

N° d'ordre 3154

THESE

En vue de l'obtention du : **DOCTORAT**

Centre de Recherche : **Centre de Recherche en Energie**

Structure de Recherche : **Equipe de Modélisation et Simulation en Mécanique et Energétique**

Discipline : **Physique**

Spécialité : **Mécanique - Génie Civil**

Présentée et soutenue le 07/01/2019 par :

Morad BENJABROU

Évaluation de la vulnérabilité des structures existantes suite au couplage des effets du séisme et tsunami en combinant les méthodes d'analyse Pushover et temporelle avec une modélisation simplifiée des forces tsunamiques

JURY

Gamal ZEGGWAGH	PES, Faculté des Sciences, Université Mohammed V, Rabat	Président
Rachid BOULIF	Directeur de recherche et valorisation à l'OCP/Jorf Lasfar	Examineur
Ahmed MZERD	PES, Faculté des Sciences, Université Mohammed V, Rabat	Examineur
Kamal GUERAOU	PES, Faculté des Sciences, Université Mohammed V, Rabat	Rapporteur
Bennasser BAHRAR	PES, ENSET Mohammadia	Rapporteur

Année Universitaire : 2018/2019

Résumé

Les séismes de forte intensité, suivis des tsunamis ayant frappé l'Indonésie en 2004 et le Japon en 2011, sont classés parmi les catastrophes naturelles les plus meurtrières. Les missions de reconnaissance post aléa ont révélé que de nombreuses structures censées résister aux forces induites par le séisme et /ou le tsunami ont été gravement endommagées voire complètement détruites. Ceci est due à une sous-estimation des magnitudes maximales probables des deux sinistres, mais surtout à la non prise en considération, dans les codes de calcul, du fait qu'une structure donnée, correctement dimensionnée, est en mesure d'encaisser la charge sismique avec des dégâts mineurs, cependant, une fois fragilisée par ce premier chargement, elle devient incapable de subir le deuxième chargement tsunamique déclenché par ce même tremblement de terre. Le présent travail de recherche, vise l'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes au Maroc sous l'effet du couplage du séisme et du tsunami. Pour ce faire, nous avons combiné, tout d'abord, la méthode pushover pour le cas sismique, ensuite, on a établi une modélisation simplifiée des forces tsunamiques sur la base d'essais expérimentaux pour une analyse temporelle fiable. La simulation numérique a été faite moyennant le logiciel SAP 2000. La construction des courbes de fragilité et la détermination des critères de vulnérabilité ont été élaborées suivant Risk-UE.

Mots-clefs : couplage, séisme, tsunami, pushover, modélisation, vulnérabilité

Abstract

High intensity earthquakes, followed by tsunamis in Indonesia in 2004 and Japan in 2011, are among the most deadly natural disasters. Post-hazard reconnaissance missions have revealed that many structures that are supposed to withstand earthquake and / or tsunami-induced forces have been severely damaged or even completely destroyed. This is due to an underestimation of the probable maximum magnitudes of the two disasters, but especially to the non-consideration, in the calculation codes, of the fact that a given structure, correctly dimensioned, is able to dispel the seismic load with minor damage, however, once weakened by this first load, it becomes unable to undergo the second tsunami load triggered by the same earthquake. The present research work aims to assess the vulnerability of existing structures in Morocco due to the coupling of the earthquake and the tsunami. To do this, we first combined the pushover method for the seismic case, then a simplified modeling of the tsunamic forces based on experimental tests for reliable temporal analysis. The numerical simulation was done using the SAP 2000 software. The construction of the fragility curves and the determination of the vulnerability criteria were developed according to Risk-UE.

Key Words : coupling, earthquake, tsunami, pushover, modeling, vulnerability

Dédicas

*Je voudrais adresser mes immenses remerciements à mes chers parents, **Fatima CHHIBOU** et **Mohammed BENJABROU**, honorables et aimables, vous représentez pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple de dévouement, qui n'ont jamais cessé de m'encourager et de prier pour moi.*

*Je dédie ce travail de thèse à ma famille bien-aimée, à mon épouse **Houda EL HARBA** pour son assistance morale, ses conseils de valeur et son sourire inédit qui étaient pour moi une véritable source de persévérance et d'abnégation, à ma princesse **Rayhana** et à mes chers fils **Mohammed Rayane** et **Ilyass** qui ont toujours été avec moi durant ces cinq années de thèse et qui ont eu de la patience pour le temps considérable que j'ai réservé à mes travaux de recherche.*

*Je ne manquerai pas de remercier mes chers sœurs **Halima** et **Imane** ainsi que mes frères, **Rabie**, **Hicham**, **Amine** et **Karim** qui m'ont tant incité à développer ce travail de thèse.*

Mes études doctorales ont été possibles grâce à Monsieur

le Général de Division,

Lahcen IMJAN,

Inspecteur Général des Forces Auxiliaires Zone Sud. Je lui exprime mes remerciements les plus sincères pour m'avoir accordé l'autorisation de poursuivre mes études supérieures et également pour m'avoir encouragé et soutenu moralement et financièrement pour participer à des congrès internationaux de renom, au niveau desquels, j'ai pu faire des communications pour présenter oralement les résultats scientifiques obtenus.

Je remercie également, Messieurs les Colonels,

Abdel-Ilah EL BOUZIDI,

Mly El Mostapha OUBAIDI,

Hassane RHANNAMI,

Jamal INARITEN ,

Mes chefs hiérarchiques, qui ont bien voulu accepter de m'ouvrir l'opportunité de l'octroi de l'accord de poursuite des études tant attendu.

Merci à mon cher ami Jabrane BELABID, Docteur Ingénieur d'État en modélisation scientifique qui m'a soutenu dans la partie liée à l'utilisation et la programmation moyennant le logiciel Matlab. Je remercie aussi tous mes amis pour la motivation ainsi que leur amitié et leur soutien qu'ils m'ont apporté pendant ces années d'études, notamment Mohammed EBBADH, Issam LAAMRI, Cherki ESSAID et Abdennaby LAAMRI.

Remerciement

La présente étude n'aurait pas pu réussir sans le bienveillant soutien de certaines personnes. Je ne suis pas non plus en mesure d'exprimer convenablement, le rôle qu'elles ont pu jouer pour arriver à ce résultat. Cependant, je voudrais leur présenter ici, tous mes sentiments de gratitude qui viennent du fond de mon cœur, en acceptant mes remerciements

Je remercie tout d'abord

*Monsieur **Mohamed RHACHI**, président de l'Université Mohamed V.*

Et ensuite

*Monsieur **Mourad EL BELKACEMI**, Doyen de la Faculté des Sciences
Rabat.*

Je leur témoigne un grand respect et ma haute et profonde considération.

Je tiens particulièrement à exprimer ma profonde gratitude à Monsieur,

Gamal ZEGGWAGH,

Professeur d'Enseignement Supérieur à la Faculté des Sciences de l'Université Mohammed V de Rabat, pour m'avoir accepté de travailler sous sa direction et d'être également président du jury. Je lui suis très reconnaissant de m'avoir transmis ses précieux conseils ainsi pour sa responsabilité, sa disponibilité et sa patience dont il a fait preuve durant toutes mes années de thèse. Sans Monsieur Gamal ZEGGWAGH, ce travail n'aurait pas pu aboutir.

Je n'oublie jamais de remercier Monsieur,

Kamal GUERAOU,

Professeur d'Enseignement Supérieur à la Faculté des Sciences de l'Université Mohammed V de Rabat, d'avoir accepté d'être rapporteur de ce travail, pour son aide et ses orientations. Monsieur Kamal GUERAOU n'a jamais hésité de prendre le temps de vérifier, de discuter, d'échanger et de partager ses multiples connaissances. Ceci a contribué essentiellement à l'obtention d'excellents résultats dans tous les thèmes de recherche de cette thèse.

Monsieur,

Rachid BOULIF,

Directeur de recherche et valorisation à l'OCP/Jorf Lasfar, qui m'a fait le grand plaisir d'être examinateur de mon travail de thèse. Ses remarques et ses appréciations m'ont donné des améliorations importantes pour mon manuscrit. J'en suis honoré et je le remercie sincèrement.

Monsieur,

Ahmed MZERD,

Professeur d'Enseignement Supérieur à la Faculté des Sciences de l'Université Mohammed VI de Rabat, j'ai eu le privilège de travailler parmi vos équipes scientifiques et d'apprécier vos qualités et vos valeurs.

Votre sérieux, votre compétence et votre sens du devoir m'ont énormément marqué.

Monsieur,

Bennasser BAHRAR,

Professeur d'Enseignement Supérieur de l'École Normale Supérieure de l'Enseignement Technique de Mohammadia, qui a bien voulu examiner ce rapport de thèse, ses recommandations et ses conseils m'ont aidé à apporter des améliorations notables quant à la qualité et la présentation de ce manuscrit. Veuillez trouver ici l'expression de ma respectueuse considération et ma profonde admiration pour toutes vos qualités scientifiques et humaines.

*Mes remerciements s'adressent à Monsieur **Mohammed SAMMOUDA**,
Professeur Assistant d'Enseignement Supérieur à la Faculté des
Sciences de l'Université de Beni Mellal, qui m'a beaucoup encouragé
et soutenu dans la partie vulnérabilité sismique. Ce travail de thèse a été
réalisé au sein de l'équipe : Modélisation et Simulation Numérique en
Mécanique et Energétique à la Faculté des Sciences de l'Université
Mohammed V de Rabat. Je remercie tous les membres de l'équipe
pour leur accueil chaleureux, notamment, Monsieur **Mohammed
DRIOUICH**, Professeur Assistant d'Enseignement Supérieur à la
Faculté des Sciences de l'Université de Beni Mellal et
particulièrement, Monsieur **Abderrahmane BENDADDA**, doctorant au
sein du même laboratoire et qui m'a considérablement soutenu dans la
partie vulnérabilité tsunamique.*

Résumé

Les séismes de forte intensité, suivis des tsunamis ayant frappé l'Indonésie en 2004 et le Japon en 2011, sont classés parmi les catastrophes naturelles les plus meurtrières. Les missions de reconnaissance post aléa ont révélé que de nombreuses structures censées résister aux forces induites par le séisme et /ou le tsunami ont été gravement endommagées voire complètement détruites. Ceci est due à une sous-estimation des magnitudes maximales probables des deux sinistres, mais surtout à la non prise en considération, dans les codes de calcul, du fait qu'une structure donnée, correctement dimensionnée, est en mesure d'encaisser la charge sismique avec des dégâts mineurs, cependant, une fois fragilisée par ce premier chargement, elle devient incapable de subir le deuxième chargement tsunamique déclenché par ce même tremblement de terre. Le présent travail de recherche, vise l'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes au Maroc sous l'effet du couplage du séisme et du tsunami. Pour ce faire, nous avons combiné, tout d'abord, la méthode pushover pour le cas sismique, ensuite, on a établi une modélisation simplifiée des forces tsunamiques sur la base d'essais expérimentaux pour une analyse temporelle fiable. La simulation numérique a été faite moyennant le logiciel SAP 2000. La construction des courbes de fragilité et la détermination des critères de vulnérabilité ont été élaborées suivant Risk-UE.

Mots-clefs : couplage, séisme, tsunami, pushover, modélisation, vulnérabilité

Abstract

High intensity earthquakes, followed by tsunamis in Indonesia in 2004 and Japan in 2011, are among the most deadly natural disasters. Post-hazard reconnaissance missions have revealed that many structures that are supposed to withstand earthquake and / or tsunami-induced forces have been severely damaged or even completely destroyed. This is due to an underestimation of the probable maximum magnitudes of the two disasters, but especially to the non-consideration, in the calculation codes, of the fact that a given structure, correctly dimensioned, is able to dispel the seismic load with minor damage, however, once weakened by this first load, it becomes unable to undergo the second tsunami load triggered by the same earthquake. The present research work aims to assess the vulnerability of existing structures in Morocco due to the coupling of the earthquake and the tsunami. To do this, we first combined the pushover method for the seismic case, then a simplified modeling of the tsunamic forces based on experimental tests for reliable temporal analysis. The numerical simulation was done using the SAP 2000 software. The construction of the fragility curves and the determination of the vulnerability criteria were developed according to Risk-UE.

Key Words :coupling, earthquake, tsunami, pushover, modeling, vulnerability

Liste des Figures :

- Figure 1 : scénario du tsunami survenu au Japon en Décembre 2011
- Figure 2 : population costière et zones côtières altérées [12]
- Figure 3 : origine du séisme et dégâts enregistrés en fonction de la proximité de l'épicentre, GARCIA Jean-François2007 [116]
- Figure 4 : ondes de type P, Said Hicham BOUKHALKHAL et Harzallah Salaheddine2012 [117]
- Figure 5 : ondes de type SSaid Hicham BOUKHALKHAL et Harzallah Salaheddine2012 [117]
- Figure 6 : ondes de Love Said Hicham BOUKHALKHAL et Harzallah Salaheddine2012 [117]
- Figure 7 : ondes de Rayleigh, Alain CAPRA et Victor DAVIDOVICHI 1981[118]
- Figure 8 : action d'un séisme sur une structure. Youssef BELMOUDEN 2004 [119]
- Figure 9 : enregistrement du mouvement du sol, Youssef BELMOUDEN 2004 [119]
- Figure 10: conséquences environnementales résultant des séismes [120]
- Figure 11: séisme d'Al Houcima 2004 magnitude a été de 6.4 sur l'échelle de Richter, Plus de 628 personnes tuées et 15 320sans abris [115]
- Figure 12: séisme de Boumerdes 2003 magnitude a été de 6.8 sur l'échelle de Richter fait état de 2.278 morts. Plus de 10.000 blessés et plus de 180 000 sans-abris[114]
- Figure 13 : zonage sismique en vitesse pour des probabilités de 10% en 50 ans (vitesse cm/s) [123].
- Figure 14 : zonage sismique en accélération pour des probabilités de 10% en 50 ans (Accélération % g) [123].
- Figure 15 : spectre d'amplification Dynamique suivant le RPS 2011
- Figure 16 : amplification et ralentissement des tsunamis à la côte (shoaling effect) [134]
- Figure 17 : forte exposition à un tsunami de forte intensité, 2013[139]
- Figure 18 : caractérisation de la submersion marine liée à un tsunami. M. Alexandre SAHAL 2011 [140]
- Figure 19: total collapse of constructions in Onagawa area. Near the coast, engineered reinforced concrete constructions can be seen damaged but standing. 2011 [141].
- Figure 20 : différents types de dommages occasionnés par les vagues tsunamiques. HAZUS2013 [142]
- Figure 21 : décomposition du tsunami en trois zones de dynamiques différentes sur photo-montage. Processus et modes d'endommagement dominants à terre associés (seconde vague)2004 [143].
- Figure 22 : carte des tsunamis ayant affecté les côtes marocaines. F. Kaabouben 2009[146]
- Figure 23 : processus de génération des vagues tsunamique. 2008 [147].
- Figure 24 : initiation d'un tsunami d'origine sismique dans un contexte de subduction. a. avant le séisme ; b. pendant le séisme, 2012 [148]
- Figure 25 : rapport entre magnitude du séisme tsunamigène et hauteurs d'eau mesurées à la côte. M. Alexandre SAHAL 2011[140]

Figure 26 : démolition totale de la station de traitement des eaux suite au tsunami d'origine sismique survenu au Japon en 2011[149]

Figure 27 : localisation des sources significatifs connus en Méditerranée et au large de la péninsule ibérique, M. Alexandre SAHAL 2011 [140].

Figure 28 : fonctions d'endommagement proposées par Guillaude et al2009 [165].

Figure 29 : fonction d'endommagement pour des bâtiments en maçonnerie (Peiris, 2006[162]).

Figure 30 : schematic diagram of test setup [40].

Figure 31 : principe et déroulement de l'essai [40].

Figure 32 : variations temporelles de l'élévation de la surface de l'eau et la vitesse d'écoulement à l'emplacement du modèle, mais sans la présence du modèle: a) le cas avec une onde nominale de $h_0 = 40$ mm, b) $h_0 = 60$ mm, c) $h_0 = 80$ mm.

Figure 33 : temporal variations of the wave forces exerted on the model: a) the case with nominal wave of $h_0 = 40$ mm, b) $h_0 = 60$ mm, c) $h_0 = 80$ mm.

Figure 34 : forces tsunamiques en fonction du temps suivant le modèle de Yeh 2007[35]

Figure 35 : déformation initiale utilisée pour la modélisation du tsunami du 26 décembre 2004[182].

Figure 36 : propagation du tsunami du 26 décembre 2004, 1h48 post-séisme et hauteurs d'eau maximales en mer (H_{max}) [182].

Figure 37 : hypothèse de l'analyse Pushover [188]

Figure 38 : établissement de la courbe Pushover [188]

Figure 39 : forces latérales du Pushover [188]

Figure 40 : conversion de la courbe Pushover en courbe de capacité [191]

Figure 41 : idéalisation bilinéaire équivalente [191]

Figure 42 : schéma du comportement idéalisé du système équivalent pour le calcul de l'amortissement équivalent (ESTEBAN SAEZ 2008 [191])

Figure 43 : comportement non-linéaire idéalisé d'un élément structurel [193]

Figure 44 : relation Moment-Courbure idéalisée d'un élément structurel [193]

Figure 45 : distribution du Moment-Courbure au niveau des zones critiques (BAEL 91,1992[194])

Figure 46 : courbure d'une section de poutre rectangulaire (BAEL 91,1992[194])

Figure 47 : distribution réelle et idéalisée de la courbure dans le domaine inélastique d'une poutre soumise à une charge sismique (G.E PENILIS ET A. J. KAPPOS 1997[192])

Figure 48 : diagramme moment-rotation [192]

Figure 49 : courbure d'une section rectangulaire soumise à un moment et effort axial [192]

Figure 50 : conversion du spectre de réponse de format A-T au format A-D [191]

Figure 51 : établissement du point de performance [191]

Figure 52 : forces tsunamiques en fonction du temps suivant le modèle de Yeh 2007[35]

Figure 53 : lissage de la courbe expérimentale

Figure 54 : modélisation des forces impulsive et hydrodynamique

Figure 55 : modélisation de la force hydrostatique

Figure 56 : courbes de fragilité et vulnérabilité Risk UE [111]

Figure 57 : caractéristiques Force – Déplacement d'un élément (SARA MARTINI 2001[200])

Figure 58 : zones potentielles de sources tsunamigènes avec leurs failles associées dans le Golf de Cadiz (Omira, 2009[96])

Figure 59 : modèles de propagation de tsunami pour différentes sources sismiques du golfe de Cadiz (temps de parcours en heures et hauteurs maximales de vagues en m) (Omira et al, 2009[96]).

Figure 60 : déformation initiale de la surface d'eau pour le scénario de HSF (Omira, 2010[203])

Figure 61 : simulation de la propagation, depuis la zone épacentrale, du tsunami dans la région du Golf de Cadix, (scénario HSF) (Omira, 2010 [203])

Figure 62 : vue en perspective de la clinique étudiée

Figure 63 : coupe longitudinale de la clinique

Figure 64 : vue en plan du premier étage de la clinique

Figure 65: spectre d'amplification du site (Agadir)

Figure 66: modèle structurel du bâtiment étudié

Figure 67 : courbe Pushover suivant XX

Figure 68 : courbe Pushover suivant YY

Figure 69 : courbe de capacité format Sa-Sd suivant XX

Figure 70 : courbe de capacité format Sa-Sd suivant YY

Figure 71 : spectre de réponse élastique du site Sa-Sd.

Figure 72 : spectre de réponse inélastique suivant XX

Figure 73 : spectre de réponse inélastique suivant YY

Figure 74 : point de performance suivant XX

Figure 75 : point de performance suivant YY

Figure 76 : courbes de capacité superposées avec les spectres de réponse inélastique suivant les deux directions XX et YY

Figure 77 : courbes de fragilité de la clinique pour les 4 niveaux de dommage suivant XX

Figure 78 : courbes de fragilité de la clinique pour les 4 niveaux de dommage suivant YY

Figure 79 : localisation du hangar étudié

Figure 80 : plans architecturaux de la charpente étudiée.

Figure 81 : temps de trajet et hauteurs de vagues maximales à la côte S .Mellas et al 2012[7]

Figure 82 : simulation numérique de l'inondation de la zone étudiée.

Figure 83 : modèle structurel du bâtiment étudié

Figure 84 : modèle structurel du bâtiment étudié pour la vérification de la stabilité par rapport au vent

Figure 85 : courbe de capacité de la structure

Figure 86 : point de performance de la structure

Figure 87 : définition graphique du paramètre μ_{Δ} de la structure

Figure 88 : courbes de fragilité du hangar métallique pour les 4 niveaux de dommage

Figure 89 : plastification des rotules au niveau des nœuds

Figure 90 : exemple de comportement global de structure dissipatif et non dissipatif

Figure 91 : courbes de fragilité du tsunami (région : Chiba à Aomori) a) structures en béton armé et celles en b) charpente métalliques, Suppasri et al [232], Niveaux de dommages : (1 = dommages mineurs, 2, 3 = dommages modérés, 4, 5 = dégâts majeurs et 6 = Ruine)

Figure 92: total deformation of steel frame building elements in Onagawa city E. Lekkas[233]

Figure 93 : localisation du hangar étudié

Figure 94 : modèle structurel avec poteaux en béton armé

Figure 95 : modèle structurel avec poteaux métalliques

Figure 96 : courbe de capacité avec poteaux métalliques

Figure 97 : courbe de capacité avec poteaux en béton armé

Figure 98 : superposition des courbes de capacité des deux structures

Figure 99 : courbes de fragilité de la structure avec en béton armé

Figure 100 : courbes de fragilité de la structure avec poteaux métalliques

Figure 101 : courbe Pushover suivant YY

Figure 102 : courbe de capacité suivant YY

Figure 103 : spectre d'amplification du site (Jorf Lasfar)

Figure 104 : spectre de réponse élastique du site Sa-Sd

Figure 105 : paramètres du coefficient de ductilité suivant YY

Figure 106 : spectre de réponse inélastique suivant YY

Figure 107 : superposition des courbes de capacité et du spectre de réponse pour la localisation du point de performance suivant la direction YY

Figure 108 : point de performance suivant YY

Figure 109 : courbes de fragilité suivant YY

Figure 110 : superposition des deux courbes Pushover sismique et tsunamique

Figure 111: superposition des courbes Pushover sismique, tsunamique et du couplage

Figure 112: courbe Pushover du couplage sismique et tsunamique

Figure 113: courbes de fragilité de l'effet du couplage séisme et tsunami

Liste des Tableaux

- Tableau 1 : synthèse de la recherche bibliographique
- Tableau 2 : apport du présent travail
- Tableau 3 : historique des tsunamis ayant survenus au Maroc. 2009[146]
- Tableau 4 : valeur du coefficient k pour le calcul de l'amortissement équivalent [136]
- Tableau 5 : paramètres des courbes de fragilité
- Tableau 6 : paramètres des courbes de fragilité
- Tableau 7 : calcul des forces tsunamiques en fonction des paramètres z et R
- Tableau 8 : paramètres des courbes de fragilité
- Tableau 9 : évolution des travaux traitant la comparaison des comportements du béton armé et de l'acier contre les effets tsunamiques.
- Tableau 10 : niveaux et probabilité de dommages
- Tableau 11 : calcul des forces tsunamiques en fonction des paramètres z et R pour la structure en béton armé
- Tableau 12 : calcul des forces tsunamiques en fonction des paramètres z et R pour la structure métallique
- Tableau 13 : calcul du paramètre de ductilité
- Tableau 14 : comparaison des degrés de vulnérabilité des structures en charpente métallique et en béton armé
- Tableau 15 : comparaison des résultats numériques et ceux issus des constatations d'experts
- Tableau 16 : paramètres des courbes de fragilité du cas étudié
- Tableau 17 : paramètres des courbes de fragilité du cas étudié (couplage)

Liste des nomenclatures

Z_a : valeur de l'accélération selon le Zonage.

Z_v : valeur de l'accélération selon le Zonage.

c : vitesse de propagation des ondes longues

g : accélération de la pesanteur.

k : nombre d'ondes.

d_s : niveau d'endommagement donné.

S_d : déplacement spectral.

$P[d_s/S_d]$: probabilité d'obtenir un niveau d'endommagement donné d_s pour un déplacement spectral S_d ,

Φ : fonction de distribution normale cumulée.

S_{d,d_s} : valeur moyenne de déplacement d pour le niveau d'endommagement fixé à d_s .

β_{d_s} : écart-type du déplacement d pour le niveau d'endommagement ou degré de dégât d_s .

C_i : coefficient de distribution des forces par étage.

V : force latérale totale en effort tranchant à la base.

W_i : poids de l'étage i (mesurée à partir de la base).

h_i : hauteur de l'étage i .

F_i : force latérale au niveau i .

T_e : valeur de la période fondamentale de la structure.

C_0 : facteur qui relie le déplacement spectral du système équivalent d'un degré de liberté au déplacement du toit du bâtiment.

C_1 : facteur qui prend en compte la différence entre le déplacement inélastique et celui obtenu d'une analyse linéaire.

C_2 : facteur qui prend en compte la stabilité et la régularité de la boucle hystérétique du comportement inélastique (non linéaire).

C_3 : facteur qui prend en compte les effets P- Δ (non linéarité géométrique).

S_a : accélération spectrale suivant la direction d'analyse.

$\{\Delta\}$: vecteur unité de direction.

$X(t)$: vecteur déplacement.

$\dot{X}(t)$: vecteur vitesse.

$\ddot{X}(t)$: vecteur accélération.

$[M]$: matrice de masse.

$[C]$: matrice d'amortissement.

$[K]$: matrice de rigidité.

$\{D_j\}$: vecteurs modaux.

$\omega_j^2 d_j(t)$: accélération spectrale correspondant au mode j qu'on note $A_j(t)$.

λ_j : coordonnées modales.
 Γ_j : facteur de participation modale du mode j .
 ζ_j : taux d'amortissement du mode j
 ω_j : pulsation.
 $d_j(t)$: déplacement associé au mode j .
 $D_{n,1}$: $n^{\text{ième}}$ composante du vecteur modal $\{D_1\}$ correspondant au premier mode fondamental.
 $\{D_j\}$: vecteur propre.
 ζ_{eq} : amortissement équivalent.
 ζ_{vis} : amortissement visqueux.
 ζ_{hys} : amortissement hystérisique.
 E_D : énergie dissipée par amortissement dans une boucle d'Hystérésis.
 E_S : énergie de déformation élastique d'un système équivalent sécant.
 ε_c : déformation (raccourcissement) correspondant à la fibre comprimée du béton.
 ε_{sl} : déformation (allongement) des aciers tendus
 d : profondeur effective de la section de poutre.
 f_y : limite élastique d'acier.
 ξ_y : paramètre de l'axe neutre.
 α : rapport entre les modules de Young d'acier et du béton.
 ρ_1 et ρ_2 : ratios de ferrailage.
 ε_{cu} : déformation ultime du béton.
 f_c : contrainte de compression du béton.
 dx : longueur d'un élément infinitésimal.
 x : distance de l'élément infinitésimal de longueur dx par rapport à la section a .
 θ_y : rotation nominale de plastification.
 L_v : portée de cisaillement.
 θ_p : rotation plastique.
 ϕ_U et ϕ_y : courbure ultime et courbure de la limite élastique respectivement.
 l_{pl} : longueur de la rotule plastique.
 λ : paramètre lié à la contrainte de compression.
 P : effort normal.
 g : accélération de la pesanteur.
 D_u : déplacement ultime.
 D_y : déplacement élastique maximal.
 μ_Δ : facteur de ductilité.
 $\{F(t)\}$: vecteur forces tsunamiques en fonction du temps.
 \mathbf{m}_j : masse généralisée
 \mathbf{k}_j : rigidité généralisée

Sommaire

Résumé	11
Abstract	12
Liste des Figures	13
Liste des Tableaux.....	17
Liste des nomenclatures	18
Introduction Générale.....	24
Chapitre I– Étude Bibliographique.....	28
I-1 Travaux antérieurs	29
I-2 Analyse bibliographique	30
I-3Apport du travail	33
Chapitre II– Présentation des aléas sismique, tsunamique et mise en évidence de leur couplage.....	34
II-1Introduction.....	35
II-2Aléa sismique	35
II-2-1Introduction	35
II-2-2 Séisme	35
II-2-3 Action et effets sismiques	38
II-2-4 Sismicité du Maroc	40
II-2-5 Conclusion	42
II-3 Aléa tsunamique.....	43
II-3-1Introduction	43
II-3-2Tsunami.....	43
II-3-3Action et dommages tsunamiques.....	44
II-3-4Tsunamis survenus au Maroc.....	48
II-3-5Conclusion	49
II-4Mise en évidence du couplage des aléas sismique et tsunamique	49
II-4-1Introduction	49
II-4-2Couplage des deux aléas sismique et tsunamique.....	50
II-4-3Rapport entre magnitude du séisme et hauteurs d'eau du tsunami.....	51
II-4-4Action et effet du couplage.....	53
II-4-5Occurrence des effets de couplage survenus au Maroc.....	54
II-4-6Conclusion	55
II-5Conclusion	55

Chapitre III –Vulnérabilité des structures existantes sous l’effet du couplage sismique et tsunamique	56
III-1 Introduction	57
III-2 Notion de vulnérabilité.....	57
III-2-1 Notion de vulnérabilité sismique.....	57
III-2-2 Notion de vulnérabilité tsunamique.....	58
III-2-3 Notion de vulnérabilité sous l’effet du couplage sismique et tsunamique	60
III-2-4 Vulnérabilité du littoral marocain.....	61
III-3 Méthodes d’évaluation de la vulnérabilité des structures existantes.....	62
III-3-1 Méthodes d’évaluation de la vulnérabilité sismique.....	62
III-3-1-1 Méthode HAZUS.....	62
III-3-1-2 Méthode Risk-UE.....	64
III-3-2 Méthodes d’évaluation de la vulnérabilité tsunamique	65
III-3-2-1 Méthodes expérimentales.....	65
III-3-2-2 Méthodes numériques.....	70
III-3-3 Méthodologie proposée pour l’évaluation de la vulnérabilité des structures existantes sous l’effet du couplage sismique et tsunamique.....	73
III-4 Conclusion.....	74
Chapitre IV -Formulations théoriques de la méthode proposée	75
IV-1 Introduction	76
IV-2 Analyse Pushover	76
IV-2-1 Présentation de la méthode.....	76
IV-2-2 Objectif de l’analyse Pushover	77
IV-2-3 Hypothèses.....	78
IV-2-4 Principe.....	78
IV-2-5 Établissement de la courbe Pushover	79
IV-2-6 Choix de la distribution des forces horizontales.....	79
IV-2-7 Déplacement cible.....	80
IV-3 Courbe de capacité.....	80
IV-4 Calcul de la demande en déplacement.....	85
IV-5 Idéalisations bilinéaire.....	85
IV-6 Calcul de l’amortissement équivalent.....	86
IV-7 Rotules plastiques pour un calcul non linéaire.....	88
IV-7-1 Introduction.....	88
IV-7-2 Comportement non-linéaire idéalisé des éléments de la structure	88
IV-7-3 Comportement non-linéaire idéalisé des régions critiques.....	90
IV-7-4 Le comportement sismique des poutres	92

IV-7-5 Estimation de la longueur de la rotule plastique	94
IV-7-6 Comportement sismique des poteaux	94
IV -8 Analyse Spectrale non itérative.....	96
IV -8-1 Transformation du spectre de réponse sous format ADRS.....	96
IV -8-2 Point de performance.....	97
IV-9 Analyse temporelle.....	99
IV-10 Modélisation de l'aléa tsunamique	101
IV-11 Modélisation simplifiée des forces générées par les vagues tsunamiques.....	101
IV-12 Courbes de fragilité et critères de vulnérabilité sismique et tsunamique selon Risk UE.....	104
IV-13 Modélisation et simulation numérique.....	106
IV-14 Conclusion.....	114
Chapitre V- Applications	115
Introduction	116
Application 1- Évaluation de la vulnérabilité sismique d'une structure existante en béton armé	117
1-Introduction.....	117
2-Données techniques du bâtiment étudié.....	117
2-1 Identification de la structure.....	117
2-2 Données sismiques suivant le RPS 2011.....	118
2-3 Caractéristiques des matériaux utilisés et dimensionnement de la structure.....	119
3-Évaluation de la vulnérabilité sismique du bâtiment étudié	119
3-1 Modélisation numérique par éléments finis.....	119
3-2 Résultats obtenus.....	120
3-2-1 Point de performance.....	120
3-2-2 Courbes de fragilité et vulnérabilité.....	124
3-2-2-1 Courbes de fragilité.....	124
3-2-2-2 Vulnérabilité.....	125
4-Analyse et interprétation des résultats.....	125
5-Conclusion.....	126
Application 2-Évaluation de la vulnérabilité tsunamique d'une structure existante en charpente métallique	127
1- Introduction	127
2- Données techniques du bâtiment étudié.....	127
3- Évaluation de la vulnérabilité tsunamique du bâtiment étudié.....	128
3-1 Simulation numérique du tsunami de référence (1755)	128
3-2 Modélisation numérique par éléments finis.....	129
3-3 Vérification de la stabilité de la structure au vent.....	130

3-4Analyse temporelle de la structure.....	130
4- Résultats obtenus.....	132
4-1 Courbe de capacité.....	132
4-2 Point de performance.....	132
4-3 Courbes de fragilité et de vulnérabilité	133
4-3-1 Courbes de fragilité.....	133
4-3-2 Vulnérabilité.....	134
5- Analyse et interprétation des résultats	134
6- Conclusion.....	135
 Application 3- Étude comparative des comportements des structures en béton armé et en charpente métallique sous l'effet des séismes et tsunamis	 136
1- Introduction.....	136
2- Effets du séisme sur les structures en béton armé et en charpente métallique.....	136
3- Effets du tsunami sur les structures en béton armé et en charpente métallique.....	138
3-1 Comportements post tsunamiques des structures en béton armé et en charpente métallique	138
3-2 Exemples illustratifs.....	139
4 - Formulations théorique.....	141
5- Étude d'un cas.....	142
5- 1 Données techniques et hypothèses de calcul	142
5- 2 Résultats obtenus.....	145
6- Conclusion	149
 Application 4-Évaluation de la vulnérabilité des structures existantes sous l'effet du couplage sismique et tsunamique	 150
1- Introduction.....	150
2- Application de la méthode proposée.....	150
3- Analyse et interprétation des résultats.....	160
4- Conclusion.....	161
Conclusion Chapitre V.....	161
 Conclusion Générale.....	 163
Références.....	166

Introduction Générale

Le volume important des pertes provoquées par les récents tsunamis d'origines sismiques ayant frappé, premièrement, l'étendu de l'océan indien en Décembre 2004 [1] [2], qui a affecté 11 pays Asiatiques et Africains en causant 282 517 morts et la destruction de 4806 maisons. 7ans plus tard, en Mars 2011[3], un deuxième aléa du même genre et de forte magnitude est survenu à l'océan pacifique entrainant des dommages énormes. Plus de 27 000 personnes sont tuées ou portées disparues, plus de 202 000 maisons et autres bâtiments ont été totalement ou partiellement endommagés. Les dégâts matériels et physiques ont été estimés entre 200 à 300 milliards de dollars[4] [5].Le tsunami a provoqué une défaillance du système de refroidissement de la centrale nucléaire de Fukushima Daiichi, qui a entraîné une fusion nucléaire de niveau 7 et la libération de matières radioactives.



Avant Aléa [6] Génération et Propagation des vagues tsunamiques [7]



Après Aléa[6]Pertes humaines et matérielles énormes [8]

Figure 1: Scénario du tsunami survenu au Japon en Décembre 2011

Le dernier du genre est survenu en Indonésie le 28 Septembre 2018 et qui a engendré plus de 1500 personnes tuées et 5000 blessées.

C'est un bilan lourd et une situation dramatique qui laisse poser de multiples questions. S'agit-il d'une insuffisance flagrante des normes qui, malgré les avancées scientifiques enregistrées, n'ont pas prévu de tels aléas ? Est-ce que ce sont les normes en vigueur qui n'ont pas été respectées ? Est-ce que il s'agit d'une amplification des actions générées par la succession des deux effets sismique et tsunamique sur les bâtiments auxquels aucun des règlements de construction n'a tenu compte?

En effet, depuis le séisme de Kobé de 1995[9], peu nombreux étaient ceux qui pensaient qu'il est possible de prédire avec succès un séisme. Mais les spécialistes japonais étaient par contre persuadés que la probabilité des séismes attendus pouvait être établie de manière rationnelle à partir de la définition de séismes caractéristiques pour chaque zone. C'était la base des prévisions établies chaque année de manière officielle au Japon. Or cette capacité de prévision est profondément remise en cause, comme le souligne Robert J. Geller (Nature du 13 avril 2011) [10], puisque la carte de prévision officielle basée sur ces séismes caractéristiques ne prévoyait pas de séisme supérieur à 7.5 dans la zone la plus proche du continent et 8.2 au large près de la fosse, alors que le séisme du 11 mars avait une magnitude de 9.1-9.0. Sur la base de ces fausses prévisions, les tsunamis attendus ne devaient pas dépasser 4 ou 5 mètres alors que ceux qui ont submergé les côtes japonaises le 11 mars dépassaient 15 à 20 mètres. Ainsi la centrale de Fukushima fut-elle construite pour être à l'abri de tsunamis de moins de 5.7 m alors que le tsunami atteignit 14 m en déferlement à Fukushima.

Si la centrale et ses installations périphériques semblent avoir été bien dimensionnées pour résister à l'intensité sismique, il ne semble pas en avoir été de même pour le tsunami. Autrement dit, le surchargement inattendu, lié à cette sous-estimation de l'intensité induite par le séisme, l'a fait travailler au-delà de sa limite d'élasticité en domaine plastique non linéaire. La structure affaiblie, en rentrant dans le domaine des déformations irréversibles, a facilement cédé contre le second chargement dû aux sollicitations générées par les vagues tsunamiques.

De ce fait, nous pouvons déduire une mise en évidence d'un nouveau type de catastrophe naturelle résultat du couplage des effets sismiques et tsunamique. Il constitue une véritable menace à la population et aussi aux infrastructures portuaires et particulièrement les dépôts de logistiques, les centrales chimiques, thermiques, ou nucléaires. Ces installations classées hautement sensibles, souvent construites au bord des frontières maritimes, demeurent des cibles potentielles fortement exposées à ce risque, surtout qu'elles n'ont pas été conçues ou dimensionnées pour résister contre cet aléa. Ainsi, comment peut-on concilier, d'une part entre les potentialités naturelles offertes par les villes côtières qui attirent davantage les investisseurs en vue de réaliser des projets à caractère industriel à proximité des ports, et ce pour des raisons logistiques, ou bien créer des équipements de plaisance et des

infrastructures hôtelières pour des fins touristiques, et d'autres part, comment prémunir ces édifices de grande influence dans l'échiquier économique, contre les conséquences graves de tel phénomène.

Un autre élément majeur qui se pose actuellement à une échelle mondiale vient de la littoralisation constante avec une augmentation de la population côtière d'environ 8% chaque 10 ans. Ceci augmente considérablement leur vulnérabilité face aux aléas naturels comme les tsunamis d'origine sismiques. A signaler que la population littorale, qui était estimée à 37% de la population mondiale en 1994, représente aujourd'hui plus de 50% de la population mondiale vivant dans la bande côtière, siège d'une activité économique importante (représentant à titre d'exemple 40% du produit intérieur brut Européen PIB) Amara, R 2010[11]. Figure 2.

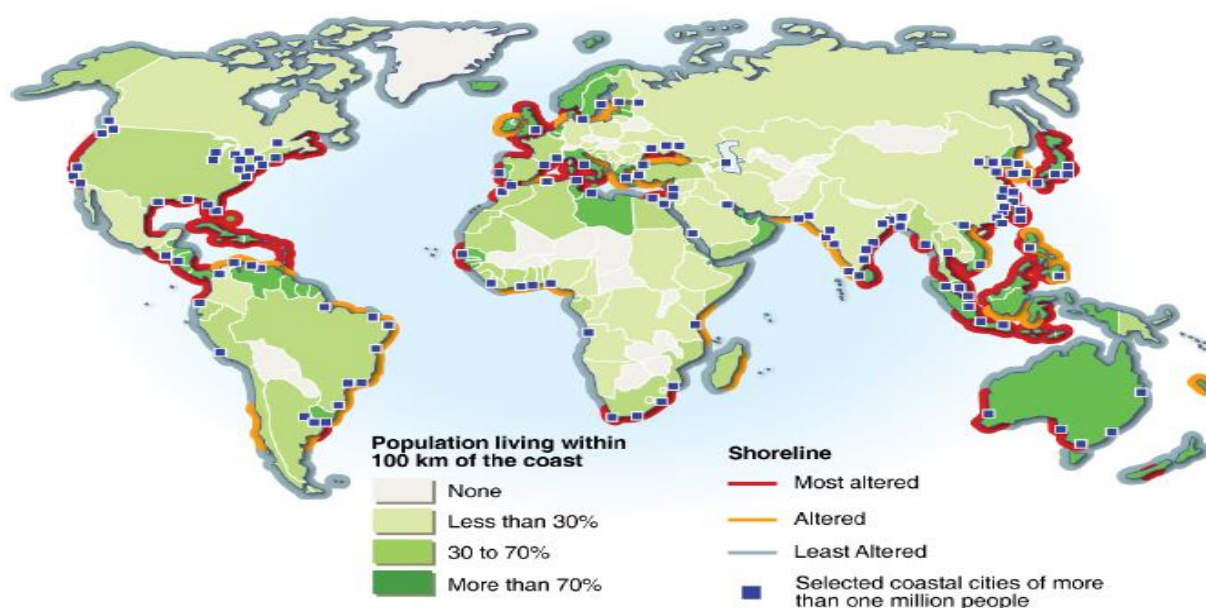


Figure 2 : population costière et zones côtières altérées [12]

En outre, la non prise en considération de cet effet de couplage dans tous les règlements de construction en vigueur et l'absence des codes de calcul des structures paratsismiques à l'instar des règlements de calcul parasismiques ont contraint les ingénieurs lors du dimensionnement et la conception des nouveaux projets, à se conformer aux recommandations prescrites dans les rapports de fin de mission [13] et [14] effectués par des spécialistes à l'issue des enquêtes post tsunamis dans les villes et zones sinistrées, notamment, les enseignements tirés au sujet des bâtiments ayant résisté à des épreuves réelles passées, en l'occurrence, les paramètres liés à la hauteur des bâtiments, leurs formes et design architectural, la nature des matériaux utilisés, leurs altitudes, la nature et la topographie du sol et les distances d'éloignement par rapport à la côte maritime. C'est une approche empirique basée sur des constatations visuelles avec de grandes marges d'erreur. Elle a fait preuve d'inefficacité et son champ d'application reste limité à la zone concernée vu les changements des données et paramètres liés à la géomorphologie sous-marine ainsi que de la bathymétrie de chaque zone.

