



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : STRUCTURE

Présenté par : RAMLI ALI

THEME

**Évaluation de la vulnérabilité sismique
d'un mur de soutènement avec prise en
compte de l'interaction
Sol –structure (ISS)**

Soutenu devant le jury composé de :

TITOUM Messoud	Université de M'SILA	Président
MENASRI Youssef	Université de M'SILA	Rapporteur
MEKKI Lakhdar	Université de M'SILA	Examineur
UZANDJA Djamel	Université de M'SILA	Examineur

Promotion : 2017/2018

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Dieu, le Tout Puissant, de nous avoir donné la volonté, le courage, la santé et la patience afin d'arriver à la finalité de ce modeste travail.

Nous remercions nos parents qui nous ont soutenus beaucoup pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre vie.

Sans oublier nos chers amis que nous avons rencontrés à l'école ou même à l'extérieur et précisément nos chers amis de notre promotion.

*Nous remercions très sincèrement notre promoteur, Monsieur **Menasri Yossef** pour tous les savoirs qui nous a apportés en master ainsi pour nous encadrer et diriger au cours de notre projet de fin d'étude.*

Notre pensée va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation depuis le primaire.

Nos remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A mon très cher père

A ma très chère mère

A mes chers frères

A la mémoire de mon grand-père

A tous mes amis

RAMLI ALI

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Sommaire

REMERCIEMENTS

DÉDICACE

RÉSUMÉ

ABSTRACT

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

NOTIOS ET SYMBOLES

Chapitre I : Généralités sur les séismes

I.1. Introduction	02
I.2. Ondes sismiques	03
I.2 .1. Ondes de volume	03
I.2.2. ondes de surface	05
I. 3. Exemples Des Séismes Violents Et Récents Dans Le Monde	05
I. 4. Action sismique	06
I. 5. Mesure des séismes	07
I. 5.1. Intensité	07
I. 5.2. Magnitude	09
I.6. sismographes	10
I.7. sismogrammes ou accélérogrammes	10
I.8. Conclusion	11

Chapitre II : Notions Sur La Vulnérabilité Sismique

II.1. Introduction	13
II.2. Notions de Base	13
II.2.1. Risque Sismique	13
II.2.2. Aléa Sismique	14
II.2.2.1 Aléa Sismique en Algérie	14
II.2.3. Vulnérabilité Sismique	15
II.2.4. Rôle D'étude De La Vulnérabilité Sismique	16
II.3. Expérience Algérienne Dans L'évaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Constructions	16
II.4. Méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité d'un mur de soutènement	16
II.4.1 La courbe de capacité	17
II.4.2 Demande sismique	19
II.4.3 Courbe de vulnérabilité	19
II.4.4 Point de performance	20
II.5. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique	21
II.5.1. Les méthodes statistiques probabilistes	21
II.5.2. Les méthodes d'approches déterministes récentes	22
II.5.3. La méthode du point de performance	22
II.6. Conclusion	23

Chapitre III : GÉNÉRALITÉ SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT

III.1 Introduction	26
--------------------------	----

III.2 murs en béton armés	26
III.2.1. Mur en «T renversé » classique	26
III.2.2. Mur à contreforts	28
III.2.3. Murs divers	28
III.3 MODES DE RUPTURE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT	29
III.4 Notions de poussée / butée	32
III.5 PRE-DIMENSIONNEMENT	33
III.5 Stabilité externe	34
III.5.1 Glissement	34
III.5.2 STABILITE AU RENVERSEMENT	34
III.6 Stabilité interne	34
III.6.1. Le voile	35
III.6.2. Semelle	35
III.6.2.1. Talon	36
III.6.2.2.Patin	37
III.7 Conclusion	37

Chapitre IV : Interaction sol-structure

IV.1. Introduction	39
IV. 2. Influence de l'interaction sol -structure	40
IV.3. Raideurs et Fondations superficielles	41
IV.4. Méthode de Newmark-Rosenblueth	42

IV.5 Classification des sites selon le RPA 99 (vers 2003)	43
IV.6 Conclusion	44

Chapitre V : Application Numérique

V.1. INTRODUCTION	46
V.2. Données	46
V.3. Présentation du mur	46
V.4. Stabilité	47
V.4.1 Calcul des forces	47
V.4.1 .1 Poussée des terres	47
V .4.2 Vérification de la stabilité	48
V .4.2.1 Renversement	48
V .4.2.2 Glissement	48
V .4.2.3 Vérification du tiers central	49
V .5. Ferrailage	49
V .5.1. Ferrailage de la semelle	50
V .5.2. Ferrailage du Rideaux	51
V.6. Modélisation du mur	51
V.6.1 Le cas sans I.S.S (l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base)	51
V.6.1.1 Définition du comportement non linéaire du voile	53
V. 6.1.2 . Niveaux de dommages	55
V. 6.1.3. Loi de comportement non linéaire du rotule de flexion (PMM)	57
V. 6.1.4 Niveaux de dommages des rotules de flexion des voiles	59
V. 6.1.5. Loi de comportement non linéaire de la rotule de cisaillement (V2)	59

V. 6.1.6 Définition du chargement de L'analyse pushover	62
V. 6.1.7 Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité	63
V.6.1.8 Le cas Avec I.S.S	65
V. 7.Conclusion	69
CONCLUSION GENERALE	70

Liste des figures

Chapitre I : GENERALITE SUR LE SIESME

Figure. I.1: Origine de du séisme Figure

Figure. I.2 : Ondes de type P

Figure. I.3 : Ondes de type S

Figure. I.4 : Ondes de surface

Figure. I.5: types de seismographs

Chapitre II : Notions Sur La Vulnérabilité Sismique

Figure. II.1 : Carte de zonage sismique du territoire national.

Figure II.2 : Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique a l'échelle d'mur de soutènement

Figure II.3 : Principe d'élaboration d'une courbe de capacité [7].

Figure II.4: Courbe de capacité [7].

Figure II.5 : Spectres de réponse définis dans le RPA version (2003)

Figure II.6 : Courbe de vulnérabilité

Chapitre III : GÉNÉRALITÉ SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT

Figure III.1 : Mur en «T renversé» classique

Figure. III.2 : présentation murs en déblai.

Figure. III.3 : Diverses dispositions de bêches.

Figure. III.4 : Mur à contreforts en béton arme.

Figure. III.5 : divers types d'ouvrages de soutènement classés selon la manière de reprise de la poussée

Figure III.6 : Modes de rupture des ouvrages de soutènement

Figure III.7 : Des mécanismes de rupture typiques des murs poids : (a) glissement (Rupture par translation), (b) renversement (Rupture par rotation) et (c) rupture par instabilité d'ensemble ou grand glissement.

Figure III.8 : (a) pression du sol, (b) moment fléchissant et (c) mécanisme de rupture par flexion d'un mur cantilever.

Figure III.9 : Modes de rupture potentiels des murs avec ancrages : (a) rotation des murs de culée de pont par rapport au sommet, (b) rotation due à la perte de la résistance passive et (c) perte de la capacité portante d'ancrage

Figure III.10 : Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en Béton armé [15].

Figure III.11 : Action sur le voile [34].

Figure III.12 : Répartition théorique des contraintes sur le sol de fondation

Figure III.13: Actions sur le talon

Figure III.14: Action sur le patin

Chapitre IV : Interaction sol-structure

Figure. IV.1: Interaction sol – structure : a) sans ISS, bâtiment souple et sol de très bonne résistance mécanique ; b) sans ISS, bâtiment rigide et sol de très bonne résistance mécanique ; c) avec ISS, bâtiment rigide et sol de faible ou moyenne résistance mécanique

Figure. IV.2: Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS

Figure IV.3: Abaques donnant les coefficients de Newmark β_z , β_x et B_ϕ

Chapitre V : Application Numérique

Figure V.1 : Schéma explicatif du mur

Figure V.2 : Mur Le cas sans I.S.S (l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base)

Figure V.3 : la disposition de la charge de la poussée de terre sur le voile

Figure V.4: Loi de comportement d'après **ATC40**

Figure V.5: Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux des dommages

Figure V.6 : Introduction des rotules plastiques du voile.

Figure V.7: Modèle " VOILE" modifié.

Figure V.8 Loi de comportement (**M- θ**) du voile

Figure V.9 : loi de comportement voile (T14/20cm) et Niveaux de dommages

Figure V.10 Loi de comportement (Moment-Rotation) du voile et niveaux de dommages

Figure V.11 : Loi de comportement en cisaillement du voile (Effort tranchant-Distorsion)

Figure V.12 : loi de comportement (**V - Δ**) du voile

Figure V.13 : Définition du chargement de l'analyse push over (Sens xx)

Figure V.14 : Résultats de l'analyse push over

Figure V.15 : Courbe de capacité du mur sans ISS

Figure V.16 : Mur Le cas avec I.S.S

Figure V.17 : l'introduisant des valeurs (K_H ; K_V et K_θ) de sol S(1) dans le SAP 2000

Figure V.18 : l'introduisons les valeurs des coefficients C_a et C_v dans le SAP 2000

Figure V.19 : courbe de capacité du mur avec ISS sol (S1)

Figure V.20 : courbe de capacité du mur avec ISS sol (S2)

Figure V.21 : courbe de capacité du mur avec ISS sol (S3)

Figure V.22 : courbe de capacité du mur avec ISS sol (S4)

Figure V.23 : l'importance de prise en compte de l'ISS

Figure V.24 : Courbe de vulnérabilité du mur

Liste des tableaux

CHAPITRE I : GENERALITE SUR LE SIESME

Tableau I.1: Exemples De Séismes Violents Et Récents Dans Le Monde

Tableau I. 2: Degrés D'intensité De L'échelle De Mercalli

Tableau I. 3: Echelle de magnitude de Richter

CHAPITRE II : Notions Sur La Vulnérabilité Sismique

Tableau II. 1: Les valeurs du coefficient d'accélération

CHAPITRE IV : Interaction sol-structure

Tableau IV.1 : Formules de Newmark Rosenblueth

Tableau IV.2 : caractéristiques des différentes catégories de sites

CHAPITRE V : Application Numérique

Tableau V.1: Rigidité de ressorts de different types de sol

Tableau V.2 : Paramètres (a,b,c) des voiles soumis au cisaillement

Tableau V. 3. Résultats des déplacements du mur dans les differentes classes de sol

NOTATIONS ET SYMBOLES

1 – Notations latines	
<i>Ms</i>	les moments stabilisants
<i>Mr</i>	les moments renversants
K_a	Coefficient de la poussée des terres
P_a	Force de poussée de terre sur le mur
$B_z, \beta_x,$ B_φ	les coefficients de Newmark
A	Coefficient d'accélération de zone
C_a	Coefficient sismique d'accélération
C_v	Coefficient sismique de vitesse
D_i	Niveau de dommage, déplacement de la masse concentrée au niveau i
D_p	Déplacement cible
E	Module de déformation linéaire
E_s	Module d'élasticité de l'acier :
F_y	Effort tranchant à l'état limite élastique de la structure
f_e	Résistance limite élastique de l'acier haute adhérence
f_{es}	Résistance limite élastique de l'acier rond lisse
f_c	Résistance en compression du béton;
f_{bu}	Contrainte limite du béton en compression
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression
f_{t28}	Résistance limite du béton à la traction
S_1	Site rocheux
S_2	Site ferme
S_3	Site meuble
S_4	Site très meuble
S_d	Spectres de réponse du déplacement
S_v	Spectres de réponse de la vitesse
S_a	Spectres de réponse d'accélération
S_{de}	Spectres de déplacement élastiques
S_{ae}	Spectres d'accélération élastiques
S_a	SSpectres d'accélération inélastique
S_d	Spectres de déplacement inélastique
γ	Poids volumique apparent du sol.
T	Période propre correspondant à spectres d'accélération élastiques
T_s	Période propre de la structure.
t	temps

2 – Notations grecques	
γ_s	Poids spécifiques des terres
φ_s	Angle de frottement interne de terre
φ_r	Angle de frottement interne de remblais
γ_r	Poids spécifiques de remblais
ρ	Masse volumique
θ	Rotation
ϕ	Courbure
μ_p	Ductilité demandée
θ_u	rotation ultime
ρ_t	Ratio volumique de cadres;
ν	Coefficient de poisson
γ_b	Masse volumique du béton
ε_{be}	Déformation limite élastique
θ_y	Rotation de plastification
ϕ_y	Courbure nominale de plastification
λ	Longueur d'onde sismique longitudinale

3 – Abréviations	
C. S. G	Coefficient de sécurité au glissement
IO	Immediate Occupancy
LS	Life Safety
CP	Collapse Prévention
FEMA	Federal Emergency Management Agency
ATC	Applied Technology Council
BSH	Indice de vulnérabilité de base (Américain)
EMS98	Intensité macrosismique
PGA	Peak Ground Acceleration "en anglais"
RPA	Règles Parasismiques Algériennes

Introduction Générale

Introduction Générale

Introduction Générale

En Algérie, le risque sismique est important. En effet, Au cours des 250 dernières années des tremblements de terre de magnitude moyenne à élevée se sont produites du Nord d'Algérie au moins une douzaine de fois.

Les pertes encourues lors des différents évènements sismiques qu'a connu le pays, surtout dans les zones à forte sismicité et qui sont les plus densément peuplées, ont mis en évidence la nécessité de réduire les dommages potentiels des structures et d'évaluer leur vulnérabilité aux séismes, et ce dans le but de réduire le risque sismique existant.

Les séismes ont causé des déformations permanentes des ouvrages de soutènement dans de nombreux cas de séismes historiques.

Dans certains cas, ces déformations ont été négligeables; dans d'autres elles ont causé des dommages importants. Dans certains cas, les structures de soutènement se sont effondrées au cours de tremblements de terre, avec des conséquences désastreuses physique et économique.

Ces effets de séismes destructifs font le problème plus important et le rendent l'un des sujets les plus préoccupants du génie parasismique.

Pour la plupart des structures du génie civil, le comportement du sol et le comportement de la structure peuvent être investigués de manière dissociée, ce qui facilite grandement l'analyse, tout en permettant d'atteindre les buts visés. Dans certains cas, l'interaction sol structure est beaucoup plus importante et peut influencer de manière significative la conception et le dimensionnement de la structure.

Une bonne maîtrise du comportement combiné de la structure et du sol améliore sensiblement la conception de la structure. Une mauvaise interprétation de cette interaction peut par contre mener à des solutions structurales inadaptées.

Objectifs et méthodologie

Ce projet, a pour but en premier temps d'évaluer la vulnérabilité sismique d'un mur de soutènement en béton armé, en deuxième temps, de mettre en évidence l'importance de prise en compte de l'interaction sol – structure (ISS) dans la vérification des structures vis-à-vis un tremblement de terre .

Introduction Générale

Le mémoire comporte cinq chapitres, le premier est consacré à une étude portant sur les principes généraux sur les séismes : les ondes sismiques ,ainsi que l'Action sismique,Mesure des séismes et les sismographes.

Le deuxième chapitre va permettre de définir la vulnérabilité sismique: le risque sismique, l'Aléa Sismique et la Méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité d'un mur de soutènement basée sur la méthode statique non linéaire (poch-over).

Le troisième chapitre comporte une description des notions de base essentielles sur les murs de soutènement et sa Stabilité interne et externe .

Le quatrième chapitre est consacré à une étude bibliographique portant sur les principes généraux de l'interaction sol-structure, les méthodes d'analyse du problème del'ISS.

Le cinquième chapitre, en un premier lieu, nous traiterons la modélisation d'un mur de soutènement sans tenir compte de l'effet d'interaction sol-structure dans les différents sites.

En seconde lieu le même mur sera modélisé en tenant compte de l'effet d'interaction sol-structure, respectivement pour les quatre classes de sites.

Chapitre I :

Généralités sur les séismes

I.1. Introduction

Le tremblement de terre correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Une approche pour l'étude de ce phénomène consiste à considérer que les roches se comportent comme des matériaux élastiques et que les séismes sont produits par la relaxation brusque de contraintes lors du glissement suivant un plan de faille. On passe donc d'un second état ou après glissement, ces contraintes ont disparu partiellement ou en totalité[2].

La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle de déformation est épuisée, la faille ainsi créée coupe les terrains sans égale pour la morphologie superficielle dans la même région, c'est donc de préférence sur une faille déjà formée que se produit la nouvelle rupture.

Ce concept de glissement le long d'une faille est la base des études sur les séismes ; il a été principalement développé à partir d'observation de la faille de San Andrea (Californie), dans laquelle les séismes se produisent à des profondeurs de moins de 15 kilomètres.

L'endroit où se produit le séisme est appelé foyer ou hypocentre (Figure. I.1) et le point de la surface du sol directement au-dessus est appelé épïcentre, [2].

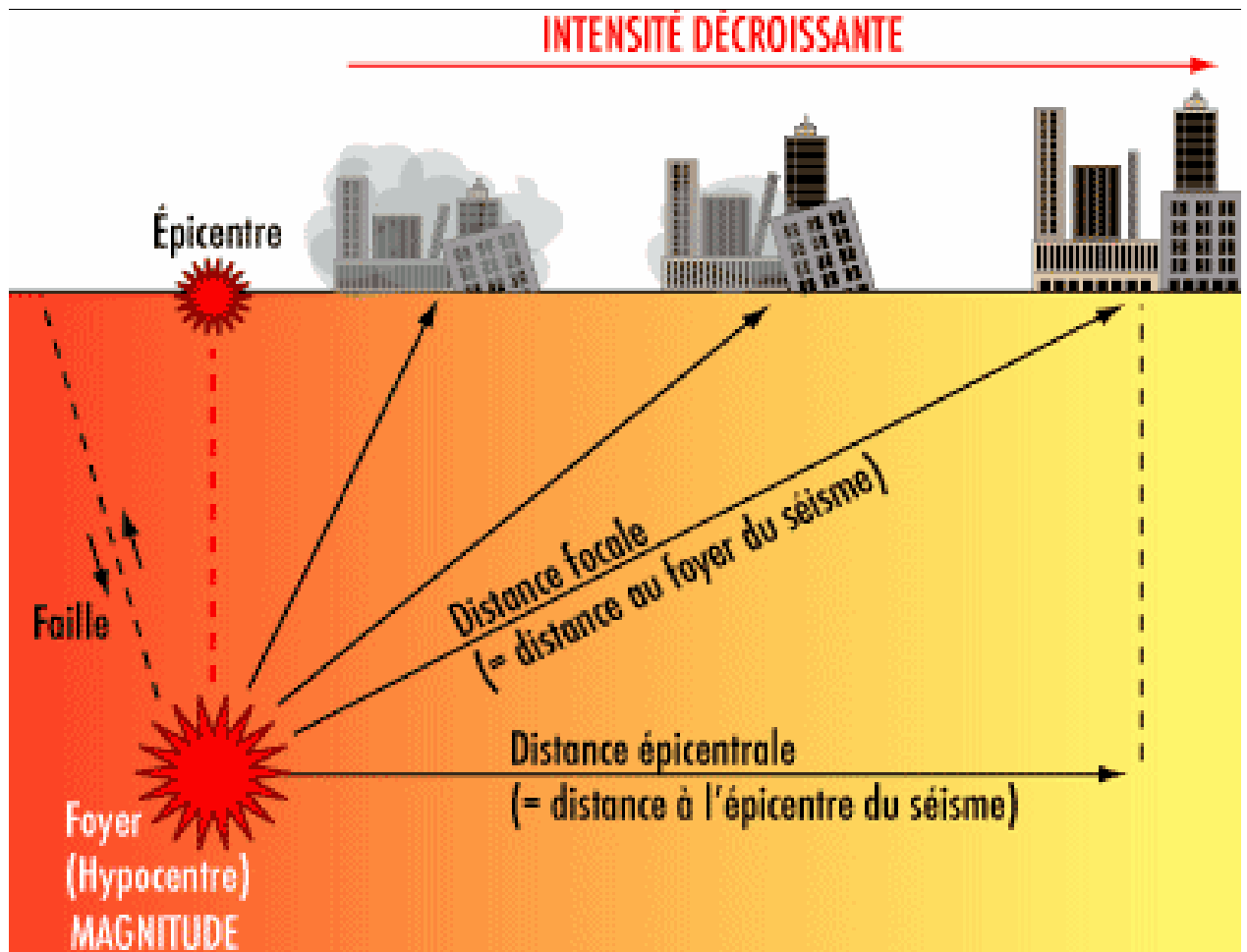


Figure. I.1: Origine de du séisme [5].

I.2. Ondes sismiques

La secousse sismique se propage sous forme d'ondes sismiques. Ces ondes sismiques sont des ondes élastiques qui peuvent traverser un milieu sans le modifier durablement. Il existe 2 types d'ondes sismiques : les ondes de volume et les ondes de surface.

I.2 .1. Ondes de volume

Les ondes (P) ou ondes primaires sont des ondes de compression (ou longitudinales) : elles compressent puis dilatent successivement le sol, parallèlement à la direction de leur propagation.

Ceux sont les ondes les plus rapides pouvant atteindre jusqu'à 14km/s. On les enregistre bien sur la composante verticale du sismomètre [5].

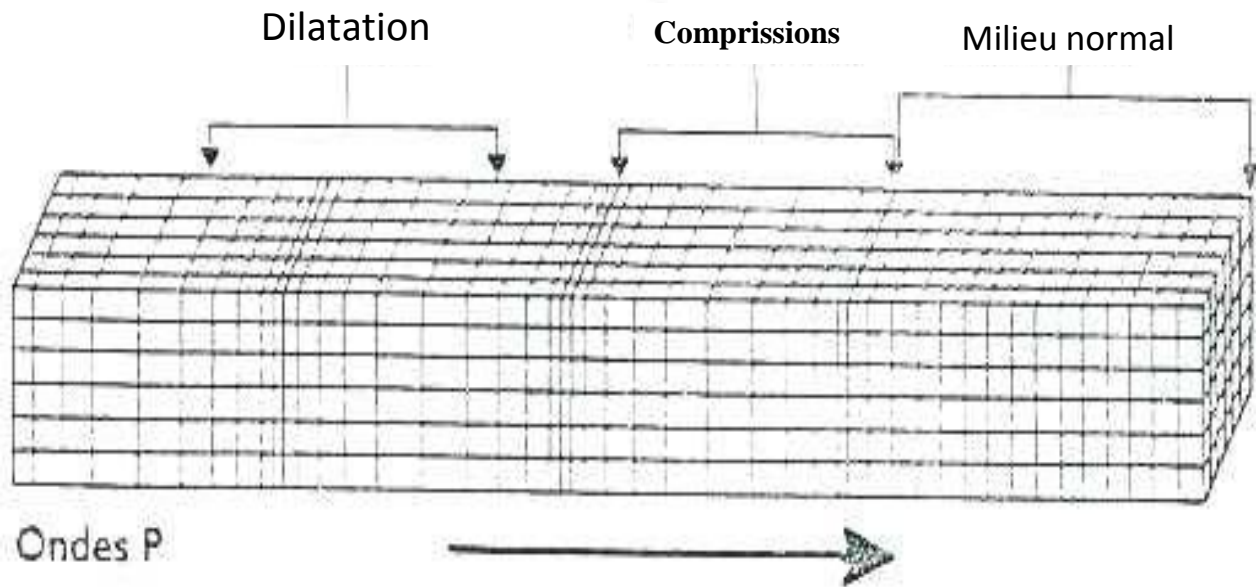


Figure. I.2 : Ondes de type P

Les ondes (S) ou ondes secondaires sont des ondes de cisaillement (ou transversales). A leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde.

Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides. Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P. Elles apparaissent en second sur les sismogrammes [5].

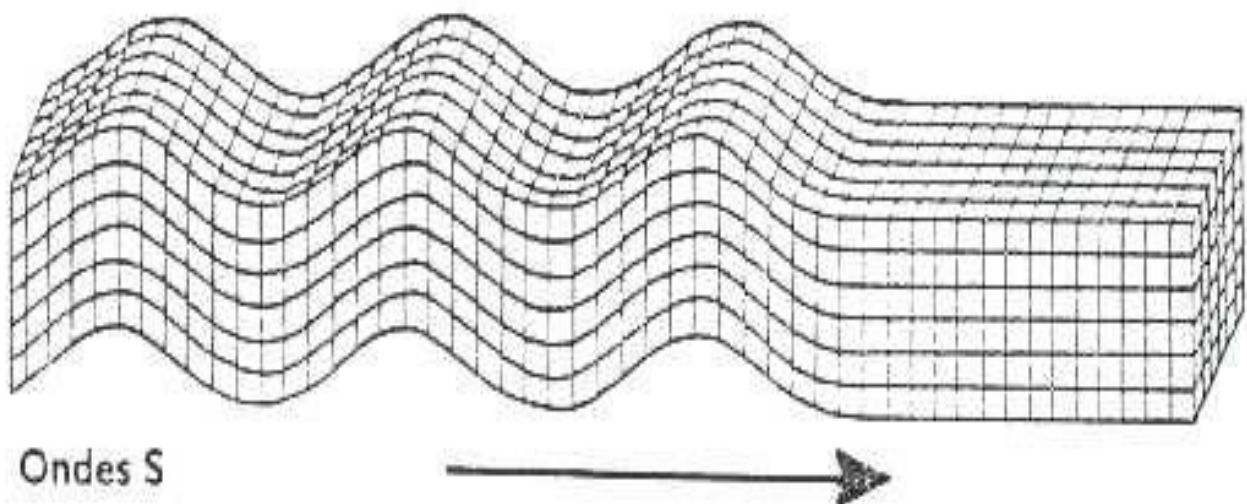


Figure. I.3 : Ondes de type S

I.2.2. Ondes de surface

Elles ont une vitesse de propagation de 1,5 à 5 Km/s dans les terrains compacts ou Rocheux et de 0,5 à 1,5 Km/s dans les terrains meubles. On en distingue deux types: Ondes de Rayleigh qui entraînent de la traction et de la compression ainsi que des cisaillements dans le sol, et les Ondes de Love qui n'engendrent que des contraintes de cisaillement. La figure I.4, schématise la direction de propagation et le mouvement des particules du sol, pour ce type d'ondes [6].

