ainsi que leur système structural en trois catégories :

1ère catégorie:

Édifier de grande partie durant la première période de développement de construction en particulier a partir de 1880, ils se situent notamment sur les grandes artères, ces bâtiments sont généralement réalisés en pierres avec planchers et escalier en bois en poutrelles métallique ou en hourdis en terre cuite. C'est à partir de 1930 qu'apparaissaient les premiers bâtiments d'aspect architectural moderne. Ces immeubles sont construits traditionnellement (structures en béton arme et maçonnerie en briques), ces constructions sont biens insère dans la trame urbaines existante et constituent des ensembles homogènes regroupant parfois plus de 100 logements.

2ème catégorie:

Les premiers grands ensembles sociaux ont été réalise à la périphérie de la ville (1948-1969). Les ensembles de part de la solidité de leurs constructions ont bien résiste au temps et sont bien intègres au tissu urbain.

3ème catégorie:

Les nouvelles zones d'habitat qui présentent la plus grande partie de patrimoine public existant a été initiée depuis 1969 et dont l'objectif visait surtout l'amélioration du confort de logement notamment au plan des surfaces afin de mieux répondre au besoin induit par la taille des ménages .Sur ces statistiques il figure bien que l'âge de construction peut nous donné des idées sur les matériaux de construction utilisés et le système structural [6].

Mais aucun types des ces constructions ne repend aux normes parasismiques actuels du fait qu'ils ont été réalisés avant l'introduction des règlements parasismiques.

En observant ces données et en combinaison avec l'aléa sismique présenté dans ce chapitre, le risque sismique est bien réel et même élevé, d'ou la nécessité de l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments existants afin de réduire le risque, car c'est le seul paramètre qu'on peut modifier du fait qu'il est impossible d'intervenir au niveau d'aléa sismique.

Etant donné la complexité de la problématique, des méthodes d'évaluation diverses ont été élaborées. Les méthodes présentées visent chacune un objectif, donc également un besoin différent. Le but de cette présentation est d'illustrer la grande diversité des approches.

II.1 Méthode simplifiée de « MILAN ZACEK » :

Il s'agit d'une méthode simplifiée rédigée par Milan Zacek en 1993[7]. Cette méthode ne nécessite aucun calcul de structure, elle est simple et peu coûteuse. Elle consiste uniquement en un relevé de données sur site par simple examen visuel extérieur.

Le but de cette méthode est d'identifier les constructions potentiellement dangereuses. Elle permet pour un bâtiment donné de définir le niveau de dommages attendu (modérés, importants ou graves) en fonction de l'intensité du séisme attendu (faible, moyenne, forte) ensuite conclure sur la nécessité ou non d'une étude approfondie sur le bâtiment étudié. Elle n'a pas pour objectif premier de hiérarchiser un groupe de bâtiments en fonction de leur vulnérabilité mais pourrait être utilisée dans ce cadre également.

L'approche consiste dans un premier temps à relever les caractéristiques générales et les facteurs de vulnérabilité du bâtiment (caractéristiques de la construction et état de conservation) à l'aide d'une fiche de relevé. Dans un second temps, il s'agit de déterminer les dommages correspondants à chaque facteur et caractéristique relevés à l'aide d'une grille d'évaluation de la présomption de vulnérabilité.

Trois niveaux d'agression sismique sont considérés : séismes faibles, moyens et forts.

Le résultat de l'évaluation sommaire de vulnérabilité du bâtiment pour chaque niveau d'agression sismique est obtenu en retenant la situation la plus grave parmi les appréciations correspondantes à chaque facteur de vulnérabilité. Ces résultats sont inscrits sur la fiche de relevé. Il est à noter que lorsque la construction cumule certains facteurs de vulnérabilité (forme très irrégulière par exemple), les dommages potentiels sont majorés d'un degré.

Enfin la nature du sol et la situation dans le site sont relevés sur la fiche mais ils ne sont aucunement pris en compte dans l'évaluation des dommages.

L'ensemble de ce relevé aboutit sur une appréciation finale de la nécessité de réaliser une étude approfondie. [7]

II.2 Méthode proposée par le groupe de travail " Vulnérabilité du bâti existant " de l'Association française du génie parasismique (AFPS):

Cette méthode est applicable aux bâtiments construits depuis 1960. Deux niveaux d'évaluation sont visés. Le premier consiste en une approche qualitative et le second en une vérification quantitative.

Niveau 1 : Approche qualitative :

Une grille de relevé détaillée doit être remplie lors d'une inspection extérieure et intérieure du bâtiment étudié. L'évaluation est faite à l'aide d'un tableau d'évaluation, dans lequel une cote (coefficient de pénalité) est attribuée aux divers facteurs de vulnérabilité. Ces cotes permettent de calculer un coefficient K variant de 0 à 100.

Selon la valeur de K la vulnérabilité est déterminée, deux cas sont distingués :

- $K > 50$, une évaluation quantitative est nécessaire.
- $K \leq 50$, la conclusion est directement établie sur un niveau de vulnérabilité correspondant à un des types de dommages, Ces types sont les degrés de dommages 2, 3, 4 et 5 de l'échelle macrosismique européenne EMS 98(vpir annexe).

Niveau 2 : Approche quantitative

L'évaluation est faite pour les trois niveaux d'agression sismique :

- **Séisme faible**, correspondant au degré VII à l'échelle d'intensité macrosismique EMS 92 ou à une accélération maximale du sol $a_s = 1 \text{ m/s}^2$;
- **Séisme moyen**, correspondant à l'intensité VIII ou à $a_s = 2 \text{ m/s}^2$;
- **Séisme fort**, correspondant à l'intensité IX ou à $a_s = 4 \text{ m/s}^2$.

Par une des méthodes d'analyse suivantes, choisie en fonction des critères de régularité figurant dans les règles PS 92 [8]:

- analyse forfaitaire,
- analyse simplifiée,
- analyse complète.

Il est également procédé à la vérification de la stabilité au renversement, de la stabilité interne et de la résistance des éléments porteurs.

Les résultats de l'analyse sismique sont hiérarchisés de la manière suivante :

- instabilité d'un élément de contreventement : **effondrement**,
- contrainte excessive dans un élément de contreventement : **effondrement à désordres graves**,
- déformations excessives de la structure : **effondrement partiel** (effets du second ordre pour les systèmes à portiques ou entrechoquement des deux blocs contigus) à désordre modérés.

En recensant tous les facteurs de vulnérabilité établis qualitativement et en examinant les résultats d'une analyse quantitative, l'évaluation de la vulnérabilité est établie en fonction de la nature du séisme et la nature des dommages.[8]

II.3 Méthode japonaise :

Le Japon fut en 1977 le premier pays à publier une méthode normalisée pour la réévaluation sismique des bâtiments existants. Cette norme a été mise à jour en 1990 et 2001 pour tenir compte des derniers développements scientifiques. L'analyse présentée ici porte sur la version anglaise disponible depuis 2001 (JBDPA, 2001).

La performance sismique du bâtiment est représentée par un indice de performance sismique, IS , qui doit être calculé pour chaque étage et dans les deux directions principales, selon l'équation : $IS = E0 SD T$

avec :

- $E0$: appelé indice structural de base, figure la performance nominale du bâtiment, supposé parfaitement régulier et en très bon état.
- SD : l'indice d'irrégularité du bâtiment, quantifie l'effet des diverses irrégularités structurelles et géométriques sur le comportement de la structure.
- T : un indice de vieillissement relatif à la dégradation de la structure au cours du temps, est introduit pour tenir compte de l'influence de défauts structurels tels que la fissuration, les flèches, le vieillissement des matériaux, etc.

Trois procédures (niveaux 1, 2 et 3) de fiabilité croissante (et donc de moins en moins conservatives) sont proposées pour évaluer ces indices. Les niveaux 2 et 3 qui exigent des calculs d'ingénieur relativement complexes sont exclus de cette analyse.

Le calcul de $E0$ pour chaque niveau implique de déterminer puis de multiplier un indice de résistance ultime C et un indice de ductilité F , en tenant compte du mode de rupture probable, du nombre total de niveaux et de la position de l'étage considéré. Des formules forfaitaires sont proposées qui distinguent trois types d'éléments verticaux de contreventement, à savoir les poteaux, les murs, et les poteaux courts.

L'indice d'irrégularité SD est obtenu en agrégeant, en les pondérant par leurs coefficients, les indices partiels obtenus pour des caractéristiques particulières du bâtiment dont :

- la régularité géométrique et les dimensions en plan.
- les dimensions des joints de construction.
- la présence d'un sous-sol partiel.
- l'uniformité des hauteurs d'étages.
- la présence d'un étage souple, aggravé éventuellement d'un excentrement.

Des critères quantitatifs simples, fournis dans le manuel de la méthode, permettent de déterminer la valeur des indices partiels moyennant quelques calculs géométriques élémentaires. Toutefois, il est fait appel au jugement de l'utilisateur pour avérer la présence ou non d'un étage souple.[7]

L'indice T est également obtenu en vérifiant quelques critères, cette fois essentiellement qualitatifs :

- aux déformations observées (inclinaison, tassements différentiels, flèche importante de certains éléments structurels),
- à la fissuration des murs et des poteaux (fissuration, corrosion des aciers),
- à d'éventuels incendies,
- à l'âge du bâtiment,
- à l'état des revêtements.

Une fois l'indice de performance sismique IS calculé, celui-ci doit être comparé avec l'indice de demande sismique ISO calculé selon la formule :

$$ISO = ES ZGU$$

où :

- ES est un coefficient qui vaut 0,8 pour le premier niveau et 0,6 pour les niveaux suivants pour tenir compte de la plus grande incertitude portant sur le premier niveau d'évaluation,
- Z caractérise le niveau d'aléa selon la localisation du bâtiment,
- G est un paramètre de sol qui tient compte de l'interaction sol structure ainsi que des effets de site lithologiques et topographiques,
- U dépend de l'usage du bâtiment et doit être considéré comme un facteur d'importance.

Dans la pratique, le facteur ZG est choisi égal à l'accélération spectrale (en g) correspondant à la période fondamentale du bâtiment considéré. Une répartition triangulaire est suggérée pour répartir cet indice sur la hauteur du bâtiment.

Trois possibilités sont envisagées :

- Si $IS > ISO$, le bâtiment est considéré comme sûr.
- Si $IS \ll ISO$, le bâtiment est à haut risque. Le renforcement ou la démolition doit être envisagée.
- Si $IS < ISO$, l'évaluation est incertaine et un diagnostic plus poussé doit être effectué à l'aide d'une approche de niveau supérieur.

II.4 Méthode FEMA 310 :

Il s'agit d'une méthode présentée sous forme de guide éditée par Federal Emergency Management Agency américaine depuis 1998[8], constitue une prénorme. Elle est le résultat de mises à jour de méthodes antérieures, intégrant les enseignements des études post-sismiques récentes.

L'évaluation est systématiquement faite par rapport à deux niveaux de performance :

- sauvegarde des vies humaines (SVH),
- fonctionnalité immédiate (FI).

Trois niveaux d'évaluation sont proposés :

Niveau 1 : Présomption de vulnérabilité :

Cette évaluation concerne tous les types de bâtiments et vise à identifier ceux qui n'atteignent pas le niveau de performance requis. L'état de la construction est examiné à l'aide d'une série de " check-lists " détaillées dans le guide et portant sur la structure, les éléments non structuraux et l'interface sol/fondations. Si des points vulnérables sont détectés, il peut être décidé de procéder à l'évaluation du niveau 2 ou de se satisfaire des résultats obtenus.

Niveau 2 : Analyse quantitative :

Cette analyse consiste à appliquer une méthode de calcul élastique linéaire simplifiée aux bâtiments désignés comme non conformes au niveau 1. L'objectif est d'identifier les constructions qui ne nécessitent pas de réhabilitation, ainsi que celles qui présentent une réelle vulnérabilité.

Niveau 3 : Analyse approfondie :

Les évaluations aux niveaux 1 et 2 étant assez conservatrices en raison de l'approche simplifiée, l'analyse du niveau 3 vise à une évaluation précise qui ne se justifie que dans des cas spécifiques.

On peut utiliser des méthodes statiques ou dynamiques linéaires ou non linéaires, (non précisées dans le document FEMA 310.)

Un rapport final doit être établi, Ce rapport devrait comporter au moins les informations suivantes :

- Objectif, méthode, type d'analyse, niveaux de performance vérifiés.
- Description du bâtiment : destination, capacité, forme, dimensions, système porteur, éléments non structuraux, type de bâtiment par référence à une typologie, importance historique,...
- Description du site : topographie, sismicité, type de sol,...
- Liste des hypothèses adoptées : propriétés des matériaux, effets liés au site, nature du sol,...
- Liste des points faibles constatés.
- Annexes : références, notes de calcul,...

L'ensemble des démarches préconisées dans le guide est résumé dans l'organigramme suivant :

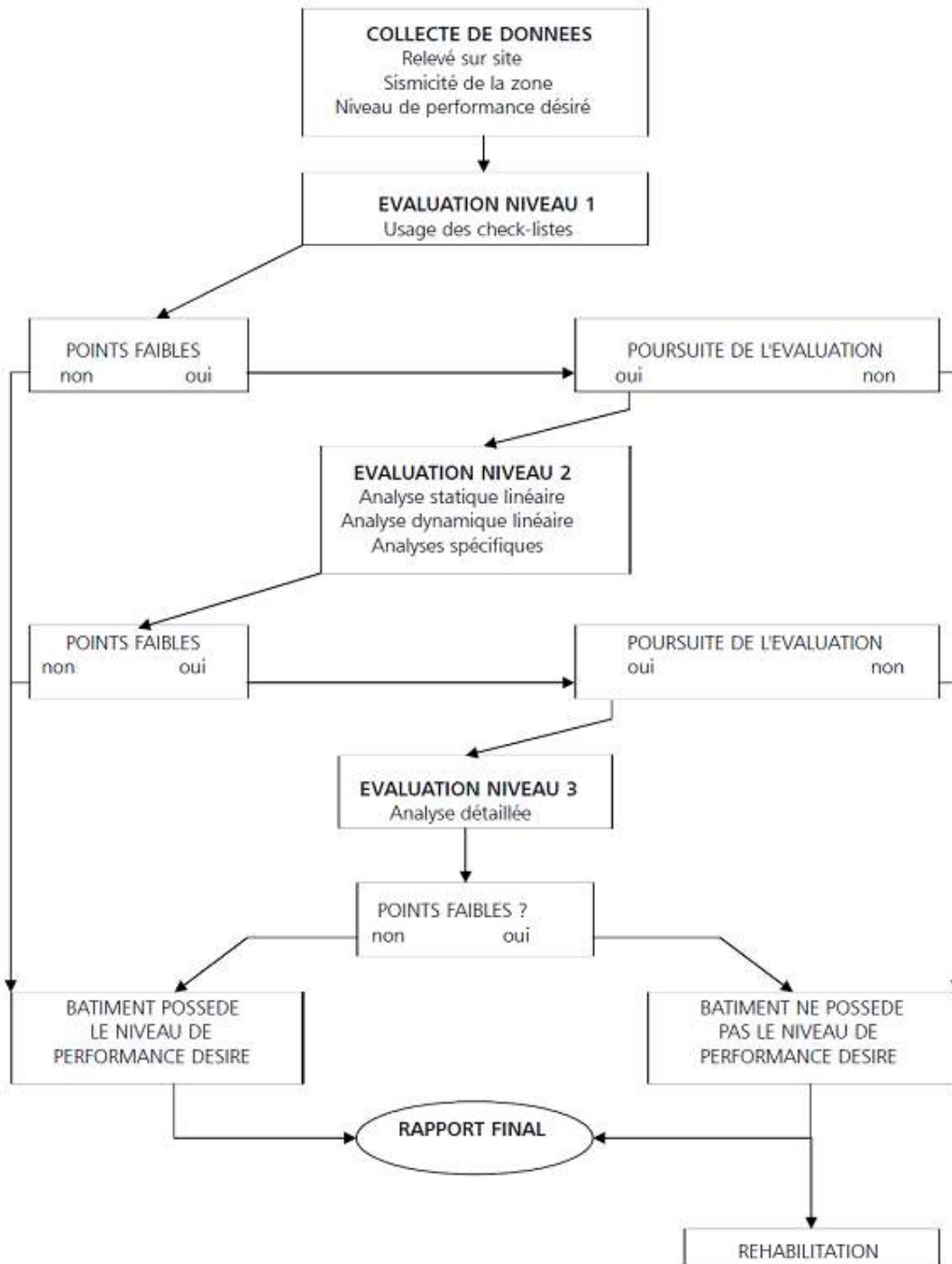


Figure II.1 Organigramme de la méthode « FEMA310 »[8]

II.5 Méthode ATC40 :

C'est une méthode, conçue pour les constructions de béton armé, publiée aux Etats-Unis en 1986 par Applied Technology Council [9], est innovante par rapport aux approches classiques. La capacité d'atteindre un niveau de performance est évaluée en termes de déplacements et non en termes de forces, car lors des déformations post-élastiques, l'importance des dommages est davantage fonction des déplacements que des forces.

La vulnérabilité est évaluée pour les mêmes niveaux de performance que dans la méthode " FEMA 310" : sauvegarde des vies humaines (SVH) et fonctionnalité immédiate (FI), par une méthode de calcul statique non linéaire. Des courbes de capacité de déplacement (donc de déformabilité) sont tracées pour les bâtiments étudiés. Elles dépendent des caractéristiques de ces derniers et non pas d'une agression sismique. Les différents degrés de dommages correspondant aux déplacements sont localisés sur la courbe.

En corrélant la courbe de capacité de déplacement du bâtiment avec le déplacement maximal provoqué par un mouvement sismique de sol donné, déterminé par une méthode proposée dans le document, on obtient un point appelé " point de performance " (traduit parfois en français comme " point de fonctionnement "). Sa position par rapport au niveau de performance recherché indique si ce niveau est atteint ou non.[8]

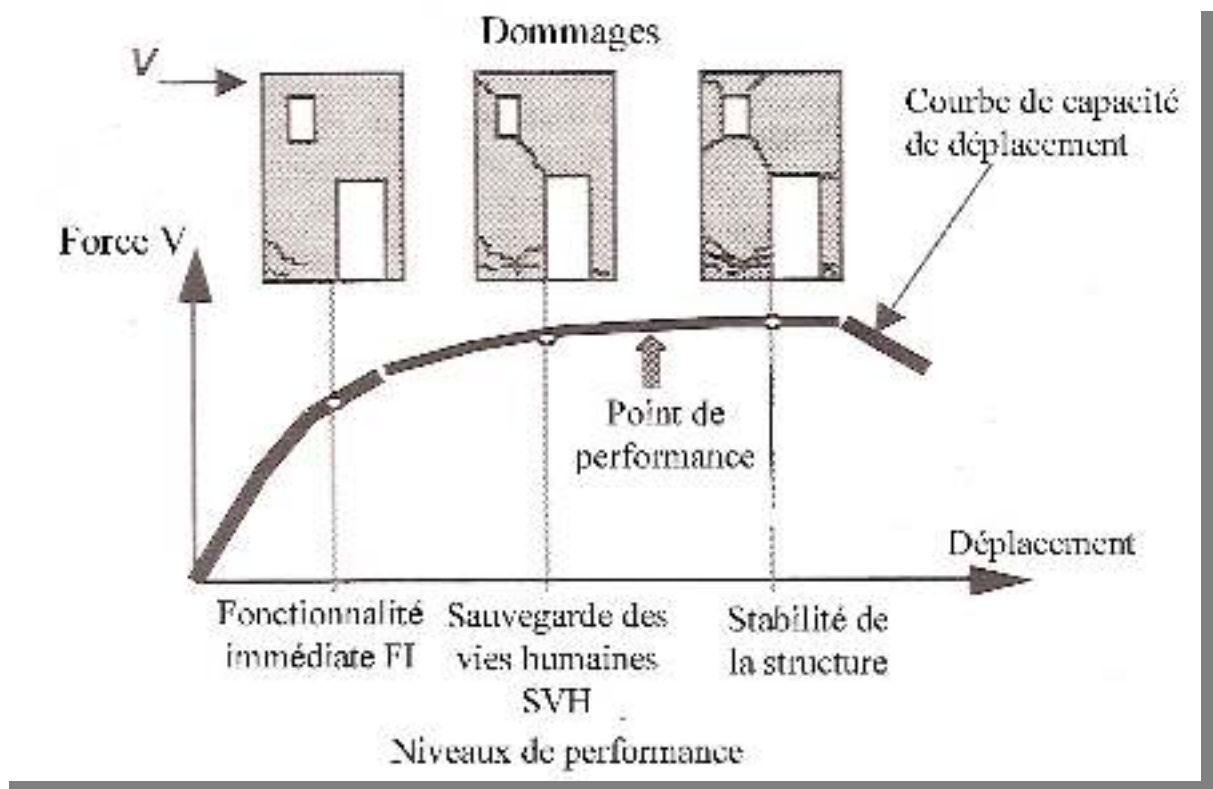


Fig. II.2- Courbe de capacité de déplacement d'un bâtiment, d'après ATC . Le point de performance correspond au déplacement maximal du bâtiment sous l'action du séisme considéré. Le bâtiment montré est donc vulnérable, car il peut subir des déplacements supérieurs à ceux du niveau de performance minimal exigé (SVH)

La méthode " ATC 40 " a suscité un grand intérêt dans le monde entier. Toutefois, elle n'est accessible qu'aux spécialistes, car le type de calcul utilisé pour déterminer les courbes de capacité de déplacement est peu courant.

II.6 L'analyse PUSHOVER : [10]

II.6.1 Définition :

L'analyse 'pushover' est une procédure statique non-linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (voire figure II.3) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure.

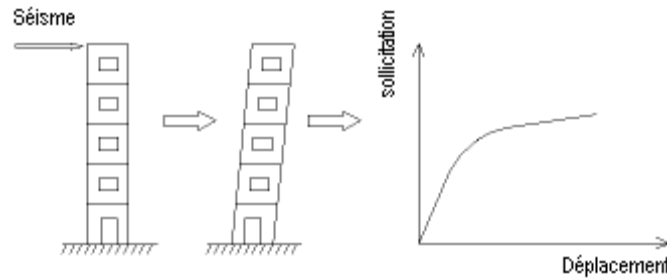


Figure II.3 : Signification physique de la courbe de capacité

D'après la figure II.4 on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.



Figure II.4: Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité [10].

a) Le premier niveau :

Correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

b) Le deuxième niveau :

Niveau d'endommagement correspondant à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

c) Le troisième niveau :

Représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. Au delà de ce niveau, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

II.6.2 Origine de l'analyse pushover :

L'analyse statique pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (**déplacement maximale**) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent [6].

II.6.3 But de l'analyse pushover :

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

L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique [6], on cite :

- 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.
- L'hypothèse de base de cette méthode et le fait de rapporter les structures 3D ou 2D à un système à un degré de liberté (DDL), basée sur des recherches antérieures (Saiidi et Sozen 1981), qui ont démontrés que le déplacement d'un système à plusieurs degrés de liberté peut être approximativement égal à celui d'un système à un seul degré de liberté quand la réponse dominante est celle du premier mode.

II.6.4 Mise en équation :

Le vecteur de déplacement relatif x sous la forme :

$$x = \{\psi\} . x_t \dots\dots\dots(1)$$

(x_t : Déplacement au sommet de la structure).

L'équation différentielle du mouvement du système sera donc écrite comme suit :

$$[M]\{\psi\}\ddot{x}_t + [C]\{\psi\}\dot{x}_t + \{f\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_g \dots\dots\dots(2)$$

- [M] : matrice de masse.
- [C] : matrice d'amortissement.
- {f} : vecteur des forces dans les niveaux de la structure.
- \ddot{x}_g : L'accélération du sol.

x^* sera noté comme étant le déplacement du système à un seul degré de liberté équivalent, donné par l'expression suivante :

$$\mathbf{x}^* = \frac{\{\psi\}^T [M] \{\psi\}}{\{\psi\}^T [M] \{1\}} \mathbf{x}_t \dots\dots\dots(3)$$

En multipliant l'équation (1) par $\{\psi\}^T$, et en utilisant l'équation (2), on obtient l'équation différentielle du système équivalent :

$$M^* \ddot{x}^* + C^* \dot{x}^* + f^* = -M^* \ddot{x}_g \dots\dots\dots(4)$$

M^* , C^* , p^* désignent les propriétés du système équivalent et elles sont données par les formules suivantes avec $\{\psi_n = 1 \ n ! , n : \text{niveau du toit}\}$:

$$M^* = \{\psi\}^T [M] \{1\} \dots\dots\dots(5)$$

$$C^* = \{\psi\}^T [C] \{\psi\} \frac{\{\psi\}^T [M] \{1\}}{\{\psi\}^T [M] \{\psi\}} \dots\dots\dots(6)$$

$$f_y^* = \{\psi\}^T \{f_y\} \dots\dots\dots(7)$$

La forme du vecteur $\{\psi\}$ est connue et est supposée représenter la déformé du système à plusieurs degrés de liberté durant sa réponse au séisme dans le premier mode. Plusieurs formulations localisent le nœud pour lequel le déplacement est calculé au sommet du bâtiment et la forme du vecteur $\{\psi\}$ est normalisée pour avoir une amplitude égale à 1 au sommet [5].

On déduit alors l'effort tranchant V_y et le déplacement correspondant $x_{t,e}$, comme le montré par la figure (II.5) ci-dessous :

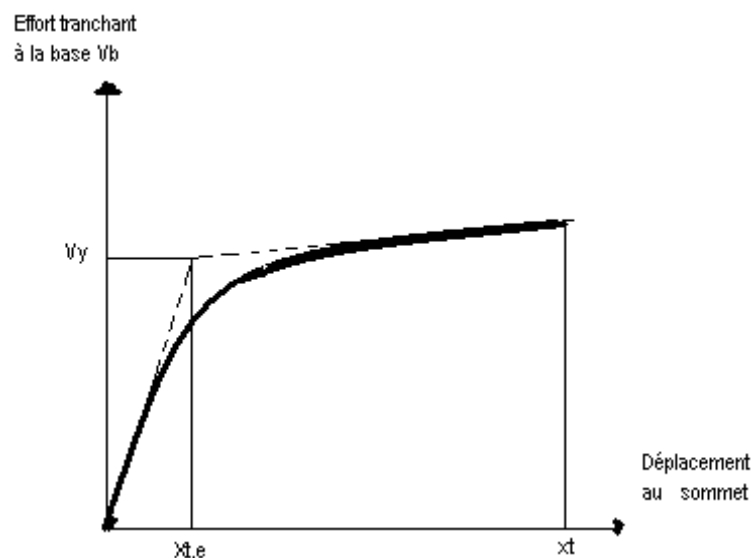


Figure II.5 courbe Pushover

De la courbe bilinéaire reliant ces deux paramètres, qui peuvent être calculés avec l'équation (2) et l'équation (4) pour calculer les paramètres du système à un seul degré de liberté et qui sont données par les expressions ci après :

$$x_y^* = \frac{\{\psi\}^T [M] \{\psi\}}{\{\psi\}^T [M] \{1\}} x_{t,e} \dots\dots\dots(8)$$

$$f_y^* = \{\psi\}^T \{f_y\} \dots\dots\dots(10)$$

{fy} : vecteur des forces dans chaque étage à la limite élastique ($V_y = \{1\}^T \{f_y\}$).
 Ayant calculé ces caractéristiques, on peut déterminer la période élastique du système équivalent comme suit :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{x_y^* M^*}{f_y^*}} \dots\dots\dots(11)$$

Les bâtiments existants conçus avant l'introduction des règlements parasismiques présentent un comportement très défavorable en cas de séisme, ce comportement dangereux est justifié par l'absence des dispositions parasismiques, provoquant ainsi de lourds conséquences et met en péri la vie des occupants, cependant il en est de même pour les bâtiments récents dont les règles n'ont pas été respectées.

A travers l'expérience post-sismique des séismes passés, et pour mieux exposer la problématique, on essaye d'illustrer quelques problèmes et dégâts typiques des bâtiments non conformes à la réglementation parasismique en vigueur.

III.1 Dégâts sismiques typique :

III.1.1 insuffisance de stabilisation latérale



Photo III.1 Séisme de Kalamata [11]

Ce type de ruine par empilement des dalles est typique d'une absence de Contreventement vertical.



Photo III.2 Séisme Boumerdès 2003- rapport préliminaire V.DAVIDOVIDCI.

Effondrement total d'un bâtiment de 6 étages
(insuffisances de stabilisation latérale en poteau-poutre)

III.1.2 Fissures et destruction de la maçonnerie :



Photo III.3 Eclatement des remplissages de maçonnerie d'une structure de béton armé (Séisme d'El Asnam) [11] .

Le séisme s'est arrêté à temps et le bâtiment ne s'est pas effondré ce qui permet d'observer la nature des dommages qui auraient mené à la ruine si les secousses avaient duré quelques secondes de plus.

III.1.3 étage souple :



Photo III.4 Séisme Boumerdés 2003- rapport préliminaire V.DAVIDOVIDCI.

Destruction de rez-de-chaussée
Due à l'étage souple

III.1.4 poteau court :



Photo III.5 Séisme Boumerdès 2003- rapport préliminaire V.DAVIDOVIDCI

Détail de destruction des poteaux à cause du fonctionnement en « poteaux courts » remplissage partiel en maçonnerie.



Photo III.6 Séisme Boumerdès 2003- rapport préliminaire V.DAVIDOVIDCI
Détail de destruction d'un poteau à cause du fonctionnement en «poteau court»



Photo III.7 Cisaillement des poteaux courts au niveau du vide sanitaire.

III.1.5 Entrechoquement (Martèlement):



Photo III.8 Séisme Boumerdès 2003- rapport préliminaire V.DAVIDOVIDCI.

Ouverture des bâtiments vers le haut après entrechoquement

III.2 dégâts dus à une conception non conformes à la réglementation :



Photo III.9 Document NISEE – et Séisme de Kobé, 1995,
L'excentrement entre le centre de gravité et le centre de rigidité a provoqué la torsion du bâtiment.



**Document conception parasismique
et maison individuel –cimbéton-**

Effondrement du bâtiment à cause de la
torsion [11]



**Photo III.10 Séismes des Marches-Ombrie, 1997 –
Document x.**

Ce bâtiment dont la longueur est importante au regard de la largeur a subi des destructions à ses deux extrémités par accumulation d'énergie. Effet de « coup de fouet » [11] .



**Photo III.11 Séisme de Kobé, 1995, le séisme et les constructions –patricia blandier-
Bâtiment en L**

Destructions diverses par accumulation de contraintes à la jonction de deux ailes de bâtiment n'oscillant pas en phase [11] .



**Photo III.12 Séisme Boumerdès 2003
Rapport AFPS**

Endommagement de la base du
minaret dû à l'irrégularité en
élévation



Photo III.13 Séisme Boumerdès 2003- rapport préliminaire V.DAVIDOVIDCI.
Porte-à-faux bas du RdCh. au-dessus
d'un sous-sol en retrait

III.3 Dégâts liés aux absences ou non respect des dispositions constructives parasismique :

Les nœuds poteau-poutre de bâtiments existants constitue le point faible des structures en portiques pour les raisons suivantes :

- Insuffisance des armatures transversales dans les zones critiques d'extrémité des poteaux et des poutres,
- Absence des armatures transversales dans les nœuds au croisement poteau – poutre,
- Mise en place d'une talonnette en pied et en tête de poteau d'environ 5 à 10 cm en mortier de mauvaise qualité,
- Quatre surfaces de reprise de bétonnage en pied et en tête du poteau à cause de la présence des deux talonnettes.