Les conséquences tragiques des deux derniers sinistres perpétrés au Japon et en Indonésie ont dévoilé plusieurs carences au niveau des codes de calcul adoptés. Ils ont tout de même relancé une panoplie de travaux de recherche visant la révision des anciens règlements, la correction et l'amélioration des normes de construction assurant une conception des bâtiments résistants en respectant les règles d'optimisation. Néanmoins, la majorité de ces recherches se sont focalisées et davantage sur l'étude et la maîtrise de l'aléa tsunamique en raison du manque de code de calcul propre à ce phénomène, sans pour autant se soucier des effets combinés du séisme et du tsunami sur les structures existantes et celles projetées.

Ainsi, la présente thèse se propose de développer une méthode pratique et directe de vérification et d'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes sous l'effet du couplage du séisme et du tsunami. Ceci permettra d'une part, la prédiction du comportement des bâtiments, particulièrement ceux revêtant un caractère névralgiques et susceptibles d'être exposés à cet aléa, et d'autre part, l'identification des différents niveaux de dommages probables en vue d'entreprendre les renforcements nécessaires avant que de telles catastrophes se reproduisent.

Pour mieux étayer le sujet de recherche traité, le rapport de thèse est articulé autour de cinq chapitres. A l'issue d'une introduction générale de la problématique abordée, les chapitres sont détaillés comme suit :

Chapitre I est consacré à l'étude bibliographique, l'état de l'art et une situation chronologique du sujet de recherche dans la littérature en vue de concrétiser son apport et sa valeur scientifique ajoutée.

Chapitre II expose une présentation des aléas sismique et tsunamique. Une mise en évidence de leur couplage a été également discutée.

Chapitre III étudie la vulnérabilité des structures existantes sous l'effet du couplage sismique et tsunamique.

Chapitre IV est réservé aux formulations théoriques de la méthode proposée.

Chapitre V présente quatre applications différentes traitant chacune l'étude d'un cas bien précis.

Enfin, nous terminons par une conclusion générale où nous rappelons les contributions de ce travail et en faisant ressortir les différentes perspectives possibles.

Chapitre I

Étude Bibliographique

Chapitre I – Étude Bibliographique

I-1 Travaux antérieurs

L'étude bibliographique menée dans le cadre du présent travail nous a permis de classer l'ensemble des travaux antérieurs ayant porté sur la thématique traitant l'évaluation des risques tsunamiques d'origines sismiques en quatre catégories suivant la méthodologie de travail adoptée pour aborder ce sujet. Ainsi, le fondement de chacune des catégories se résume comme suit :

- Catégorie A : Méthodes expérimentales,
- Catégorie B : Principe du modèle PTVA,
- Catégorie C : Fonctions de fragilité,
- Catégorie D : Méthodes numériques.

Période	Catégorie	Axe de recherche traité	Auteurs
de 1950 Jusqu'à 2015	Catégorie A Méthodes expérimentales	Étude de l'effet tsunamique uniquement	Morison, J and al 1950 [15], G. H. Keulegan and al 1950 [16], G. B. Whitham 1955 [17], J. J. Stoker, 1957 [18], G. B. Whitham 1958 [19], H. B. Keller and al, 1960 [20], Y. Fukui and al 1963 [21], M. C. Shen and al 1963 [22], R. Cross 1967 [23], Goda, Y 1974 [24], F. Camfield 1980 [25], Dames & Moore 1980 [26], H. Yeh and al 1989 [27], J. D. Ramsden and al 1990 [28], J.D. Ramsden 1993 [29], J. D. Ramsden 1996 [30], S. Mizutani and al 2001 [31], Hamzah, M.A, and al 2000 [32], R. Asakura and al 2002 [33], H. Yeh 2006 [34], H. Yeh 2007 [35], Nakano, Y. 2007 [36], P. Lukkunaprasit and al 2008 [37], Nakano, Y. 2008[38], H. Arnason et al 2009[39], P. Lukkunaprasit and al 2009 [40], Lukkunaprasit and Thanasisathit 2009 [41], Nouri, Y. and al 2010 [42], Rossetto and al 2011[43], Charvet I. 2012 [44], Lloyd, T. O. 2012 [45], Al-Faesly, T and al 2012 [46], Douglas and al 2015 [47],
de 1998 Jusqu'à 2011	Catégorie B Principe du modèle PTVA	Étude de l'effet tsunamique uniquement	Papadopoulos, G. and al 1998 [48], Papatoma, M and al 2003[49], Saatciouglu, M. and al 2005 [50], Ruangrassamee, A and al 2006 [51], Ghobarah A. and al 2006 [52], Dominey-Howes, D. and Papatoma, M 2007 [53], Reese, S. and al 2007 [13], Dall'Osso and al 2009 [54], Omira, R. and al 2009 [55] , F. Dall'Osso, A. Maramai and al, 2010 [56] Dall'Osso, and al 2010 [57], Dall'Osso, F. and Dominey-Howes, D 2010 [58], Valencia, N. 2011 [14].

de 2003 Jusqu'à 2018	Catégorie C Fonctions de fragilité	Étude de l'effet tsunamique uniquement	K. R. Karim and al 2003 [59], Leone, F and al 2005-2006 [60], Peiris, N 2006[61], VINET, F and al 2006[62], Ruangrassamee, A and al 2006 [63], Garcin, M et al 2007 [64], Reese, S et al 2007 [65], Gauraz, A et al 2009 [66], Guillaude, R. et al 2009 [67], Koshimura, S et al 2009a [68], Koshimura, S et al 2009b [69], Dias WPS et al 2009 [70], Leone, F et al 2010 [71], Valencia, N et al 2011 [14], Renou, C et al 2011 [72], Atillah A et al 2011 [73], Manabu Masuda et al 2012 [74],
		Étude de l'effet du couplage sismique et tsunamique	Katsumi EBISAWA et al 2012[75], Mulyani, R 2013 [76].
		Étude de l'effet tsunamique uniquement	Suppasri, A et al 2013 [77], S. Benchekroun et al 2013 [78], A. Bendada et al 2016 [79], Ingrid Charvet et al 2017 [80], Crescenzo Petrone et al 2017 [81], S.Karafagka et al 2018 [82].
de 1986 Jusqu'à 2018	Catégorie D Méthodes numériques	Étude de l'effet tsunamique uniquement	F. Imamura et al 1986 [83], Heinrich, Ph et al 1994 [84], Liu PL-F et al 1995 [85], Gjevik, B et al 1997 [86], Baptista, M et al 1998 [87], Liu PL-F et al 1998 [88], Ohmori, M. et al 2000 [89], Yoon, S. B 2002 [90], Teh, S. Y et al 2006 [91], Dalrymple, R. A et al 2006 [92], Koh, H. L. et al 2007 [93], Koh, H. L et al 2008 [94], Teh, S. Y. et al 2008 [95], Omira, R et al 2009a [96], KOH HOCK LYE et al 2009 [97], Suppasri A, and al 2010 [98], Mellas S, and al 2012 [99], Benchekroune, S et al 2013 [100], SHITO Motoaki et al 2014 [101].
		Étude de l'effet du couplage sismique et tsunamique	Katsuichiro Goda et al 2014[102],
		Étude de l'effet tsunamique uniquement	Tiecheng Wang et al 2015[103]
		Étude de l'effet du couplage sismique et tsunamique	Rini Mulyani 2015[104], Raffaele De Risi, Katsuichiro Goda, 2016 [105], Katsuichiro Goda, Crescenzo Petrone et al 2017[106], Katsuichiro Goda, TOMOHIRO YASUDA et al 2017[107], Katsuichiro Goda, Raffaele De Risi 2018[108].

Tableau 1 : synthèse de la recherche bibliographique

A cet effet, les articles consultés ont été triés par catégorie, puis synthétisés sous forme de tableau, comme détaillé ci-dessous.

I -2 Analyse bibliographique

L'analyse des données du tableau 1, montre clairement une pénurie remarquable des travaux qui ont traité la thématique du couplage séisme-tsunami. C'est le dernier tsunami d'origine sismique survenu au Japon en 2011 qui a marqué le début d'une nouvelle phase et a constitué un véritable tournant dans cette discipline. Les dégâts importants enregistrés ont réorienté les scientifiques vers d'autres voies en quête de nouvelles pistes. Nous constatons également que bien avant l'avènement de cette catastrophe, les efforts ont été consentis dans la maîtrise et la compréhension du mode d'action de l'aléa tsunamique

isolément de celui sismique. Ceci est justifié par le manque des codes de calcul et de dimensionnement spécifiques des structures contre tsunami. On cite ainsi, les travaux de Morison, J and al 1950 [15], G. H. Keulegan and al 1950 [16], G. B. Whitham 1955 [17], J. J. Stoker, 1957 [18], G. B. Whitham 1958 [19], H. B. Keller and al, 1960 [20], Y. Fukui and al 1963 [21], M. C. Shen and al 1963 [22], R. Cross 1967 [23], Goda, Y 1974 [24], F. Camfield 1980 [25], Dames & Moore 1980 [26], H. Yeh and al 1989 [27], J. D. Ramsden and al 1990 [28], J.D. Ramsden 1993 [29], J. D. Ramsden 1996 [30]. Cette première catégorie « catégorie A », concerne l'ensemble des essais expérimentaux effectués aux laboratoires et qui ont permis, après corrélation avec les constatations des experts des dégâts enregistrés post tsunamis, d'établir des équations et formules empiriques modélisant les forces générées par les vagues dépendamment de leurs hauteurs et d'autres paramètres. L'évolution de ces travaux a contribué à l'élaboration des règlements de calcul destinés au dimensionnement des structures d'évacuation verticales à savoir: FEMA P646 2012 [109] pour les USA et ceux pour le Japon 2005 [110]. Une deuxième catégorie « catégorie B », basée sur le principe du modèle dénommé PTVA (Papathoma, Tsunamiic Vulnerability Assessment) a été fréquemment utilisée. Cette dernière est considérée comme outil pratique de premier ordre d'évaluation du risque tsunamique. Elle consiste à calculer des indexes spécifiques appelés RVI (Relative Vulnerability Index), ces derniers ne dépendent pas de la hauteur des vagues, mais des facteurs liés aux caractéristiques structurelles des bâtiments, des matériaux utilisés, de l'environnement, de la destination fonctionnelle, nombre d'étage, densité de la population..., tous ces éléments sont regroupés dans une base de données et présentés sous forme de carte illustrant la distribution spatiale des niveaux de dommages probables en utilisant le SIG (Système d'Information Géographique). Les chercheurs phares qui ont déclenché, à ce jour, ce genre de travaux sont : Papadopoulos, G. and al 1998 [48], Papathoma, M and al 2003 [49]. La construction des courbes de fragilité est l'une des méthodes les plus utilisées pour quantifier le degré de vulnérabilité du bâti. Cette catégorie « catégorie C », concerne l'ensemble des études utilisant les fonctions de fragilité dérivant empiriquement les données recueillies post tsunamis notamment: niveau d'eau observé, portée atteinte par l'inondation et également les différents degrés et niveaux de dommage constatés aux bâtiments sinistrés, sans tenir compte des autres paramètres tels que la vitesse et la durée d'impact à défaut de données et d'indicateurs in situ. On évoque, ainsi, les travaux de K. R. Karim and al 2003 [59], Leone, F and al 2005-2006 [60], Peiris, N 2006 [61], VINET, F and al 2006 [62], Ruangrassamee, A and al 2006 [63], Garcin, M et al 2007 [64], Reese, S et al 2007 [65], Gauraz, A et al 2009 [66], Guillande, R. et al 2009 [67], Koshimura, S et al 2009a [68], Koshimura, S et al 2009b [69], Dias WPS et al 2009 [70], Leone, F et al 2010 [71], Valencia, N et al 2011 [14], Renou, C et al 2011 [72], Atillah A et al 2011 [73], Manabu Masuda et al 2012 [74], Suppasri, A et al 2013 [77], S. Benchekroun et al 2013 [78], A. Bendada et al 2016 [79], Ingrid Charvet et al 2017 [80], Crescenzo Petrone et al 2017 [81], S.Karafagka et al 2018 [82]. Une autre catégorie d'études « catégorie D », a émergé profitant d'une part, du progrès des mathématiques notamment la méthode des éléments finis et d'autre part, du développement des

outils informatiques performants. Elle englobe les études basées sur un calcul numérique pour la simulation du scénario le plus dramatique d'un tsunami ayant frappé une zone donnée durant son histoire. Cette simulation dépend de la topographie de la zone étudiée, des données bathymétriques et de l'échelle de la maille considérée. Les résultats sont présentés sous forme de carte indiquant la zone inondable et la hauteur du niveau d'eau. Ceci permet aux décideurs de développer les plans de prévention appropriés. Parmi ces recherches on note F. Imamura et al 1986 [83], Heinrich, Ph et al 1994 [84], Liu PL-F et al 1995 [85], Gjevik, B et al 1997 [86], Baptista, M et al 1998 [87], Liu PL-F et al 1998 [88], Ohmori, M. et al 2000 [89], Yoon, S. B 2002 [90], Teh, S. Y et al 2006 [91], Dalrymple, R. A et al 2006 [92], Koh, H. L. et al 2007 [93], Koh, H. L et al 2008 [94], Teh, S. Y. et al 2008 [95], Omira, R et al 2009a [96], KOH HOCK LYE et al 2009 [97], Suppasri A, and al 2010 [98], Mellas S, and al 2012 [99], Benckroune, S et al 2013 [100], SHITO Motoaki et al 2014 [101], Tiecheng Wang et al 2015[103].

L'effet du couplage a commencé à être abordé avec le travail de Katsumi EBISAWA et al 2012[75]. Il consiste à reproduire le scénario des chargements sismique et tsunamique survenus au Japon en 2011 impactant particulièrement l'ensemble des équipements et installations techniques de la centrale nucléaire de Fukushima. Les dommages ont été quantifiés en agissant sur les paramètres accélération du sol et hauteur d'inondation. Les courbes de fragilité correspondantes au séisme et au tsunami ont été établies séparément et puis superposées pour faire ressortir l'impact des deux aléas. Un second travail de Rini Mulyani et al 2013 [76] et 2015 [104], consiste à générer de manière synthétique le séisme et le tsunami les plus intenses enregistrés à travers l'histoire dans une zone donnée dont les caractéristiques sont consignées dans des catalogues et des mémoires des villes sinistrées. L'équipe de recherche a procédé à inventorier et à classer les bâtiments de la ville de Padang en Indonésie, choisie comme exemple de cas d'étude, en fonction des types de matériaux de construction, du nombre d'étages et la destination fonctionnelle à l'aide des plans et des photos satellitaires disponibles dans des bases de données et qui ont été vérifiées par des enquêtes terrain. Les résultats ont été présentés sous forme de courbes de fragilité en tenant compte des paramètres accélération maximale du sol et la hauteur d'inondation pour chaque type de bâtiment. Les dégâts matériels ont été estimés et comparés pour les deux aléas. Les derniers travaux en la matière reviennent à Katsuichiro Goda, Raffaele De Risi 2014[105], 2016[106], 2017[107], 2018[108]. Il s'agit d'une modélisation stochastique d'une rupture sismique au fond de la mer qui a pour objectif la simulation de futurs séismes à forte intensité dans la zone de subduction Nankai-Tonankai au Japon. Cette méthode consiste à prendre en considération l'ensemble des caractéristiques topographiques et sismotectonique d'une zone d'étude donnée pour déclencher la secousse sous-marine. Celle-ci permettra, à l'aide du modèle numérique, de générer la vague tsunamique qui se propage vers les côtes correspondantes. Les résultats de cette simulation sont édités sous formes de carte qui illustre la distribution spatiale des dommages probables sur la base de l'accélération ou bien la vitesse maximale de propagation de l'onde sismique à travers le sol et

également la hauteur d'inondation. Les courbes de fragilité sont établies pour matérialiser les niveaux de dommage pour chacun des deux aléas séisme et tsunami, puis leurs effets couplés sont présentés pour les constructions situées et recensées dans la zone étudiée.

I -3 Apport du travail

Constat :

L'analyse bibliographique globale des différents résultats techniques obtenus par nos prédécesseurs et disponibles dans la littérature, nous a permis de constater la rareté des études traitant l'effet des actions couplées du séisme et tsunami sur le comportement structurel de l'ossature porteuse des bâtiments, notamment de point de vue résistance mécanique, rigidité et ductilité.

Présentation du travail traité

Notre travail consiste donc, à évaluer la vulnérabilité d'une structure existante et prédire son comportement structurel sous l'effet du couplage des deux effets sismique et tsunamique par la combinaison des résultats de recherche fournis dans le cadre des catégories A, C et D.

De ce fait, la conduite de la méthodologie du travail adoptée est décrite au tableau 2ci-après :

Catégorie	Résultats utilisés	Apport du présent travail
Catégorie C	Fonctions de fragilité telles que décrites dans RISK UE 2003 [111].	Cas sismique : Analyse Pushover et méthode spectrale non itérative pour la détermination de la courbe de capacité, point de performance et les critères de vulnérabilité. Le paramètre de ductilité μ_{Δ} utilisé est spécifique à la structure étudiée, il est extrait graphiquement des courbes de capacité et non pas déduit du document RISK UE qui fournit des données prédéfinies.
Catégorie A et Catégorie C	- Courbes expérimentales des forces tsunamiques 2007 [35]et [36] - Formules et équations des forces tsunamiques suivant FE MA 646 2012 [109]. -Fonctions de fragilité telles que décrites dans RISK UE 2003 [111].	Cas tsunamique : Modélisation Simplifiée des Forces Tsunamiques (MSFT) par lissage des courbes expérimentales pour établir une analyse temporelle de la structure étudiée. analyse temporelle pour la détermination de la courbe de capacité, point de performance et les critères de vulnérabilité par un processus analogue au cas sismique. Couplage des effets sismique et tsunamique : Superposition des effets sismique et tsunamique en adoptant les méthodologies développées pour les deux aléas séparément, sans prendre en considération de l'effet de fatigue de la structure après qu'elle ait subit le choc sismique.
Catégorie D	Simulation numérique du tsunami de 1755 [99].	Utilisation de la méthode des éléments finis par l'intermédiaire du logiciel de calcul numérique SAP 2000 pour l'analyse et la prédiction du comportement structurel d'un bâtiment existant pour les deux aléas sismique tsunamique.

Tableau 2 : Apport du présent travail

Chapitre II

Présentation des aléas sismique, tsunamique et mise en évidence de leur couplage

Chapitre II – Présentation des aléas sismique, tsunamique et mise en évidence de leur couplage

II-1 Introduction CHAPITRE II

Compte tenu des conséquences graves de l'effet du couplage du séisme et du tsunami sur les structures cibles, et pour mieux comprendre les mécanismes provoquant une telle catastrophe naturelle, le présent chapitre a été consacré à la présentation des aléas sismique et tsunamique, puis, une mise en évidence de leurs effets de couplage a été discutée. Nous avons commencé par définir ces deux aléas, puis, on a donné leurs modes d'action ainsi que leurs effets sur les structures potentiellement menacées. Ensuite, on a traité l'occurrence de ces deux sinistres au Maroc. Ceci nous a permis de faire ressortir la notion de leurs couplage tout en décortiquant, premièrement, le rapport entre la magnitude du séisme et la hauteur d'eau du tsunami, deuxièmement, leurs actions et effets couplés sur les bâtiments ainsi que l'exposition du Maroc à ce genre de sinistre dévastateur.

II -2 Aléa sismique

II-2-1 Introduction

Les tremblements de terre perpétrés aux différents pays du monde, notamment, à Izmit 1999 [112], Bam 2003 [113], Boumerdes 2003 [114], Al Houceima 2004 [115], ont occasionné un volume important de dommage et de dégâts, particulièrement les bâtiments contreventés par des portiques en béton armé, démontrant ainsi leurs fragilité et faible résistance, malgré qu'ils étaient conçus et calculés suivant les dispositions parasismiques en vigueur. De ce fait, les spécialistes du domaine se sont rendus compte d'une part, de la nécessité de réviser les codes de calcul faisant appel à des méthodes simplifiées basées sur une analyse en régime linéaire dite statique équivalente ou bien modale spectrale pour quantifier le paramètre « capacité de la structure » et utilisent un spectre de réponse élastique pour évaluer le paramètre « demande sismique ». D'autre part, ils se sont préoccupés d'avantage de la vulnérabilité des structures existantes ayant été construites avant la mise en application des règlements parasismiques, notamment, les bâtiments revêtant un caractère sensibles et dont un simple dommage peut avoir des répercussions néfastes et dévastateurs, comme les centrales nucléaires, les entrepôts de stockage des produits chimiques ou bien les établissements de santé devant servir au moment de crises telles que le séisme.

II-2-2 Séisme

Le séisme est un phénomène lié à l'existence de mouvements tectoniques continuellement en action qui soulèvent des chaînes de montagnes et creusent des tranchées océaniques à la surface de la terre. Il se traduit essentiellement par une rupture brutale au sein de l'écorce terrestre selon différents types de failles et de mécanismes, et par une émission d'ondes élastiques (longitudinales ou de cisaillement) dont l'énergie mise en jeu pendant le séisme est évaluée par la magnitude.

Par conséquent, les mouvements de la croûte terrestre génèrent des ruptures ayant pour conséquence la mise en vibration du sol. Après avoir parcouru la distance nécessaire depuis le foyer du séisme, au cours de laquelle il y a atténuation et transformation des signaux transmis, les ondes de surface mettent en vibration les constructions et les font subir des dégâts de degrés variables en fonction de la proximité des bâtiments de l'épicentre et de l'intensité de l'action sismique. (Figure 3)

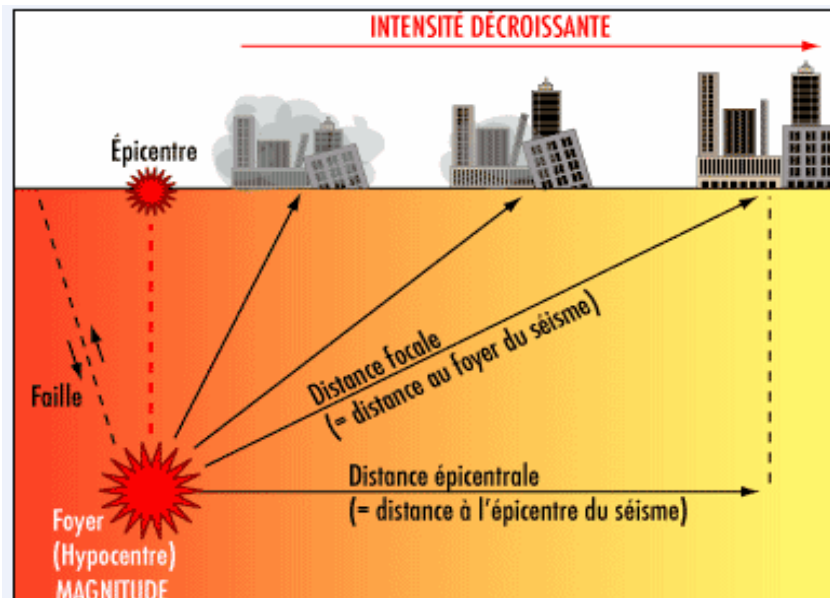


Figure 3: origine du séisme et dégâts enregistrés en fonction de la proximité De l'épicentre, GARCIA Jean-François2007 [116]

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.

Les ondes de volume

Elles prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieur de la terre sous deux formes :

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. Figure 4

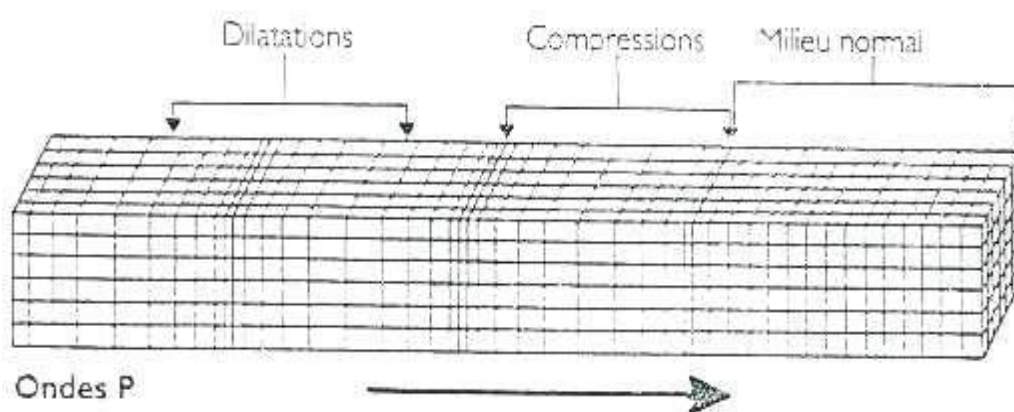


Figure 4: ondes de type P, Said Hicham BOUKHALKHAL et Harzallah Salaheddine2012 [117]

Ceux sont les ondes les plus rapides de 7 à 8 km/s et pouvant atteindre jusqu'à 14km/s. On les enregistre bien sur la composante verticale du sismomètre.

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. Figure 5

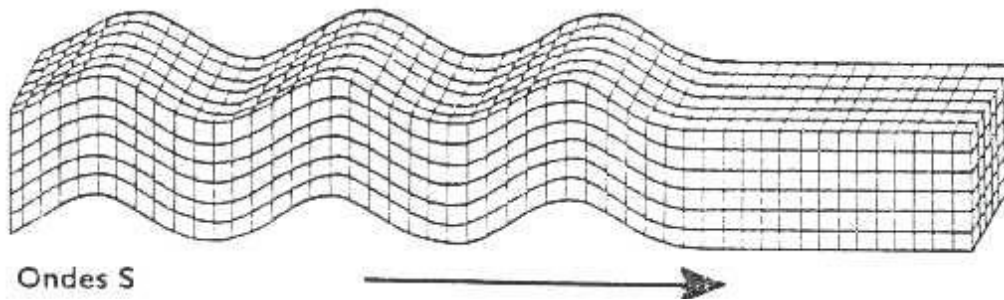


Figure 5: ondes de type S Saïd Hicham BOUKHALKHAL et Harzallah Salaheddine2012 [117]

Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides. Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P (environ 1.7 fois plus lentes) soit de 4 à 5 km/s. Elles apparaissent en second sur les sismogrammes.

Remarque : la différence des temps d'arrivées des ondes P et S suffit, connaissant leur vitesse, à donner une indication sur l'éloignement du séisme. En confrontant les résultats de plusieurs stations, on peut alors localiser l'épicentre du séisme.

Les ondes de surface : les ondes de surface ne sont pas créées au foyer comme les ondes de volume. En fait, lorsque les ondes de volume sont réfléchies sur les différentes discontinuités du globe, celles-ci sont modifiées et deviennent des ondes de surface. Ces ondes ont la particularité de ne se propager que dans la croûte et le manteau supérieur. Les deux types les plus connus sont les ondes de Love et les ondes de Rayleigh. Figure 6 et 7.

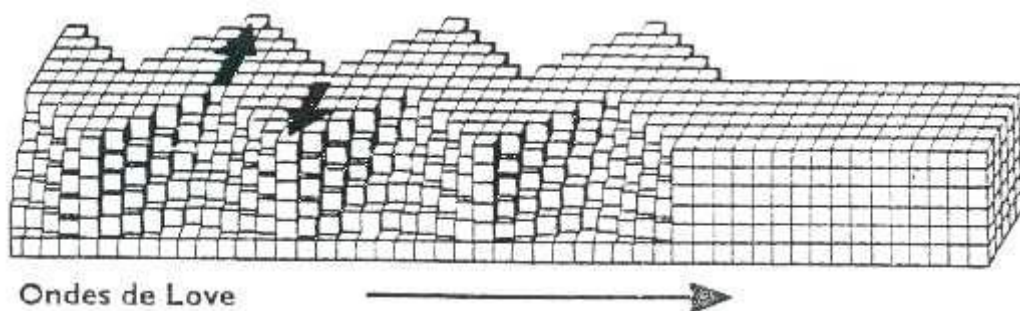


Figure 6: ondes de Love Saïd Hicham BOUKHALKHAL et Harzallah Salaheddine2012 [117]

Les ondes Q ou ondes de Love provoquent un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices.

Les ondes R ou ondes de Rayleigh : ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical de propagation. Ce mouvement est semblable au mouvement de la houle figure 7 et entraîne des compressions (ou tractions) ainsi que des cisaillements dans le sol.

Les ondes de surfaces se déplacent avec une vitesse de propagation de 1.5 à 5km/s pour les sols rocheux et compact et 0.5 à 1.5 km/s pour les sols meubles.



Figure 7 : ondes de Rayleigh, Alain CAPRA et Victor DAVIDOVICHI 1981[118]

II-2-3 Action et effet sismiques

II-2-3-1 Action sismique

L'action du séisme sur l'ossature porteuse d'un bâtiment se concrétise par un déplacement du sol variable dans le temps $D(t)$, qui donne lieu à des composantes de translation $U(t)$ et de rotation $\theta(t)$ alternées (Figure 8). L'action sismique peut être aussi déterminée à l'aide de l'accélération du sol (ou accélérogramme) $A(t)$ en translation et en rotation. Les composantes de rotation θ_x , θ_y et θ_z ont généralement des effets négligeables. La composante de translation verticale U_z est plus faible que les composantes horizontales U_x et U_y . Le principal effet du tremblement de terre est donc un mouvement horizontal du sol. En sismologie, la caractérisation des tremblements de terre s'effectue de diverses manières. La Magnitude (échelle de Richter) représente l'énergie libérée au foyer; l'Intensité permet de caractériser les dégâts observés suivant une échelle quantitative dite Mercalli [118]. Pour les ingénieurs, les paramètres les plus utiles sont soit les lois de déplacements du sol $D(t)$ et des accélérogrammes $A(t)$ (Figure 9), soit des données plus globales, appelées spectres de réponse, établies à partir de ces accélérogrammes qui caractérisent les données sismiques de chaque pays.

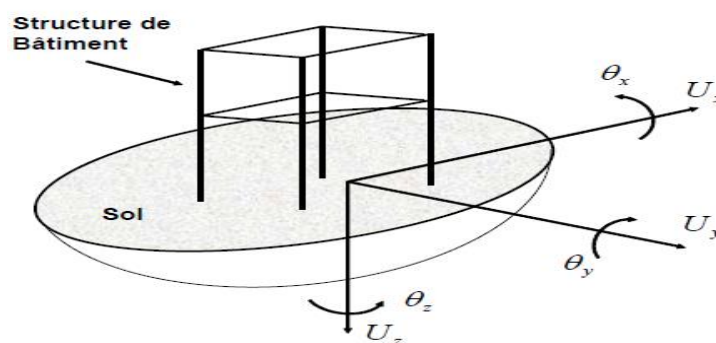


Figure 8 : action d'un séisme sur une structure. Youssef BELMOUDEN 2004 [119]

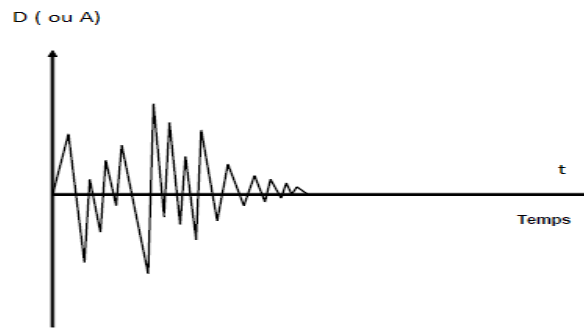


Figure 9 : enregistrement du mouvement du sol, Youssef BELMOUDEN 2004 [119]

II-2-3-2 Effets sismiques

Il existe trois types de conséquences : humaines, économiques et environnementales.

Les conséquences humaines :

Le séisme est la catastrophe naturelle la plus meurtrière connue actuellement sur le globe terrestre dû à ses effets directs (effondrements de bâtiments, chutes d'objets) et aussi par ces phénomènes induits comme le mouvement de terrain ou encore le tsunami. Il peut aussi induire à d'autres phénomènes comme les incendies ou les ruptures de réseau de gaz provoquant un nombre important de pertes. Un très grand nombre de victimes peuvent se retrouver sans abris et donc être évacuées, comme par exemple pour le séisme de Kobe en 1995[9] qui a provoqué 6000 morts, 37 000 blessés et 310 000 personnes évacuées.

Les conséquences environnementales :

Les séismes ont pour principales conséquences de modifier les paysages (décrochement, glissement, apparition ou tarissement de sources...). Ces conséquences sont le plus souvent modérées mais dans certains cas, ce phénomène peut provoquer la disparition totale du paysage, c'est le cas lorsque les séismes atteignent une magnitude et une intensité très élevées. Ils peuvent aussi provoquer de nombreuses pollutions qui seront parfois fatales à un grand nombre de personnes.

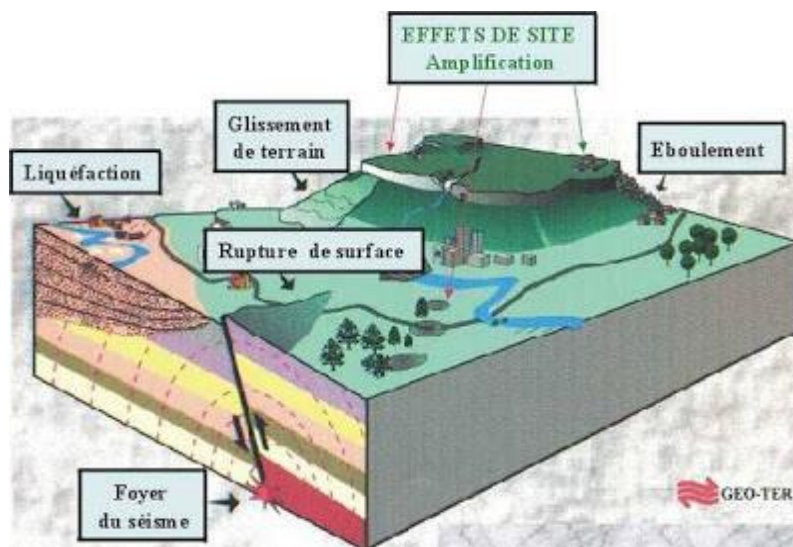


Figure 10:conséquences environnementales résultant des séismes[120]

Les conséquences économiques :

Si les impacts d'un séisme d'un point de vue humaine et environnementale sont très importants, ils le sont aussi sur le point de vue économique. Il peut provoquer la destruction de nombreux bâtiments comme les usines ou encore les entreprises qui sont actuellement des sites de production importants pour l'économie d'un pays, mais il y a aussi la destruction de ponts, de routes et de voies ferrées qui provoque une véritable perturbation dans l'activité économique d'un pays. La reconstruction de ces dégâts coûte très chère. Par exemple avec le séisme du Japon en Mars 2011 qui fit des dizaines de milliards de dollars de dégâts.



Figure 11: séisme d'Al Houcima 2004 magnitude a été de 6.4 sur l'échelle de Richter, Plus de 628 personnes tuées et 15 320 sans abris [115]



Figure 12: séisme de Boumerdes 2003 magnitude a été de 6.8 sur l'échelle de Richter fait état de 2.278 morts. Plus de 10.000 blessés et plus de 180 000 sans-abris [114]

II-2-4 Sismicité du Maroc

La sismicité au Maroc est liée à la convergence subméridienne de la plaque africaine et de la plaque eurasiennne. De ce fait, le Maroc est le siège d'interactions géodynamiques, soulignées par une activité sismique généralement modérée, mais parfois violente. Durant son histoire, le Maroc a connu des séismes destructeurs notamment ceux des années 1046, 1624, 1730, 1755, 1960, 1992, 1994 et 2004

imposant l'application des règles de construction parasismiques. Après le tremblement de terre qui a terrassé Agadir le 29 février 1960, cette ville a été rapidement dotée d'un règlement parasismique dénommé, Normes d'Agadir 1960[121]. Il a fallu attendre 42 ans pour qu'un code national voie le jour, le règlement de construction parasismique RPS 2000 [122] a été approuvé par le décret n° 2-02-177 du 22 février 2002 instituant également le Comité National du Génie Parasismique. Il constitue ainsi le premier règlement parasismique à l'échelle nationale qui a permis la prise en compte du risque sismique dans la conception et le dimensionnement des bâtiments en béton armé. La révision de ce règlement RPS 2000 a donné lieu au code RPS version 2011[123]. Cette nouvelle version se veut une réponse aux difficultés d'application et des lacunes rencontrées par les utilisateurs. Les principaux apports de ce règlement sont :

- reclassement des bâtiments en fonction de leur importance en 3 classes au lieu de 2,
- la ductilité et les dissipations d'énergie avec 3 classes de ductilité,
- la définition d'un nouveau zonage sismique sur la base de nouvelles données actualisées, composé de 5 zones sismiques pour les vitesses maximales et les accélérations maximales au lieu de 3 avec un «catalogue des vitesses et des accélérations au niveau de chaque commune du Maroc » (Figures 13 et 14),
- la redéfinition des typologies des sites: l'influence du site est définie par 5 coefficients au lieu de 3.
- les courbes du facteur d'amplification ont été modifiées (Figure 15),
- la classification des sols est mieux présentée avec cinq types de sol au lieu de 3,
- la force sismique latérale équivalente est calculée par une nouvelle formule basée sur les valeurs des vitesses max pour les zones sismiques du Maroc.

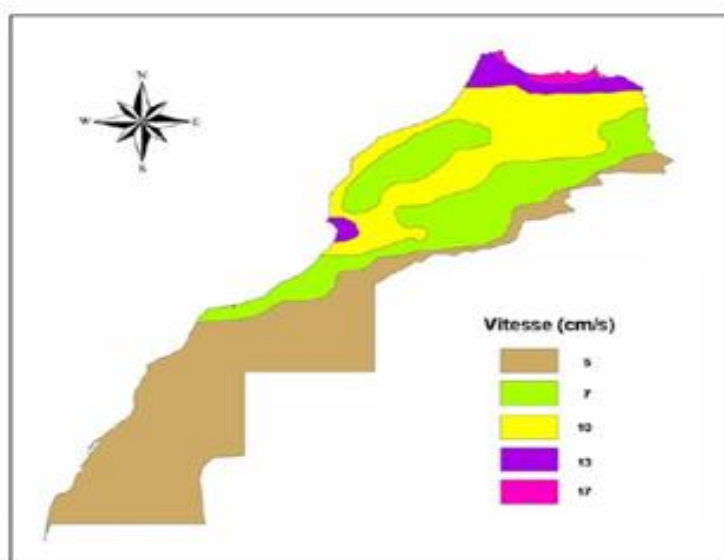


Figure 13 : zonage sismique en vitesse pour des probabilités de 10% en 50 ans (vitesse cm/s) [123].

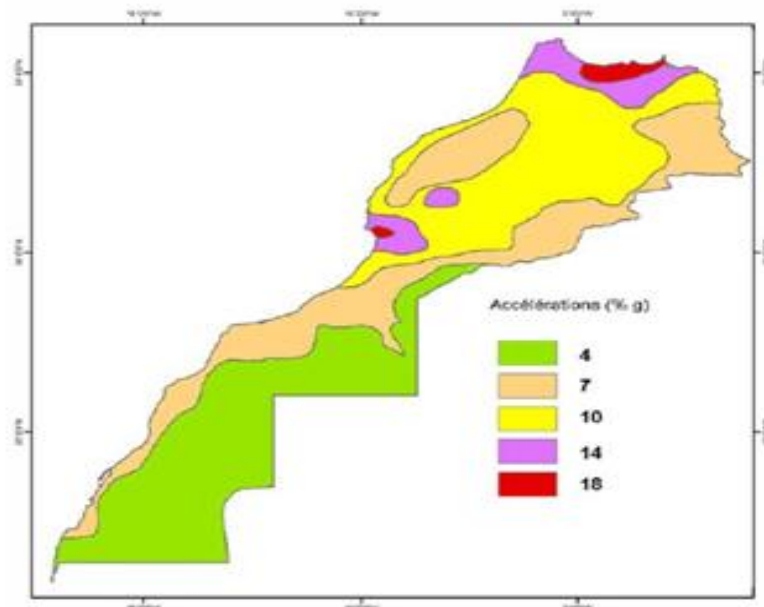


Figure 14 : zonage sismique en accélération pour des probabilités de 10% en 50 ans (Accélération % g) [123].