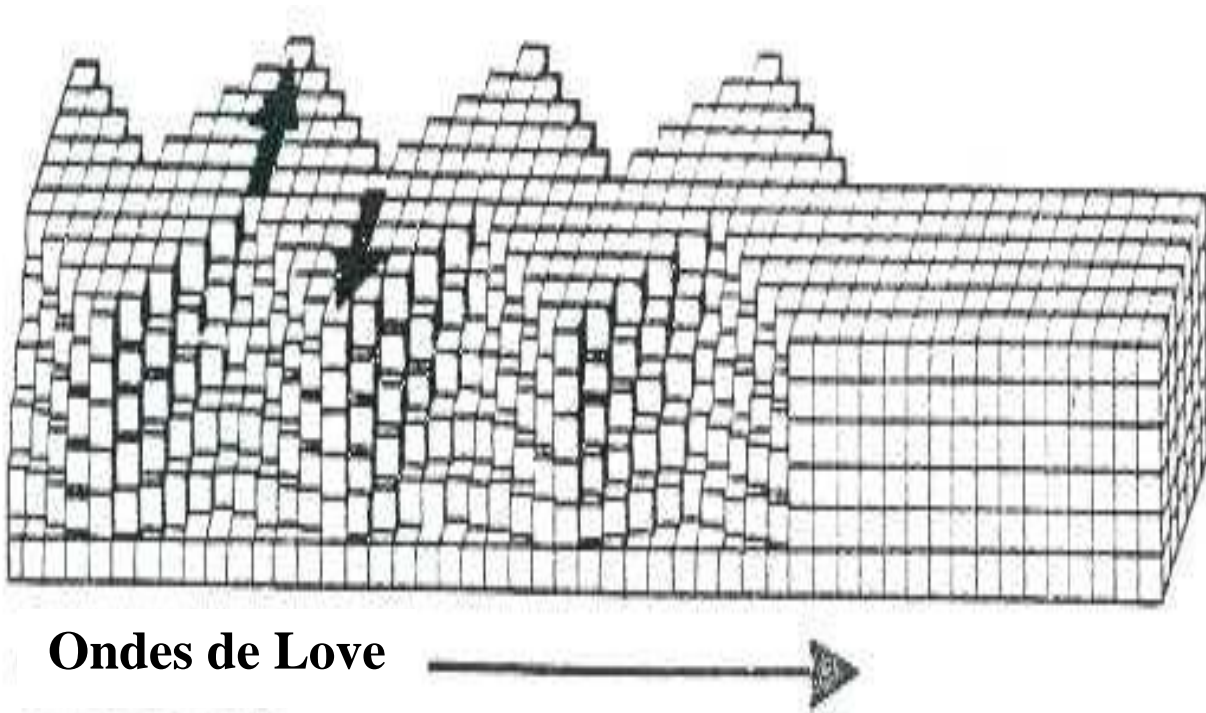


Figure. I.4 : Ondes de surface

I. 3. Exemples Des Séismes Violents Et Récents Dans Le Monde

Nous donnons dans le tableau I .1 ci-dessous dans un ordre chronologique, quelques exemples des plus violents et récents séismes ayant causé le plus de victimes dans le monde.

Tableau I.1: Exemples De Séismes Violents Et Récents Dans Le Monde [6]

Pays	Date du séisme	victimes
Guatemala Guatemala City	1976	22 000 victimes.
Italie Frioul	1976	950 victimes.
Tangshan (Chine)	1976	650 000 victimes
Tabas (Iran)	1978	25 000 victimes
Montenegro (Yougoslavie)	1979	120 victimes
El Asnam (Algérie),	1980	3 500 victimes.
Campanie-Lucanie (Italie),	1980	4 500 victimes.
Mexico (Mexique)	1985	20 000 victimes
Spitak (Arménie)	1988	10 000 victimes
Loma Prieta (Etas-Unis)	1989	64 victimes
Manjil (Iran)	1990	40 000 victimes
Hindu Kush (Afghanistan)	1991	300 victimes
Uttar Kashi (Inde)	1991	2000 victimes
Erzincan (Turquie)	1992	600 victimes
Le Caire (Egypte)	1992	550 victimes.
Latur (Inde).	1993	15 000 victimes
Los Angeles (Etats-Unis)	1994	61 victimes.
Northridge (Etats-Unis)		57 victimes.
Sumatra (Indonésie)		350 victimes.
Paez (Colombie)		600 victimes.
Boumerdes (Algérie)	2003	2000 victimes

I. 4. Action sismique

Le mouvement sismique (ou action sismique) peut se décomposer en la somme d'une composante horizontale (suivant deux directions principales H_x et H_y) et d'une composante

verticale V_z . Il est utile de savoir que la composante verticale est, à l'aplomb de l'épicentre égale à la composante horizontale.

Plus nous nous éloignons de cette épicentre, plus la composante verticale est importante par rapport à la composante horizontale, elle perd environ 50 à 70% de son influence. L'importance du mouvement vertical est souvent négligeable car moins dommageable que le mouvement horizontal. D'autant plus, du fait, que les structures soient réalisées pour supporter leur poids propre, cette composante verticale est moins importante, alors que la composante horizontale elle sera préférée pour dimensionner les structures à la résistance aux efforts horizontaux [5].

I. 5. Mesure des séismes

Deux catégories de mesures sont utilisées pour caractériser la violence des tremblements de terre. L'une la magnitude exprimant la puissance des séismes, indépendamment des dégâts aux constructions qu'ils peuvent entraîner. Elle est fonction de l'énergie libérée à la source du séisme, et est calculée à partir des ondes sismiques enregistrées. La magnitude de Richter est la plus connue. L'autre catégorie est représentée par l'échelle d'intensité qui caractérise les effets macrosismiques (observables par l'homme) des tremblements de terre sur un site donné.

L'échelle d'intensité est sans rapport direct avec la quantité d'énergie effectivement libérée par le séisme au foyer. Elle décroît, sauf anomalie, avec l'augmentation de la distance de l'épicentre.

Toutefois, on peut rencontrer le cas contraire suite à la présence de conditions géologiques et/ou topographiques particulières (effets de site) [6].

I. 5.1. Intensité

L'intensité mesure l'importance d'un séisme en un lieu donné d'après les manifestations ressenties par la population et les dégâts qu'il a pu provoquer. Pour un séisme donné, l'intensité dépend de la distance à l'épicentre, elle décroît quand cette distance augmente, mais des anomalies peuvent apparaître, dues à des conditions géologiques particulières et topographiques [5].

Tableau I. 2: Degrés D'intensité De L'échelle De Mercalli [6].

Intensité	Dégâts Matériels
Degré I	secousse imperceptible par l'homme, inscrite seulement par les sismographes.
Degré II	Secousse ressentie par un petit nombre de personne, surtout par ceux situées aux étages supérieurs des maisons
Degré II	Secousse faible ressentie par un certain nombre d'habitants, la direction et la durée de la secousse peuvent parfois être appréciées.
Degré IV	Ebranlement constaté par quelques personnes en plein air, mais beaucoup à l'intérieur des maisons; vibration de vaisselle, craquement des planchers et des plafonds.
Degré V	Ebranlement constaté par toute la population, réveil des dormeurs, ébranlement de meubles et de lits.
Degré VI	Des personnes effrayées sortent des habitations, tintement général des sonnettes, arrêt des pendules, vaisselle brisée, chute de plâtras.
Degré VII	Maisons légèrement endommagées. Lézardes dans les murs, chute de cheminées isolées en mauvais états, écroulement de minarets, de mosquées ou d'églises mal construites
Degré VIII	Sérieux dommages. Fentes béantes dans les murs, chute de la plupart des cheminées, renversement ou rotation des statues, des monuments funéraires, fissures dans les pentes raides ou dans les terrains humides, chute de rochers en montagne.
Degré IX	De solides maisons en construction Européenne sont sérieusement endommagées. Un grand nombre rendu inhabitables, d'autres s'écroulent plus ou moins complètement.
Degré X	La plupart des bâtiments en pierre et en charpente sont détruits. Fentes dans les murs en brique, rails de chemin de fer légèrement en courbés, dommages aux ponts, tuyaux de conduites brisés, fentes et plis ondulés dans les rues, éboulement; l'eau des rivières et des lacs est projetée sur le rivage.
Degré XI	Destruction totale des bâtiments en pierre, des ponts des digues; larges

	déchirures et crevasses dans le sol ; grand éboulement de terrain.
Degré XII	Rien ne demeure plus des œuvres humaines; changement dans la topographie; formation de grandes failles; dislocation horizontale et cisaillement du sol; rivières détournées de leurs cours.

I. 5.2. Magnitude

Magnitude M (échelle de Richter), c'est une évaluation de la quantité d'énergie libérée au niveau du foyer du tremblement de terre. Cette échelle, définie en 1935, est basée sur le principe d'enregistrement des mouvements du sol effectué en un certain nombre de points d'observations situés à des distances quelconques de l'épicentre. A partir d'une étude statistique, on a pu établir une corrélation entre l'énergie libérée par un séisme et la magnitude.

Tableau I. 3: Echelle de magnitude de Richter [5].

Magnitude	Energie en J
0	
1	
2	$\sim 10^3$
3	$\sim 10^6$
4	$\sim 10^9$
5	$\sim 10^{10}$
6	$\sim 10^{13}$
7	$\sim 10^{15}$
8	$\sim 10^{17}$
9	Sup à $\sim 10^{18}$

I.6. sismographes

Il existe deux grands types de sismographes.

Les sismographes verticaux qui sont sensibles aux déplacements verticaux du sol

Les sismographes horizontaux qui sont sensibles aux déplacements horizontaux du sol.

Une station de détection sismique doit comporter trois sismographes : un sismographe vertical deux sismographes horizontaux orientés orthogonalement l'un à l'autre [30].

Un sismographe doit comporter :

- un capteur de déplacement du sol très sensible
- un transducteur qui transforme les déplacements en signaux électriques
- un amplificateur qui multiplie par un facteur 100 ou 1000 le signal électrique issu du transducteur
- un enregistreur qui inscrit les valeurs mesurées dans un fichier
- un marquage du temps (horloge) qui doit être piloté par horloge atomique type GPS [30].

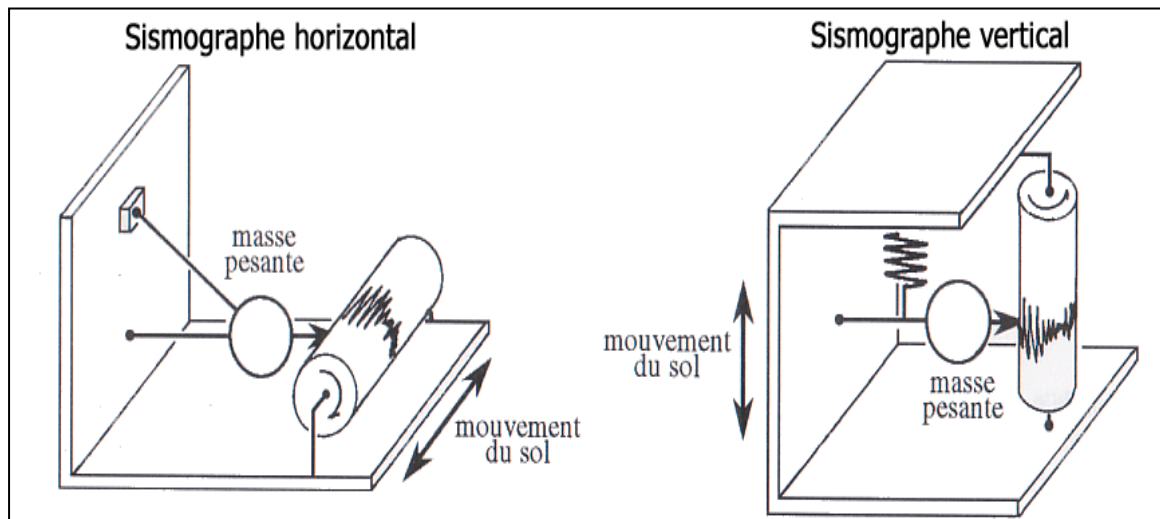


Figure. I.5: types de sismographes

I.7. sismogrammes ou accélérogrammes

Ce sont des représentations des accélérations en un lieu du séisme, en fonction du temps. Ils caractérisent à la fois l'accélération, la durée et le contenu fréquentiel. Ils proviennent d'enregistrements dans la zone sismique considérée, dans ce cas on les appelle naturels. Ils peuvent aussi être créés artificiellement. Un sismogramme est la caractérisation la plus explicite d'un

tremblement de terre, qui présente l'avantage de pouvoir être directement utilisé dans un calcul dynamique [32].

I.8. Conclusion

Le séisme est un phénomène naturel que l'homme ne peut éviter et dont l'effet sur les constructions et les ouvrages peut causer des dégâts humains et matériels très coûteux.

Cependant, l'évaluation de la vulnérabilité sismique des éléments exposés au risque sismique, servirait à les préparer à mieux résister à un éventuel séisme et donc à minimiser.

C'est dans ce contexte qu'il est utile de donner, avant d'entamer notre étude d'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un mur de soutènement, les définitions de base et les notions fondamentales des termes qui s'y rattachent.

Chapitre II: Notions Sur La Vulnérabilité Sismique

II.1. Introduction

Dans le but d'éclaircir les chapitres qui suivent, et d'éviter toutes confusions entre les termes employés, il convient d'abord, de donner les définitions de ces derniers et quelques notions de base relatives à : le risque sismique, l'aléa sismique et la vulnérabilité sismique.

II.2. Notions de Base

II.2.1. Risque Sismique

Le risque sismique est l'estimation quantifiée des pertes des vies humaines, des blessés, des dommages aux biens, et des perturbations de l'activité économique suite à un phénomène naturel particulier [9]. On entend cependant par "**Risque Sismique**", le degré de perte, de destruction ou de dégâts sur une période de référence dans une région donnée.

Le « risque sismique » est donc la combinaison entre un aléa sismique, qui est une probabilité qu'un séisme se produise en un endroit donné, et la vulnérabilité du lieu étudié. On peut l'exprimer par la convolution de l'aléa sismique, de la vulnérabilité du bâti ou de l'ouvrage, et des pertes matérielles et humaines. Il faut préciser qu'un aléa important n'implique pas forcément un risque important [10].

En général, le « *risque sismique* » se caractérise par sa variation dans le temps et dans l'espace. Il est fonction non seulement de la zone de sismicité mais aussi de la densité de la population, du niveau du développement économique et des moyens mis en œuvre pour résister à une crise post-sismique. Naturellement, la catastrophe sera d'autant plus grande que le séisme soit plus ou moins proche d'un centre urbain, ou bien que son intensité soit plus ou moins importante, tout comme la densité de la population et le niveau social de la ville. Cela représente donc plusieurs facteurs à considérer [11].

II.2.2. Aléa sismique

L'aléa sismique, en un site donné, est la probabilité qu'au cours d'une période de référence (ex: probabilité annuelle), une secousse sismique atteigne ou dépasse en ce site une certaine intensité. Il définit les caractéristiques des mouvements sismiques susceptibles de se produire dans le futur en tenant compte de la durée de vie des constructions concernées et du type d'activités qui y sont réalisées. Il se calcule en fonction de l'histoire sismique de la région étudiée.

L'une des étapes importantes dans la réduction du risque sismique au niveau d'une région, est l'évaluation de l'aléa sismique dans cette région. Ce dernier peut être exprimé en termes de probabilité de dépassement ou de période de retour de l'accélération de pointe du sol [8].

II.2.2.1 Aléa Sismique en Algérie

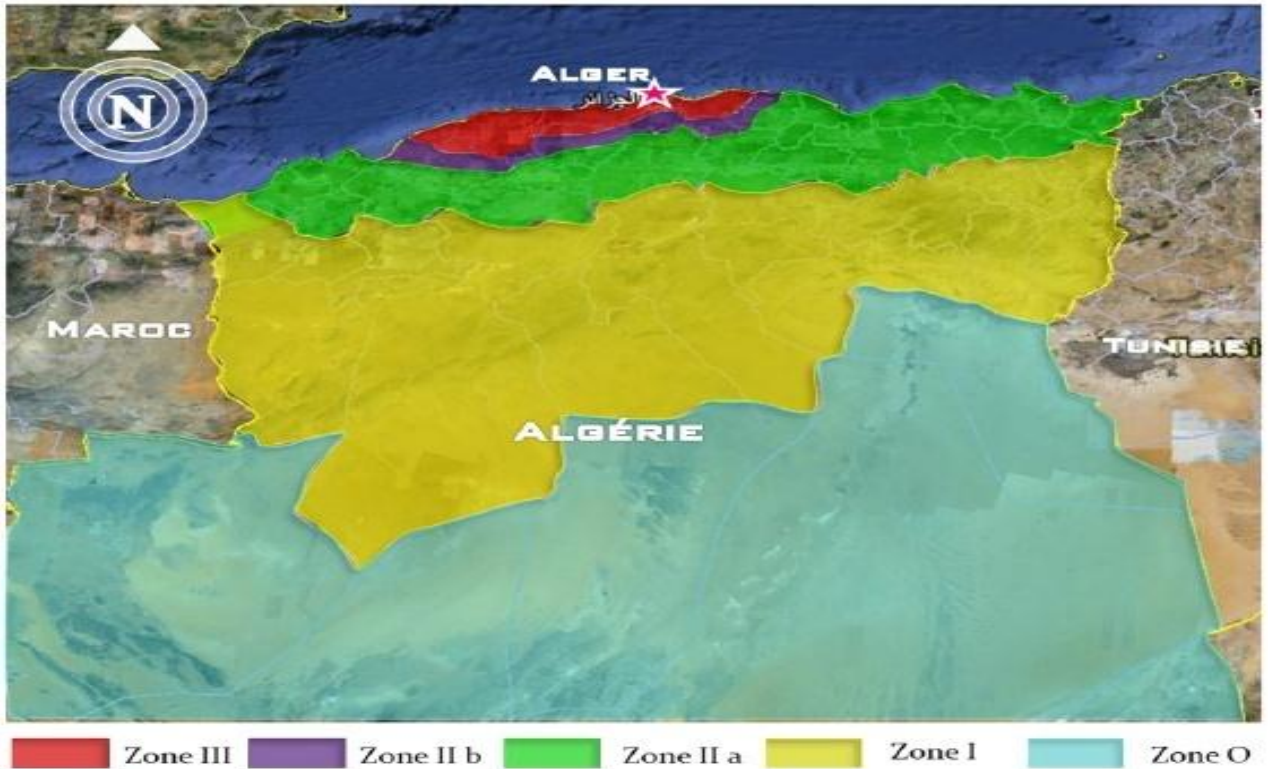


Figure. II.1 : Carte de zonage sismique du territoire national.

Tableau II. 1: Les valeurs du coefficient d'accélération [1].

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

II.2.3. Vulnérabilité sismique

La *vulnérabilité*, est le degré de perte ou d'endommagement d'un élément donné exposé au risque, résultant de l'occurrence d'un phénomène naturel de magnitude donnée et s'exprimant sur une échelle de **0** (absence de dommages) à **1** (perte totale).

La vulnérabilité au sens commun, concerne le milieu construit (vulnérabilité structurale).

La vulnérabilité d'une construction ou d'une catégorie de construction représente la perte proportionnelle (en%) exprimant le rapport du coût des dommages subis à la valeur de la construction.

Elle dépend de l'intensité locale de la secousse:

- sensiblement nulle pour une intensité inférieure ou égale à **VI**.
- proche de 100% pour une intensité supérieure ou égale à **XI** [9].

Le terme « *vulnérabilité sismique* » est utilisé pour exprimer les différences de réaction des bâtiments, voir des ouvrages de génie civil, aux secousses sismiques. Si deux groupes d'ouvrages sont soumis exactement à la même secousse sismique et que l'un d'entre eux se comporte mieux que l'autre, alors on dira que les ouvrages qui ont été le moins endommagés avaient une vulnérabilité plus faible au tremblement de terre que ceux qui ont été plus endommagés [10].

La « *vulnérabilité sismique* » d'une structure représente le comportement intrinsèque de cette dernière vis-à-vis de la probabilité d'occurrence d'un séisme.

Mathématiquement, la vulnérabilité d'une construction est définie comme le rapport du coût des dommages attendus pour un séisme d'une intensité donnée au coût de la construction, exprimé en pourcentage.

On retrouve dans la littérature d'autres définitions de la vulnérabilité, comme celle que donne Calgaro [18], lorsqu'il la définit comme étant le produit d'un aléa (probabilité de l'évènement) par le montant des dommages qu'il provoque".

V = P aléa x C dommage

La vulnérabilité s'exprime généralement en unité monétaire ou parfois en degré de dommages. Elle prend en compte la densité de population, la présence ou non de bâtiments calculés aux normes antisismiques, la vétusté des bâtiments, les pertes économiques probables. Dans le document de travail du programme national de fiabilité des infrastructures essentielles du gouvernement du Canada, on définit la vulnérabilité comme: "une caractéristique d'un élément de la conception, de la mise en œuvre ou du fonctionnement des infrastructures essentielles qui la rend susceptible d'être détruite ou perturbée par une menace. La vulnérabilité est synonyme de faiblesse." [9]

II.2.4. Rôle d'étude de la vulnérabilité sismique

L'estimation des pertes encourues suite à un séisme, allant de l'interruption du service aux pertes en vie humaines, est un champ d'expertise en plein développement. Il s'agit d'une préoccupation importante pour les régions du monde où la probabilité d'occurrence de séisme de forte intensité est beaucoup plus élevée qu'ailleurs. La connaissance du risque sismique permet de mettre en place des mesures de mitigation pour diminuer les dommages potentiels tout en considérant la variable économique de l'équation. Ces mesures portent essentiellement sur la prévention contre les effets d'un possible désastre sismique. La prévention a pour objectif de réduire le risque sismique, et d'empêcher un impact négatif qu'aurait un tremblement de terre sur le développement économique.

II.3. Expérience Algérienne dans l'évaluation de la vulnérabilité Sismique des constructions

Au cours des 250 dernières années des tremblements de terre de magnitude moyenne à élevée se sont produits dans le nord de l'Algérie au moins une douzaine de fois. Alors qu'en Algérie, l'activité sismique est essentiellement concentrée sur une bande côtière de largeur allant jusqu'à 400 Km, la réglementation relative à la conception parasismique des constructions est relativement récente. Le dernier événement sismique qui a touché les wilayas d'Alger et de Boumerdes en 2003 dont les effets ont été les plus violents, a fait preuve du non respect de cette réglementation pour les constructions nouvelles [12].

Cet état de fait, a poussé l'état ainsi que des institutions scientifiques à s'engager dans des études d'évaluation du risque sismique. Citons ici les villes d'Alger et de Boumerdesse ayant fait l'objet de quelques études à niveau de quartier ou de structure spécifique pour l'évaluation de leur vulnérabilité sismique.

II.4. Méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité d'un mur de soutènement

La méthodologie utilisée pour l'estimation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'un mur de soutènement se décompose en trois étapes, décrites sur la figure 1.3. Les deux premiers éléments en sont la capacité à résister aux contraintes (courbe de capacité) et les contraintes sur la structure dues à la sollicitation sismique (demande sismique) ; la courbe de vulnérabilité est obtenue à partir de la comparaison de la courbe de capacité et de la courbe de demande.