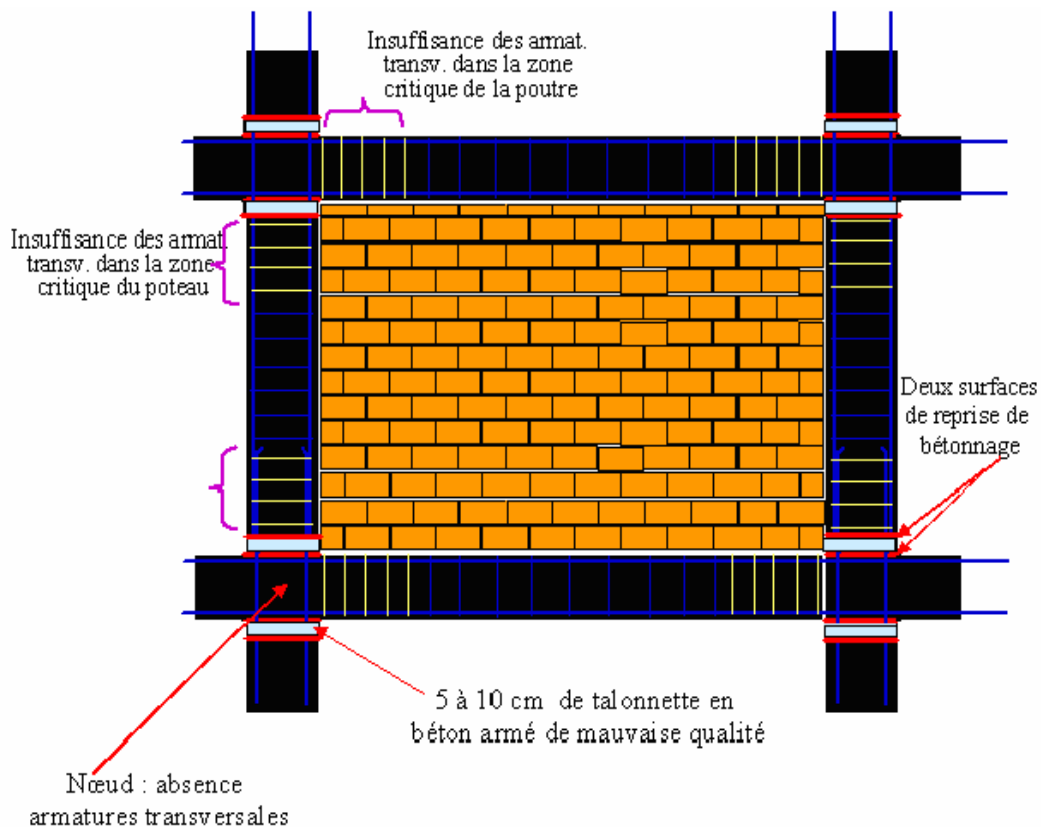


Figure III.1 Dispositions constructives non - conformes aux règles [12]



Photo III.14 Séisme Boumerdès 2003- rapport préliminaire V.DAVIDOVIDCI.
Destruction de l'extrémité du poteau du fait de l'absence d'armatures transversales dans la zone critique du poteau



Photo III.15 Séisme Boumerdès 2003- rapport préliminaire V.DAVIDOVIDCI.
Effondrement à cause de l'absence d'armatures transversales dans le nœud et dans la zone critique du poteau.



Photo III.16 Séisme Boumerdès 2003- rapport préliminaire V.DAVIDOVIDCI.

Effondrement à cause de l'absence
d'armatures transversales dans le nœud et dans la zone critique du poteau.



Séisme Boumerdès 2003- rapport préliminaire V.DAVIDOVIDCI.
Arrêt du coulage du poteau à environ 5cm sous la sous face de la poutre. Absence
d'armatures transversales dans le nœud.



Photo III.17 Séisme Boumerdès 2003- rapport préliminaire V.DAVIDOVIDCI.
Talonnette de 10 cm en mortier de très mauvaise qualité.



Photo III.18 Séisme Boumerdès 2003- rapport préliminaire V.DAVIDOVIDCI.
Insuffisance d'armatures transversales,
béton de mauvaise qualité, rupture au droit de la surface de reprise.



Photo III.19 Séisme Boumerdès 2003- rapport préliminaire V.DAVIDOVIDCI.

Insuffisance d'armatures transversales,
béton de mauvaise qualité, rupture au droit de la surface de reprise



Photo III.20 Rapport AFPS
bâtiment dont les poutres sont
dimensionnées plus largement que les poteaux, la rupture des têtes
de poteaux pourrait entraîner la ruine totale pour des secousses plus violentes.

La combinaison de toutes ces lacunes sous l'effet d'un séisme, et la ruine est assurée :



Bâtiment en R+4
Rapport AFPS

Conclusion

Les sollicitations sismiques occasionnent des dégâts importants aux structures. Après chaque séisme important, le même constat se répète invariablement, des erreurs récurrentes sont à l'origine de la majorité des dégâts et des effondrements des constructions. Pourtant, ces erreurs sont aisément évitables par une conception parasismique adéquate et en s'appuyant sur les enseignements tirés de l'enquête post-sismique pour mieux comprendre le comportement des bâtiments existants sous l'effet de séismes futurs. Donc le séisme est une épreuve de vérité pour les constructions existantes, il est impératif de les renforcer avant qu'elles soient détruites. Il est à rappeler que le bâtiment sujet de l'analyse fait part de la catégorie des bâtiments existants non conçus pour faire face aux séismes, il subira probablement les mêmes conséquences en cas de séisme.

IV.1 prise en main du bâtiment :

Avant de commencer l'analyse du bâtiment, il était important d'avoir tous les documents relatifs au bâtiment, nécessaires à la modélisation. Pour les bâtiments existants, les plans ne sont pas forcément très détaillés. Dans notre cas les plans du bâtiment avaient pratiquement toutes les informations nécessaires.

Nous avons ensuite modélisé le bâtiment avec des logiciels de dessin (AUTOCAD, ARHICAD) cela permet d'avoir une première appréciation du bâtiment, notamment de sa régularité. A partir de ces plans, nous avons créé une nomination claire des différents éléments.

Un tableau EXCEL synthétisant les caractéristiques de chaque élément est très utile lors de l'introduction de celles-ci dans le Logiciel d'éléments finis. Les caractéristiques que nous avons introduites ensuite dans le programme sont les suivantes : largeur, longueur, surface et position du centre géométrique.

IV.2 Présentation du projet :

Notre projet consiste à l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment existant en béton armé à usage d'habitation comportant 10 logements dans le territoire de l'arrondissement urbain de la Wilaya d'ORAN ville d'ARZEW faisant partie de l'opération de la réalisation de 250 logements , les études sont entreprises du 19/04/1971 jusqu'à 16/06/1972 par BET ETAU (bureau central d'étude des travaux publics d'architecture et d'urbanisme) et approuvées par SOCOTEC agence d'ALGER.

Situé au centre ville, l'assiette du terrain sur laquelle est implanté le bâtiment est d'une superficie de 172.48 m².

C'est un projet composé d'un bâtiment de 5 niveaux (RDC+ 4 étages + Vide sanitaire) en béton armé comportant :

- Des logements en F3
- Un vide sanitaire
- Rdc et étages courants sont à usage d'habitation

IV.3 Caractéristiques de la structure :**IV.3.1 Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale de bâtimentH = 16.60m.
- Hauteur du vide sanitaire.....h =0.80m.
- Hauteur d'étage couranth = 3.06m.

IV.3.2 Dimensions en plan :

- Longueur totaleL_{long}=17.60m.
- Largeur totale.....L_{trans}=9.80m.

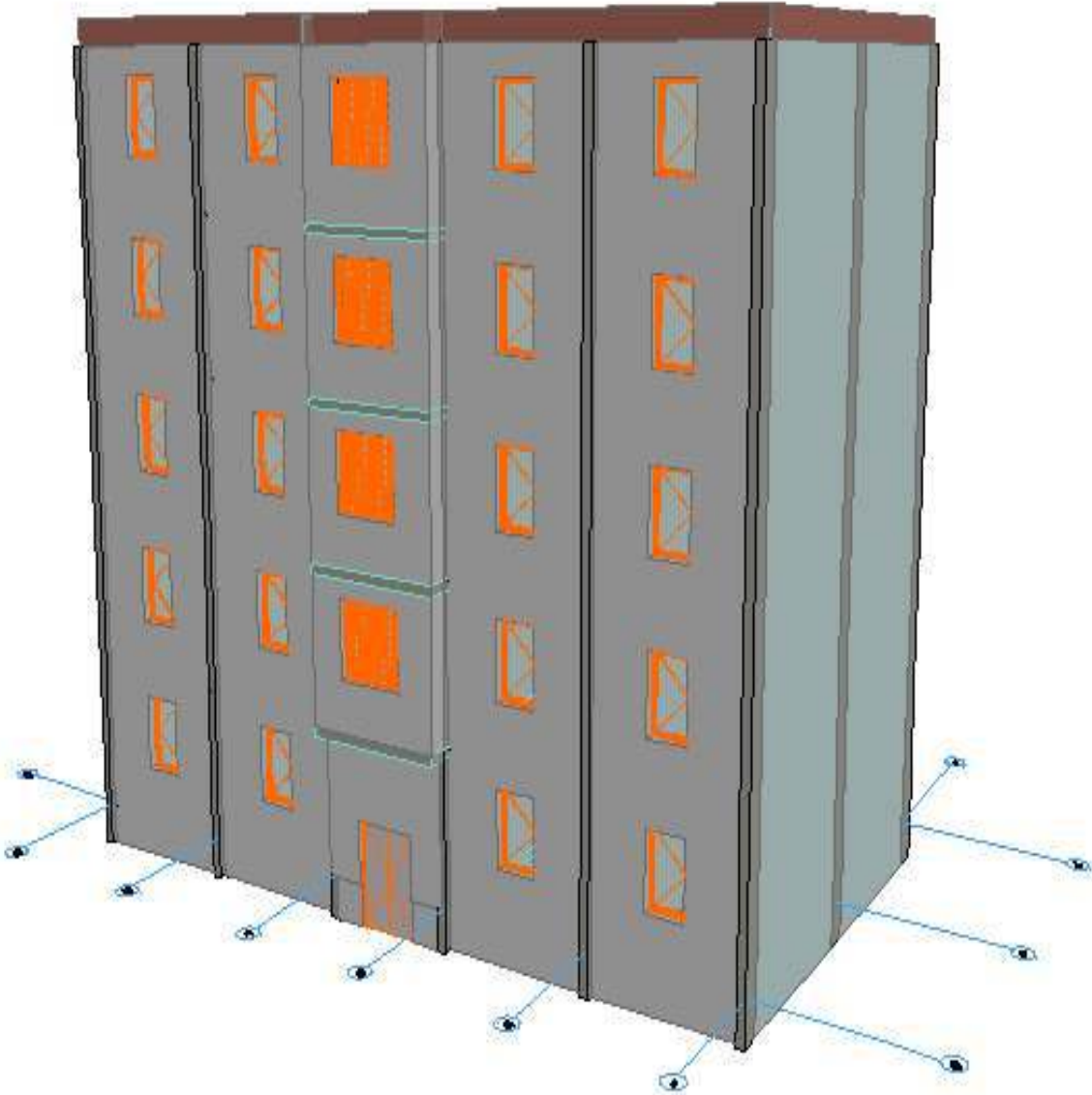


Figure IV.1 Vue 3D du bâtiment.

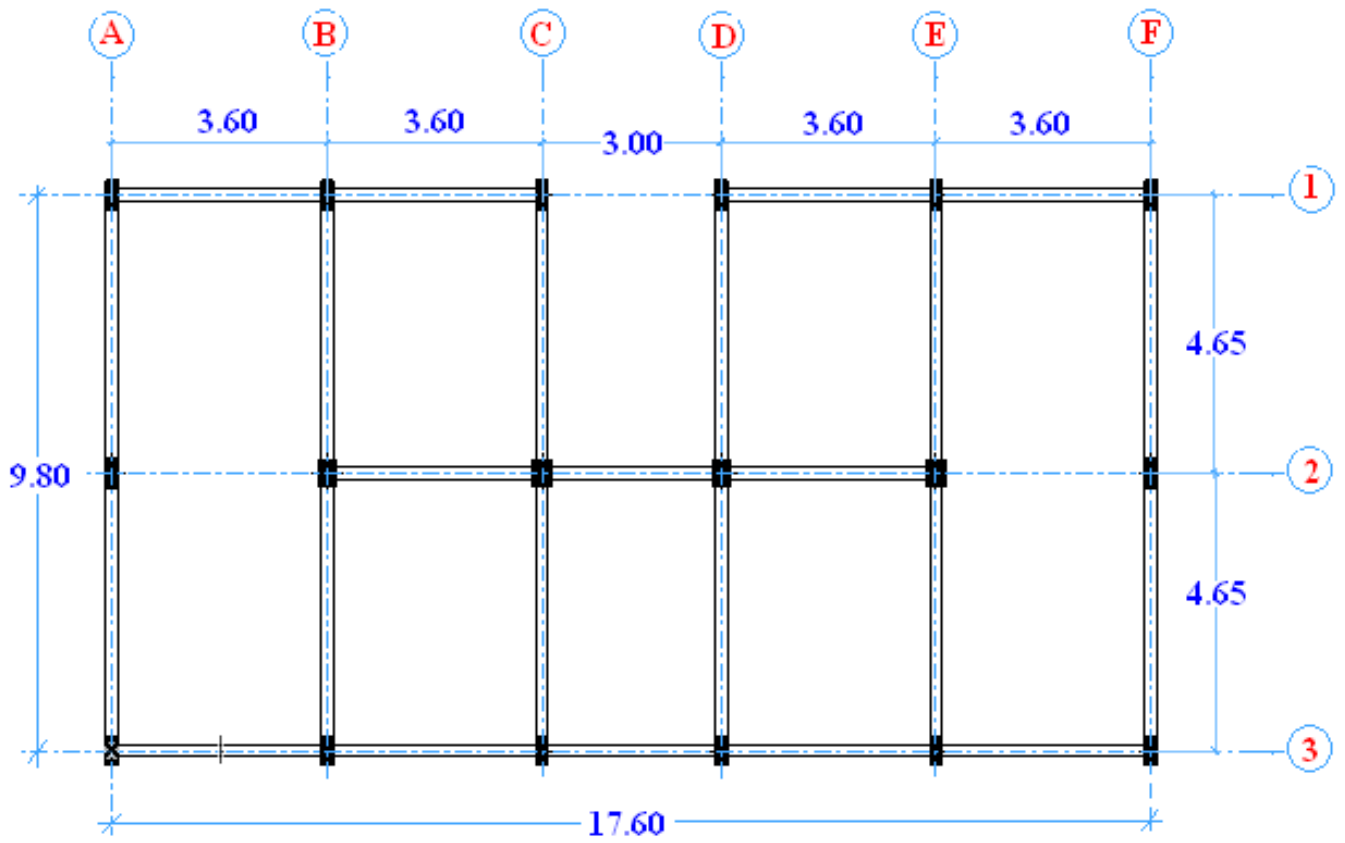


Figure IV.2 Vue en plan.

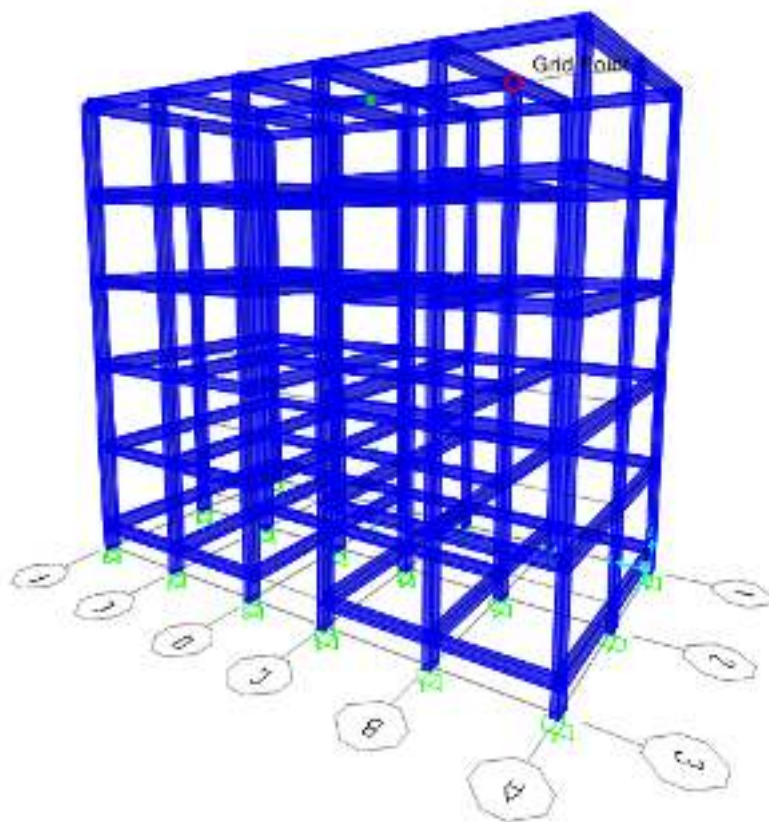


Figure IV.3 : vue structure en 3D

IV.4 Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Ageriennes 99/version 2003 comme zone de sismicité moyenne (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2)[13]

IV.5 Définition des éléments de l'ouvrage :**▢ Ossature :**

C'est ouvrage en béton armé dimensionné aux charges verticales dont la stabilité est assurée par des portiques auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide .

▢ Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer entre les niveaux, on distingue :

- *Plancher en corps creux de 20 cm d'épaisseur (16+4) pour l'ensemble des étages*
- *Plancher terrasse : inaccessible*

▢ Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre de type « Escalier droit » qui sera réalisé en béton armé coulé sur place

▢ Maçonnerie :

On distingue : - Mur extérieur (double cloison).
- Mur intérieur (une cloison).

▢ Acrotère : L'acrotère est un élément complémentaire de plancher terrasse ayant pour objectif l'étanchéité et notamment la protection.

IV.6 caractéristique des matériaux :**▢ Béton :**

Caractérisé par la résistance à la compression à l'âge de 28 jours : **fc28= 25 Mpa**
et dosé à 350 Kg/ m³ .

▢ Acier

- ❖ Nuance : 2 types d'acier tord et rend lisse
- ❖ Limite élastique : Fe = 420 Mpa et Fe = 240 Mpa pour les rend lisse .

IV.6 Présentation des éléments de la structure :

IV.6.1 les poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées, elles transmettent les charges aux poteaux.

Le schéma ci-dessous illustre les endroits des coupes pour représenter le détail du ferrailage respectif dans le tableau (IV.1)

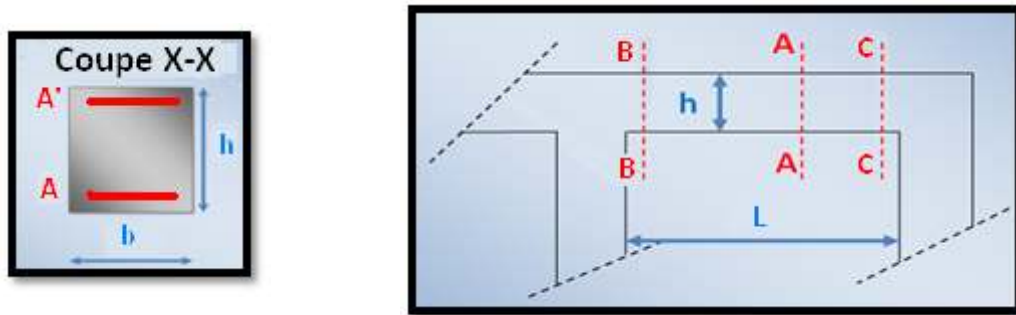


Figure IV.4 : représentation des coupes

IV.6.1.1 poutres principales :

Le tableau (IV.1) présente le ferrailage dans chaque coupe :

poutres	Section [cm ²]	Position	A	A'	A _s	Armatures transversal	nombre
P5-P10	20X45	Travée	5.090	2.360	7.450	Ø6	02
		Appui de rive	5.090	2.360	7.450		
		Appui intermédiaire	5.090	6.030	11.12		
P6-P9	20X45	Travée	9.420	2.36	11.78	Ø8	02
		Appui de rive	9.420	4.620	14.040		
		Appui intermédiaire	9.420	9.420	18.850		
P7-P8	20 X 45	Travée	9.420	2.360	11.780	Ø8	02
		Appui de rive	9.420	4.620	14.040		
		Appui intermédiaire	9.42	9.420	18.850		

Tableau IV.1 : ferrailage poutres principales.

IV.6.1.2 .Poutres secondaire :

Ce sont des poutres disposées perpendiculairement aux poutres principales, dont le but est d'assurer le chaînage

Leur ferrailage est représenté dans le tableau ci-dessous :

poutres	Section [cm ²]	Position	A	A [\]	A _s	Armatures transversal	nombre
P1-P2	20X35	Travée	4.620	1.510	6.13	Ø6	02
		Appui de rive	4.620	4.620	9.240		
		Appui intermédiaire	4.620	6.030	10.650		
P4	20X35	Travée	4.620	1.510	6.130	Ø6	01
		Appui de rive	4.620	4.620	9.240		
		Appui intermédiaire	4.620	6.030	10.650		

Tableau IV.2 : ferrailage poutres secondaires.

IV.6.2 Les poteaux :

Ce sont les éléments porteurs verticaux en béton armé ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on distingue trois variantes :

- 1- Poteaux d'angle ou de coin
- 2- Poteaux de rive ou de façade
- 3- Poteaux intermédiaire ou central

Les détails sont représentées dans le tableau suivant :

Etage	Poteaux	Section axb	Armatures longitudinales		Armatures transversales					
			barre	Section cm	Cadres		Étriers		Ø	e
					dimensions	Long développée	Longueur utile	Long développée		
IV	1-2-3-4-5-6- 7-12-13-14- 15-16-17-18	20x50	6T12	6.790	17x47	140	17	30	6	20
	8-9-10-11	30x45	6T12	6.790	27x42	150	27	40	6	20
III	1-2-3-4-5-6- 7-12-13-14- 15-16-17-18	20x50	6T12	6.790	17x47	140	17	30	6	20
	8-9-10-11	30x45	6T12	6.790	27x42	150	27	40	6	20
II	1-2-3-4-5-6- 7-12-13-14- 15-16-17-18	20x50	6T14	9.240	17x47	140	17	30	6	20
	8-9-10-11	30x45	6T14	9.240	27x42	150	27	40	6	20
I	1-2-3-4-5-6- 7-12-13-14- 15-16-17-18	20x50	6T16	12.060	17x47	140	17	30	6	20
	8-9-10-11	30x45	6T16	12.060	27x42	150	27	40	6	20
Rez de chaussée	1-2-3-4-5-6- 7-12-13-14- 15-16-17-18	20x50	6T18	15.240	17x47	140	17	30	6	20
	8-9-10-11	30x45	6T18	15.240	27x42	150	27	40	6	20
Vide sanitaire	1-2-3-4-5-6- 7-12-13-14- 15-16-17-18	20x50	6T18	15.240	17x47	140	17	30	6	20
	8-9-10-11	30x45	6T18	15.240	27x42	150	27	40	6	15

Tableau IV.3 : ferrailage des poteaux.

IV.6.3 Les Planchers :

Les planchers sont réalisés en corps creux d'une épaisseur de 20 cm avec des poutrelles de 12 cm de largeur (voir figure ci-dessous)

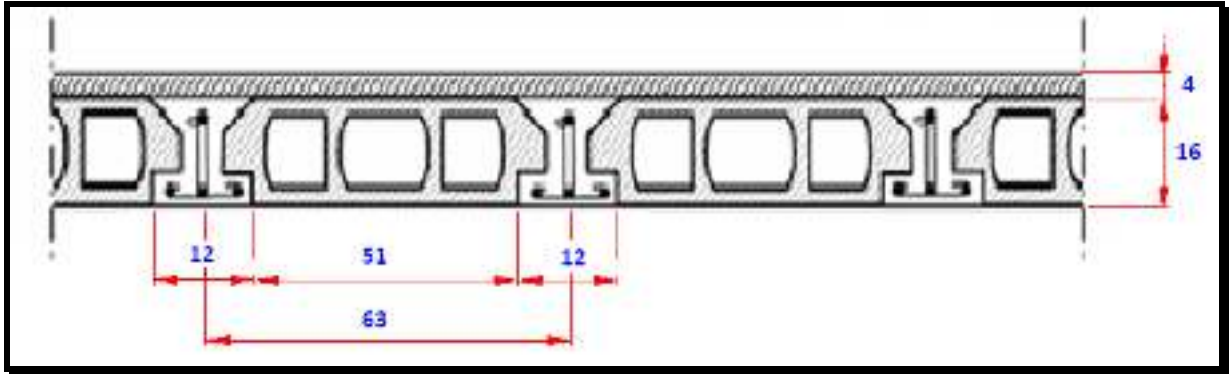


Figure IV.5 : détails planchers

IV.6.2 Les escaliers :

Sont réalisés en béton armé, avec deux paillasse symétriques et un palier, les détails et les dimensions sont représentés dans les figures suivantes :

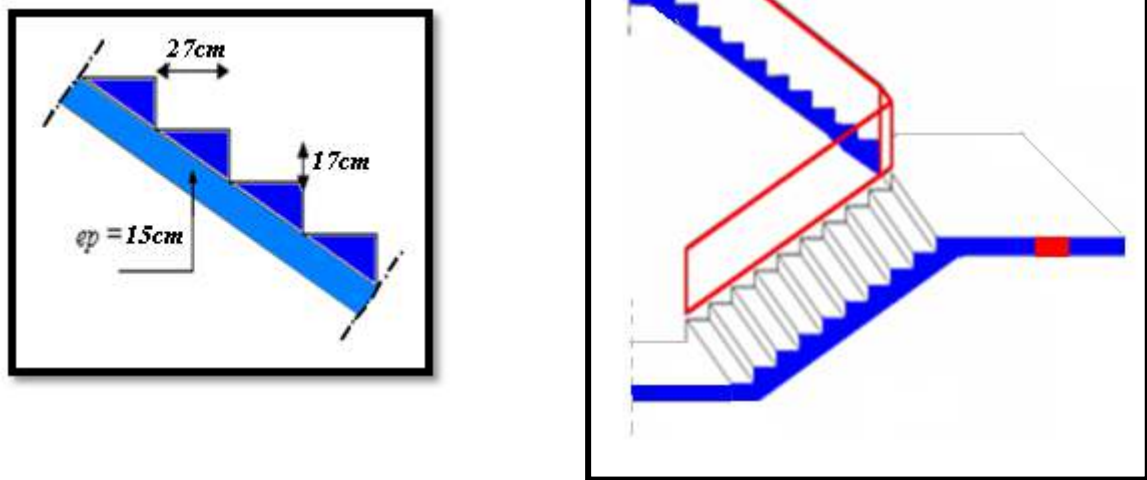


Figure IV.6 : Détails des escaliers

Ceci représente la banque de données collectées à travers les plans et les documents d'archives du bâtiment de l'époque de la réalisation, il est à rappeler que parmi les problèmes de diagnostic des bâtiments existant c'est l'absence de documentations et détails techniques ce qui limite le choix des méthodes d'évaluations. Dans notre cas on constaté l'absence des plans d'exécutions pour les escaliers et le rapport géotechnique à cet effet on a considéré le sol meuble S3.

- **Introduction**

La descente de charges a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque étage.

Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

➤ **Les charges permanentes :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitations.

➤ **Les charges d'exploitation :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est a priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer

Systematiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

Dans notre cas on procède à une descente de charge afin d'estimer le poids et le chargement réel de la structure nécessaires à la modalisation.

V.1 Déscente de charge

V.1.1 Plancher terrasse inaccessible :

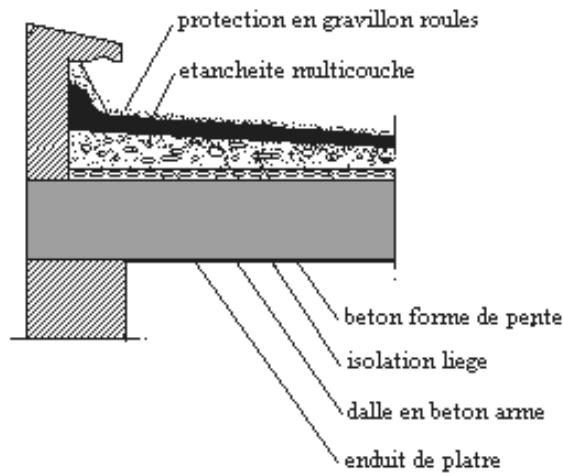


Figure V.1 plancher terrasse inaccessible

Protection en gravillons (5cm)	5 x 0.20 = 1 KN/m ²
Etanchéité multicouches (2cm)	0.12KN/m ²
Béton forme de pente (10cm).....	10 x 0.22 = 2.20 KN/m ²
Isolation thermique (4cm).....	4 x 0.04 = 0.16 kg/m ²
Plancher en corps creux (16+4).....	2.80 KN/m ²
Enduit en plâtre (2cm)	2 x 0.10 = 0.2 KN/m ²

$G = 6.48 \text{ KN/m}^2; Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$

V.1.2 Plancher étage courant :

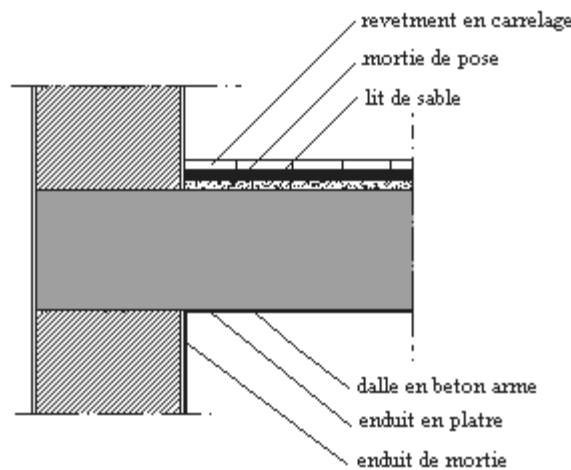


Figure V.2 plancher étage courant

Revêtement en carrelage (2cm)	2 x 0.22 = 0.44 KN/m²
Mortier de pose (2cm)2 x 0.20 = 0.4 KN/m²
Lit de sable (3cm)	3 x 0.17 = 0.51 KN/m²
Plancher en corps creux (16+4).....	2.80 KN/m²
Cloisons légères (10cm).....	0.90 KN/m²
Enduit plâtre	2 x 0.10 = 0.20 kg/m²

G = 5.25 KN/m² ; Q = 1.50 KN/m².

V.1.3 Murs extérieurs en maçonnerie :

Enduit extérieur en ciment (1.5cm).....	1.5 x 0.18 = 0.27KN/m ² ;
Briques (20cm).....	1.75 KN/m ² ;
Enduit intérieur en plâtre (1.5cm)	1.5 x 0.10 = 0.15 KN/m ² .