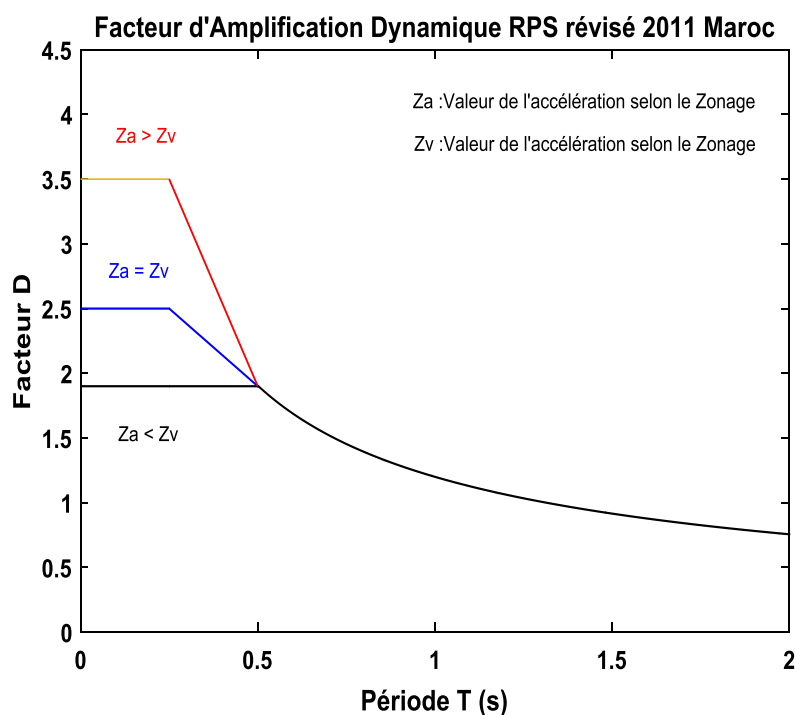


Figure 15: spectre d'amplification Dynamique suivant le RPS 2011

II-2-5 Conclusion

La reproduction des séismes à travers plusieurs pays réputés de forte activité sismique a souvent contraint les spécialistes du génie parasismique à vouloir améliorer les codes de calcul des bâtiments pour mieux résister contre les sollicitations générées par les tremblements de terre. L'évolution des méthodes mathématiques et l'utilisation de l'outil informatique ont considérablement contribué à faire avancer les différentes sciences sismologiques. Cependant, nous signalons une rareté remarquable des

codes de calcul et de dimensionnement des bâtiments capables de résister contre les forces générées par les tsunamis. De ce fait des efforts colossaux doivent être investis pour permettre la compréhension et la maîtrise des effets dévastateurs de cet aléa et parvenir à élaborer des règlements de conception des structures anti tsunamis.

II -3 Aléa Tsunamique

II-3-1 Introduction

Les répercussions redoutables enregistrées par les tsunamis au bout de ces deux dernières décennies ont marqué le début d'une course vers la connaissance de ce phénomène peu connu par la communauté scientifique. Il s'agit d'un aléa exceptionnel de part l'intensité de ses effets, la rapidité de son action et l'étendue des zones touchées. De plus, les fortes densités de la population, actuelles ou projetées, sur le littoral, combinées à une importante urbanisation, renforcent la nécessité d'évaluer ce risque dévastateur et d'envisager des stratégies de prévention régionales et locales. Bien que le Maroc n'ait pas été épargné par cet aléa, révélé par plusieurs témoignages historiques, voire géomorphologiques, le risque de tsunami y reste encore sous-estimé, sinon totalement ignoré.

II-3-2 Tsunami

Le terme tsunami est né de la combinaison de deux mots japonais : port (tsu) et vague (nami). Cette étymologie provient du fait que les ondes tsunamis sont principalement observées à l'approche des côtes et dans les ports. C'est un train d'ondes gravitaires générées par une déformation provoquée au fond de la mer ou à sa surface. Celle-ci peut être due à un glissement de terrain, Ward 2001 [124], Harbitz et al 2006 [125], éruption volcanique, Choi et al [126], chute de corps (astéroïde, comète), Hills et Mader 1997 [127], Paine 1999 [128] ou bien météorologique, Rabinovich et Monserrat 1998 [129], Vilibic et Beg Paklar 2006 [130]. Cependant, les tsunamis les plus dévastateurs qui ont marqué l'histoire par leur forte action et multiples effets sont d'origines sismiques, Satake et Tanioka 1998 [131], Synolakis 2004 [132].

Les tsunamis sont définis comme une onde de surface de longue période, généralement comprise entre 100 et 1000 secondes. Du fait de leurs longues périodes, ils se caractérisent par un déplacement de l'intégralité de la colonne d'eau contrairement aux vagues de vents où seule la surface se déplace. Le terme onde de surface signifie la nécessité d'une surface libre comme une condition nécessaire pour son existence. De manière générale, les sources de tsunami sont caractérisées par de grandes dimensions horizontales ($L > 100 \text{ km}$) qui sont supérieures à la profondeur moyenne de l'océan ($H \approx 4 \text{ km}$). La formation quasi instantanée des ondes du tsunami fait que les longueurs d'ondes du tsunami (λ) sont assez proches des dimensions de la source validant ainsi les hypothèses en ondes longues ($\lambda \gg H$). La vitesse de propagation dans le cas des ondes longues est définie par $c = \sqrt{gH}$ où g est l'accélération de la pesanteur. Ainsi dans le cas d'une profondeur de 4 km, la vitesse de propagation

d'une onde longue est de l'ordre de 200 m.s⁻¹ soit environ 720 km.h⁻¹. L'amplitude de

l'onde en plein océan est de l'ordre de quelques dizaines de centimètres, et dépasse rarement le mètre. La combinaison entre la faible amplitude et la grande longueur d'onde empêche la perception du tsunami par les bateaux. La vitesse de propagation des ondes gravitaires ne dépend pas que de la profondeur d'eau, mais aussi de la longueur d'onde. La formule présentée précédemment n'est valable que

pour le cas limite $\lambda \gg H$ de la formulation plus générale $c = \sqrt{\frac{g}{k} \tanh(kH)}$ où k est le nombre d'onde

$k = \frac{2\pi}{\lambda}$, [133]. La dispersion des ondes résulte de la transformation d'une surface initiale de déformation en un train d'onde. La dispersion combinée à d'autres effets tels que les résonances côtières, les diffractions / recombinaisons, . . . ainsi que les spécificités liées à la source elle-même font que le tsunami n'est pas qu'une onde solitaire, mais une série d'ondes de quelques dizaines de minutes de périodes. Dans la plupart des cas, il en résulte que ce n'est que très rarement la première onde qui est la plus importante.

II-3-3 Action et dommages tsunamiques

II-3-3-1 Action tsunamique

L'action tsunamique se traduit par une propagation des ondes générées à des vitesses très grandes, atteignant plus de 900 km/h en plein océan. Lorsque ces trains d'ondes se rapprochent de la côte, la profondeur se réduit, et deviennent contraintes à ralentir et à se développer en amplitude. La longueur d'onde et la vitesse décroissent au bénéfice de l'amplitude. On parle alors de shoaling effect (Figure 16).

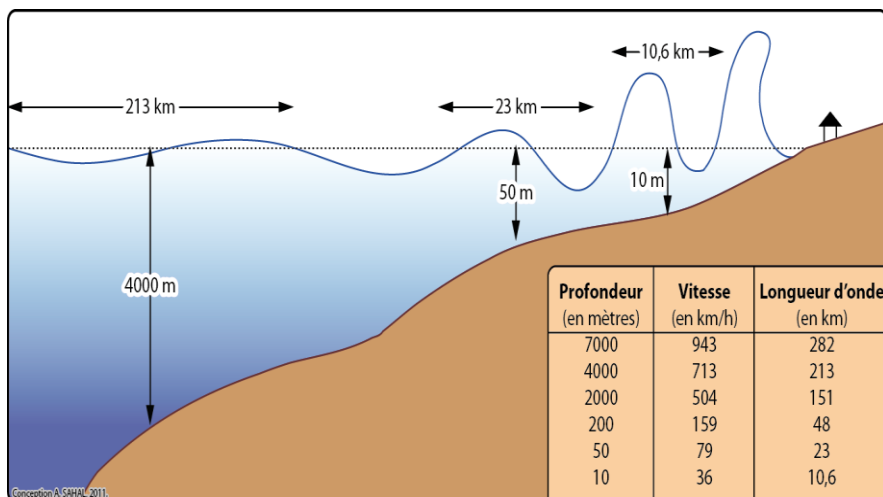


Figure 16: amplification et ralentissement des tsunamis à la côte (shoaling effect) [134].

Le shoaling effect traduit physiquement par la conversion d'une énergie cinétique (de vitesse) en énergie potentielle (hauteur de la vague). L'énergie totale (ou mécanique) de l'onde reste inchangée. Ainsi, les effets d'un tsunami seront imperceptibles au large mais amplifiés à la côte.

Lorsqu'il est de faible amplitude, le tsunami génère principalement des perturbations dans les bassins portuaires, qui ne sont en général pas prévus pour amortir des vagues de grande longueur d'onde. Parfois ces vagues entrent en résonance dans ces bassins semi-clos et s'amplifient : on observe ainsi des effets bien plus importants dans les bassins que le long des littoraux Bellotti 2007 [135], Sahal *et al.* 2009 [136]. Outre les bassins portuaires, certaines baies peuvent être plus particulièrement affectées, du fait de phénomènes de réflexion et de résonance propres à leur morphologie Abe 2005[137], Roger *et al.* 2011[138].

Ainsi, en fonction de la morphologie des fonds marins et du trait de côte, les effets des tsunamis peuvent être très contrastés le long d'un même littoral.

Pour des événements de faibles intensités (aléa faible), seuls les ports sont affectés. En revanche lorsque l'aléa est plus important (modéré à fort), les côtes sont submergées et les dégâts seront importants lorsque des enjeux y sont présents (Figure 17).



Figure 17: forte exposition à un tsunami de forte intensité, 2013[139]

Afin de quantifier l'aléa inondant, plusieurs indices fondés sur l'étendue de la submersion sont utilisés (Figure 18).

On distingue ainsi la profondeur d'inondation, la hauteur d'eau à terre et l'altitude maximale atteinte (Runup). Lors de la submersion marine, le tsunami érode la surface habituellement émergée en emportant de nombreux matériaux sur son passage. Ces matériaux seront déposés (ou sédimentés) lors du ralentissement du flux inondant, ou lors de son retour (backwash).

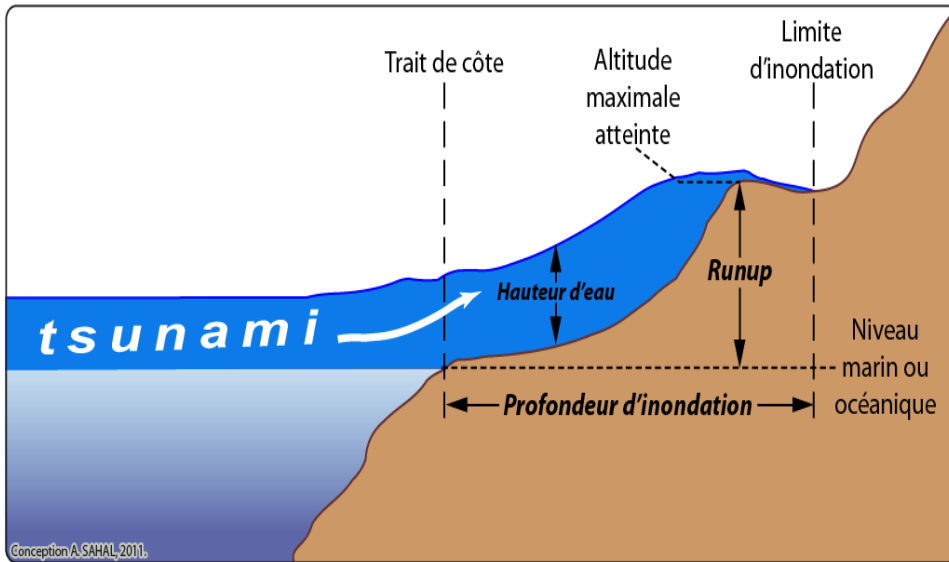


Figure 18: caractérisation de la submersion marine liée à un tsunami.
M. Alexandre SAHAL 2011 [140]

II-3-3-2 Dommages tsunamiques

La diversité des modes d'action du tsunami entraîne des dommages variables sur le bâti, en nature et en intensité, qui vont de la légère dégradation à l'arasement total avec déblaiement.



Figure 19: total collapse of constructions in Onagawa area. Near the coast, engineered reinforced concrete constructions can be seen damaged but standing. 2011 [141].



Figure 20: différents types de dommages occasionnés par les vagues tsunamiques. HAZUS2013 [142]

La première vague, probablement poussée par la seconde, a semble-t-il surtout endommagé du bâti semi-permanent et léger («*sederhana*»), en supposant que les effets dommageables majeurs ont été le fruit de la seconde vague, on peut mettre en relation chaque processus avec les modes d'endommagement les plus fréquemment rencontrés sur le terrain (Figure 21). Les modes d'endommagement dominants sont liés aux effets d'impact et de poussées latérales exercées par le front du tsunami tout au long de la zone de transfert. Les bâtiments semblent avoir explosé au contact des vagues comme le confirment certains témoignages oraux établissant une analogie sonore entre l'arrivée du tsunami et un bombardement.

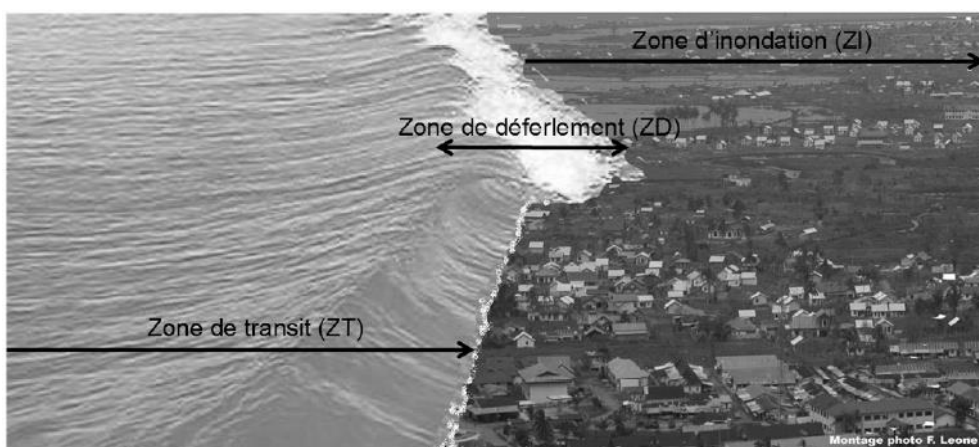


Figure 21: décomposition du tsunami en trois zones de dynamiques différentes sur photo-montage. Processus et modes d'endommagement dominants à terre associés (seconde vague)2004 [143].

En lien avec la dynamique d'une vague de type plongeant (cas de la seconde vague), on peut différencier ces processus élémentaires en nature et en nombre selon que l'on se trouve en amont (zone de transit ou de transfert), au sein, ou à l'aval (zone d'inondation) de la zone de déferlement (cassage de la vague) (Figure 21). Les zones de transit et de déferlement se caractérisent par des écoulements turbulents de très forte énergie tandis que la zone d'inondation donne des écoulements laminaires beaucoup moins rapides. Ce découpage spatial simplifié et donc chronologique devient évidemment beaucoup plus complexe à modéliser ou à reconstituer lorsque plusieurs vagues se succèdent, comme ce fut le cas à Banda Aceh.

II-3-4 Tsunamis survenus au Maroc

Le Maroc est l'un des pays d'Afrique les plus menacés par les risques tsunamiques, surtout ceux d'origines sismiques. Sa situation géographique avec deux côtes maritimes qui s'étendent le long de l'Atlantique du nord vers l'ouest, et le long de la Méditerranée au nord, l'expose de plus en plus aux immenses vagues générées par des séismes violents déclenchés aux fonds de mer, et ce, en raison des interactions géodynamiques liées à la convergence subméridienne des plaques africaine et eurasiatique. El Mrabet 1991 [144] et El Alami 1991[145] ont contribué à la production du premier catalogue des tsunamis à travers l'histoire survenus au Maroc et qui a été établi en se basant sur le catalogue sismique comme illustré sur la figure 22 et le tableau 3.

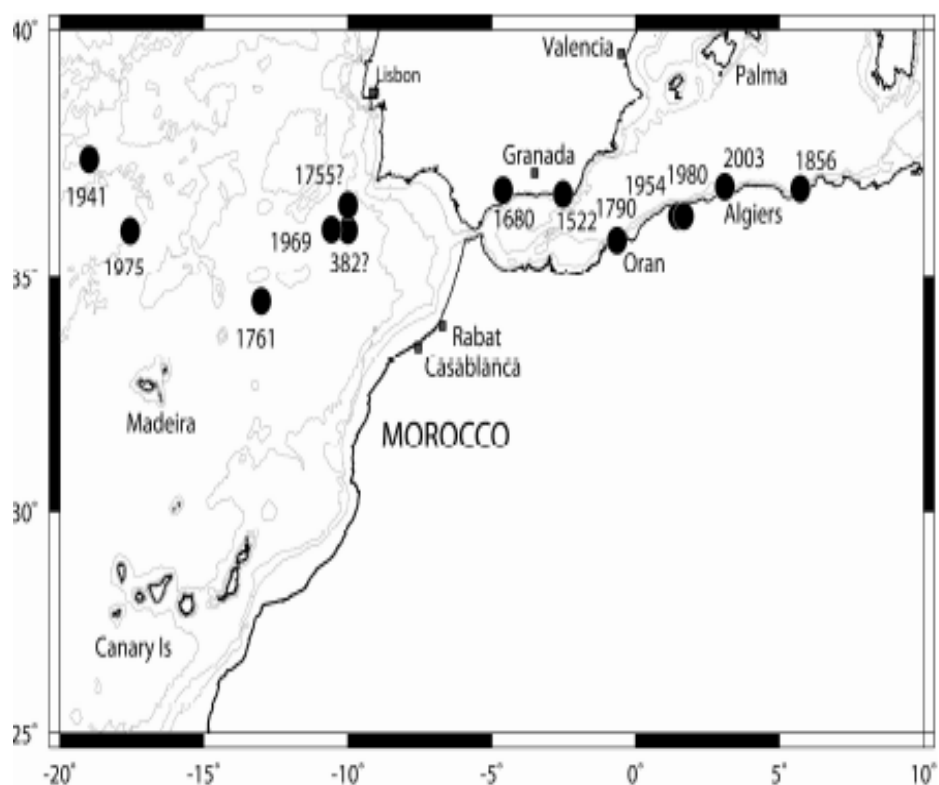


Figure 22 : carte des tsunamis ayant affecté les côtes marocaines.

F. Kaabouben 2009[146]

Année	Mois	Jour	Heure	Minute	Longitude	latitude	Zone source	Mw	fiabilité	source
382	_	_	_	_	-1000	36,00	Sud-Ouest Iberia	_	2	3,4
881	5	22		_			Ouest Mediterranée	_	4	1
1522	9	22	10	_	-02,66	36,97	Ouest Mediterranée	6,5	4	1
1680	10	9	7	_	-04,60	36,80	Ouest Mediterranée	6,8	4	1
1733	_	_	_	_	_	_	Ouest Mediterranée		0	19
1755	11	1	10	16	-1000	36,50	Sud-Ouest Iberia	8,7	4	1,3,5,6,7,8
1761	3	31	12	15	-13,00	34,50	Gloria Fault	8,5	3	2,9
1790	10	9	1	15	-00,60	35,70	Ouest Mediterranée	6,7	1	1
1856	8	21	21	30	+05,72	36,83	Ouest Mediterranée	_	0	20
1941	11	25	18	4	-18,98	37,42	Gloria Fault	8,2	4	6,1
1969	2	28	2	40	-10,57	36,01	Sud-Ouest Iberia	7,9	4	11,12,13,14,15,16,17
1975	5	26	9	11	-17,56	35,98	Gloria Fault	7,9	4	11,18
1980	10	10	12		+01,68	36,28	Ouest Mediterranée	5,8	0	20
2003	5	21	18	44	+03,08	36,80	Ouest Mediterranée	7,0	0	21, 22, 23

Tableau 3: historique des tsunamis ayant survenus au Maroc. 2009[146]

II-3-5 Conclusion

Malgré les effets nocifs enregistrés par les tsunamis, et à l'exception des codes de construction des structures d'évacuation verticales, les scientifiques n'ont toujours pas développé une réglementation destinée au dimensionnement des structures para tsunamiques à l'instar des codes de calcul parasismiques. En outre, nous pouvons conclure que parmi les causes principales de génération des tsunamis, le déclenchement d'un séisme au fond sous marin. Ce sont alors ces tsunamis d'origines sismiques qui sont les plus dévastateurs comme le prouve les spécialistes en la matière. De plus, on note que les modes d'action des deux aléas se ressemblent de par leurs effets dynamiques sur les structures et également de point de vue de l'horizontalité de l'intensité des forces induites. De ce fait, l'effet de leur couplage sur les structures existantes aura systématiquement un impact plus dramatique que celui de leurs effets séparés.

II-4 Mise en évidence du couplage des aléas sismique et tsunamique

II-4-1 Introduction

Le séisme survenu au Japon en 2011 a mis en évidence la nécessité de revoir le processus d'évaluation du risque pouvant menacer de ruine les bâtiments et susceptible d'occasionner des pertes en vies humaines. Il s'agit plutôt d'une évaluation multirisque incluant les effets à la fois du tremblement de terre et du tsunami généré par le séisme lui-même. Cette possibilité d'occurrence des deux aléas n'a jamais été prise en considération dans aucun des codes de calcul de dimensionnement des bâtiments situés dans des zones côtières de grande densité de population, connaissant de forte activité économique et une importante concentration des sites industriels et touristiques. C'est un enjeu fort et un danger potentiel de part les conséquences graves enregistrées. La quantification intégrée de ce phénomène

dénoté, désormais, couplage des effets sismique et tsunamique est manifestement compliqué. Ceci est dû, d'une part, aux limitations des données disponibles décrivant ce phénomène récemment abordé et rarement étudié par la communauté scientifique, et d'autre part aux difficultés de modélisation de l'aléa tsunamique en raison de l'absence, à ce jour, des règlements de calcul des structures para tsunamique.

II-4-2 Couplage des deux aléas

Les importantes forces de compression se produisant en permanence entre les différentes plaques sous-marines, permettent à la couche terrestre d'emmagasiner de l'énergie. Au cours d'une rupture sismique celle-ci se libère et est transmise au fond de l'océan (Figure 23).

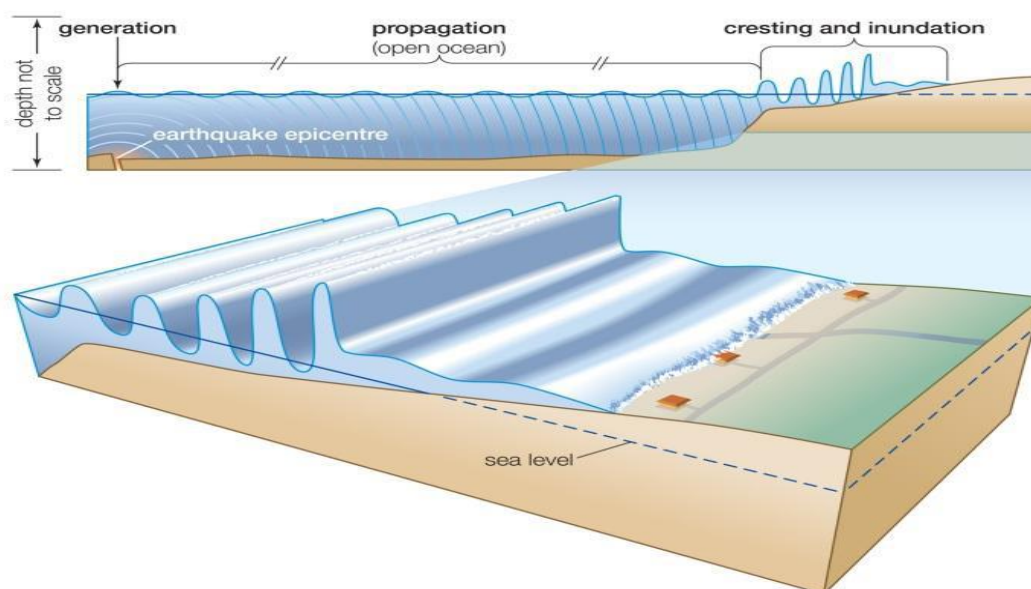


Figure 23: processus de génération des vagues tsunamique. 2008 [147].

Toutefois, seuls les séismes dont le foyer et la surface de rupture de la faille sont situés sous l'océan, et créant une perturbation verticale (normale ou inverse) de la surface de l'eau sur une grande surface sont à l'origine de tsunami. En effet, d'importants séismes en océan mais non dirigés selon la verticale ne provoquent pas de tsunami.

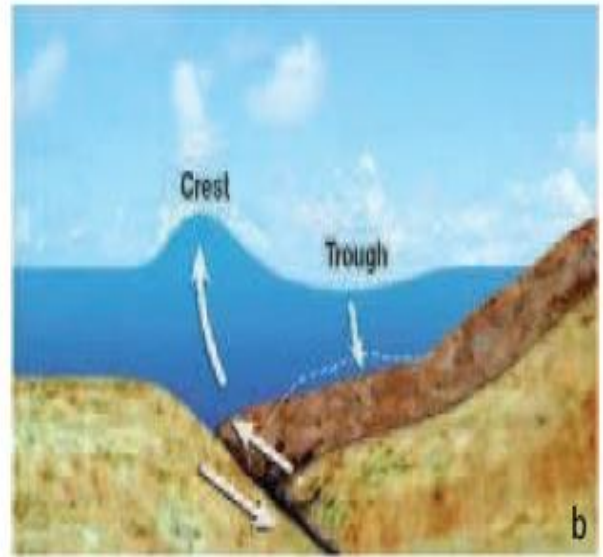


Figure 24: initiation d'un tsunami d'origine sismique dans un contexte de subduction.

(a. Avant le séisme ; b. pendant le séisme, 2012 [148])

Ainsi, si on suppose que la distance qui sépare l'épicentre du séisme et la côte maritime cible est de 200 Km. Nous avons également indiqué (partie II-2-2) que la vitesse de propagation des ondes type P (onde de volume) est, à titre d'exemple, une moyenne de 10 Km/s. De même, la vitesse de propagation de l'onde tsunamique (partie II-3-3) est de l'ordre de 900Km/h. Nous pouvons conclure, par un simple calcul que :

L'effet du séisme provoqué se fera sentir sur les côtes juste 20 secondes après son déclenchement dans l'épicentre. Par contre la première vague tsunamique n'aura des effets sur les côtes qu'après 13 min 20s. Les populations et infrastructures côtières encaisseront premièrement, la charge sismique et 13minutes plus tard, auront à supporter le deuxième chargement tsunamique. Les niveaux et degrés de dommages probables dépendront de l'intensité du séisme (magnitude) et des forces tsunamiques générées (qui dépendront à leur tour de la hauteur d'eau).

II-4-3 Rapport entre magnitude du séisme et hauteurs d'eau du tsunami

Il est difficile d'établir un lien de corrélation précis entre magnitude du séisme et hauteur d'eau maximale mesurée. On peut toutefois, en se basant sur les données NOAA/NGDC mettre en rapport ces deux paramètres (Figure 25).

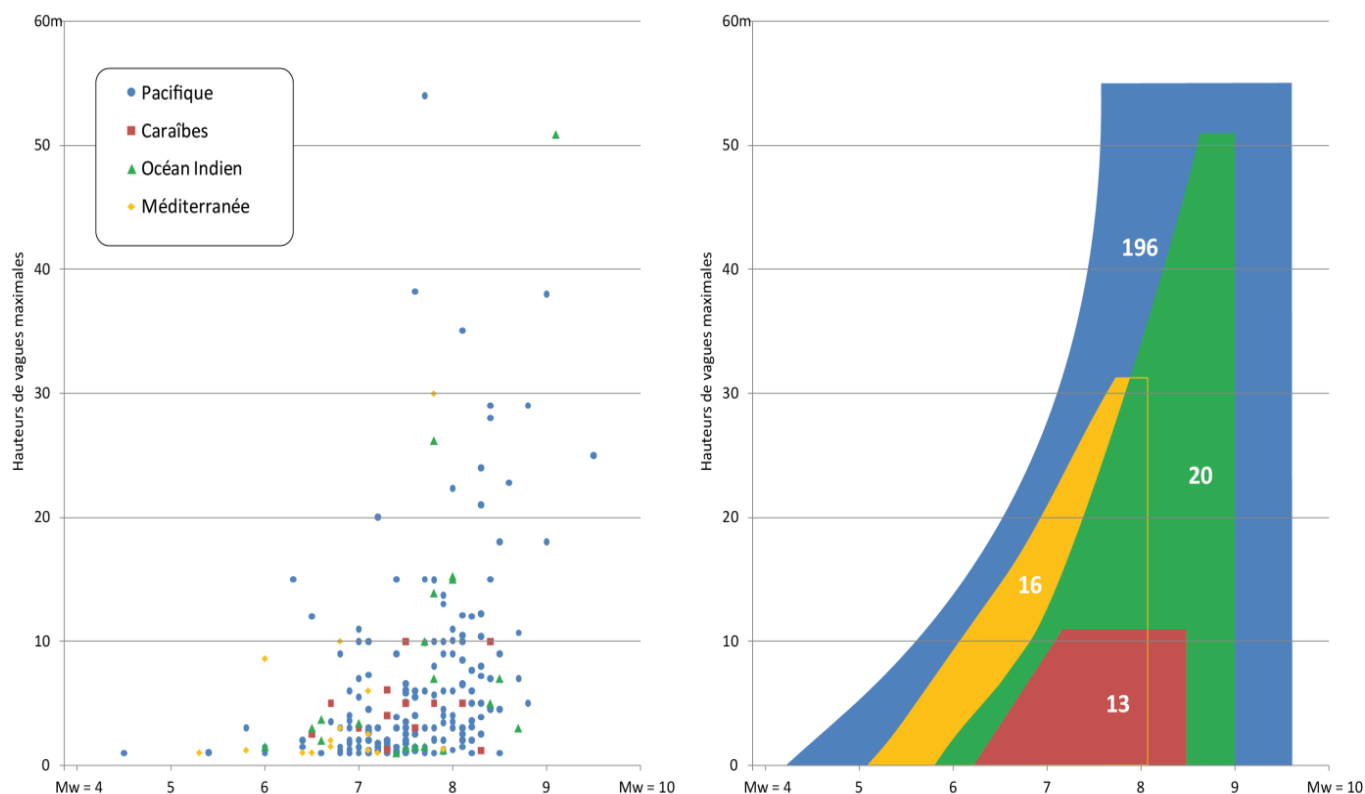


Figure 25: rapport entre magnitude du séisme tsunamigène et hauteurs d'eau mesurées à la côte. M. Alexandre SAHAL 2011[140]

NB : il s'agit des tsunamis d'origine sismique et engendrant des hauteurs d'eau mesurées à la côte supérieures à 1 m. depuis 1840 (en texte blanc sur-imprimé le nombre d'événements recensés pour chaque bassin).

On observe que dans le Pacifique les tsunamis se manifestant par des hauteurs à la côte particulièrement importantes dès la magnitude $M_w = 4,5$ et qu'on y enregistre les séismes les plus intenses (jusqu'à $M_w = 9,5$). Dans l'océan indien, les séismes tsunamigènes sont de plus grandes magnitudes et ont des effets à partir de $M_w = 6$ sur la période considérée (1840-2011). En terme d'amplitude, vient ensuite la Méditerranée, avec des événements atteignant des hauteurs de 30 m, et déclenchés dès la magnitude $M_w = 5,5$. On n'y enregistre pas de séismes tsunamigènes de magnitudes supérieures à $M_w = 8$ sur la période 1840-2011. Enfin, dans les Caraïbes, les hauteurs d'eau répertoriées ne dépassent pas 10 m. Les observations sont faites à partir des magnitudes $M_w = 6,5$.

A noter toutefois la prudence à adopter concernant ces statistiques : cette période de moins de 200 ans, bien qu'elle soit la mieux documentée, ne peut tenir compte de séismes tsunamigènes de fortes magnitudes dont les périodes de retour sont supérieures à 200 ans et qui ne se sont pas manifestés sur cette période. Ces événements moins fréquents mais dont l'amplitude des tsunamis déclenchés est plus forte sont à considérer sérieusement bien qu'ils soient absents des catalogues d'événements récents.

II-4-4 Action et effet du couplage

L'action du couplage des effets sismique et tsunamique se traduit premièrement, par une propagation des ondes générées par le séisme se concrétisant par un déplacement du sol sous les édifices. Les niveaux et les degrés de dommage probables sur les structures existantes dépendent de l'accélération du sol, de leurs conceptions, des matériaux de construction utilisés et leurs modes structurels (partie II-2-3). Deuxièmement, en fonction de la distance d'éloignement de l'épicentre du séisme des côtes, de la vitesse de propagation, de la géomorphologie du fond sous-marin, les ondes ou bien les vagues tsunamiques arrivent aux côtes et occasionnent des dégâts dont le volume dépend de l'intensité des forces tsunamiques (partie II-3-3).

Les figures indiquées ci-dessous illustrent un exemple de l'effet du couplage sismique et tsunamique sur une infrastructure de logistique au Japon après un tsunami d'origine sismique. (Figure 26).



avant aléa

après aléa



Figure 26: démolition totale de la station de traitement des eaux suite au tsunami d'origine sismique survenu au Japon en 2011 [149]

II-4-5 Occurrence des effets de couplage survenus au Maroc

Le tableau 3 (partie II-3-4) illustre l'historique des tsunamis ayant survenus au Maroc y compris ceux d'origines sismiques. Au niveau du présent travail, nous retenons celui du 1^{er} novembre 1755, considéré le plus dévastateur à travers l'histoire. En effet, la ville de Lisbonne a été ravagée par un séisme prenant naissance dans le golfe de Cadix. Ce tremblement de terre avait provoqué une série d'incendies au sein de la ville et avait été ressenti sur toute la péninsule ibérique, le Nord du Maroc et Madère (M.A. BAPTISTA et al. 1998[150] et 2003[151]). Il avait généré un tsunami de très grande ampleur qui a été observé sur le pourtour du golfe de Cadix en provoquant des dégâts considérables dans un grand nombre de villes marocaines, entre Tanger et Agadir. Le train d'ondes avait parcouru tout le bassin atlantique, avec des témoignages sur les côtes des Antilles situées à plus d'un millier de kilomètres de la source (J. ROGER et al. 2010[152] et 2011[153]). Il s'agit du seul tsunami connu en Atlantique nord et demeure en cela un événement de référence pour établir des scénarios de risque sur cet espace. La carte illustrée sur la figure 27 indique la distribution des sources tsunamiques en Méditerranée et au large de la péninsule ibérique longeant l'interaction des deux plaques eurasiatique et celle africaine.

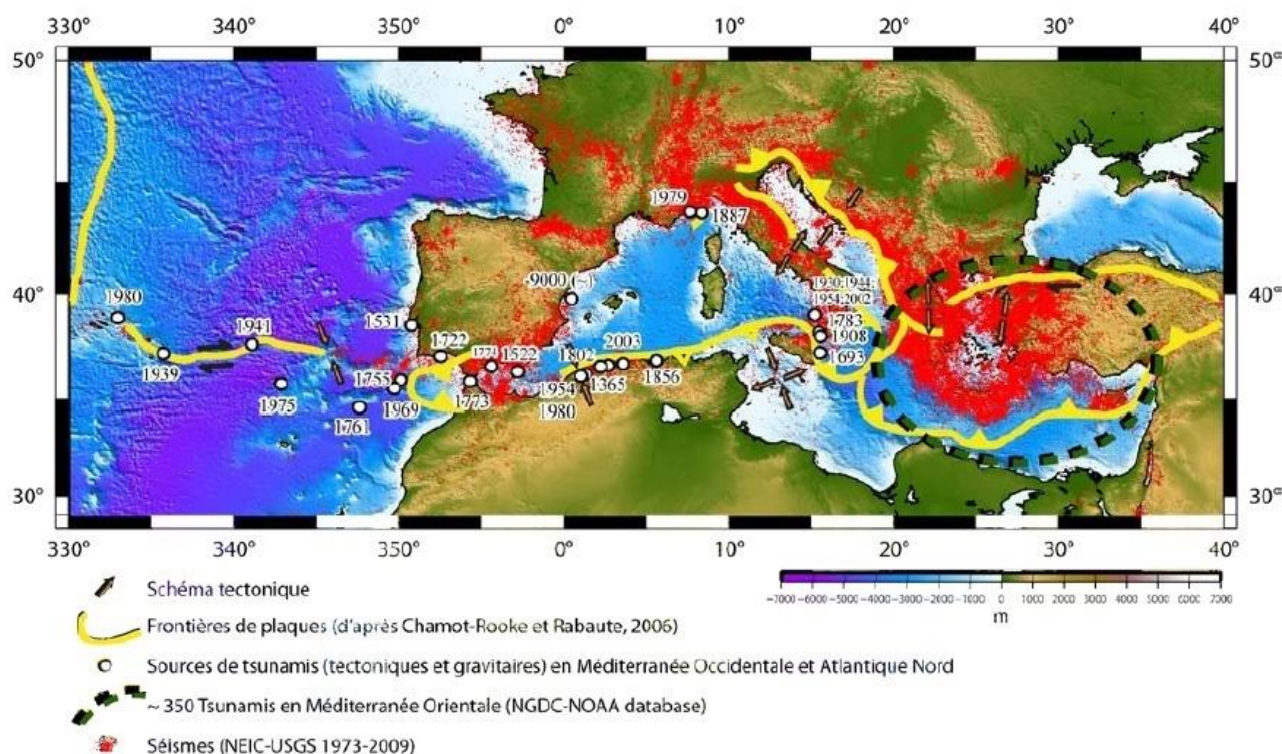


Figure 27: localisation des sources significatifs connus en Méditerranée et au large de la péninsule ibérique, M. Alexandre SAHAL 2011 [140].

Un travail de compilation et d'analyse des recueils historiques sur les effets de ce tsunami a déjà été réalisé par un certain nombre de chercheurs F. KAABOUBEN et al. 2009[154], M.A. BAPTISTA et

J.M. MIRANDA 2009[155], P.L. BLANC2009[156].Mais il persiste encore de nombreuses incertitudes sur la source exacte du séisme et ses effets sur les côtes, en particulier marocaines. En se basant sur une sélection restreinte de sources documentaires primaires, P.L. BLANC 2009[156] a été le premier auteur à démontrer que l'impact du tsunami de 1755 sur les côtes marocaines fut beaucoup plus faible que ce que certains témoignages décrivent. Selon lui, il est fort probable que l'amplitude de la vague de tsunami n'ait atteint que 2,5 m au-dessus du niveau de la mer à Cadix ainsi qu'à Tanger. Elle ne serait que de 1,5 m à 2 m de plus au sud sur les côtes marocaines.

II-4-6 Conclusion

Les effets liés au couplage du séisme et du tsunami sur les structures existantes ont un pouvoir destructeur très important en comparaison avec les effets isolés de chacun des deux aléas séparément. Ceci est dû au fait que la structure cible une fois frappée par un séisme de forte intensité, son ossature porteuse est appelée à dissiper l'énergie induite en travaillant dans le domaine inélastique. De ce fait, des dommages conséquents peuvent apparaître nécessitant des travaux de réparation et de réhabilitation. Or, le temps séparant l'action du séisme, généré au fond marin et les vagues tsunamiques ne permet pas d'entreprendre ces opérations de mise à niveau. Ainsi, la structure fragilisée par le premier chargement devient incapable de supporter le deuxième aléa ce qui entraîne automatiquement la démolition du bâtiment.

II-5 Conclusion CHAPITRE II

L'analyse des effets combinés des séismes et des tsunamis nécessite impérativement de commencer par l'analyse des deux aléas isolément avant de procéder à l'étude de l'effet du couplage. Nous avons conclu des dénominateurs communs concernant les modes d'action des deux aléas, notamment, leurs effets dynamiques et l'horizontalité des intensités des forces générées. De plus, il s'avère clairement que la capacité destructrice résultant de la combinaison des deux aléas dépasse largement celle des deux sinistres séparément. En outre, de par sa situation géographique, le Maroc demeure une cible potentielle non seulement aux effets des séismes, des tsunamis mais aussi aux effets de leur couplage. À cet effet, l'étude de la vulnérabilité des structures existantes sous l'effet de ce couplage est d'une grande nécessité.

Chapitre III

Vulnérabilité des structures existantes sous l'effet du couplage sismique et tsunamique

Chapitre III –Vulnérabilité des structures existantes sous l’effet du couplage sismique et tsunamique

III-1Introduction

Il y a quelques années, une nouvelle génération de méthodologies pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants a émergé. Ces méthodologies désignées par l'acronyme anglophone ACM (Advanced Component Method), ont remplacé les méthodes conventionnelles existantes basées sur des expertises et des observations de dommages survenus lors de séismes ou de tsunamis passés outre le fait qu'elles se basaient sur l'évaluation du degré de dégât des bâtiments en utilisant l'intensité sismique (MMI), l'accélération maximale du séisme (PGA) ou bien la hauteur d'inondation pour les tsunamis (approches multicritères). Par contre, les nouvelles méthodologies se basent principalement, pour le cas sismique, sur une analyse non linéaire du bâtiment (analyse dynamique, analyse statique monotone croissante ou Pushover) pour déterminer les performances du bâtiment. Cette étape est précédée systématiquement par une étude d'inventaire qui définit les classes type de bâtiments, leurs spécificités structurales (éléments de contreventement, types constructifs) et architecturale (hauteur d'étage, nombre d'étage, dimensions des ouvertures, etc.), les matériaux de construction etc. Cette analyse est complétée par une analyse spectrale pour identifier la demande sous l'action d'un séisme (intensité sismique, magnitude, effet de site etc..). Finalement, des fonctions de vulnérabilité et ensuite des courbes de fragilité sont établies. En outre nous signalons l'absence de nouvelles méthodologies propres au cas tsunamique, à l'exception des méthodes expérimentales et numériques qui seront discutées ci-après. À cet effet, le présent chapitre se propose de donner un aperçu sur les notions et les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité pour les deux aléas, en faisant ressortir une méthodologie proposée qui sera prise en considération pour l'évaluation de la vulnérabilité tenant compte de l'effet du couplage.

III-2 Notion de vulnérabilité

III-2-1Notion de vulnérabilité sismique.