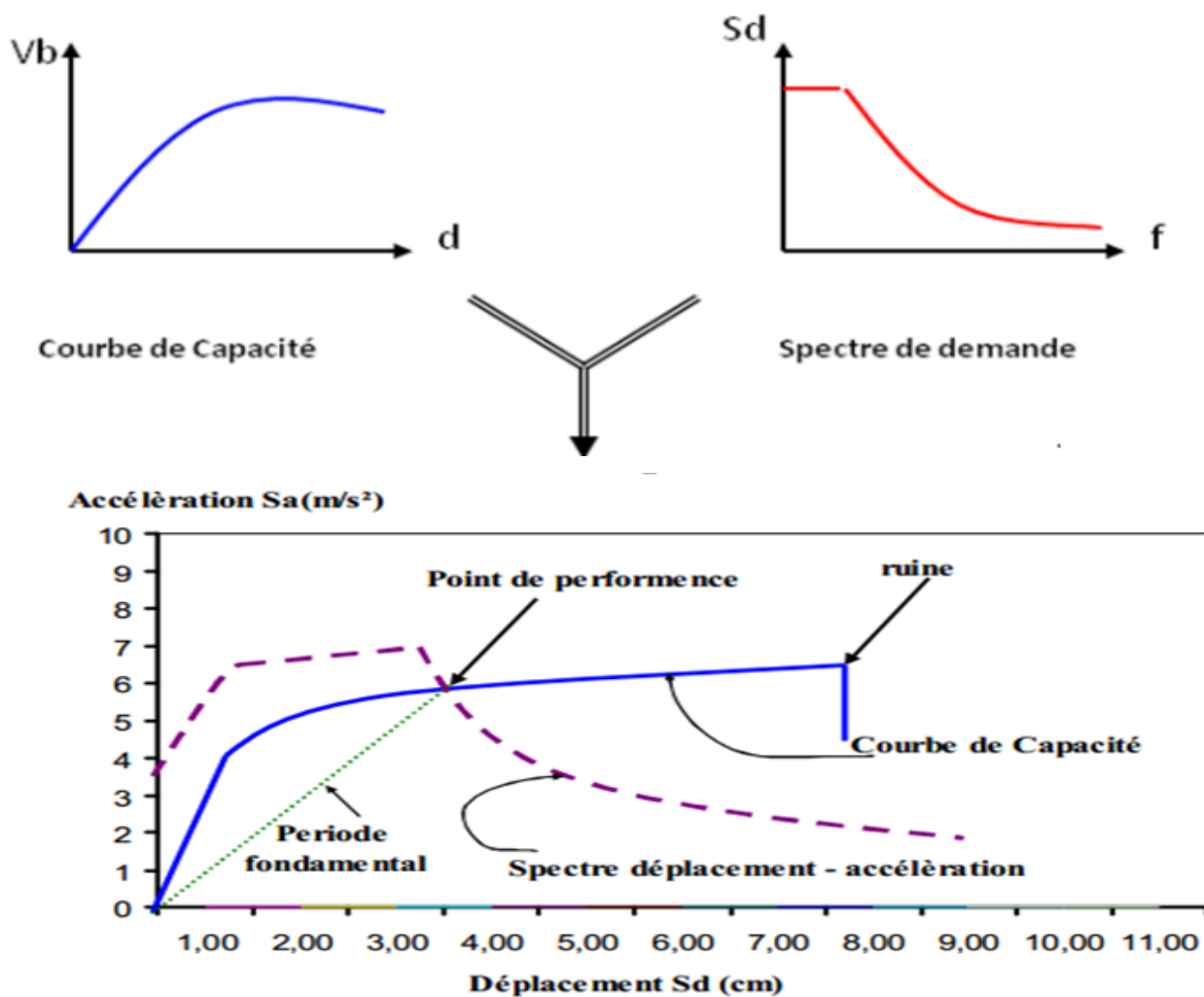


Figure II.2 : Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'un mur de soutènement [7].

II.4.1 La courbe de capacité

Un chargement latéral, du à la sollicitation sismique, conduit à un déplacement à son Sommet (u_t) et à un effort de réaction à sa base (V_b). Dans le cadre de ce travail, nous admettrons les hypothèses généralement retenues. La première de ces hypothèses concerne la nature de la sollicitation : la répartition de la force horizontale sur la hauteur doit être conforme à la déformée modale du mode fondamental de vibration de la structure, dont une forme simplifiée triangulaire est habituellement utilisée. Pour évaluer le comportement global, on procède généralement à partir d'une analyse statique en poussée progressive ou analyse Push over ; au cours d'une analyse statique non-linéaire, l'intensité du chargement latéral est augmentée jusqu'à ce que les modes d'endommagement commencent à

apparaître. Les résultats conduisent à la valeur de l'effort tranchant à la base, exprimée en fonction du déplacement au sommet (figure II.3) [7].

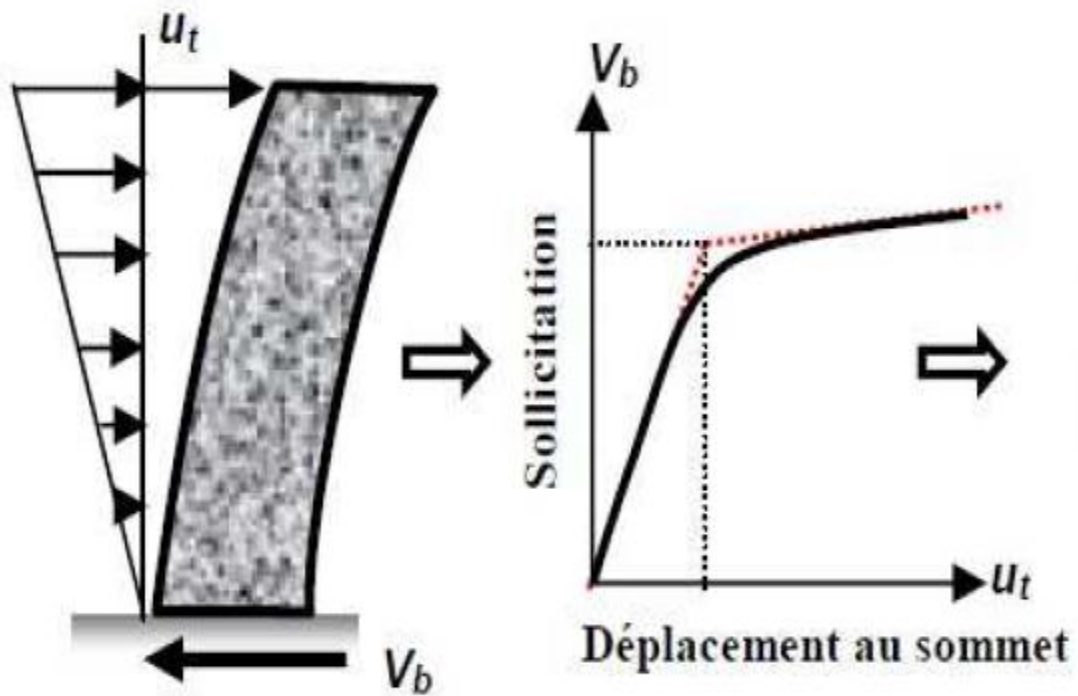


Figure II.3 : Principe d'élaboration d'une courbe de capacité [7].

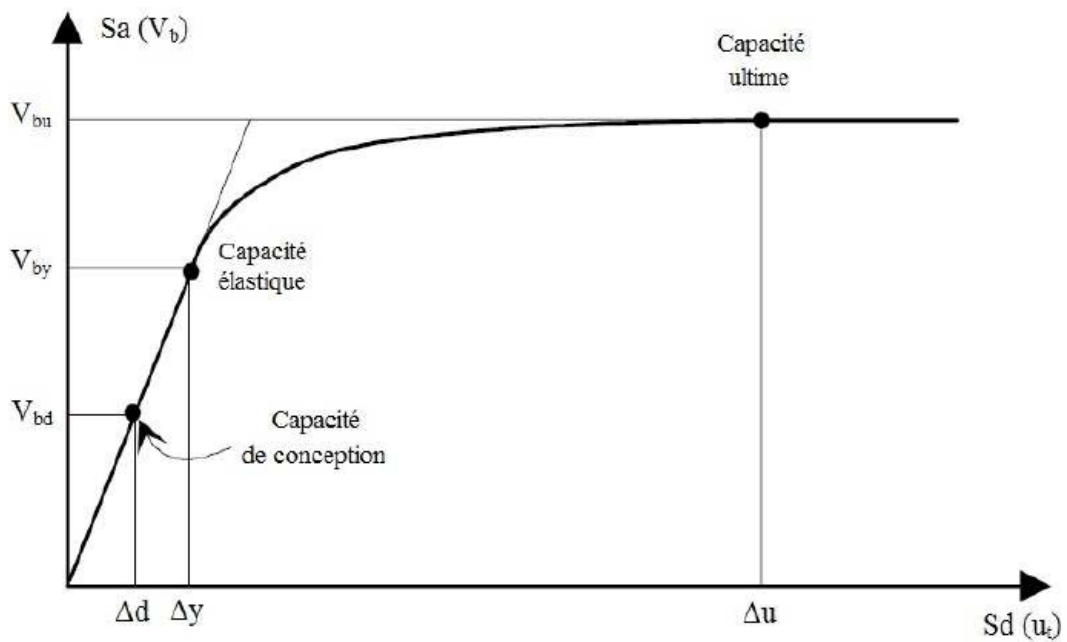


Figure II.4 : Courbe de capacité [7].

La courbe-type de capacité d'un mur de soutènement (figure II.4) est caractérisée par trois points : le point de capacité de conception (V_{bd} , Δ_{c}) représentant la résistance nominale, le point de capacité élastique (V_{by} , Δ_{e}) à partir duquel la structure présente un comportement ductile, et le point de capacité ultime (V_{bu} , Δ_{u}), assimilée à la limite de ruine.

II.4.2 Demande sismique

La deuxième étape consiste à introduire la demande sismique, c'est-à-dire la répartition fréquentielle des niveaux d'accélération ou de déplacement imposés par le séisme.

Selon le contexte de l'étude, il peut s'agir d'un spectre de réponse réglementaire.

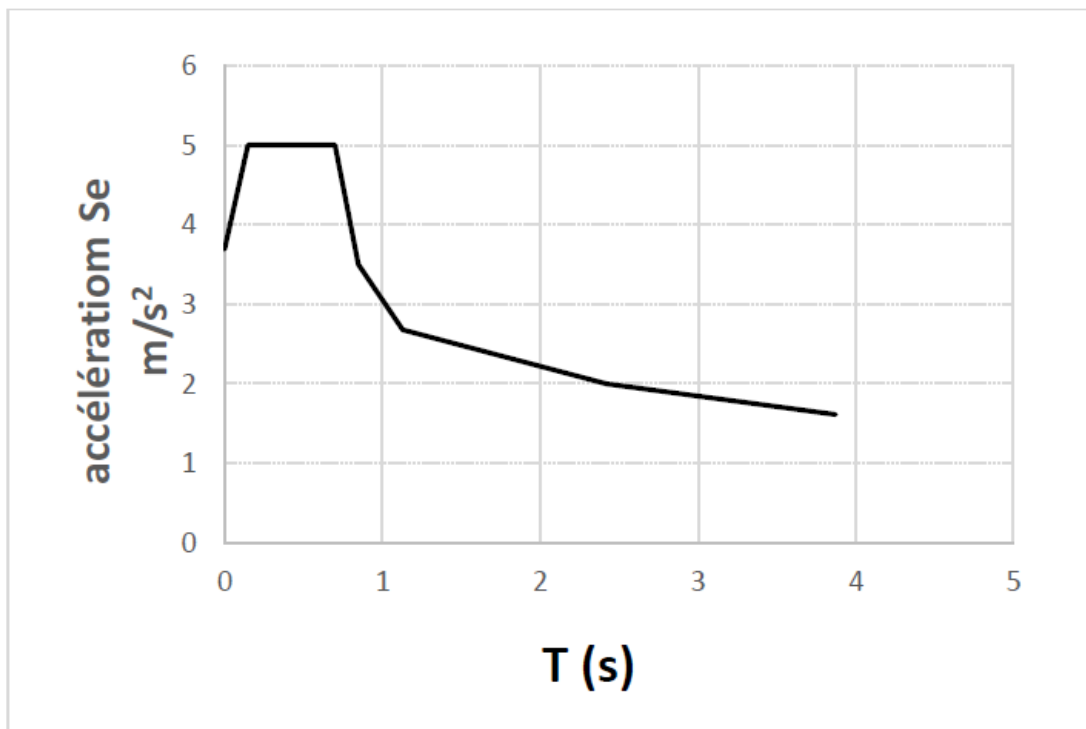


Figure II.5 : Spectres de réponse définis dans le RPA version (2003) [31].

II.4.3 Courbe de vulnérabilité

En faisant varier l'intensité du spectre de demande sismique, on peut construire point par point la courbe représentant le déplacement en toiture en fonction du spectre. Par association de la courbe de capacité et d'un «scenario de ruine » défini comme la relation entre déplacement de toiture et

dommages, on peut porter les degrés de dommages sur la courbe représentée sur la figure II.5, que nous désignerons par le terme de «courbe de vulnérabilité ».

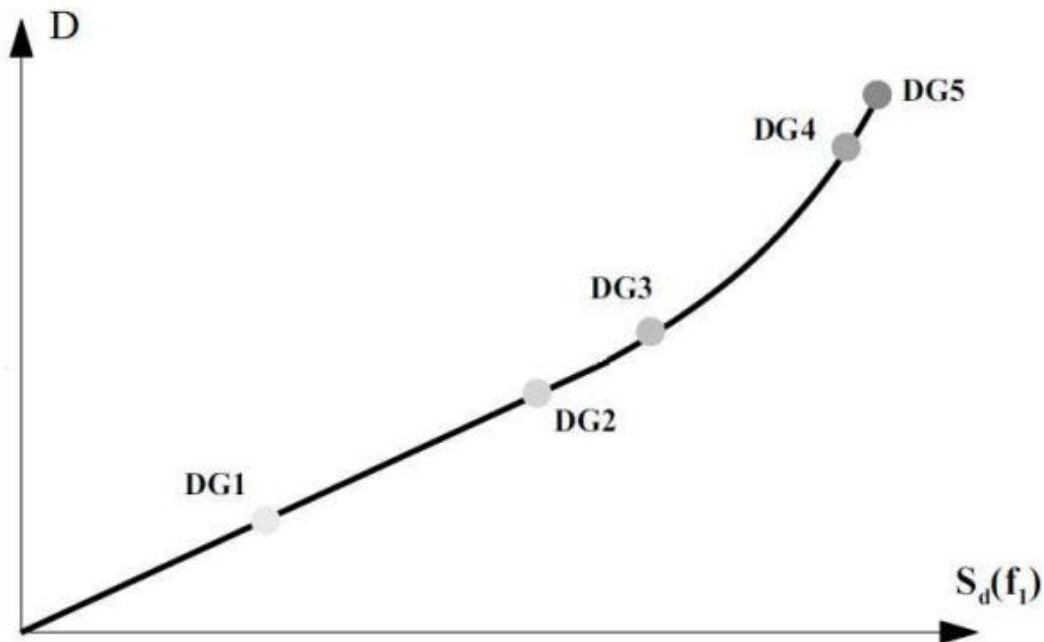


Figure II.6 : Courbe de vulnérabilité [31].

Degré DG 1 : dégâts négligeables à légers avec $0 \leq D < 0,2$;

– Degré DG 2 : dégâts modérés avec $0,2 \leq D < 0,4$;

– Degré DG 3 : dégâts sensibles à importants avec $0,4 \leq D < 0,6$;

– Degré DG 4 : dégâts très importants avec $0,6 \leq D < 0,8$;

– Degré DG 5 : effondrement partiel ou total (destruction) avec $0,8 \leq D \leq 1$.

II.4.4 Point de performance

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci Avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des courbes « Spectre d'accélération S_d – Spectre de déplacement S_u ». Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités : • Réaction à la base / masse accélération • Déplacement / Facteur de participation modale déplacement Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'Eurocode 8 par exemple, permet de trouver un point de performance sur la

base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance » qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme. En principe, ce point devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporel [6]

II.5. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

Plusieurs méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique existent dans le monde. Toute fois, ces méthodes peuvent être classées en trois catégories :

II.5.1. Les méthodes statistiques probabilistes

Les méthodes basées sur l'analyse des dommages causés aux constructions par les séismes passés. L'identification des typologies constructives est fondée sur les techniques et matériaux de construction. Le paramètre considéré pour établir une corrélation entre le dommage observé et la sévérité du séisme est l'intensité dont la définition est justement basée sur un constat, une observation. Dans les méthodes Américaines, les paramètres de base définissant le niveau de dommage (**Di**) utilisé dans l'approche statistique et l'indice de vulnérabilité de base utilisé dans la méthode probabilistes, qui représente la sismicité du site définie pour trois niveaux d'aléa à savoir : forte, modérée et faible d'une part et de la typologie d'autre part, sont tous les deux issus du retour d'expérience spécifique à la région. Ce qui rend l'utilisation de ces méthodes restreinte à la région. Les méthodes statistiques et probabilistes sont toutes basées sur des retours d'expérience d'une part et une définition de la typologie du système constructif d'autre part. Le niveau de dommage probable pour une intensité donnée est exprimé par une fonction de probabilité. L'endommagement s'exprime par une fonction analytique définissant deux niveaux de dommages. Le premier correspond à l'apparition des premiers dommages et le second correspond à la ruine de la construction. Entre les deux états, le dommage est considéré comme variant linéairement. Cependant, dans ces approches beaucoup de situations relatives au niveau d'étude ne sont pas traitées dont : La mitoyenneté de deux constructions de hauteurs différentes, les modifications effectuées sur la structure, la mauvaise qualité d'exécution, les travaux d'entretien donnant un aspect extérieur sans dégradations apparentes alors que la construction peut présenter des défaillances importantes et les modifications de comportement de la structure dus aux travaux de réhabilitation[6] .

II.5.2. Les méthodes d'approches déterministes récentes

Les méthodes d'approche déterministes, bien qu'elles reposent en partie sur des destructions observées lors des séismes passés, définissent un indice global de vulnérabilité qui résulte de plusieurs indices partiels. Dans les méthodes récentes, développées dans le cadre des projets HAZUS, RSK UE, différents niveaux d'étude sont définis. Dans la méthode proposée par la FEMA, trois niveaux d'évaluation de la vulnérabilité sont définis à savoir [6] :

Niveau 1: Basé sur les relevés qualitatifs des éléments structuraux, comparables aux approches statistiques et probabilistes. Le diagnostic est établi par rapport à deux niveaux de performance qui sont la sauvegarde des vies humaines et la réutilisation immédiate des bâtiments.

Niveau 2: Où une analyse élastique simplifiée basée sur les données du niveau 1 est proposée.

Niveau 3: l'analyse à ce niveau consiste à utiliser des méthodes de calcul très élaborées telles que la méthode Push-Over, ou celle de la capacité de dissipation d'énergie.

II.5.3. La méthode du point de performance

L'idée de base de cette méthode, publiée en 1996 dans l'ATC 40 [30], est de tracer la courbe de capacité de la structure et celle de l'agression sismique, représentée par un spectre de réponse, sur le même graphique, et de rechercher le point de croisement des deux courbes qui traduirait l'égalité entre la demande et la capacité. Le spectre de réponse donné dans les codes parasismiques est représenté par un diagramme exprimant l'accélération spectrale S_a en fonction de la période de l'oscillateur T [6]. ($S_a = f(T)$), Pour un amortissement visqueux. La formule donnant le spectre de réponse est :

$$S_a = g(S_d)$$

On peut donc tracer l'accélération spectrale S_a , en fonction des déplacements spectraux S_d . Cependant on constate que, comme dans les méthodes statistiques et probabilistes, l'analyse est effectuée, d'une part, en considérant la construction isolée, et que d'autre part, les résultats obtenus de la capacité de la structure sont fonction des hypothèses de calcul prises en compte dans l'analyse Push-Over. Or, en milieu urbain l'une des difficultés relevées lors des études d'évaluation de la vulnérabilité sismique réside dans l'identification des structures porteuses, puisque, les constructions sont généralement liées mécaniquement. Une incertitude est également relevée quant à l'estimation des caractéristiques mécaniques des matériaux, ainsi les résultats de l'étude seront entachés d'une imprécision non négligeable [6].

II.6. Conclusion

La vulnérabilité sismique des constructions et des ouvrages s'avère nécessaire pour déterminer leurs degrés d'endommagement en cas de secousse tellurique et par la suite établir une stratégie d'intervention visant le remplacement des éléments les plus vulnérables, la réparation ou le renforcement de ceux caractérisés par une moyenne vulnérabilité et l'entretien des moins vulnérables[6].

Chapitre III : Généralités sur les murs de soutènement

III.1 Introduction

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes et voies navigables), rendre cultivables des zones pentues et limiter l'érosion par ruissellement (culture en terrasses), parer en soubassement les fondations d'édifices de grande hauteur ou de digues, créer des obstacles verticaux de grande hauteur, soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau (batardeau), établir des fondations ou créer des parkings souterrains [15].

III.2 murs en béton armés

III.2.1. Mur en «T renversé» classique

Le mur en « T renversé » est la forme classique pour un mur en béton armé de treillis soudé. Il est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 mètres, et peut-être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. En effet, par rapport à un mur-poids de même hauteur, il engendre des contraintes sur le sol plus faibles pour une même largeur de semelle.

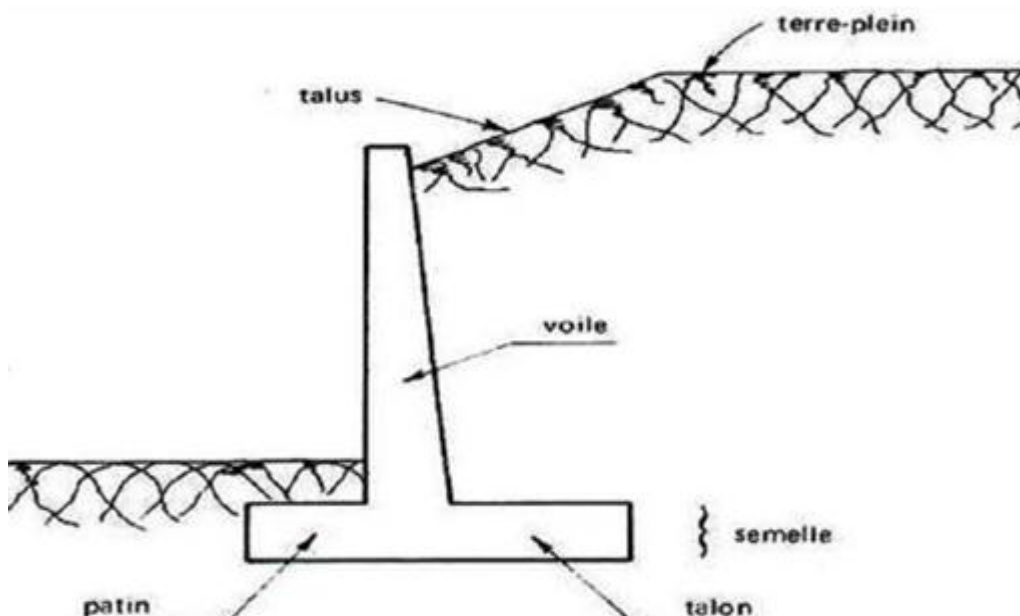


Figure III.1 : Mur en «T renversé» classique [16].

Dans le cas de murs en déblai (c'est-à-dire réalisés en terrassant un talus) les limitations de volume de terrassement et les difficultés de tenue provisoire des fouilles obligent à réduire le talon et à augmenter le patin (Fig. III.6). [16]

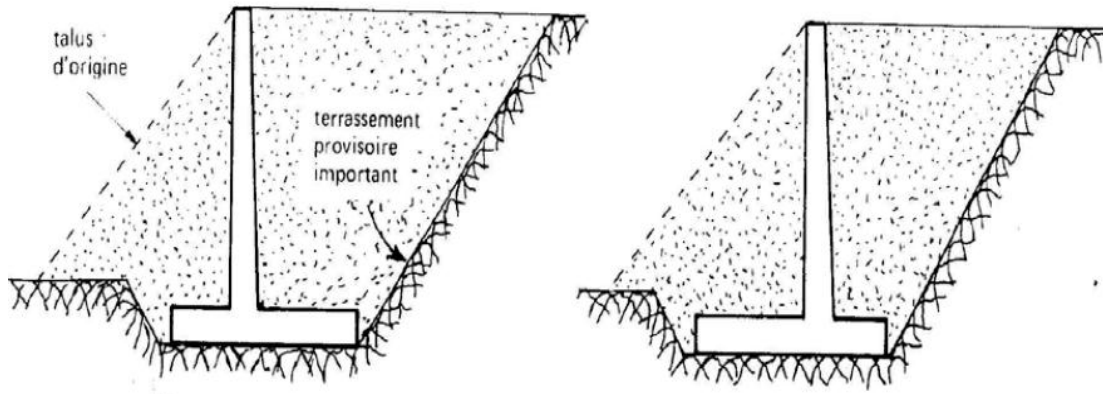


Figure. III.2 : présentation murs en déblai.