2.17N/m²

V.1.4 Acrotère :

$S = (0.02 \times 0.2) / (2) + (0.08 \times 0.2) + (0.1 \times 0.4) = 0.058 \text{ m}^2$

$G = 0.058 \times 25 = 1.45 \text{ KN/ml.}$

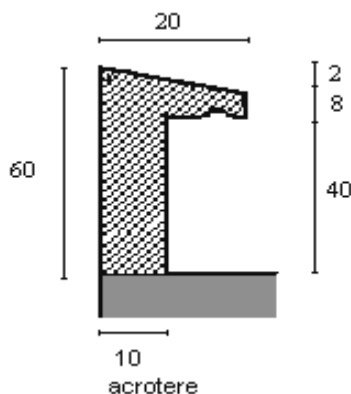


Figure V.4

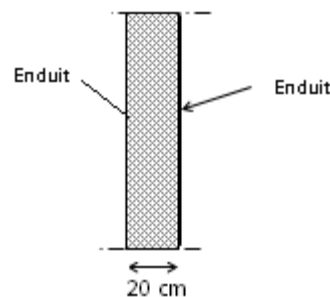


Figure V.3 mur extérieur

V.1.5 Escalier :

V.1.5.1 Etage courant :

• **Volée :**

Carrelage horizontal	3 x 0.22 = 0.66 KN/m ²
Carrelage vertical	3 x 0.22 (17/27) = 0.41 KN/m ²
Mortier horizontal.....	2 x 0.2 = 0.40 KN/m ²
Mortier vertical.....	2 x 0.20 (17/27) = 0.25 KN/m ²
Marches.....	0.22 (17/2)= 1.87 KN/m ²
Paillasse	0.25(15/0.846)= 4.43 KN/m ²
Enduit	0.15/0.846 = 0.17 KN/m ²

$$G = \Sigma = 8.19 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2$$

• **Palier :**

Carrelage (3cm)	3x0.22 = 0.66 KN/m ²
Mortier de pose (2cm).....	2x 0.2 = 0.40 KN/m ²
Dalle pleine en B.A.....	15x0.25 = 3.75 KN/m ²
Enduit plâtre (1.5 cm)	1.5x0.10 = 0.15 KN/m ²

$$G= 4.69 \text{ KN/m}^2$$

V.1.5.1 Vide sanitaire :

Carrelage horizontal.....	3x0.22 =0.66 KN/m ²
Carrelage vertical.....	3x0.22 (16/27) =0.39 KN/m ²
Mortier horizontal.....	2x0.2= 0.40 KN/m ²
Mortier vertical.....	2x 0.2 (16/27) = 0.23 KN/m ²
Marches.....	0.22 (16/2) = 1.76 KN/m ²
Paillasse.....	10x 0.25 = 2.5 KN/m ²
Enduit plâtre.....	1.5 x 0.10 = 0.15 KN/m ²

$$G = 6.09 \text{ KN/m}^2$$

V.2 Chargement de la structure

V.2.1 chargement des portiques :

• Plancher terrasse

Sens	Travées		Section	Charges (t/m)	G _{totale} (t/m)	Q (t/m)
	Axes	poutres				
Sens transversal	(1) et (6)	P5 – P10	20x45	Acrotère : 0.145 Plancher : 0.648x1.8=1.166	1.311	0.1x1.8=0.18
	(2) et (5)	P6 – P9	20x45	Plancher : 0.648x3.6=2.332	2.332	0.1x3.6=0.36
	(3) et (4)	P7 – P 8 [A-B]	20x45	Plancher : 0.648x1.8=1.166	1.166	0.1x1.8=0.18
		P7 – P 8 [B-C]	20x45	Plancher : 0.648x3.3=2.138	2.138	0.1x3.3=0.33
Sens trans	(A) et (B)	P1-P2-P4	20x35	Acrotère : 0.145	0.145	

• Plancher étage courant :

Sens	Travées		Section	Charges (t/m)	G _{totale} (t/m)	Q (t/m)
	Axes	poutres				
Sens transversal	(1) et (6)	P5 – P10	20x45	Plancher : 0.525x1.8= 0.945 Murs ext : 0.222x2.61=0.579	1.524	0.15x1.8=0.27
	(2) et (5)	P6 – P9	20x45	Plancher : 0.525x3.6=1.89	1.89	0.15x3.6=0.54
	(3) et (4)	P7 – P 8 [A-B]	20x45	Plancher : 0.525x1.8=0.945 Murs ext : 0.222x2.61=0.579	1.524	0.15x1.8=0.27
		P7 – P 8 [B-C]	20x45	Plancher : 0.525x3.3=1.732	1.732	0.15x3.3=0.49
Sens trans	(A) et (B)	P1-P2-P4	20x35	Murs ext : 0.222x2.71=0.60	0.60	
	(B)	P3	20x35	Murs ext : 0.222x2.71=0.60	0.60	

V.2.2 calcul des réactions de l'escalier :

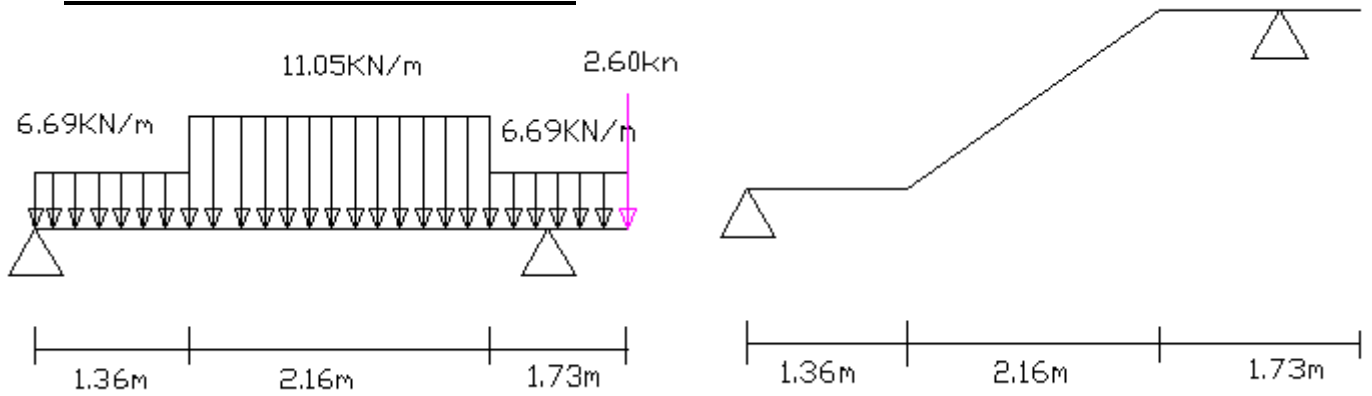


Figure V.5-V.6 schéma statique de l'escalier

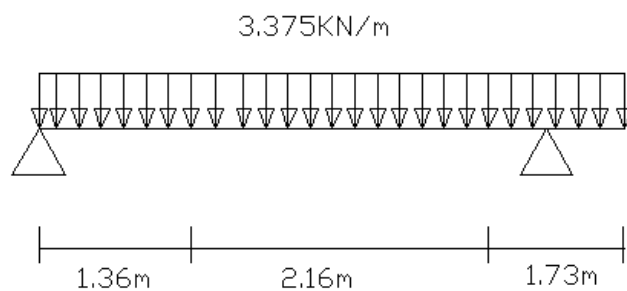


Figure V.6 Chargement de la volée sous Q

• Réaction de l'escalier sous G :

planchers poteaux	R+3	R+2	R+1	RDC	V.S
A3	4.173	3.963	3.963	3.963	/
A4	4.173	3.963	3.963	3.963	/
B3	1.886	2.542	2.542	2.542	1.585
B4	0.629	2.542	2.542	2.542	2.223

• Réaction de l'escalier sous Q :

planchers poteaux	R+3	R+2	R+1	RDC	V.S
A3	1.431	1.431	1.431	1.431	/
A4	1.431	1.431	1.431	1.431	/
B3	0.975	1.013	1.013	1.013	0.715
B4	0.253	1.013	1.013	1.013	0.913

Poids escaliers

$$(4.96 \times 1.35 \times 1.36) + (2.16 \times 8.19) + (4.96 \times 1.73) = 44.572 \text{KN}$$

V.3 Evaluation du poids de la structure :

Détermination des poids (W_T) de la structure :

- Niveau terrasse

La surface totale du plancher est de : 173.92m^2

*Acrotère	8.076t
*plancher	112.70t
*poteaux	7.420t
*poutres	18.818t
*murs extérieurs.....	17.067t
	<hr/>
	$G_t = 164.081 \text{t}$

La surcharge d'exploitation :

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.1 \times 173.92 = 17.392 \text{t}$$

Le poids du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_6 = 164.081 + 0.2 \times 17.392$$

$$W_6 = 167.559 \text{ t}$$

- Plancher N°05

*plancher	83.622t
*poteaux	14.840t
*poutres	18.338t
*murs extérieurs.....	34.135t
*Escalier.....	4.847t
	<hr/>
	$G_t = 155.782 \text{t}$

La surcharge d'exploitation :

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.15 \times 159.28 = 23.892t$$

$$P = 0.25 \times 1.35 \times 5.25 = 1.771t \text{ (Q escalier)}$$

$$P_{\text{totale}} = 25.663 \text{ t}$$

La masse du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_5 = 155.863 + 0.2 \times 25.663$$

$$W_5 = 160.914t$$

- Plancher N°04

*plancher83.622t

*poteaux14.840t

*poutres18.338t

*murs extérieurs.....34.135t

*Escalier.....9.564t

$$G_t = 160.499t$$

La surcharge d'exploitation :

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.15 \times 159.28 = 23.892t$$

$$P = 3.543t \text{ (Q escalier)}$$

$$P_{\text{totale}} = 27.435 \text{ t}$$

La masse du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_4 = 160.499 + 0.2 \times 27.435$$

$$W_4 = 165.986t$$

- Plancher N°03 et 02

*plancher	83.622t
*poteaux	14.840t
*poutres	18.338t
*murs extérieurs.....	34.135t
*Escalier.....	9.434t

$$G_t = 160.369t$$

La surcharge d'exploitation :

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.15 \times 159.28 = 23.892t$$

$$P = 3.543t \text{ (Q escalier)}$$

$$P_{\text{totale}} = 27.435 \text{ t}$$

La masse du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_{3.2} = 160.369 + 0.2 \times 27.435$$

$$W_{3.2} = 165.856t$$

*plancher	83.622t
*poteaux	9.45t
*poutres	18.765t
*murs extérieurs.....	22.180t
*Escalier.....	5.705t

- Plancher N°05

$$G_t = 139.722t$$

La surcharge d'exploitation :

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.15 \times 159.28 = 23.892t$$

$$P = 2.109t \text{ (Q escalier)}$$

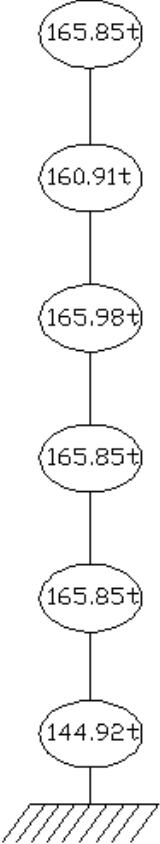
$$P_{\text{totale}} = 26.001 \text{ t}$$

La masse du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_1 = 139.722 + 0.2 \times 26.001$$

$$W_1 = 144.922t$$



V.4 Etude sismique

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; le calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

V.4.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Vue la géométrie du bâtiment en plan et en élévation, et les conditions d'application des méthodes de calcul conformément à l'article 4.1.23 du RPA99/2003 , la méthode statique équivalente est applicable.

V.4.2 Application de la méthode statique équivalente :

La force sismique totale, V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Détermination des coefficients:

- **A** : coefficient d'accélération de zone (dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment)

On a bâtiment de groupe 2 dans une **zone II.b** \Rightarrow **A=0.15**.

- **R** : coefficient de comportement global de la structure :

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en RPA 99.

- Pour une **structure en portiques autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide** On a : **R = 3.5**.

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen fonction de la catégorie de site du facteur de correction d'amortissement(η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec : η facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ donnée par le tableau 4.2 du RPA99/2003

Nous avons un portique en Béton Armé avec remplissage dense $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}}$$

D'où $\eta = 0.88 > 0.7$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/2003.

- **Estimation de la période fondamentale T :**

La période fondamentale doit être calculée par deux formules :

1-par la formule empirique : $T = C_T h_N^{3/4}$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$\left\{ \begin{array}{l} h_N = 16.60 \text{ m} \\ C_T : \text{coefficient fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné} \\ \text{par le tableau 4.6 du RPA99/2003.} \end{array} \right.$$

On a :

portique autostable en B.A avec remplissage en maçonnerie $C_T = 0.05$.

$$T = 0,05 * 16.60^{3/4} = 0,41s.$$

2) par la formule $T = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}}$ RPA 99

$$T = \left\{ \begin{array}{l} T_{\text{long}} = \frac{0,09 \times 16.60}{\sqrt{17.60}} = 0.35s. \\ T_{\text{trans}} = \frac{0,09 \times 16.60}{\sqrt{9.80}} = 0,47s. \end{array} \right.$$

D'après l'article 4.2.4 du RPA99/2003 il ya lieu de retenir la plus petite valeur des périodes calculées .

On prend donc :

$$T = \left\{ \begin{array}{l} T_{\text{long}} = 0.35s. \\ T_{\text{trans}} = 0.41s. \end{array} \right.$$

Détermination de T_2 :

Site S_3 $T_1=0.15s$

$T_2=0.50s$

Sens longitudinal : $0 < T = 0,35s < T_2$ donc $D_{\text{long}} = 2,5 \eta = 2,20$.

Sens transversal: $0 < T = 0,41 < T_2$ donc $D_{\text{trans}} = 2,5 \eta = 2,20$.

- **Q : facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule

$$Q = 1 + \sum P_q$$

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

Sa valeur est donnée au tableau (4.4)

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 1.25 \text{ direction } x \\ Q = 1.20 \text{ direction } y \end{array} \right.$$

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents est à celles de équipements fixes

Solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99.

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$

- Calcul de V :

$$V = \frac{0.15 \times 2.20 \times 1.25}{3.5} \times 971.093$$

$$V = \frac{0.15 \times 2.20 \times 1.20}{3.5} \times 971.093$$

$$\begin{cases} V = 114.450t \text{ direction } x \\ V = 109.872t \text{ direction } y \end{cases}$$

V.4.2 Distribution de la force résultante sur la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:

$$V = F_t + \sum F_i$$

Dans notre cas $F_t = 0$ ($T < 0.7$)

$$F_t = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

Où :

F_i: effort horizontal revenant au niveau i

h_i: niveau du plancher où s'exerce la force F_i

h_j: niveau du plancher quelconque

W_i , W_j : poids revenant aux planchers i, j.

Le tableau ci-après résume la distribution des charges latérales sur les niveaux :

1-Direction longitudinale x :

Niveau	w	h	W x h	v	Fi
N1	144,922	0,8	115,938	114,450	1,588
N2	165,856	3,86	640,204	114,450	8,768
N3	165,856	6,92	1147,724	114,450	15,719
N4	165,986	9,98	1656,540	114,450	22,688
N5	160,915	13,04	2098,326	114,450	28,739
N6	167,559	16,1	2697,706	114,450	36,948

2- Direction transversale y :

Niveau	w	h	W x h	v	Fi
N1	144,922	0,8	115,938	109,872	1,524
N2	165,856	3,86	640,204	109,872	8,418
N3	165,856	6,92	1147,724	109,872	15,091
N4	165,986	9,98	1656,540	109,872	21,781
N5	160,915	13,04	2098,326	109,872	27,589
N6	167,559	16,1	2697,706	109,872	35,470

V.5 Calcul de l'inertie massique :

L'inertie massique se calcul par la formule suivante :

$$I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_M : Inertie massique (t.m²)

M : Masse sismique égale au rapport W/g

W_i : Poids de chaque niveau

g : Accélération de pesanteur

S : Surface du plancher

I_{xg} : Inertie du plancher suivant l'axe X

I_{yg} : Inertie du plancher suivant l'axe Y

x_g et y_g : Coordonnées du centre de gravité

Le tableau ci-dessous représente l'inertie massique calculée pour chaque plancher :

plancher	w	M	s	lxg	lyg	Im
6	167,559	16,756	172,48	1380,415	4452,284	566,630
5	160,915	16,091	159,04	1263,512	4443,503	577,428
4	165,986	16,599	156,04	1263,512	4443,503	607,078
3	165,856	16,586	156,04	1263,512	4443,503	606,603
2	165,856	16,586	156,04	1263,512	4443,503	606,603
1	144,922	14,492	156,04	1263,512	4443,503	530,039

Introduction :

SAP2000 V15 est un logiciel d'analyse de structures par la méthode des éléments finis, utilisé souvent dans les bureaux d'études et dans les bureaux de contrôle pour le calcul habituel d'ingénierie dans le domaine linéaire. De plus il présente l'avantage d'exécuter les analyses dans le domaine non linéaire.

Dans ce chapitre, nous allons étudier le bâtiment en vue de son analyse non linéaire en utilisant SAP2000 V15, en effet il permet d'évaluer la vulnérabilité des bâtiments vis-à-vis des séismes. C'est une procédure relativement longue et complexe. Une modélisation s'impose pour obtenir la capacité totale du bâtiment face à un séisme et le niveau de dommage en fonction des sollicitations. Il importe donc en premier lieu de déterminer quels sont les types d'éléments qui vont être modélisés et de comprendre leurs fonctionnement afin d'avoir un comportement adéquat.

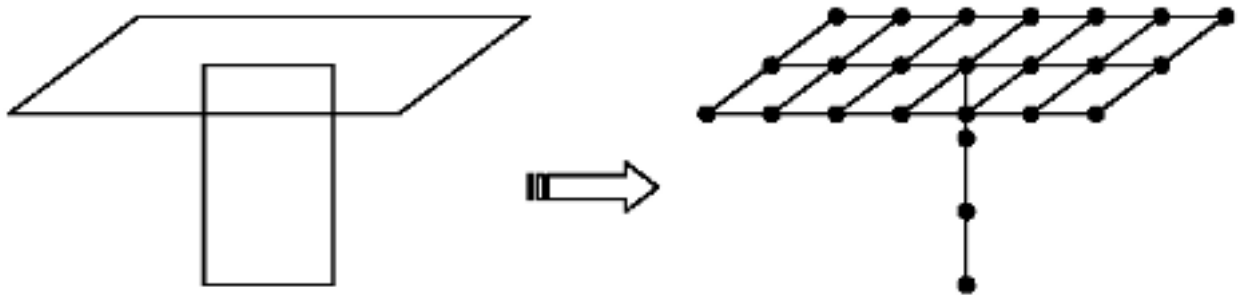


Figure VI.1 Exemple de modélisation élément finis

VI.1 Définition de la structure dans SAP 2000 V15 :

- En premier lieu il faut commencer par la définition des lignes de constructions de la géométrie de base de la structure, ou par un modèle prédéfini représentant la structure réelle.
- La définition des caractéristiques des matériaux.
- La définition et l'affectation des sections aux éléments.
- La définition des cas de chargement et les combinaisons d'actions.
- L'assignement des charges suivant leurs types selon les calculs qu'on a établis dans le chapitre précédent.
- Création du nœud maître au niveau du centre de masse avec l'attribution de trois degrés de liberté 2 translations et une rotation.

- Dans notre cas l'introduction du chargement sismique sera considéré comme une force statique appliquée au nœud maître du plancher sous de cas de charge Ex et Ey.
- L'affectation à chaque nœud maître la masse et l'inertie massique du plancher.
- La création et l'attribution d'un diaphragme pour chaque plancher.
- Pour le cas où les voiles sont introduits dans l'analyse du bâtiment, ils doivent être discrétisés en plusieurs éléments pour avoir une bonne précision de calcul.

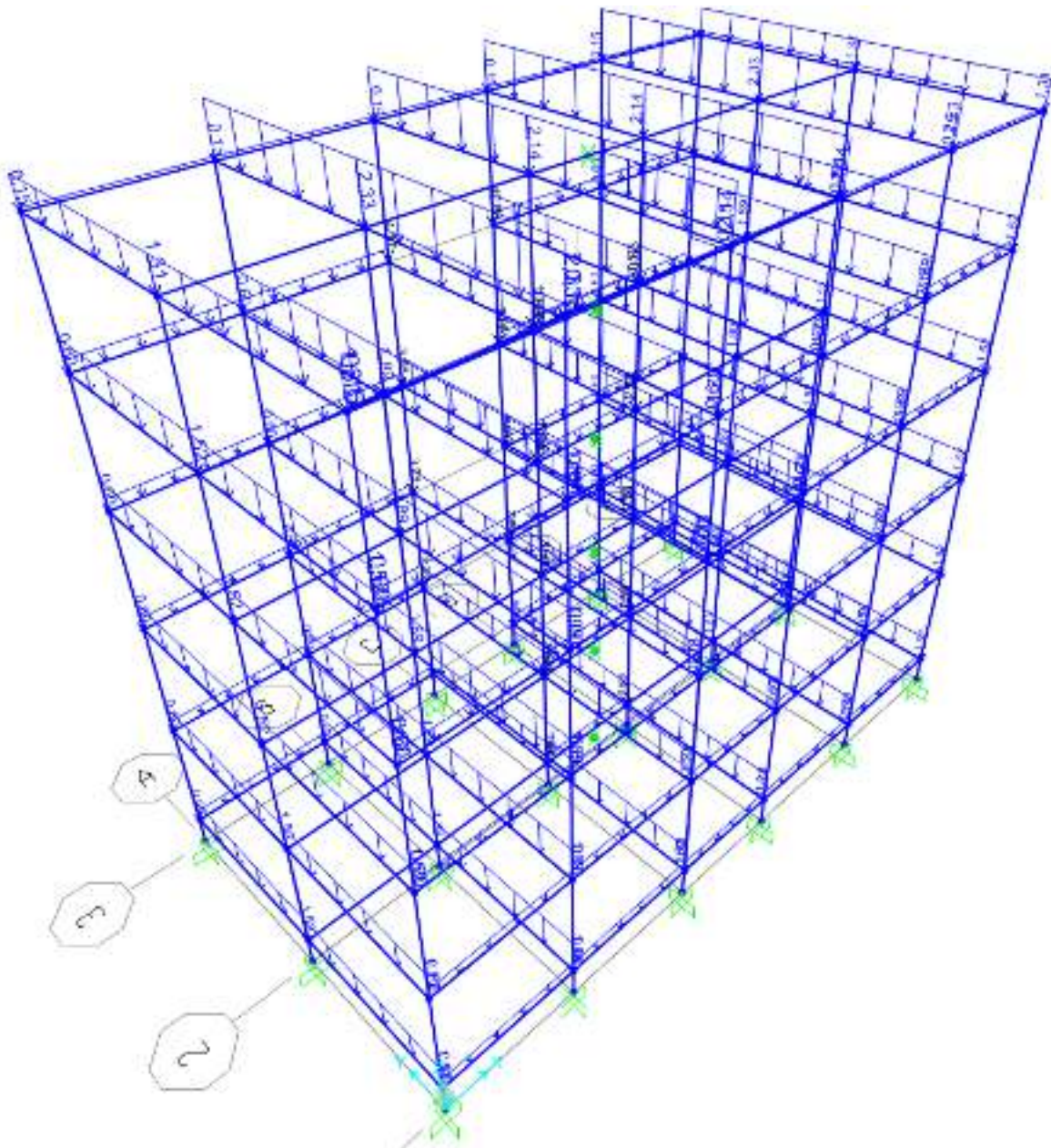


Figure VI.2 Structure modélisée sous chargement G

Avant de commencer l'analyse non linéaire il est à rappeler que pour faire une évaluation, les méthodes linéaires élastiques classiques ne sont pas adéquates et les ingénieurs de structures ont recours à des techniques non linéaires telles que l'analyse pushover statique. Elle consiste à pousser un modèle mathématique d'une structure en imposant un déplacement dans le but de prévoir la séquence de l'endommagement dans le domaine anélastique et pour détecter les liens faibles.

VI.2 Méthodologie de l'analyse pushover :

Dans une analyse pushover, un modèle anélastique non linéaire est soumis à une charge latérale jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit atteint ou le modèle est détruit. Le déplacement cible représente le déplacement maximal pouvant avoir lieu durant le séisme de calcul.

Plusieurs formes de chargement latéral peuvent être considérées, une charge uniforme, une charge modale ou n'importe quelle autre forme définie par l'analyste. Le modèle de la structure doit être développé à partir des lois moments-courbures des éléments.

Ces propriétés doivent être bien représentatives de leur comportement actuel aussi bien dans le domaine élastique avec une rigidité flexionnelle non fissurée que dans le domaine plastique jusqu'à la rupture. Si les caractéristiques moment-courbure d'un élément ne peuvent être déterminées avec précision, alors des essais expérimentaux sont requis. Les résultats principaux d'une analyse pushover sont en termes de courbes de capacité et de demande [14]

L'analyse statique non linéaire, qui est basée sur le code FEMA 273[15] est utilisée par le logiciel SAP 2000, qui définit la notion du mode de ruine et de la performance de la structure, selon la figure suivante, on peut définir les points suivants :

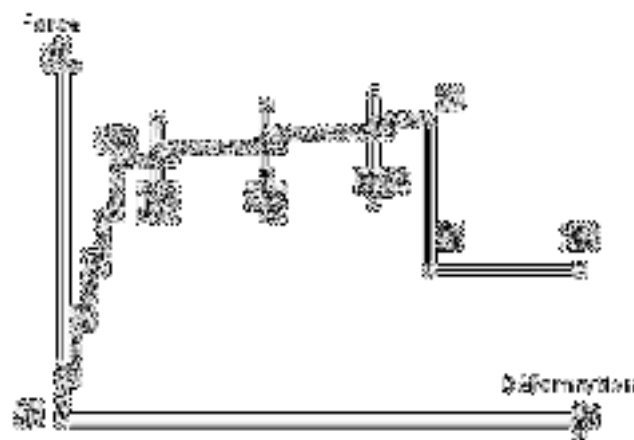


Figure VI.3 Courbe force-déformation [15]

A : Le point d'origine

B : Représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

C : Représente la capacité ultime de l'analyse pushover.

D : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.

E : Représente la rupture totale des éléments.

D'autres points additionnels qui n'ont aucun effet sur le comportement de la structure, et qui sont adoptées par les codes de calcul, pour l'appréciation de l'analyse non linéaire statique, et qui sont :

IO : Occupation immédiate.

LS : durée de service.

CP : prévention d'effondrement.

VI.3 Application de la méthode pushover dans SAP2000 V15:

Une fois la définition de la structure sur SAP2000 est terminée on procède à l'initiation pour l'analyse non-linéaire à cet effet pour pouvoir appliquer l'analyse pushover ; il faut définir au préalable les rotules plastiques ainsi que leurs longueurs sur les différents éléments structurels (poteau et poutre) donc nous devons déterminer :

- Les rotules plastiques
- Les longueurs plastiques

Le modèle de calcul par des rotules définit par l'utilisateur est préféré en terme de compatibilité du comportement non linéaire avec les propriétés des éléments réels, alors que celui par des rotules définit par défaut est recommandé en raison de simplicité, mais pour représenter fidèlement le comportement réel de la structure on est contraint de déterminer les caractéristiques des rotules plastiques pour chaque élément de la structure dans chaque niveau et dans chaque direction ce qui constitue une tâche laborieuses.

VI.3.1 Rotules plastiques et longueur plastique :

- ***Rotule plastique :***

Après le début de plastification des barres longitudinales, la déformation se concentre dans une région appelée rotule plastique. L'étendue de cette zone contrôle le comportement post élastique des éléments structurels donc de tout le système porteur.

La figure VI.3 montre la simplification faite sur la distribution de la courbure pour permettre le calcul du déplacement en tête du poteau

La courbure plastique $\phi_p = \phi_u - \phi_y$ est supposée constante sur une longueur équivalente

de plastification qu'on appelle l_p : longueur de la rotule plastique [16].

- **Longueur de la rotule plastique :**

La longueur de la rotule plastique se calcul par la formule suivante :

$$l_p = \frac{1}{2} h_0 \left(1 - \frac{M_y}{M_u} \right)$$

Avec :

h_0 : hauteur du moment nul (le point où le moment s'annule) le long d'un poteau ou d'une poutre.

M_y : Moment à la limite élastique (selon les courbes simplifiées)

M_u : Moment ultime (selon les courbes simplifiées)

Selon les notations de les schéma (VI.1 et VI.2) on admet que :

$$\frac{b_1 - d}{a_1 - d} = \frac{b}{a} = 2$$

$$c = 0.2 M_y$$

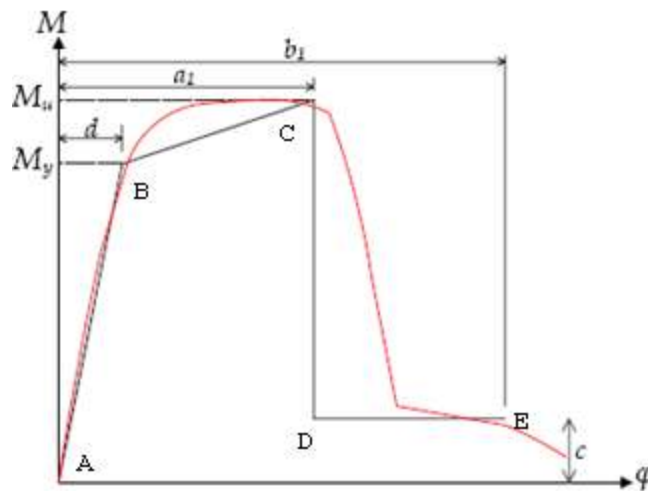


Figure VI.4 Simplification d'une loi moment-courbure.

VI.3.2 Passage de la loi moment – courbure à la loi moment rotation :

Pour passer de la loi moment – courbure à la loi moment - rotation on utilise la formule suivante :

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y) \cdot l_p$$

Où ;

θ_p : Rotation plastique

φ_u : Courbure ultime (d'après les courbes simplifiées) qui correspond au moment M_u

φ_y : Courbure à la limite élastique (d'après les courbes simplifiées) qui correspond au moment M_y

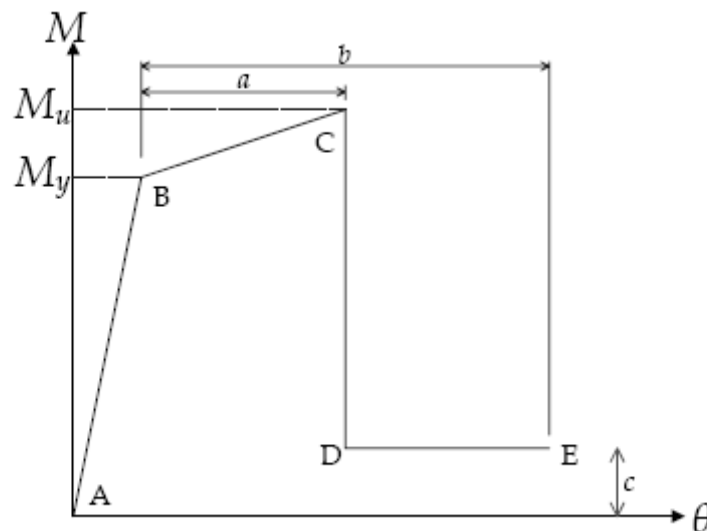


Figure VI.5 Simplification d'une loi moment-rotation. [17]

- La rotation plastique aux points C et D :

$$\theta_C = \theta_D = \theta_p$$

- Les rotations plastiques en B et E :

θ_B et θ_E sont déterminées en fonction de θ_C et la distance « a » :

$$\theta_B = \theta_C - c$$

$$\theta_E = \theta_C + c$$

Pour obtenir les caractéristiques des rotules plastiques pour notre bâtiment, le problème consiste à l'obtention des courbes moment -courbure pour chaque section d'un élément poutre ou poteau et au niveau des (appuis gauche et des travées). Il est à noter que seuls les versions récentes de SAP2000 sont dotées du module SECTION DESIGNER qui permet de dessiner la section béton armé (coffrage et ferrailage) pour obtenir la courbe moment – courbure pour modéliser le bâtiment par un ferrailage imposé et non calculé par le logiciel .

La figure VI.3 montre un exemple de courbe obtenu par « SECTION DESIGNER »

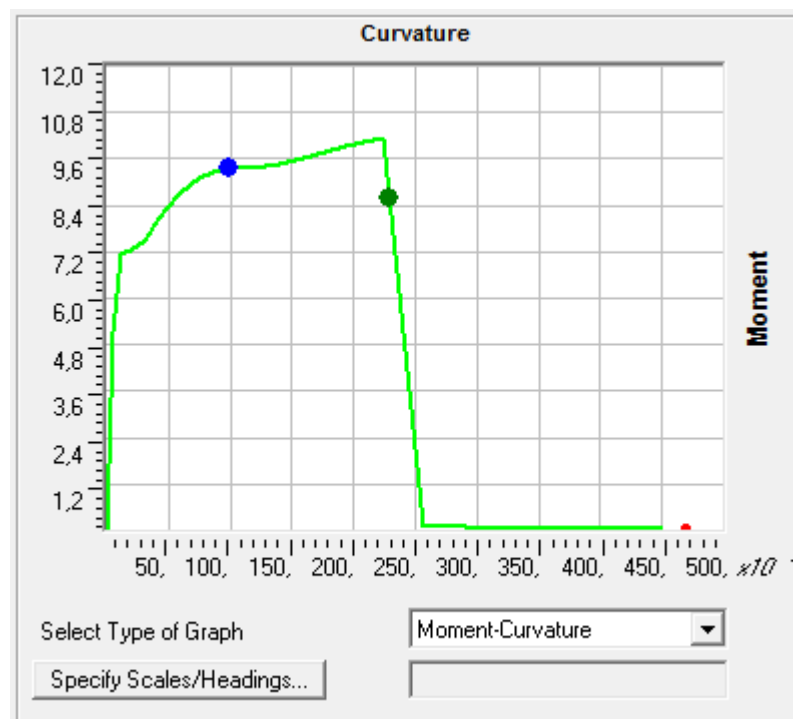


Figure VI.6

A partir de cette courbe et en utilisant la loi de simplification moment-courbure on obtient les points A,B,C,D et E, nécessaires à définition de chaque rotule plastique .

- L'étape suivante consiste à la détermination de h_0 pour laquelle le moment s'annule pour chaque élément, car elle indispensable pour introduire la loi moment – courbure dans le SAP2000, ou bien pour le passage au moment – rotation.

VI.3.3 Introduction des rotules plastiques dans SAP2000 V15 :

Une fois toutes les caractéristiques concernant les rotules plastiques collectées depuis les étapes précédentes selon ferma 273, on procède à la démarche qui consiste à définir les rotules plastiques en leurs donnant un nom et en introduisant pour chacune ses caractéristiques, SAP2000 V15 présente l'avantage d'introduire la loi moment-courbure avec la longueur plastique sans passer au moment-rotation.