Les ouvrages humains (constructions, équipements, aménagements, etc.) ne sont pas tous capables d'absorber et de dissiper, sans dommage (rupture), les efforts transmis par les ondes sismiques. Selon leur nature et leur conception, ils sont plus ou moins vulnérables à ces sollicitations. Nous définirons ainsi la vulnérabilité sismique comme la relation entre les degrés de dommages conséquents (au sens large du terme) et les différents niveaux d'agression sismique subis. Généralement, lorsque l'on parle de vulnérabilité, on fait référence aux bâtiments, mais le concept peut être appliqué à d'autres ouvrages, tels que des ponts, des routes, des installations industrielles, des réseaux de distribution de gaz, des réseaux électriques... Plus largement, à ces vulnérabilités « physiques », on peut ajouter des vulnérabilités humaines, fonctionnelles, économiques, sociales... Il s'agit d'un paramètre intrinsèque au

système étudié, indépendamment de sa situation géographique, un bâtiment peut être vulnérable et ne présenter aucun risque parce qu'il est situé dans une zone sans danger sismique.

Plus précisément, la vulnérabilité sismique est la probabilité d'obtenir un certain dommage pour un système lors d'un séisme donné. Pour déterminer cette probabilité, il est nécessaire de définir ce dommage, souvent considéré comme une variable continue (D) variant de 0 (pas de dommage) à 1 (ruine), et lié à un indicateur plus ou moins complexe ; on peut citer par exemple les travaux de Naze [157]. Pour des raisons de facilité de prise de décision notamment, la variable d'endommagement est utilisée pour définir qualitativement des « degrés » de dommages. Par exemple, l'EMS 98 [158], qui sert de référence en Europe, compte 5 degrés de dommages aux constructions :

- 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 $0,8 \leq D \leq 1$

Les fonctions de vulnérabilité (ou d'endommagement), qui seront prises en considération dans le cadre de la présente thèse, sont celles adoptées dans le document Risk UE et qui seront détaillées dans le chapitre formulations théoriques.

III-2-2 Notion de vulnérabilité tsunamique.

À la différence du mouvement sismique, pour lequel les dommages aux bâtiments sont la principale cause de perte humaine, concernant les tsunamis, le bâtiment n'est pas forcément l'endroit le plus dangereux pour la population. Ce constat est clairement mis en évidence dans le calcul et l'analyse de données statistiques de Guha Sapir et al 2006 [159]. En cas de séisme, on doit, si on en a le temps, sortir du bâtiment; en cas de tsunami cela peut être le contraire: le bâtiment peut être considéré comme un refuge, en particulier s'il possède des étages. La stabilité structurelle du bâti doit néanmoins être prise en compte, pour justement estimer la qualité de ce refuge. Lors du tsunami de 2004 dans l'océan Indien, de nombreuses constructions des pays sinistrés ont subi un endommagement important. Saatcoglu 2009 [160], cite les différents mécanismes d'endommagement ou forces qui agissent sur le bâtiment en phase d'inondation du tsunami.

Après le tsunami de 2004, de nombreuses publications et études, basées sur les observations et le retour d'expérience, (Garcin et al 2007 [161], Peiris et al 2006 [162], Léone et al 2006 [163]) ont proposé des fonctions d'endommagement, c'est-à-dire estimation des degrés de dommage du bâti en fonction des niveaux d'agression. Même si la vitesse du flux, la durée de l'inondation, la matière solide charriée sont des facteurs très importants qui vont conditionner le niveau de dommage des bâtiments, l'essentiel des traces qu'on peut trouver sur le terrain après un tsunami sont celles de la hauteur d'eau maximale. Les courbes d'endommagement établies de façon empirique, sur la seule base des données de terrain interprétées, mettent en relation le taux de dommages et la hauteur de l'eau uniquement. Les auteurs

partent du principe que, globalement, la vitesse est fonction de la hauteur de submersion. Il s'agit d'une simplification abusive, qui pourrait s'avérer vite insuffisante selon l'échelle et la qualité des évaluations souhaitées.

L'interprétation des données de terrain se fait à partir de niveaux de dommage observés pour différents types de construction. A titre d'exemple, une échelle d'endommagement a été proposée par l'EEFIT en 2005[164], pour évaluer les conséquences d'un tsunami:

- D0 : pas des dégâts,
- D1: dégâts légers, petites fissures, fenêtres et portes endommagées. Dégâts réparables, occupation immédiate,
- D2 : dégâts modérés. Dégâts importants pour des murs qui n'ont pas une fonction structurelle. Erosion du sol, exposition des fondations. Les murs en maçonnerie sont réparables. L'occupation immédiate n'est pas conseillée,
- D3 : dégâts forts. Impact sur la stabilité de la structure de la maison. Forte érosion du sol, dégâts pour les fondations, tassement. Démolition,
- D4 : effondrement. Dégâts structuraux complets. Les fondations sont bien visibles et exposées.

Les fonctions d'endommagement (ou de vulnérabilité) peuvent attribuer de manière déterministe un niveau d'endommagement moyen (D0 à D4 ou D5) pour différentes hauteurs de submersion et pour chaque type de bâti considéré (Figure 28).

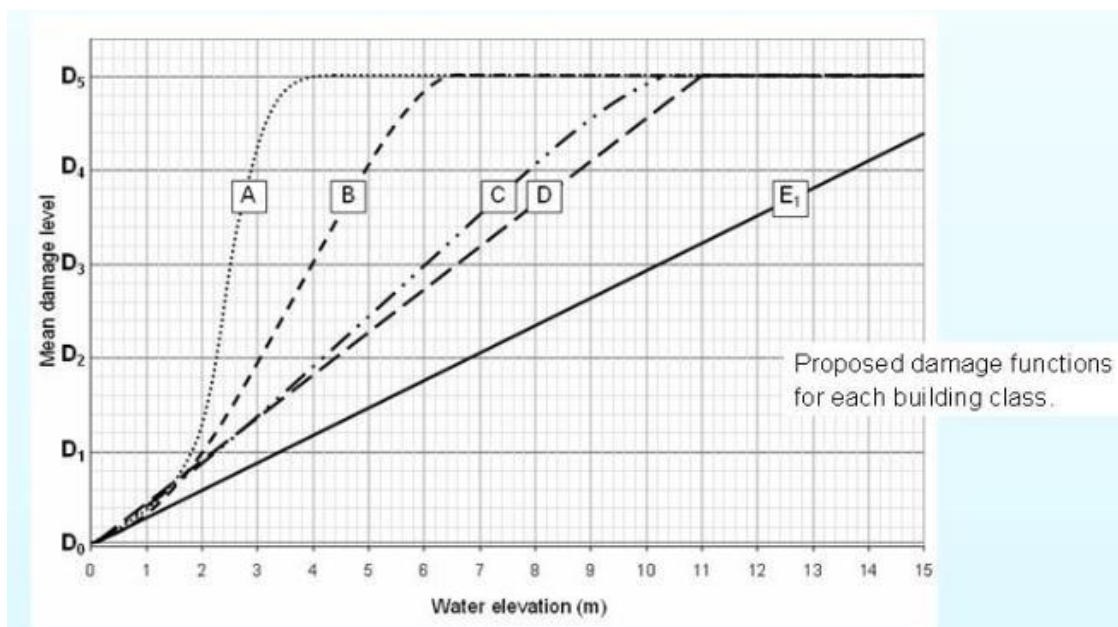


Figure 28: fonctions d'endommagement proposées par Guillaude et al2009 [165].

Les typologies constructives des bâtiments sont : A) constructions légères, B) maçonnerie non renforcée, C) maçonnerie de remplissage avec des éléments renforcés, D) béton non renforcé, E) béton armé.

D'autres auteurs ont calculé des fonctions d'endommagement en exprimant la vulnérabilité de manière probabiliste, c'est-à-dire en proposant pour chaque type de construction considéré, un pourcentage de niveau de dommage en fonction de la hauteur de submersion (Figure 29).

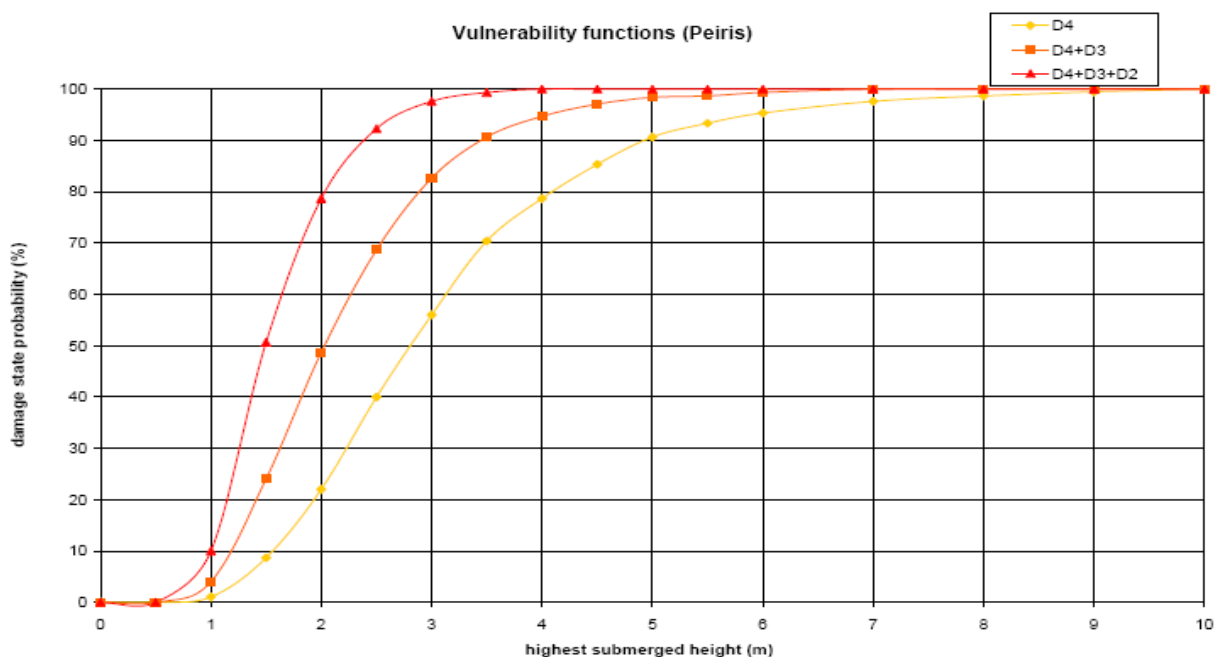


Figure 29: fonction d'endommagement pour des bâtiments en maçonnerie (Peiris, 2006[162]).

III-2-3 Notion de vulnérabilité sous l'effet du couplage sismique et tsunamique

Il n'existe pas dans la littérature une notion de vulnérabilité propre au couplage des effets sismique et tsunamique. Vu que la vulnérabilité contre un aléa quelconque consiste à fournir la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommage donné, nous avons utilisé les fonctions d'endommagement adoptées par le guide de calcul Risk UE. On a opté pour ce guide destiné à priori à l'étude sismique en raison de l'analogie entre les deux aléas. Les forces tsunamiques agissent horizontalement et génèrent une action dynamique sur l'ossature porteuse des bâtiments à l'instar des forces sismiques. Ceci nous a permis d'appliquer ses fonctions de vulnérabilité pour traiter tout d'abord, le cas tsunamique et ensuite l'effet de couplage en prenant en considération les déplacements effectifs (tsunami) et non pas les déplacements spectraux (séisme). Ainsi, nous avons effectué un calcul non linéaire en agissant sur le paramètre de ductilité μ_{Δ} après avoir tracé la courbe de capacité de la structure. La particularité de ce travail réside au fait que les facteurs D_y (Déplacement élastique), D_u (Déplacement maximal) et μ_{Δ} nécessaires à l'élaboration des courbes de fragilité sont prédéfinis dans RISK UE. Ils dépendent de la classification des bâtiments, des propriétés et types des matériaux utilisés, et d'autres facteurs qui caractérisent le mode et les conditions de construction en Europe. Ainsi, pour mieux se rapprocher du comportement et conditions réelles de l'analyse de la structure étudiée, sise à Jorf Lasfer

Maroc, cas traité au présent travail de recherche, les valeurs de D_y , D_u ont été tirées graphiquement de la courbe de capacité.

III-2-4 Vulnérabilité du littoral marocain.

Le Maroc présente 3500 kilomètres de côtes, réparties sur deux façades littorales ouvertes sur la Méditerranée et l'Atlantique. Ce littoral constitue un pôle d'attraction et de développement important pour le pays (MATEE 2005[166]). Le littoral rassemblait en 2010 plus de 54,7 % de la population totale du Maroc, contre 49 % en 1971. Durant ces trois dernières décennies, cette population a été multipliée par un facteur 2,3, contre 2,1 pour l'ensemble du Maroc. À elles seules, les côtes atlantiques concentrent 46,2 % de la population du Maroc sur seulement 14 % du territoire national (HCP, 2010). Le taux de population urbaine de cette façade n'a cessé de croître depuis le début du XX^{ème} siècle, jusqu'à atteindre 69 % en 2010. Cette urbanisation est marquée par le poids particulier de l'axe Kénitra - El Jadida, qui réunit 67,5 % de la population urbaine du littoral atlantique sur près de 230 km (HCP, 2010).

Le littoral marocain est le lieu d'implantation de 90 % des unités industrielles. La façade atlantique en concentre 77 %, dans le textile, la chimie, l'industrie mécanique et électrique, surtout le long de l'axe Safi-Kénitra (60 % des unités industrielles, près de 70 % de l'emploi industriel et 80 % des investissements industriels du Maroc). Le long de cet axe, la région du Grand Casablanca se signale comme le cœur industriel du Royaume. À elles seules, la wilaya (circonscription administrative) de Casablanca, les préfectures de Mohammedia et de Nouaceur rassemblent 36 % des industries du pays, 45 % des emplois et la moitié du chiffre d'affaires industriel généré (MATEE2005 [166]).

Le littoral atlantique occupe par ailleurs une place centrale dans les activités touristiques. L'élévation du tourisme au rang de secteur économique prioritaire et les diverses mutations des comportements socio-économiques au cours de ces dernières décennies, se sont traduites par un déferlement de la demande nationale sur le produit balnéaire. Plus de 60 % des séjours touristiques sont attirés par le littoral qui, en 2008, a réalisé 54 % de nuitées touristiques avec une capacité litière avoisinant 51 % du total national (HCP, 2010). Trois centres importants polarisent la demande interne et internationale : le pôle d'Agadir et sa région, le pôle El Jadida-Casablanca-Mohammedia et le pôle Rabat-Témara Skhira-Bouznika. Dans ces régions, les projets touristiques et les projets de résidences secondaires se multiplient à une cadence accélérée (MATEE2005 [166]).

Compte tenu cette grande exposition de l'infrastructure industrielle, touristique et cette forte concentration de la population au voisinage du littoral, le Maroc est constamment sujet au risque tsunamique et du couplage des éléas sismique et tsunamique. Les mouvements presque permanents des plaques terrestres au fond océanique augmentent la probabilité à ce qu'un scénario similaire à celui de l'événement du 1 Novembre 1755 puisse se reproduire. La gravité des conséquences occasionnées à cet

époque et celles causées suite à des catastrophes analogues, perpétrées à travers le monde, suscite des chercheurs et des spécialistes en la matière, d'accentuer leurs efforts pour la mise en place des codes de calcul fiables pour la construction des bâtiments neufs capables de résister contre ce genre de sinistre et également fournir des méthodes efficaces pour l'évaluation de la vulnérabilité du parc mobilier existant contre cet aléa. Ceci permettra d'anticiper la catastrophe par la mise en œuvre des solutions appropriées. Nous présentons ainsi, les principales méthodologies adoptées par des pays, comme les États Unis d'Amérique et l'Europe pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique ainsi que celles utilisées pour le cas tsunamique. Puis, une méthodologie adaptée au contexte marocain sera proposée pour l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments contre ce sinistre dévastateur au Maroc.

III-3 Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes

III-3-1 Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique.

III-3-1-1 Méthode HAZUS

Généralités sur la méthodologie

HAZUS (Hazard US) 2003 [167] [168] est une méthodologie développée par le NIBS (.National Institute of Building Science.) et supportée par la FEMA (Federal Emergency Management Agency). La méthodologie fut implémentée sous forme de logiciel interactif au public. Dans cette méthodologie l'intensité macrosismique (MMI) a été remplacée par l'accélération ou les déplacements spectraux pour quantifier l'intensité sismique. Ces paramètres sont représentés par le spectre de réponse ou par le PGA (Pic Ground Acceleration). Ces données sont associées à un niveau d'endommagement, défini et décrit pour chaque type d'enjeux considéré.

Le programme HAZUS se caractérise par une structuration modulaire et multi-niveaux d'analyse. Il présente les caractéristiques suivantes:

- 1- le programme présente six modules indépendants: l'inventaire des enjeux, l'analyse de l'aléa, l'estimation des dommages directs, l'estimation des dommages indirects, pertes économiques directes et indirectes,
- 2- les résultats sont représentés sous forme d'une carte intégrée dans un SIG (Système d'Information Géographique),
- 3- le logiciel permet trois niveaux d'analyse: le premier niveau basé sur les données initialement insérée dans la base de donnée du programme, le deuxième niveau basé sur les données insérées par l'utilisateur, et le troisième niveau basé sur des données complémentaires relatives aux inventaires, aux paramètres techniques de construction ainsi qu'aux coûts économiques.
- 4- le module des enjeux définit quatre types d'enjeux: le bâti courant, les constructions spéciales, les infrastructures de transport et les réseaux d'eau, d'énergie et de communication. Pour le bâti courant, il définit 38 typologies des constructions sur la base de leur système structural et de leur hauteur,

5- l'étude de l'aléa concerne la détermination du mouvement du sol, l'analyse du potentiel de liquéfaction du sol, le glissement du terrain, la rupture des failles en surface. Le mouvement du sol est caractérisé par le spectre de réponse, le PGA et le PGV (Pic Ground Velocity). Il est défini au choix par une approche déterministe et probabiliste. L'approche déterministe se présente sous trois types de calcul. La première est basée sur le choix d'une source sismique à partir d'un inventaire précis de toutes les failles sismiques existantes accompagné de toutes les informations sismiques et géotectoniques des failles. Le deuxième type de calcul est basé sur le choix d'un séisme déjà réalisé. Une base de données de séismes avec leur magnitude doit être disponible. Le troisième type est basé sur la définition d'un événement sismique arbitraire ou artificiel en spécifiant par exemple son épicycle, sa profondeur, le type et l'orientation de la faille ainsi que sa magnitude. La seconde approche dite probabiliste, elle est définie à partir des cartes de zonage sismique développées. Cette approche permet également de spécifier un spectre de réponse. Finalement, quelle que soit l'approche, le mouvement du sol est atténué par rapport à la distance à l'épicentre en utilisant des relations d'atténuation en fonction des régions et des types de sols de ces dernières. Le signal peut également être amplifié en tenant en compte de l'effet de site (conditions locales du site),

6- L'analyse des dommages directs par le logiciel, dans le cas des bâtiments courants, est basée sur la méthode du spectre de capacité et les courbes d'endommagements ou courbes de fragilité. La méthode consiste donc à évaluer l'endommagement que peut subir un bâtiment sous l'effet d'une action sismique prédéfinie. HAZUS utilise cinq degrés de dégâts, ou niveaux de dommages pour les éléments structurels, qui sont: D0, pour l'absence de dommages; D1, pour les dommages légers, D2, pour les dommages modérés, D3, pour les dommages importants et D4 pour les dommages très importants. Ces niveaux sont présentés en détail pour chaque type de structure considéré lors de l'inventaire.

7- Les courbes de capacité expriment la relation entre la capacité portante, en général la résultante de l'effort tranchant à la base du bâtiment, en fonction du déplacement total au sommet de l'édifice. Cette courbe définit donc la performance du bâtiment jusqu'à la rupture et est obtenue à l'aide d'une part de modèles mathématiques des caractéristiques géométriques et mécaniques du bâtiment et d'autre part par une analyse statique non linéaire jusqu'à la rupture appelée 'Pushover'.

8- Les courbes de fragilité définissent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommages, structurels ou non structurels, pour une valeur donnée du déplacement correspondant au point de demande. Dans le cas du programme HAZUS, ces courbes ont été mises au point à partir d'extrapolations des données liées aux dommages observés, sur avis d'experts ainsi que sur des tests de laboratoire (ATC 1985[169]). Ces courbes ont été calibrées ensuite, avec des données consécutives aux séismes de Loma Prieta (1989) et de Northridge (1994). L'endommagement est modélisé par une distribution normale cumulée du logarithme (distribution log-normale) du déplacement spectral S_d donné. Ainsi pour un niveau de dégâts d_s provoqué par un déplacement spectral S_d donné, la probabilité d'endommagement $P[d_s / S_d]$, s'exprime à travers la formule suivante:

$$P[d_s/S_d] = \Phi(\beta_{ds}, S_{d,ds}) \quad \text{Éq (1)}$$

Avec: $P[d_s/S_d]$ est la probabilité d'obtenir un niveau de dégât donné d_s pour un déplacement spectral S_d , Φ est la fonction de distribution normale cumulée, $S_{d,ds}$ le logarithme de la valeur moyenne de déplacement d pour le niveau d'endommagement fixé à d_s , β_{ds} est le logarithme de l'écart-type du déplacement d pour le niveau d'endommagement ou degré de dégât d_s .

III-3-1-2 Méthode Risk-UE

Généralités sur la méthodologie Risk-UE

Le programme RISK-UE, à l'image d'HAZUS, est un programme d'évaluation du risque sismique à l'échelle européenne. L'étude a débuté en janvier 2001, et s'est étalée sur une période de trois ans. Elle a été pilotée par des institutions universitaires et des organismes de recherches, et a abouti à une méthodologie d'analyse du risque sismique du bâtiment existant et historique en Europe.

Sept villes ont fait l'objet de l'étude: Nice (France), Barcelone (Espagne), Catania (Italie), Sofia (Bulgarie), Bucarest (Roumanie), Thessalonique (Grèce) et Bitola (Macédoine). La méthodologie a passé par l'établissement d'un inventaire complet de tous les éléments à risque. Comparé à HAZUS, le modèle inclu une nouveauté par la prise en compte des anciens centres urbains, les monuments et les bâtiments historiques. Le programme RISK-UE est modulaire et représente la première alternative à ce jour du programme HAZUS.

Le programme Risk-UE comporte deux niveaux d'évaluation : Niveau 1 et Niveau 2. Dans le présent travail on s'intéressera au second niveau d'analyse.

Les principales remarques qu'on peut tirer concernant le programme Risk-UE sont :

1- Chaque équipe a développé des courbes de fragilité, qui sont basées sur une analyse de spectre de réponse, elle-même basée sur un spectre de réponse spécifique au site ou à la région étudié. Par conséquent, chaque équipe s'est appuyée sur une ville ayant un spectre largement différent des autres. Le modèle ne permet pas de comparer les courbes de fragilité en spécifiant les spectres de réponse et les paramètres adoptés pour chacun. La demande ainsi calculée sera influencée par cette donnée et donc les degrés de dégât calculés.

2- Les coefficients de réduction ne sont pas donnés en fonction de l'amortissement, justement dans le cas d'un système suramorti.

3- Ces coefficients de réduction présente également une source non négligeable de dispersion des résultats selon la formulation adoptée. Dans certaines zones on a des différences de l'ordre de 10 à 20% selon la formulation adoptée. Le document affirme que le modèle utilisé est celui de Vidic et al. 1994 [170], Fajfar 2000 [171]. On peut en déduire que toutes les courbes de fragilité développées par l'ensemble des équipes ont adopté la même formulation. Le modèle évoque d'autres formulations: celle de Cosenza et al 1992 [172] et celle de Miranda 2000 [173].

4- Les différentes hypothèses auraient pu être explicitées avec plus d'attention afin d'expliquer les différences parfois substantielles entre les spectres de capacité donnés par les modèles. Par exemple, pour les courbes relatives à la classe RC1M PC, RC1M LC, RC1H LC. Dans tous les cas, les différences sont importantes.

5- Le modèle, tel qu'il est présenté, souffre d'un certain manque d'uniformité et de concordance dans les données, les méthodes utilisées et les résultats obtenus, ce qui prouve que les équipes ont travaillé de façon indépendante. Le modèle ne présente aucune étude critique sur les différences de résultats obtenues.

6- La plupart des modèles numériques utilisés pour développer les courbes de capacité sont des méthodes relativement complexes s'appuyant sur des modèles éléments finis bi et tridimensionnels.

7- Les courbes de fragilité dans le programme Risk-UE sont construites tel que l'endommagement est modélisé par une fonction de distribution normale cumulée du logarithme (distribution log-normale) du déplacement spectral S_d donné. Ainsi, pour un niveau de dégâts d_s provoqué par un déplacement spectral S_d donné, la probabilité d'endommagement, $P(d_s/S_d)$, s'exprime à travers une formule identique à l'équation Éq (1).

III-3-2 Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité tsunamique.

III-3-2-1 Méthodes expérimentales

En l'absence des codes de calcul des bâtiments anti tsunamis et dans le but de développer une modélisation des forces tsunamiques, plusieurs essais expérimentaux ont été effectués visant la maîtrise et la compréhension de ce sinistre peu connu par les scientifiques, et ce, en raison de la complexité de ses modes d'action sur les infrastructures côtières. Dans cette partie, on se propose d'étudier le travail expérimental de Panitan Lukkunaprasit, Nuttawut Thanasisathit, et Harry Yeh 2009 [40]. Les membres de cette équipe ont établi une série d'expériences de laboratoire sur un modèle de bâtiment à l'échelle de 1: 100, le canal de vague a 40 m de longueur, 1 m de largeur et 1 m de profondeur. Une plage composée de deux pentes - 1: 5.8 et 1: 115 - et une section plate modélisant l'état équivalent à Kamala plage, Phuket, Thaïlande, comme le montre la figure 30.

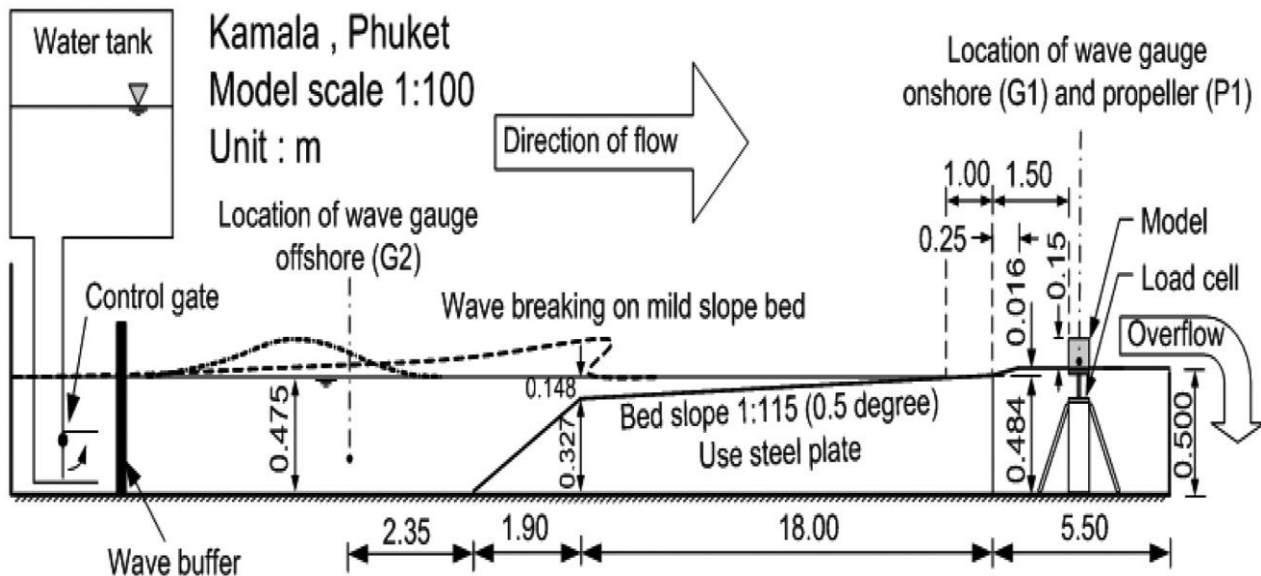


Figure 30: schematic diagram of test setup [40].

La profondeur de l'eau dans le bassin a été fixée à 0,475 m. Une courte montée plus raide (1 / 15,6) devant le bâtiment modèle a imité le remblai en béton sur la plage. Toutes les sections matérialisant le fond du bassin étaient constituées de plaques d'acier fines à surface lisse. Le modèle du bâtiment qui recevra les charges tsunamiques est de dimensions 0,15 m × 0,15 m × 0,15 m, de forme cubique et est constitué de plaques en acrylique. Il a été placé sur la section horizontale, à 2,50 m du rivage et à 2,5 cm du niveau de l'eau calme. Une cellule de mesure des intensités des charges a été installée sous le modèle pour mesurer les forces des vagues. On a utilisé des jauges de type capacitance pour évaluer les variations temporelles de la surface de l'eau au niveau du pont G1 (côtier) et au niveau de l'emplacement G2 au large. Les vitesses d'écoulement ont été enregistrées au niveau du point P1.

Les expériences ont d'abord été effectuées en l'absence du prototype de bâtiment, en prenant les données enregistrées par les jauges d'ondes et de courant à G1, G2 et P1. La profondeur et la vitesse d'écoulement à G1 et P1 ont ensuite été corrélées avec la profondeur d'écoulement à G2. Des caméras vidéo et numériques ont également été utilisées pour capturer le mouvement des ondes agissant sur le modèle. Toutes les données ont été enregistrées à des fréquences d'échantillonnage de 500 Hz.

Les tsunamis ont été générés en libérant de l'eau du réservoir principal en ouvrant rapidement la porte de contrôle; par conséquent, le flux est très turbulent à la génération.

Le déferlement des vagues a toujours eu lieu au large de la plage légèrement inclinée (pente de 1: 115) et une vague cassée semblable ayant l'effet impulsif a été formée avant d'arriver au modèle de bâtiment (Figure 31).

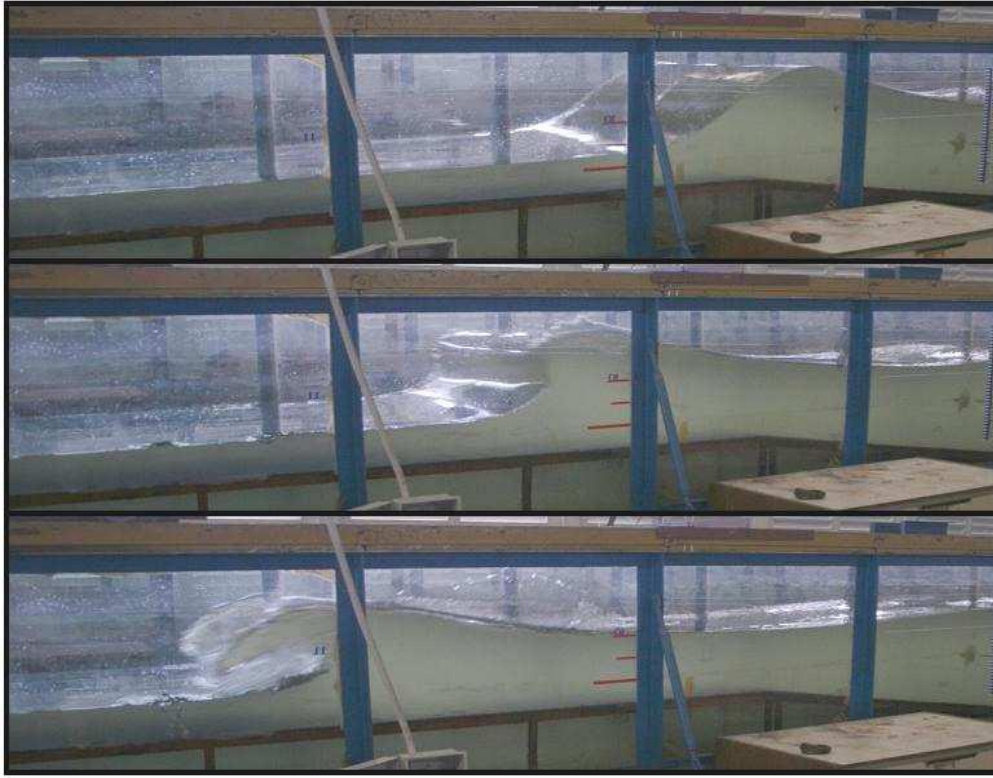


Figure 31: principe et déroulement de l'essai [40].

On note que ce mécanisme de génération d'ondes ne crée guère une onde solitaire propre et stable, mais ce n'est pas critique car un véritable tsunami forme rarement une onde solitaire, H. Yeh, P. Liu, and C. Synolakis 1996 [174]. L'important est de générer des flux répétables semblables à ceux du tsunami de manière contrôlée. En contrôlant la quantité d'eau retenue dans le réservoir principal, les expériences ont été répétées trois fois pour les trois passages «secs» (c'est-à-dire sans placer le modèle de bâtiment).

Les variations temporelles résultantes des élévations de la surface de l'eau et des vitesses d'écoulement à l'emplacement du modèle sont illustrées à la figure 31. Malgré les écoulements complexes, la figure 32 démontre la reproductibilité adéquate des performances du laboratoire. Les trois conditions d'ondes nominales indiquées sur cette figure ont été utilisées dans des expériences ultérieures et sont identifiées comme étant $h_0 = 40, 60$ et 80 mm, représentant approximativement les hauteurs maximales d'écoulement à l'emplacement de la construction du modèle.

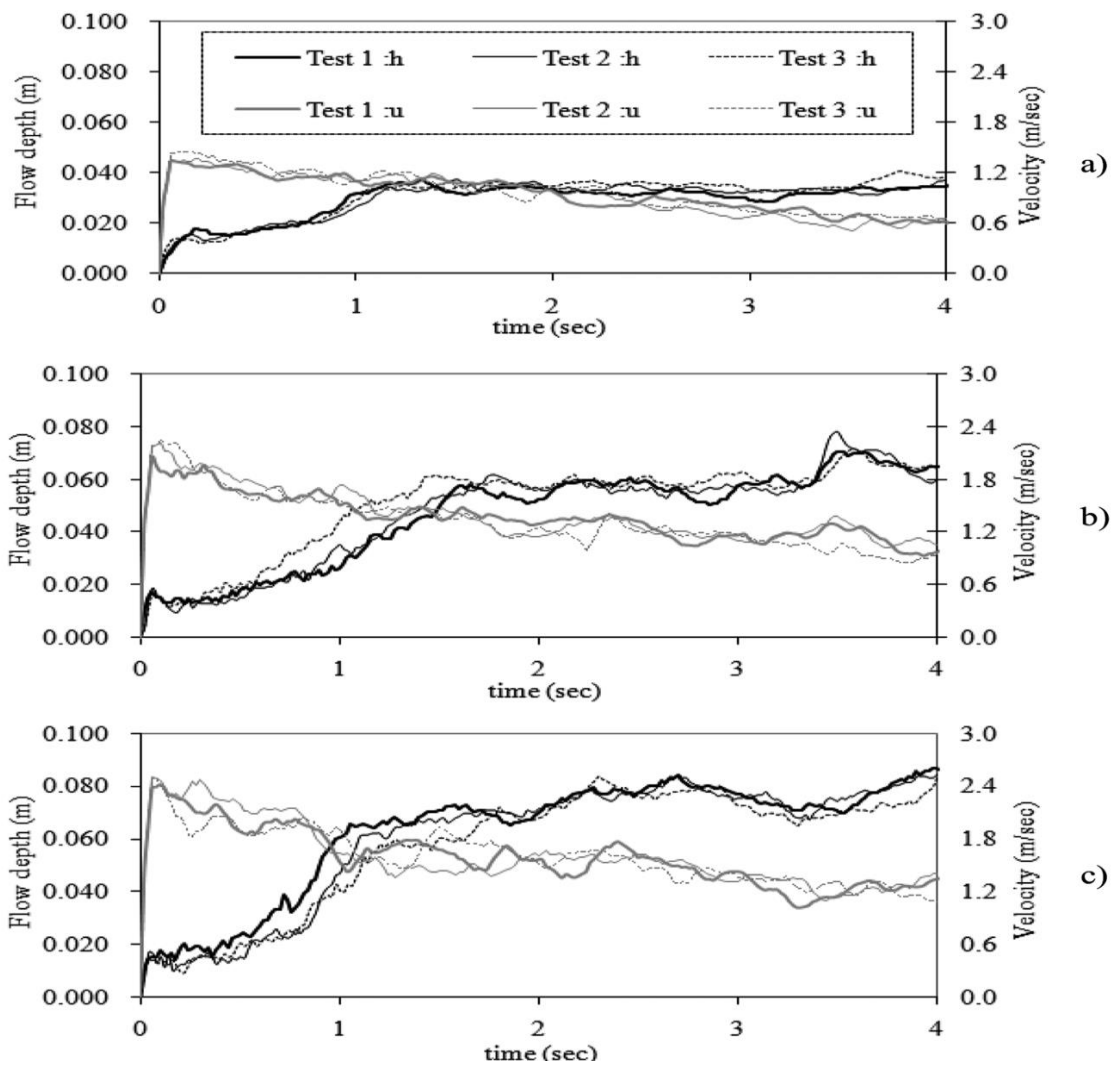


Figure 32: variations temporelles de l'élévation de la surface de l'eau et la vitesse d'écoulement à l'emplacement du modèle, mais sans la présence du modèle: a) le cas avec une onde nominale de $h_0 = 40$ mm, b) $h_0 = 60$ mm, c) $h_0 = 80$ mm.

La figure 33 montre les variations temporelles des forces mesurées et exercées sur le prototype de bâtiment. Il s'avère que l'allure des courbes est similaire à celle des courbes de la figure 32. La reproductibilité des expériences donne des allures des courbes presque analogues malgré l'écoulement turbulent complexe.

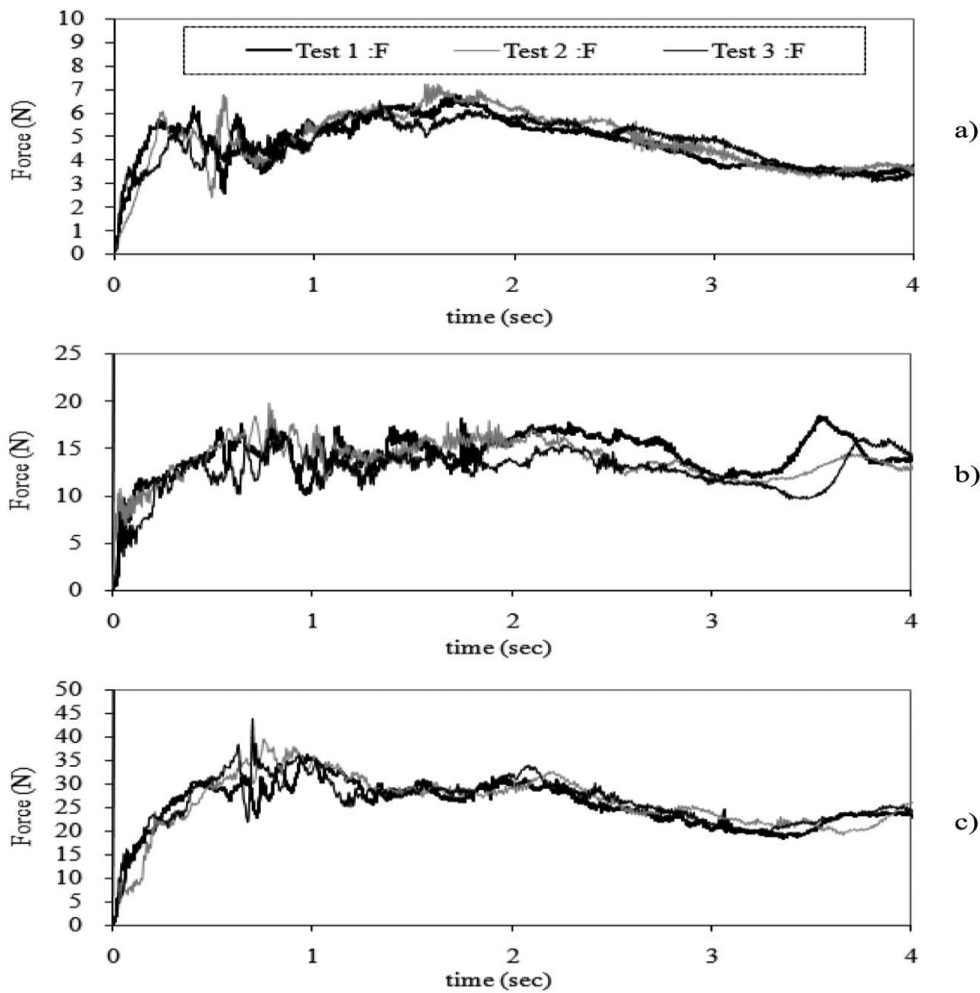


Figure 33: temporal variations of the wave forces exerted on the model: a) the case with nominal wave of $h_0 = 40$ mm, b) $h_0 = 60$ mm, c) $h_0 = 80$ mm.

L'évolution temporelle de la force en fonction comme représentée sur la figure 32 dépend de la condition d'onde nominale h_0 . Dans le cas où $h_0 = 40$ mm, deux pics apparaissent sur la courbe: le premier est d'environ 0,5 seconde après l'impact initial, suivi d'un second pic légèrement plus grand vers 1,8 seconde de l'impact. Par contre, il n'existe pas de pic de force clair pour $h_0 = 60$ mm - la force est approximativement stable à 15 N. Dans le cas de $h_0 = 80$ mm, le premier pic à 0,8 sec est supérieur à la seconde faible pic à environ 2 sec. Notez qu'il n'y a pas eu de débordement du bâtiment dans le cas de $h_0 = 40$ mm, alors que les deux autres cas ont abouti à un débordement, même si la hauteur du modèle (150 mm) était toujours supérieure aux débits ambiants (60-80) mm. En d'autres termes, le débordement a eu lieu localement en raison de la force d'impact sur le modèle.