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une «bêche». Celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile. Cette bêche est toujours coulée en «pleine fouille» sans coffrage. Le premier cas (1) peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel. Mais à l'ouverture de la fouille de la bêche, il y a un risque de décompression du sol dans la zone où il est le plus sollicité. De plus, il y a aussi un risque de voir, après la construction du mur, la butée devant la bêche supprimée par des travaux de terrassement (ouverture d'une tranchée pour pose d'une canalisation par exemple) [16].

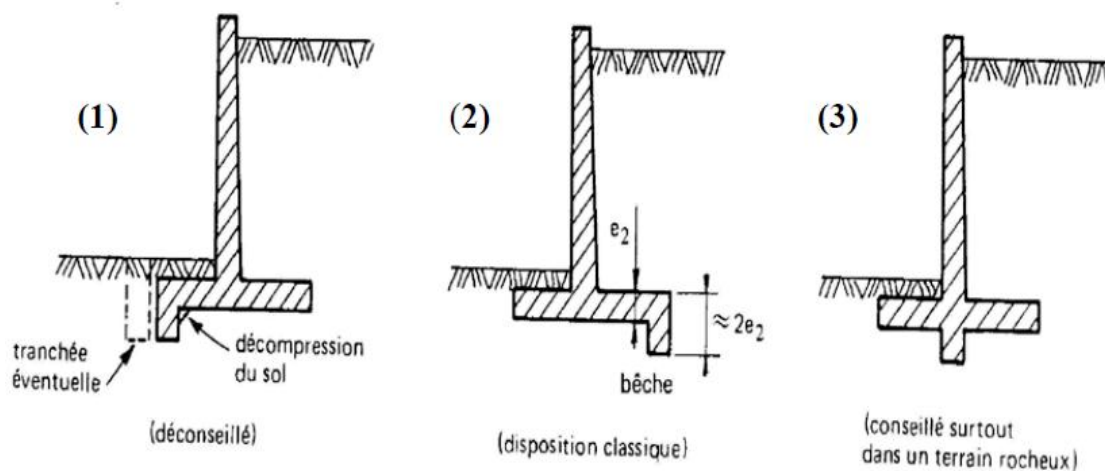


Figure. III.3 : Diverses dispositions de bêches.

Le troisième cas (3) est peu employé. Il est néanmoins très intéressant car il permet de réaliser facilement le ferrailage de l'encastrement du voile sur la semelle en prolongeant dans la bêche les treillis soudés formant armatures en attente.

III.2.2. Mur à contrefort

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but est de raidir le voile.

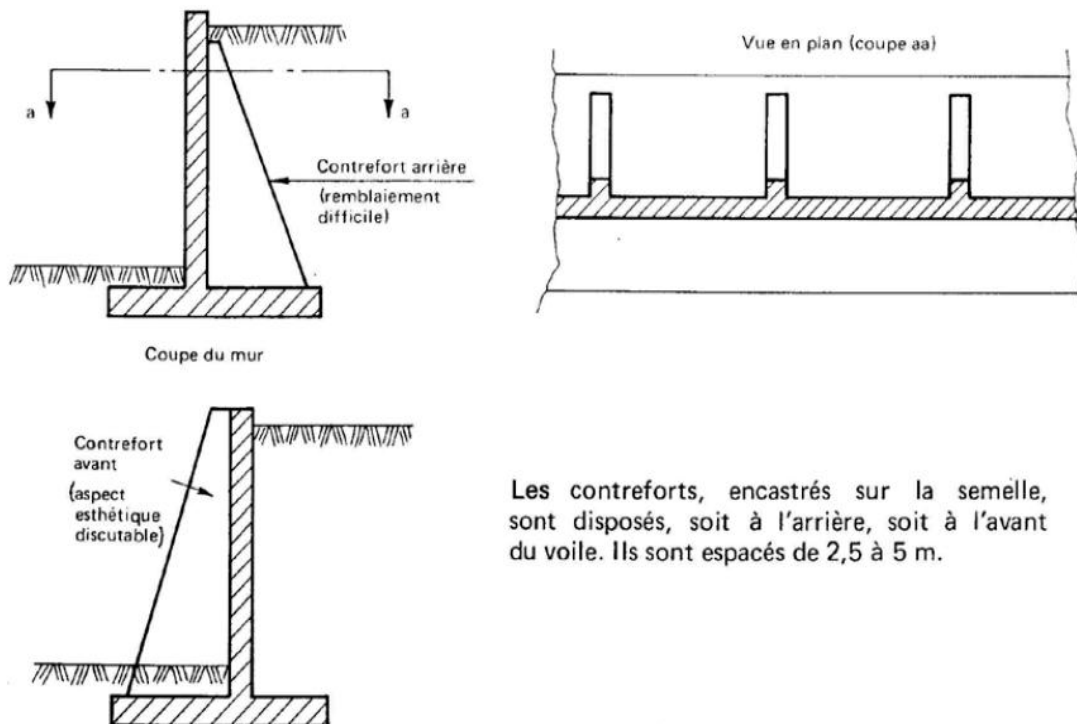


Figure. III.4 : Mur à contreforts en béton armé.

III.2.3. Murs divers

On peut encore adopter d'autres solutions pour limiter les poussées des terres sur le voile des murs, mais elles sont d'un emploi peu fréquent. Ces solutions, certes astucieuses et séduisantes, ont l'inconvénient d'être d'une exécution difficile et de grever le coût du mur, même si l'on économise par ailleurs sur la matière


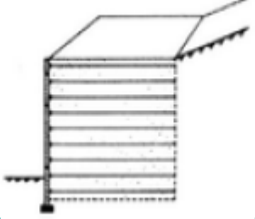
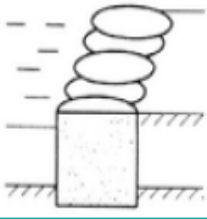
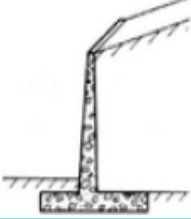
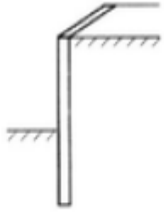
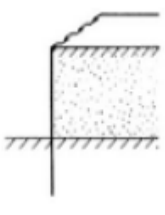
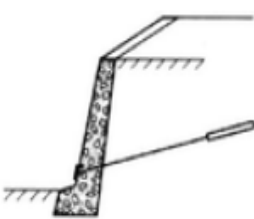
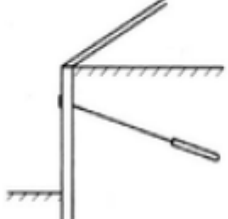
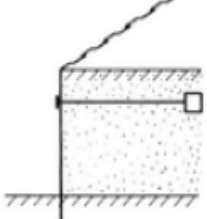
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 <p data-bbox="512 562 762 640">Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p data-bbox="794 562 1066 640">Mur en Terre Armée</p>	 <p data-bbox="1129 562 1260 640">Ouvrage cellulaire</p>
Encastrement	 <p data-bbox="523 880 756 958">Mur cantilever en béton armé</p>	 <p data-bbox="842 880 1018 958">Paroi moulée</p>	 <p data-bbox="1118 880 1273 958">Rideau de palplanches</p>
Ancrage	 <p data-bbox="507 1220 772 1254">Mur en béton, ancré</p>	 <p data-bbox="799 1220 1059 1254">Paroi moulée ancrée</p>	 <p data-bbox="1107 1220 1283 1254">Rideau ancré</p>

Figure. III.5 : divers types d'ouvrages de soutènement classés selon la manière de reprise de la poussée [17].

III.3 MODES DE RUPTURE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

Pour la conception des murs de soutènement, il est nécessaire de définir «la rupture» et de savoir comment les murs peuvent s'effondrer.

Dans des conditions statiques, les murs de soutènement sont soumis à des forces liées à la masse de la paroi, des pressions du sol et des forces extérieures telles que celles transmises par les butons. Un mur de soutènement bien conçu permettra d'atteindre l'équilibre de ces forces sans induire de contraintes de cisaillement qui s'approchent de la résistance au cisaillement du sol. Pendant un de terre, cependant, les forces d'inertie et les variations de résistance du sol peuvent constituer une perte de l'équilibre et de provoquer une déformation permanente de la paroi [18].

En principe cinq modes de rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement:

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base (Figure III.6 a).
- Le renversement de l'ouvrage (Figure III.6 b).
- Le poinçonnement du sol de fondation (III.6 c).
- Le grand glissement englobant l'ouvrage (Figure III.6 d).
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (III.6 e).

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne [2].

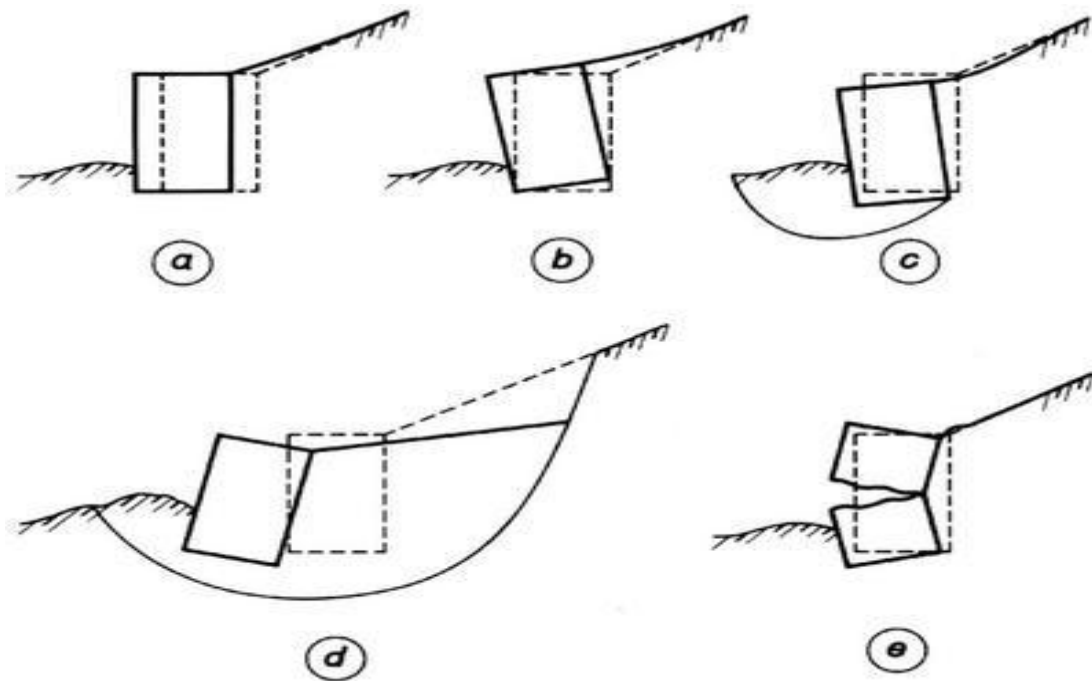


Figure III.6 : Modes de rupture des ouvrages de soutènement [17].

Les murs poids s'effondrent généralement par les mécanismes du corps rigide tels que glissement et/ou renversement ou par le grand glissement (Figure III.7).

Les murs poids peuvent aussi être endommagés par l'instabilité des sols derrière eux. Telles ruptures peuvent être traitées comme des ruptures de stabilité des pentes qui entourent la paroi. Les systèmes de mur composite, tels que les murs-caissons, les parois cellulaires, et les murs en terres armées peuvent s'effondrer de la même manière ou par un certain nombre de mécanismes internes qui peuvent impliquer le cisaillement, le retrait ou la rupture par traction de divers éléments du mur.

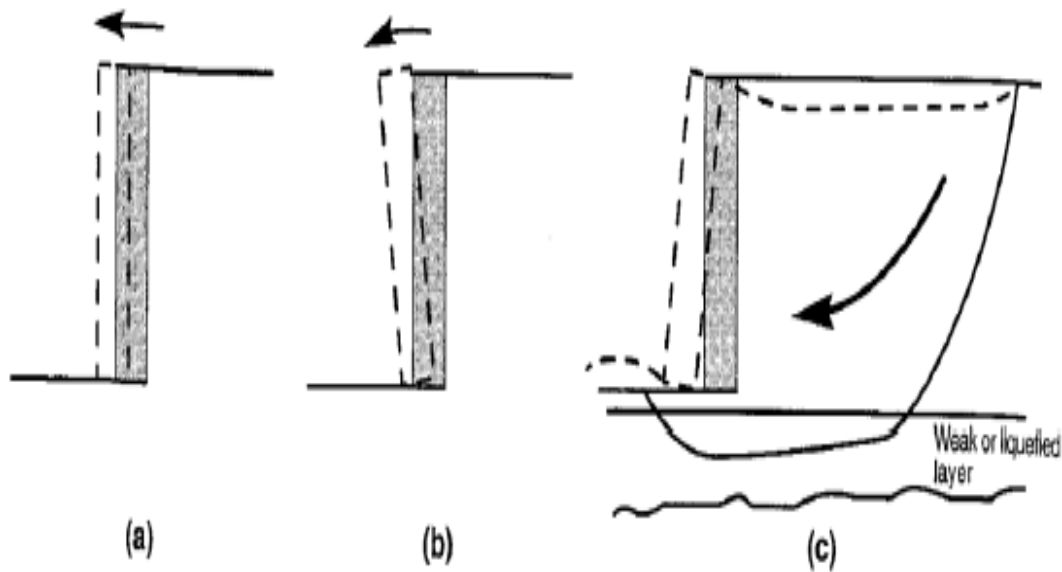


Figure III.7: Des mécanismes de rupture typiques des murs poids : (a) glissement (Rupture par translation), (b) renversement (Rupture par rotation) et (c) rupture par instabilité d'ensemble ou grand glissement. [17].

Les murs cantilevers sont soumis aux mêmes mécanismes de défaillance que les murs poids, et aussi aux mécanismes de défaillance de flexion. Les pressions du sol et les moments de flexion dans les murs cantilevers dépendent de la géométrie, la rigidité et la résistance du système mur-sol (Figure III.7 a, b [18]; diagrammes de pression et moment pour un mur typique). Si les moments de flexion nécessaire pour excéder la résistance à la flexion de la paroi, la rupture peut se produire à la flexion (Figure III.7 [18]). La ductilité structurale du mur lui-même peut influencer le niveau de déformation produite par rupture par flexion.

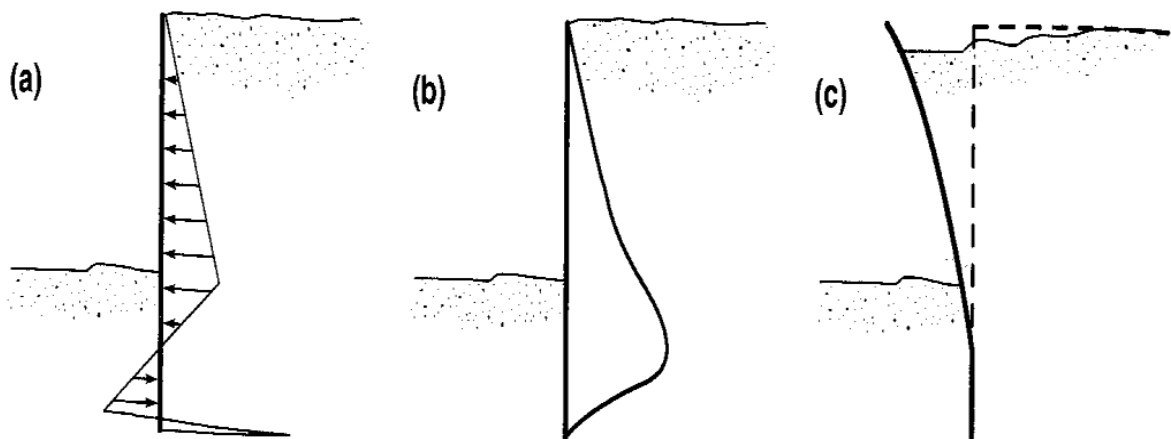


Figure III.8 : (a) pression du sol, (b) moment fléchissant et (c) mécanisme de rupture par flexion d'un mur cantilever. [17].

Les murs contreventés peuvent défaillir généralement par l'instabilité d'ensemble, basculement, rupture par flexion, et/ou rupture des éléments d'ancrage. Le basculement des murs contreventés implique typiquement une rotation autour du point dont le buton agit sur la paroi, souvent au sommet de la paroi comme dans le cas des murs de sous-sol et les murs de culée de pont (Figure III.8 a) [17]. Les murs ancrés avec une pénétration insuffisante peuvent basculer autour de leurs bases (Figure III.8 b). Comme dans le cas des murs cantilevers, les murs ancrés s'effondrent par flexion, bien que le point de rupture (moment de flexion maximal) est susceptible d'être différent. La rupture des éléments de contreventement peut inclure le retrait d'ancrage, rupture de butons ou flambement du pont. Les établissements de remblai peuvent aussi imposer d'autres charges axiales et transversales aux éléments de contreventement tels que les butons et les tirants [17].

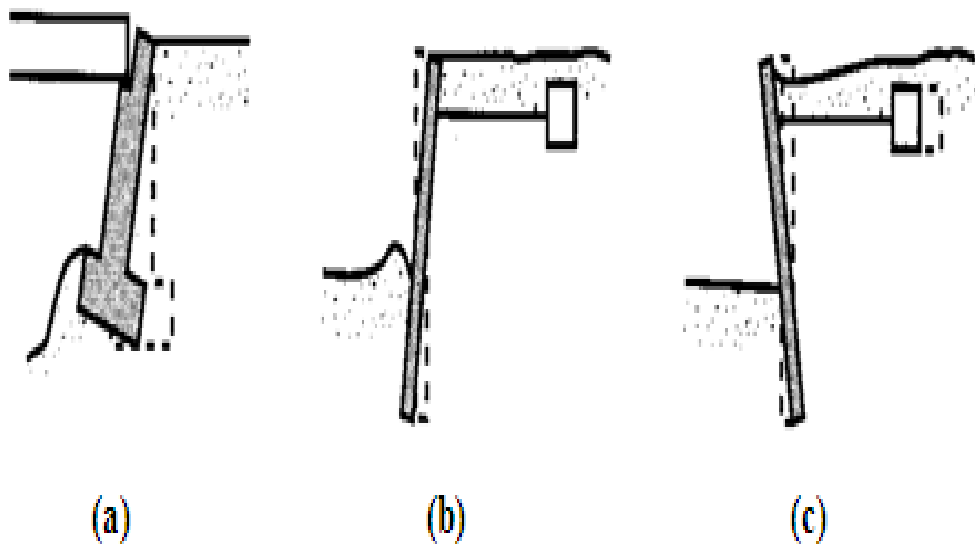


Figure III.9 : Modes de rupture potentiels des murs avec ancrages : (a) rotation des murs de culée de pont par rapport au sommet, (b) rotation due à la perte de la résistance passive et (c) perte de la capacité portante d'ancrage [17].

III.4 Notions de poussée / butée :

Lorsqu'un massif de sol est limité par un écran, celui-ci peut soit soutenir le massif soit le refouler.

Poussée : Le soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol. Dans ce cas, le massif exerce sur chaque élément de surface de l'ouvrage une action appelée pression active ou poussée. Lorsque la poussée minimale s'établit, une partie du massif se déplace légèrement et se sépare du reste par une faible bande dite ligne de glissement, le long de laquelle la rupture s'est produite par cisaillement [36].

Butée : Le soutènement exerce un effort sur le massif. Dans ce cas, le massif oppose sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression passive ou butée [36].

III.5 PRE-DIMENSIONNEMENT

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs. Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur [15].

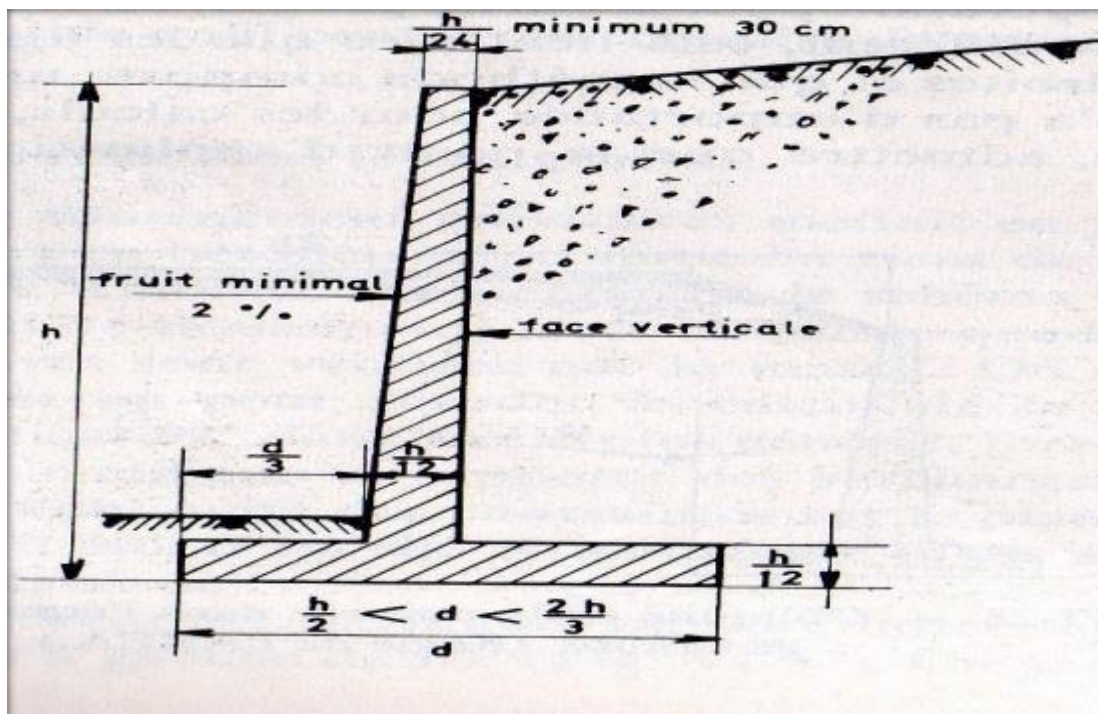


Figure III.10 : Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en Béton armé [15].

III.6 Stabilité externe

III.6.1 Glissement

Pour que la stabilité au glissement soit assurée il faut que la somme des forces verticales (forces stabilisantes), doit être supérieure à la somme des forces horizontales (forces motrices) avec un coefficient de sécurité égale à 1.5 en négligeant la force de butée [33].

$$RV \tan \varphi / RH > 1,5$$

III.6.2 STABILITE AU RENVERSEMENT

Pour que la stabilité au renversement soit assurée. Il faut que le rapport entre les moments stabilisants et les moments renversants, doit être supérieur à 1,5.

$$Ms/Mr > 1,5$$

Remarque : Pour que le mur soit stable : - $F_s > 1.5$ si on néglige la butée.

- $F_s > 2$ si on tient compte de la butée.

Les moments renversants (M_r) sont les forces horizontales multipliées par leur bras de levier par rapport à O. Les moments stabilisants (M_s) sont les forces verticales multipliées par leurs bras de levier [33].

III.7 Stabilité interne

Poussée des terres

Coefficient de la poussée des terres :

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ ----- Equation : 01}$$

Force de poussée de terre sur le mur :

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_r H_t^2 \text{ ----- Equation : 02}$$

$$P_H = P_a \cos \beta \text{ ----- Equation : 03}$$

$$P_V = P_a \sin \beta \text{ ----- Equation : 04}$$

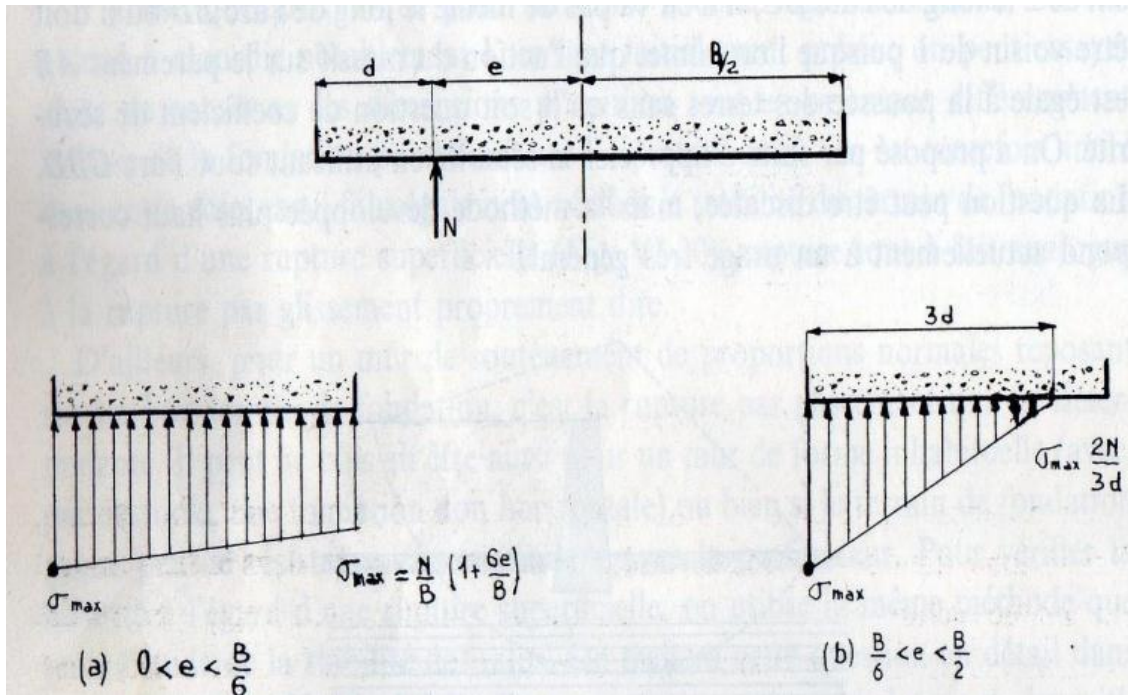


Figure III.12 : Répartition théorique des contraintes sur le sol de fondation [33].