Dans cette étape il est très important de spécifier le type de rotule : (voire figure VI.7)

- Pour les poutres rotule de flexion (M_3)
- Pour les poteaux rotule de flexion avec effort normal ($P - M_2 - M_3$)

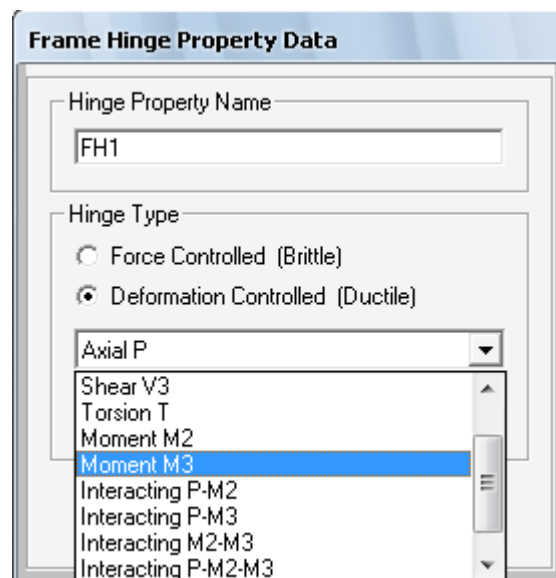


Figure VI.7 choix du type de rotule

Après la sélection du type de rotule, la fenêtre illustrée dans la figure VI.8 s'affiche pour permettre d'introduire les caractéristiques de la rotule plastique (les point A, B, C, D, E et F) obtenus précédemment de la courbe moment – courbures. Deux cas sont possibles :

- Introduire les caractéristiques en moment – rotation
- Introduire les caractéristiques en moment – courbure plus la longueur de la rotule plastique

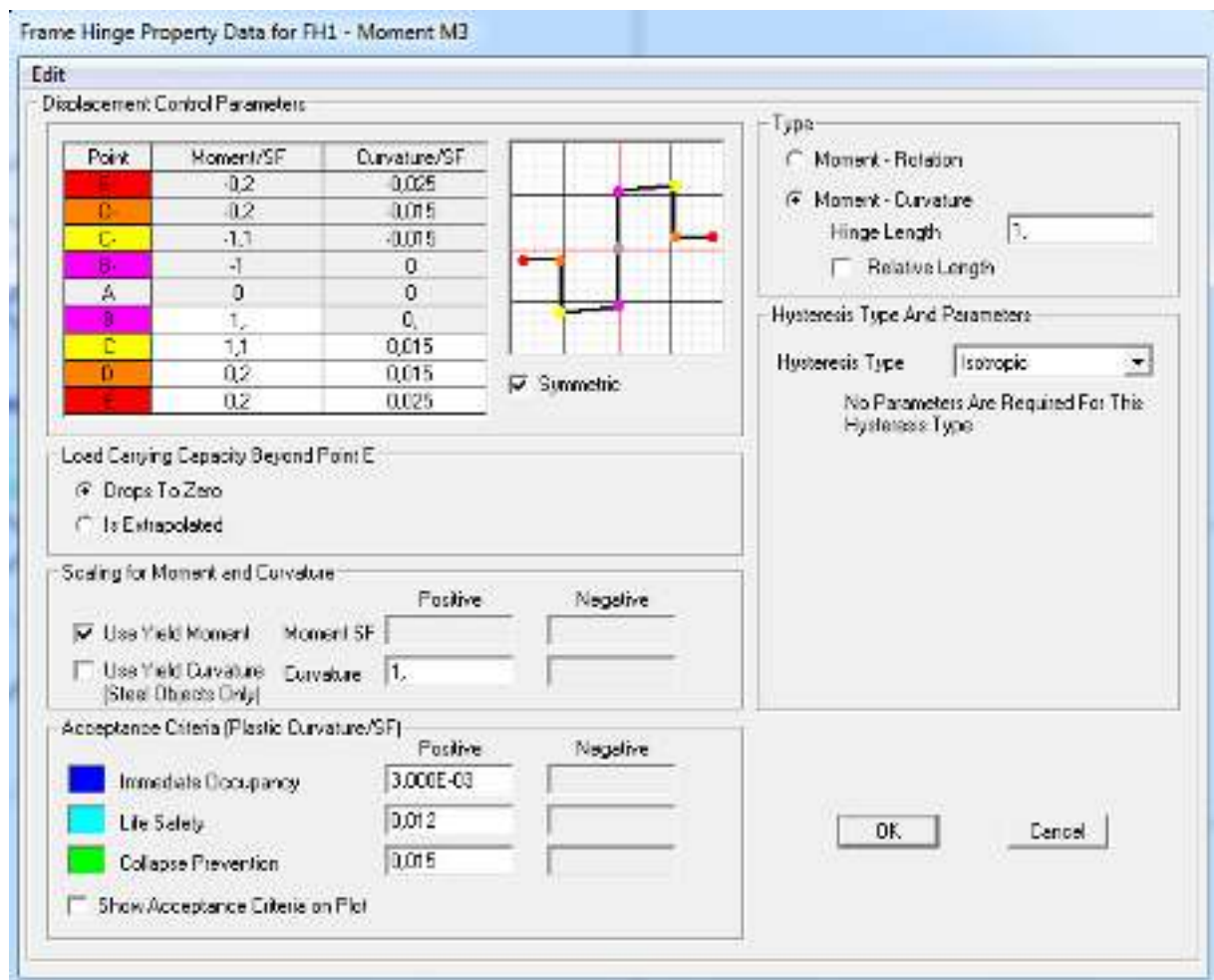


Figure VI.8 Introduction des caractéristiques de la rotule plastique

Il est à noter que pour chaque élément on doit introduire deux rotules, chacune à une extrémité avec un coefficient 0 pour la première et 1 pour la seconde, c'est pour cela les noms doivent être significatifs et logique pour ne pas se tromper.

Chacune des rotules définies doit être assignée à son élément spécifique en respectant l'affectation énoncée dans le paragraphe précédent.

Une fois toutes les rotules assignées avec leurs caractéristiques, on passe à la démarche suivante qui consiste à définir les cas de chargement dans une analyse non linéaire (voir figure VI.9)

Ces opérations doivent être répétées pour chaque rotule et chaque élément.

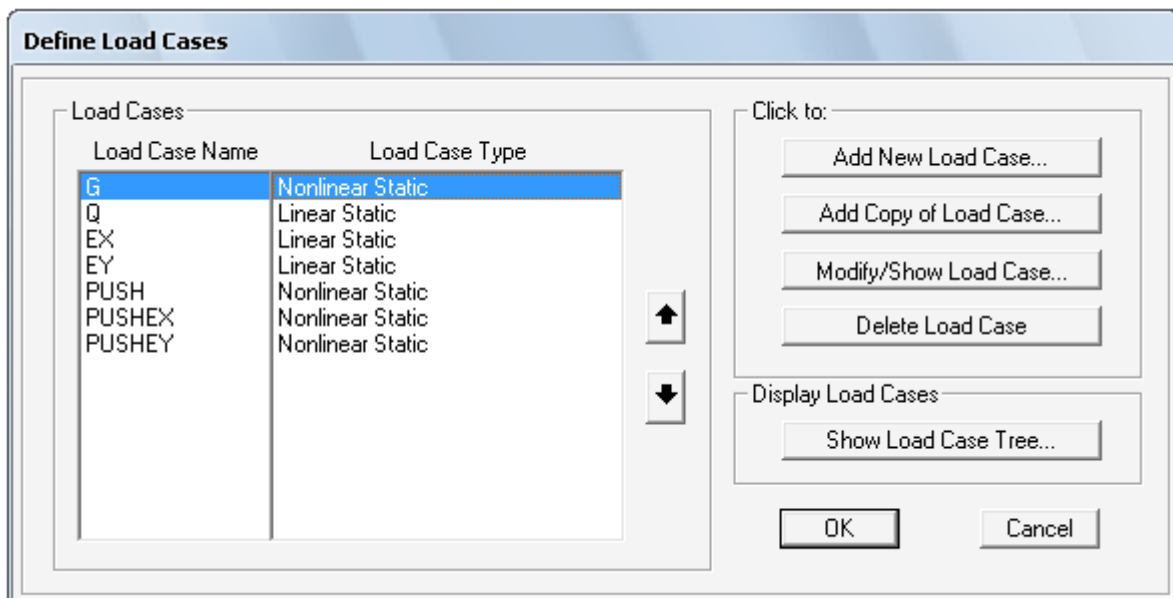


Figure VI.9 Cas de chargement pour l'analyse non linéaire

➤ Enfin l'analyse peut être lancée.

Il est à noter que toute réponse est extrêmement longue et cela dépend de la précision des calculs (nombre de pas et la valeur de la convergence)

VI.4 Résultats de l'analyse pushover :

VI.4.1 Cas réel :

Après l'analyse, nous avons obtenu la courbe effort tranchant –déplacement représentée sur la figure VI.10

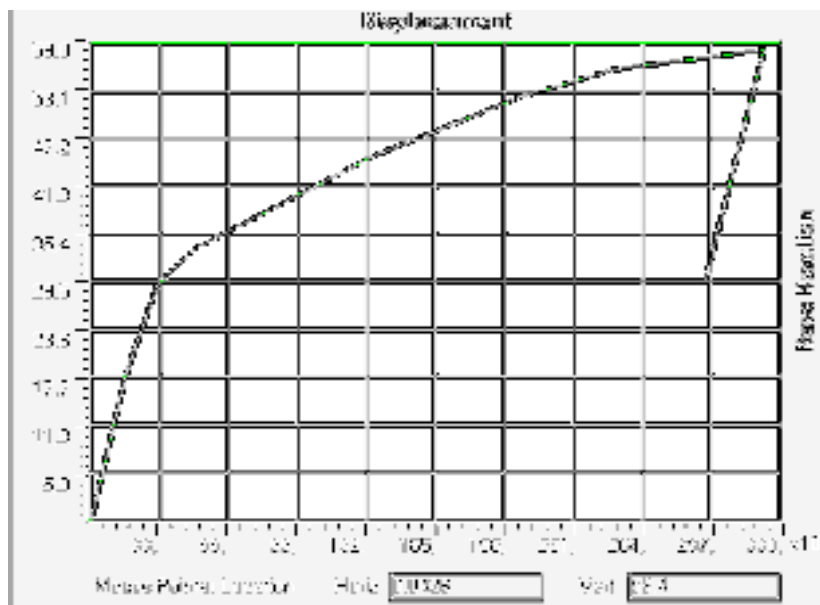


Figure VI.10 Courbe suivant la direction x

L'emplacement des rotules plastique est illustré sur la figure suivante (voire figure VI.11)

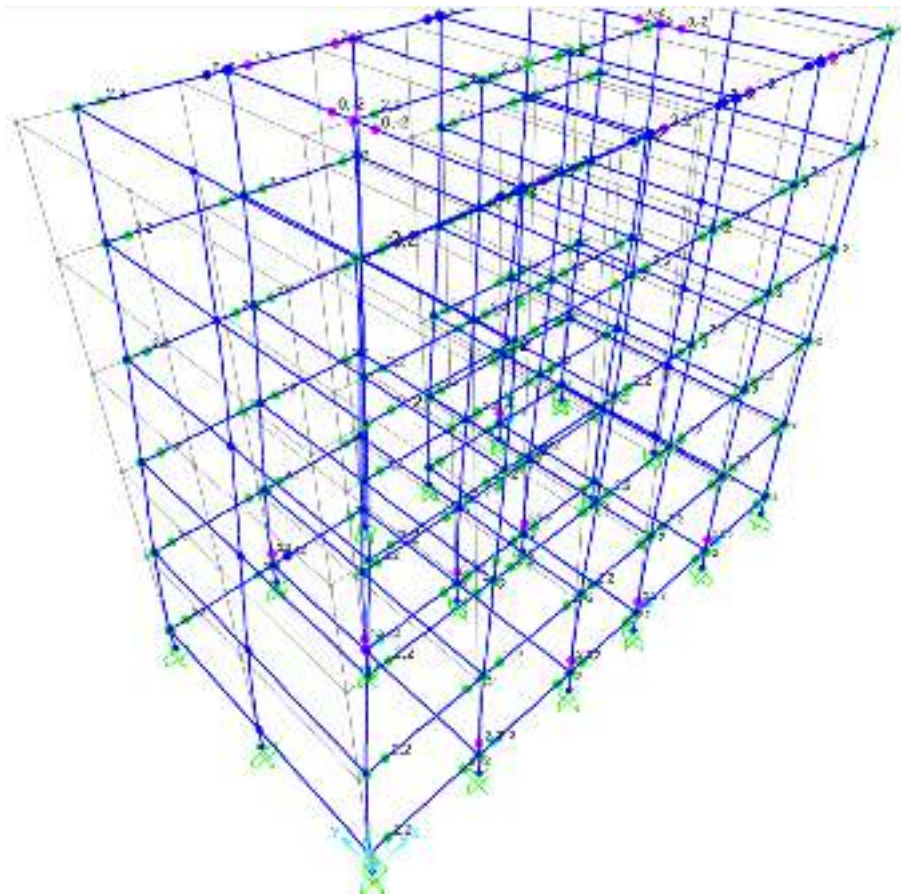


Figure VI.11 Formation des rotules plastiques « step5 »

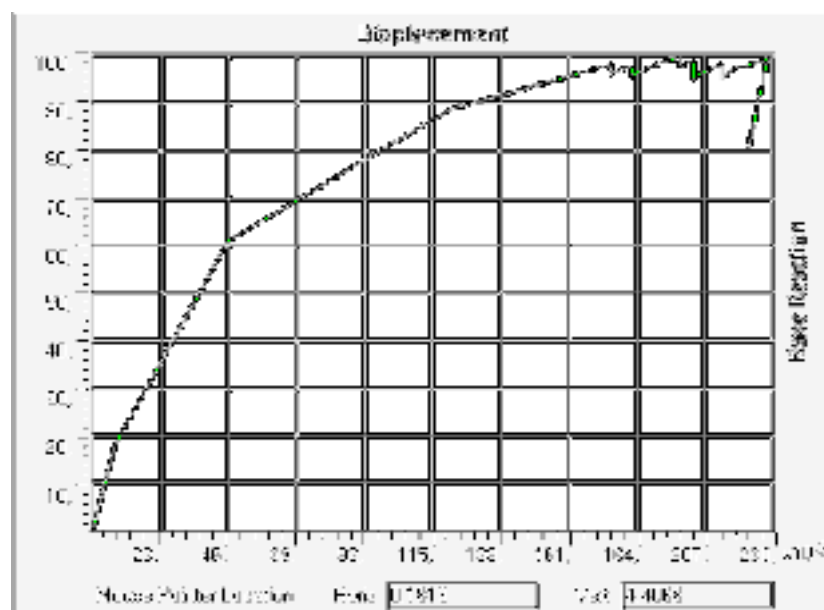


Figure VI.12 Courbe suivant la direction y

- **Commentaire :**

On constate d'après la courbe résultante de l'application de la méthode pushover que la structure suivant la direction y est plus stable que sur la direction x, en effet on constate dans direction y la formation de rotules qui peuvent provoquer la ruine pour un effort tranchant de 100 t avec un déplacement de 19.78 cm , tandis que la capacité dans la direction x est de l'ordre de 54.28 t avec un déplacement de 30.36 cm ce ceci peut être justifier par la souplesse de la structure dans cette direction ce qui constitue un comportement défavorable qui peut provoquer l'effondrement et la ruine du bâtiment et d'où la mise en évidence de sa vulnérabilité sismique.

On constate donc que le bâtiment étudié est plus vulnérable vis-à-vis de l'action sismique dans la direction x par conséquent une question se pose ; comment peut-on intervenir pour améliorer la résistance de ce bâtiment dans cette direction ?

Dans le cadre de ce travail de mémoire, on propose les deux solutions suivantes :

- 1- Faire un chemisage au niveau des poteaux d'angle et de rive.
- 2-Ajouter des voiles dans le sens le plus vulnérable.

VI.5 Renforcement par chemisage : (voire figure VI.13) [18]

Il s'agit d'une méthode traditionnelle d'augmentation des sections des poteaux en béton armé afin d'améliorer la résistance et la ductilité du poteau et de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques, la procédure consiste à chemiser l'élément en augmentant sa section par mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif. L'utilisation d'un micro-béton, auto compactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration, peut s'avérer essentielle.

Il s'agit d'un renforcement avec armatures, il faut donc sceller des barres courtes dans le poteau pour assurer la continuité du ferrailage ensuite la mise en place du nouveau ferrailage (cadres et armatures longitudinales) et les lier aux barres de scellement et réaliser le bétonnage par coulage.

On propose de passer de (20x50) à une section de (40x50) avec un ferrailage de 6T10 sur toute la hauteur (la position des poteaux concernés est illustrée dans la figure VI.14)

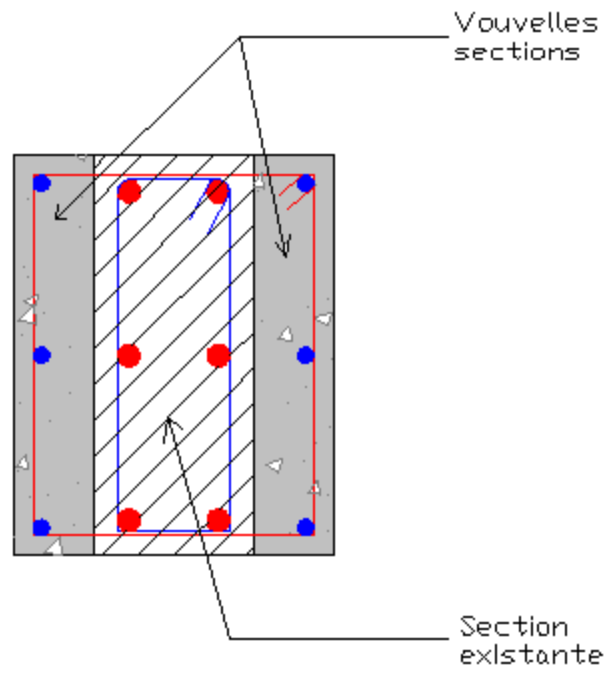


Figure VI.13 Chemisage d'un poteau des deux cotés

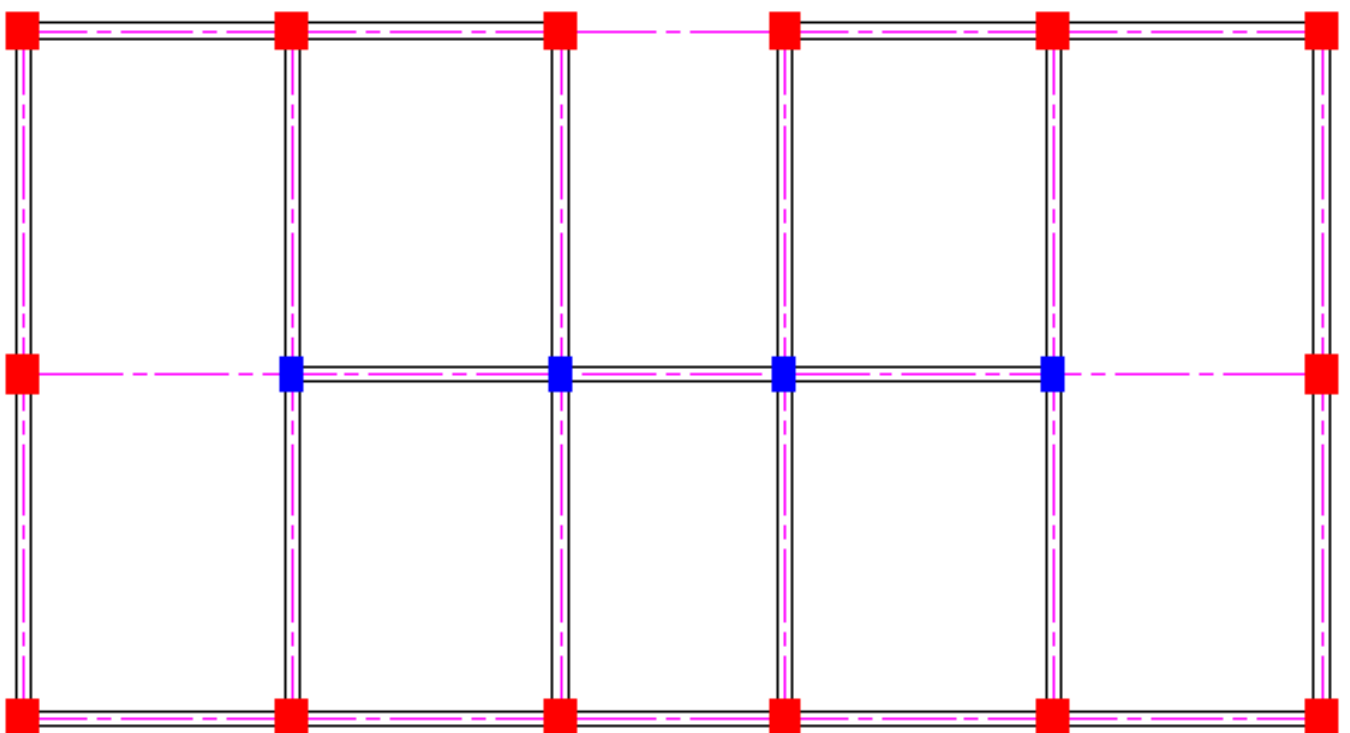


Figure VI.14 Poteaux concernés par le chemisage

En rouge : poteaux chemisés

En bleu : poteaux non renforcés

Mais avant de se lancer dans le calcul il est nécessaire de prendre en compte le poids propre dû au chemisage des poteaux ainsi que les nouvelles formes des courbes moments-courbure et les introduire à nouveau dans les extrémités des poteaux chemisés.

VI.5.1 Détermination des poids (W_T) de la structure après chemisage :

- Plancher terrasse (Niveau +16.10 m)

*Acrotère	8.076t
*plancher	112.70t
*poteaux	12.755t
*poutres	18.818t
*murs extérieurs.....	17.067t

$$G_t = 169,436$$

La surcharge d'exploitation :

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.1 \times 173.92 = 17.392t$$

Le poids du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_6 = 169,436 + 0.2 \times 17.392$$

$$W_6 = 172,914t$$

- Plancher 5 (Niveau 13.04 m)

*plancher	83.622t
*poteaux	25.55t
*poutres	18.338t
*murs extérieurs.....	34.135t
*Escalier.....	4.847t

La surcharge d'exploitation :

$$G_t = 166,492t$$

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.15 \times 159.28 = 23.892t$$

$$P = 0.25 \times 1.35 \times 5.25 = 1.771t \text{ (Q escalier)}$$

$$P_{\text{totale}} = 25.663 t$$

La masse du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_5 = 166,492 + 0.2 \times 25.663$$

$$W_5 = 171,625t$$

- Plancher 4 : (Niveau 9.98 m)

*plancher	83.622t
*poteaux	25.55t
*poutres	18.338t
*murs extérieurs.....	34.135t
*Escalier.....	9.564t

$$G_t = 171,209t$$

La surcharge d'exploitation :

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.15 \times 159.28 = 23.892t$$

$$P = 3.543t \text{ (Q escalier)}$$

$$P_{\text{totale}} = 27.435 \text{ t}$$

La masse du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_4 = 171,209 + 0.2 \times 27.435$$

$$W_4 = 176,696t$$

- Plancher 2 et 3 (Niv 6.92 et 3.86m)

*plancher	83.622t
*poteaux	25.550t
*poutres	18.338t
*murs extérieurs.....	34.135t
*Escalier.....	9.434t

$$G_t = 171,079t$$

La surcharge d'exploitation :

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.15 \times 159.28 = 23.892t$$

$$P = 3.543t \text{ (Q escalier)}$$

$$P_{\text{totale}} = 27.435 \text{ t}$$

La masse du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_{2,3} = 171,079 + 0.2 \times 27.435$$

$$W_{2,3} = 176,566t$$

- Plancher 1 (Niveau 0.80)

*plancher	83.622t
*poteaux	16.205t
*poutres	18.765t
*murs extérieurs.....	22.180t
*Escalier.....	5.705t

$$G_t = 146,477 \text{ t}$$

La surcharge d’exploitation :

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.15 \times 159.28 = 23.892\text{t}$$

$$P = 2.109\text{t} \text{ (Q escalier)}$$

$$P_{\text{totale}} = 26.001 \text{ t}$$

La masse du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_1 = 146.477 + 0.2 \times 26.001$$

$$W_1 = 151,677 \text{ t}$$

VI.5.2 Distribution des forces sismique :

Niveau	$F_x (t)$	$F_y (t)$
N1	1,644	1,579
N2	9,195	8,828
N3	16,485	15,826
N4	23,793	22,841
N5	30,180	28,973
N6	37,869	36,354

VI.5.3L’inertie massique :

plancher	W (t)	M (t)	S (m ²)	lxg	lyg	Im (t.m ²)
6	172,914	17,291	172,48	1380,415	4452,284	584,739
5	171,625	17,162	159,04	1263,512	4443,503	615,860
4	176,696	17,670	156,04	1263,512	4443,503	646,249
3	176,566	17,657	156,04	1263,512	4443,503	645,773
2	176,566	17,657	156,04	1263,512	4443,503	645,773
1	151,677	15,168	156,04	1263,512	4443,503	554,745

VI.5.4 Résultats de l'analyse :

Après l'analyse de la nouvelle variante avec chemisage, nous avons obtenu les courbes effort tranchant –déplacement représentées sur les figures VI.15 et VI.16 respectivement.

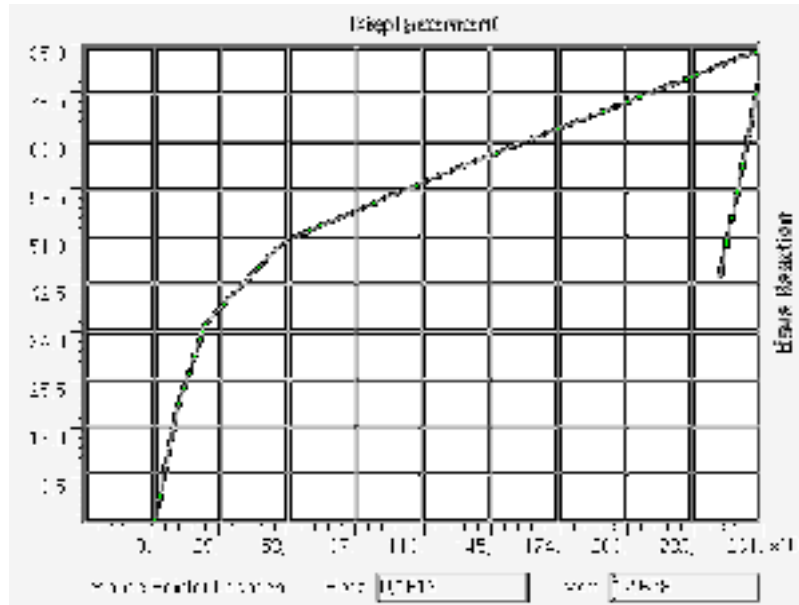


Figure VI.15 Courbe dans la direction x

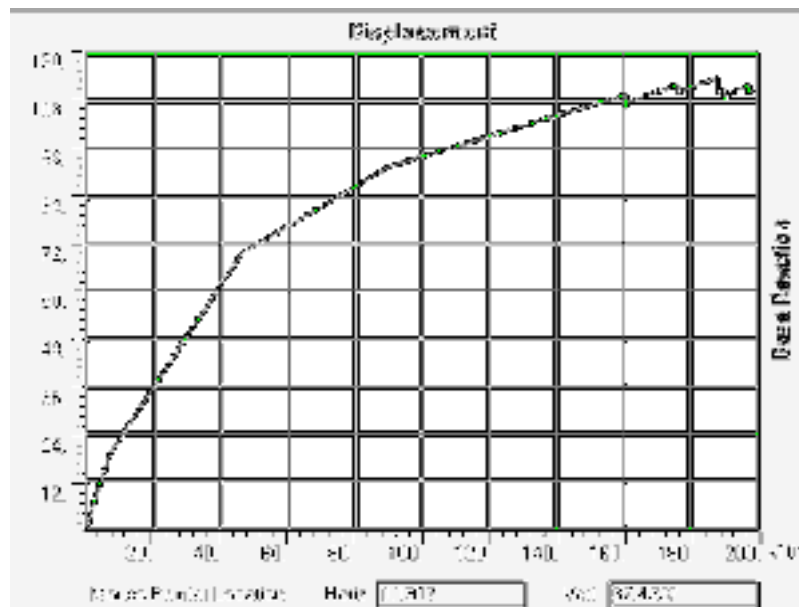


Figure VI.16 courbe dans la direction y

- **Commentaires :**

D'après les courbes obtenues (VI.15 et VI.16) on constate une amélioration considérable de la résistance de la structure en terme d'effort tranchant et de déplacement. Dans le sens x, la résistance est passée de 54.28 t à 85.00 t avec une diminution du déplacement de 30.36 cm à 26.10 cm, il en est de même pour le sens y où la résistance est passée de 98t à 110.40 ce qui peut être expliqué par la résistance supplémentaire apportée par le chemisage, On peut conclure que le chemisage traditionnel améliore le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique.

VI.6 Renforcement par ajout de murs voiles :

il s'agit Technique bien connue, courante qui consiste à la réalisation des nouveaux voiles dans des endroits bien déterminé .