Nous signalons également le travail de Yeh 2007 [35] qui fait partie de l'équipe qui a présenté les résultats précédents. Ce dernier s'est contenté d'exprimer l'intensité des forces tsunamiques en fonction du temps on adoptant le même procédé expérimental (Figure 34).

L'expression de l'effet tsunamique en fonction du temps permet d'utiliser cette évolution temporelle expérimentale dans l'étude de l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments à une échelle réelle.

Dans le cadre de la présente thèse, on s'est servi des résultats des travaux de Yeh 2007 [35] pour établir une analyse temporelle capable de donner le déplacement maximal que peut provoquer un chargement tsunamique sur une structure donnée.

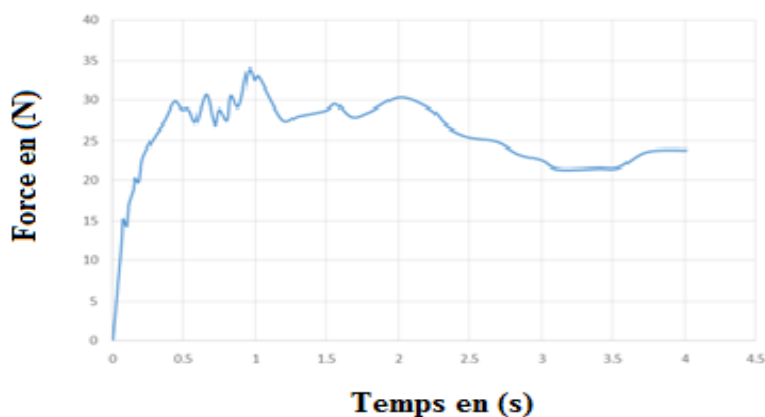


Figure 34: forces tsunamiques en fonction du temps suivant le modèle de Yeh 2007[35]

III-3-2-2 Méthodes numériques

Ces méthodes consistent à établir une simulation numérique d'un scénario d'aléa tsunamique donné pour quantifier les dommages potentiels que peut générer une éventuelle reproduction d'un sinistre comparable dans des conditions similaires d'occurrence. De ce fait, plusieurs critères sont retenus pour définir les différents scénarios des composantes du risque. Le choix d'un scénario d'enjeux est fait en maximisant l'exposition humaine: on choisit le scénario d'enjeux le plus défavorable. Le choix d'un scénario d'aléa peut se faire selon deux démarches, par reproduction d'un événement connu (approche déterministe) ou selon sa probabilité d'occurrence dans l'avenir (approche probabiliste). La première démarche est de loin la plus aisée si toutefois l'événement passé de référence est suffisamment documenté : on reproduit l'événement par modélisation dans le but d'en déduire un impact sur des enjeux contemporains ou futurs. La modélisation est alors calée avec les observations connues, rendant la modélisation bien plus précise. La seconde démarche est plus délicate dans la mesure où elle nécessite une connaissance précise de la sismo-tectonique des zones sources : le géophysicien évalue la probabilité d'occurrence d'un événement sismo-tectonique en fonction des ajustements attendus. Il s'agit alors d'une évaluation probabiliste de l'aléa sismique.

La méthode employée par le CEA/DASE13 Sladen et al2007 [175] pour modéliser l'initiation, la propagation et les effets à la côte de tsunamis a été développée depuis plusieurs années, avec pour objectif, l'étude de l'aléa tsunami dans des régions comme la Polynésie Française et la Mer Méditerranée, Alasset et al2006[176]; Roger et Hébert 2008[177], mais également pour comprendre les caractéristiques de la source des tsunamis d'origines sismique par inversion du modèle (des observations à la côte jusqu'à la source qui a généré le tsunami) [Hébert et al2005[178]; Sladen et Hébert 2004[179]. La méthode consiste dans un premier temps à modéliser la déformation co-sismique du plancher océanique (la source). Celle-ci est calculée avec la méthode de dislocation élastique d'Okada 1985

[180], et considère une déformation homogène et instantanée de la colonne d'eau sus-jacente (Figure 35).

La caractérisation de la source est l'étape la plus délicate de la modélisation, dans la mesure où son paramétrage a des conséquences directes sur les résultats obtenus avec le modèle. Lorsque les paramètres de la source sont précisément connus, on ajuste le modèle en se basant sur les observations à la côte, et donc à posteriori, afin de calibrer le modèle. Lorsque les paramètres de la source sont peu connus, on fait fonctionner le modèle calibré par inversion en y entrant les effets observés à la côte pour en déduire les caractéristiques de la source. Pour une évaluation à priori, des effets potentiels d'un tsunami hypothétique, une étude sismo-tectonique poussée est menée afin de mettre en évidence les déformations co-sismiques déclencheuses de tsunamis les plus probables.

La propagation est modélisée par la résolution des équations de l'hydrodynamique, selon l'approximation non-linéaire des ondes longues, en appliquant le schéma numérique de différence finie de type Crank Nicolson sur des grilles imbriquées de définition de plus en plus fine à l'approche des côtes, afin de considérer les effets d'amplification à la côte (shoaling effect). Il faut noter que pour une telle propagation à la côte, la propagation du tsunami n'est pas dispersive (approximation), et donc l'équation de célérité ne dépend que de la profondeur, Roger 2011[181]. Les phénomènes de friction de fond ne sont pas considérés. La modélisation permet la production d'une cartographie de la propagation du tsunami et de la directivité de son énergie (Figure 36). Ainsi, la modélisation des hauteurs d'eau maximales (Hmax) fournit des indications sur les littoraux les plus exposés à une hausse du niveau océanique ou marin.

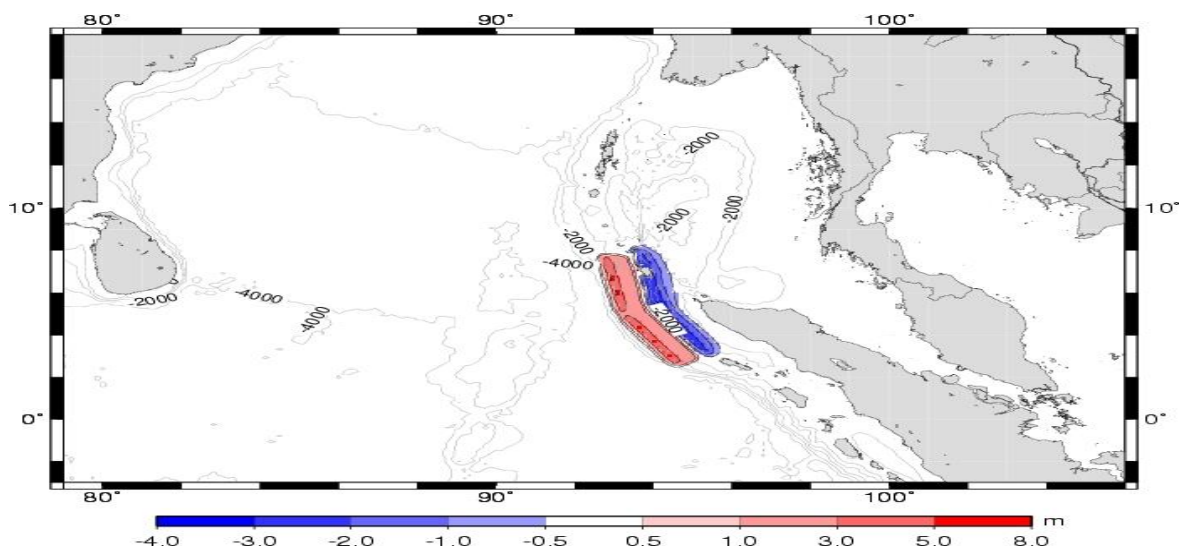


Figure 35: Déformation initiale utilisée pour la modélisation du tsunami du 26 décembre 2004[182].

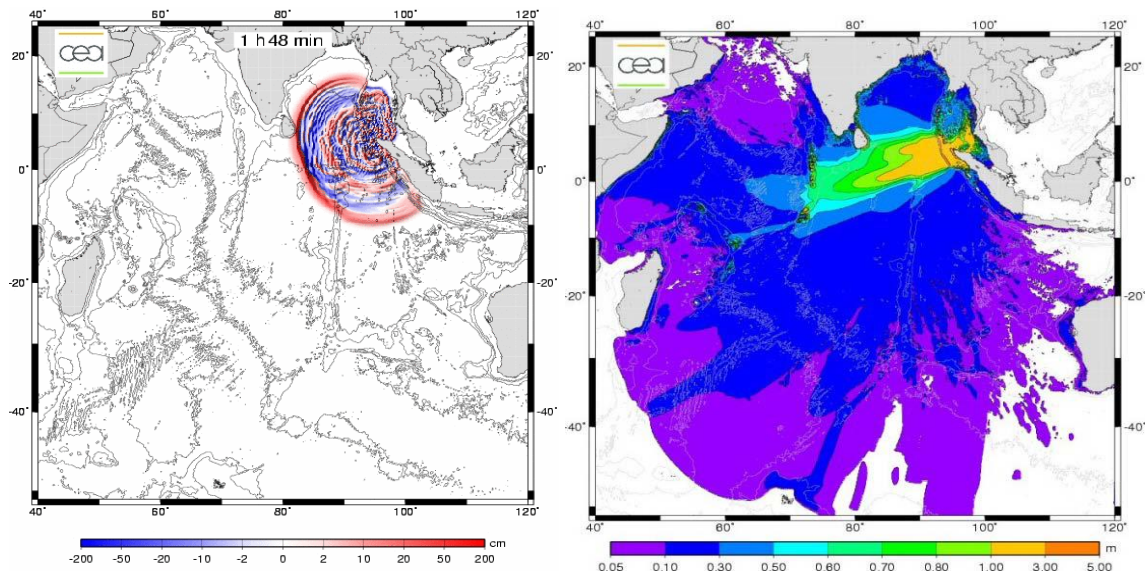


Figure 36 : propagation du tsunami du 26 décembre 2004, 1h48 post-séisme et hauteurs d'eau maximales en mer (Hmax) [182].

Plus les données morphométriques (topographie et bathymétrie) sont précises, et plus la modélisation ne sera précise. La modélisation de la submersion côtière est plus délicate dans la mesure où elle pose le problème de la friction (ou rugosité, roughness) provoquée par les surfaces émergées et différente de celle des surfaces immergées : végétation, bâtiments et autre objets influencent la propagation à terre en rendant le flux turbulent et en le ralentissant par dissipation d'énergie, Bourgeois et al 1996[183]. Aussi dans le cas d'inondations, plus généralement, certaines équipes de recherche se sont penchées sur la quantification de cette rugosité, Remond et al 1999[184]; King et al 2001[185].

Lors de la modélisation, il est proposé d'attribuer à chaque cellule une rugosité propre correspondante à son occupation, comme cela a été fait par Mader et al 1992[186], avec pour objectif une amélioration de la prise en compte de la friction par le modèle. En sortie, la modélisation de la submersion côtière fournit pour chaque maille de la grille utilisée une hauteur d'eau et une vitesse de flux à tout instant t . Ce sont ces derniers indicateurs présentés sous formes de cartes qui matérialisent la distribution spatiale des niveaux d'eau envisageables sur les côtes et que l'on peut exploiter pour en déduire la vulnérabilité. Dans le cadre de la présente thèse, on utilisera les résultats de la simulation numérique établis dans le cadre des travaux de Mellas 2012 [99]. Ces derniers consistent à simuler le scénario du tsunami de 1755 qui a occasionné d'importants dégâts aux côtes marocaines à cette époque. Ceci nous permettra de déterminer la hauteur maximale d'eau atteinte dans la région de Jorf Lasfer. Elle connaît une forte concentration des activités industrielles et limitrophe de la province d'El Jadida. C'est un site à fort enjeux en raison de sa grande proximité et exposition aux éventuelles vagues de l'océan atlantique.

III-3-3 Méthodologie proposée pour l'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes sous l'effet du couplage sismique et tsunamique

La méthodologie proposée dans le cadre du présent travail permettant l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments existants sous l'effet du couplage séisme et tsunami, consiste à:

- Combiner le principe d'analyse Pushover pour la détermination de la courbe de capacité, et la méthode spectrale non itérative pour la détermination du point de performance de la structure ainsi que les critères de vulnérabilité suivant Risk Ue. Ceci permettra l'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâtiment étudié.
- Utiliser la simulation numérique d'un tsunami d'origine sismique ayant survécu dans la zone d'étude considérée pour en déduire les niveaux d'inondation potentiels qui peuvent en découler. Cette hauteur d'eau maximale servira de seuil au moment de l'élaboration de la courbe de capacité puisqu'on va calculer le déplacement de la structure qui correspond à chaque hauteur d'eau. Cette dernière qui permettra de calculer la force tsunamique, sera incrémentée de 0.5m jusqu'à atteindre le niveau d'eau maximal fourni par la simulation numérique.
- Établir une modélisation simplifiée des forces tsunamiques exprimées en fonction du temps pour permettre l'analyse temporelle. Ceci est justifié par l'absence des codes de calcul de bâtiments paratsunamiques à l'instar des codes de calcul parasismique. Les deux seuls règlements adoptés en la matière (USA et Japon) sont destinés principalement à la conception et le dimensionnement des structures d'évacuation verticale en cas d'alerte tsunamique. Ces derniers expriment ces forces en fonction de la hauteur d'inondation. Nous avons ainsi utilisé le paramètre hauteur d'eau pour le calcul des intensités maximales de chaque type des forces tsunamiques. Celles-ci ont été introduites dans le modèle numérique de la structure étudiée en tant que coefficients de pondération qui, à leurs tour, seront multipliées par la fonction temporelle de chaque force tsunamique introduite dans le modèle numérique sous format temporel de valeur unité. La courbe de capacité est obtenue suite à un chargement incrémental latéral des forces tsunamiques en augmentant le niveau d'eau d'un pas de 0,5m de la structure jusqu'à ce qu'on ait atteint la rupture ou un déplacement cible fixé au début. Cette courbe consiste à représenter l'effort tranchant à la base V (force latérale totale à la base) en fonction du déplacement en tête (déplacement d'un nœud de contrôle au toit) pour chaque pas. Le point de performance se situera dans le palier de plasticité étant donné la prise en considération du comportement non linéaire de la structure par l'introduction des rotules plastiques dans le modèle suivant les recommandations de FEMA 273, 2003[187]. La vulnérabilité tsunamique est ainsi déterminée, suivant Risk Ue, en projetant la valeur du déplacement correspondant au point de performance sur l'axe des abscisses des courbes de fragilité. La lecture des ordonnées des points d'intersection avec les courbes de fragilité indique la vulnérabilité de la structure sous l'effet de l'action tsunamique.
- Superposer les deux courbes de capacité sismique et tsunamique pour l'obtention de la courbe de capacité globale de la structure des effets des deux aléas couplés. La superposition des courbes

concernera uniquement les parties qui correspondent aux paliers de plasticité (partie non linéaire) jusqu'à la rupture étant donné que les déformations sont réversibles dans la partie élastique (cas sismique). On retiendra donc, pour la courbe de capacité globale au niveau de la partie élastique, que des valeurs correspondantes au cas tsunamique puisque c'est le dernier chargement qui agira sur le bâtiment. La vulnérabilité du couplage sera déduite de la même façon et dans les mêmes conditions que celles poursuivies pour le cas sismique et tsunamique.

III-4 Conclusion Chapitre III

Au niveau de ce chapitre nous avons, tout d'abord, présenté des notions sur la vulnérabilité sismique et tsunamique pour définir celle de leur couplage. Ensuite, on a traité les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique, notamment, les méthodes Hazus et RiskUe. D'après les fondements de ces deux approches, on peut déduire une forte similitude entre elles, surtout en ce qui concerne les démarches suivies pour la détermination du point de performance et des modèles mathématiques, des coefficients de réduction et de la fonction de distribution normale cumulée permettant la construction des courbes de fragilité. Cependant, la différence des données liées à la nature du sol de chaque région, les types des matériaux de construction utilisés, la hauteur des bâtiments en plus d'autres paramètres qui dépendent intrinsèquement du contexte géographique voire météorologique conduit à des divergences allant de 10 à 20%. En outre, en raison de l'absence des modèles analogues au cas sismique, les essais expérimentaux combinés avec la simulation numérique facilitent l'évaluation de la vulnérabilité tsunamique et par conséquent celle du couplage. De ce fait, la méthode proposée dans le cadre du présent travail tient compte de la méthode Risk UE, la méthode expérimentale et la simulation numérique pour évaluer la vulnérabilité du couplage du séisme et du tsunami. On présentera dans ce qui suit les formulations théoriques de cette méthode.

Chapitre IV

Formulations théoriques de la méthode proposée

Chapitre IV Formulations théoriques de la méthode proposée

IV -1 Introduction Chapitre IV

Le présent chapitre est réservé aux formulations théoriques de la méthode proposée. À cet effet, nous avons commencé par une présentation de l'analyse Pushover ainsi que du processus d'établissement de la courbe de capacité avec prise en considération des non linéarités du comportement de la structure par l'introduction des rotules plastiques dans le modèle étudié. La méthode spectrale non itérative a été abordée pour la détermination du point de performance. L'élaboration des courbes de fragilité pour en déduire les critères de vulnérabilité a été effectuée selon Risk UE. Ensuite, nous avons établi une modélisation simplifiée des forces tsunamiques en vue de procéder à l'analyse temporelle pour en déduire la courbe de capacité, le point de performance, et les paramètres nécessaires à la détermination des critères de vulnérabilité selon Risk UE. A l'issue, une modélisation et simulation numérique ont été illustrées dressant l'ensemble des étapes visant l'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes sous l'effet du couplage du séisme et du tsunami.

IV -2 Analyse Pushover

IV-2-1 Présentation de la méthode

Le retour d'expérience des séismes survenus récemment a permis aux sismologues et aux experts de notifier dans leurs rapports de fin de mission et d'expertise des villes et bâtiments sinistrés, la confirmation des limites des méthodes simplifiées adoptées par les codes parasismiques. Il s'agit des deux méthodes statique équivalente et modale spectrale utilisées en fonction de la nature et la destination de l'ouvrage, elles consistent à calculer la force générant l'effort tranchant à la base de la structure qui représente le spectre de réponse élastique (Demande sismique), puis à le comparer avec la résistance du bâtiment (Capacité de la structure), ensuite les déplacements sont vérifiés d'une façon approchée par un processus itératif, jusqu'à ce que les déplacements soient inférieurs aux déplacements limites imposés par le règlement.

En effet ; une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au-delà du domaine élastique et se comporte de manière fortement non-linéaire. Du fait du caractère élasto-plastique du béton armé, la dégradation apparaît soit progressivement soit brutalement au droit des nœuds, zones critiques de l'ouvrage, provoquant ainsi leurs plastifications, d'où s'ensuit une redistribution des efforts. Ainsi, La rigidité globale est modifiée pendant la réponse dynamique et la dégradation devient plus sensible au "déplacement" qu'à "l'effort", étant donné que la ruine est plus liée à une atteinte de la limite en déformation qu'au dépassement d'une limite en effort. Par conséquent, l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante (voire non économique). Cependant, le recours à une analyse temporelle non-linéaire (complexe à l'échelle d'un bureau d'ingénierie), même si elle semble être la démarche la plus appropriée pour obtenir une réponse suffisamment fine, souffre d'une faiblesse majeure, à savoir la non disponibilité d'un ensemble d'accélérogrammes représentatifs pour le site donné. Ainsi, l'insuffisance

des méthodes simplifiées, et la complexité des méthodes d'intégration temporelles ont poussé à l'émergence d'une nouvelle voie, celle de la méthode spectrale non itérative.

Elle consiste à utiliser une procédure de dimensionnement directe par la méthode des déplacements en définissant dès le départ le déplacement cible (limite) de la structure au lieu de la dimensionner sur la base de la méthode des forces (habituellement adoptée par les règlements parasismiques). Cette procédure combine l'analyse statique non-linéaire ("Pushover ") d'un système à plusieurs degrés de liberté, et l'analyse par spectre de réponse inélastique d'un système à un seul degré de liberté dans un nouveau format «d'accélération-déplacements».

IV-2-2 Objectif de l'analyse Pushover

L'objectif de l'analyse Pushover est d'évaluer la performance de la structure à travers l'estimation des demandes en efforts et déplacement sous l'action d'un séisme. Cette méthode non linéaire statique prend en compte de façon approchée la redistribution des efforts internes dans la structure. L'analyse est basée sur l'hypothèse que la structure peut être reliée à celle d'un système équivalent d'un degré de liberté. Autrement dit, la réponse est contrôlée par le premier mode fondamental, qu'on suppose constant pendant tout le chargement de façon indépendante du niveau de déplacement. Cette méthode non linéaire évite de se lancer dans des calculs non linéaires dynamiques temporels. Ces derniers sont plus exactes, car ils permettent de définir le comportement réel d'une structure face à un séisme, toutefois la difficulté réside dans le choix du séisme, et plus particulièrement de son accélérogramme.

- L'analyse sismique linéaire n'est pas capable de fournir ces informations.
- L'analyse dynamique non linéaire est capable de fournir ces informations mais demande un calcul laborieux et demande beaucoup de temps pour interpréter les résultats.
- L'analyse Pushover est capable de fournir une estimation raisonnable des déformations inélastiques.
- L'analyse Pushover est capable de fournir l'ordre chronologique de plastification des éléments structuraux.
- L'analyse Pushover est capable de fournir le déplacement inter-étages et sa distribution suivant la hauteur.
- L'analyse Pushover est capable d'identifier les zones faibles dans une structure (modes potentiels de rupture).
- L'analyse psuhover fournit la séquence de la plastification des éléments structuraux.
- L'analyse psuhover donne l'estimation de la demande en déplacement global et dommages des éléments structuraux et non structuraux.
- L'analyse Pushover peut identifier les discontinuités de résistance en plan et en élévation, qui peuvent donner lieu à des changements dans les caractéristiques dynamiques dans la phase inélastique.

IV-2-3Hypothèses.

L'analyse statique non linéaire "Pushover " est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure MDOF (multi-degree of freedom) qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent SDOF (Single Degree Of Freedom) (figure 37 et ce dernier est fondamentalement contrôlé par un seul mode de vibration et la forme de ce mode reste constante pendant la durée du séisme.

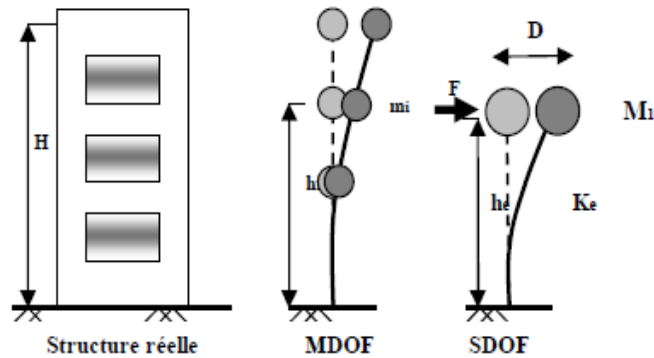


Figure 37 : hypothèse de l'analyse Pushover [188]

IV-2-4 Principe.

Il s'agit d'une méthode d'analyse statique non linéaire des structures qui permet d'établir la courbe de capacité d'une structure soumise à un chargement statique croissant jusqu'à la ruine. Ce chargement, appelé aussi force statique équivalente répartie proportionnellement sur les étages, représente l'effet d'un séisme sur le bâtiment. Le comportement non linéaire peut être introduit dans la structure au moyen des paramètres des rotules plastiques définies dans les documents ATC 40, 1996[189] et FEMA 273, 2003[187]. Le but essentiel de l'analyse Pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en terme des sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure à savoir:

- l'estimation des déformations inélastiques dans les éléments destinés à dissiper l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- l'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes telles que les zones nodales.
- La détermination des sollicitations maximales que peut subir la structure avant la rupture.

IV-2-5Établissement de la courbe Pushover

La courbe Pushover est obtenue avec le chargement incrémental latéral de la structure jusqu'à ce qu'on ait atteint la rupture ou un déplacement cible fixé au début. La courbe consiste à représenter l'effort tranchant à la base V (force latérale totale à la base) en fonction du déplacement en tête δ (déplacement d'un nœud de contrôle au toit).

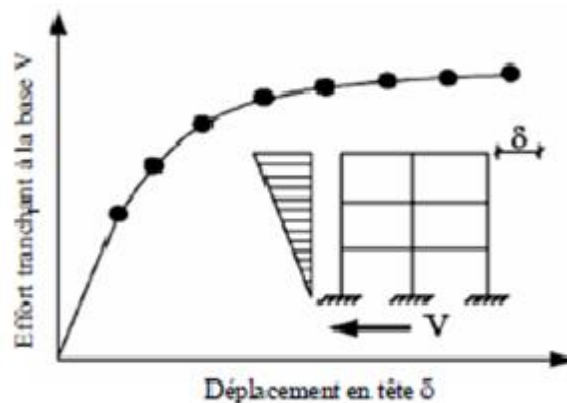


Figure 38 : établissement de la courbe Pushover [188]

IV-2-6 Choix de la distribution des forces horizontales

Le choix de la distribution des forces pour le chargement incrémental est un des aspects le plus critique de la méthode. En général, la distribution des forces d'inertie dépendant de la sévérité de l'action sismique et du temps.

Les auteurs conseillent d'employer au moins deux distributions des forces. On emploie souvent une distribution uniforme (proportionnelle au poids de chaque étage), et une autre provenant des règlements, par exemple :

$$F_i = C_i V \text{ avec } C_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad \text{Éq (2)}$$

Où C_i est le coefficient de distribution des forces par étage, V est la force latérale totale, W_i est le poids de l'étage i , h_i est la hauteur de l'étage i (mesurée à partir de la base) et F_i est la force latérale au niveau i (Figure 39).

La valeur de l'exposant k dépend de la réglementation, par exemple :

Le FEMA 450[190] emploie : $k = \begin{cases} 2 & \text{si } T_e \geq 2.5 \\ 1 & \text{si } T_e \geq 0.5 \end{cases}$

T_e : valeur de la période fondamentale de la structure

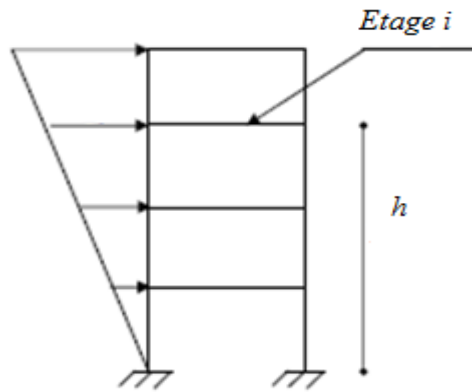


Figure 39 : forces latérales du Pushover [188]

IV-2-7 Déplacement cible

La question qui se pose lorsqu'on développe la courbe Pushover d'un bâtiment est :

Quand faut-il arrêter le chargement ?

Le guide technique FEMA 450[190], recommande d'arrêter le chargement lorsqu'on atteint 150% d'un déplacement cible δ_t , défini par :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad \text{Éq (3)}$$

C_0 : est un facteur qui relie le déplacement spectral du système équivalent d'un degré de liberté au déplacement du toit du bâtiment,

C_1 : est un facteur qui prend en compte la différence entre le déplacement inélastique et celui obtenu d'une analyse linéaire,

C_2 : est un facteur qui prend en compte la stabilité et la régularité de la boucle hystérétique du comportement inélastique (non linéaire),

C_3 : est un facteur qui prend en compte les effets P- Δ (non linéarité géométrique),

g : accélération de la pesanteur,

S_a : accélération spectrale suivant la direction d'analyse.

IV-3 Courbe de capacité

La courbe Pushover ainsi obtenue, est transformée en une courbe de capacité en exprimant l'accélération en fonction du déplacement, celle-ci est convertie également en terme d'accélération spectrale, S_a , et déplacement spectral S_d pour être dénommée courbe de spectre de capacité. Dans le cas du programme Risk Ue, les courbes de capacité présentées sont sous la forme simplifiée bilinéaire pour chaque type ou classe de bâtiment. Les valeurs définissant ces courbes ont été obtenues sur la base de calculs précis réalisés pour un grand nombre de structures et des calculs empiriques, résumés à des valeurs moyennes par type standard du bâti. Ensuite, le séisme est défini en terme de spectre de réponse transformé, par simple changement de variable, lui aussi en terme de S_a - S_d , qui exprime la demande. La superposition des deux courbes, spectre et courbe de capacité transformés, permet d'en déduire un paramètre majeur dans la définition de l'endommagement et est appelé point de performance, point cible

ou point de demande. Il représente tout simplement la solution graphique de la performance d'un bâtiment ou classe de bâtiments sous l'action d'une sollicitation sismique donnée. Cette étape représente donc la première étape dans le processus d'estimation des dommages. Le déplacement au sommet, ou encore le déplacement inter-étage (inclinaison d'étage) est le paramètre utilisé pour quantifier l'endommagement, car la progression des dommages dans une structure est plus sensible aux déplacements qu'aux forces. Il s'agit donc d'une méthode d'analyse pseudo statique non linéaire simplifiée. Les déplacements calculés correspondent au mode fondamental de vibration. Des paramètres issus des analyses dynamiques tels que le facteur de participation modale, la période ou la fréquence propre et la masse modale effective sont utilisés pour la transformation précitée ;

Une fois la courbe Pushover obtenue, on cherche à la transformer en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un degré de liberté à son déplacement.

Pour obtenir cette équivalence on commence par écrire l'équation d'équilibre dynamique linéaire du système réel soumis à une accélération sismique à sa base $\bar{a}_g(t)$.

L'équation du mouvement est:

$$[M]\ddot{X}(t) + [C]\dot{X}(t) + [K]X(t) = -[M]\{\Delta\}\ddot{a}_g(t) \quad \text{Éq (4)}$$

$\{\Delta\}$: le vecteur unité de direction

$X(t)$, $\dot{X}(t)$ et $\ddot{X}(t)$ sont respectivement les vecteurs déplacements, vitesse et accélération.

$[M]$, $[C]$ et $[K]$: les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité respectivement.

Sachant que tout déplacement $X(t)$ est décomposable sur la base des n modes propres, il vient :

$$\{X(t)\} = \sum_{j=1}^n \lambda_j(t) \{D_j\} \quad \text{Éq (5)}$$

Où $\{D_j\}$ sont les vecteurs modaux, et λ_j les coordonnées modales.

Par décomposition du vecteur direction $\{\Delta\}$ dans la base des vecteurs propres il vient :

$$[M]\{\Delta\} = [M] \sum_{j=1}^n \Gamma_j \{D_j\} \quad \text{Éq (6)}$$

Γ_j : facteur de participation modale du mode j

L'application des propriétés d'orthogonalité des modes propres nous donne :

$$\{D_j\}^t [M] \{\Delta\} = \Gamma_j \{D_j\}^t [M] \{D_j\} \quad \text{Éq (7)}$$

d'où

$$\Gamma_j = \frac{\{D_j\}^t [M] \{\Delta\}}{\{D_j\}^t [M] \{D_j\}} \quad \text{Éq (8)}$$

En injectant dans l'équation il vient :

$$[M] \sum_{j=1}^n \ddot{\lambda}_j(t) \{D_j\} + [C] \sum_{j=1}^n \dot{\lambda}_j(t) \{D_j\} + [K] \sum_{j=1}^n \lambda_j(t) \{D_j\} = -[M] \sum_{j=1}^n \Gamma_j \{D_j\} \ddot{a}_g(t) \quad \text{Éq (9)}$$

En multipliant par le vecteur transposé $\{D_j\}^t$ les deux membres de l'équation et en tenant compte de l'orthogonalité des modes propres, on obtient :

$$\{D_j\}^t [M] \sum_{j=1}^n \ddot{\lambda}_j(t) \{D_j\} + \{D_j\}^t [C] \sum_{j=1}^n \dot{\lambda}_j(t) \{D_j\} + \{D_j\}^t [K] \sum_{j=1}^n \lambda_j(t) \{D_j\} = -\{D_j\}^t [M] \sum_{j=1}^n \Gamma_j \{D_j\} \ddot{a}_g(t) \quad \text{Éq (10)}$$

En posant :

$$m_j = \{D_j\}^t [M] \{D_j\} \text{ masse généralisée}$$

$$k_j = \{D_j\}^t [K] \{D_j\} \text{ rigidité généralisée}$$

$$\omega_j = \sqrt{\frac{k_j}{m_j}}$$

$$c_j = \{D_j\}^t [C] \{D_j\} = 2\zeta_j \omega_j m_j$$

Il vient :

$$\ddot{\lambda}_j(t) + 2\zeta_j \omega_j \dot{\lambda}_j(t) + \omega_j^2 \lambda_j(t) = -\Gamma_j \ddot{a}_g(t) \quad \text{Éq (11)}$$

Où ζ_j est le taux d'amortissement du mode j et ω_j sapulsion.

$d_j(t)$ est le déplacement associé au mode j .

Si on fait la substitution :

$$\lambda_j(t) = \Gamma_j d_j(t) \quad \text{Éq (12)}$$

On obtient l'équation suivante :

$$\ddot{d}_j(t) + 2\zeta_j \omega_j \dot{d}_j(t) + \omega_j^2 d_j(t) = -\ddot{a}_g(t) \quad \text{Éq (13)}$$

Ainsi l'expression du déplacement $\{X(t)\}$ en fonction des déplacements modaux donne :

$$\{X(t)\} = \sum_{j=1}^n \{D_j\} \Gamma_j d_j(t) \quad \text{Éq (14)}$$

Si on prend seulement le premier mode fondamental, l'expression se réduit à :

$$\{X(t)\} \approx \Gamma_1 d_1(t) \{D_1\} \quad \text{Éq (15)}$$

Soit sous forme explicite :

$$\begin{Bmatrix} x_t \\ x_j \\ x_1 \end{Bmatrix} \approx \Gamma_1 d_1 \begin{Bmatrix} D_{n,1} \\ D_{j,1} \\ D_{1,1} \end{Bmatrix} \quad \text{Éq (16)}$$

$D_{n,1}$: la $n^{\text{ième}}$ composante du vecteur modal $\{D_i\}$ correspondant au premier mode fondamental.

D'où la relation entre le déplacement au toit x_t du point du contrôle de la courbe Pushover et le déplacement spectral d_1 correspondant à un système à un seul degré de liberté.

$$x_t \approx \Gamma_1 d_1(t) D_{n,1} \Rightarrow d_1 = \frac{x_t}{\Gamma_1 D_{n,1}} \quad \text{Éq (17)}$$

Pour obtenir une correspondance entre l'effort tranchant à la base de la courbe Pushover et l'accélération correspondante à un système d'un degré de liberté, on peut prendre les forces latérales équivalentes statiques.

On note par :

$$\{X_j\} = \lambda_j(t) \{D_j\} \quad \text{Éq (18)}$$

La force statique équivalente produisant le déplacement est :

$$\{F_j(t)\} = [K] \{X_j(t)\} = \lambda_j(t) [K] \{D_j\} = \Gamma_j d_j(t) [K] \{D_j\} \quad \text{Éq (19)}$$

Or $\{D_j\}$ est un vecteur propre donc :

$$[K] \{D_j\} = \omega_j^2 [M] \{D_j\} \quad \text{Éq (20)}$$

En injectant l'équation Éq (20) dans l'équation Éq (20) il vient :

$$\{F_j(t)\} = \Gamma_j d_j(t) \omega_j^2 [M] \{D_j\} \quad \text{Éq (21)}$$

La quantité $\omega_j^2 d_j(t)$ est une accélération spectrale correspondant au mode j qu'on note $A_j(t)$.

Il vient :

$$\{F_j(t)\} = \Gamma_j [M] \{D_j\} A_j(t) \quad \text{Éq (22)}$$

Soit : $\{F_j(t)\} = \{S_j\} A_j(t)$ avec $\{S_j\} = \Gamma_j [M] \{D_j\}$ Éq (23)

L'effort tranchant total dans la direction de l'action sismique $\{\Delta\}$ est donné par :

$$V_b = \sum_{j=1}^n \{F_j(t)\}^t \{\Delta\} = \sum_{j=1}^n \Gamma_1 \{D_1\}^t [M] \{\Delta\} A_j(t) \quad \text{Éq (24)}$$

Si on prend seulement le premier mode fondamental, cette expression devient :

$$V_b \approx \Gamma_1 \{D_1\}^t [M] \{\Delta\} A_1(t) \quad \text{Éq (25)}$$

Cette relation permet de lier l'effort tranchant de la courbe Pushover à l'accélération spectrale d'un système à un seul degré de liberté.

En introduisant la masse modale du mode j :

$$m_j = \frac{(\{D_j^t\} [M] \{\Delta\})^2}{\{D_j^t\} [M] \{D_j\}} \quad \text{Éq (26)}$$

L'équation (Éq25) devient :

$$A_1(t) = \frac{V_b}{m_1^*} \quad \text{Éq (27)}$$

On obtient ainsi une expression pour transformer l'effort tranchant à la base de la courbe Pushover à l'accélération correspondante à un système d'un degré de liberté.

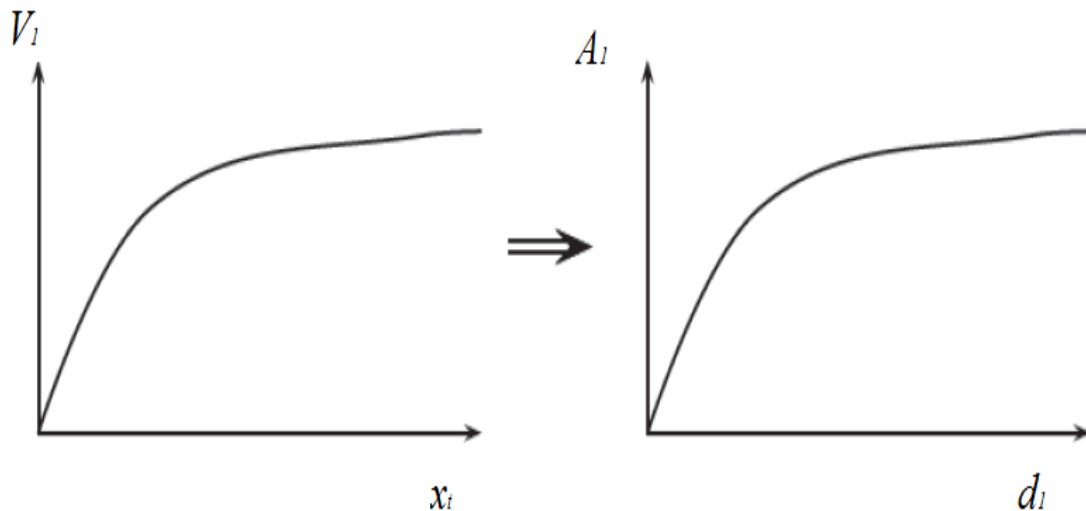


Figure 40 : conversion de la courbe Pushover en courbe de capacité [191]

V_b : effort tranchant à la base obtenu par un chargement horizontal de la structure

x_l : déplacement en tête dans un noeud de contrôle

A_l : accélération spectrale du système équivalent

d_l : déplacement spectral du système équivalent

IV-4 Calcul de la demande en déplacement

Ils existent plusieurs techniques pour calculer la demande de déplacement sur la structure. Le principe général de toutes les techniques est le même : construire une approximation bilinéaire pour le diagramme de capacité, apporter le spectre de réponse élastique du séisme au format A-D (accélération, déplacement) et chercher l'intersection entre les deux courbes selon un schéma itératif. Le guide FEMA 450 [190] donne deux options : soit obtenir la demande de déplacement x_d de façon analytique avec les expressions de l'équation Éq (3), soit suivre la méthode proposée par le code ATC 40 [189].

IV-5 Idéalisation bilinéaire

On commence par chercher une représentation bilinéaire équivalente du diagramme de capacité. Cette idéalisation permet de calculer le rapport de ductilité μ ainsi que l'amortissement équivalent qui comprend l'amortissement visqueux et l'amortissement hystérétique.

La courbe bilinéaire équivalente s'obtient par le principe d'équivalence d'énergie. Pour une valeur de déformation maximale D_m , l'aire sous le diagramme de capacité doit être égale à celle sous la courbe bilinéaire (énergie de déformation), autrement dit les aires $\Omega_1 = \Omega_2$ (Figure 41)

Sur la même figure, A_y et A_m sont les accélérations de limite d'élasticité et maximale ; D_y et D_m sont les déplacements correspondant respectivement aux accélérations A_y et A_m .

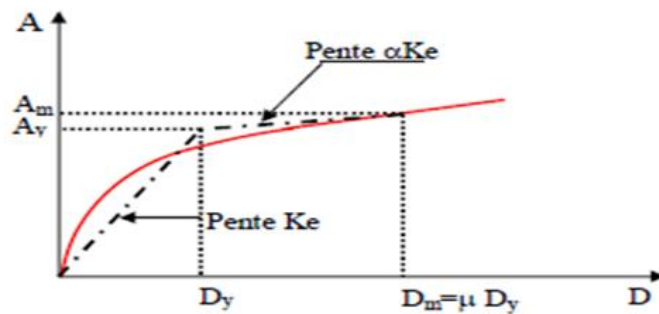


Figure 41 : idéalisation bilinéaire équivalente [191]

La rigidité de la partie linéaire K_e peut être exprimée en fonction de la période élastique :

$$K_e = \frac{A_y}{D_y} = \omega_e^2 = \left(\frac{2\pi}{T_e}\right)^2 \quad \text{Éq (28)}$$

La ductilité est définie par :

$$\mu = \frac{D_m}{D_y} \quad \text{Éq (29)}$$

L'accélération maximale est donnée par l'équation:

$$A_m = A_y + \alpha \left[\frac{2\pi}{T_e}\right]^2 (D_m - D_y) = A_y(1 - \alpha + \alpha\mu) \quad \text{Éq (30)}$$

En gardant une période élastique constante T_e , la sélection des différentes valeurs de A_m donneront des valeurs différentes pour A_y et α .

Une fois l'équivalence bilinéaire établie, on peut calculer les propriétés du système d'un degré de liberté équivalent.