On prend une semelle totalement comprimée

III.7.2.1. Talon

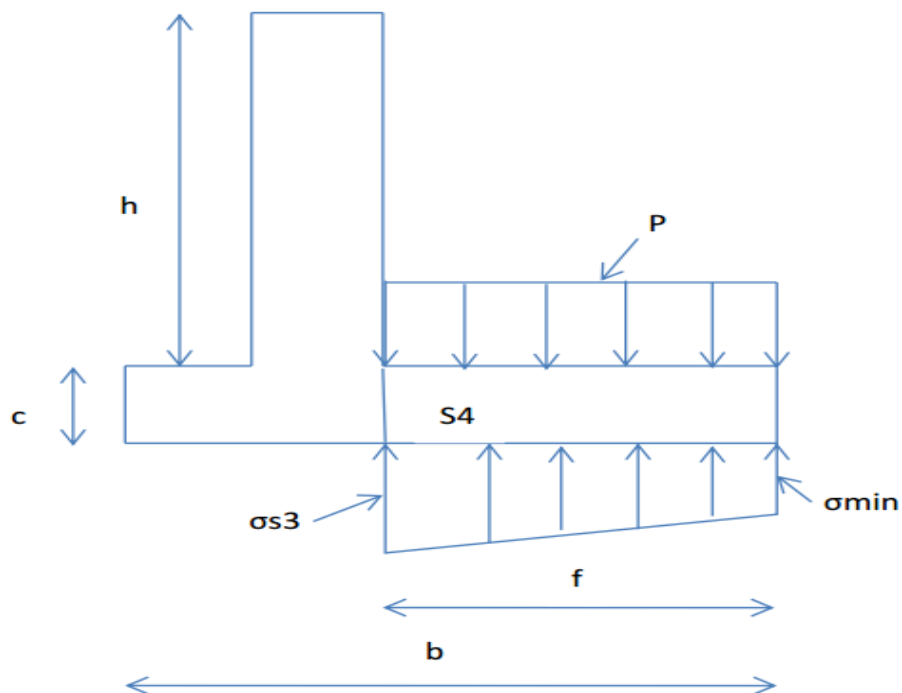
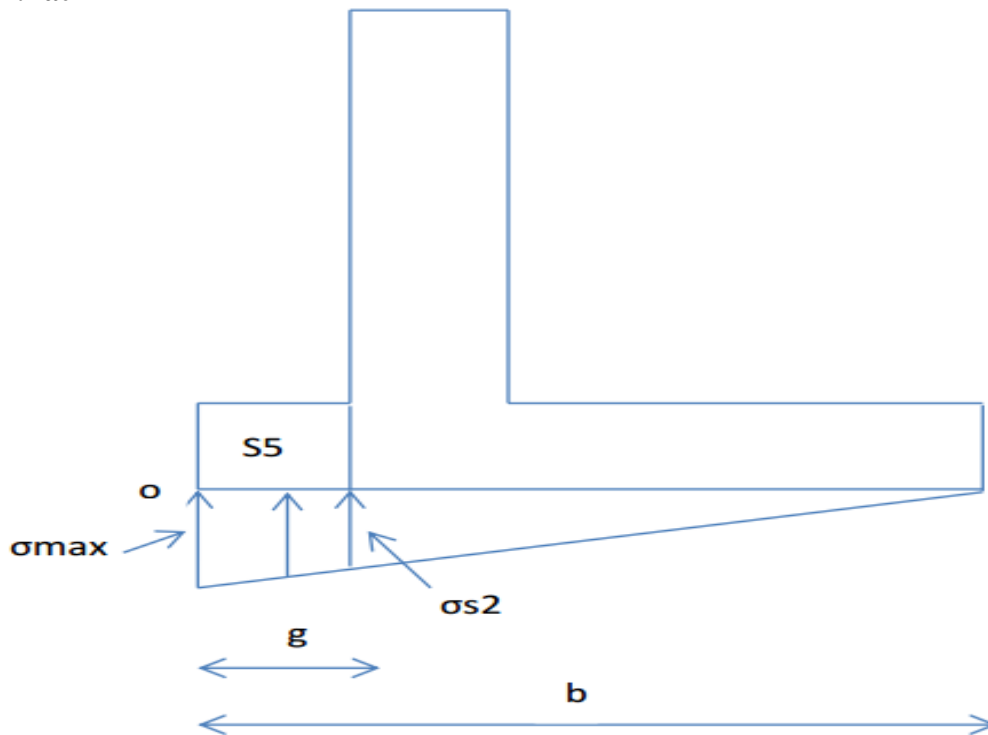


Figure III.13: Actions sur le talon [34].

III.7.2.2.Patin**Figure III.14:** Action sur le patin [34].**III.8 Conclusion**

La réalisation des murs de soutènement en béton armé passe par le calcul statique et dynamique qui nécessite la détermination des coefficients de sécurité vis-à-vis les modes de rupture existant, pour cette raison la fiabilité des paramètres et les formules de calcul est indispensable.

Chapitre IV : *Interaction sol-structure*

IV.1. Introduction

Les forces d'inertie développées dans la structure lorsqu'elle est soumise à un mouvement de son support, qui sont exercés par la structure sur sa fondation. On a également étudié les mouvements du sol support lorsque les ondes sismiques se propagent dans celui-ci avant d'atteindre l'ouvrage dont on cherche à étudier la réponse. La question se pose de savoir comment ces deux phénomènes interagissent et dans quelle mesure le mouvement du support est affecté par la réponse de la structure, dont la réponse sera elle-même modifiée par le mouvement du support. Le terme générique regroupant l'étude de ces phénomènes est désigné dans la littérature sous le nom d'interaction sol-structure [32].

Loin de la fondation, dans une région dénommée le champ libre, les couches de sol sont traversées par des ondes sismiques dont la nature peut être complexe. La nature des ondes est dictée par les caractéristiques de la source sismique mais également par la géométrie et les caractéristiques mécaniques des terrains traversés. Si l'on s'intéresse au mouvement de la fondation, les déformations du sol sont transmises à celle-ci et engendrent un mouvement de la superstructure, même en l'absence de superstructure. Le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait des différences de rigidité entre la fondation et le sol encaissant: le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation et donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction cinématique. Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments. Ce phénomène est connu sous le nom *d'interaction inertielle*. De toute évidence, le dimensionnement de la fondation doit tenir compte de ces deux composantes de l'interaction.

Cette interaction sol – structure est plus ou moins importante selon le type de sol, les caractéristiques de la structure, et son mode de fondation (impédance d'une fondation).

La résolution du problème d'interaction sol – structure, dépend de celle des problèmes suivants: [32]

- La définition de l'aléa sismique et du mouvement résultant;
- L'étude du comportement du sol sous chargement cyclique;
- L'évaluation du comportement du sol en champ libre;
- L'évaluation de la réponse de la structure sous chargement dynamique

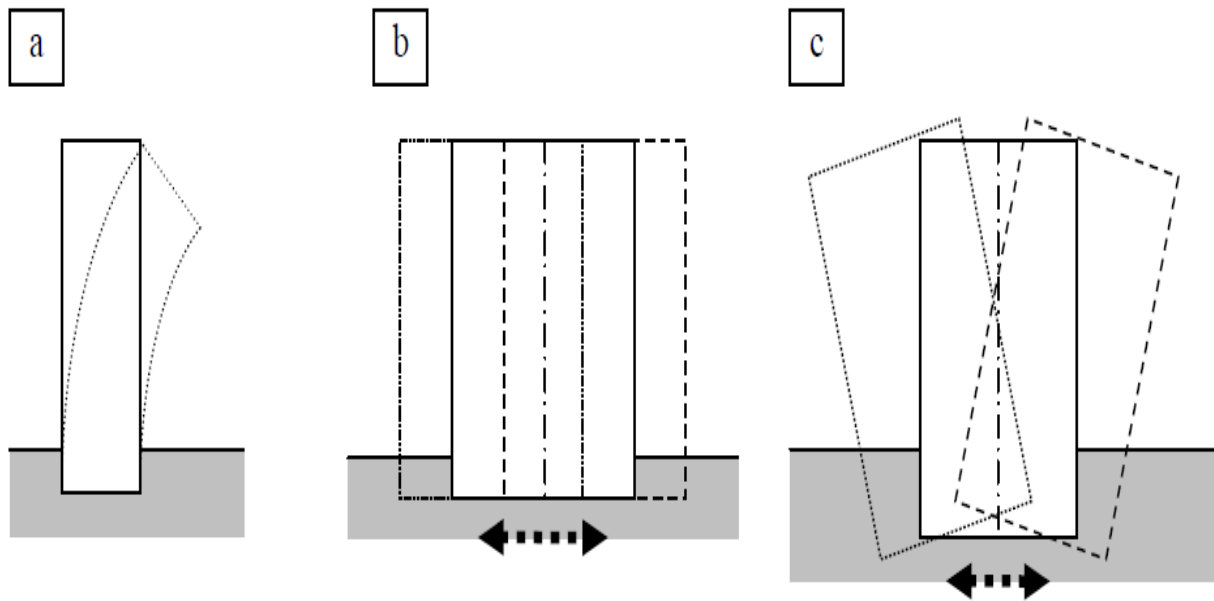


Figure. IV.1: Interaction sol – structure : a) sans ISS, bâtiment souple et sol de très bonne résistance mécanique ; b) sans ISS, bâtiment rigide et sol de très bonne résistance mécanique ; c) avec ISS, bâtiment rigide et sol de faible ou moyenne résistance mécanique [32].

IV. 2. Influence de l'interaction sol structure

D'une manière générale, la déformabilité du sol entraîne:

- Un allongement de la période de vibration du premier mode notamment, qui peut provoquer une variation en plus ou en moins de la valeur de l'accélération selon la zone.
- Un amortissement non négligeable (amortissement radiatif + amortissement propre au matériau sol).
- Une rotation de la fondation qui peut modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur du bâtiment [35].
- Le mouvement du sol à la base du bâtiment est supposé identique à celui du champ libre, dans les cas courants cette approximation est considérée comme acceptable. Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'ISS ont tendance à être bénéfiques puisqu'ils réduisent les moments fléchissant et les efforts tranchants dans les différents éléments de la structure. Pour les structures pour lesquelles la prise en compte de l'ISS n'est pas imposée par l'Euro code 8 ou l'Euro code 5, la prise en compte de l'ISS permet en général une réduction des sollicitations par une dissipation au niveau du sol et par une lecture spectrale plus favorable. En effet, on peut voir sur la [Figure IV.2](#) que la prise en compte de l'ISS permet d'augmenter la période propre d'oscillation de la structure ce qui dans la plupart des cas

diminue la valeur de la réponse sismique. De plus, sur cette même figure on peut voir qu'avec un amortissement plus important la réponse est également plus faible [35].

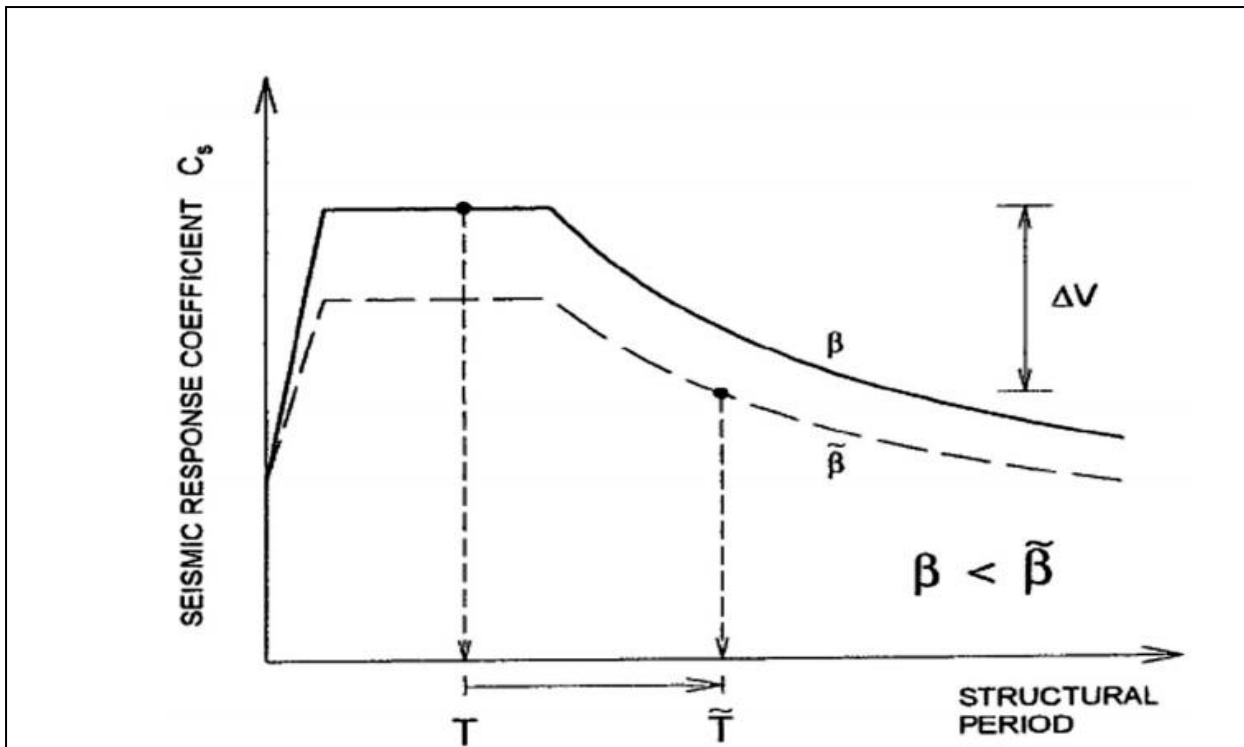


Figure. IV.2: Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS [35] .

Il existe ainsi plusieurs raisons de considérer l'interaction sol-structure [P. Guéguen, 2000]:

1. Pour inclure dans l'analyse des modes de déformation les mouvements à la base de la structure, en considérant un système couplé sol-structure.
2. Pour obtenir une meilleure connaissance de la fréquence de vibration du système couplé qui sera allongée, avec des implications pour son dimensionnement ou son évaluation.
3. Pour évaluer complètement le comportement d'ouvrages critiques.

IV.3. Raideurs et Fondations superficielles

La manière la plus simple de prendre en compte le sol dans les modèles de calcul des structures est de le représenter par des ressorts reliant un ou plusieurs nœuds à une base rigide à laquelle on impose le mouvement. Dans le cas d'un modèle plan par exemple et d'une fondation de surface, l'interaction avec une semelle isolée peut être représentée par deux ressorts agissant en translation et un ressort en rotation.

Dans le cas d'une fondation rigide, si le mouvement est quelconque, la fondation peut être représentée par la relation entre le torseur des efforts appliqués (trois composantes de réaction et trois composantes de moments) et les composantes des déplacements de corps rigide de la fondation. Dans le cas d'un comportement du sol linéaire (élastique ou viscoélastique), cette relation est caractérisée par une matrice 6x6 dite "impédance de la fondation". Cette impédance est complexe en raison de l'amortissement radiatif et matériel et dépend généralement de la fréquence. Sous une semelle filante ou un radier, il est également possible de modéliser le sol par une série de ressorts et d'amortisseurs horizontaux et verticaux placés en un ensemble de nœuds constituant les points de calcul ou de discrétisation.

Cette partie a pour but de résumer les différentes formules applicables pour déterminer les raideurs de fondations superficielles que l'on peut trouver dans les différents ouvrages abordant l'interaction sol-structure [35].

IV.4. Méthode de Newmark-Rosenblueth

Cette méthode est indépendante de la fréquence de la structure et permet d'estimer et de contrôler les valeurs de raideurs et des amortissements du sol. Afin d'obtenir un meilleur ajustement dans la bande des basses et moyennes fréquences, qui sont celles présentant le plus d'intérêt en cas de séismes, Rosenblueth a introduit une masse virtuelle de sol, liée à la fondation du bâtiment. L'ajout de cette masse ne modifie pas radicalement la réponse dynamique de la structure. La masse de sol additionnelle est concentrée au nœud d'interface sol-fondation au niveau inférieur du radier. Les raideurs du sol ainsi que les amortissements sont donnés par le Tableau IV.1.

Mouvement	Semelle rigide rectangulaire
Vertical	$K_v = \frac{G}{1 - \nu} \cdot B_z \cdot \sqrt{A}$
Horizontal	$K_h = 2(1 + \nu) \cdot G \cdot B_x \cdot \sqrt{A}$
Balancement	$K_\phi = \frac{G}{1 - \nu} \cdot B_\theta \cdot a^2 b$

Tableau IV.1 : Formules de Newmark Rosenblueth

Avec : A : Aire de la fondation, ν : Coefficient de Poisson. G : Module de cisaillement dynamique du sol.
 β_z , β_x et β_ϕ sont donnés par des abaques Figure IV.3

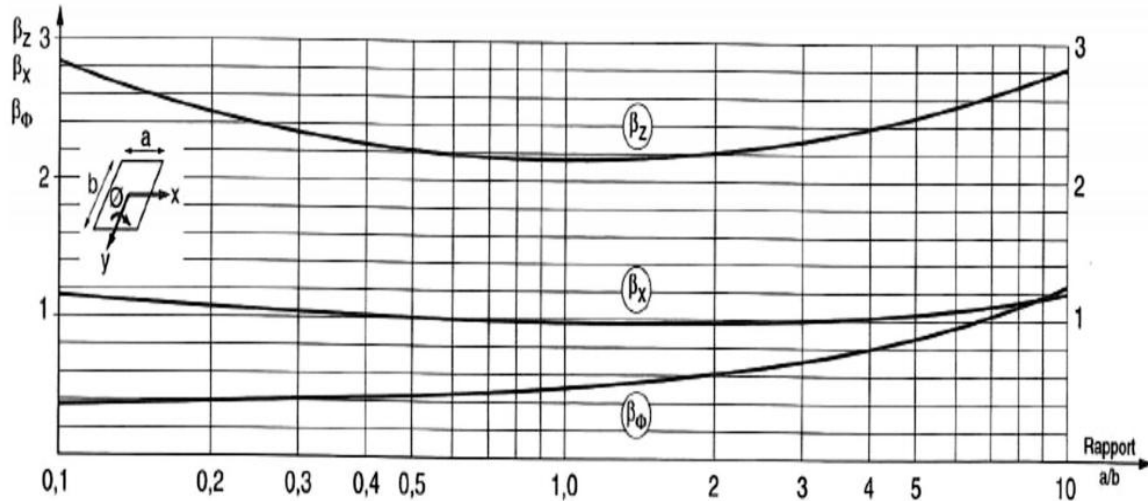


Figure. IV.3: Abaques donnant les coefficients de Newmark β_z , β_x et β_ϕ

Sites	Description	E_s (MPa)	ν	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ KN/m ²
S1	Rocheux	100-250	0.3	57692.3
S2	ferme	20-80	0.3	19230.8
S3	meuble	5-20	0.5	5000
S4	Très meuble	1-4	0.5	1333.4

IV.5 Classification des sites selon le RPA 99 (ver 2003)

Selon le RPA 99 (V2003) le sol est classé en quatre catégories: le sol S1, le sol S2, le sol S3, le sol S4, en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Le sol S1 (site rocheux): roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement VS 800m/s.

Le sol S2 (site ferme) : rocher ou autre formation géologique comportant une couche superficielle de 5m au maximum, de matériau moins résistant ou d'argile sur - consolidée, et/ou encore des dépôts de sables et des graviers très denses de 10 à 20 mètres d'épaisseur, où les propriétés mécaniques augmente progressivement avec la 68 profondeur (la vitesse des ondes de cisaillement VS atteint au moins 400m/s à partir de 10m de profondeur.

Le sol S3 (site meuble) : dépôt de gravier ou sable de densité moyenne ou argile moyennement raide dont les épaisseurs varient de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres, où la vitesse des ondes de cisaillement est d'au moins 200m/s à 10m de profondeur et augmente jusqu'à 350m/s à 50m de profondeur.

Le sol S4 (site très meuble) : ce sol est constitué par des dépôts de sables lâches, sans ou avec présence de couche d'argile molle, Ou dépôt d'argile molle à moyennement raide, où VS est inférieure à 200m/s sur les vingt premiers mètres, ce sol peut aussi être constitué de sols cohérents de faible raideur.

IV.6 Conclusions

L'analyse de l'influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la période fondamentale des murs de soutènements, exécutée pour différents conditions de sol et de structure, a prouvé que cette influence dépend principalement de la rigidité relative sol-structure, cette rigidité put être exprimée en termes de vitesse d'onde cisaillement de sol (V_s), surface de fondation (A). A l'issu de cette analyse des courbes ont été tracées permettant la détermination directe des périodes fondamentales des structures, en fonction de cette rigidité quand l'interaction du sol est prise en compte.

Chapitre V : Application numérique

V.1. INTRODUCTION

Ce travail consiste à calculer la réponse d'un mur de soutènement (avec et sans ISS) en terme des périodes fondamentales pour différents types de sites (rocheux; ferme; meuble; très meuble), Ainsi que la variation du déplacement pour les différents types de sites.

Pour l'analyse donc du problème, on utilise une approche numérique par des éléments finis .le code élément finis retenu est de type SAP 2000.

V.2. Données

Poids spécifiques des terres $\gamma_s=18 \text{ KN/m}^3$; Angle de frottement interne de terre $\phi_s= 30^\circ$; Poids spécifiques de remblais $\gamma_r=18 \text{ KN/m}^3$; Angle de frottement interne de remblais $\phi_r= 35^\circ$; $\sigma_s = 200 \text{ KN/m}$ Résistance admissible du sol de fondation 2 ; Poids spécifiques du béton $\gamma_b= 25 \text{ KN/m}^3$; L'hypothèse de calcul : Béton : $f_{c28}=25\text{MPa}$

$$\sigma_b=14.2\text{MPa}$$

$$f_{t28}=2.10\text{MPa}$$

Armatures: acier FeE400

$$\gamma_s=1.15$$

$\mu_r = 0.392$; La fissuration est préjudiciable.

V.3. Présentation du mur

On fera le pré dimensionnement selon la recommandation de BAEL les résultats de calcul sont comme suit : Une semelle d'une largeur de 4 m, et une épaisseur de 0.60 m, la tête du mur est de 0.30m, la hauteur du voile est de 6 ,6 m ,affin que les poussées qui seraient localisées ne déstabilisent pas l'ensemble du mur.