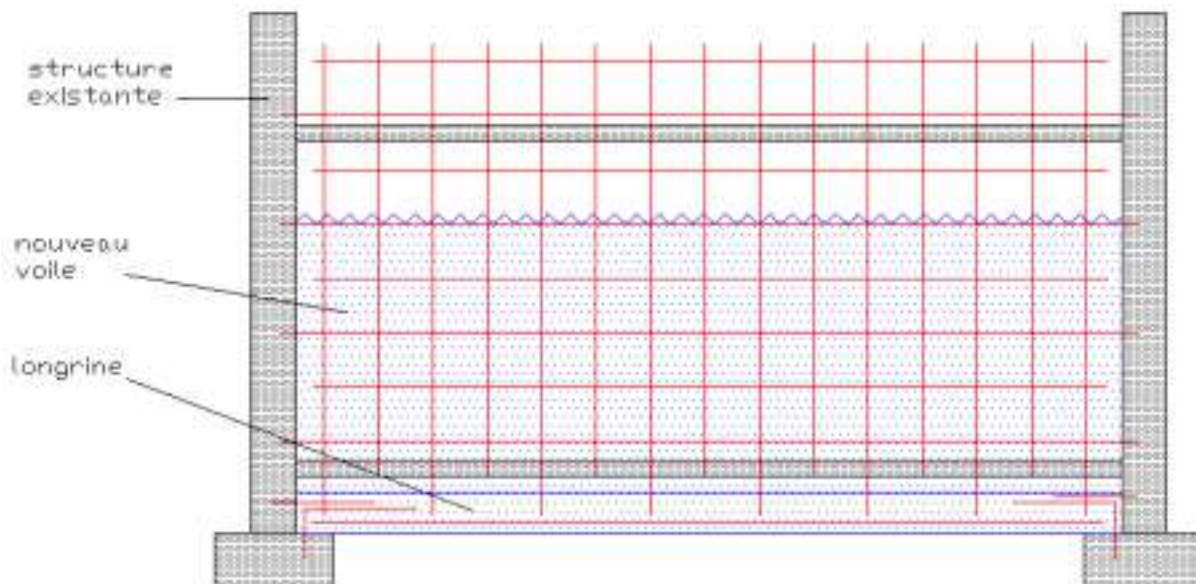


Figure VI.17 Ajout de mur voile

On place deux voiles dans la direction la plus vulnérable en maintenant la disposition et on varie à chaque fois la hauteur du voile (voir figure VI.18)

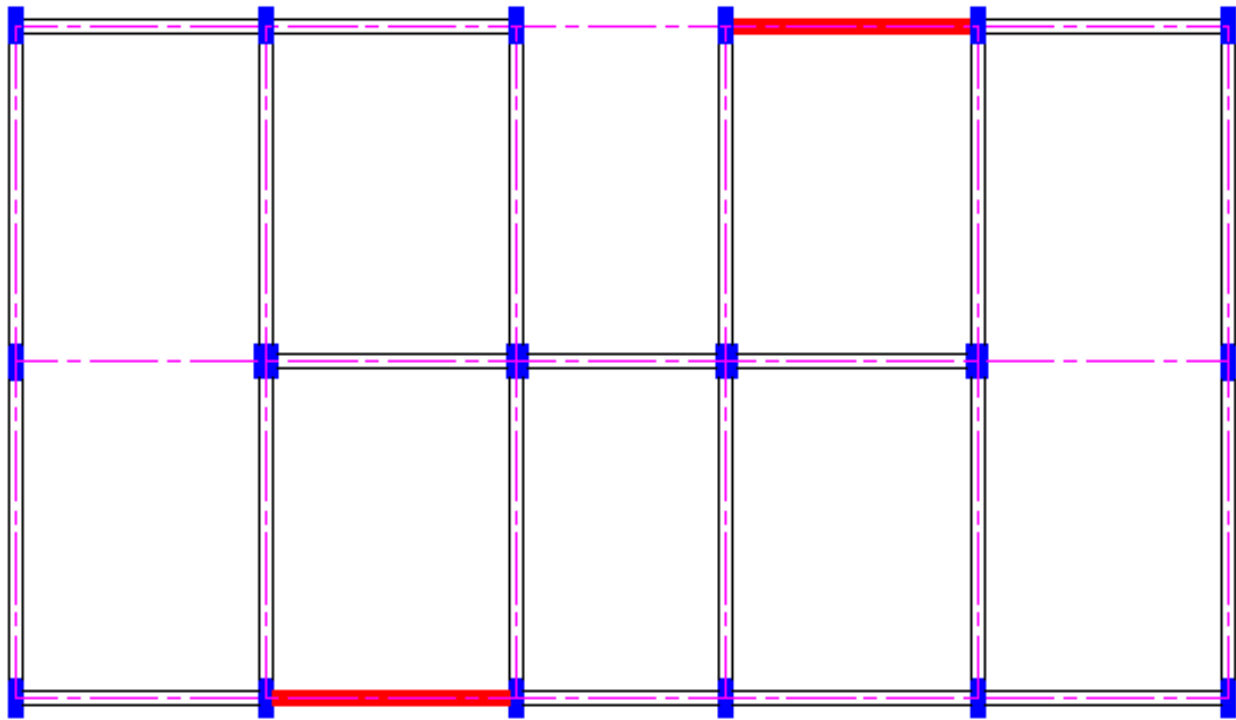


Figure VI.18 Disposition des murs voiles

VI.6.1 Renforcement par ajout de murs voiles sur le niveau VS+RDC :

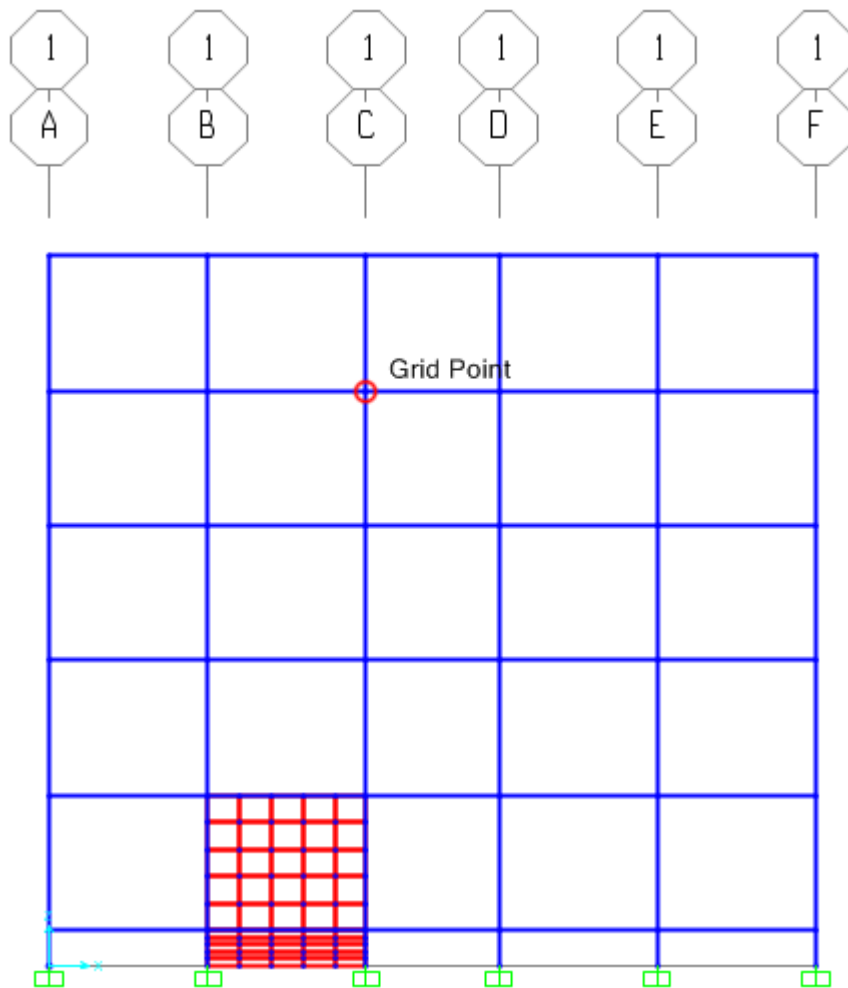


Figure VI.19 Disposition des murs voiles sur vs+rdc

VI.6.1.2 Détermination des poids (W_T) après l'ajout du voile sur 1 niveau:

- Plancher 2

*plancher	83.622t
*poteaux	14.840t
*poutres	18.338t
*murs extérieurs.....	34.135t
*Escalier.....	9.434t
*Murs voiles.....	7.80t
	G _t = 168,169t

La surcharge d'exploitation :

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.15 \times 159.28 = 23.892t$$

$$P = 3.543t \text{ (Q escalier)}$$

$$P_{\text{totale}} = 27.435 \text{ t}$$

La masse du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_2 = 168,169 + 0.2 \times 27.435$$

$$W_2 = 173,656t$$

- Plancher 1

*plancher	83.622t
*poteaux	9.45t
*poutres	18.765t
*murs extérieurs.....	22.180t
*Escalier.....	5.705t
	G _t = 144,642 t

La surcharge d'exploitation :

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.15 \times 159.28 = 23.892t$$

$$P = 2.109t \text{ (Q escalier)}$$

$$P_{\text{totale}} = 26.001 \text{ t}$$

La masse du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_1 = 144,642 + 0.2 \times 26.001$$

$$W_1 = 149,842t$$

VI.6.1.3 Distribution des forces sismique :

Niveau	$F_x(t)$	$F_y(t)$
N1	1,657	1,590
N2	9,263	8,893
N3	15,861	15,226
N4	22,892	21,976
N5	28,997	27,837
N6	37,280	35,789

VI.6.1.4 L'inertie massique :

plancher	W (t)	M (t)	S (m ²)	lxg	lyg	Im (t.m ²)
6,000	167,559	16,756	172,480	1380,415	4452,284	566,630
5,000	160,915	16,091	159,040	1263,512	4443,503	577,428
4,000	165,986	16,599	156,040	1263,512	4443,503	607,078
3,000	165,856	16,586	156,040	1263,512	4443,503	606,603
2,000	173,656	17,366	156,040	1263,512	4443,503	635,130
1,000	149,842	14,984	156,040	1263,512	4443,503	548,034

VI.6.1.5 Résultats de l'analyse :

Après l'analyse de la nouvelle variante avec l'ajout du murs voiles au RDC nous avons obtenu les courbes effort tranchant –déplacement représentées sur les figures VI.20 et VI.21 respectivement.

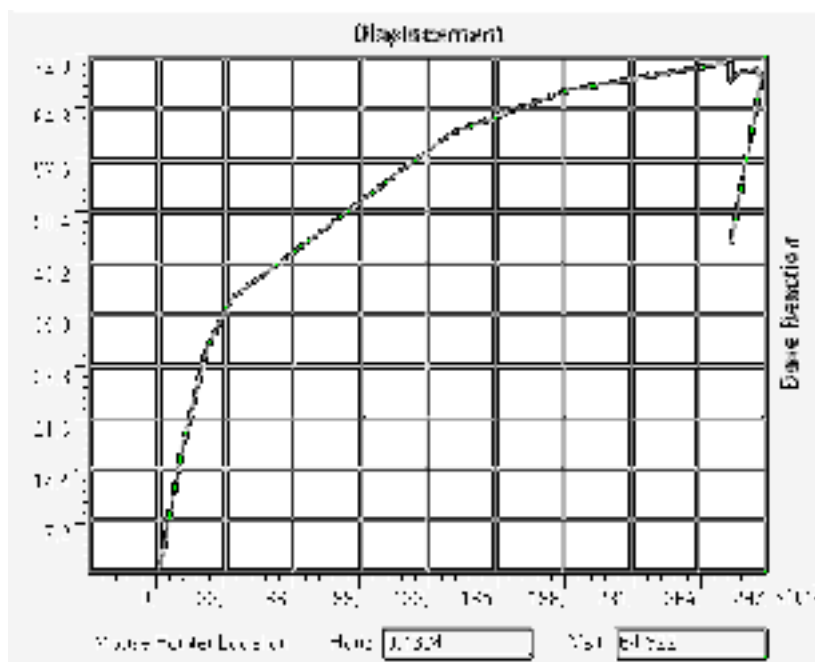


Figure VI.20 Courbe suivant la direction x

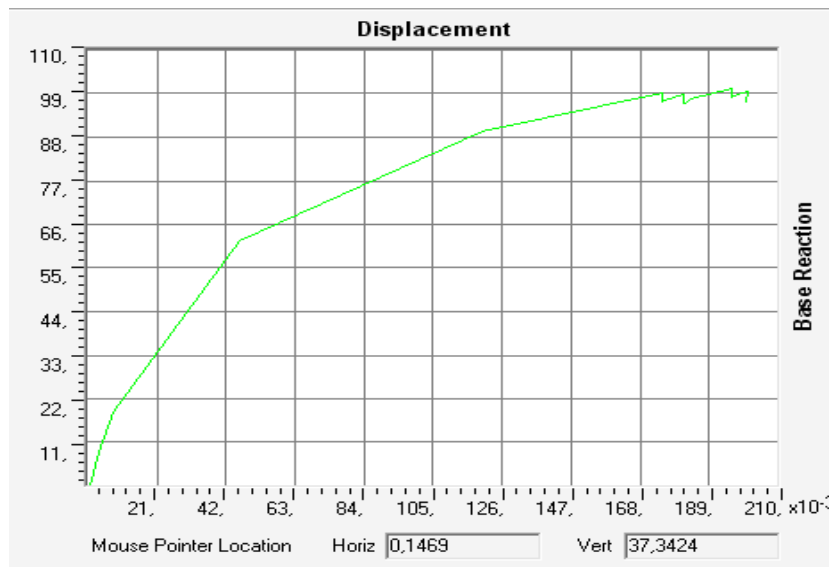


Figure VI.21 Courbe suivant la direction y

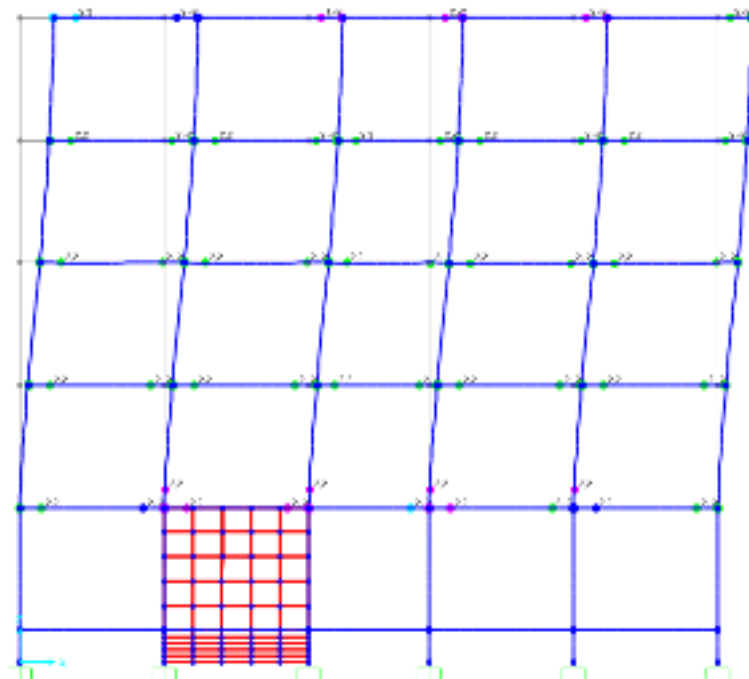


Figure VI.22 Formation de rotules plastique « step4 »

Commentaires :

D'après les courbes établies (figure VI.20 et VI.21) on constate une amélioration significative de la résistance par rapport à la courbe du cas réel et non pas par rapport à celle obtenue par chemisage, avec un effort tranchant de 72 t avec un déplacement de 27.72 cm dans la direction x , tandis qu'il n'y a pas un grand changement pour le sens y avec un effort tranchant de 101.2 t et un déplacement de 19.32 cm, ce qui signifie que l'ajout du voile à un seul niveau ne permet pas d'améliorer convenablement la résistance de la structure.

D'après la visualisation de la séquence de la formation des rotules plastiques de type CI sur la structure on constate l'absence des rotules plastiques au niveau où on a ajouté le voile de Contreventement, on remarque ainsi que les rotules se sont formées au dessus du niveau du voile.

VI.2.1 Ajout de voile sur RDC+1 étage

Il s'agit de l'ajout de voiles sur 2 niveaux

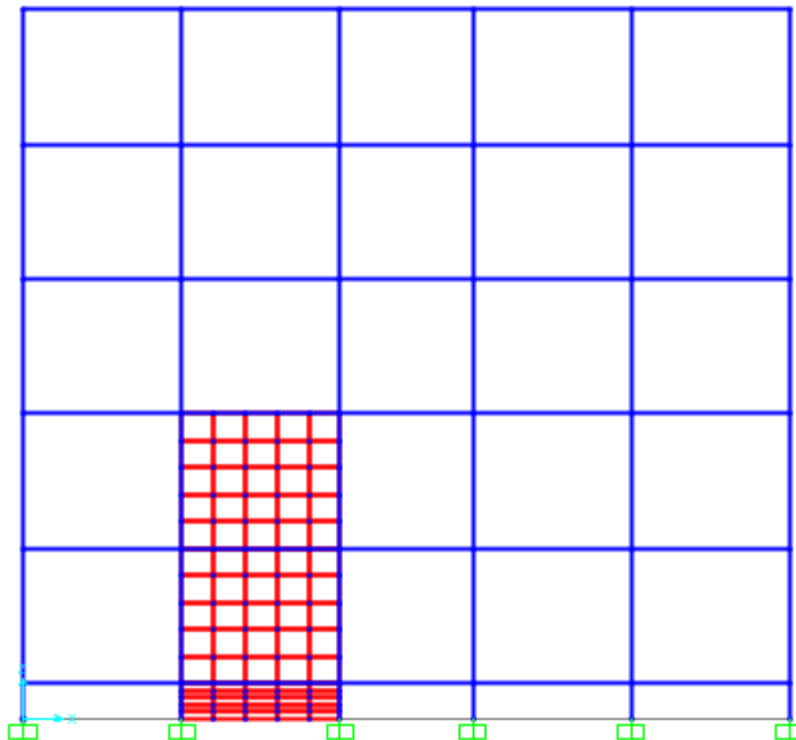


Figure VI.22 Ajout de voiles sur deux niveaux

VI.2.2 Résultats de l'analyse :

Après l'analyse de la nouvelle variante qui consiste à l'ajout des murs voiles sur 2 niveaux nous avons obtenu les courbes effort tranchant –déplacement représentées sur les figures VI.23 et VI.24 respectivement.

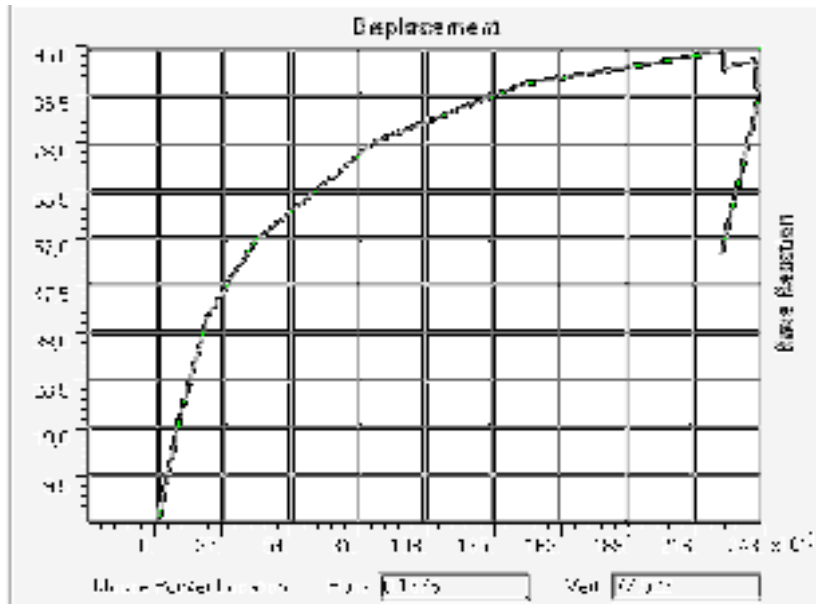


Figure VI.23 Courbe dans la direction x

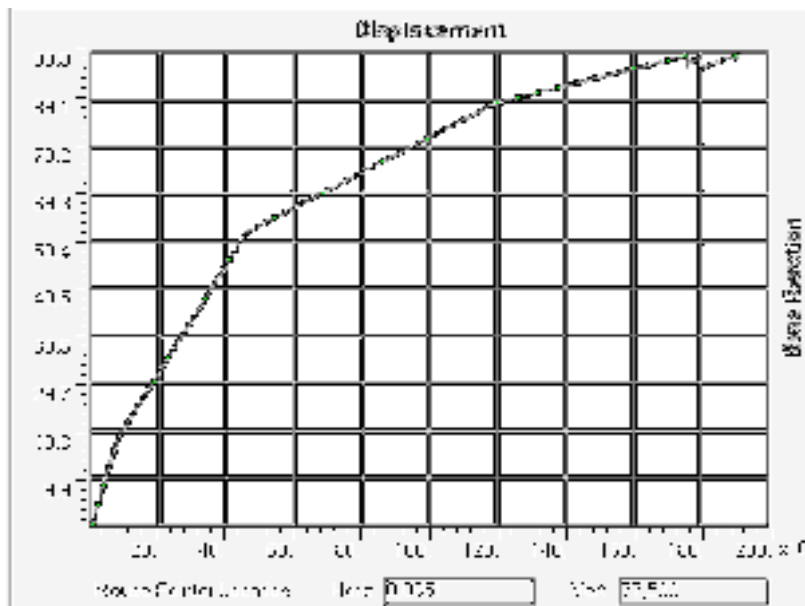


Figure VI.24 Courbe dans la direction y

Commentaires :

D'après les courbes (VI.23 et VI.24) on constate que la résistance est améliorée par l'ajout de voiles au deuxième niveau, $V= 95$ t suivant la direction x et 99 t dans la direction y ainsi une diminution du déplacement dans la direction x de 22.95 cm et dans la direction y de 17.60 cm ce qui peut être justifié par la rigidification de la structure.

VI.3.1 Ajout de voile sur RDC+2 étages

Il s'agit de l'ajout des voiles sur 2 niveaux

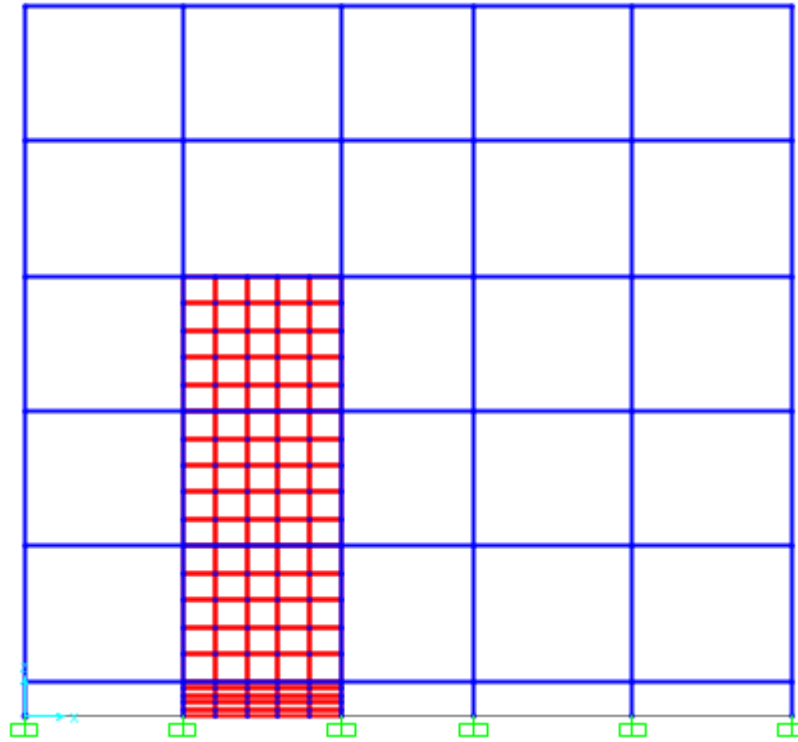


Figure VI.25 Ajout des voiles sur RDC+ 2 étages

VI.2.2 Résultats de l'analyse :

Après l'analyse de la nouvelle variante qui consiste à l'ajout des murs voiles sur 3 niveaux nous avons obtenu les courbes effort tranchant –déplacement représentées sur les figures VI.26 et VI.27 respectivement.

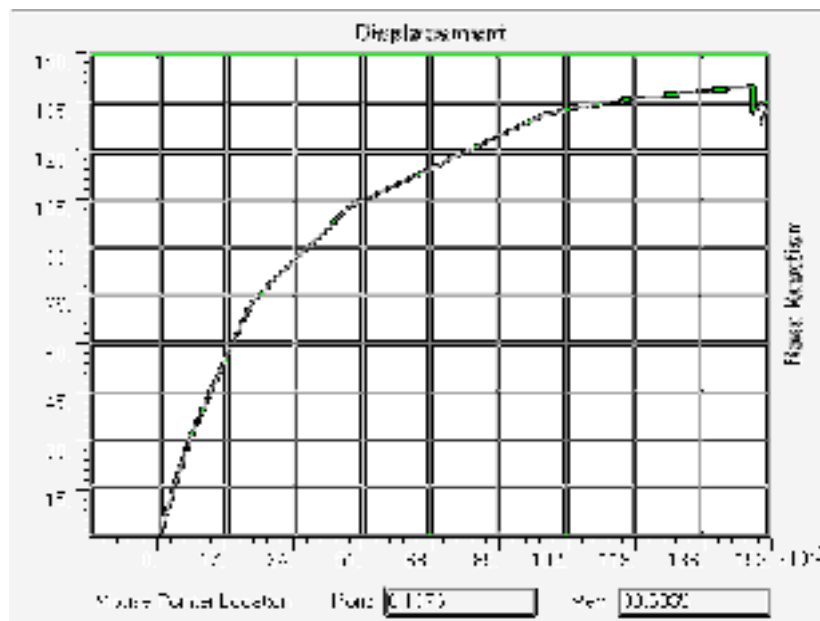


Figure VI.26 Courbe dans la direction x

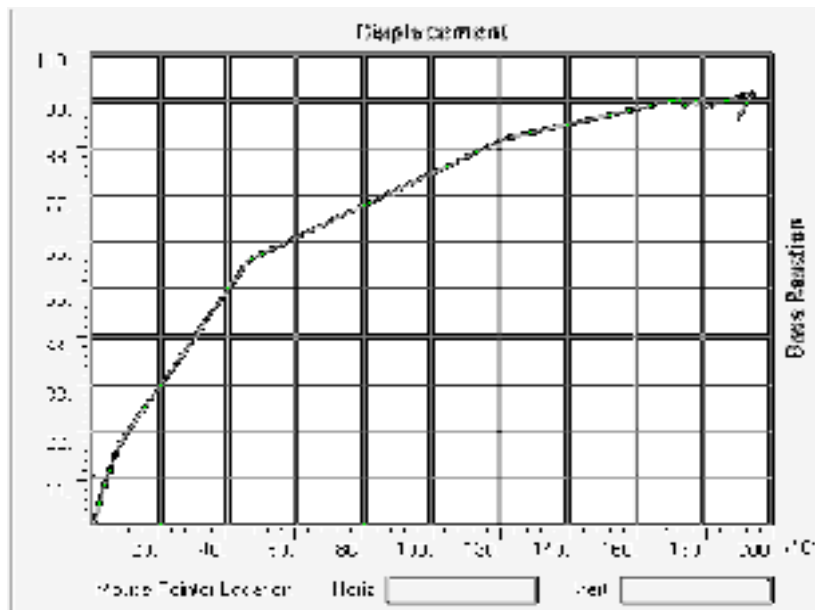


Figure VI.27 Courbe dans la direction y

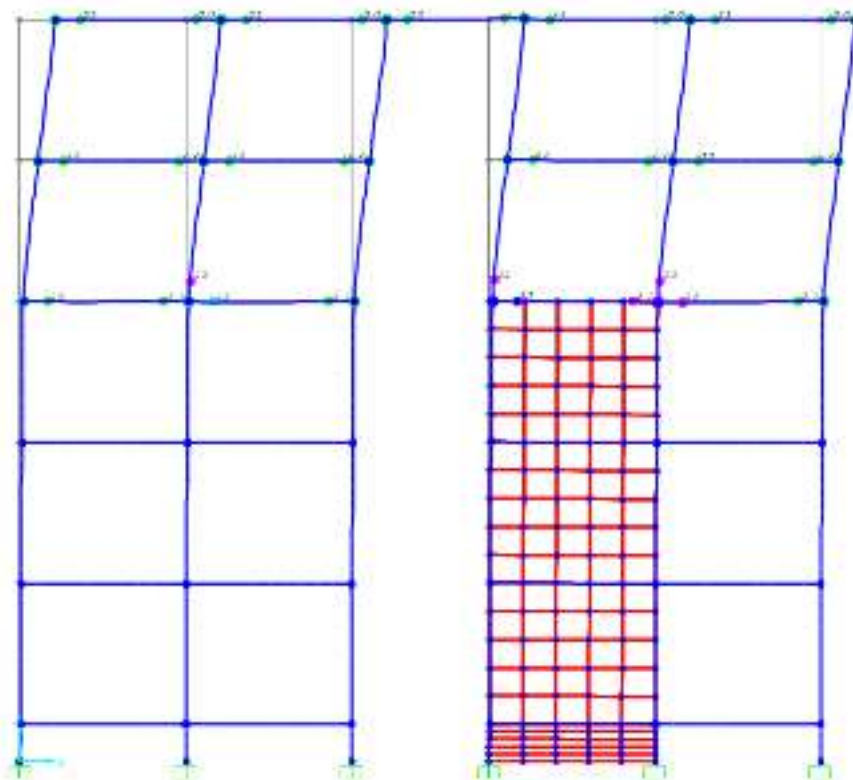


Figure VI.28 Formation de rotules plastique « step4 »

Commentaires :

Par l'introduction du voile au troisième niveau on constate qu'il ya une augmentation considérable de la résistance associée à une réduction du déplacement offrant ainsi un meilleur comportement dans le sens x, on constate aussi que l'ajout du voile n'a pas influencer la direction y en peut en déduire que la rigidification dans une direction n'influe pas forcément l'autre direction.

On constate aussi sur la figure VI.28 que l'ajout du voile a empêcher la formation des rotules plastique sur toute la hauteur du voile, on confirme la formation des rotules haut delà du voile.

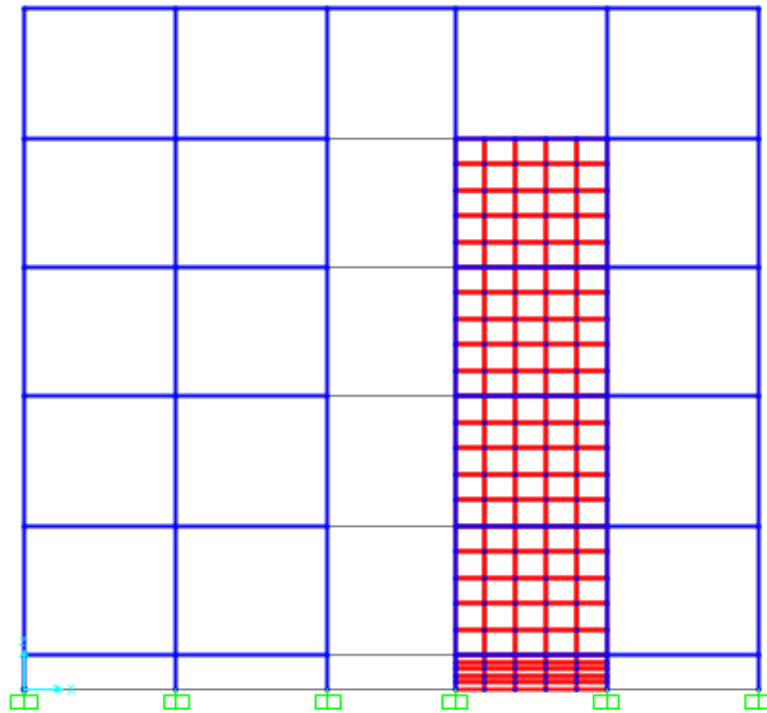
VI.4.1 Ajout de voile sur RDC+3 étages

Figure VI.29 Ajout des voiles sur RDC+ 3 étages

VI.4.2 Résultats de l'analyse :

Après l'analyse de la nouvelle variante qui consiste à l'ajout des murs voiles sur 4 niveaux nous avons obtenu les courbes effort tranchant – déplacement représentées sur les figures VI.30 et VI.31 respectivement.

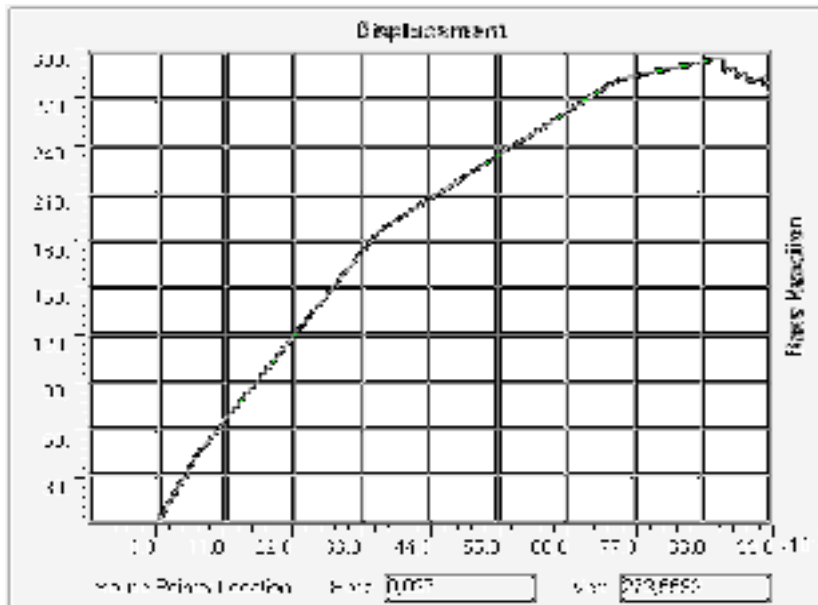


Figure VI.30 Courbe dans la direction x

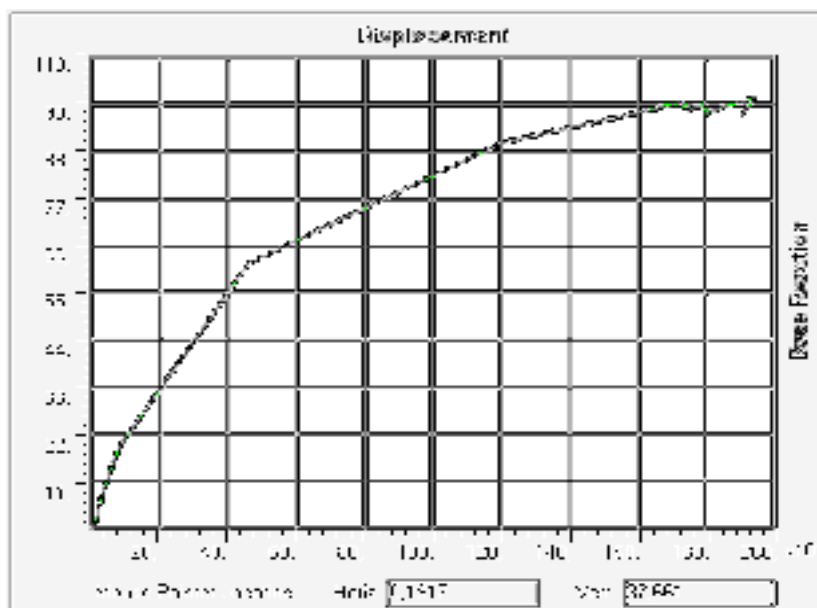


Figure VI.31 Courbe dans la direction y

Commentaires :

D'après la courbe l'ajout des voiles sur la hauteur offre un meilleur comportement vis-à-vis du séisme car la résistance a atteint 5 fois la résistance initial sans voile de contreventement avec une grande diminution du déplacement qui est de l'ordre de 0.09m et d'où le renforcement par murs voiles constitue le meilleur remède pour l'amélioration du comportement de la structure d'où la réduction de sa vulnérabilité.

Conclusion

La modélisation tridimensionnelles statique pushover de notre bâtiment par logiciel SAP 2000 v15 nous a permis de visualiser le comportement de la structure dans le domaine non linéaire qui a montré que le bâtiment est vulnérable dans le sens (x) ainsi que le recours au renforcement s'est avéré nécessaire néanmoins il faut déterminer le cas à la fois favorable et économique dans le but de faire face à un séisme futur.

Introduction :

SAP2000 V15 est un logiciel d'analyse de structures par la méthode des éléments finis, utilisé souvent dans les bureaux d'études et dans les bureaux de contrôle pour le calcul habituel d'ingénierie dans le domaine linéaire. De plus il présente l'avantage d'exécuter les analyses dans le domaine non linéaire.