La période équivalente peut être obtenue par :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{eq}}} = \frac{2\pi}{\omega_{eq}} \quad \text{Éq (31)}$$

D'autre part :

$$A_m = \omega_{eq}^2 D_m \Rightarrow T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{D_m}{A_m}} \quad \text{Éq (32)}$$

En remplaçant A_m et D_m par leurs expressions il vient :

$$T_{eq} = T_e \sqrt{\frac{\mu}{1 - \alpha + \alpha\mu}} \quad \text{Éq (33)}$$

IV- 6 Calcul de l'amortissement équivalent

L'amortissement développé dans une structure sollicitée par un séisme qui l'amène dans le domaine post élastique peut être exprimé comme une combinaison de l'amortissement visqueux et l'amortissement hystérétique.

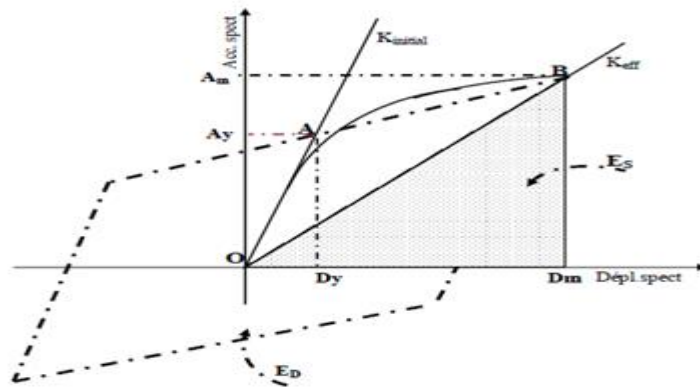


Figure 42 : schéma du comportement idéalisé du système équivalent pour le calcul de l'amortissement équivalent (ESTEBAN SAEZ 2008 [191])

La courbe constituée par les deux segments OA et AB est l'idéalisation de la courbe de capacité (courbe en rouge sur la figure42).

$$\zeta_{eq} = \zeta_{vis} + \zeta_{hys} \quad \text{Éq (34)}$$

Avec :

ζ_{eq} : amortissement équivalent

ζ_{vis} :amortissement visqueux

ζ_{hys} :amortissement hystérotique

Le terme ζ_{hys} se calcule de la façon suivante:

$$\zeta_{hys} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} \text{Éq (35)}$$

E_D : représente l'énergie dissipée par amortissement dans une boucle d'Hystérésis.

E_S : l'énergie de déformation élastique d'un système équivalent sécant.

$$E_D = 4(A_y D_m - A_m D_y) \quad E_S = \frac{1}{2} A_m D_m \text{Éq (36)}$$

Le calcul de l'amortissement équivalent $\zeta_{\text{équi}}$ repose donc sur un comportement idéalisé de la structure illustré par la figure 41. Il ne peut donc évidemment couvrir la diversité de comportements des structures soumises à des excitations dynamiques quant à leur capacité à dissiper l'énergie. Ainsi, le comportement dynamique d'un mur en maçonnerie non armée exhibe généralement un amortissement hystérotique plus faible que celui que génère une structure ductile capable de supporter des déformations non linéaires importantes.

Pour tenir compte de ces écarts, le code ATC40 [189] propose une correction de type :

$$\zeta_{eq} = \zeta_{vis} + K \zeta_{hys} \text{Éq (37)}$$

Où K est un coefficient dépendant du comportement hystérotique de la structure.

Type de comportement de la structure	Amortissement hystérotique en % ζ_{hys}	Coefficient K
Type A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - 0.51(A_y D_m - A_m D_y) / A_m D_m$
Type B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.85 - 0.44 (A_y D_m - A_m D_y) / A_m D_m$
Type C	Pour chaque valeur	0.33

Tableau 4 : valeur du coefficient k pour le calcul de l'amortissement équivalent [136]

Structure de type A:

Le comportement de ces structures se rapproche de celui décrit par la figure 42. Ces structures sont caractérisées par un comportement hystérétique stabilisé et des boucles d'hystérésis larges correspondant à un amortissement avantageux.

Structure de type B:

Le comportement de ces structures génère un amortissement plus faible.

Structure de type C:

Les structures de type C dissipent très peu d'énergie par cyclage, les boucles d'hystérésis sont très aplaties.

IV- 7 Rotules plastiques pour un calcul non linéaire

IV- 7 -1Introduction

Dans le cadre de l'application d'une analyse Pushover sur des structures en béton armé, certaines procédures et formulations de calculs devraient précéder l'exécution de cette analyse. En effet, le caractère non-linéaire de cette analyse exige un raffinement dans la formulation des lois de comportement des éléments de la structure. Ces lois de comportement doivent être établies pour chaque élément de la structure porteuse.

IV- 7 -2Comportementnon-linéaire idéalisé des éléments de la structure

Les éléments constitutifs du système de contreventement des structures obéissent généralement aux mêmes lois régissant le comportement de leurs matériaux constitutifs mais à une échelle plus grande(G.E PENILIS ET A. J. KAPPOS 1997[192]).

Le comportement élastique ainsi que inélastique idéalisé d'une section générale est représenté sur la figure suivante (Figure 43) :

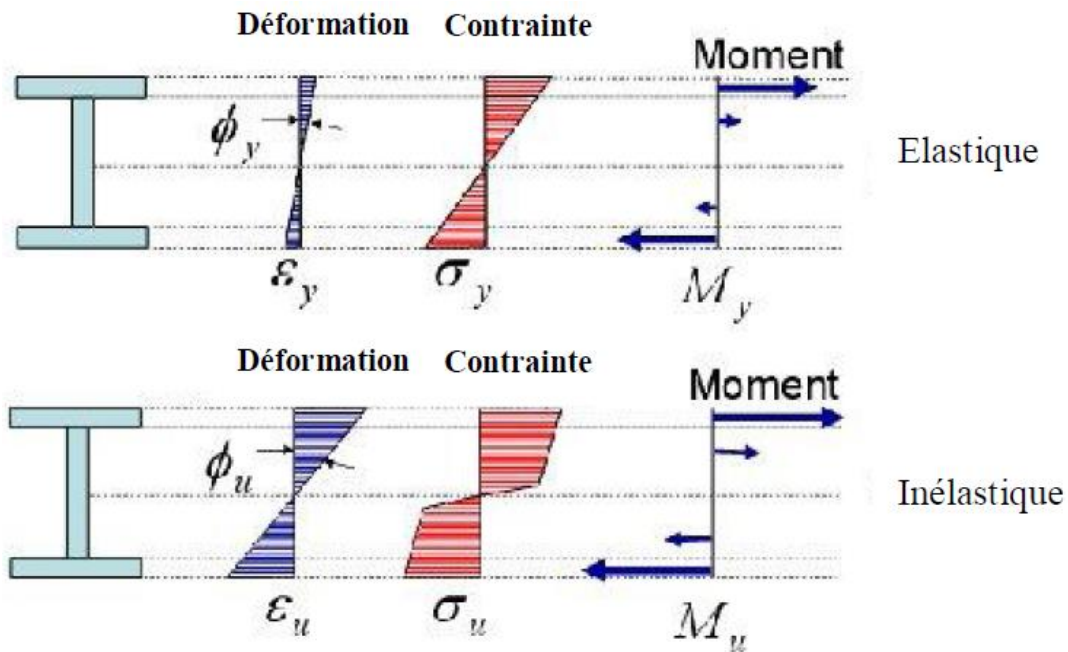


Figure 43 : comportement non-linéaire idéalisé d'un élément structurel [193]

Cette figure représente la distribution du moment et de la courbure au niveau d'une section générale. Le comportement sismique des éléments de la structure est exprimé par des diagrammes moment-courbure.

Un exemple de relation moment – courbure idéalisée d'une section générale est représenté dans la figure suivante (Figure 44) :

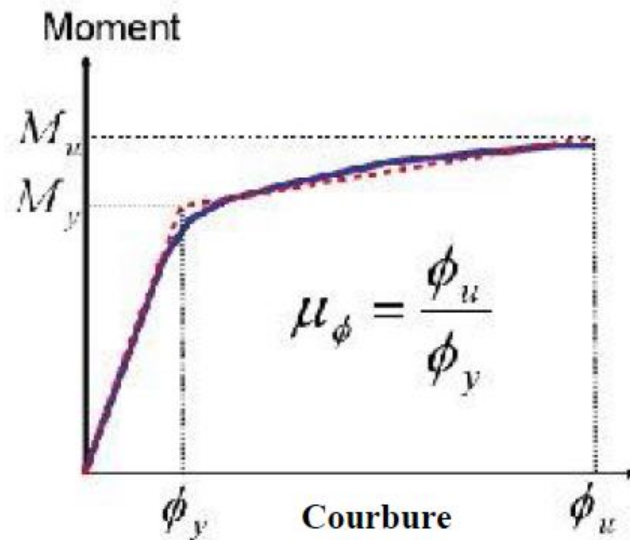


Figure 44: relation Moment-Courbure idéalisée d'un élément structurel[193]

La ductilité en courbure montrée sur la figure représente la ductilité approvisionnée dans la section considérée. La demande en ductilité imposée par l'action sismique devrait être moins que celle offerte par la section.

Cependant, le comportement spécifique de chaque élément constitutif de la structure pourrait être déterminé selon la nature géométrique de cet élément, la nature des charges qui lui seront appliquées et son mécanisme de plastification concentré au niveau des régions critiques appelées les rotules plastiques. Dans ce qui suit, ce concept sera expliqué pour les principaux éléments du système de contreventement des bâtiments en béton armé.

IV- 7 -3 Comportement non-linéaire idéalisé des régions critiques

Le comportement non linéaire des éléments constitutifs des structures en béton armé est pris en compte par l'introduction des modèles appropriés des diagrammes moment (M) – rotation (θ) au niveau de leurs extrémités et sur une longueur connue sous le nom de rotule plastique.

La rotule plastique est une dimension fictive qui permet le calcul simplifié des déformations d'un élément de construction en cours de plastification

L'élaboration de ces modèles pour chaque élément de la structure nécessite un ensemble des données telles que : ses dimensions, sa section transversale, son ferrailage et les caractéristiques des matériaux de construction.

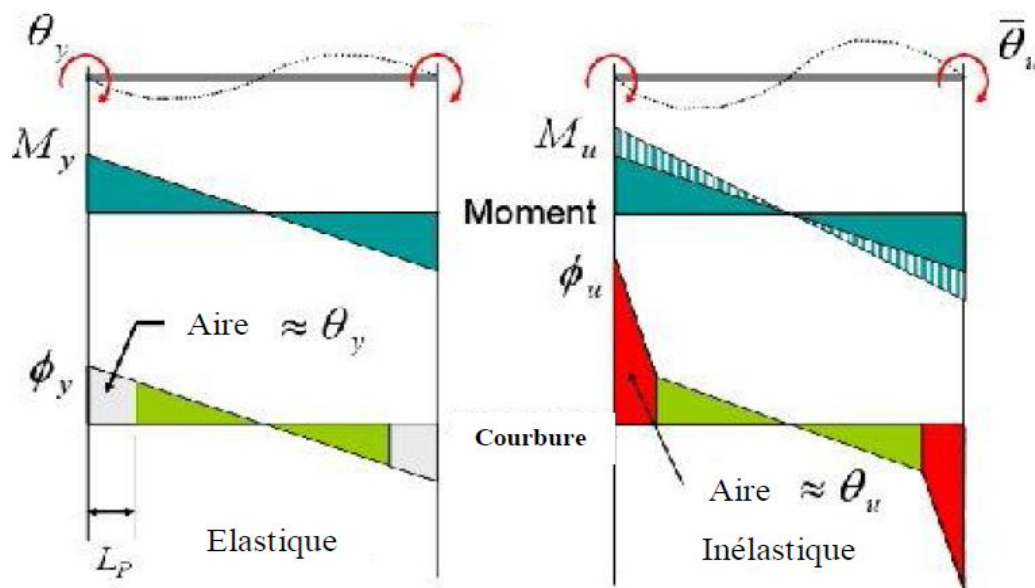


Figure 45: distribution du Moment-Courbure au niveau des zones critiques (BAEL 91,1992[194])

La figure 45 illustre le cas d'un élément poutre où les rotules plastiques sont dues au moment de flexion.

IV- 7 -4 Le comportement sismique des poutres

Les poutres sont des éléments de structure auxquelles une large portion de dissipation de l'énergie sismique est attribuée par le biais de leur mécanisme flexionnel de plastification.

Le comportement sismique des poutres est exprimé en fonction du diagramme moment (M)–courbure (ϕ). Il est reconnu que la courbure d'une section de poutre selon la théorie classique de flexion est égale au rapport de la déformation correspondante à une certaine fibre de cette section par rapport à sa distance de l'axe neutre (Figure 46).

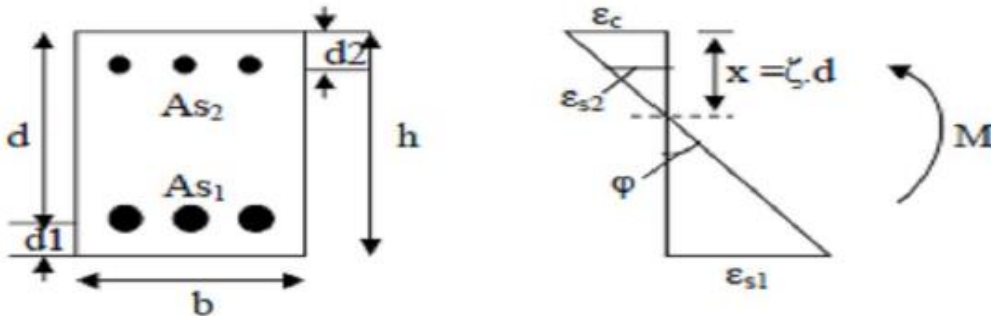


Figure 46: courbure d'une section de poutre rectangulaire (BAEL 91, 1992 [194])

La courbure est donnée par la relation suivante :

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{x} \quad \text{Éq (39)}$$

Avec, ε_c est la déformation (raccourcissement) correspondant à la fibre comprimée du béton
 x est sa distance à partir de l'axe neutre

De même:
$$\phi = \frac{\varepsilon_{sl}}{d-x} \quad \text{Éq (40)}$$

avec, ε_{sl} est la déformation (allongement) des aciers tendus d est la profondeur effective de la section de poutre.

À partir des deux équations précédentes, la courbure pourrait être donnée également par:

$$\phi = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{sl}}{d} \quad \text{Éq (41)}$$

Généralement, le diagramme moment–courbure utilisée est caractérisé dans une approche approximative par deux valeurs principales:

- Courbure nominale de plastification ϕ_y ,
- Courbure ultime ϕ_u ,

Dont leur détermination s'effectue suivant les deux formules suivantes respectivement:

$$\phi_y = \frac{f_y / E_s}{d(1 - \xi_y)} \quad \text{Éq (42)}$$

avec: f_y est la limite élastique d'acier

ξ_y est le paramètre de l'axe neutre et donné par la relation suivante:

$$\xi_y = [\alpha^2(\rho_1 + \rho_2)^2 + 2\alpha\left(\rho_1 + \frac{d_2}{d}\rho_2\right)]^{1/2} - \alpha(\rho_1 + \rho_2) \quad \text{Éq (43)}$$

où: α est le rapport entre les modules de Young d'acier et du béton comme suit :

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{Éq (44)}$$

ρ_1 et ρ_2 sont les ratios de ferrailage et sont donnés comme suit:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bh}, \quad \rho_2 = \frac{A_{s2}}{bh} \quad \text{Éq (45)}$$

La valeur de la courbure ultime est calculée comme suit :

$$\phi_u = \varepsilon_{cu} \frac{0.68f_c^b}{(As_1 - As_2)} \quad \text{Éq (46)}$$

avec ε_{cu} est la déformation ultime du béton,

f_c est la contrainte de compression du béton,

À partir de la distribution de courbure résultant de la réponse d'une poutre après une analyse élastique ou inélastique, il serait possible d'estimer les déformations flexionnelles ou bien les rotations correspondant à cette distribution.

Au début, la rotation entre deux sections a et b d'un élément pourrait être calculée par la relation établie entre le moment et l'aire, comme suit :

$$\theta_{ab} = \int_a^b \phi dx \quad \text{Éq (47)}$$

Avec: dx est la longueur d'un élément infinitésimal, x est la distance de l'élément infinitésimal de longueur dx par rapport à la section a .

Si on considère la poutre illustrée dans la figure suivante et qui est supposée soumise à un couple de moments aux deux extrémités ayant une valeur permettant de dépasser le seuil de l'élasticité et par la suite la formation des rotules plastiques.

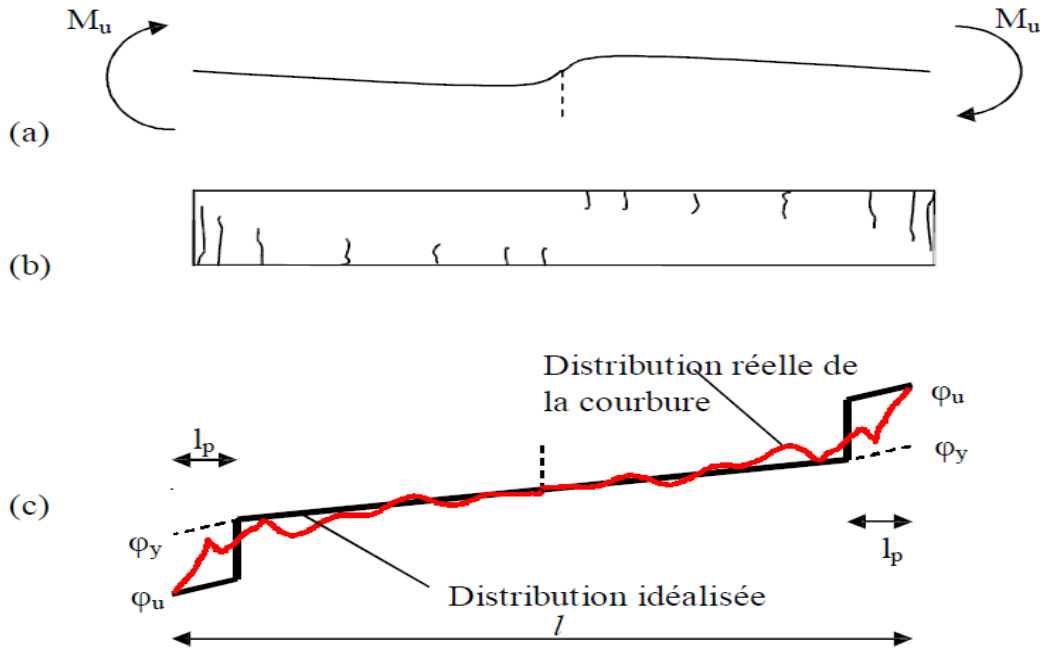


Figure 47: distribution réelle et idéalisée de la courbure dans le domaine inélastique d'une poutre soumise à une charge sismique (G.E PENILIS ET A. J. KAPPOS 1997[192])

Les rotations des extrémités de la poutre peuvent être estimées par une intégration appropriée du diagramme de courbure (Figure 47) suivant la formule donnée par l'équation Éq (47). Une autre procédure, plus simple pourrait être utilisée dans le cas où la courbure réelle serait remplacée par une autre linéaire idéalisée (Figure 48), dont les deux valeurs spécifiques sont:

- La rotation nominale de plastification θ_y qui est donnée par la formule suivante:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} \quad \text{Éq (48)}$$

Avec L_v est la portée de cisaillement,

- La rotation ultime θ_U donnée comme suit:

$$\theta_U = \theta_y + (\phi_U - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right) \quad \text{Éq (49)}$$

La rotation plastique est donnée par la formule suivante:

$$\theta_p = (\phi_U - \phi_y) l_{pl} \quad \text{Éq (50)}$$

Avec θ_p est la rotation plastique

ϕ_U et ϕ_y sont la courbure ultime et la courbure de la limite élastique respectivement.

l_{pl} est la longueur de la rotule plastique.

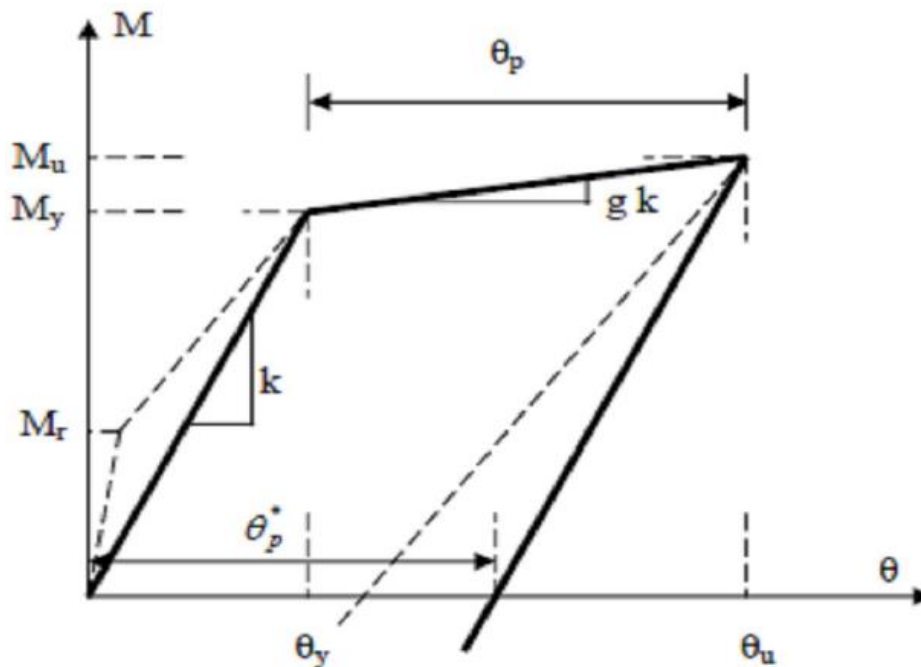


Figure 48:diagramme moment-rotation [192]

Le moment correspondant à la limite élastique est calculé comme suit:

$$M_Y = 0.5f_c^b \xi_y^d \left(\frac{\xi d}{3} - d_2 \right) + f_y^{bd} (d - d_2) \rho_1 \text{Éq}(51)$$

Le moment ultime est calculé approximativement en fonction de M_y comme suit (ATC40):

$$M_U = 1.1M_Y \text{Éq}(52)$$

IV- 7 -5 Estimation de la longueur de la rotule plastique

Depuis la parution des méthodes d'analyses anélastiques dans les années 1960, plusieurs formules empiriques pour estimer la longueur de la rotule plastique ont été proposées. Dans un travail récent [192], il a été suggéré d'introduire le diamètre des barres longitudinales (d_b) dans le calcul de cette longueur, comme suit :

$$l_p = 0.08l_v + 0.022f_y d_b \text{Éq}(53)$$

IV- 7 -6 Comportement sismique des poteaux [192]

Le comportement des poteaux soumis à un moment de flexion avec un effort axial incitant une importante marge de plasticité, peut être estimé analytiquement en utilisant l'une des procédures approximatives proposées par des différents auteurs. Cependant, la même procédure déjà présentée pour les poutres peut être appliquée dans le cas des poteaux, tout en prenant en compte de l'effet des charges axiales à travers des coefficients correcteurs.

La procédure suivante a été proposée par Park et Ang (1985) [195]et elle comporte les étapes suivantes :

Considérons la section de poteau rectangulaire illustrée sur la figure ci-dessous, et qui est soumise à un moment M et un effort axial N (Figure 49).

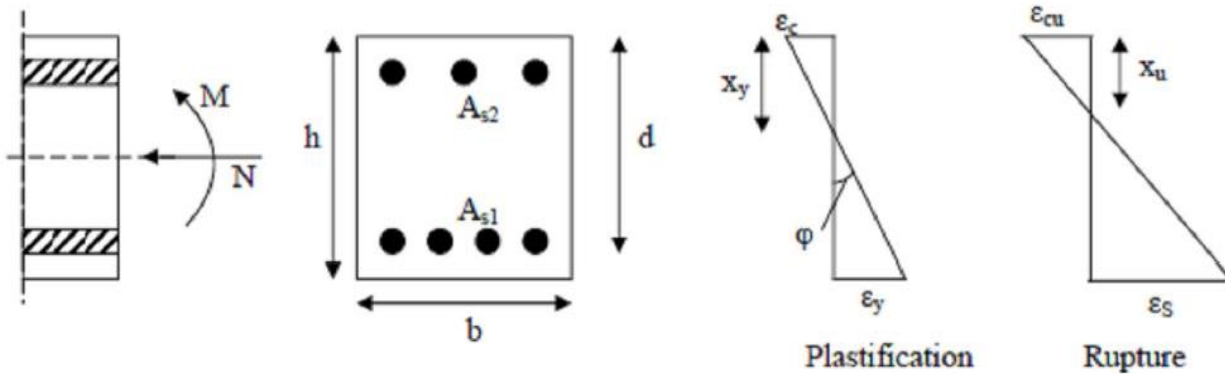


Figure 49: courbure d'une section rectangulaire soumise à un moment et effort axial [192]

La courbure nominale de plastification ϕ_y déjà mentionnée ci-dessus est donnée par la relation suivante :

$$\phi_y = \frac{f_y}{E_s} \frac{1}{d(1 - \xi_y)} \quad \text{Éq(54)}$$

avec ξ_y est donnée dans ce cas par la relation suivante:

$$\xi_y = - \left(2\rho_1 + \frac{P}{f_y b d} \right) \alpha + \left[\left(2\rho_1 + \frac{P}{f_y b d} \right)^2 \alpha^2 + 2\alpha \left(\rho_1 \frac{h}{d} + \frac{P}{f_y b d} \right) \right]^{1/2} \quad \text{Éq(55)}$$

La courbure ultime est calculée à partir du facteur de ductilité en courbure qui est donnée par la formule suivante Tsoukantas and Tassios (1989)[196]:

$$\mu_\phi = 1.2 \frac{E_s}{f_y} \left[\frac{0.6}{v(\rho_1 - \lambda\rho_2)} \frac{f_y}{f_c} - 1 \right] \varepsilon_{cu} \quad \text{Éq (56)}$$

Avec v est l'effort normal réduit et il est donné par la relation suivante:

$$v = \frac{P}{f_c b h} \quad \text{Éq(57)}$$

et λ est un paramètre lié à la contrainte de compression et est pris égal à:

- Pour $v < 0.1$ (poutres) $\lambda = 0.5 + 18\rho_1$
- Pour $v = 0.1$, $\lambda \approx 2/3$
- Pour $v = 0.2$, $\lambda \approx 0.9$
- Pour $v > 0.2$, $\lambda \approx 1.0$

Pour le calcul des moments, la formule suivante est utilisée :

$$M_Y = \frac{f_c^{bd}}{2\alpha} \left(\frac{h}{2} - \frac{\xi_y^d}{3} \right) \frac{\xi^2}{1-\xi} + \frac{f_y^{bd} (d - d_2)^2}{2d} \frac{\rho_1}{1-\xi_y} \quad \text{Éq (58)}$$

avec ξ_y est donné par l'équation Éq(55),

Pest l'effort normal,

La longueur de la rotule plastique peut être estimée de la même manière expliquée dans le cas des poutres.

IV- 8 Analyse spectrale non itérative

IV- 8-1 Transformation du spectre de réponse sous format ADRS

A partir d'un pseudo spectre de réponse d'accélération pour un certain séisme ou spectre de conception d'un code de calcul dans le plan A-T, on peut construire une représentation équivalente dans le plan des accélérations et des déplacements A-D.

Si on connaît seulement les accélérations $A(T)$ en fonction de la période, on peut en déduire que :

$$A = \omega^2 D \rightarrow D = \frac{T^2}{4\pi} A \quad \text{Éq (59)}$$

De façon alternative, on peut construire la représentation A-D directement des spectres de réponses en accélération et en déplacement si on prend un séisme particulier. Dans ce plan, chaque période correspond à une droite qui passe par l'origine avec une pente correspondant à la pente tracée (Figure 50).

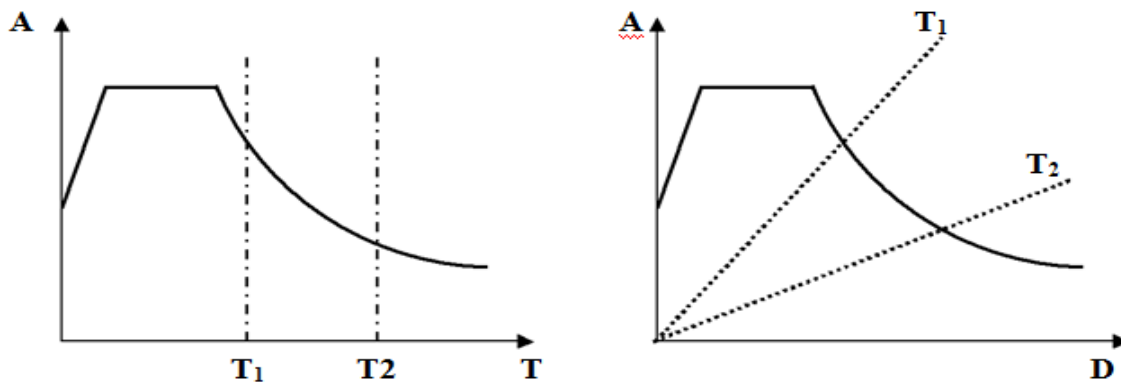


Figure 50 : conversion du spectre de réponse de format A-T au format A-D [191]

IV- 8-2 Point de performance

Le point de performance correspond à la demande en déplacement sur la structure induite par le séisme.

On distingue la procédure itérative et non itérative

La procédure itérative pour obtenir le point de performance comme recommandée par ATC 40 est la suivante :

- 1) Sélection d'un point de performance test, obtenu par exemple avec la sélection d'un D_m^1 sur le diagramme de capacité ou du spectre de réponse élastique.
- 2) Construction de l'approximation bilinéaire.
- 3) Calcul de l'amortissement équivalent.
- 4) Réduction du spectre de réponse élastique calculé avec l'amortissement équivalent.
- 5) Obtention de l'intersection de la courbe de capacité avec le spectre de réponse d'amortissement corrigé D_m^2
- 6) Si D_m^1 et D_m^2 se ressemblent (5% de tolérance par exemple) le point de performance est D_m^1
- 7) Si D_m^1 et D_m^2 sont éloignés, poser $D_m^1 = D_m^2$ et aller au pas 2.

Une fois la convergence est atteinte, on retourne au déplacement au toit via l'équation Éq (3).

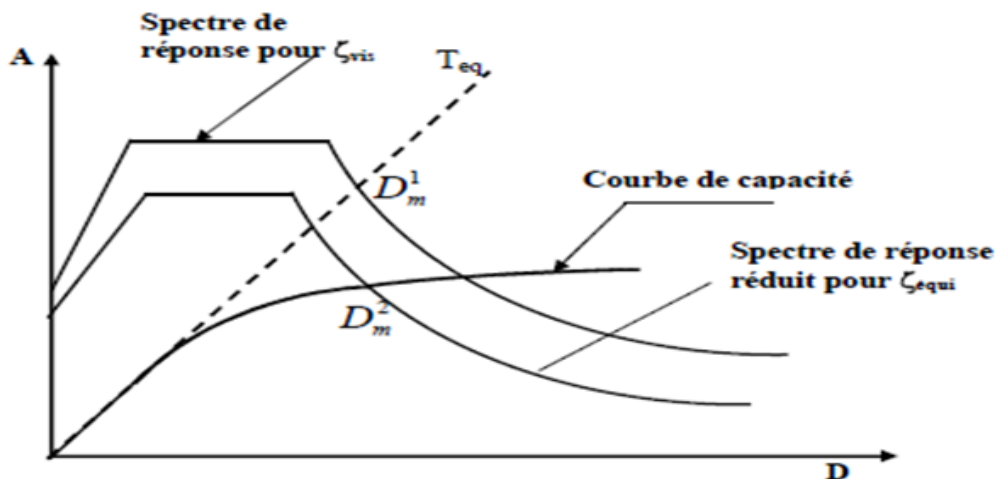


Figure 51: établissement du point de performance[191]

Le guide technique ATC 40 spécifie trois types de procédures pour estimer la déformation induite. Les procédures A et B sont analytiques et peuvent être directement implémentées tandis que la méthode C'est plutôt graphique. En général, la méthode A donne de meilleurs résultats.

La procédure A suit les étapes suivantes :

- 1) ajustement de la courbe bilinéaire sur le diagramme de capacité. On gardera la déformation limite d'élasticité D_y et la courbe bilinéaire pendant les itérations.
- 2) conversion du spectre de réponse au format A-D pour un taux d'amortissement visqueux $\zeta_{vis} = 5\%$
- 3) estimation de la demande de déplacement D^i et de l'accélération correspondante A^i . Initialement prendre la valeur

$$D^i = D(T_e, \zeta_e = 5\%) \quad \text{Éq (60)}$$

4) calcul de la ductilité : $\mu = \frac{D^i}{D^y}$ Éq (61)

5) calcul de l'amortissement équivalent ζ_{eq}

6) réduction du spectre de réponse pour le nouvel amortissement ζ_{eq}

7) obtention de la nouvelle intersection D_j de la courbe de capacité avec le spectre de réponse réduit

8) si $\frac{D^j - D^i}{D^j} \leq tol$ le séisme induit une déformation de $D = D^j$

9) si $\frac{D^j - D^i}{D^j} \geq tol$ prendre $D^i = D^j$ et retourner à l'étape 4

La procédure B suit les étapes suivantes :

1) ajustement de la courbe bilinéaire sur le diagramme de capacité. On gardera toujours la déformation élastique D_y et la courbe bilinéaire constante pendant les itérations,

2) Construction du spectre de réponse élastique dans le plan A-D pour un taux d'amortissement visqueux $\zeta_{vis} = 5\%$,

3) Estimation de la demande de déplacement D_i et de l'accélération correspondante A_i . Initialement prendre $D^i = D(T_e, \zeta_e = 5\%)$,

4) calcul de la ductilité : $\mu = \frac{D^i}{D^y}$,

5) calcul de l'amortissement équivalent ζ_{eq} ,

6) reconstruction du spectre de réponse pour un taux d'amortissement de ζ_{eq} ,

7) localisation du point B d'abscisse $D^j(T_e, \zeta_{eq})$ et d'ordonnée $A^j(T_e, \zeta_{eq})$ qui correspond à l'intersection de la droite de période T_{eq} et le spectre de réponse réduit pour ζ_{eq} ,

8) si la droite reliant les deux points $A(D^i, A^i)$ et $B(D^j, A^j)$ intercepte la courbe de capacité alors le processus itératif doit s'arrêter et le point de performance est D^j ,

9) si l'intersection n'existe pas alors prendre $D^i = D^j$ et refaire les étapes 4 - 9.

La procédure non itérative pour obtenir le point de performance proposée dans le cadre du présent travail est une méthode simplifiée pour l'évaluation de la réponse inélastique des structures, sans avoir recours à l'analyse dynamique directe non linéaire ou bien au processus itératif précité. L'analyse des structures sur la base de la méthode des forces, consiste à établir le spectre de réponse inélastique ou spectre de calcul, à déterminer les forces agissant sur la structure et à vérifier l'admissibilité des déformations résultantes. Si ces déformations dépassent les limites fixées, il faut refaire les calculs en agissant sur les paramètres considérés (processus itératif). Par contre, dans l'analyse non itérative qui est basée sur la méthode des déplacements, le déplacement limite ou cible est considéré dès le départ. Ainsi, on travaille sur un diagramme accélération-déplacement A(D) (ou (A-D)) au lieu de considérer un spectre en accélération-période A(T). Cette méthode est basée sur l'intersection du diagramme de

capacité et du diagramme de réponse inélastique sous l'action des séismes pour estimer le déplacement maximum de la structure.

Le diagramme résultant est ensuite converti au format accélération-déplacement (A-D) correspondant à un oscillateur simple équivalent de masse M , de rigidité K et d'amortissement équivalent. Enfin, ce diagramme est idéalisé en forme bilinéaire. Le diagramme de réponse inélastique, pour une ductilité donnée μ_{Δ} , est une courbe en format (A-D) traduisant l'accélération spectrale A en fonction du déplacement spectral D . Il est obtenu par conversion du spectre de réponse élastique (A-T) en format (A-D) élastique à l'aide des relations $Sa = \frac{A_{max}}{g} \cdot D(T)$; $Sd = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot Sa$ où g est l'accélération de la pesanteur.

La transformation du spectre de réponse élastique aux spectres de réponse inélastiques est effectuée en multipliant les accélérations spectrales par le coefficient réducteur $R = 1/\mu_{\Delta}$, Newmark & Hall [210] avec $\mu_{\Delta} = D_u/D_y$

D_u : déplacement ultime

D_y : déplacement élastique maximal

μ_{Δ} : facteur de ductilité

IV -9 Analyse temporelle

En plein mer, le tsunami se comporte comme la houle mais seulement en surface, car un tsunami provoque une oscillation de l'eau aussi bien en surface qu'en profondeur. Ce fait est lié à la grande longueur d'onde du tsunami qui est de l'ordre de quelques centaines de kilomètres et largement supérieure à la profondeur du milieu (une dizaine de kilomètres au plus). Il en résulte que la quantité d'eau mise en mouvement est bien supérieure à ce que la houle produit, donc l'énergie transportée jusqu'aux côtes est plus conséquente, ce qui justifie l'ampleur des dégâts provoqués par ce sinistre.

Ainsi, la modélisation des effets de cet aléa comme traitée dans le présent travail tient compte de l'intensité des forces générées par les vagues en mouvement pour évaluer leurs effets sur les structures cibles au niveau des côtes. De ce fait, l'équation de mouvement qui régit le comportement d'un bâtiment sous l'action des forces tsunamiques a la forme matricielle générale ci-après:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = \{F(t)\}, \text{ avec : Éq (62)}$$

- $[M]$ est la matrice de masse,
- $[C]$ est la matrice d'amortissement,
- $[K]$ est la matrice de rigidité,
- $\{X\}$ est le vecteur déplacement instantané,
- $\{\dot{X}\}$ et $\{\ddot{X}\}$ sont respectivement la vitesse et l'accélération instantanées,
- $\{F(t)\}$ est le vecteur forces tsunamiques en fonction du temps.

Pour résoudre l'équation (62), l'utilisation de l'intégrale de Duhamel donne une solution analytique, mais seulement dans le cas où on suppose un comportement linéaire des matériaux.

Nous définissons de nouveaux paramètres relatifs au mode de vibration j

En posant :

$$m_j = \{D_j\}^t [M] \{D_j\} \text{ masse généralisée}$$

$$k_j = \{D_j\}^t [K] \{D_j\} \text{ rigidité généralisée}$$

$$\omega_j = \sqrt{\frac{k_j}{m_j}} \text{ pulsation}$$

$$w_{dj} = w_j \sqrt{1 - \xi_j^2}$$

$$c_j = \{D_j\}^t [C] \{D_j\} = 2\xi_j \omega_j m_j \text{ amortissement}$$

$$f_j(t) = D_j^t * F(t)$$

$$\{X(t)\} = \sum_{j=1}^n x_j(t) \{D_j\}$$

Il vient :

$$m_j (\ddot{x}_j + 2\xi_j \omega_j \dot{x}_j + \omega_j^2 x_j) = f_j(t) \text{ Éq (63)}$$

$$x_j(t) = \frac{1}{m_j w_{dj}} \int_0^t p_j(\tau) e^{-\xi_j w_{dj}(t-\tau)} \sin[w_{dj}(t-\tau)] d\tau$$

Or, l'application de la méthode des éléments finis par l'intermédiaire du logiciel SAP2000v14 [197] et [198] permet une résolution numérique de cette équation que les matériaux aient un comportement linéaire ou non linéaire par l'introduction des rotules plastiques. La seule problématique susceptible d'entraver une telle résolution est comment définir les forces tsunamiques en fonction du temps pour une analyse temporelle fiable ?

IV -10 Modélisation de l'aléa tsunamique

Dans le but d'établir la résolution de l'équation Éq (62), nous proposons une modélisation simplifiée des forces tsunamiques sous format temporel pour permettre l'analyse temporelle de la structure sous l'effet des charges tsunamiques.

D'après FEMA P646 [109], les principales forces générées par les vagues tsunamiques ayant un impact immédiat sur les bâtiments sont:

- la force hydrodynamique,

$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s \times C_d \times B (hu^2)_{max} \quad \text{Éq (64)}$$

Sachant que :

$$(hu^2)_{max} = gR^2 \left[0.125 - 0.235 \frac{Z}{R} + 1.00 \left(\frac{Z}{R} \right)^2 \right] \quad \text{Éq (65)}$$

- la force hydrostatique,

$$F_h = \rho_s \times g \times \left(h_{max} - \frac{h_w}{2} \right) b h_w \quad \text{Éq (66)}$$

- la force impulsive,

$$F_s = 1.5 F_d \quad \text{Éq (67)}$$

Les autres types de forces ne seront pas prises en considération dans la présente étude puisque leurs effets sont relativement différés par rapport aux forces précitées en l'occurrence :

- la force de flottabilité (poussée d'Archimède),
- la force d'impact des débris,
- la force de soulèvement des planchers suite à l'augmentation du niveau d'eau,
- la force de retenue des débris,
- les charges gravitaires supplémentaires de l'eau retenue sur les planchers élevés.

IV -11 Modélisation simplifiées des forces générées par les vagues tsunamiques

Les expressions des forces tsunamiques précitées sont principalement empiriques. Elles ont été élaborées sur la base des essais expérimentaux et leurs confrontations aux constatations des experts consignées dans leurs rapports de fin de mission post tsunamiques. Ainsi, nous proposons dans notre travail, un lissage des valeurs enveloppes fournies par la courbe expérimentale établie par H. Yeh 2007 [35] et P. Lukkunaprasit et al 2007 [40] figures 33 et 34 (partie III-3-2-1). Il s'agit de donner à la courbe expérimentale une forme graphique simplifiée et régulière schématisant l'évolution et la variation

temporelle des intensités des forces tsunamiques. Ceci permettra une introduction facile et pratique des données représentatives des forces au modèle numérique en vue d'établir l'analyse temporelle et évaluer le comportement et la réponse globale des structures étudiées, figure 52.