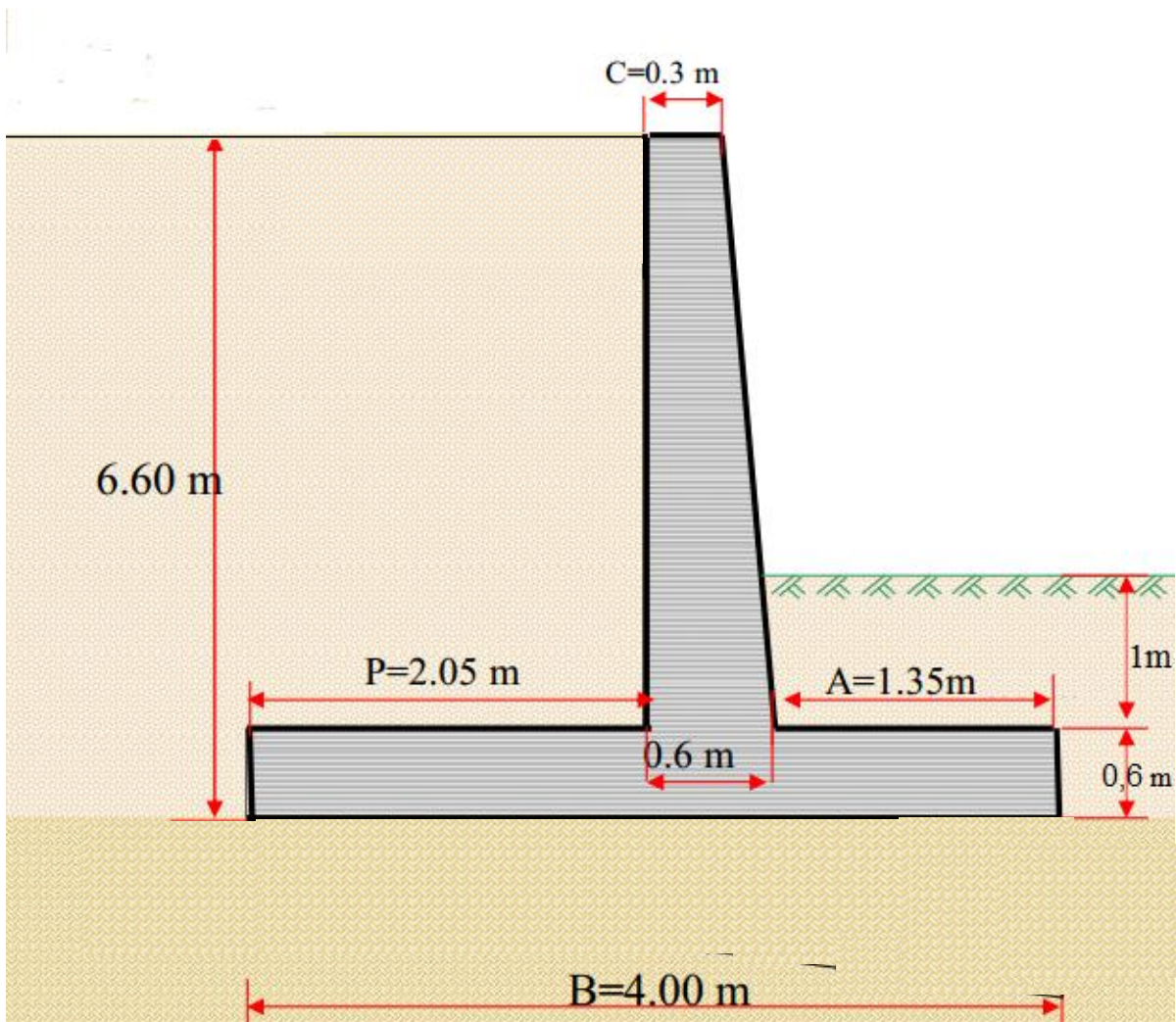


Figure.V.1 :Schéma explicatif du mur

V.4.Stabilité

V.4.1 Calcul des forces

V.4.1 .1Poussée des terres

Coefficient de la poussée des terres : $\beta=0^\circ$;

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\omega}{2} \right) \text{-----Equation : 06}$$

Donc: $K_a=0.27$

$$\text{Force de poussée de terre sur le mur : } P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_r H_t^2 \text{-----Equation : 07}$$

$$P_a = 105.8508 \text{ KN}$$

$$P_H = P_a \cos \beta$$

$$P_V = P_a \sin \beta$$

$$pH = 105.8508 \text{ KN}$$

$$pV = 0.00 \text{ KN}$$

Poids du mur : $W_1 = 67.5 \text{ KN}$; $CGX_{1/o} = 1,683 \text{ m}$; $W_2 = 7 \text{ KN}$; $CGX_{2/o} = 2 \text{ m}$; $W_3 = 60 \text{ KN}$; $CGX_{3/o} = 2 \text{ m}$

Poids des terres sur la semelle : $W_{t1} = 221.4 \text{ KN}$; $CGX_{t1/o} = 2,98 \text{ m}$; $W_{t2} = 37.44 \text{ KN}$; $CGX_{t2/o} = 0.675 \text{ m}$

V .4.2 Vérification de la stabilité

V .4.2.1 Renversement

Moment de renversement dû à la poussée des terre

$$M_r = P_H \times Y = 349.307 \text{ KN.m}$$

Moment stabilisateur dû aux charges verticales

$$M_s = 932,6465 \text{ KN.m}$$

$C.S.R = 2.667 > 1.50$ Stabilité au renversement est vérifiée

V .4.2.2 Glissement

La résultante des charges verticales $\sum V = N = 393.34 \text{ KN}$

Coefficient de sécurité au glissement :

$$C.S.G = \frac{\frac{2}{3} \cdot C_d \cdot B + \sum V \cdot \text{tg}\left(\frac{2}{3} \phi_s\right)}{P_H} \geq 1.20$$

Equation : 08

$C.S.G = 1.35 > 1.2$ Stabilité au Glissement est vérifiée

Lorsque les donnée géotechnique est n'est pas exacte ; il faut ajouté une bêche de forme rectangulaire (0.40m x 0.70m) de coté du talus pour plus de stabilité du mur vis à vis du glissement.

V .4.2.3 Vérification du tiers central :

Excentricité de charges verticales :

$$e = \frac{B}{2} - X \text{ ----- Equation : 09}$$

$$X = \frac{M_s - M_r}{\Sigma V} \text{ ----- Equation : 10}$$

$X = 1.48 \text{ m}$; $e = 0.52 \text{ m}$; $E_{\max} = 0.67 \text{ m}$

$e < E_{\max}$ alors la résultante passe par le tiers centrale de la semelle.

V .4.2.4 Stabilité du sol de fondation

a/ contrainte au niveau du patin :

$$\sigma_{\max} = \sigma_1 = \frac{\Sigma V \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right)}{B} \text{ ----- Equation : 11}$$

$\sigma_{\max} = \sigma_1 = 175.0363 \text{ KN/m}^2$

b/ contrainte au niveau de talon :

$$\sigma_{\min} = \sigma_2 = \frac{\Sigma V \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right)}{B} \text{ ----- Equation : 12}$$

$\sigma_{\min} = \sigma_2 = 21.6337 \text{ KN/m}^2$

c/ contrainte de référence équivalons :

$$\sigma_{\text{réf}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ ----- Equation : 13}$$

$\sigma_{\text{réf}} = 136.685 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 200 \text{ KN/m}^2$ Donc le sol peut supporter la charge transmise par l'ouvrage.

V .5. Ferrailage

V .5.1.Ferrailage de la semelle :

Le ferrailage de la semelle se fait par la méthode des consoles

•Longueur de la console D :

$$D = A + \frac{c}{4}$$

$$D=1,50$$

$$\sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \cdot D}{B} \quad \text{Equation : 14}$$

$$R = \frac{(\sigma_{max} - \sigma_d) \cdot D}{2} \quad \text{Equation : 15} \quad \sigma_d = 117.510325 \text{ KN/m}^2$$

$$R=219.409\text{K}$$

Le bras de levier :

$$d = \frac{\sigma_d + 2\sigma_{max}}{\sigma_d + \sigma_{max}} \cdot \frac{D}{3} \quad \text{Equation : 16}$$

$$d= 0,799 \text{ m}$$

Le moment : $M=R \cdot d$ $M= 175.30 \text{ KN.m}$

Section D'encastrement du patin : $d = 0.9 \cdot 0.60 = 0,54 \text{ m}$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = 0.0424 \quad \text{Equation : 17}$$

$\mu < 0.186$ Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées.

Condition de non-fragilité

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.054A = \frac{M}{Z \cdot \sigma_{st}} \quad \text{Equation : 18}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.528 \text{ m}$$

$$A_s = 9,5\text{cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 6.52 \text{ cm}^2 \text{ ----- Equation : 19}$$

$A_s > A_{min}$ donc on Adopte A_s pour ferrailée la semelle

Choix des Barres

Pour la nappe inférieure on prend : **5 T 16 / ml** espacement de 20 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : **5 T 10 / ml** espacement de 20 cm

Pour la nappe supérieure le ferrailage doit être un ferrailage de répartition, mais vue que l'autre coté la semelle va être tendue on prévoit la même nuance d'armature : **5 T 16 / ml** espacement de 20 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : **5 T 10 / ml** espacement de 20 cm

V .5.2.Ferrailage du Rideau

Nous étudierons la section d'encastrement située au niveau supérieur de la semelle Calcul de force de poussée pour 1 ml de largeur

$pH = 164.474 \text{ KN}$; Point d'application de cette poussée :

$$Y = \frac{H_t}{3} = 2.20 \text{ m} \text{ ----- Equation : 20}$$

Le moment utilisé dans le calcul de ferrailage M est calculé par la multiplication de la résultante du poussé par le tiers de la hauteur total. D'où $M = 164.474 \times 2.2 = 361.834 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bu}} = 0.139$$

$d = 0.54 \mu < 0.186$ (il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.187 A_s = \frac{M}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.499 \text{ m}$$

$$A_s = 8,005 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_s, A_{min}) = 5.43 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min}$ donc on Adopte Aspour ferrailée le voile.

Choix des Barres

Pour le coté intérieur on prend : **6 T 14 / ml** espacement de 16 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : **5 T 10 / ml** espacement de 20 cm

Pour le coté extérieur on prend : **5 T 14 / ml** espacement de 20 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : **5 T 10 / ml** espacement de 20 cm

V.6.Modélisation du mur

Dans le cas sans I.S.S, on utilisera l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base. Ils'agit donc du modèle utilisé classiquement pour les murs de soutènements .

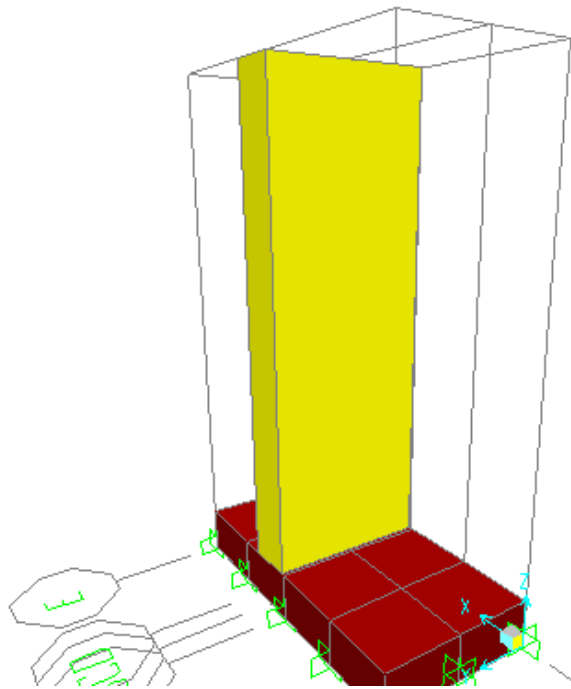
On considère une loi de comportement. La réponse de la structure est évaluée en considérant les quatre spectres de calcul associés aux différentes catégories desite (S1; S2; S3; S4).

Tableau V.1. Rigidité des ressorts de différents types de sol

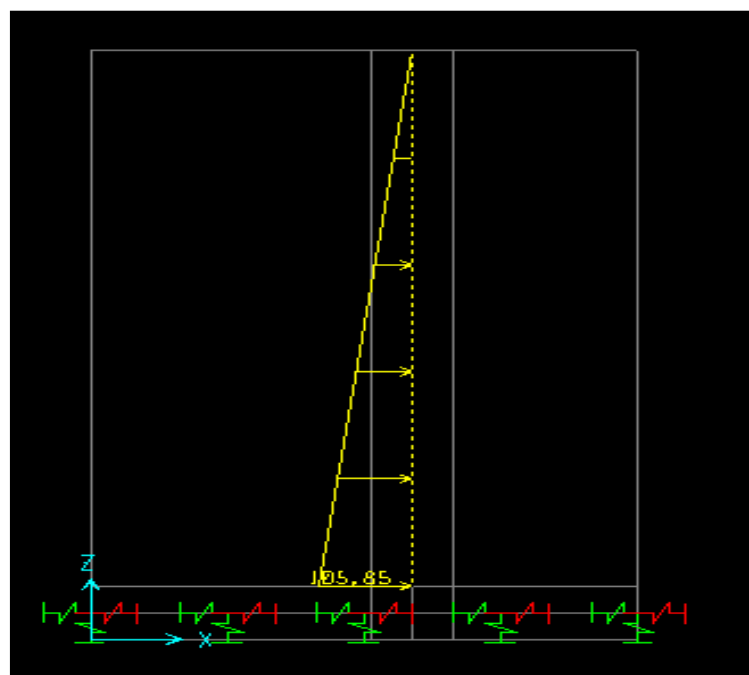
Type de sol	K_H (kN/m)	K_V (kN/m)	K_θ (kN/m)
S1	142500	179670	41208
S2	47500	59890	13735.7
S3	12350	15572	3571.5
S4	3295	4154.5	953

V.6.1 Le cas sans I.S.S (l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base)

Dans un premier temps l'analyse du mur étudiée est évaluée en considérant l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base figureV.2.



FigureV.2 : Mur Le cas sans I.S.S (l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base)



FigureV. 3 : la disposition de la charge de la poussée de terre sur le voile

V.6.1.1 Définition du comportement non linéaire du voile

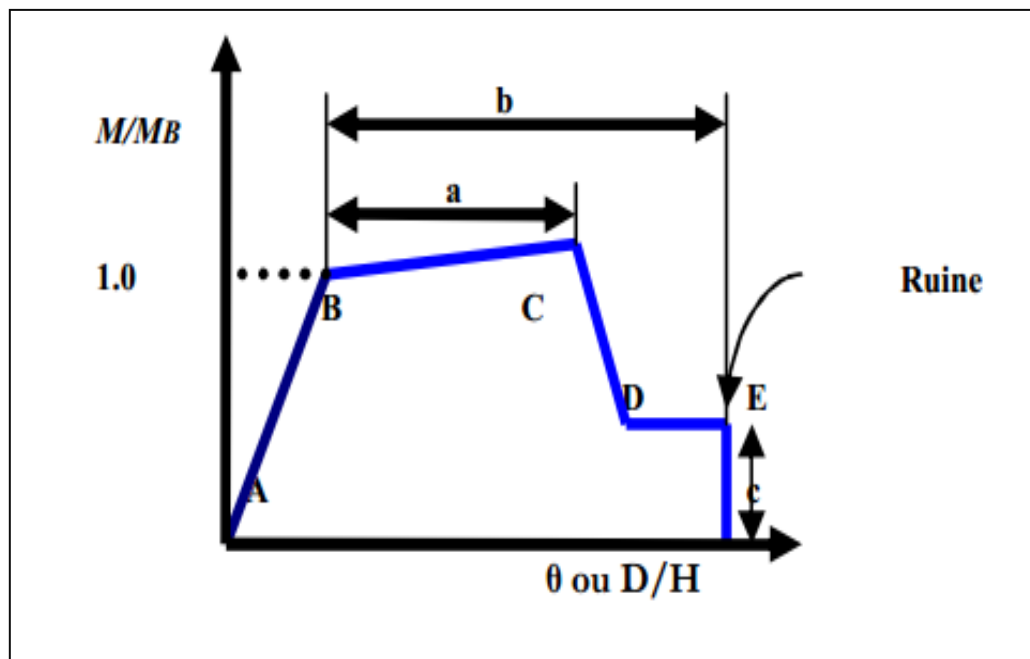
Le voile est modélisé par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement **non linéaire** des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinge" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier. [37]

Pour nos modèles de calculs, nous allons introduire dans le mur des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par le logiciel comme suit :

Voile : Rotule de flexion (PMM), cisaillement (V2).

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites des règlements américains ATC40 [38] et FEMA 273 [39].

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation.



FigureV.4 : Loi de comportement d'aprèsATC40 [38] .

Le segment A-B représente la phase élastique de la section, le point C correspond à la capacité ultime et marque le début la phase de dégradation de la section (chute de résistance). (Segment C-D). Des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charges gravitaires jusqu'à atteindre la déformation ultime (Point E) correspondant à la ruine de la section [37].

V.6.1.2 .Niveaux de dommages

Le règlement **ATC40** [38] définit trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique.

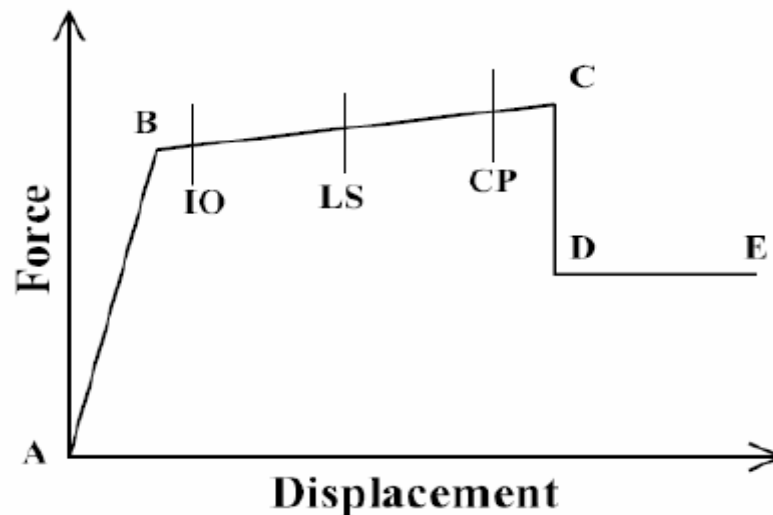


Figure V.5: Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages[37].

Au niveau **IO (Immediate Occupancy)**, les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.

Au niveau **LS (Life Safety)**, la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur [37].

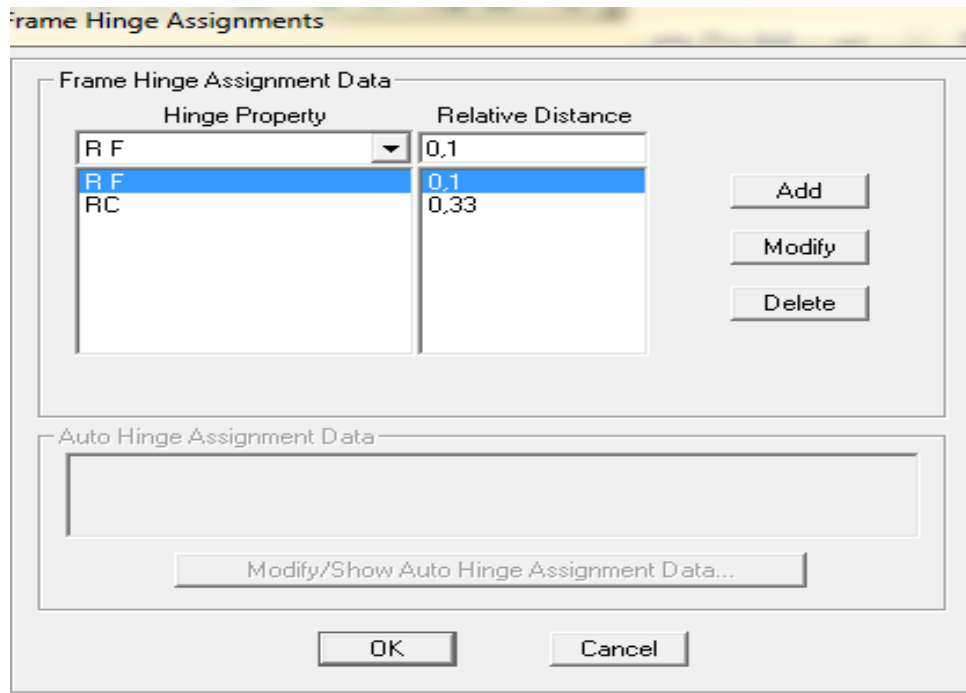
Au niveau **CP (Collapse Prévention)**, la section a subi de grandes déformations post élastiques, au delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

Les déformations (**IO, LS, CP**) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain Fema 273 [39].

La rotule de flexion '**M3**' et de cisaillement '**V2**' sont introduites aux niveaux de voile comme suit :

Sélection le voile Assign Frame/Line Frame Non Linear Hinges.

Dans la fenêtre qui apparaît (**Figure V.6**), pour chaque de type de rotule choisie 'Hinge Property' .



FigureV.6 : Introduction des rotules plastiques du voile.

Ce modèle “modifiée” se compose d’une rotule plastique située $0,1 L_0$ caractérisent le comportement non linéaire en flexion, et une rotule plastique située $0,33 L_0$ traduit le comportement non linéaire en cisaillement du voile.

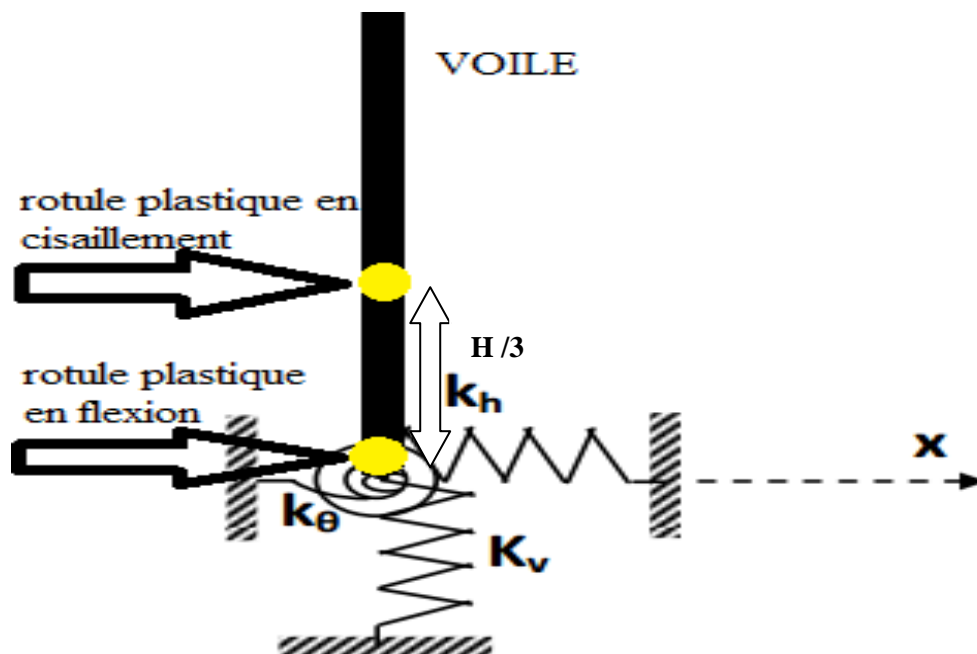


Figure V.7: Modèle " VOILE" modifié.

V. 6.1.3. Loi de comportement non linéaire de la rotule de flexion (PMM)

Pour cela, nous avons utilisé le module "SD section" du logiciel SAP 2000 version 14 qui permet de déterminer la loi de comportement du voile en introduisant les données suivantes :

- □ Caractéristiques du béton.
- □ Coffrage et ferrailage du voile.
- □ Effort normal agissant sur le voile.

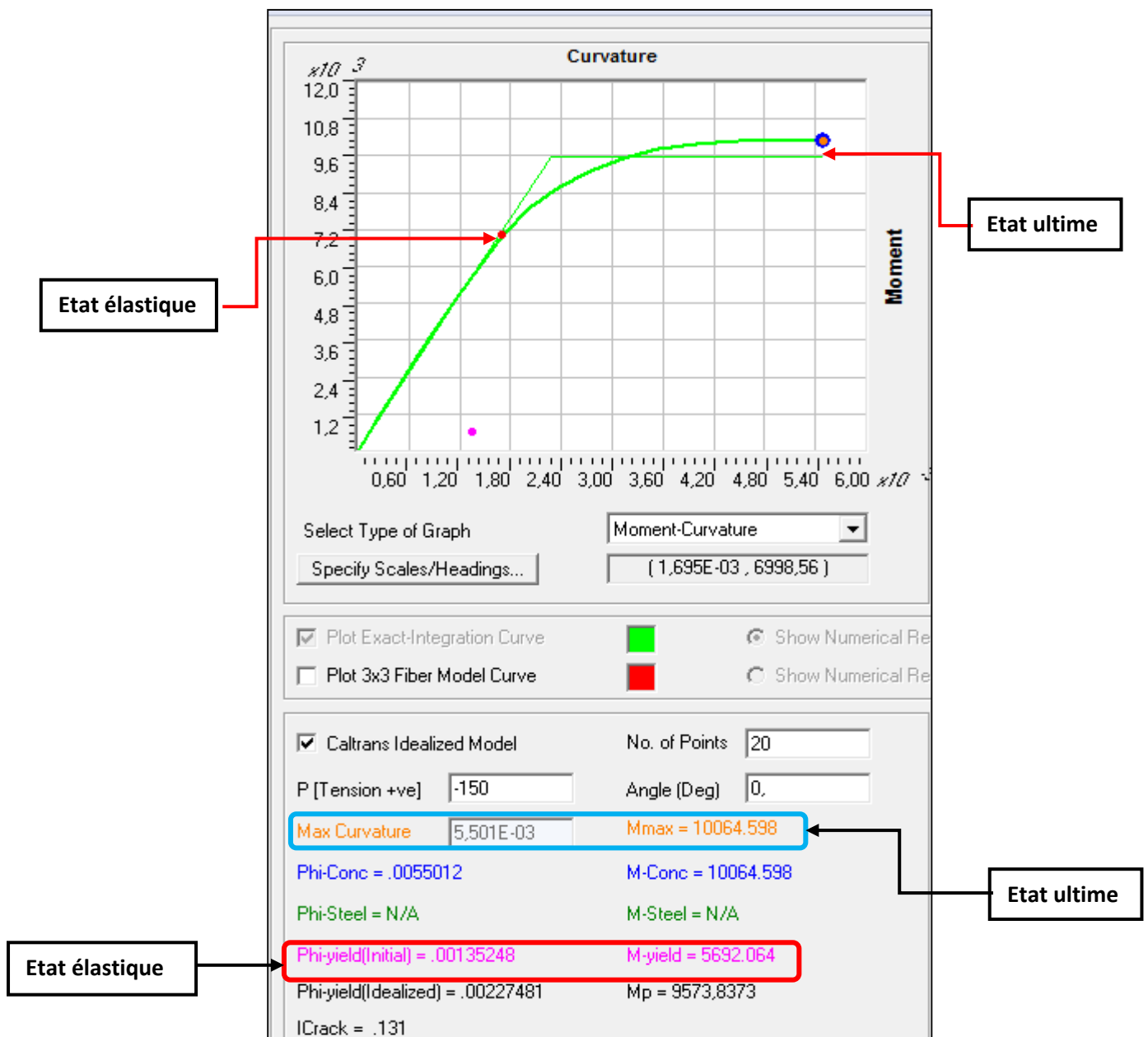


Figure V.8 Loi de comportement (M- θ) voile

La loi de comportement non linéaire en flexion du voile peut à présent être introduite dans le logiciel (Figure V.9), comme suit :

Figure V.9 shows the software interface for defining hinge property data for a reinforced concrete wall. The interface includes a table of points, a graph, and various parameter settings. Red boxes highlight the 'Moment SF' and 'Curvature' fields, and the 'Acceptance Criteria' table, with arrows pointing to labels 'Etat élastique du voile' and 'Niveaux des dommages'.