Dans ce chapitre, nous allons étudier le bâtiment en vue de son analyse non linéaire en utilisant SAP2000 V15, en effet il permet d'évaluer la vulnérabilité des bâtiments vis-à-vis des séismes. C'est une procédure relativement longue et complexe. Une modélisation s'impose pour obtenir la capacité totale du bâtiment face à un séisme et le niveau de dommage en fonction des sollicitations. Il importe donc en premier lieu de déterminer quels sont les types d'éléments qui vont être modélisés et de comprendre leurs fonctionnement afin d'avoir un comportement adéquat.

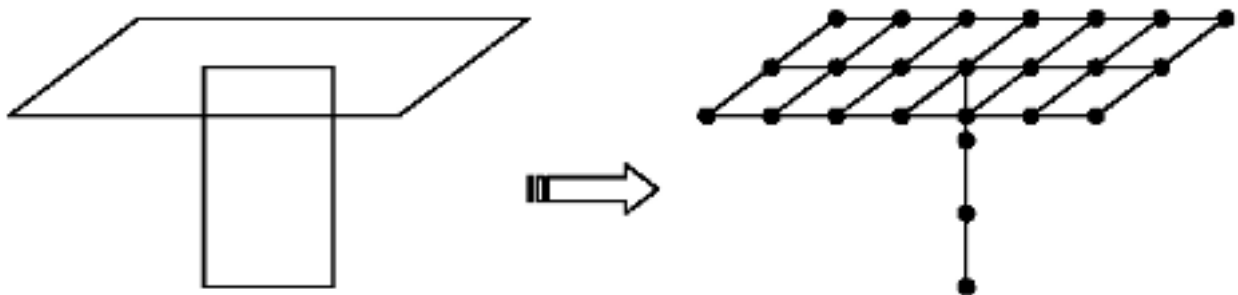


Figure VI.1 Exemple de modélisation élément finis

VI.1 Définition de la structure dans SAP 2000 V15 :

- En premier lieu il faut commencer par la définition des lignes de constructions de la géométrie de base de la structure, ou par un modèle prédéfini représentant la structure réelle.
- La définition des caractéristiques des matériaux.
- La définition et l'affectation des sections aux éléments.
- La définition des cas de chargement et les combinaisons d'actions.
- L'assignement des charges suivant leurs types selon les calculs qu'on a établis dans le chapitre précédent.
- Création du nœud maître au niveau du centre de masse avec l'attribution de trois degrés de liberté 2 translations et une rotation.

- Dans notre cas l'introduction du chargement sismique sera considéré comme une force statique appliquée au nœud maître du plancher sous de cas de charge Ex et Ey.
- L'affectation à chaque nœud maître la masse et l'inertie massique du plancher.
- La création et l'attribution d'un diaphragme pour chaque plancher.
- Pour le cas où les voiles sont introduits dans l'analyse du bâtiment, ils doivent être discrétisé en plusieurs éléments pour avoir une bonne précision de calcul.

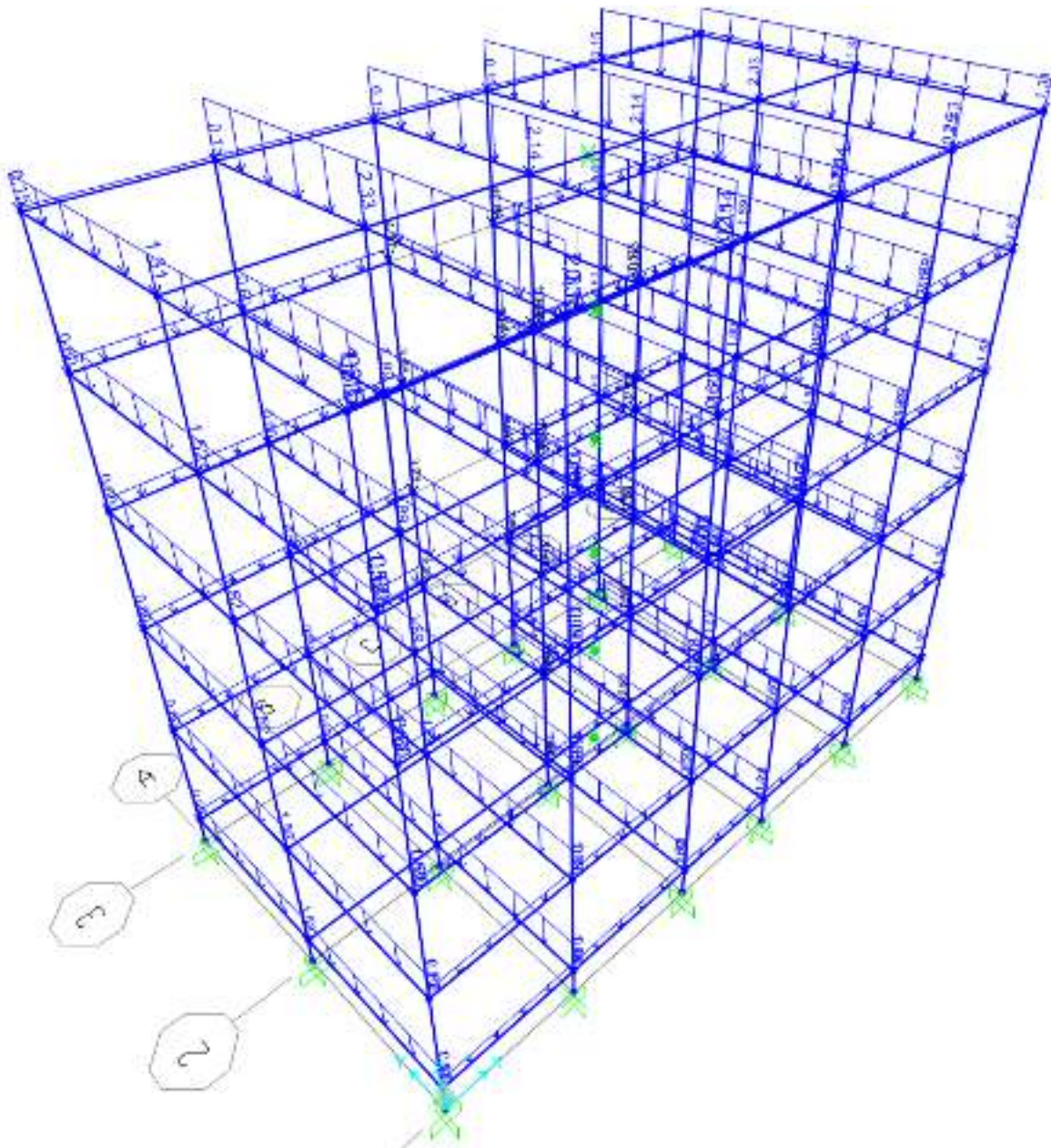


Figure VI.2 Structure modélisée sous chargement G

Avant de commencer l'analyse non linéaire il est à rappeler que pour faire une évaluation, les méthodes linéaires élastiques classiques ne sont pas adéquates et les ingénieurs de structures ont recours à des techniques non linéaires telles que l'analyse pushover statique. Elle consiste à pousser un modèle mathématique d'une structure en imposant un déplacement dans le but de prévoir la séquence de l'endommagement dans le domaine anélastique et pour détecter les liens faibles.

VI.2 Méthodologie de l'analyse pushover :

Dans une analyse pushover, un modèle anélastique non linéaire est soumis à une charge latérale jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit atteint ou le modèle est détruit. Le déplacement cible représente le déplacement maximal pouvant avoir lieu durant le séisme de calcul.

Plusieurs formes de chargement latéral peuvent être considérées, une charge uniforme, une charge modale ou n'importe quelle autre forme définie par l'analyste. Le modèle de la structure doit être développé à partir des lois moments-courbures des éléments.

Ces propriétés doivent être bien représentatives de leur comportement actuel aussi bien dans le domaine élastique avec une rigidité flexionnelle non fissurée que dans le domaine plastique jusqu'à la rupture. Si les caractéristiques moment-courbure d'un élément ne peuvent être déterminées avec précision, alors des essais expérimentaux sont requis. Les résultats principaux d'une analyse pushover sont en termes de courbes de capacité et de demande [14]

L'analyse statique non linéaire, qui est basée sur le code FEMA 273[15] est utilisée par le logiciel SAP 2000, qui définit la notion du mode de ruine et de la performance de la structure, selon la figure suivante, on peut définir les points suivants :

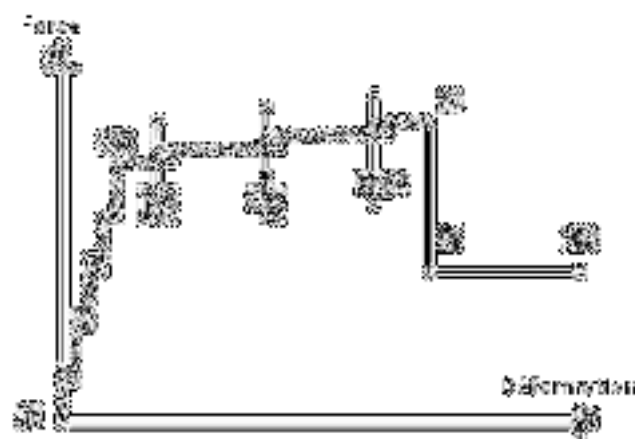


Figure VI.3 Courbe force-déformation [15]

A : Le point d'origine

B : Représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

C : Représente la capacité ultime de l'analyse pushover.

D : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.

E : Représente la rupture totale des éléments.

D'autres points additionnels qui n'ont aucun effet sur le comportement de la structure, et qui sont adoptées par les codes de calcul, pour l'appréciation de l'analyse non linéaire statique, et qui sont :

IO : Occupation immédiate.

LS : durée de service.

CP : prévention d'effondrement.

VI.3 Application de la méthode pushover dans SAP2000 V15:

Une fois la définition de la structure sur SAP2000 est terminée on procède à l'initiation pour l'analyse non-linéaire à cet effet pour pouvoir appliquer l'analyse pushover ; il faut définir au préalable les rotules plastiques ainsi que leurs longueurs sur les différents éléments structurels (poteau et poutre) donc nous devons déterminer :

- Les rotules plastiques
- Les longueurs plastiques

Le modèle de calcul par des rotules définit par l'utilisateur est préféré en terme de compatibilité du comportement non linéaire avec les propriétés des éléments réels, alors que celui par des rotules définit par défaut est recommandé en raison de simplicité, mais pour représenter fidèlement le comportement réel de la structure on est contraint de déterminer les caractéristiques des rotules plastiques pour chaque élément de la structure dans chaque niveau et dans chaque direction ce qui constitue une tâche laborieuses.

VI.3.1 Rotules plastiques et longueur plastique :

- ***Rotule plastique :***

Après le début de plastification des barres longitudinales, la déformation se concentre dans une région appelée rotule plastique. L'étendue de cette zone contrôle le comportement post élastique des éléments structurels donc de tout le système porteur.

La figure VI.3 montre la simplification faite sur la distribution de la courbure pour permettre le calcul du déplacement en tête du poteau

La courbure plastique $\phi_p = \phi_u - \phi_y$ est supposée constante sur une longueur équivalente

de plastification qu'on appelle l_p : longueur de la rotule plastique [16].

- **Longueur de la rotule plastique :**

La longueur de la rotule plastique se calcul par la formule suivante :

$$l_p = \frac{1}{2} h_0 \left(1 - \frac{M_y}{M_u} \right)$$

Avec :

h_0 : hauteur du moment nul (le point où le moment s'annule) le long d'un poteau ou d'une poutre.

M_y : Moment à la limite élastique (selon les courbes simplifiées)

M_u : Moment ultime (selon les courbes simplifiées)

Selon les notations de les schéma (VI.1 et VI.2) on admet que :

$$\frac{b_1 - d}{a_1 - d} = \frac{b}{a} = 2$$

$$c = 0.2 M_y$$

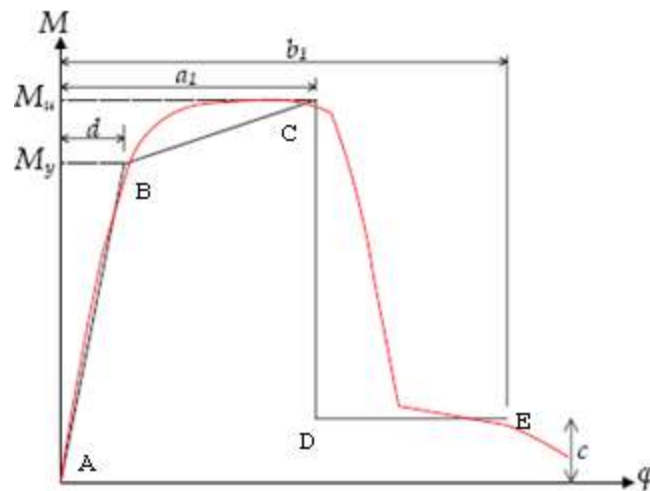


Figure VI.4 Simplification d'une loi moment-courbure.

VI.3.2 Passage de la loi moment – courbure à la loi moment rotation :

Pour passer de la loi moment – courbure à la loi moment - rotation on utilise la formule suivante :

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y) \cdot l_p$$

Où ;

θ_p : Rotation plastique

φ_u : Courbure ultime (d'après les courbes simplifiées) qui correspond au moment M_u

φ_y : Courbure à la limite élastique (d'après les courbes simplifiées) qui correspond au moment M_y

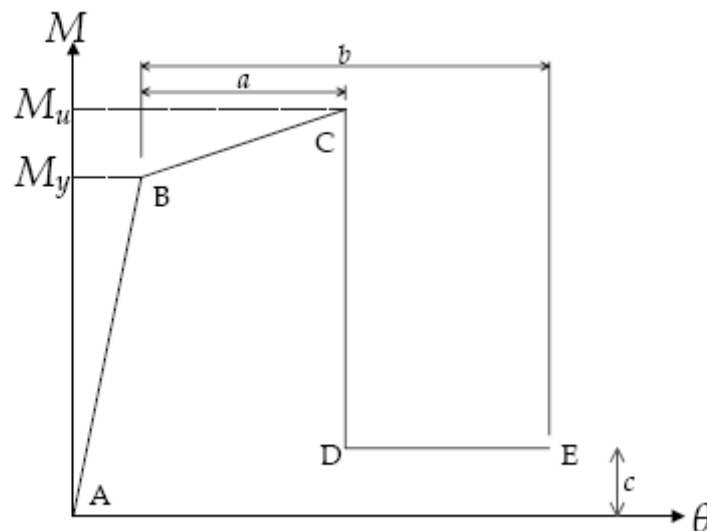


Figure VI.5 Simplification d'une loi moment-rotation. [17]

- La rotation plastique aux points C et D :

$$\theta_C = \theta_D = \theta_p$$

- Les rotations plastiques en B et E :

θ_B et θ_E sont déterminées en fonction de θ_C et la distance « a » :

$$\theta_B = \theta_C - c$$

$$\theta_E = \theta_C + c$$

Pour obtenir les caractéristiques des rotules plastiques pour notre bâtiment, le problème consiste à l'obtention des courbes moment -courbure pour chaque section d'un élément poutre ou poteau et au niveau des (appuis gauche et des travées). Il est à noter que seuls les versions récentes de SAP2000 sont dotées du module SECTION DESIGNER qui permet de dessiner la section béton armé (coffrage et ferrailage) pour obtenir la courbe moment – courbure pour modéliser le bâtiment par un ferrailage imposé et non calculé par le logiciel .

La figure VI.3 montre un exemple de courbe obtenu par « SECTION DESIGNER »

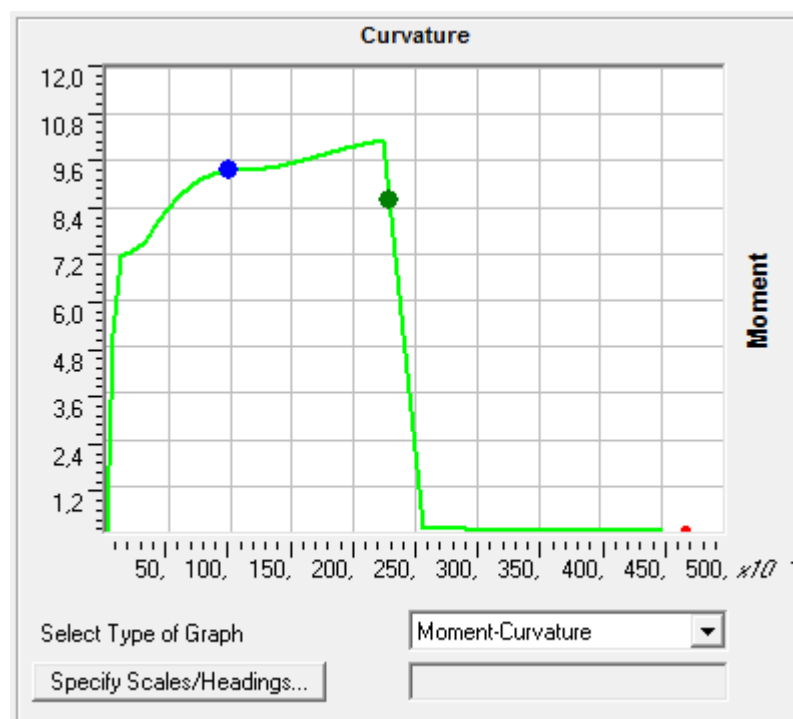


Figure VI.6

A partir de cette courbe et en utilisant la loi de simplification moment-courbure on obtient les points A,B,C,D et E, nécessaires à définition de chaque rotule plastique .

- L'étape suivante consiste à la détermination de h_0 pour laquelle le moment s'annule pour chaque élément, car elle indispensable pour introduire la loi moment – courbure dans le SAP2000, ou bien pour le passage au moment – rotation.

VI.3.3 Introduction des rotules plastiques dans SAP2000 V15 :

Une fois toutes les caractéristiques concernant les rotules plastiques collectées depuis les étapes précédentes selon ferma 273, on procède à la démarche qui consiste à définir les rotules plastiques en leurs donnant un nom et en introduisant pour chacune ses caractéristiques, SAP2000 V15 présente l'avantage d'introduire la loi moment-courbure avec la longueur plastique sans passer au moment-rotation.

Dans cette étape il est très important de spécifier le type de rotule : (voire figure VI.7)

- Pour les poutres rotule de flexion (M_3)
- Pour les poteaux rotule de flexion avec effort normal ($P - M_2 - M_3$)

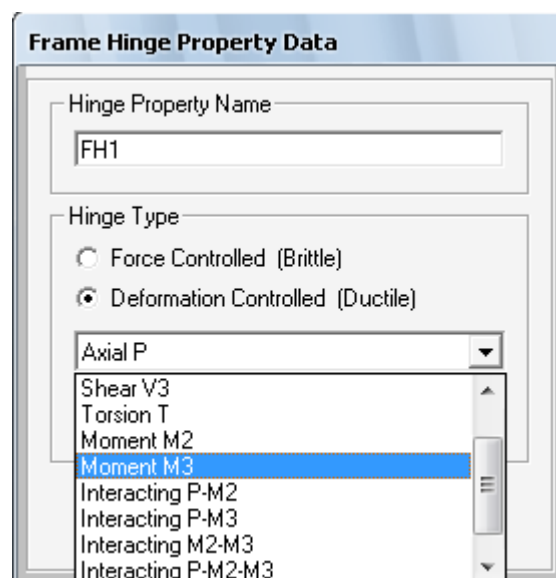


Figure VI.7 choix du type de rotule

Après la sélection du type de rotule, la fenêtre illustrée dans la figure VI.8 s'affiche pour permettre d'introduire les caractéristiques de la rotule plastique (les point A, B, C, D, E et F) obtenus précédemment de la courbe moment – courbures. Deux cas sont possibles :

- Introduire les caractéristiques en moment – rotation
- Introduire les caractéristiques en moment – courbure plus la longueur de la rotule plastique

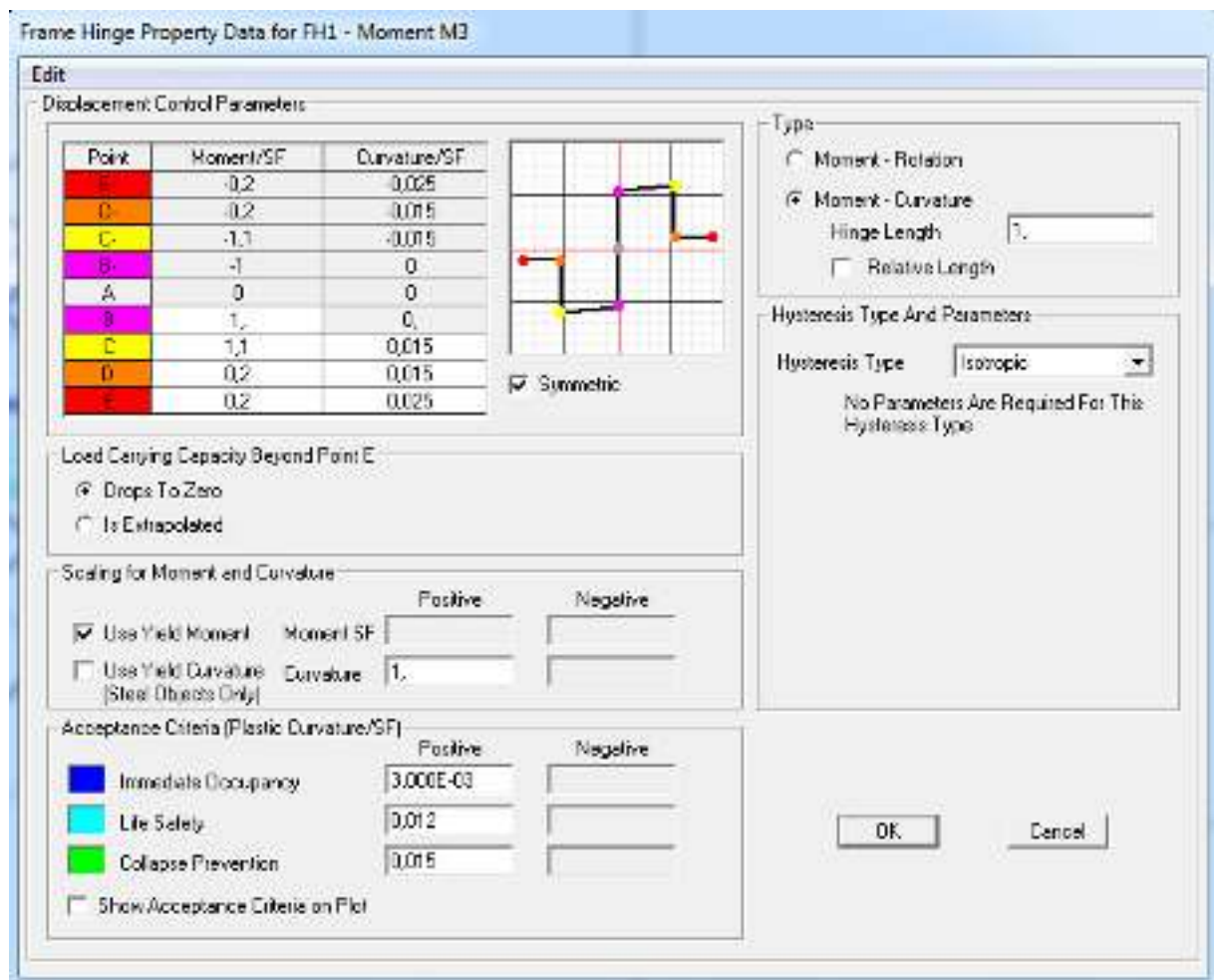


Figure VI.8 Introduction des caractéristiques de la rotule plastique

Il est à noter que pour chaque élément on doit introduire deux rotules, chacune à une extrémité avec un coefficient 0 pour la première et 1 pour la seconde, c'est pour cela les noms doivent être significatifs et logique pour ne pas se tromper.

Chacune des rotules définies doit être assignée à son élément spécifique en respectant l'affectation énoncée dans le paragraphe précédent.

Une fois toutes les rotules assignées avec leurs caractéristiques, on passe à la démarche suivante qui consiste à définir les cas de chargement dans une analyse non linéaire (voir figure VI.9)

Ces opérations doivent être répétées pour chaque rotule et chaque élément.

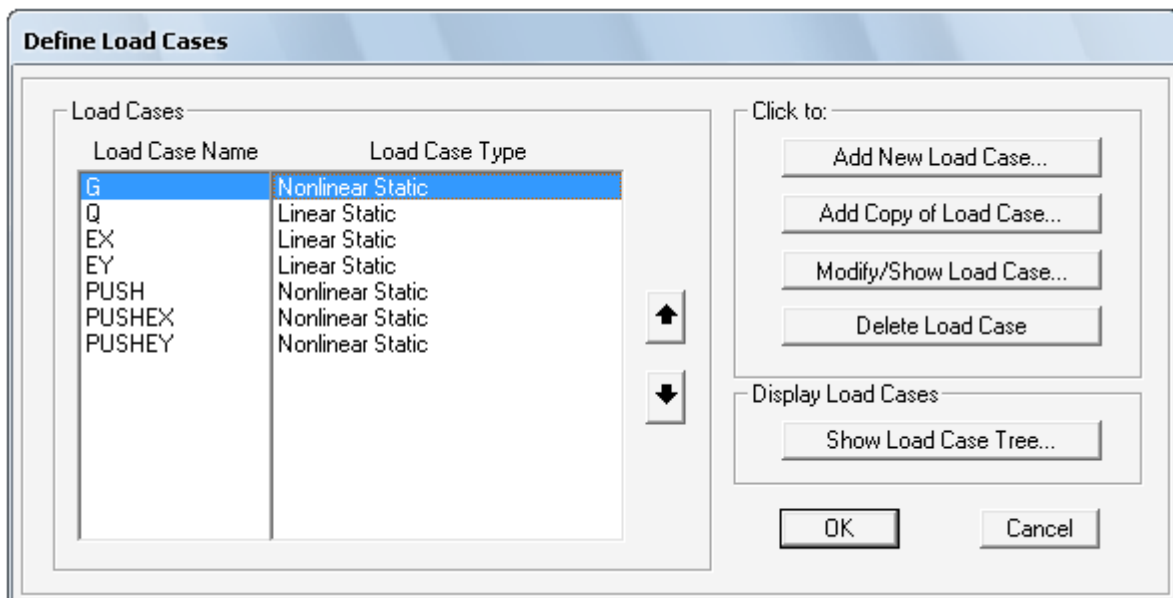


Figure VI.9 Cas de chargement pour l'analyse non linéaire

➤ Enfin l'analyse peut être lancée.

Il est à noter que toute réponse est extrêmement longue et cela dépend de la précision des calculs (nombre de pas et la valeur de la convergence)

VI.4 Résultats de l'analyse pushover :

VI.4.1 Cas réel :

Après l'analyse, nous avons obtenu la courbe effort tranchant –déplacement représentée sur la figure VI.10

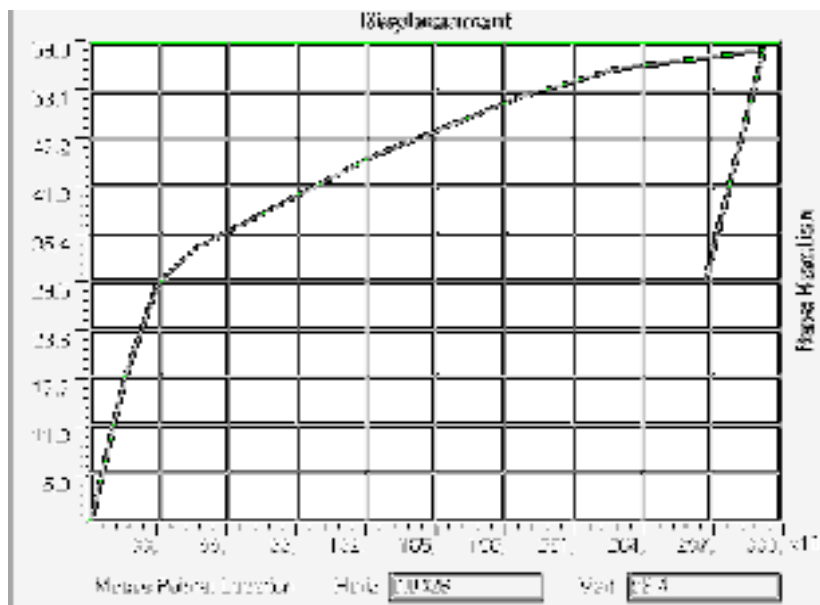


Figure VI.10 Courbe suivant la direction x

L'emplacement des rotules plastique est illustré sur la figure suivante (voire figure VI.11)

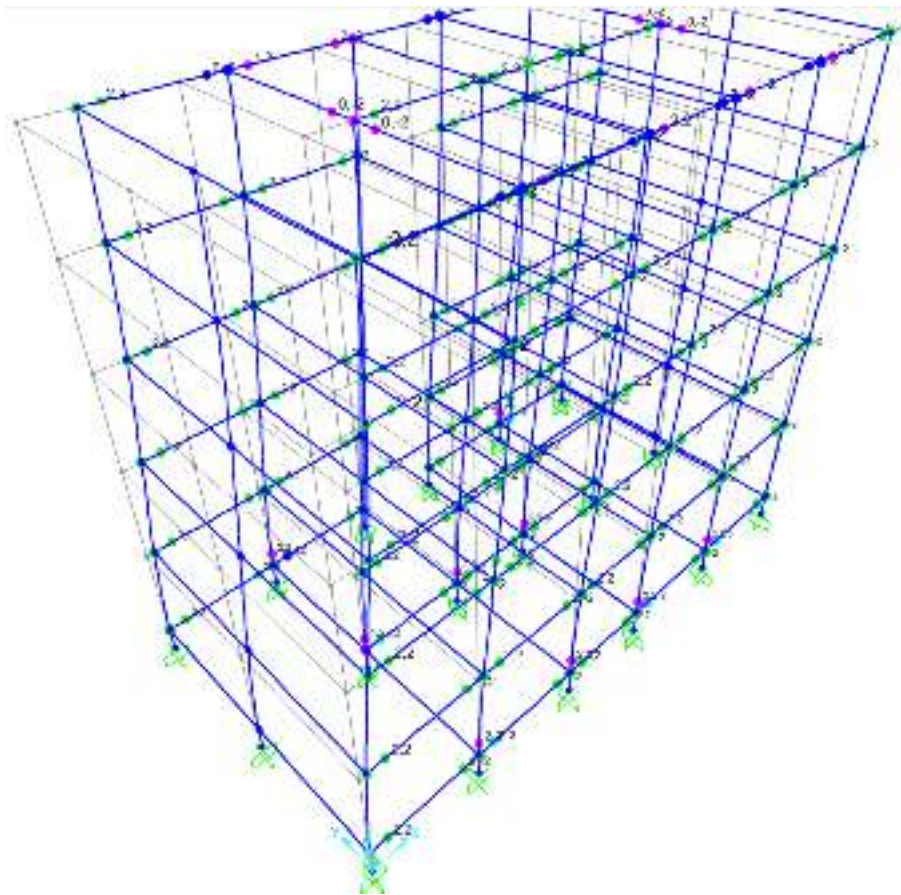


Figure VI.11 Formation des rotules plastiques « step5 »

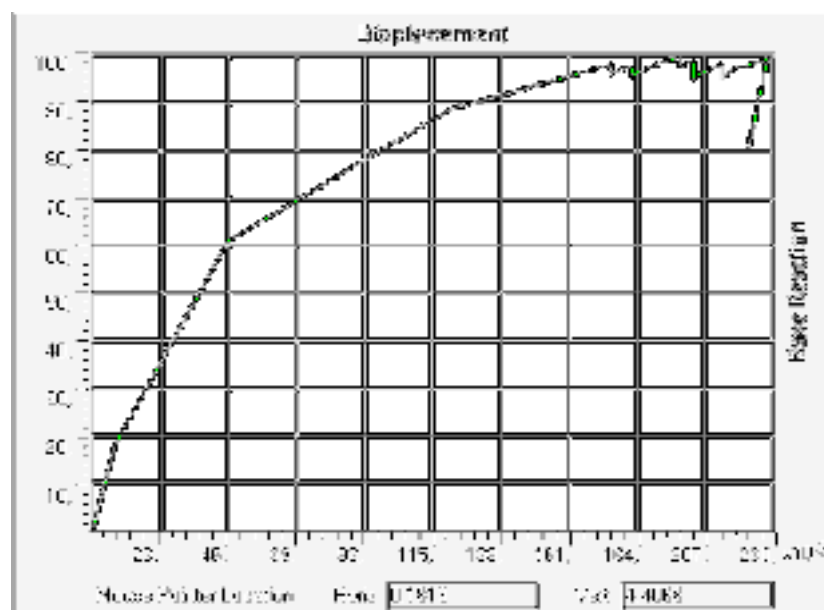


Figure VI.12 Courbe suivant la direction y

- **Commentaire :**

On constate d'après la courbe résultante de l'application de la méthode pushover que la structure suivant la direction y est plus stable que sur la direction x, en effet on constate dans direction y la formation de rotules qui peuvent provoquer la ruine pour un effort tranchant de 100 t avec un déplacement de 19.78 cm , tandis que la capacité dans la direction x est de l'ordre de 54.28 t avec un déplacement de 30.36 cm ce ceci peut être justifier par la souplesse de la structure dans cette direction ce qui constitue un comportement défavorable qui peut provoquer l'effondrement et la ruine du bâtiment et d'où la mise en évidence de sa vulnérabilité sismique.