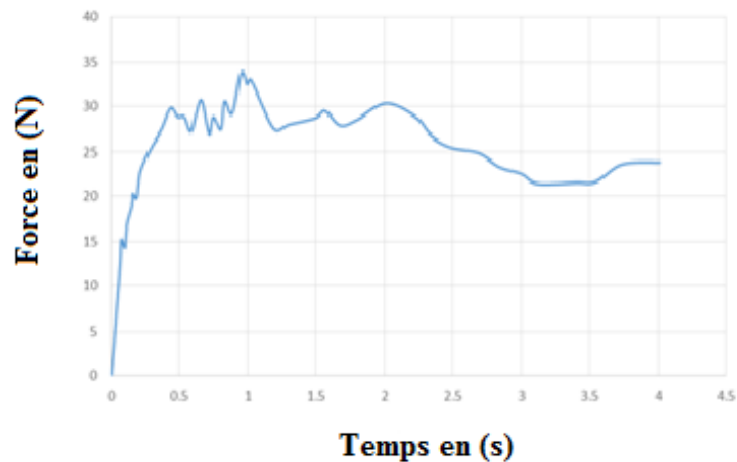


Figure 52: forces tsunamiques en fonction du temps suivant le modèle de Yeh 2007[35]

Nous proposons ainsi une modélisation des forces tsunamiques illustrées par la courbe expérimentale du modèle de Yeh 2007[35] (Figure 53).

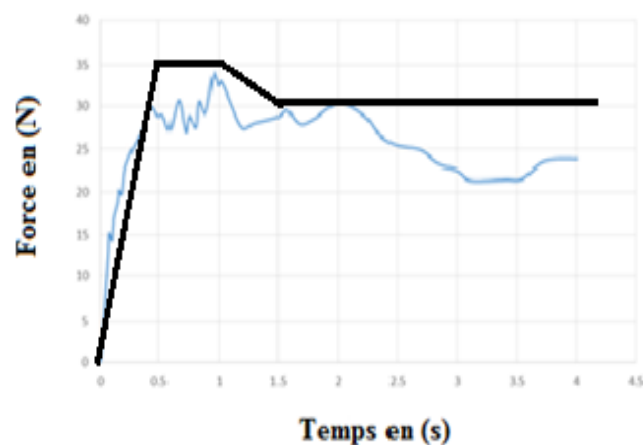


Figure 53 : lissage de la courbe expérimentale

De ce fait, notre interprétation de l'allure des courbes expérimentales élaborées dans le cadre des travaux de [35] et [40] nous a permis de constater que l'ordre chronologique de l'application des charges tsunamiques sur la structure est le suivant : tout d'abord, c'est la force impulsive qui est appliquée, ensuite, c'est la force hydrodynamique couplée avec la force impulsive. Dès que la vitesse d'écoulement de l'eau commence à diminuer, la force hydrostatique commence à agir couplée avec la force hydrodynamique d'une manière inversement proportionnelle.

Pour une raison de simplification, la valeur maximale de l'intensité des forces tsunamiques fournie par la courbe expérimentale sera supposée égale à 1N (unité), les valeurs des forces réellement appliquées

seront calculées en fonction des données et des caractéristiques de la structure étudiée. Elles seront prises en considération dans le modèle numérique sous forme de coefficients de majoration des valeurs unités des forces temporelles simplifiées.

- Pour $0 \leq t \leq 0,5$ s : évolution proportionnelle entre la force tsunamique globale et le temps.

Donc on peut écrire $F(t) = 2t$

La force appliquée est impulsive

- Pour $0,5 \text{ s} \leq t \leq 1 \text{ s}$: stabilisation de l'évolution de la force globale en fonction du temps présentée sous forme d'un palier,

Donc on peut écrire $F(t) = 1$

La force appliquée est impulsive et hydrodynamique

- Pour $1 \text{ s} \leq t \leq 1,5 \text{ s}$: dégression proportionnelle de l'évolution de la force globale en fonction du temps,

On a $F_s = 1,5F_d$ d'où $F_d = 0,66 F_s$

Donc on peut écrire $F(t) = -0,68t + 1,68$

La force appliquée est hydrodynamique et hydrostatique

- Pour $1,5 \text{ s} \leq t$: stabilisation de l'évolution de la force globale en fonction du temps,

La force appliquée est hydrostatique.

La représentation graphique des fonctions temporelles illustrant la modélisation des forces tsunamiques est indiquée sur les figures 54 et 55.

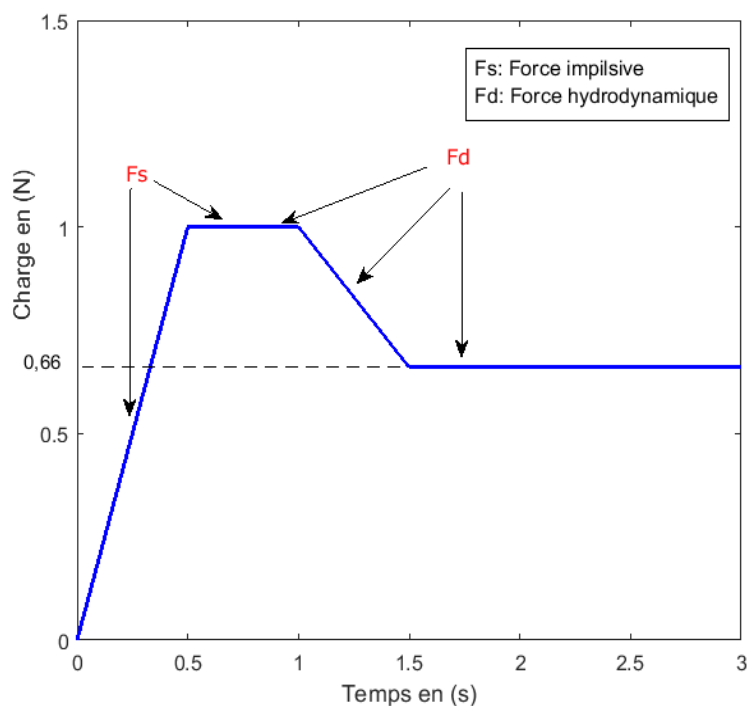


Figure 54: modélisation des forces impulsive et hydrodynamique

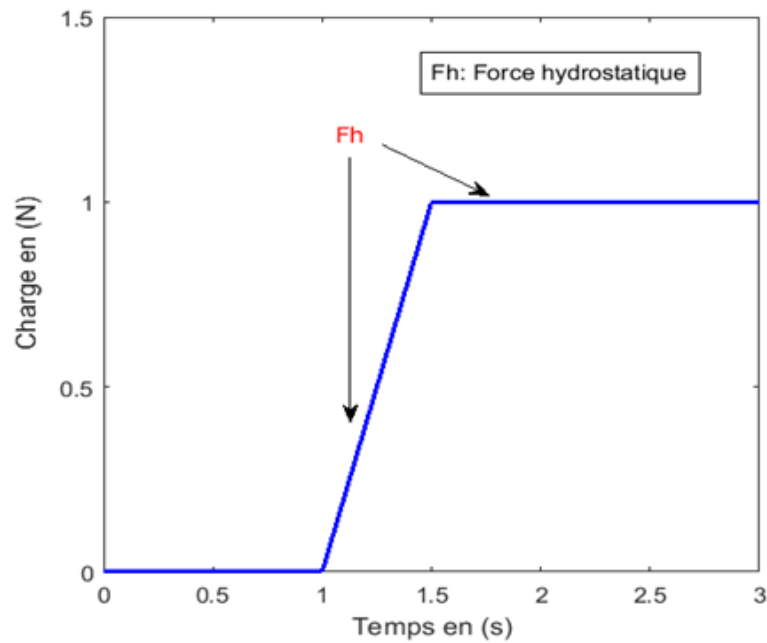


Figure 55: modélisation de la force hydrostatique

La modélisation établie permet d'effectuer l'analyse temporelle de la structure et fournie ainsi, pour une hauteur donnée du niveau d'eau, l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement maximal. De ce fait, en faisant incrémenter la hauteur d'eau d'un pas de 0.5 m, nous pouvons tracer la courbe de capacité de la structure et en déduire sa vulnérabilité par l'intermédiaire des courbes de fragilité.

IV -12 Courbes de fragilité et critères de vulnérabilité sismique et tsunamique selon Risk UE

Les courbes de fragilité sont des fonctions log normales, qui décrivent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un niveau de dommage structurel, pour un déplacement ou une accélération donnée. Selon Risk UE, le dommage est décrit par un seul ou cinq niveaux de dommages : Aucun, Mineur, modéré, Sévère, Destructeur. Ces courbes, définies pour les dommages structurels ainsi que non structurels, ont été mises au point à partir d'extrapolations des données liées aux dommages observés, sur dires d'experts ainsi que sur des tests de laboratoire (ATC, 1985[199]. Elles ont été notamment calibrées avec de données consécutives aux séismes de Loma Prieta 1989 et de Northridge 1994. Pour chaque valeur donnée de la réponse spectrale, la probabilité d'avoir un état de dommage discret, est calculée comme étant la différence des probabilités cumulées d'atteindre, ou de dépasser, des états de dommages successifs. Chaque courbe de fragilité, de type log-normale, est définie par une valeur médiane de la demande sismique $S_{a,ds}$ (déplacement spectral, accélération spectrale) qui correspond à l'atteinte d'un état d'endommagement ds et par l'écart type β_{ds} associé à cet état de dommage.

La probabilité d'atteindre ou de dépasser un niveau d'endommagement ds , pour une demande sismique est donnée par :

$$P[(ds|S_a)] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_a}{S_{a,ds}} \right) \right] \text{Éq (68)}$$

Φ : la fonction de distribution normale cumulée,

$S_{d,ds}$: la valeur moyenne du déplacement d pour le niveau d'endommagement ds ,

β_{ds} : l'écart type du déplacement pour le niveau d'endommagement ds ,

D'après le tableau 3.8, étapes 2 et 4A du RISK UE, les paramètres de la formule Éq (68) qui définissent les courbes de fragilité sont résumés dans le tableau 5 ci-après :

$S_{d1} = 0,7 D_y$	$\beta_{Sd1} = 0,25+0,07.\ln(\mu_\Delta)$
$S_{d2} = D_y$	$\beta_{Sd2} = 0,2+0,18.\ln(\mu_\Delta)$
$S_{d3} = D_y +0,25(D_y -D_u)$	$\beta_{Sd3} = 0,1+0,4.\ln(\mu_\Delta)$
$S_{d4} = D_u$	$\beta_{Sd4} = 0,15+0,18.\ln(\mu_\Delta)$

Tableau 5 : paramètres des courbes de fragilité

Avec $\mu_\Delta = \frac{D_u}{D_y}$,

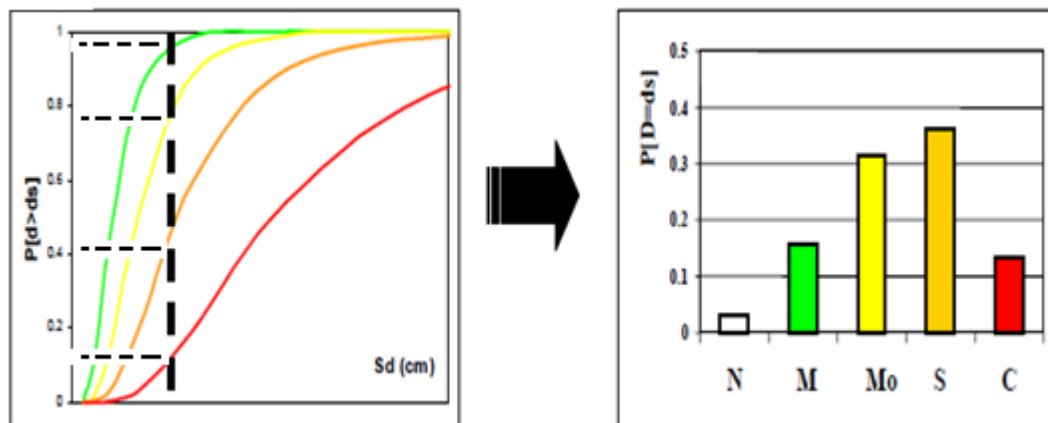
Sachant que:

D_u :déplacement ultime (tiré graphiquement de la courbe de capacité),

D_y : déplacement élastique maximal (tiré graphiquement de la courbe de capacité),

μ_Δ : facteur de ductilité.

Après avoir calculé les paramètres indiqués ci avant conformément au guide Rik-Ue, on projette verticalement l'abscisse du point de performance sur les courbes de fragilité. L'intersection avec ces courbes nous permet déterminer les différents degrés de vulnérabilité qui correspondent à chaque niveau de dommage par simple lecture des ordonnées des points d'intersection avec les courbes de fragilité (Figure 56) .



Niveaux de dommages N : Aucun, M : Mineur, M : Modéré, S : Sévère, C : Ruine

Figure 56: courbes de fragilité et vulnérabilité Risk UE [111]

Cette méthode peut être étendue pour être appliquée également dans le cas tsunami en raison des différents dénominateurs communs entre l'aléa sismique et tunamique en l'occurrence (directions horizontales, effets dynamiques).

IV -13 Modélisation et simulation numérique

La modélisation et la simulation numérique permettant l'évaluation de la vulnérabilité d'une structure donnée pouvant faire l'objet d'un chargement résultant du couplage des effets sismique et tsunamique consistent à suivre l'ordre chronologique des étapes ci-après :

Étape (1) Modélisation de la structure étudiée

La modélisation 3D de la structure étudiée est effectuée par le logiciel SAP2000 [133] et [134]. C'est un outil informatique qui utilise principalement la méthode des éléments finis et permet de prédire le comportement de grands déplacements des structures sous sollicitations statiques ou dynamiques, en tenant compte à la fois de la non-linéarité géométrique et inélasticité des matériaux.

Sur la base des plans architecturaux et des plans de béton armé ou bien de charpente métallique. On introduit les données relatives aux caractéristiques techniques des matériaux, les dimensions géométriques de l'ossature porteuse et on définit les différents types de chargement statiques, dynamiques et éventuellement climatiques (charge du vent pour le cas d'une structure en charpente métallique). À l'issue, on établit une vérification de la tenue de la structure suivant les codes de calcul normatifs adoptés, pour le cas du Maroc, c'est le RPS 2011, les Règles BAEL 91 et les Eurocodes.

Étape (2) introduction des non linéarités et analyse Pushover

Les non-linéarités géométriques jouent un rôle fondamental dans la réponse globale de la structure lorsque les occurrences de la grande déformation dans les éléments structuraux induisent des déplacements plus proportionnels aux charges effectivement appliquées. Le code informatique SAP2000 dispose d'une base de données qui prédéfinit des rotules plastiques adaptées à chaque type de matériaux aussi bien pour les poteaux que pour les poutres. L'inélasticité est introduite par la définition de l'utilisateur des zones de haute plasticité, généralement au niveau des nœuds. Les éléments de portique (poteaux et poutres) sont modélisés par des lignes avec des propriétés linéaires élastiques munies des rotules plastiques pour prendre en compte des caractéristiques non linéaires force déplacements élonges modèles préétablis au SAP 2000 dont voici celui qui correspond aux portiques en béton (Figure 57):

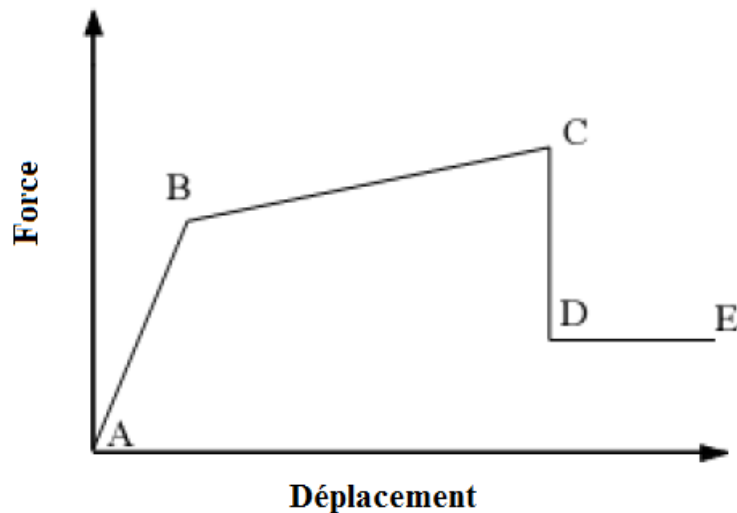


Figure 57 : caractéristiques Force – Déplacement
d'un élément (SARA MARTINI 2001[200])

Le point A correspond aux conditions initiales (non chargement). Le point B représente la limite élastique de l'élément. L'ordonnée du point C correspond à la résistance nominale et l'abscisse correspondante représente la déformation à partir de laquelle une dégradation marquée de la résistance commence à reproduire. La baisse flagrante de point C au point D représente la rupture initiale de l'élément. La résistance aux charges latérales au-delà du point C est souvent incertaine. La résistance résiduelle du point D au point E permet à l'élément de supporter les charges gravitaires. Au-delà du point E qui correspond à la capacité maximale de déformation, les charges gravitaires ne peuvent plus être reprises.

Après l'introduction des éléments de la non linéarité, on commence l'analyse Pushover de la structure. La courbe dite Pushover ainsi obtenue, est transformée en une courbe de capacité par le logiciel SAP 2000 sous format AD (Accélération, Déplacement).

Étape (3) Détermination du point de performance par un processus non itératif

A défaut de spectre d'accélération du Maroc dans la base de données du logiciel SAP2000 on redessine aussi bien la courbe de capacité que le spectre d'accélération sur le logiciel Matlab. La superposition des deux courbes nous permet de déterminer graphiquement le point de performance et le paramètre de ductilité sans recourir au processus itératif prescrit par la méthode Risk Ue.

Étape (4) Analyse spectrale pour transformer le spectre d'accélération sous format ADRS

On procède à la définition du spectre d'amplification dynamique de la zone sismique concernée en se basant sur l'accélération maximale qui correspond au zonage figurant sur la carte sismique du RPS 2011. Ce spectre est transformé en spectre élastique d'accélération A en fonction de la période T , puis ce dernier, est transformé en spectre d'accélération inélastique A en fonction du déplacement D . Par

conséquent, on aura exprimé les paramètres quantifiant la demande en déplacement et la réponse spectrale sous format ADRS (Accélération, Déplacement, Réponse Spectrale).

Étape (5) Construction des courbes de fragilité et détermination de la vulnérabilité sismique

En l'absence des courbes de fragilité représentatives du bâti existant marocain, on utilisera celles données par le programme RISK-UE. Après avoir calculé le paramètre de ductilité, on procède au traçage des courbes de fragilité caractérisant le contexte marocain en se basant sur les déplacements ultime et élastique tirés graphiquement de la courbe de capacité. À l'issue, on identifie les degrés de dommage qui traduisent la vulnérabilité sismique de la structure étudiée.

Étape (6) introduction des modèles temporels simplifiés des forces tsunamiques (format unité)

On définit, parmi les paramètres du modèle numérique de la structure étudiée, les fonctions temporelles modélisant les forces tsunamiques sous format unité. La prise en considération des effets réels des chargements tsunamiques nécessite la détermination de la hauteur maximale du niveau d'eau susceptible d'être atteinte au moment de l'aléa (Run up). Pour ce faire, une simulation numérique est capable de reproduire le scénario d'aléa extrême pouvant frapper la structure en question.

Étape (7) Simulation numérique d'un aléa extrême (tsunami d'origine sismique)

L'étude historique (tableau 3) montre que le littoral atlantique marocain a été plusieurs fois touché par des tsunamis d'origines sismiques. Le tsunami le plus destructeur et le plus documenté est celui associé au séisme de Lisbonne de 1755. Pourtant, les données historiques disponibles ne permettent pas de déterminer ses caractéristiques exactes du fait du manque de fiabilité des témoignages et du manque de traces sédimentaires relatives à cet événement sur le littoral atlantique marocain. La modélisation numérique de cet événement est le seul moyen qui permet de reconstituer ses effets et d'évaluer la fiabilité des témoignages historiques. Ce qui sert ensuite à la réalisation des cartes d'aléas permettant d'apprécier l'exposition future des côtes marocaines au risque de tsunami et de réaliser des analyses de vulnérabilité.

La méthode de simulation est basée sur une approche déterministe (par la reproduction d'un événement passé). Dans ce contexte, un scénario d'aléa identique à celui du 1er novembre 1755 a été choisi pour modéliser le tsunami. La source exacte du séisme demeure encore à ce jour incertaine. Quatre zones sources impliquant 5 failles potentiellement tsunamigènes sont généralement évoquées dans la littérature pour cet événement majeur (Figure 58).

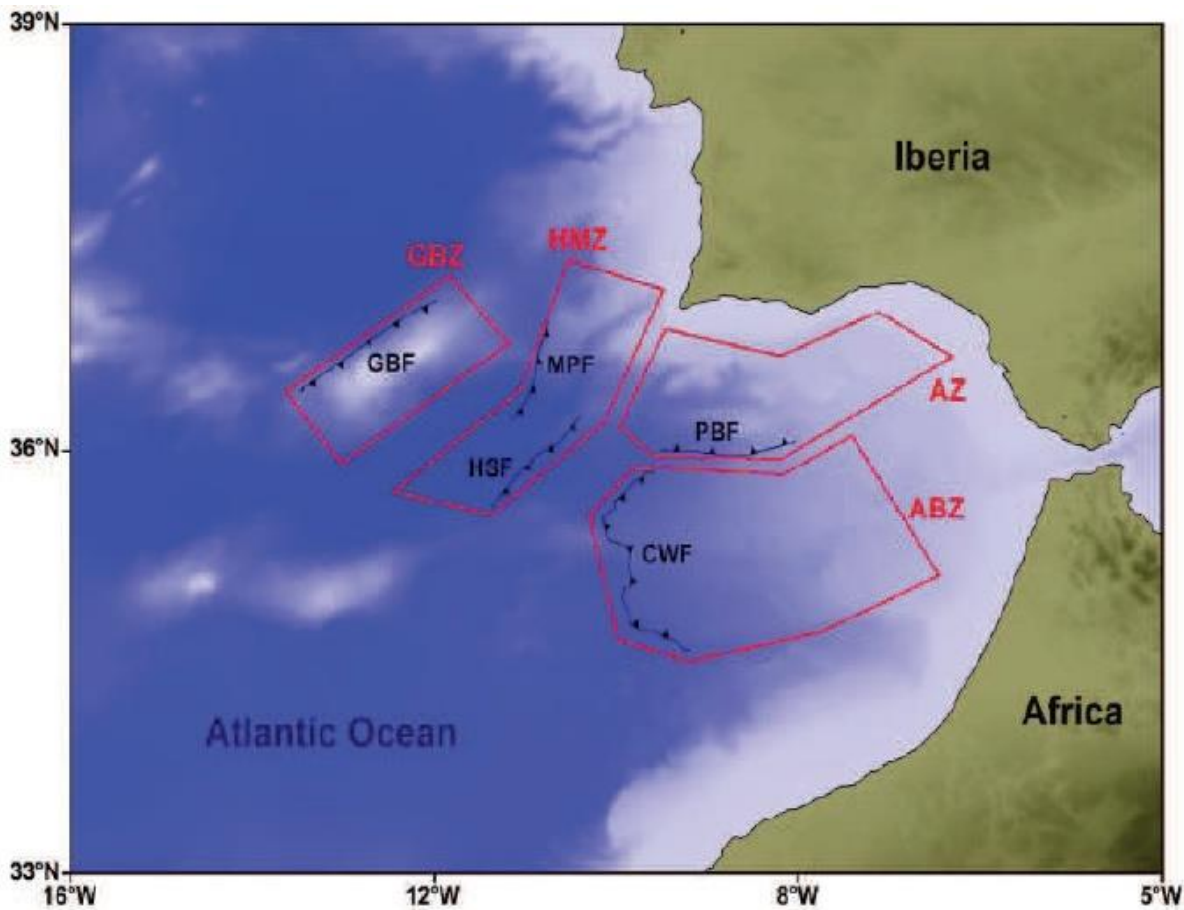


Figure 58 : zones potentielles de sources tsunamigènes avec leurs failles associées dans le Golf de Cadiz (Omira, 2009[96])

Les polygones rouges représentent les quatre régions sources : GBZ: Gorringe bank zone; HMZ: Horseshoe/Marques de Pombal zone; AZ: South Algarve zone and ABZ: Alboran wedge Slab zone. Les lignes noires représentent les cinq failles associées à chaque zone : GBF: Gorringe Bank fault; MPF: Marques de Pombal fault, HSF: Horseshoe fault, PBF: Portimao Bank fault and CWF: Cadiz Wedge fault.

A partir de ce zonage, Omira et al. 2009[96] ont modélisé les tsunamis générés par chacune de ces sources. La figure 59, qui représente les résultats de cette modélisation, montre que la source HSF (Horseshoes Fault), proposée par Gracia et al. (2003 [201]), est celui qui impacte le plus durement les côtes atlantiques marocaines, elle génère le tsunami le plus énergétique et c'est cette source qui a été retenue pour notre simulation

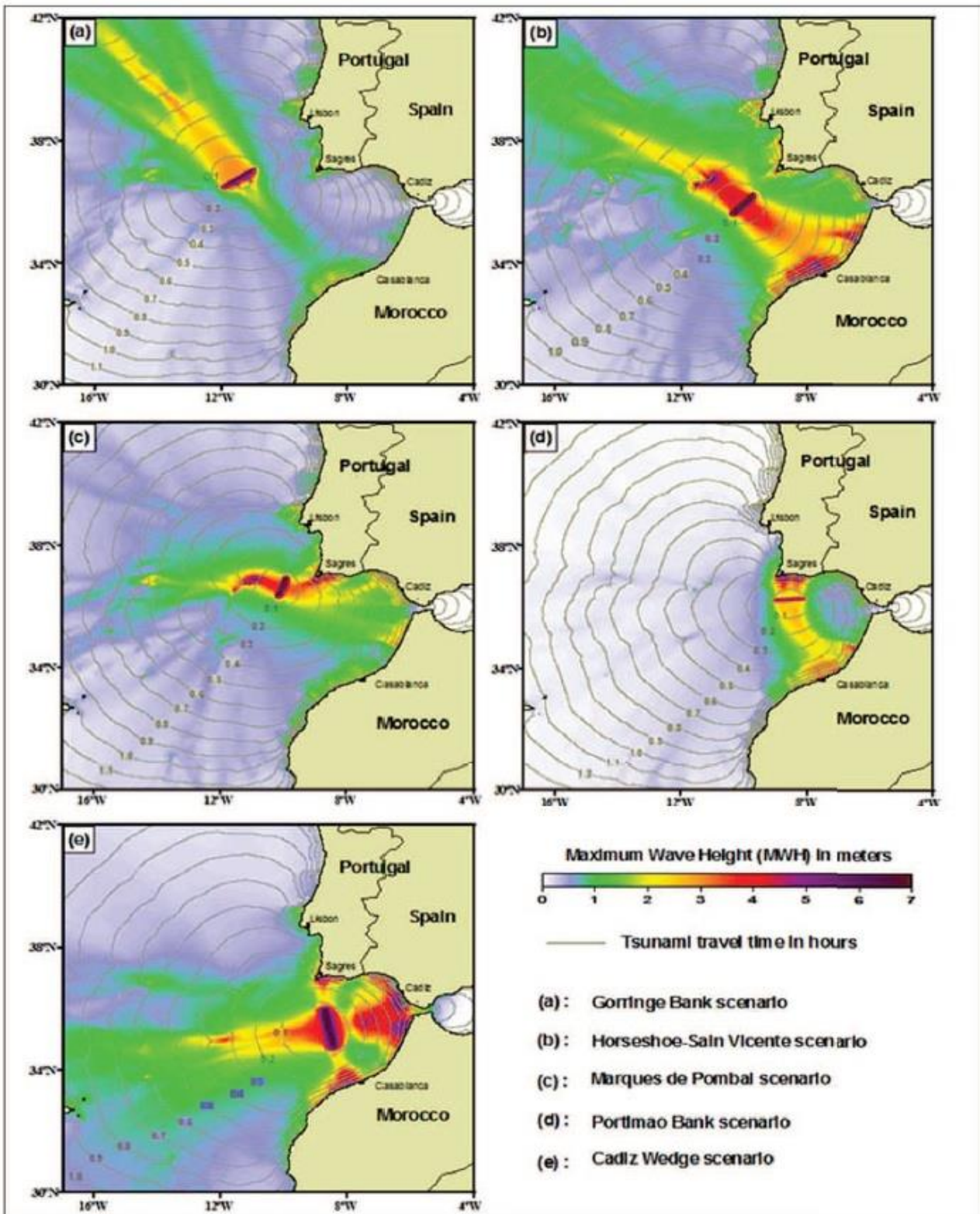


Figure 59 : modèles de propagation de tsunami pour différentes sources sismiques du golfe de Cadiz (temps de parcours en heures et hauteurs maximales de vagues en m) (Omira et al, 2009[96]).

Les simulations numériques du tsunami effectuées dans le cadre de ce travail ont été réalisées avec le code COMCOT (Cornell Multi-grid Coupled Tsunami Model) (Liu et al. 1994[202]) modifié par l'équipe de FFCUL (Foundation of the Faculty of Sciences of the University of Lisbon) dans le cadre des projets européens TRANSFER et NEAREST.

Ce modèle consiste dans un premier temps à calculer la déformation initiale (Figure 60) associée à une rupture sismique en faisant appel aux algorithmes développés par Okada (1985) [180] qui correspondent à la méthode couramment utilisée par les différents modèles (la théorie demi-espace élastique). Ces algorithmes permettent de calculer la déformation du plancher océanique à partir des caractéristiques de la faille à l'origine du séisme. Le tsunami initial est ensuite déduit en admettant que l'intégralité de cette déformation est instantanément transmise à la surface de l'eau.

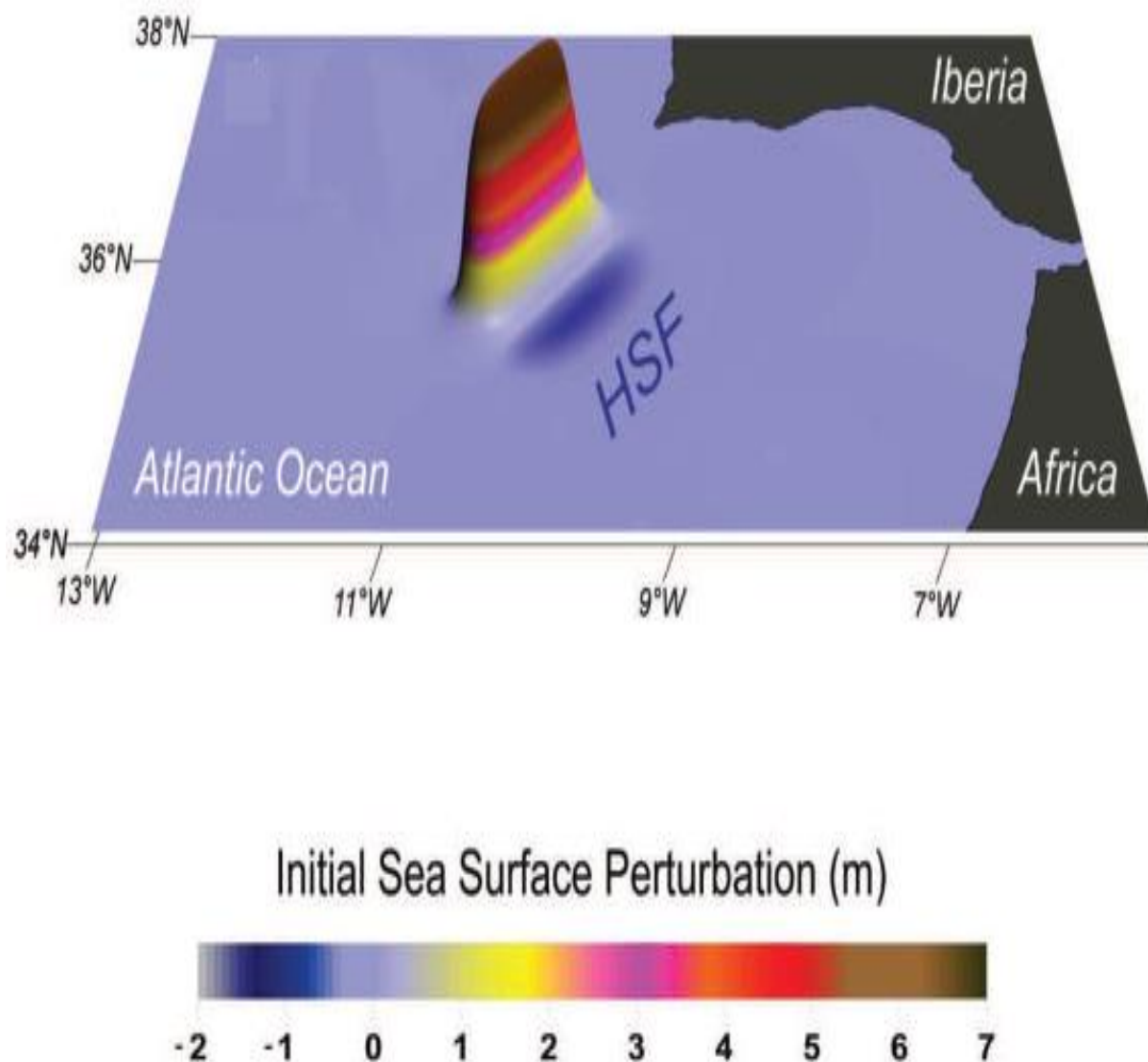


Figure 60 : déformation initiale de la surface d'eau pour le scénario de HSF (Omira, 2010[203])

Le calcul de la propagation (Figure 61) se fait ensuite par la résolution des équations de l'hydrodynamique de Navier Stokes selon les approximations linéaires et non-linéaires "Shallow

water'' ou « eau peu profonde » en utilisant un schéma numérique aux différences finies, en coordonnées sphériques ou cartésiennes, dans un système de grilles imbriquées.

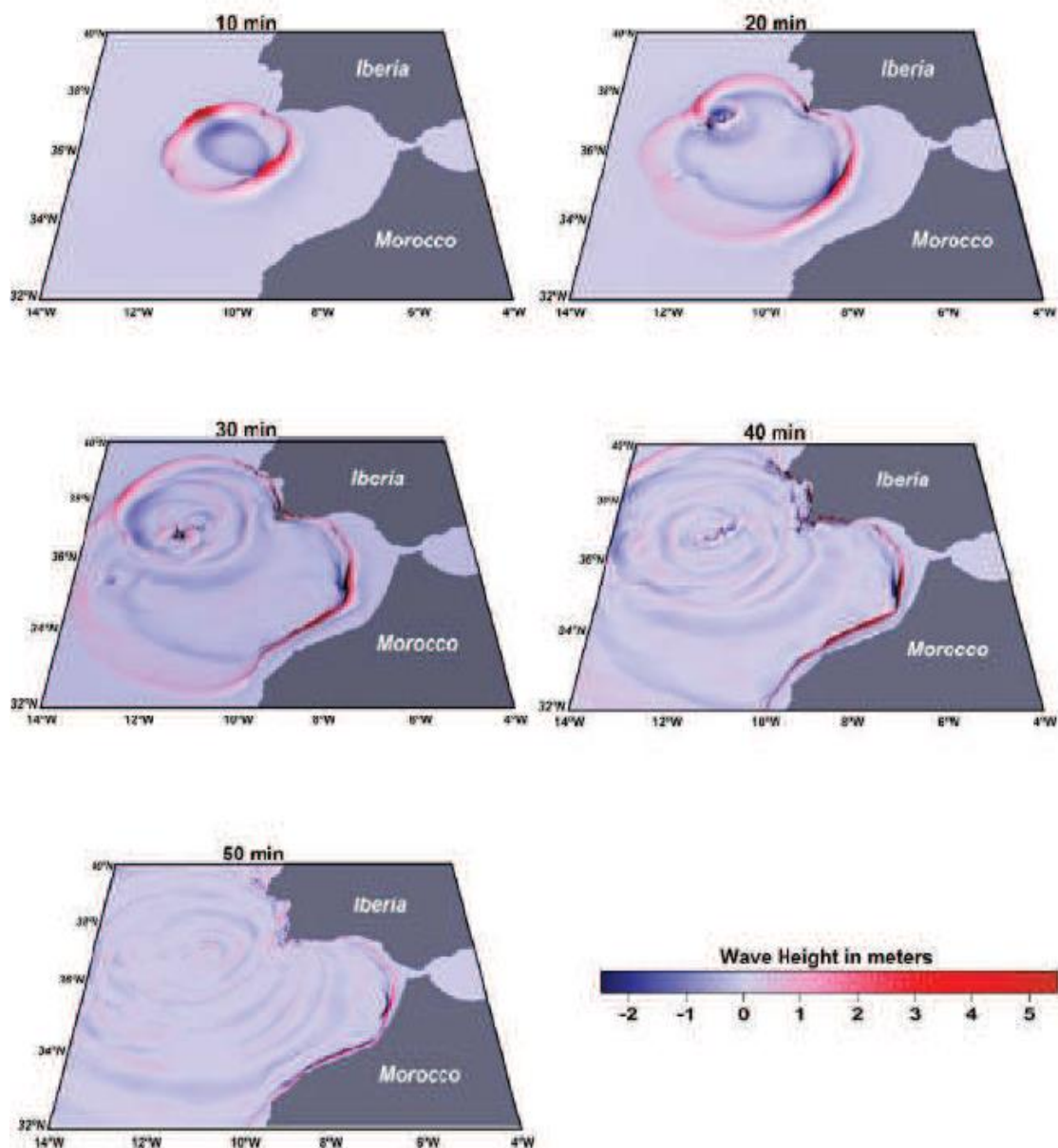


Figure 61 : simulation de la propagation, depuis la zone épacentrale, du tsunami dans la région du Golf de Cadix, (scénario HSF) (Omira, 2010 [203])

A l'approche des hauts fonds et des côtes, la période des vagues reste constante tandis que la longueur d'onde diminue fortement. La conservation de l'énergie conduit à une augmentation de la hauteur des vagues. Pour pouvoir rendre compte des phénomènes d'amplification, les grilles bathymétriques utilisées pour la simulation ont des résolutions croissantes près des côtes, et incluent la topographie dans le dernier niveau de grille afin d'estimer les *run-up* et vitesses d'écoulement. Le principe de calcul des *run-up* est d'extrapoler dans les mailles sèches les quantités calculées dans les mailles voisines mouillées.

Dans le cadre du présent travail on aura besoin de la hauteur maximale du niveau d'eau pouvant être atteinte au niveau de la zone de jorf lasfer, province d'El Jadida par simulation numérique du scénario du tsunami de 1755. Cette donnée sera tirée du travail de Mellas 2012[99] basé à son tour sur l'analyse et l'étude de Omira 2009 a [96]

Étape (8) Calcul des intensités des forces tsunamiques en fonction de z (chaque pas de 0.5 m)

Une fois la hauteur du niveau d'eau maximal pouvant être atteinte est déterminée, on calcule les intensités des forces tsunamiques indiquées aux équations Éq (64), Éq (66) et Éq (67) exprimées en fonction de R (niveau maximal d'eau) et z (cote altimétrique de la base du bâtiment étudié). Ce calcul sera fait pour chaque valeur de z qui sera incrémentée d'un pas de 0,5m depuis la base du bâtiment jusqu'à atteindre le Run up (niveau maximal d'eau). Ces résultats seront présentés sous forme de tableau récapitulatif, les valeurs trouvées des intensités des forces, seront introduites dans le modèle numérique. Elles vont être multipliées automatiquement par les fonctions temporelles sous format unité pour prendre en considération les effets temporels reels des forces tsunamiques sur la structure étudiée.

Étape (9) Analyse temporelle et détermination de la vulnérabilité tsunamique

Al'issue, pour chaque pas de z incrémenté de 0.5m, on effectue l'analyse temporelle du modèle et on enregistre l'effort tranchant à la base et le déplacement maximal jusqu'à atteindre la hauteur maximale R (Run up). On trace la courbe de capacité traduisant la réponse globale de la structure compte tenu des résultats obtenus. Après, on applique les mêmes dispositions de l'Étape (5) pour l'évaluation de la vulnérabilité tsunamique de la structure.

Étape (10) Détermination de l'effet du couplage du séisme et du tsunami sur la structure étudiée.

Pour évaluer la vulnérabilité du modèle aux effets couplés du séisme et du tsunami on procède par superposition des deux courbes de capacité sismique Étape (5) et tsunamique Étape (9) pour l'obtention de la courbe de capacité globale de la structure des effets des deux aléas couplés. La superposition des courbes concernera uniquement les parties qui correspondent aux paliers de plasticité (partie non linéaire) jusqu'à la rupture, étant donné que les déformations sont réversibles dans la partie élastique, la déformation inélastique du couplage correspond donc à la somme des deux déformations sismique et tsunamique. On retiendra, pour la courbe de capacité globale au niveau de la partie élastique, que des valeurs correspondantes au cas tsunamique puisque c'est le dernier chargement qui agira sur le bâtiment. La vulnérabilité du couplage sera déduite de la même façon et dans les mêmes conditions prescrites dans l'Étape (5).