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	0	-3,66
D-	0	-3,66
C-	-1,76	-3,66
B-	-1	0
A	0	0
B	1,	0,
C	1,76	3,66
D	0,	3,66
E	0,	3,66

Scaling for Moment and Curvature:

	Positive	Negative
Moment SF	10064,001	
Curvature	5,510E-03	

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF):

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0,366	
Life Safety	2,19	
Collapse Prevention	3,29	

Figure V.9 : loi de comportement voile ferrailé en double nappe (T14/20cm) et Niveaux de dommages de la rotule de flexion du voile.

▪ Axe des abscisses (Rotations):

La rotation élastique est injectée dans la case "Rotation SF", et la valeur du rapport (θ_u/θ_e) est introduite dans les cases "C, D, E".

▪ Axe des ordonnées (Moments):

Le moment élastique est injectée dans la case "Moment SF", et la valeur du rapport (M_u/M_e) est introduite dans la case "C".

Les cases "D et E" sont affectées d'une valeur nulle pour que l'état ultime du voile corresponde au point C.

V. 6.1.4 Niveaux de dommages des rotules de flexion des voiles

Les déformations (**IO**, **LS**, **CP**) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules sont déterminées comme suit :

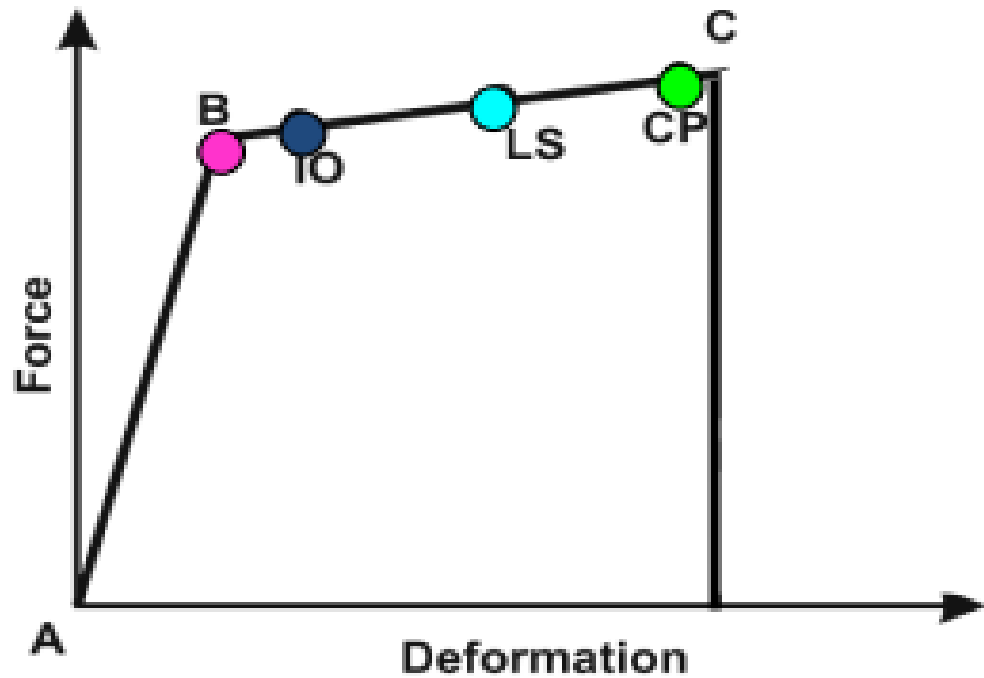


Figure V.10 Loi de comportement (Moment-Rotation) du voile et niveaux de dommages [37].

Immediate Occupancy: 10 % de $\theta_u - \theta_y$ (point C).

Life Safety: 60 % de $\theta_u - \theta_y$ (point C).

Collapse Prévention: 90 % de $\theta_u - \theta_y$ (point C).

V. 6.1.5.1 Loi de comportement non linéaire de la rotule en cisaillement (V2):

Une rotule de cisaillement est introduite au 0,33H de l'élément linéaire équivalent.

En raison du comportement fragile du béton en cisaillement, le règlement **FEMA 273** [40] recommande de définir les rotules de cisaillement par une courbe idéalisée (**Figure V.11**).

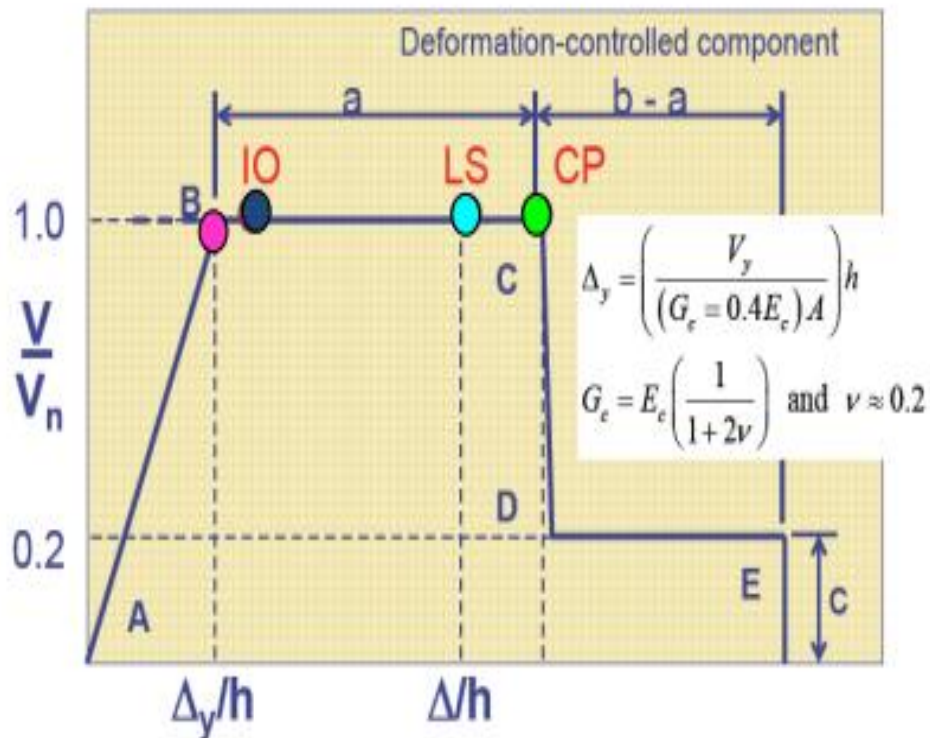


Figure V.11 : Loi de comportement en cisaillement du voile (Effort tranchant-Distorsion)[37].

Les paramètres qui caractérisent l'état élastique du voile (V_y, Δ_y) sont déterminés en utilisant les nouvelles formules proposées dans le code ATC 72 [41] comme suit :

$$V_y = A_{cv}(\alpha\lambda\sqrt{f_c'} + \rho_t f_y) = 394,8 \text{ KN} \text{ ----- Equation : 21}$$

$\alpha = 3$ lorsque le rapport $h_w/l_w < 1.5$ et lorsque le rapport $h_w/l_w > 1.5$

$\lambda = 1$ pour un béton de poids volumique (25 KN/m³)

A_{cv} : Section du voile (e x l)

f_c' : Résistance du béton à la compression.

ρ_t : Pourcentage d'armatures horizontales.

f_y : Limite élastique des aciers.

$$\Delta_y = \left(\frac{V_y}{(G=0,4E)A} \right) h = 0,153 \text{ cm} \text{ ----- Equation : 22}$$

Les paramètres (a, b, c) sont définis numériquement en utilisant le **Tableau V.2** [40] :

Conditions	Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) ¹		Residual Strength Ratio	Acceptable Drift (%) or Chord Rotation (radians) ¹				
	a	b		Component Type		Performance Level		
			Primary	Secondary	IO	LS	CP	LS
	i. Shear walls and wall segments							
All shear walls and wall segments ²	0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75	0.75	1.5

Tableau V.2 : Paramètres (a,b,c) des voiles soumis au cisaillement[37] .

Les valeurs des paramètres (a, b), qui correspondent à des distorsions (Δ / h) doivent être multipliées par la hauteur du voile (**h**) pour obtenir des déplacements horizontaux.

$$(a=0.045 \text{ m} ; b=0.12\text{m} ; c=0.40)$$

La loi de comportement non linéaire en cisaillement du voile introduite dans le logiciel (**Figure V.12**), comme suit :

The screenshot shows the 'Frame Hinge Property Data for RC - Shear V3' dialog box. The 'Displacement Control Parameters' section contains a table with the following data:

Point	Stress/SF	Strain/SF
E-	-0,4	-10
D-	-0,4	-4,8
C-	-1	-4,8
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1,	4,8
D	0,4	4,8
E	0,4	10,

The 'Type' section is set to 'Stress - Strain' with a 'Hinge Length' of 0.33. The 'Hysteresis Type' is 'Isotropic'. The 'Scaling for Stress and Strain' section has 'Use Yield Stress' checked, with 'Stress SF' set to 394 and 'Strain SF' set to 0.153. The 'Acceptance Criteria' section has 'Collapse Prevention' checked. The 'Stress SF' and 'Strain SF' values are highlighted with green boxes and labeled 'Etat élastique du voile' and 'Niveaux de dommages' respectively.

Figure V.12 : loi de comportement ($V - \Delta$) et niveaux de dommage de la rotule de cisaillements du voile.

▪ **Axe des abscisses (Déplacements):**

Le déplacement élastique est injectée dans la case "Displacement SF", et les valeurs des rapports ($a / \Delta y$) et ($b / \Delta y$) sont introduites respectivement dans les cases les "C, D" et "E".

▪ **Axe des ordonnées (Efforts tranchants):**

L'effort tranchant élastique est injectée dans la case "Force SF", et la valeur de "c" qui correspond au rapport " V_c / V_y " est injectée dans les cases "D" et "E" [37].

V. 6.1.5. 2 Niveaux de dommages de la rotule en cisaillements du voile

Le règlement **FEMA 273** [30] définit trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique.

Les niveaux (**IO, LS, CP**) sont définis numériquement en utilisant le **tableau V.2** Les valeurs des paramètres (IO, LS, CP), qui correspondent à des distorsions (Δ/h) doivent être multipliées par la hauteur du voile (**h**) pour obtenir des déplacements horizontaux.

$$(\Delta_{IO}=0.012m ; \Delta_{LS} =0.018m ; \Delta_{CP} =0.022m)$$

On introduit dans les cases correspondants a chaque état d'endommagement les rapports ($\Delta_{IO} / \Delta y ; \Delta_{LS} / \Delta y ; \Delta_{CP} / \Delta y$).

V. 6.1.6 Définition du chargement de l'analyse push over :

Après avoir défini le comportement non linéaire des éléments de la structure, on peut à présent passer à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement de l'analyse push over.

L'analyse push over consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible (Analyse en mode "Déplacement contrôlé") [37].

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH X-X [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case [SOIL HDR]

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	-1.
Mode	1	-1.

[Add] [Modify] [Delete]

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Other Parameters:

- Load Application: [Displ Control] [Modify/Show...]
- Results Saved: [Multiple States] [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: [Default] [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figure V.13 : Définition du chargement de l'analyse push over (Sens xx).

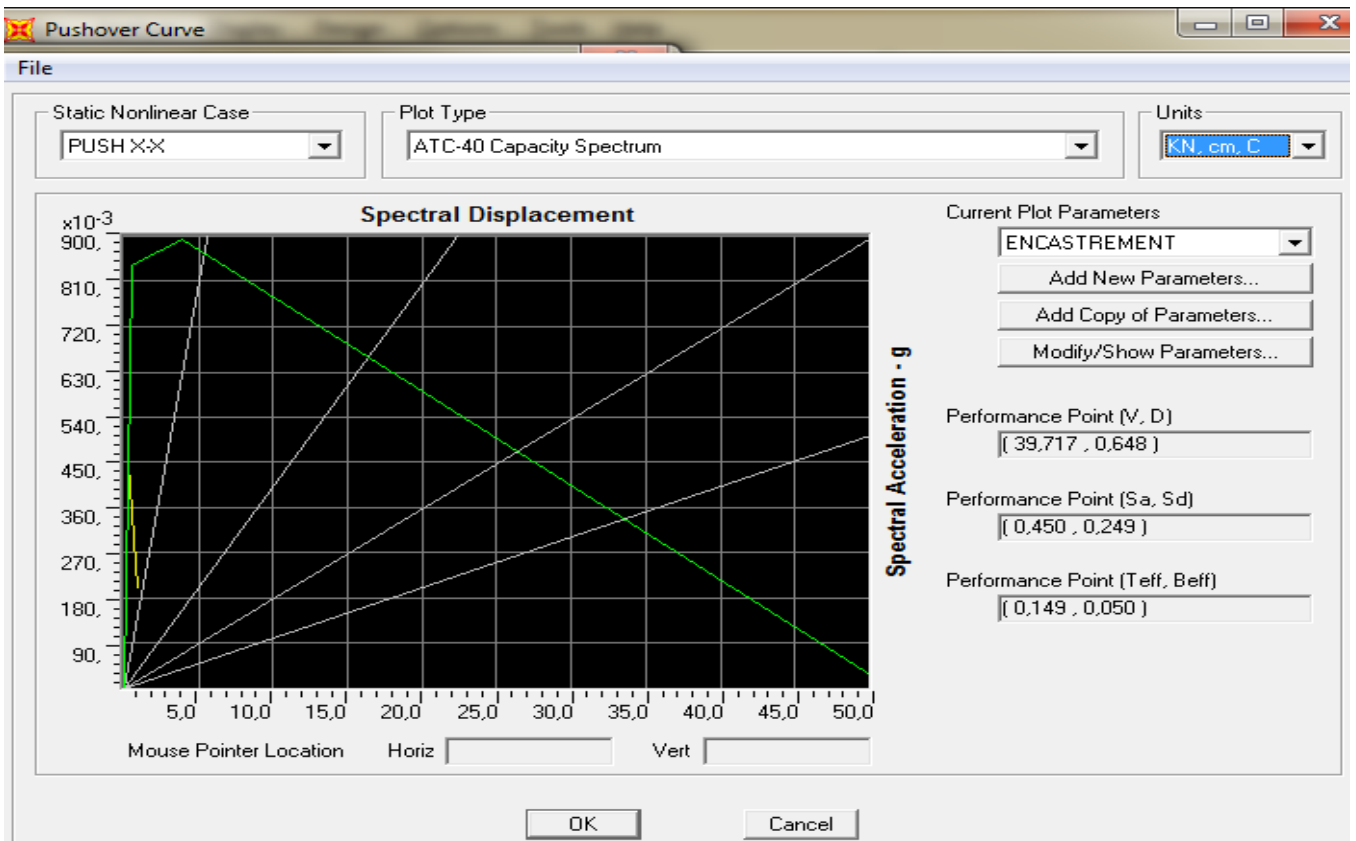
V. 6.1.7 Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité

L'analyse statique non linéaire (push over) est exécutée en cliquant sur :

Analyse RunStatic Non LinearAnalysis.

Pour visualiser la courbe de capacité ; Display Show StaticPushoverCurve.

Dans la fenêtre qui apparaît (Figure V.13), on choisit le type de chargement push over défini précédemment dans la case 'StaticNonlinearCase' .



FigureV.14 :Résultats de l’analyse push over.

Les cordonnées de point de performance : **(Sa ; Sd)= (0,45 (g) ; 0,249(cm))**

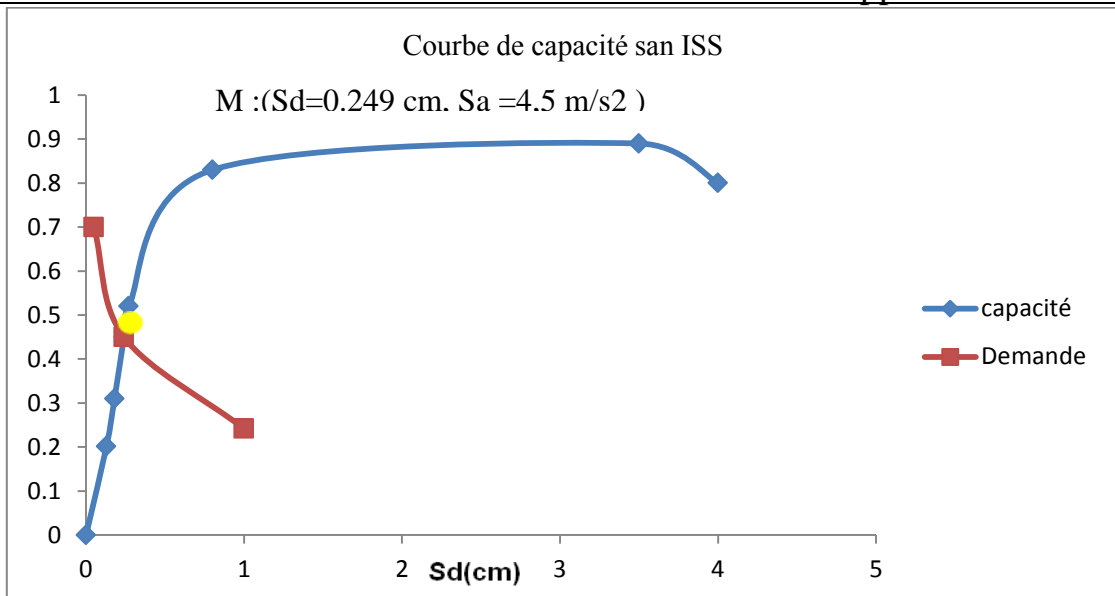
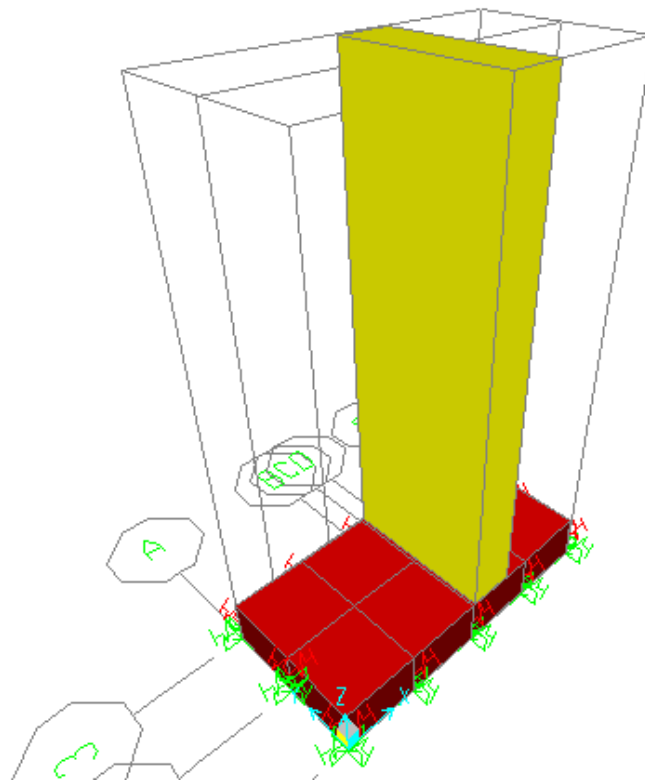


Figure V.15 : Courbe de capacité du mur sans ISS

V.6.1.8Le Cas Avec I.S.S



FigureV.16 : Mur Le cas avec I.S.S

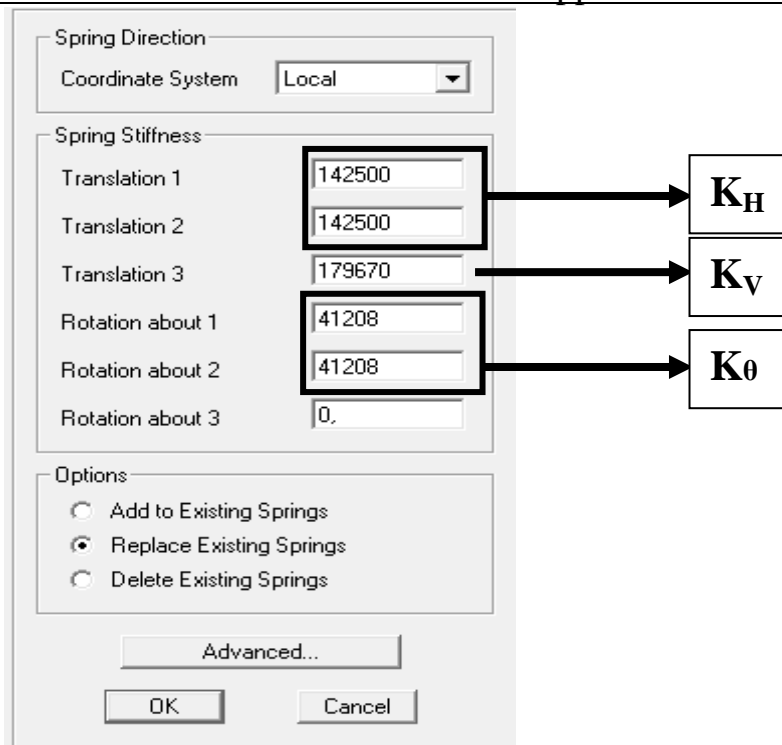
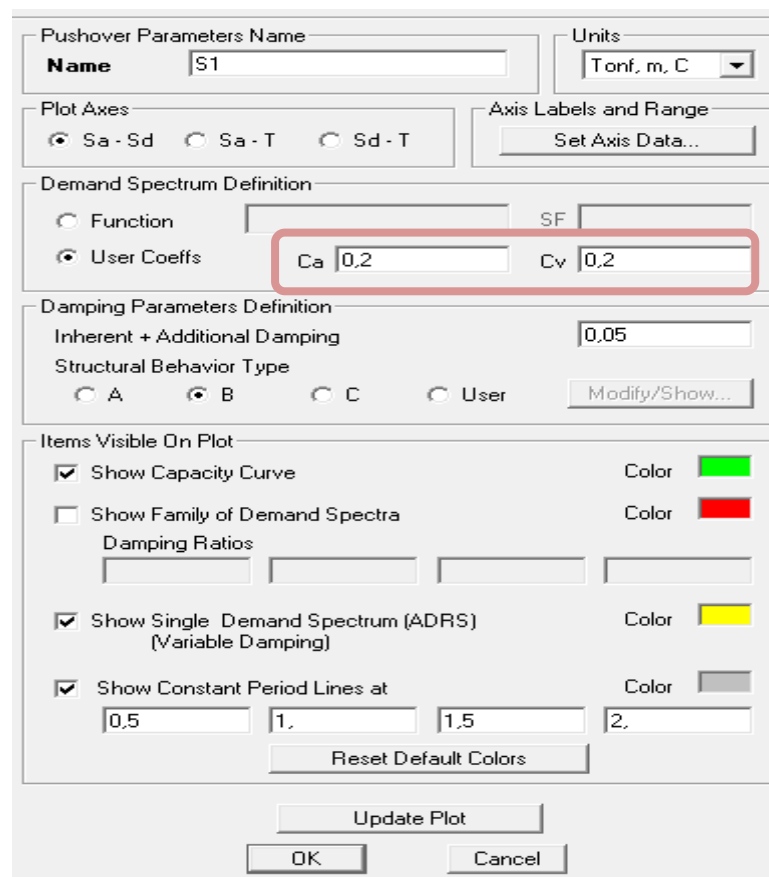
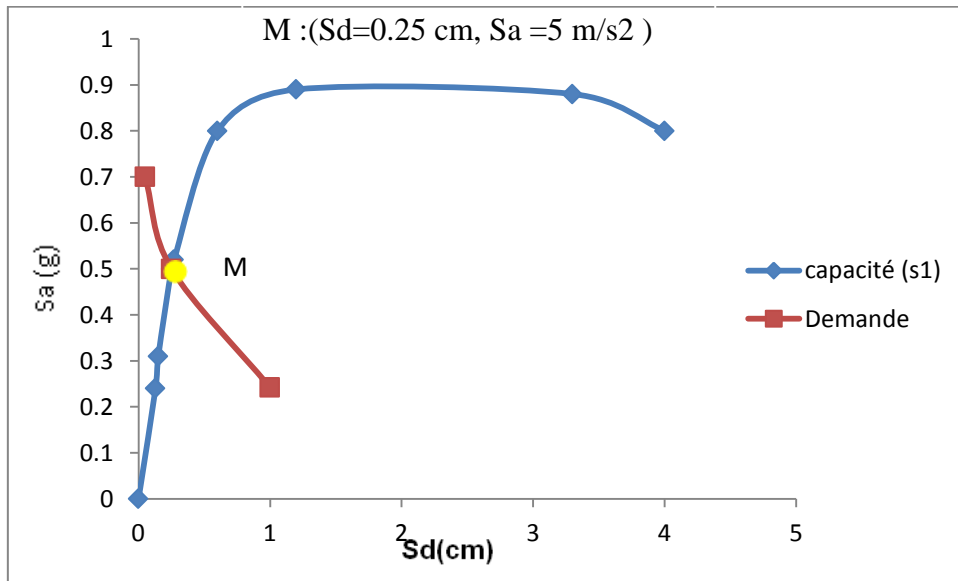