On constate donc que le bâtiment étudié est plus vulnérable vis-à-vis de l'action sismique dans la direction x par conséquent une question se pose ; comment peut-on intervenir pour améliorer la résistance de ce bâtiment dans cette direction ?

Dans le cadre de ce travail de mémoire, on propose les deux solutions suivantes :

- 1- Faire un chemisage au niveau des poteaux d'angle et de rive.
- 2-Ajouter des voiles dans le sens le plus vulnérable.

VI.5 Renforcement par chemisage : (voire figure VI.13) [18]

Il s'agit d'une méthode traditionnelle d'augmentation des sections des poteaux en béton armé afin d'améliorer la résistance et la ductilité du poteau et de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques, la procédure consiste à chemiser l'élément en augmentant sa section par mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif. L'utilisation d'un micro-béton, auto compactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration, peut s'avérer essentielle.

Il s'agit d'un renforcement avec armatures, il faut donc sceller des barres courtes dans le poteau pour assurer la continuité du ferrailage ensuite la mise en place du nouveau ferrailage (cadres et armatures longitudinales) et les lier aux barres de scellement et réaliser le bétonnage par coulage.

On propose de passer de (20x50) à une section de (40x50) avec un ferrailage de 6T10 sur toute la hauteur (la position des poteaux concernés est illustrée dans la figure VI.14)

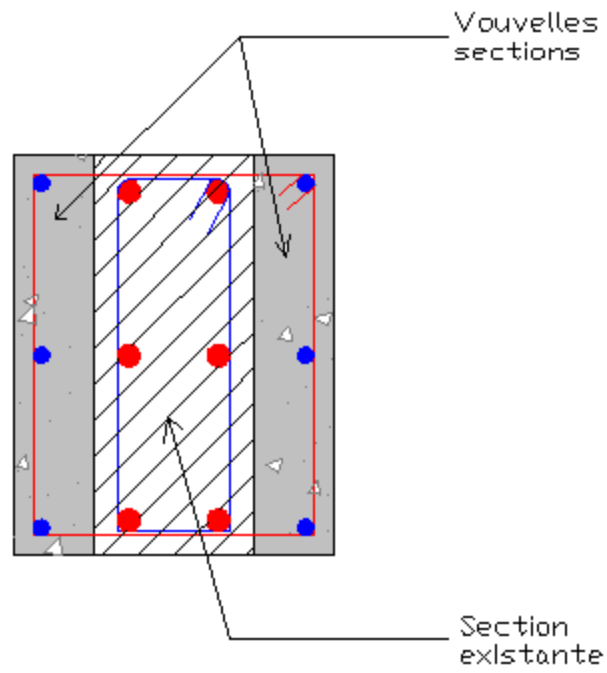


Figure VI.13 Chemisage d'un poteau des deux cotés

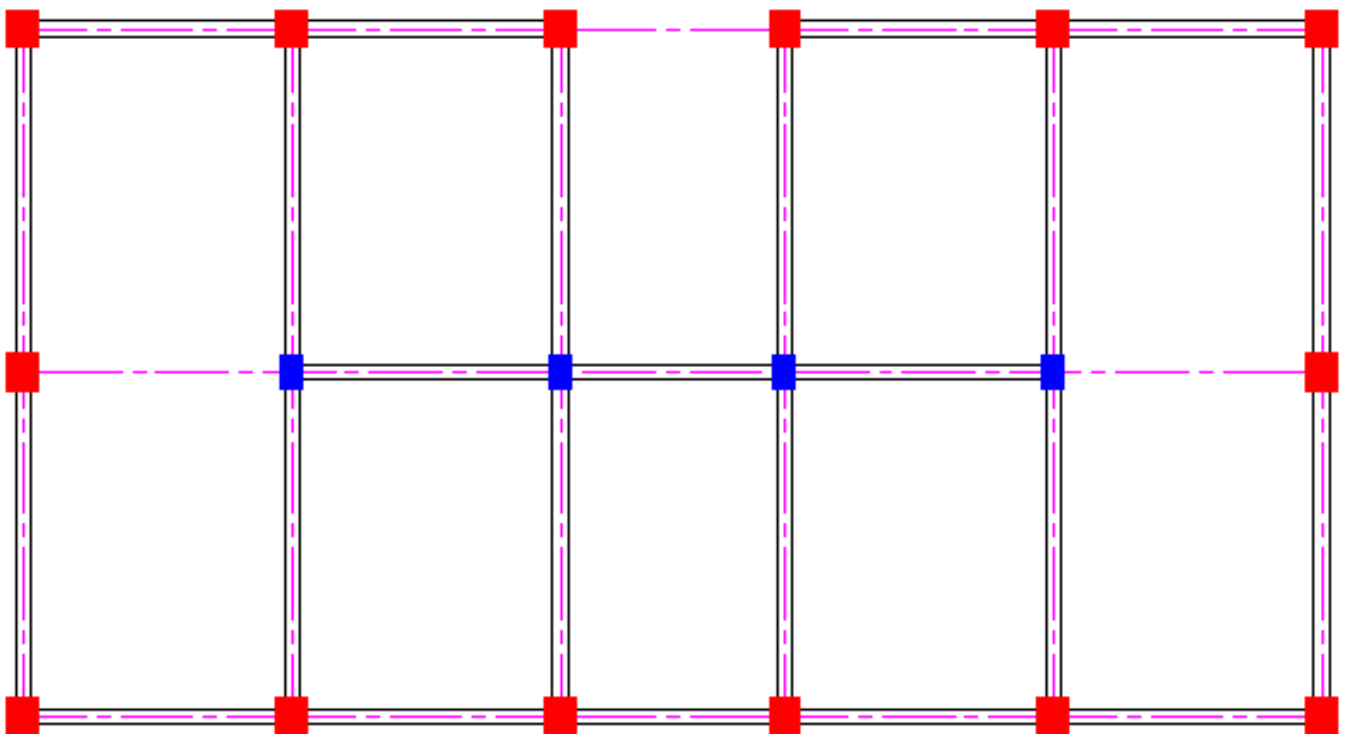


Figure VI.14 Poteaux concernés par le chemisage

En rouge : poteaux chemisés

En bleu : poteaux non renforcés

Mais avant de se lancer dans le calcul il est nécessaire de prendre en compte le poids propre dû au chemisage des poteaux ainsi que les nouvelles formes des courbes moments-courbure et les introduire à nouveau dans les extrémités des poteaux chemisés.

VI.5.1 Détermination des poids (W_T) de la structure après chemisage :

- Plancher terrasse (Niveau +16.10 m)

*Acrotère	8.076t
*plancher	112.70t
*poteaux	12.755t
*poutres	18.818t
*murs extérieurs.....	17.067t

$$G_t = 169,436$$

La surcharge d'exploitation :

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.1 \times 173.92 = 17.392t$$

Le poids du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_6 = 169,436 + 0.2 \times 17.392$$

$$W_6 = 172,914t$$

- Plancher 5 (Niveau 13.04 m)

*plancher	83.622t
*poteaux	25.55t
*poutres	18.338t
*murs extérieurs.....	34.135t
*Escalier.....	4.847t

La surcharge d'exploitation :

$$G_t = 166,492t$$

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.15 \times 159.28 = 23.892t$$

$$P = 0.25 \times 1.35 \times 5.25 = 1.771t \text{ (Q escalier)}$$

$$P_{\text{totale}} = 25.663 t$$

La masse du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_5 = 166,492 + 0.2 \times 25.663$$

$$W_5 = 171,625t$$

- Plancher 4 : (Niveau 9.98 m)

*plancher	83.622t
*poteaux	25.55t
*poutres	18.338t
*murs extérieurs.....	34.135t
*Escalier.....	9.564t

$$G_t = 171,209t$$

La surcharge d'exploitation :

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.15 \times 159.28 = 23.892t$$

$$P = 3.543t \text{ (Q escalier)}$$

$$P_{\text{totale}} = 27.435 \text{ t}$$

La masse du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_4 = 171,209 + 0.2 \times 27.435$$

$$W_4 = 176,696t$$

- Plancher 2 et 3 (Niv 6.92 et 3.86m)

*plancher	83.622t
*poteaux	25.550t
*poutres	18.338t
*murs extérieurs.....	34.135t
*Escalier.....	9.434t

$$G_t = 171,079t$$

La surcharge d'exploitation :

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.15 \times 159.28 = 23.892t$$

$$P = 3.543t \text{ (Q escalier)}$$

$$P_{\text{totale}} = 27.435 \text{ t}$$

La masse du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_{2,3} = 171,079 + 0.2 \times 27.435$$

$$W_{2,3} = 176,566t$$

- Plancher 1 (Niveau 0.80)

*plancher	83.622t
*poteaux	16.205t
*poutres	18.765t
*murs extérieurs.....	22.180t
*Escalier.....	5.705t

$$G_t = 146,477 \text{ t}$$

La surcharge d’exploitation :

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.15 \times 159.28 = 23.892\text{t}$$

$$P = 2.109\text{t} \text{ (Q escalier)}$$

$$P_{\text{totale}} = 26.001 \text{ t}$$

La masse du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_1 = 146.477 + 0.2 \times 26.001$$

$$W_1 = 151,677 \text{ t}$$

VI.5.2 Distribution des forces sismique :

Niveau	$F_x \text{ (t)}$	$F_y \text{ (t)}$
N1	1,644	1,579
N2	9,195	8,828
N3	16,485	15,826
N4	23,793	22,841
N5	30,180	28,973
N6	37,869	36,354

VI.5.3L’inertie massique :

plancher	W (t)	M (t)	S (m ²)	lxg	lyg	Im (t.m ²)
6	172,914	17,291	172,48	1380,415	4452,284	584,739
5	171,625	17,162	159,04	1263,512	4443,503	615,860
4	176,696	17,670	156,04	1263,512	4443,503	646,249
3	176,566	17,657	156,04	1263,512	4443,503	645,773
2	176,566	17,657	156,04	1263,512	4443,503	645,773
1	151,677	15,168	156,04	1263,512	4443,503	554,745

VI.5.4 Résultats de l'analyse :

Après l'analyse de la nouvelle variante avec chemisage, nous avons obtenu les courbes effort tranchant –déplacement représentées sur les figures VI.15 et VI.16 respectivement.

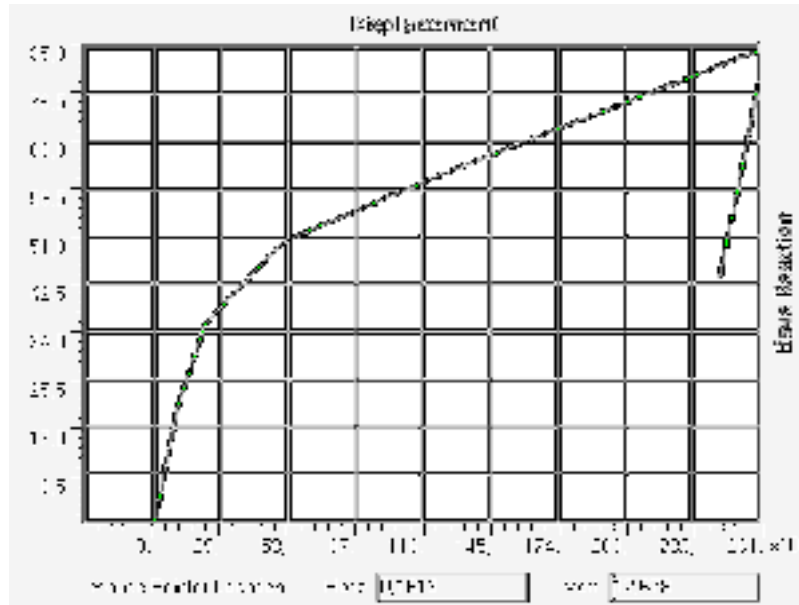


Figure VI.15 Courbe dans la direction x

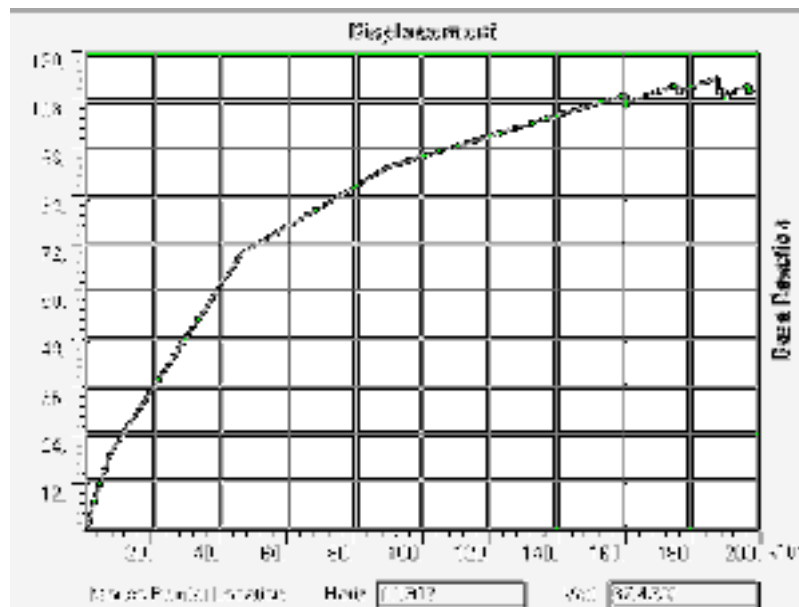


Figure VI.16 courbe dans la direction y

- **Commentaires :**

D'après les courbes obtenues (VI.15 et VI.16) on constate une amélioration considérable de la résistance de la structure en terme d'effort tranchant et de déplacement. Dans le sens x, la résistance est passée de 54.28 t à 85.00 t avec une diminution du déplacement de 30.36 cm à 26.10 cm, il en est de même pour le sens y où la résistance est passée de 98t à 110.40 ce qui peut être expliqué par la résistance supplémentaire apportée par le chemisage, On peut conclure que le chemisage traditionnel améliore le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique.

VI.6 Renforcement par ajout de murs voiles :

il s'agit Technique bien connue, courante qui consiste à la réalisation des nouveaux voiles dans des endroits bien déterminé .

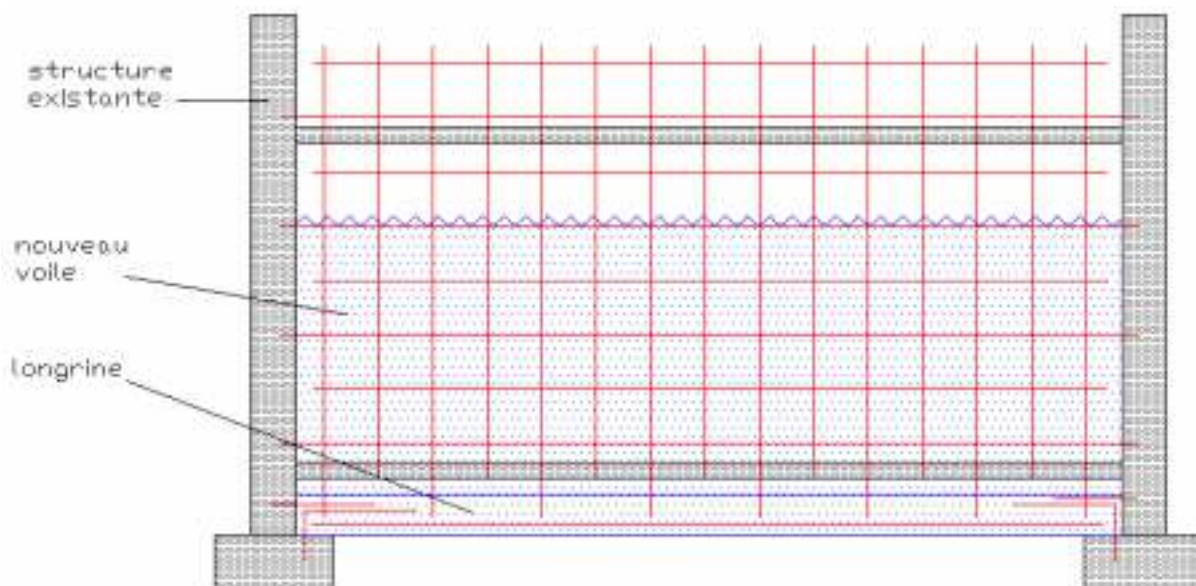


Figure VI.17 Ajout de mur voile

On place deux voiles dans la direction la plus vulnérable en maintenant la disposition et on varie à chaque fois la hauteur du voile (voir figure VI.18)

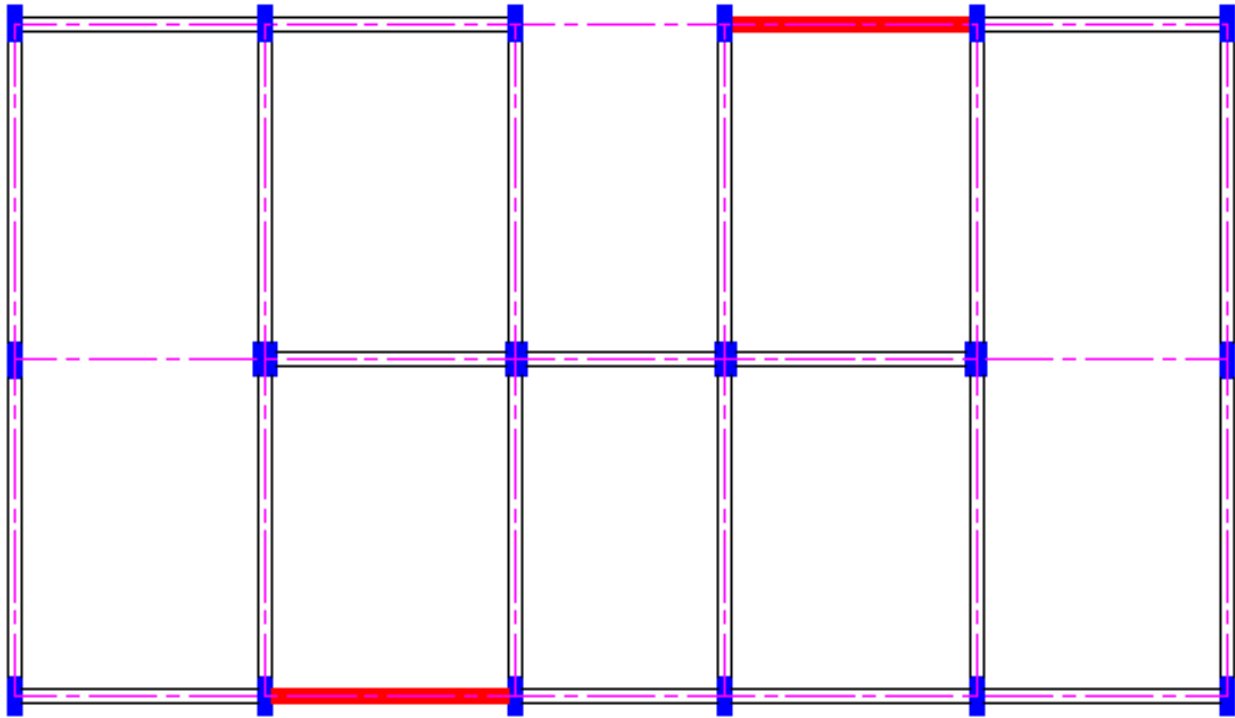


Figure VI.18 Disposition des murs voiles

VI.6.1 Renforcement par ajout de murs voiles sur le niveau VS+RDC :

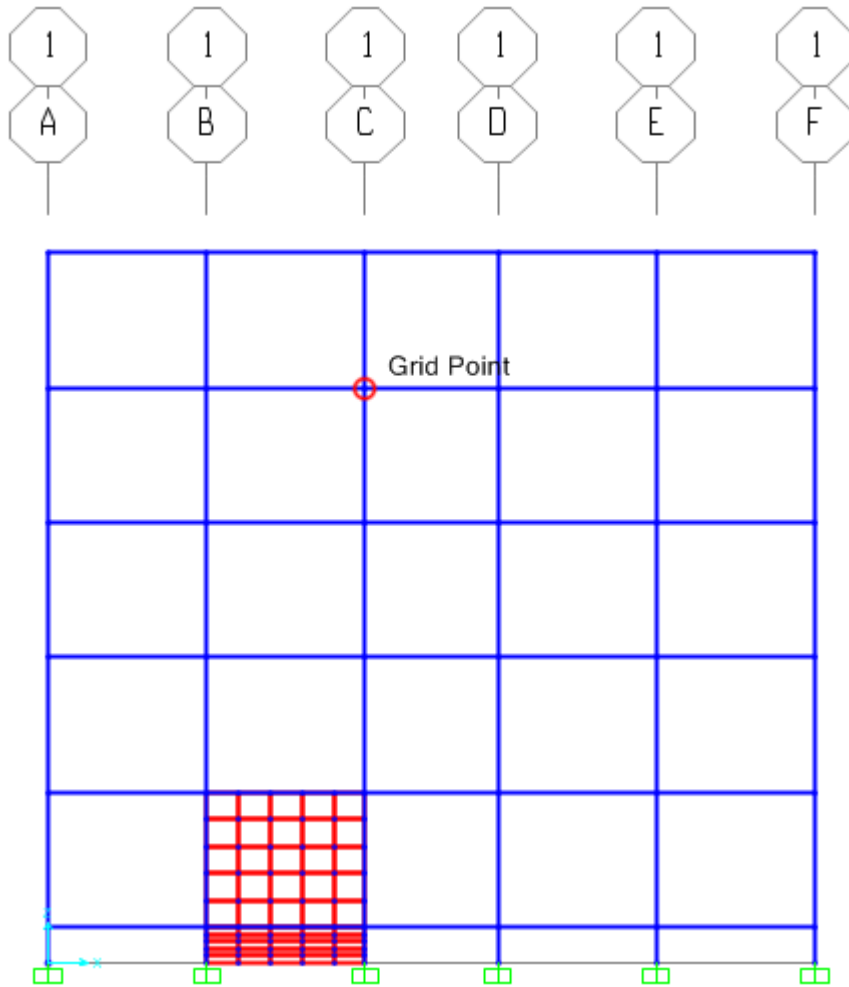


Figure VI.19 Disposition des murs voiles sur vs+rdc

VI.6.1.2 Détermination des poids (W_T) après l'ajout du voile sur 1 niveau:

- Plancher 2

*plancher	83.622t
*poteaux	14.840t
*poutres	18.338t
*murs extérieurs.....	34.135t
*Escalier.....	9.434t
*Murs voiles.....	7.80t

$$G_t = 168,169t$$

La surcharge d'exploitation :

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.15 \times 159.28 = 23.892t$$

$$P = 3.543t \text{ (Q escalier)}$$

$$P_{\text{totale}} = 27.435 \text{ t}$$

La masse du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_2 = 168,169 + 0.2 \times 27.435$$

$$W_2 = 173,656t$$

- Plancher 1

*plancher	83.622t
*poteaux	9.45t
*poutres	18.765t
*murs extérieurs.....	22.180t
*Escalier.....	5.705t

$$G_t = 144,642 \text{ t}$$

La surcharge d'exploitation :

$$P = Q \times S_t$$

$$P = 0.15 \times 159.28 = 23.892t$$

$$P = 2.109t \text{ (Q escalier)}$$

$$P_{\text{totale}} = 26.001 \text{ t}$$

La masse du plancher

$$W_t = G + \beta P$$

$$W_1 = 144,642 + 0.2 \times 26.001$$

$$W_1 = 149,842t$$

VI.6.1.3 Distribution des forces sismique :

Niveau	$F_x(t)$	$F_y(t)$
N1	1,657	1,590
N2	9,263	8,893
N3	15,861	15,226
N4	22,892	21,976
N5	28,997	27,837
N6	37,280	35,789

VI.6.1.4 L'inertie massique :

plancher	W (t)	M (t)	S (m ²)	lxg	lyg	Im (t.m ²)
6,000	167,559	16,756	172,480	1380,415	4452,284	566,630
5,000	160,915	16,091	159,040	1263,512	4443,503	577,428
4,000	165,986	16,599	156,040	1263,512	4443,503	607,078
3,000	165,856	16,586	156,040	1263,512	4443,503	606,603
2,000	173,656	17,366	156,040	1263,512	4443,503	635,130
1,000	149,842	14,984	156,040	1263,512	4443,503	548,034

VI.6.1.5 Résultats de l'analyse :

Après l'analyse de la nouvelle variante avec l'ajout du murs voiles au RDC nous avons obtenu les courbes effort tranchant –déplacement représentées sur les figures VI.20 et VI.21 respectivement.

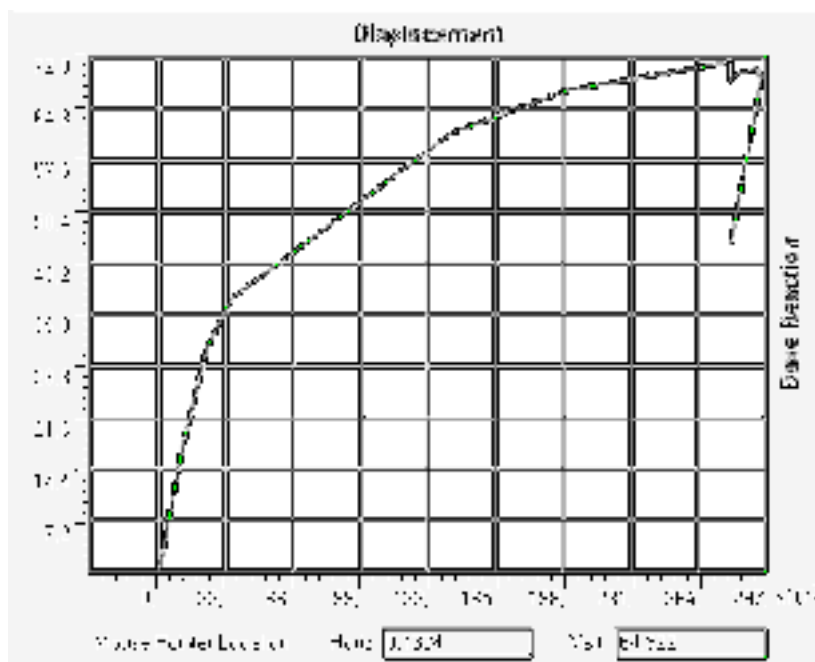


Figure VI.20 Courbe suivant la direction x

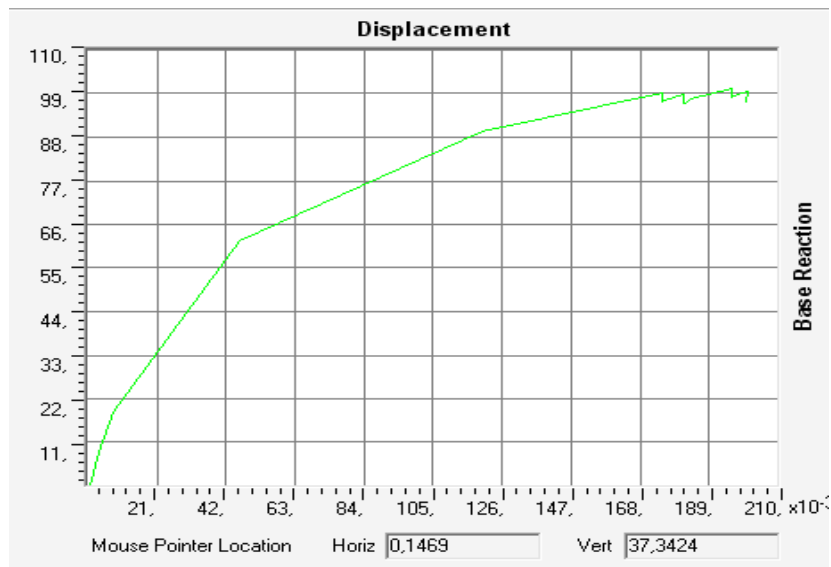


Figure VI.21 Courbe suivant la direction y

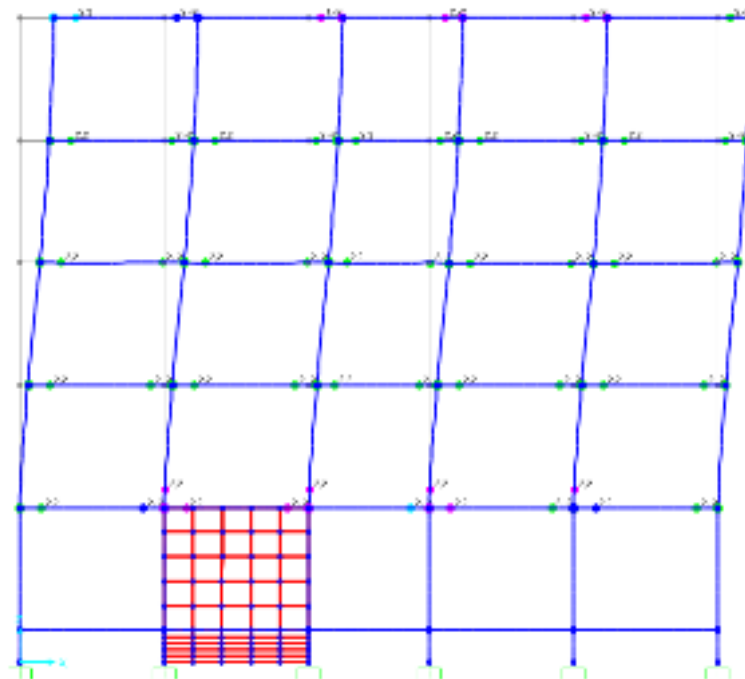


Figure VI.22 Formation de rotules plastique « step4 »

Commentaires :

D'après les courbes établies (figure VI.20 et VI.21) on constate une amélioration significative de la résistance par rapport à la courbe du cas réel et non pas par rapport à celle obtenue par chemisage, avec un effort tranchant de 72 t avec un déplacement de 27.72 cm dans la direction x , tandis qu'il n'ya pas un grand changement pour le sens y avec un effort tranchant de 101.2 t et un déplacement de 19.32 cm, ce qui signifie que l'ajout du voile à un seul niveau ne permet pas d'améliorer convenablement la résistance de la structure.

D'après la visualisation de la séquence de la formation des rotules plastiques de type CI sur la structure on constate l'absence des rotules plastiques au niveau où on a ajouté le voile de Contreventement, on remarque ainsi que les rotules se sont formées au dessus du niveau du voile.

VI.2.1 Ajout de voile sur RDC+1 étage

Il s'agit de l'ajout de voiles sur 2 niveaux

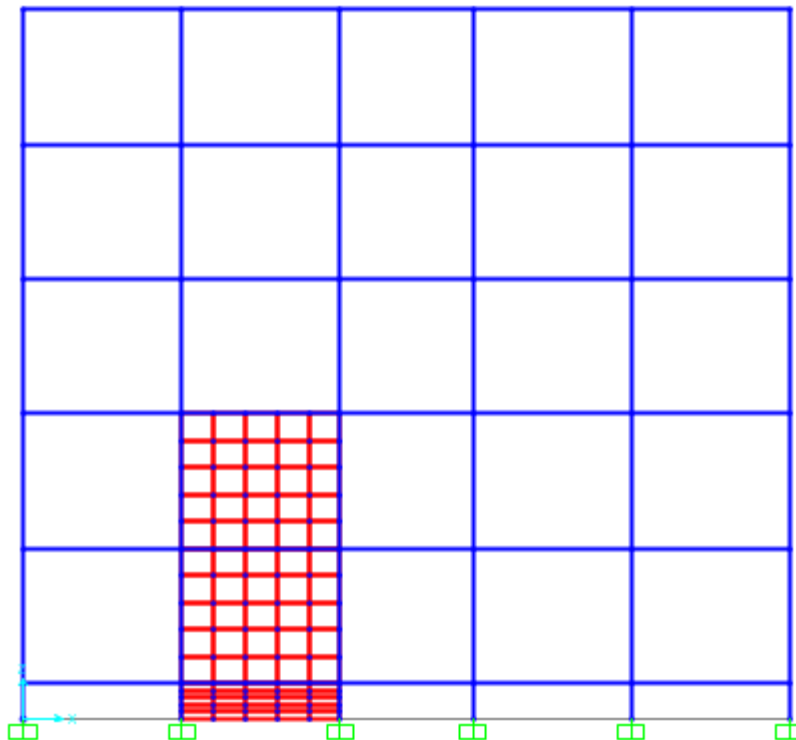


Figure VI.22 Ajout de voiles sur deux niveaux

VI.2.2 Résultats de l'analyse :

Après l'analyse de la nouvelle variante qui consiste à l'ajout des murs voiles sur 2 niveaux nous avons obtenu les courbes effort tranchant –déplacement représentées sur les figures VI.23 et VI.24 respectivement.