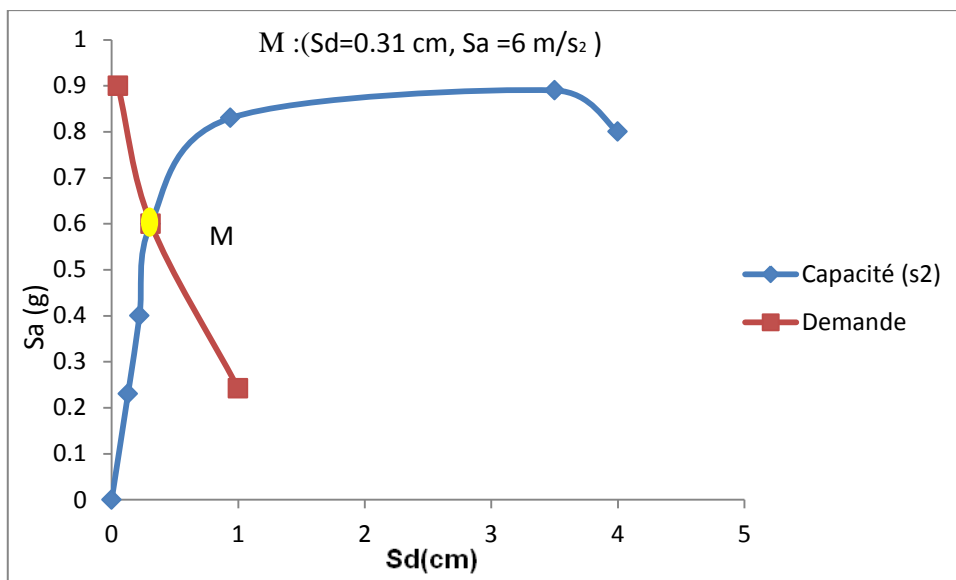
Figure V.17 : l'introduction des valeurs (K_H ; K_V et K_θ) de sol S(1) dans le SAP 2000



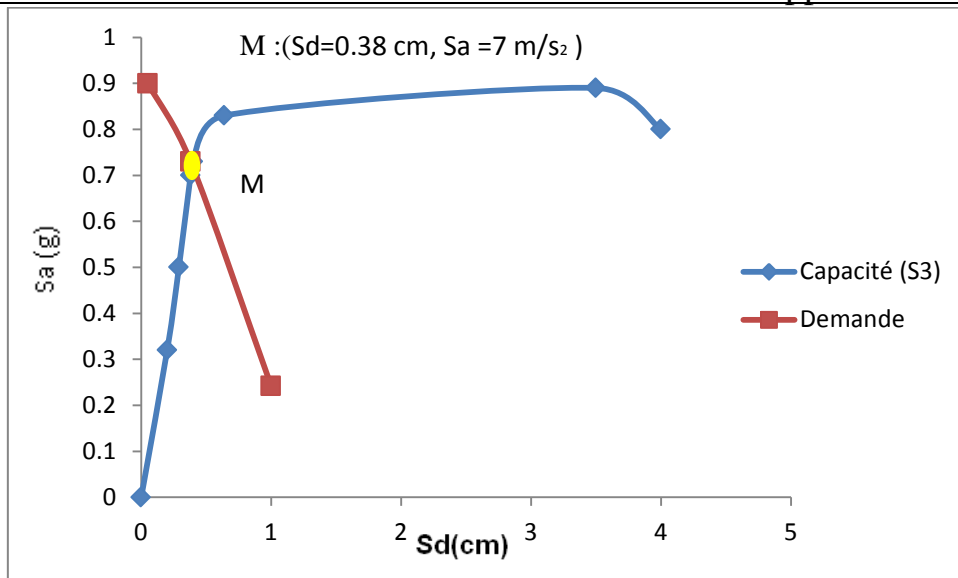
FigureV.18 : l'introduisons les valeurs des coefficients Ca et Cv de S1 dans le SAP 2000



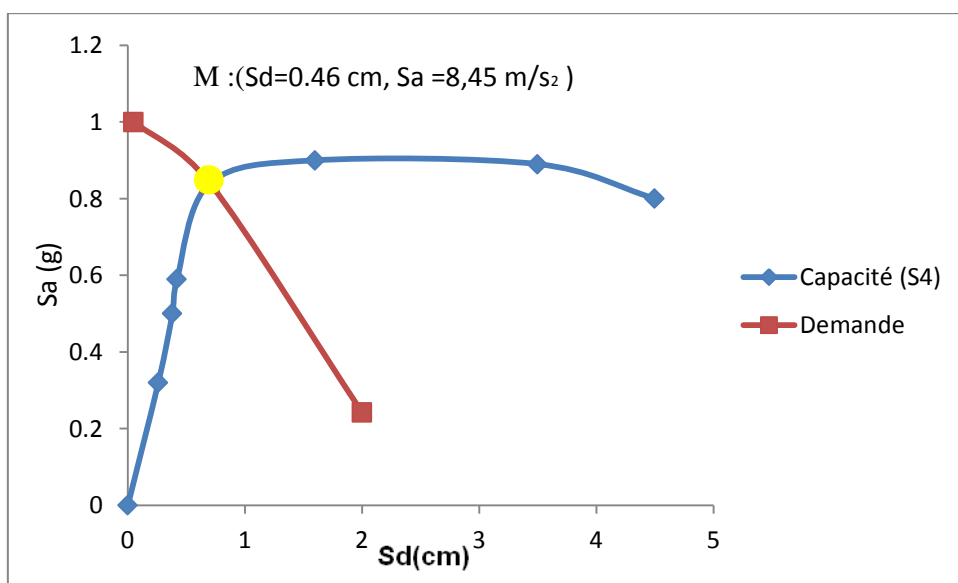
FigureV.19 : courbe de capacité du mur avec ISS sol (S1)



FigureV.20 : courbe de capacité du mur avec ISS sol (S2)



FigureV.21 :courbe de capacité du mur avec ISS sol (S3)



FigureV.22 :courbe de capacité du mur avec ISS sol (S4)

L'indice de dommage est :
$$D_i = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y}$$
 ----- Equation : 23

Commentaire :

$0,40 < DI \leq 1,00$ donc l'état de dommage est **Important** [31].

Tableau V. 3. Résultats des déplacements du mur dans les différentes classes de sol

Class de sol	Point de performance		D_i %	Augmentation du déplacement en %
	Sa (g)	Sd (cm)		
S1	0,5	0,25	9,8	4,6
S2	0,6	0,31	12,7	29,1
S3	0,7	0,38	17,9	58,3
S4	0,845	0,46	43,3	91,6
Parfaitement encastré	0,45	0,24	8,6	

Commentaires :

Pour le cas avec ISS le niveau d' endommagement et le déplacement cible du mur augmente quelque soit le type de site, on observe une augmentation de celle-ci, **plus le sol est déformable plus le déplacement et le degré de endommagement augmente.**

La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que le déplacement augmente de 17% pour le site 1, 35% pour le site 2, 60%. Pour le site 3 et de 90% pour le site 4.

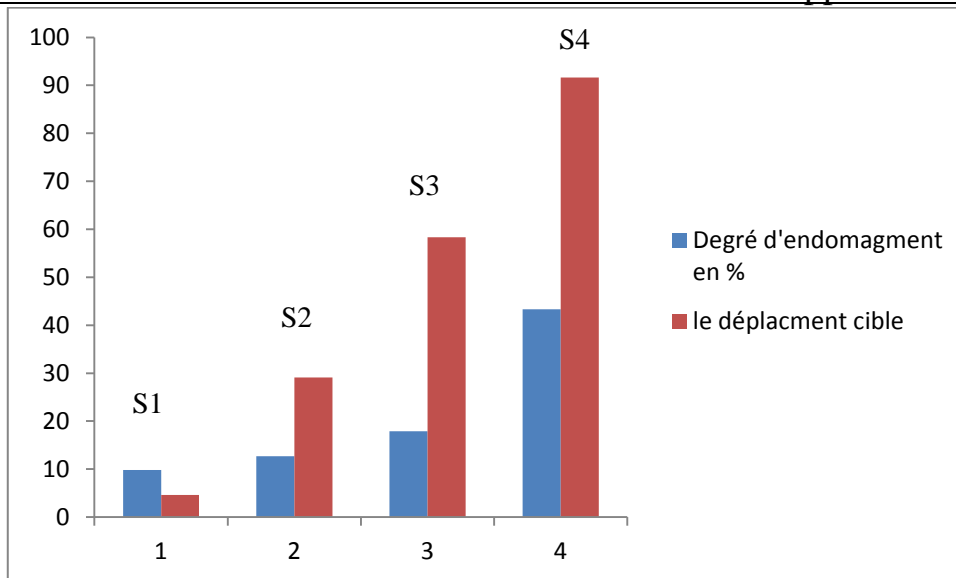


Figure V.23 : l'importance de prise en compte de l'ISS

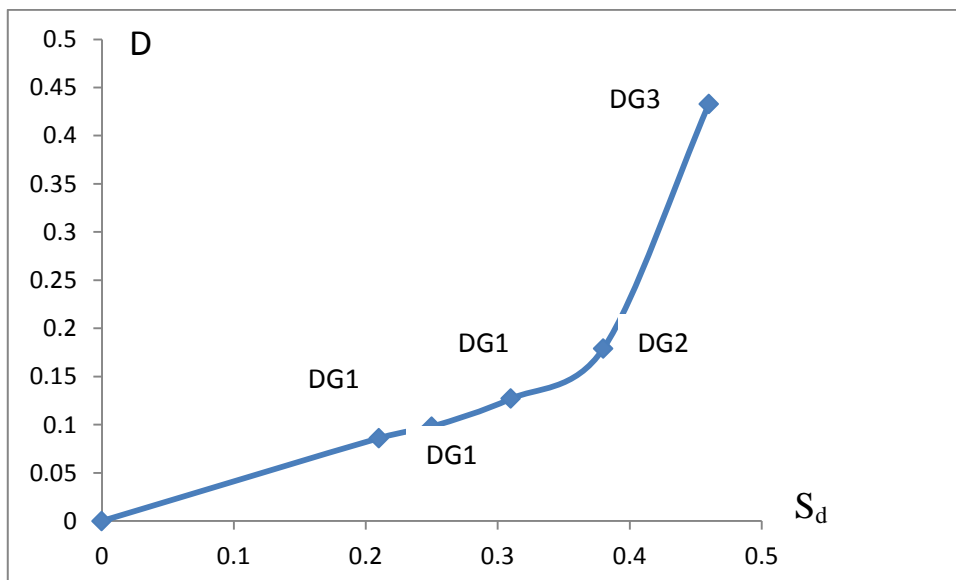


Figure V.24 : Courbe de vulnérabilité du mur

Degré DG 1 (l'hypothèse d'encastrement parfait) : dégâts négligeables à légers avec $0 \leq D < 0,2$;

– Degré DG 2 (sol 1): dégâts négligeables à légers avec $0 \leq D < 0,2$;

– Degré DG 3(sol 2) : dégâts négligeables à légers avec $0 \leq D < 0,2$;

– Degré DG 4 (sol 3) : dégâts modérés avec $0,2 \leq D < 0,4$;

– Degré DG 5 (sol 4): dégâts sensibles à importants avec $0,4 \leq D < 0,6$.

V. 7. Conclusion

Les résultats de la modélisation en 3D montrent que notre mur dans le cas le sol est déformable, le mur est plus vulnérable.

Le comportement du mur soumise à une sollicitation sismique et relativement avec la classe de sol.

La prise en compte d'ISS est très important dans l'étude de comportement du mur vis-à-vis un séisme.

Plus le sol est déformable plus le déplacement et le degré de endommagement augmente.

Conclusion Générale

Conclusion générale :

Le but de notre travail est d'évaluer la vulnérabilité sismique d'un mur de soutènement avec le prise en compte de l'interaction sol-structure.

Pour évaluer la vulnérabilité sismique du mur, nous avons proposé la méthode de capacité spectrale, recommandée par le code américain **ATC 40**.

Cette méthode consiste à superposer dans un graphe de type **(Sa-Sd)** la courbe de capacité de la structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (**Push Over**), et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme (**Demande spectrale**). L'intersection de ces deux courbes représente un point de performance, qui permet d'évaluer le déplacement maximal de la structure et subséquemment son degré d'endommagement.

Les résultats des analyses numériques ont permis de tirer les conclusions sur le comportement de la réponse dynamique des murs en béton armé avec interaction sol structure :

Les déformations d'un mur au cours d'un tremblement de terre sont affectées par trois systèmes liés entre eux : la structure, la fondation et le sol situé sous et autour de la fondation.

les déplacements pour les murs augmente considérablement sous l'effet de l'interaction sol structure dans les sites meuble à très meuble S3 et S4 comparativement à celui du modèle encastré ou implanté sur un site rocheux S1.

Recommandations

L'interaction sol-structure a une grande influence sur le comportement de l'ensemble.

Nous proposons à ce qu'un chapitre relatif à la méthode push over soit introduit dans le prochain règlement parasismique algérien, l'objectif de cette démarche est d'imposer pour les structures élancées en zone sismique, des analyses push over en lieu et place des méthodes traditionnelles basées sur la méthode des forces.

Références bibliographiques

- [1] : RPA 99 / VERSION 2003. Règles parasismique Algériennes 1999- version 2003.DTR-BC 248-CGS, Alger, 2003.
- [2] : Calcul dynamique des structures en zone sismique « Alain CAPRA et Victor DAVIDOVICI .1982.»
- [3] : BOUGHAZI KHADIDJA, Thème Magister Risque sismique et urbanisation regard croisé sur la ville d'ALGER, Université MENTOURI COSTANTINE ; 2012.
- [4] : MEZDAOUET Mounir, Thème Magister Aléa sismique et microzonation dans la région de Constantine, Université HADJ LAKHDAR – BATNA ; 2015.
- [5] : GARCIA Jean-François, Rapport final de PFE Elaboration d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments, STRASBOURG ; Mars-Juillet 2007.
- [6] : Bouteraa Zohra, Thème Evaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Ponts De La Wilaya De Chlef, Université Hassiba Ben-Bouali de Chlef; 2012.
- [7] : CAPERAA Serge, Thème Méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments existants à partir d'une instrumentation in situ, Université de Toulouse; mardi 20 novembre 2012.
- [8] M. Naili Et D. Benouar, Contribution A L'évaluation De L'aléa Sismique Du Site D'Alger. C.G.S.
- [9] A. Plumier, T. Camelbeeck, A. M. Barszez. Le Risque Sismique Et Sa Prévention En Région Wallone. Université De Liège, Belgique.
- [10] V. Pellissier, M. Badoux. Estimation Du Risque Sismique De La Ville D'aigle, Mandat Eca, Pully,Switzerland.
- [11] J. F. Garcia. Rapport Final De Pfe. Elaboration D'une Méthode D'évaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Bâtiments. INSA- Strasbourg. Juillet 2007.
- [12] Y. A. Méziane, D. Benouar, N. Guessoum. Identification Du Taux De Dommages Sur Les Bâtiments Suite Au Séisme De Zemmouri-Boumerdes. (2003). 7ème Colloque National Afps 2007.EcoleCentraleParis.
- [13] CRAAG. Centre De Recherche En Astronomie, Astrophysique Et Géophysique. Les Séismes En AlgérieDe1365.Banque De Données Sismologique
- [14] : ANNANE Abdallah, Thème Mur de soutènement en zone sismique, Université Hadj Lakhdar-Batna; 22/12/2013.
- [15] : CHEBIRA HOUCINE et MEKKI ABDELKRIM, Thème Etude d'un tronçon de mur de soutènement a hauteur variable, Université ABOUBEKR BELKAID, TLEMCEN; 22/12/2013.

- [16] François SCHLOSSER «Techniques de l'Ingénieur C244» Murs de soutènement.
- [17] : ROUABEH Aicha, Thème COMPORTEMENT D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT SOUS CHARGEMENT SISMIQUE, Université M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES;2013.
- [18] Kramer.S.L (1996), "Geotechnical earthquake engineering", Prentice-Hall, New Jersey, pp466-505.
- [19] :Schlosser.F (1991), "Murs de soutènement", Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction Volume C244, Paris.
- [20] : MARC-ANDRÉ LEMIEUX, Thème EFFETS DU BERCEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES MURS DE REFEND DE GRANDE HAUTEUR EN BÉTON ARMÉ, Université DE MONTRÉAL; AVRIL 2014.
- [21] : Xiangwei ZHANG, Thème Modélisation physique et numérique des interactions sol-structure sous sollicitations dynamiques transverses, Université GRENOBLE; 7 août 2006.
- [22] : Marwan SADEK, Thème Problèmes d'Interaction Sol Structure sous chargements statique et dynamique, Université LILLE1; 7 Décembre 2012.
- [23] : RAPPORTS DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE DANS LA CONCEPTION DES FONDATIONS, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Nancy 2016.
- [24] : HASROURI Samah, Thème influence Des Systèmes d'Isolation PARASISMIQUE ET L'INTERACTION SOL STRUCTURE SUR LE POTENTIEL DE LIQUEFACTION DES SOL DE FONDATION , Université MOHAMED KHIDER-BISKRA; 14 /12/2010.
- [25] : BENLAALA Nawel, Thème INFLUENCE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE SUR LA REPOSE SISMIQUE DES BATIMENTS, Université MOHAMED KHIDER-BISKRA; 2010.
- [26] : M. TAMAHOULT et T. BRANCI, INFLUENCE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR LA REPOSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES DES BATIMENTS, Université Université Hassiba Benbouali, Chlef.
- [26] : Emad JAHANGIR, Thème Phénomènes d'interaction sol-structure vis-à-vis de l'aléa retraitgonflement pour l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages, Université NANCY; 15/11/2011.
- [27] : H.Bolton seed, IM .Idriss, ground motions and soil liquefaction during Earthquakes Oakland (CA) :Earthquake Eng. Res.Institute Monograph,1982.
- [28] : Alain Pecker : "Dynamique des sols", Presses de l'ENPC, Paris, 1984 .
- [29] : Alain Pecker : "Dynamique des ouvrages", Presses de l'ENPC, Paris, 1986.

- [30] : Jérémy Guyot, Thème Les tremblements de terre Construction d'un sismographe, Olympiades de Physique 2006; Paris les 27 et 28 janvier 2006.
- [31] : MANSOURI SALIM, Thème ANALYSE NON LINEAIRE D'UNE STRUCTURE EN VOILE, Université. Mohamed Boudiaf - M'sila; 2015/2016.
- [32] : HIRANE Hicham, Thème Evaluation de la pression dynamique active sur les murs de soutènement par approche numérique, Université. DES FRERES MENTOURI CONSTANTINE; Décembre 2015.
- [33] : CHEBIRA HOUCINE et MEKKI ABDELKRIM, Thème Etude d'un tronçon de mur de soutènement a hauteur variable, Université. ABOUBEKR BELKAID, TLEMCEN.
- [34] : Edwige Yirdon HIEN, DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE ET STRUCTURAL D'UN OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT SUR L'AXE BOTOU-BOULEL DANS LA REGION EST DU BURKINA FASO ; [2010/2012].
- [35] : Y. MENASRI, M.S. NOUAOURIA & M. GUENFOUD , EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE A L'ECHELLE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME PAR L'ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE (PUSHOVER) ,Symposium International sur la Construction en Zone Sismique, Université de Guelma, Algerie.
- [35] : TORKIA HAITEM, Etude de l'effet de l'interaction sol structure ISS sur la réponse dynamique des structures en béton armé; Université de Batna -2- ; 25/05/2017 .
- [36] : BAAZIZ Salah Eddine, Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé ; Université Mohamed Khider – Biskra ; 02/05/2012.
- [37] : BELKHEIR Mohammed Aghiles, Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures mixtes ; Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou ; Juillet 2012.
- [38] : ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- [39] : FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, 2000.
- [40] : FEMA, **1997**, NEHRP Commentary on the Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273 Report, prepared by the Building Seismic Safety Council and the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [41] : Applied technology council, **2011**, Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, ATC 72-1 , Redwood city, California.

Résumé

Les ouvrages de soutènement ou bien les murs de soutènement, ont pour but de soutenir le terrain, autrement dit contré les glissements de terrain, pour que cet ouvrage arrive à résister à ce phénomène il doit être étudié et calculé de telle manière soit conçus en normes de sécurité, et qu'il reste apte à l'utilisation pour lequel il a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son cout.

Notre projet consiste à étudier un de mur de soutènement en béton armé d'une forme T renversé.

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des murs de soutènements est une étude qui s'inscrit dans le cadre de la gestion du risque sismique. La présente étude consiste dans un premier volet, en l'évaluation de la vulnérabilité par la méthode de point de performance, L'idée de base de cette méthode, publiée en 1996 dans l'ATC 40 .

Le second volet de l'étude se rattache à met en évidence l'importance de prise en compte de l'interaction sol – structure (ISS) dans la vérification des structures vis- à -vis un tremblement de terre .

Mots clés : Mur de soutènement, glissement de terrain, la vulnérabilité sismique, point de performance, l'interaction sol – structure (ISS).

Abstract

The retaining structures or the retaining walls are intended to support the Terrain, in other words against landslides, so that this book can withstand this phenomenon it must be studied and calculated in such a way that it is designed to safety standards, and that it remains fit for the use for which it has planned, taking into account its expected life and cost.

Our project is to study a reinforced concrete retaining wall of a T shape reversed.

The evaluation of the seismic vulnerability of retaining walls is a study that falls within the framework of seismic risk management. The present study consists in a first part, in the evaluation of the vulnerability by the method of point of performance, the basic idea of this method, published in 1996 in the ATC 40.

The second part of the study is related to the importance of taking into account the soil structure interaction (ISS) in the verification of structures with respect to an earthquake.

المخلص

المقصود بهياكل الاحتفاظ أو الجدران الاستنادية للدعم بعبارة أخرى ، ضد الانهيارات الأرضية ، بحيث يمكن لهذا تحمل هذه الظاهرة ، يجب دراسته وحسابه بطريقة صممت لمعايير السلامة ، وأنه يظل مناسبًا للاستخدام، مع الأخذ بعين الاعتبار حياتها المتوقعة والتكلفة. مشروعنا هو دراسة جدار حجري مقوى من شكل T مقلوب.

تقييم الضعف الزلزالي لجدران الاحتفاظ هو دراسة تقع ضمن إطار إدارة المخاطر الزلزالية. تتألف الدراسة الحالية في الجزء الأول ، في تقييم الضعف من خلال طريقة نقطة الأداء ، والفكرة الأساسية لهذه الطريقة ، التي نشرت في عام 1996 في ATC 40. ويرتبط الجزء الثاني من الدراسة بأهمية الأخذ في الاعتبار تفاعل بنية التربة (ISS) في التحقق من الهياكل فيما يتعلق بالزلازل.

مفتاح الكلمات

الجدران الاستنادية ، والانهيارات الأرضية ، والضعف الزلزالي ، ونقطة الأداء ، وتفاعل بنية التربة (ISS).