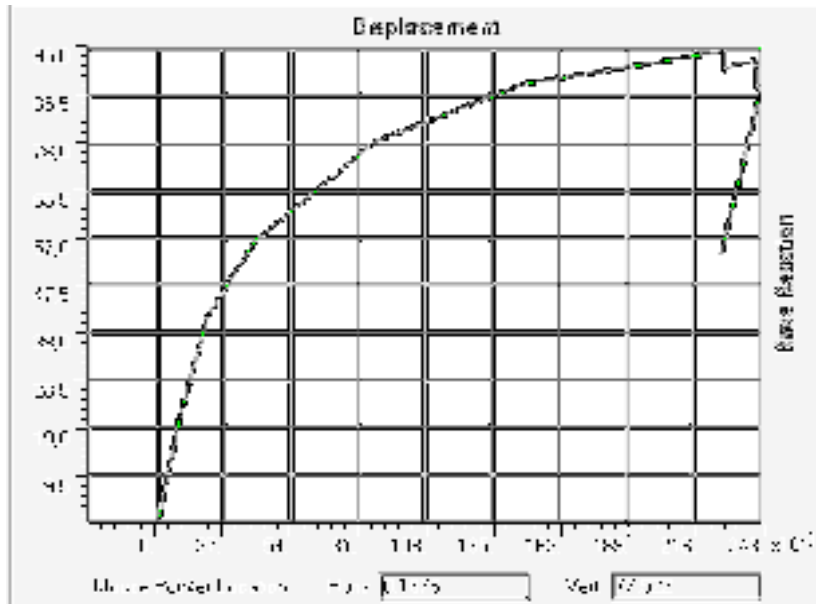


Figure VI.23 Courbe dans la direction x

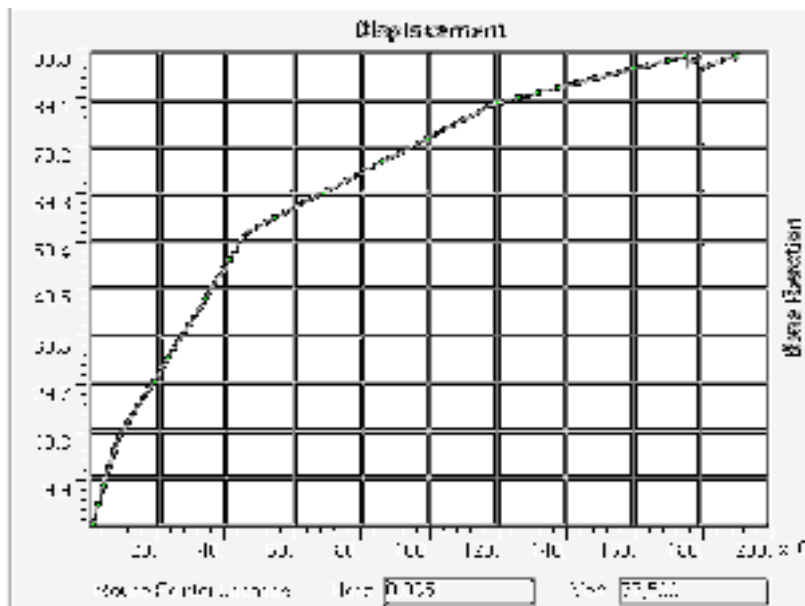


Figure VI.24 Courbe dans la direction y

Commentaires :

D'après les courbes (VI.23 et VI.24) on constate que la résistance est améliorée par l'ajout de voiles au deuxième niveau, $V=95$ t suivant la direction x et 99 t dans la direction y ainsi une diminution du déplacement (22.95 cm et dans la direction x et 17.60cm dans la direction y) ce qui peut être justifié par la rigidification de la structure.

VI.3.1 Ajout de voile sur RDC+2 étages

Il s'agit de l'ajout des voiles sur 2 niveaux

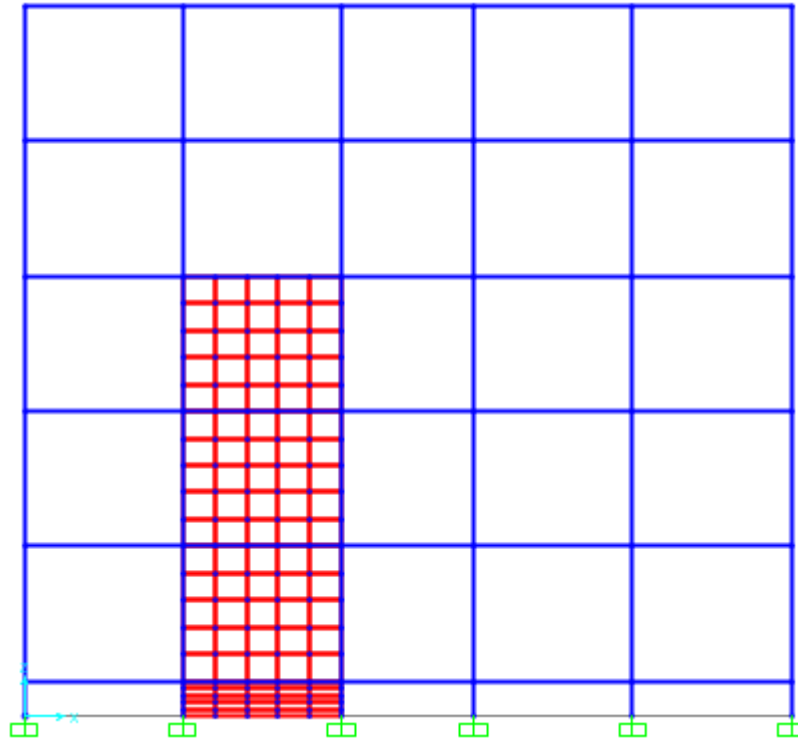


Figure VI.25 Ajout des voiles sur RDC+ 2 étages

VI.2.2 Résultats de l'analyse :

Après l'analyse de la nouvelle variante qui consiste à l'ajout des murs voiles sur 3 niveaux nous avons obtenu les courbes effort tranchant –déplacement représentées sur les figures VI.26 et VI.27 respectivement.

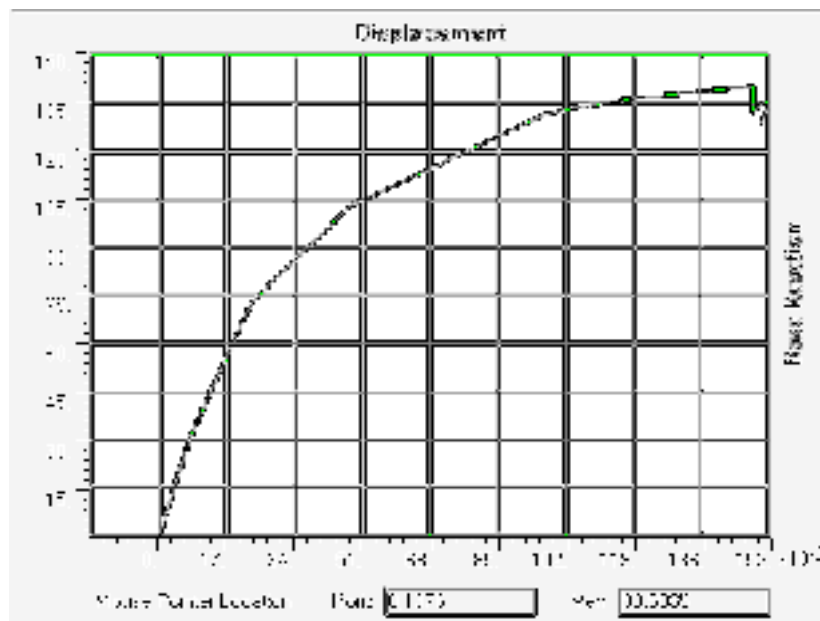


Figure VI.26 Courbe dans la direction x

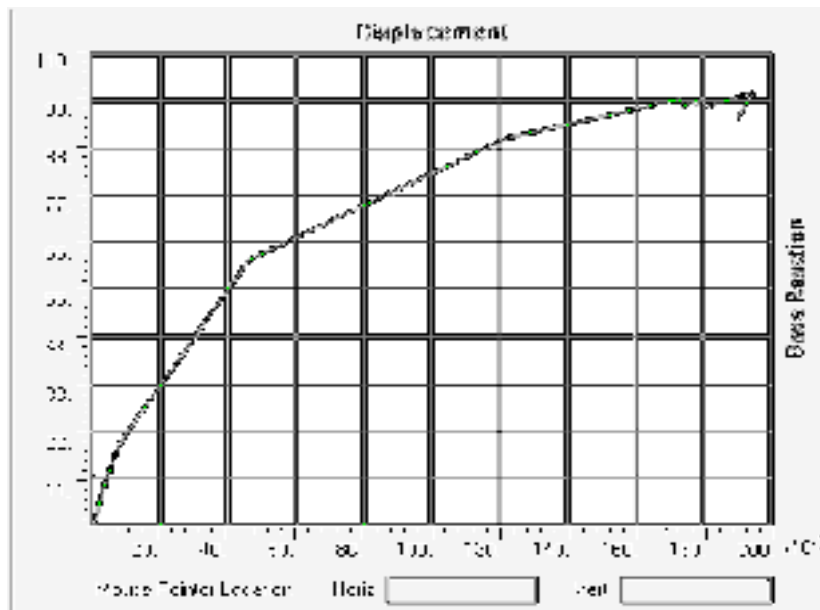


Figure VI.27 Courbe dans la direction y

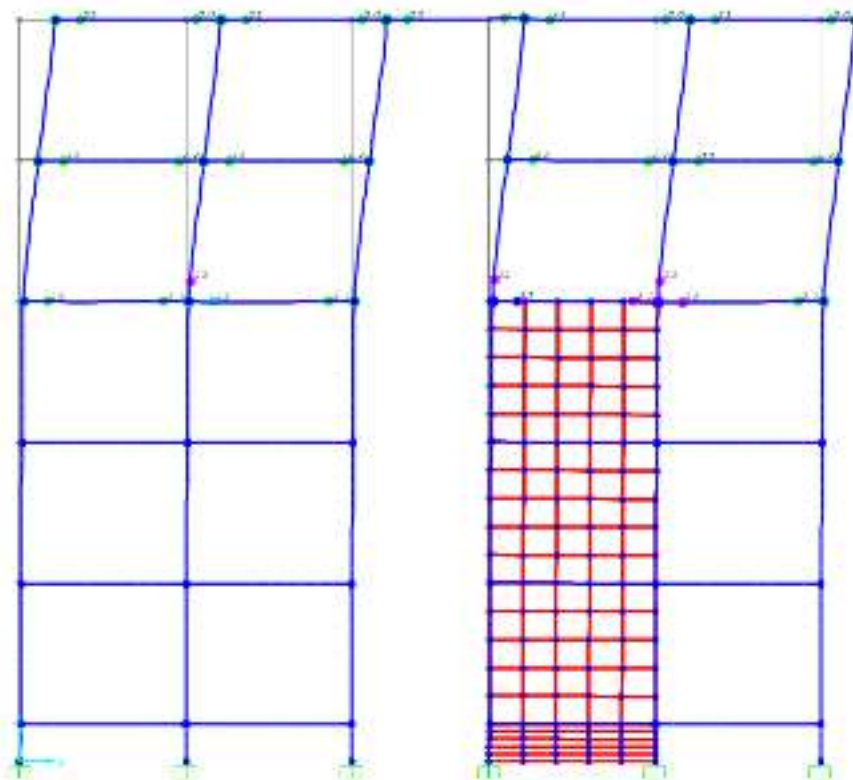


Figure VI.28 Formation de rotules plastique « step4 »

Commentaires :

Par l'introduction du voile au troisième niveau on constate qu'il ya une augmentation considérable de la résistance associée à une réduction du déplacement offrant ainsi un meilleur comportement dans le sens x, on constate aussi que l'ajout du voile n'a pas influencer la direction y en peut en déduire que la rigidification dans une direction n'influe pas forcément l'autre direction.

On constate aussi sur la figure VI.28 que l'ajout du voile a empêcher la formation des rotules plastique sur toute la hauteur du voile, on confirme la formation des rotules haut delà du voile.

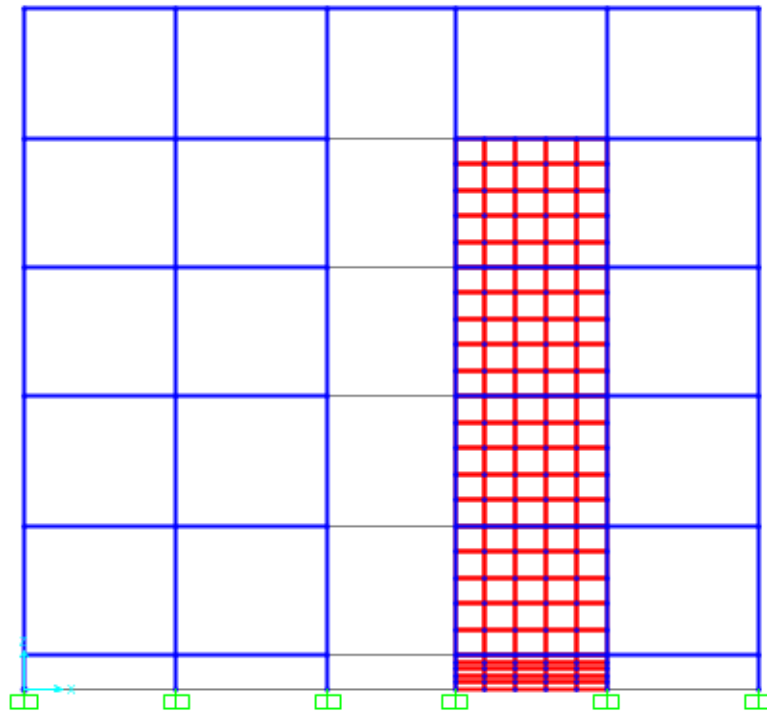
VI.4.1 Ajout de voile sur RDC+3 étages

Figure VI.29 Ajout des voiles sur RDC+ 3 étages

VI.4.2 Résultats de l'analyse :

Après l'analyse de la nouvelle variante qui consiste à l'ajout des murs voiles sur 4 niveaux nous avons obtenu les courbes effort tranchant – déplacement représentées sur les figures VI.30 et VI.31 respectivement.

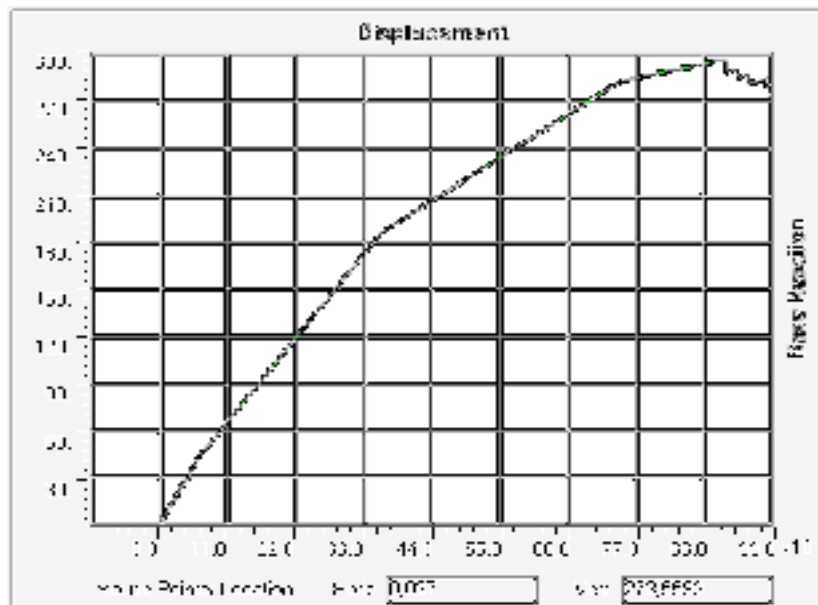


Figure VI.30 Courbe dans la direction x

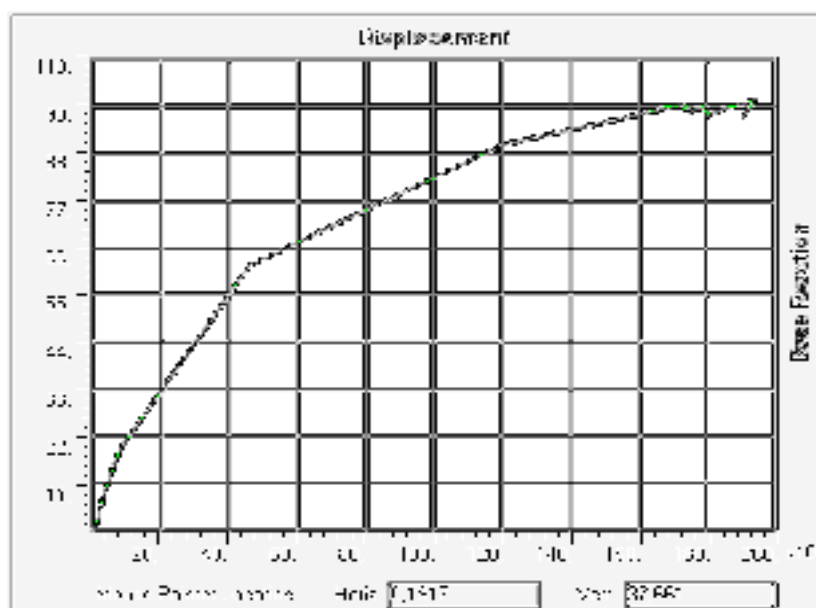


Figure VI.31 Courbe dans la direction y

Commentaires :

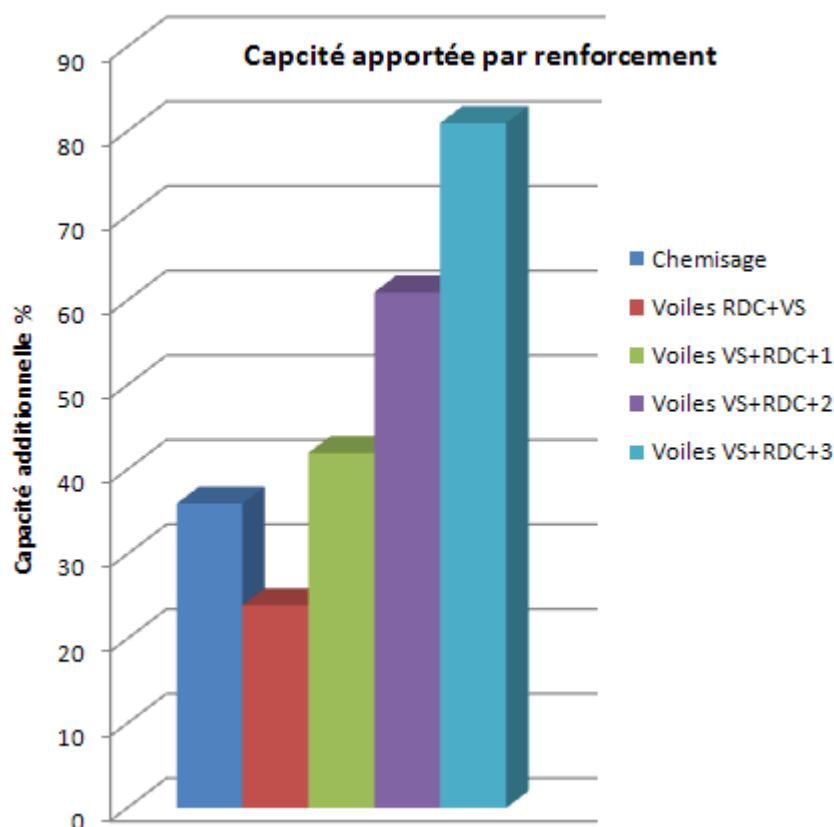
D'après la courbe l'ajout des voiles sur la hauteur offre un meilleur comportement vis-à-vis du séisme car la résistance a atteint 5 fois la résistance initial sans voile de contreventement avec une grande diminution du déplacement qui est de l'ordre de 0.09m et d'où le renforcement par murs voiles constitue le meilleur remède pour l'amélioration du comportement de la structure d'où la réduction de sa vulnérabilité.

Les résultats des différentes variantes sont résumés dans le tableau suivant :

	Cas réel	Chemisage	Ajout de murs voiles			
			VS+RDC	VS+RDC+1	VS+RDC+2	VS+RDC+3
V (t)	54.28	85.00	72	95	141	294
Déplacement (cm)	30.36	26.10	27.72	22.95	14.79	9.13
Capacité additionnelle (%)	0	36.15	24.62	42.87	61.51	81.54

Tableau VI.5 Comparaison des variantes

L'histogramme ci-dessous ressent le pourcentage de la capacité additionnelle apportée par chaque cas de renforcement



Conclusion

La modélisation tridimensionnelles statique pushover de notre bâtiment par logiciel SAP 2000 v15 nous a permis de visualiser le comportement de la structure dans le domaine non linéaire qui a montré que le bâtiment est vulnérable dans le sens (x) ainsi que le recourt au renforcement s'est avéré nécessaire néanmoins il faut déterminer le cas à la fois favorable et économique dans le but de faire fasse à un séisme futur.

Conclusion Générale :

L'analyse pushover basée sur le calcul statique non linéaire, est capable d'évaluer la vulnérabilité sismique des bâtis existants, d'étudier l'état de la structure sous l'action d'un séisme, en effet à travers cette étude l'analyse nous a fait ressortir les conclusions suivantes :

- L'établissement des courbes de fragilité dans les deux directions permet de déterminer la direction la plus vulnérable.
- La rigidification de la structure permet de limiter le déplacement

- L'ajout des voiles et non seulement au premier niveau, peut améliorer Considérablement le comportement du bâtiment

- Dans les zones à forte sismicité le renforcement par des voiles de contreventement constitue le meilleur remède.






- Dans le cas où les voiles ne sont pas prévus sur toute la hauteur, il ya lieu d'étudier les poteaux situés juste au dessus des voiles


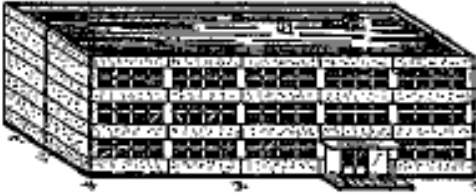

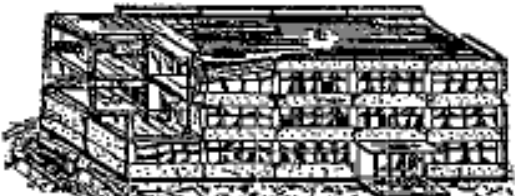

Et en perspective, nous proposons la généralisation de cette analyse pour les bâtiments d'habitation regroupant un grand nombre d'habitant dans le but de réduire la vulnérabilité des bâtiments et donc le risque sismique.

Classification des dégâts sismique selon EMS

Classification des dégâts

Remarque: la manière dont un bâtiment se déforme sous la charge d'un tremblement de terre dépend de sa nature. Pour une classification grossière, on peut regrouper les bâtiments en maçonnerie ainsi que les bâtiments en béton armé.

Classification des dégâts aux bâtiments en maçonnerie	
	<p>Degré 1: Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux)</p> <p>Fissures capillaires dans très peu de murs. Chute de petits débris de plâtre uniquement. Dans de rares cas, chute de pierres descellées provenant des parties supérieures des bâtiments.</p>
	<p>Degré 2: Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)</p> <p>Fissures dans de nombreux murs. Chutes de grands morceaux de plâtre. Effondrement partiel des cheminées.</p>
	<p>Degré 3: Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants)</p> <p>Fissures importantes dans la plupart des murs. Les tuiles des toits se détachent. Fractures des cheminées à la jonction avec le toit; défaillance d'éléments non structuraux séparés (cloisons, murs pignons).</p>
	<p>Degré 4: Dégâts très importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants)</p> <p>Défaillance sérieuse des murs; défaillance structurale partielle des toits et des planchers.</p>
	<p>Degré 5: Destruction (dégâts structuraux très importants)</p> <p>Effondrement total ou presque total.</p>

Classification des dégâts aux bâtiments en béton armé	
	<p>Degré 1: Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux)</p> <p>Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base. Fissures fines dans les cloisons et les remplissages.</p>
	<p>Degré 2: Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)</p> <p>Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans structures avec murs. Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage; chute des revêtements friables et du plâtre. Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs.</p>
	<p>Degré 3: Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants)</p> <p>Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage, défaillance de certains panneaux de remplissage.</p>
	<p>Degré 4: Dégâts très importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants)</p> <p>Fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence; perte de l'adhérence barres-béton; basculement des poteaux. Ecoulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.</p>
	<p>Degré 5: Destruction (dégâts structuraux très importants)</p>

Conclusion Générale :

L'analyse pushover basée sur le calcul statique non linéaire, est capable d'évaluer la vulnérabilité sismique des bâtis existants, d'étudier l'état de la structure sous l'action d'un séisme, en effet à travers cette étude l'analyse nous a fait ressortir les conclusions suivantes :


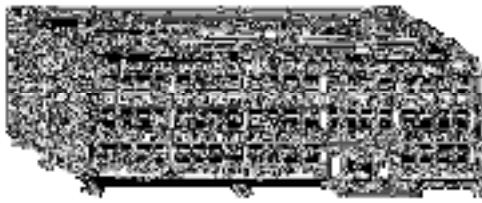



- L'établissement des courbes de fragilité dans les deux directions permet de déterminer la direction la plus vulnérable.
- La rigidification de la structure permet de limiter le déplacement

- L'ajout des voiles et non seulement au premier niveau, peut améliorer considérablement le comportement du bâtiment

- Dans les zones à forte sismicité le renforcement par des voiles de contreventement constitue le meilleur remède.






- Dans le cas où les voiles ne sont pas prévus sur toute la hauteur, il ya lieu d'étudier les poteaux situés juste au dessus des voiles

Et en perspective, nous proposons la généralisation de cette analyse pour les bâtiments d'habitation regroupant un grand nombre d'habitant dans le but de réduire la vulnérabilité des bâtiments et donc le risque sismique.

Classification des dégâts aux bâtiments en béton armé	
	<p>Degré 1: Dégâts négligeables à légers (aucun dégat structural, légers dégâts non structuraux) Fissures dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base. Écaillage dans les revêtements et les remplissages.</p>
	<p>Degré 2: Dégâts modérés (légers à modérés dommages structuraux non importants) Fissures dans les structures de types primaires (poutres et poteaux) et dans certaines zones d'acier. Écaillage dans les éléments et les zones de remplissage dans des revêtements finis et du plâtre. Craquelures aux jonctions entre les poteaux des murs.</p>
	<p>Degré 3: Dégâts importants à importants (légers à modérés dommages structuraux importants) Écaillage dans les poteaux et dans les murs à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. Arrachage du revêtement de béton. Écaillage des linteaux et arcatures longitudinale. Fissures importantes dans les éléments et les zones de remplissage, déformations de certaines parties de remplissage.</p>
	<p>Degré 4: Dégâts très importants (dégâts structureux importants, dégâts non structureux très importants) Fissures importantes dans les éléments structureux avec déformations en compression du béton et rupture des barres à bonne adhérence; perte de l'adhérence béton-béton; basculement des poteaux. Écaillage de quelques poteaux ou d'un étage adjoint.</p>
	<p>Degré 5: Destruction (dégâts structureux très importants) Effondrement total de tout ou partie en de grandes de bâtiments.</p>

Classification des dégâts

Remarque: Le niveau dont un bâtiment se défend sous la charge d'un semblant de terre dépend de sa nature. Pour une classification précise, on peut rajouter les éléments en maçonnerie ainsi que les éléments en terre armée.

Classification des dégâts aux bâtiments en maçonnerie	
	<p>Degré 1: Dégâts négligeables à légers (gros dégâts structurels, légers dégâts aux cloisons...)</p> <p>Faibles déplacements dans les joints de terre. Craquelures de petits effets de pièces exposées. Dégâts aux sols, craquelures de plâtre résultant souvent des petites variations des bâtiments.</p>
	<p>Degré 2: Dégâts sensibles (gros déplacements régionaux, dégâts aux cloisons...)</p> <p>Moyens déplacements dans les joints de terre. Craquelures de grande importance de plâtre. Nettement grand effet de traction.</p>
	<p>Degré 3: Dégâts sensibles à importants (gros déplacements régionaux, dégâts aux cloisons...)</p> <p>Moyens déplacements dans les joints de terre. Les toits des toits se déforment. Hausse des cloisons à la jonction avec la terre. Déformations d'éléments structurels régionaux sensibles, sans déplacement.</p>
	<p>Degré 4: Dégâts très importants (gros déplacements régionaux, dégâts aux cloisons...)</p> <p>Déformations sévères des zones déformées structurelles partielles des toits et des planchers.</p>
	<p>Degré 5: Destruction (gros déplacements régionaux...)</p> <p>Nettement total en grande zone.</p>

[1] : **A.GILLES** « *CARTOGRAPHIE DU RISQUE NATUREL DANS LE MONDE. ETUDE COMPARATIVE ENTRE UNE APPROCHE D'ORDRE SOCIAL ET UNE APPROCHE D'ORDRE ÉCONOMIQUE* » *European journal of geography*, septembre 2004

[2] : **A.CHERTOUT** « *ÉVALUATION DU RAPPORT DES MOMENTS ABOUTISSANTS AUX NOEUDS POTEAUX-POUTRES DES PORTIQUES AUTOSTABLES EN BÉTON ARMÉ* » *Mémoire Magistère, Université Mentouri Constantine, soutenu en 2010.*

[3] : **A.K.Yelles-Chaouche** « *Les Séismes en Algérie du Nord* » *CRRAG.*

[4] **CONTRIBUTION A L'AMELIORATION DE LA GESTION DU RISQUE SISMIQUE EN ALGERIE (REGION ORANAISE)**
S.Refas1, M.Bensafi , F. Benslafa-Kazi Aoual, M.Mouli.

[5] : **Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme** « *Conférence Mondiale sur la prévention des Catastrophes* » *Kobé-Hyogo, Japon, Janvier 2005.*

[6] : **M.MOULI et MAMMAR.L** « *ETUDE DE REHABILITATION D'UN MMEUBLE VIEUX BATI A ORAN* » *SBEIDCO – 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria) - October 12-14, 2009.*

[7] : « *Comparaison de méthodes qualitatives d'évaluation de la vulnérabilité des constructions aux séismes*» *Centre d'Etude Technique de l'Equipement Méditerranée, France, Novembre 2008*

[8] : **M.ZACEK** « *vulnérabilité et renforcement* » *les grands ateliers, France, Mai 2004.*

[9] : « *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC 40*», Applied Technology Council, Redwood City, California, Etas-Unis 1996.

[10] : **K.Hamou et , Ramdane K.E** « *Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover* » *7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris*

[11] : **Mme Patricia BALANDIER** « *LE SEISME ET LES BATIMENTS* » *Direction Départementale de l'Equipement de la Guadeloupe.*

[12] : **Victor DAVIDOVICI** « *Séisme de BOUMERDES*» *dynamique concept. Juin 2003*

[13] : « *Règles parasismiques algériennes R.P.A 99/version2003* » *.Documents technique réglementaire D.T.R-BC.2-41 centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S edition2003*

[14] *Charges permanentes et charges d'exploitation». Documents technique réglementaire D.T.R-BC.2.2 centre national de recherche appliquée en génie parasismique*

[15] **Boumekkik Ahmed** « Analyse Pushover des Structures en Béton armé » projet de recherche université de batna, 2005.

[16] **K. Lang** ; "Seismic vulnerability of existing buildings"; Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology; Zurich; February 2002

[17] **M. OROPEZA** ; "Sécurité sismique des bâtiments de l'epfl ; Étude du bâtiment ELD" ; Projet de Master ; EPFL ; Suisse ; juillet 2007

[18] **rapport CSTB** « Recommandations et précautions en vue de réduire les risques » France

[19] Computers and Structures Inc □ CSI analysis reference manual for SAP2000 □. Berkeley, California.1998.

[20] FEMA273 "Federal Emergency Management Agency". NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures □.

[21] ETABS SECTION DESIGNER MANUAL Computers and Structures Inc Berkeley, California.