IV -14 Conclusion

Nous avons présenté les différentes formulations nécessaires à la mise en œuvre de la méthodologie proposée dans le cadre du présent travail de recherche. Le concept mathématique présenté au niveau de la partie réservée à l'analyse Pushover consiste à donner le fondement théorique de la méthode et également le cheminement poursuivi pour l'obtention de la courbe de capacité. Il s'agit d'une tâche analytique qui sera exécuté par le logiciel SAP 2000 basé principalement sur la méthode des éléments finis. S'agissant du comportement non linéaire des éléments de la structure, ce dernier est pris en compte par la définition de certaines caractéristiques dites rotules plastiques sur une certaine longueur dite la longueur de la rotule plastique. Ces caractéristiques non linéaires sont exprimées par des lois moment-courbure qui sont prédéfinies dans le programme SAP2000 et donner ont les différents mécanismes de plastification prévus pour chaque élément de la structure sous l'effet d'un séisme. La méthode spectrale non itérative a été illustrée pour remplacer celle suivant le processus itératif pour la détermination du point de performance. La simulation numérique permet de déterminer le niveau maximal d'eau susceptible d'être atteint dans une zone donnée à l'aide de la reproduction d'un scénario d'aléa extrême. De ce fait, on a calculé les forces tsunamiques exprimées en fonction de R et z, puis on les a introduit avec les modélisations simplifiées de ces forces dans le modèle numérique pour établir l'analyse temporelle pour chaque valeurs de z incrémentée d'un pas de 0.5 m. La courbe de capacité et les critères de vulnérabilité sismique, tsunamique et du couplage peuvent être déduits par une simple lecture des paramètres de ductilité sur la courbe de capacité qui traduit la réponse globale de la structure. Des applications de cette méthode sont ainsi proposées pour illustrer son efficacité dans l'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes.

Chapitre V

Applications

Chapitre V- Applications

Introduction

Le Chapitre V présente quatre applications différentes traitant chacune l'étude d'un cas précis. Ces dernières visent à mettre en application toutes les formulations théoriques traitées et également concrétiser la mise en œuvre de la méthodologie proposée dans le cadre de la présente thèse. Elles consistent à:

Application 1 : évaluation de la vulnérabilité sismique d'une clinique située dans la province d'Agadir au Maroc.

Application 2 : évaluation de la vulnérabilité tsunamique d'un Hangar métallique situé dans le site industriel Jorf Lasfer, Province El Jadida au Maroc.

Application 3 : étude comparative des comportements des structures en béton armé et en charpente métallique sous l'effet des séismes et tsunamis.

Application 4 : évaluation de la vulnérabilité des structures existantes sous l'effet du couplage du séisme et du tsunami (cas du hangar de Jorf Lasfar).

Application 1: Évaluation de la vulnérabilité sismique d'une structure existante en béton armé

1-Introduction

Il s'agit d'évaluer la vulnérabilité sismique d'une clinique (Figure 62), située dans la province d'Agadir au Maroc. Elle a été construite 25 ans plus tard après le séisme mortel de 1960, ayant causé le décès de 1/3 de la population et 60% à 95% environ des bâtiments ont été détruits ou sévèrement endommagés [204].

Elle a été dimensionnée suivant les dispositions parasismiques dites Normes d'Agadir avec application des règles BAEL 83[205], et sera vérifiée conformément aux recommandations du RPS 2011 [123] du Maroc.

2 -Données techniques du bâtiment étudié

2- 1 Identification de la structure.

Le bâtiment est composé de quatre niveaux (un sous sol, un Rez-de-chaussée et deux étages dans un joint, et un Rez-de-chaussée et trois étages dans l'autre joint (Figure 63), dont l'ossature porteuse est contreventée par des portiques (poteaux et poutres) en béton armé. Sa longueur est de 57 m et sa largeur de 14 m, la hauteur entre les niveaux est de 3,2 m. La conception architecturale du premier étage illustrée sur la figure 64.



Figure 62 : vue en perspective de la clinique étudiée



Figure 63 : coupe longitudinale de la clinique



Figure 64 : vue en plan du premier étage de la clinique

2- 2 Données sismiques suivant le RPS 2011

- Classe du bâtiment : Classe I
- Coefficient de priorité : $I = 1,3$
- Niveau de ductilité : ND II
- Coefficient de comportement : $K = 3,5$
- Accélération du site (Agadir) : $A=(A_{max}/g) = 0,18$ et $Z_a = 4$ (Valeur de l'accélération selon le zonage)
- Vitesse : $V = 0,13$ et $Z_v = 3$ (Valeur de la vitesse selon le zonage)
- Rapport $Z_a / Z_v = 1,38 > 1$
- Coefficient du site : $S = 1,2$
- Période : $T = (V/A).2\pi = 0,45$ s
- Spectre d'amplification dynamique: $D = 2,22$ (Voir figure 65).

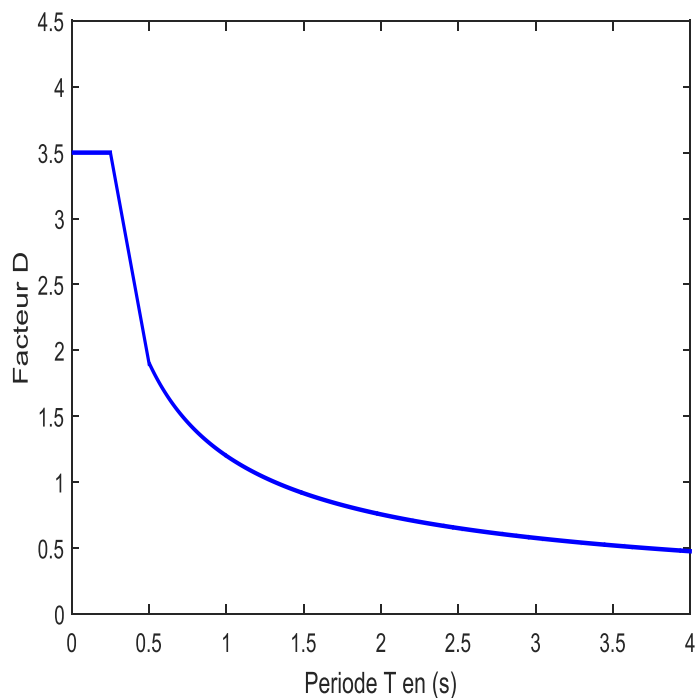


Figure 65: spectre d'amplification du site (Agadir)

2 -3 Caractéristiques des matériaux utilisés et dimensionnement de la structure.

L'acier est de type HA500.

Le béton utilisé est un béton de résistance $f_{c28}=25\text{Mpa}$.

Le module de Young est de 200.10^3GPa

La structure résistante a été calculée suivant les règles BAEL 83[205]. Le bâtiment est dimensionné selon le règlement parasismique dénommé Normes d'Agadir.

3- Évaluation de la vulnérabilité sismique de la clinique

3- 1 Modélisation numérique par Éléments Finis

Pour permettre l'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâtiment, une modélisation numérique de la structure étudiée a été établie moyennant le logiciel SAP2000v14 [197] et [198] voir (Figure 66).

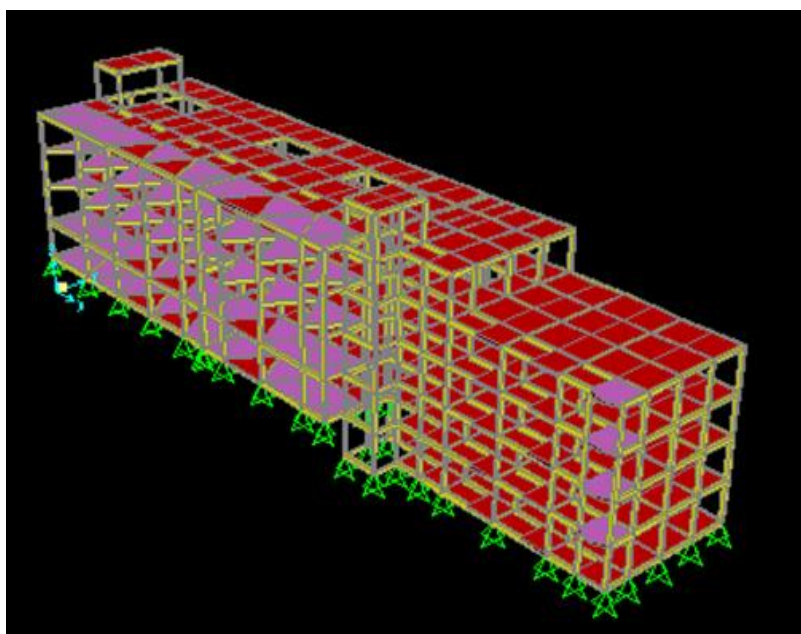


Figure 66: modèle structurel du bâtiment étudié

Ensuite, une analyse Pushover selon la méthode statique non linéaire a été exécutée en tenant compte des charges gravitaires à savoir : charge permanente et surcharge d'exploitation.

La non linéarité a été prise en considération sous forme de rotules plastiques introduites au modèle numérique précité suivant FEMA 273 aussi bien pour les poutres que pour les poteaux.

3- 2 Résultats obtenus

3 - 2 -1 Point de performance

L'application du chargement latéral dans la direction X-X a donné lieu au résultat ci-après (Figure 67) :

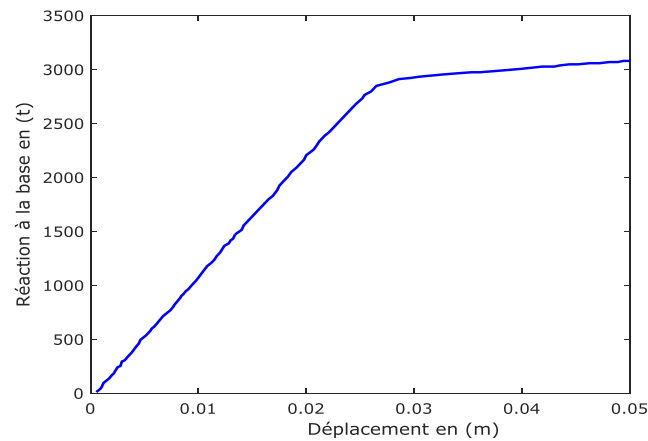


Figure 67 : courbe Pushover suivant XX

L'application du chargement latéral dans la direction Y-Y a donné lieu au résultat ci-après (Figure 68) :

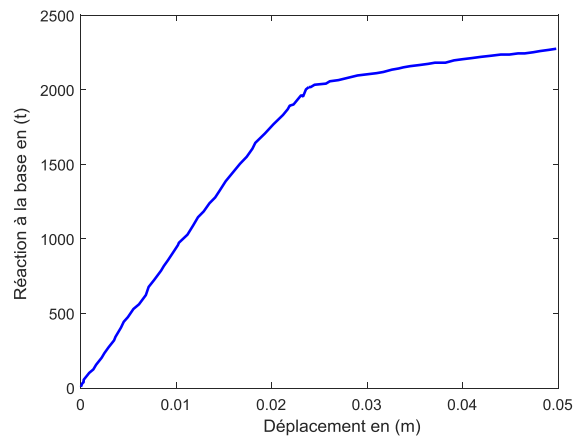


Figure 68 : courbe Pushover suivant YY

La conversion des courbes Pushover illustrées ci dessus aux courbes de capacité sous format Sa-Sd se fait automatiquement par le logiciel comme illustré dans les résultats ainsi obtenus (Figures 69 et 70) :

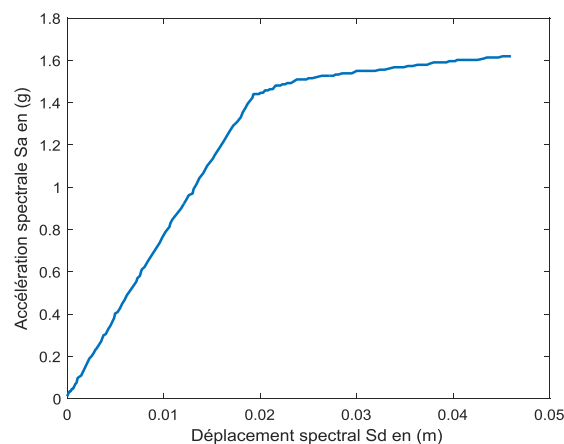


Figure 69 : courbe de capacité format Sa-Sd suivant XX

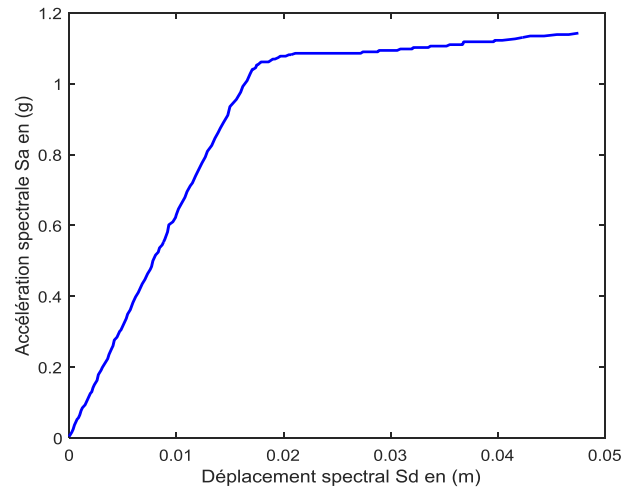


Figure 70 : courbe de capacité format Sa-Sd suivant YY

La transformation du spectre d'amplification dynamique du format D-T (Figure 65) au format accélération et déplacement spectraux Sa-Sd (Figure 71) est effectuée au moyen des formules Sammouda et al [206], Belmouden [207] ci après :

$$Sa = \frac{A_{max}}{g} \cdot D(T); Sd = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot Sa \text{ où } g \text{ est l'accélération de la pesanteur.}$$

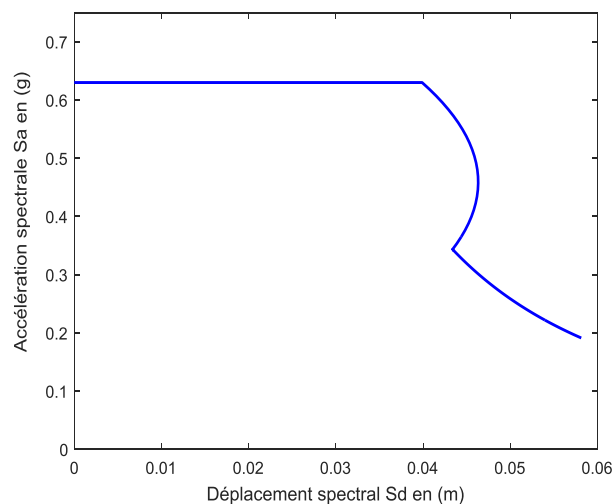


Figure 71 : spectre de réponse élastique du site Sa-Sd.

La transformation du spectre de réponse élastique au spectre de réponse inélastique est effectuée en multipliant les accélérations spectrales par le coefficient réducteur $R = 1/\mu_{\Delta}$, Newmark & Hall [208] avec $\mu_{\Delta} = D_u/D_y$.

D_u : déplacement ultime,

D_y : déplacement élastique maximal,

μ_{Δ} : facteur de ductilité.

Après avoir calculé les facteurs de ductilité suivant les deux directions XX et YY, les spectres de réponse inélastiques sont illustrés ci-après (Figures 72 et 73):

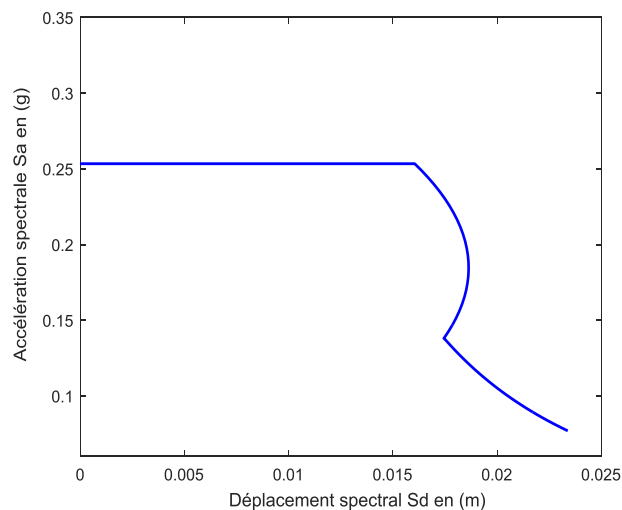


Figure 72 : spectre de réponse inélastique suivant XX

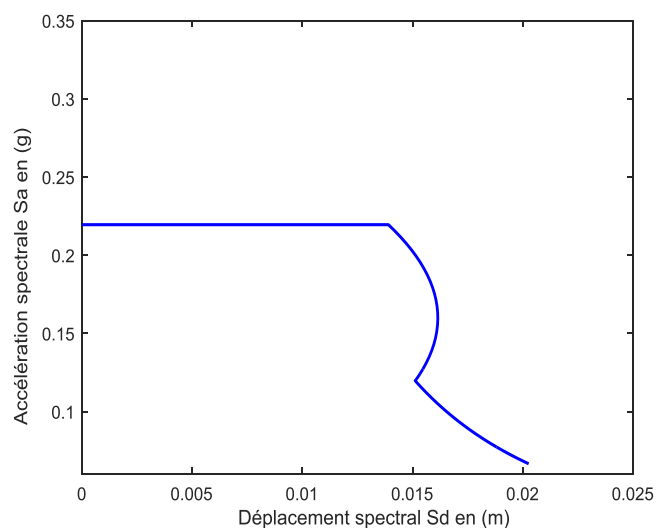


Figure 73 : spectre de réponse inélastique suivant YY

La superposition des courbes de capacité et des spectres de réponse inélastiques permet de déterminer le point de performance suivant les deux directions (Figures 74 et 75).

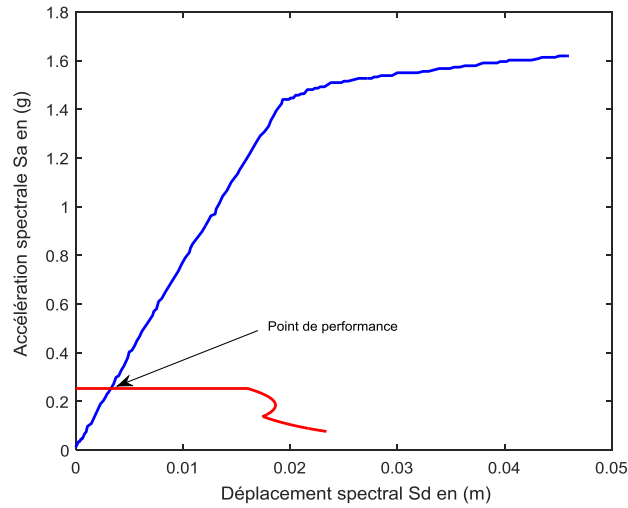


Figure 74 : point de performance suivant XX

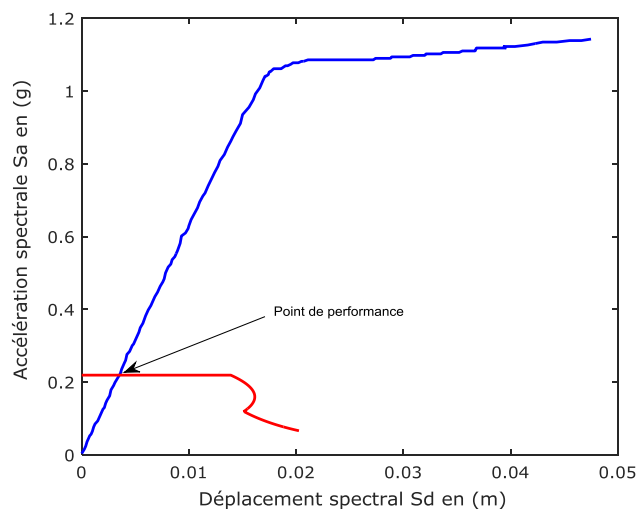


Figure 75 : point de performance suivant YY

Les coordonnées des points de performance lues sur les graphes au niveau des points d'intersection des deux courbes sont :

- suivant XX $S_d = 0,30 \text{ cm}$; $S_a = 0,26 \text{ g}$,
soit un déplacement réel de $D = 0,6 \text{ cm}$,
- suivant YY $S_d = 0,35 \text{ cm}$; $S_a = 0,22 \text{ g}$,
soit un déplacement réel de $D = 0,7 \text{ cm}$.

La superposition des deux courbes de capacité avec les spectres de réponse inélastiques suivant les deux directions XX et YY donne lieu à :

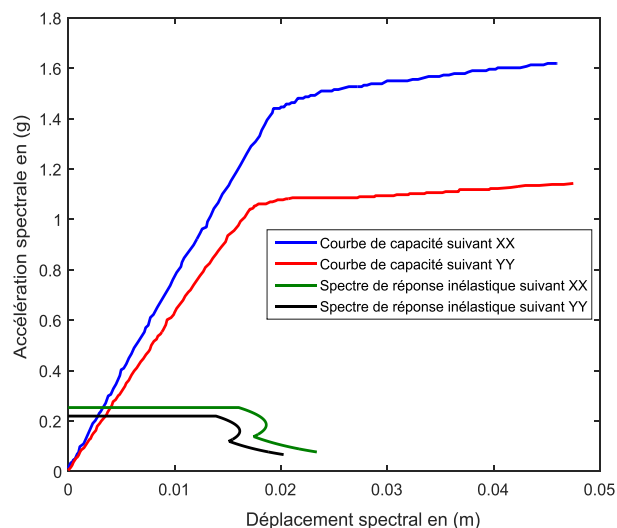


Figure 76: courbes de capacité superposées avec les spectres de réponse inélastique suivant les deux directions XX et YY

3 - 2 -2 Courbes de fragilité et vulnérabilité

3- 2-2 -1 Courbes de fragilité

D'après le tableau 3.8, étapes 2 et 4A du RISK UE, les paramètres de la formule Éq (68) qui définissent les courbes de fragilité sont résumés dans le tableau 6 ci-après :

$Sd_1 = 0,7 D_y$	$\beta_{Sd1} = 0,25+0,07.\ln (\mu_{\Delta})$
$Sd_2 = D_y$	$\beta_{Sd2} = 0,2+0,18.\ln (\mu_{\Delta})$
$Sd_3 = D_y +0,25(D_y -D_u)$	$\beta_{Sd3} = 0,1+0,4.\ln (\mu_{\Delta})$
$Sd_4 = D_u$	$\beta_{Sd4} = 0,15+0,18.\ln (\mu_{\Delta})$

Tableau 6 : paramètres des courbes de fragilité

Cependant, les facteurs D_y , D_u et μ_{Δ} sont prédéfinis dans RISK UE et dépendent de la classification des bâtiments, des propriétés et types des matériaux utilisés et d'autres facteurs qui caractérisent le mode et les conditions de construction en Europe. Ainsi, pour mieux se rapprocher du comportement et conditions réelles de l'analyse de la structure étudiée sise à Agadir, les valeurs de D_y , D_u ont été tirées directement des courbes de capacité suivant les deux directions (Figures 20 et 21) et ont permis d'obtenir les résultats ci-après (Figures 77 et 78).

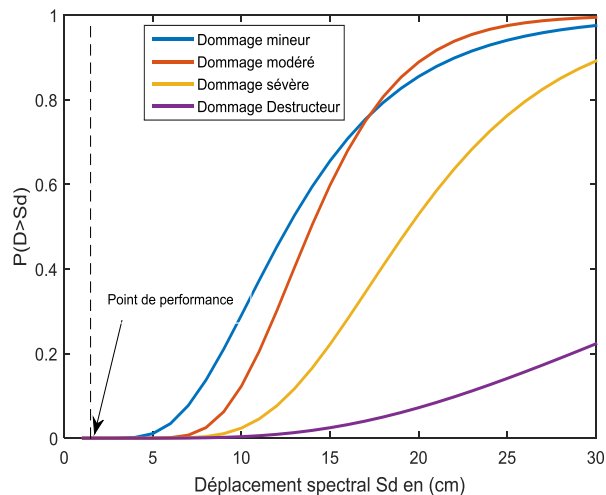


Figure 77 : courbes de fragilité de la clinique pour les 4 niveaux de dommage suivant XX

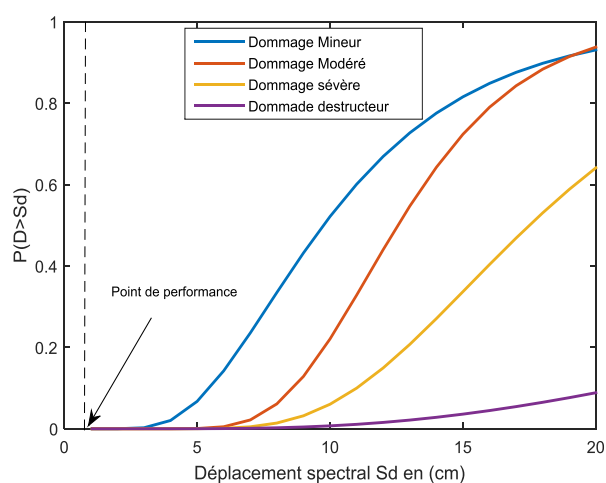


Figure 78 : courbes de fragilité de la clinique pour les 4 niveaux de dommage suivant YY

3- 2-2 -2 Vulnérabilité

L'évaluation de la vulnérabilité de la clinique étudiée est ainsi déterminée en localisant l'abscisse du point de performance obtenu dans chacun des deux cas (XX, YY) sur les courbes de fragilité correspondantes (Figures 77 et 78), puis on déduit, à partir des points d'intersection éventuels , les niveaux de dommage susceptibles d'être atteints ou dépassés suite à l'action sismique dans la ville d'Agadir.

4- Analyse et interprétation des résultats

L'examen des figures 74 et 75, montre que la courbe représentant le spectre de réponse inélastique intersecte la courbe de capacité dans la partie élastique, il en résulte un très faible dommage structurel, soit un déplacement spectral de : $S_d = 0,30\text{cm}$ suivant le sens XX et $S_d = 0,35\text{cm}$ suivant le sens YY. On en déduit qu'à l'issue du séisme, aucune déformation résiduelle ne sera enregistrée, de plus, la résistance initiale et la rigidité globale de la structure seront préservées.

De ce fait, aucune action de renforcement de la structure ne doit être envisagée.

La superposition des courbes de capacité avec les spectres de réponse inélastiques suivant les deux directions XX et YY (Figure 76), a permis de constater que la structure dispose d'une performance meilleure dans la direction XX par rapport à YY, ceci est dû à la forte rigidité offerte par la structure dans le sens longitudinal, soit une masse globale étalée sur une longueur de 57 m, contre uniquement 14 m dans le sens transversal.

L'analyse des figures 77 et 78 prouve que les probabilités d'atteindre ou dépasser l'un des états de dommage prédéfinis par RISK UE (Dommages : Mineur, Modéré, Sévère et Destructeur) sont pratiquement nulles suivant les deux directions. Et ce, tant qu'il n'y ait pas d'intersection entre l'axe correspondant au déplacement spectral du point de performance et les quatre courbes de fragilité. Par conséquent, la structure de la clinique étudiée ne présente aucune vulnérabilité potentielle et demeure capable d'assurer le bon fonctionnement de service à l'issue d'un tremblement de terre.

5- Conclusion

La méthode spectrale non itérative est un outil pratique de vérification de la tenue aux séismes des structures existantes. Elle combine à la fois l'analyse non linéaire Pushover et le spectre de réponse inélastique pour la détermination du point de performance du bâtiment. L'évaluation de la vulnérabilité est faite au moyen des courbes de fragilité selon RISK UE. Il s'agit d'un processus simplifié et direct qui permet de prédire le comportement de la structure et de fournir ainsi, des informations sur les endommagements potentiels qui peuvent être subis par les bâtiments sous l'effet d'un séisme et particulièrement ceux névralgiques. D'après les résultats obtenus dans ce travail, nous pouvons conclure que la clinique dispose de très bonnes performances dans les deux directions vis-à-vis des séismes et ne nécessite pas de renforcement. Néanmoins, la vérification de la structure suivant le RPS 2011 confirme qu'elle est surdimensionnée. Ceci est dû au fait qu'elle a été conçue et calculée conformément aux Normes parasismiques d'Agadir qui sont entrées en vigueur peu de temps après le séisme dramatique de 1960. L'ampleur de la catastrophe a incité les professionnels de l'époque à prioriser la sécurité des édifices devant l'optimisation de leurs coûts de réalisation. Le facteur de ductilité μ_{Δ} et les autres paramètres D_u et D_y ont été extraits des courbes de capacité sans recourir aux valeurs préétablies dans RISK UE. Par conséquent, il serait judicieux, dans l'avenir, d'élaborer une classification des bâtiments à l'échelle locale (Maroc) ou régionale (Pays Maghrébins), à l'instar des travaux RISK UE valables pour les pays d'Europe et Hazus pour les Etats Unis, tenant compte des spécificités relativement semblables liées aux méthodes de construction, matériaux utilisés et conditions climatiques.

Application 2- Évaluation de la vulnérabilité tsunamique d'une structure existante en charpente métallique

1- Introduction

On procédera à l'évaluation de la vulnérabilité tsunamique d'un hangar métallique, située à Jorf Lasfer à 18 Kms de la province d'El Jadida au Maroc. Il s'agit d'une zone à activité industrielle névralgique. Le bâtiment étudié est utilisé comme entrepôt de logistique nécessaire au stockage de divers produits industriels. Il demeure fortement exposé au risque de ce sinistre en l'absence de digues de protection et en raison de la courte distance qui le sépare de la mer (Figure 79).



Figure 79 : localisation du hangar étudié

2- Données techniques du bâtiment étudié

A défaut d'une copie des plans architecturaux du hangar étudié, nous avons travaillé avec une version relativement identique et ayant la même conception architecturale comme illustrée à la figure 80. L'ossature porteuse de ce bâtiment est composée de 9 fermes identiques de 21m de portée chacune, la longueur totale du bâtiment est de 44m, la hauteur en pointe de la couverture est de 6,65m et aux extrémités de 5.5m (Figure 80). La composition des éléments de structure principaux est la suivante :

- les poteaux : profilés métalliques HEA 200,
- les fermes : profilés métalliques IPE 270,
- les pannes : profilés métalliques IPE 100,
- le contreventement est assuré par des éléments métalliques à base de cornières en L50 sous forme de croix en Saint André,
- la couverture : tôle nervurée prélaquée de 75/100,
- le système de fondation est superficiel par encastrement au sol.
- et la nuance de l'acier : supposée de type FE 500.

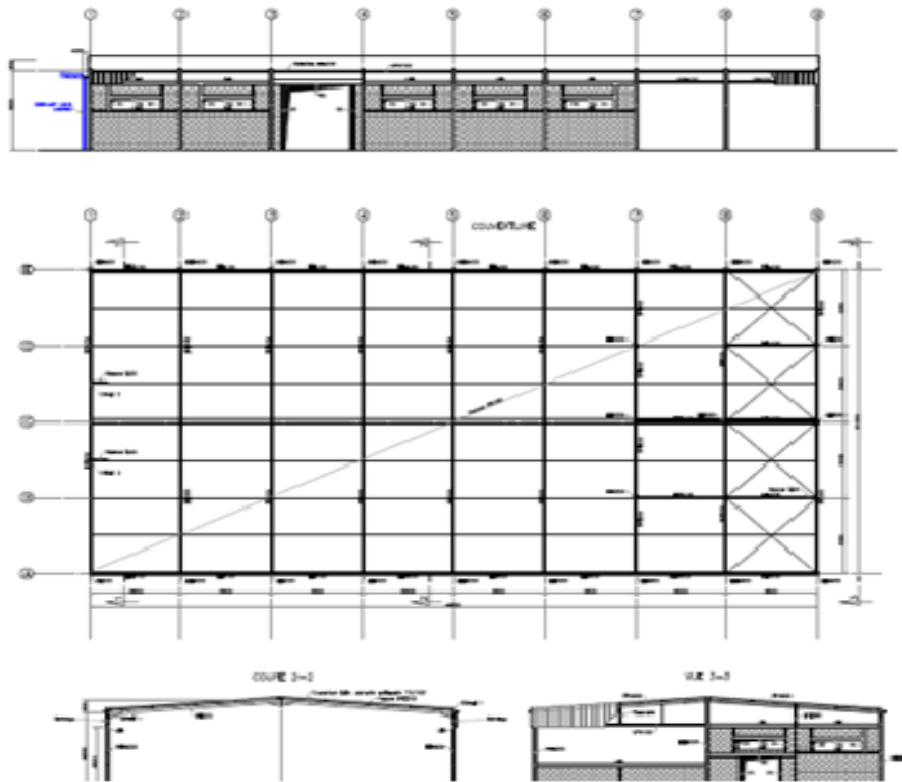


Figure 80: plans architecturaux de la charpente étudiée.

3- Évaluation de la vulnérabilité tsunamique du hangar

3-1 Simulation numérique du tsunami de référence (1755)

D'après le résultat de la simulation numérique du scénario de référence de (1755) élaboré par S. Mellas [7], la hauteur maximale que peut atteindre le niveau d'eau si un tel tsunami se reproduit et avec la même intensité sur les côtes de la région d'El Jadida et également dans la zone de Jorf Lasfer est de $R = 9\text{m}$ (Figure 81).

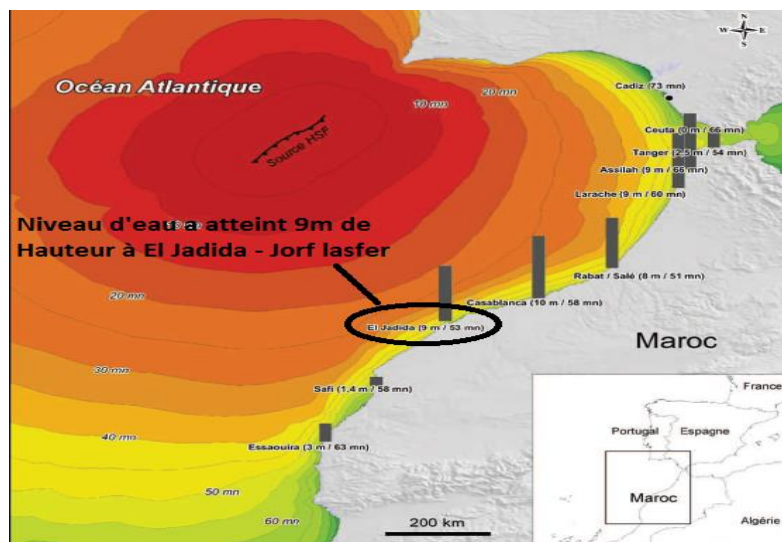


Figure 81 : temps de trajet et hauteurs de vagues maximales à la côte S. Mellas et al 2012[7]

En outre, une simulation numérique par le logiciel Global Mapper a été effectuée (figure 82) en tenant compte des données techniques du site ci après :

- topographie de la maille 30m de côte,
- carte topographique 50m d'El Jadida-Jorf Lasfer (niveau altimétrique),
- photo Google Map de la zone d'étude,
- et le niveau maximal d'eau est de 9m, son rattachement au niveau NGM origine (Niveau Général du Maroc) qui est de 4m donne lieu à une hauteur totale de 13m NGM .

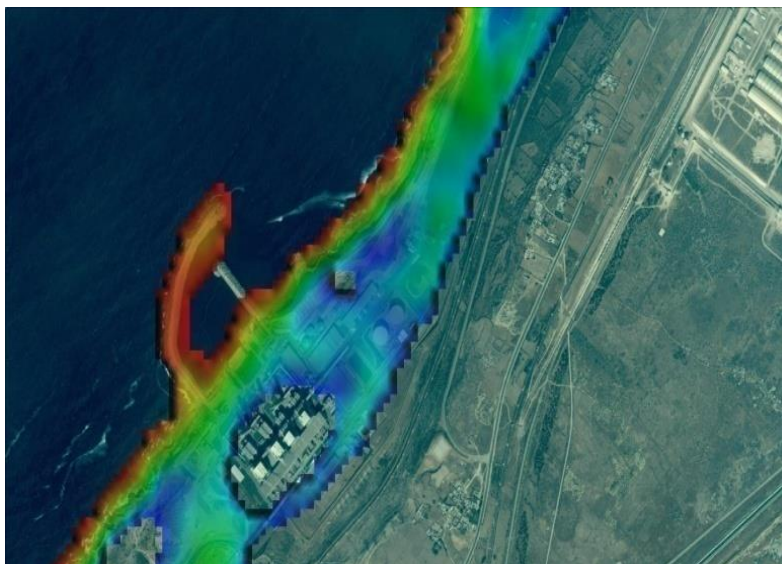


Figure 82 : simulation numérique de l'inondation de la zone étudiée.

3-2 Modélisation numérique par Eléments Finis

Pour permettre l'évaluation de la vulnérabilité tsunamique du bâtiment, une modélisation numérique de la structure étudiée a été établie moyennant le logiciel SAP2000v14 [197] et [198] (Figure 83).

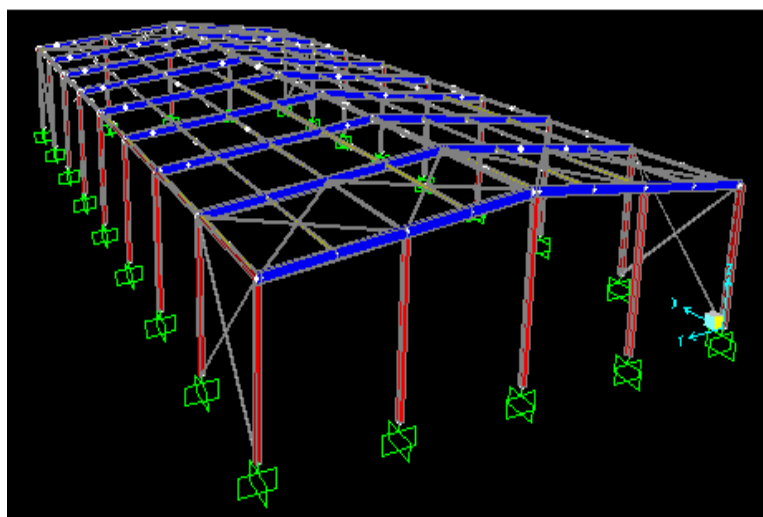


Figure 83: modèle structurel du bâtiment étudié

3-3 Vérification de la stabilité de la structure au vent

La vérification de la stabilité de la structure au vent a été effectuée conformément aux prescriptions du règlement de calcul Marocain [209]. Les données techniques qui ont été utilisées pour le calcul des charges dues au vent sont les suivantes :

- région d'El Jadida: vitesse du vent extrême 39,5m/s,
- pression dynamique de 53,5 daN/m²,
- effet du site : Site exposé $K_s = 1,35$,
- effet des dimensions: $\delta = 0,7$,
- en plus de la couverture, un bardage a été supposé couvrir les parois latérales du hangar pour assurer la transmission des charges du vent sur les éléments de structure (poteaux, fermes et pannes)(Figure 84).

Ainsi, la stabilité au vent a été vérifiée compte tenu des déformations admissibles enregistrées.

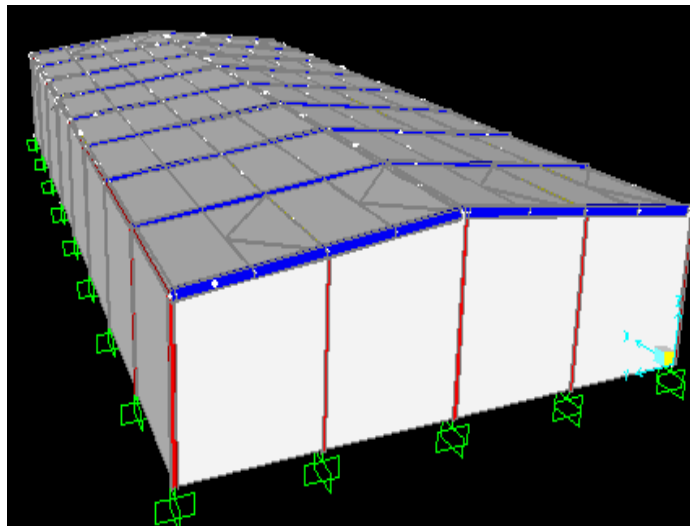


Figure 84: modèle structurel du bâtiment étudié pour la vérification de la stabilité par rapport au vent

3-4 Analyse temporelle de la structure

La détermination de la courbe de capacité du hangar nécessite un chargement incrémental de la structure jusqu'à la rupture. Dans notre cas, on a incrémenté les forces tsunamiques par l'augmentation des hauteurs des vagues d'un pas de 0,5m à partir de la côte z de la base du hangar, et ce, jusqu'à atteindre la hauteur maximale du niveau d'eau, soit $z=7$ m NGM (d'après le logiciel Tool-online) et $R=13$ m NGM. Les valeurs des forces calculées (tableau 4), serviront de coefficients de majoration à introduire dans le modèle numérique. Ils seront automatiquement multipliés par les fonctions temporelles à l'échelle unité pour tenir compte des vrais ordres de grandeurs des forces tsunamiques au moment de l'analyse temporelle du comportement de la structure.

R en (m)	z en (m)	Fd: Force hydrodynamique		Fs: Force impulsive en (kg/ml)	Fhs: Force hydrostatique en (Kgf)
		Résultante en (Kgf)	Distribution linéaire en (kg/ml)		
7,5	7	197,181	394,362	591,543	1177,2
8	7	541,512	541,512	812,268	2354,4
8,5	7	1032,993	688,662	1032,993	3531,6
9	7	1671,624	835,812	1253,718	4708,8
9,5	7	2457,405	982,962	1474,443	5886
10	7	3390,336	1130,112	1695,168	7063,2
10,5	7	4470,417	1277,262	1915,893	8240,4
11	7	5697,648	1424,412	2136,618	9417,6
11,5	7	7072,029	1571,562	2357,343	10594,8
12	7	8593,56	1718,712	2578,068	11772
12,5	7	10262,241	1865,862	2798,793	12949,2
13	7	12078,072	2013,012	3019,518	14126,4

Tableau 7: calcul des forces tsunamiques en fonction des paramètres z et R

Hypothèses de calcul

- La non linéarité a été prise en considération pour tous les cas traités sous forme de rotules plastiques introduites dans le modèle numérique précité suivant FEMA 273 aussi bien pour les poutres que pour les poteaux.
- Le coté du hangar faisant face aux vagues tsunamiques est celui de la longueur.
- On supposera que les bardages du hangar sont les premiers à être démolis et que ce sont les poteaux qui encaisseront les charges produites par les vagues.
- Dans notre cas, la charpente est constituée de cinq rangées de poteaux distants de 5,25m. De ce fait, on tiendra compte d'une valeur Δt , à calculer pour chacune des rangées pour prendre en considération le retard d'arrivée des vagues sur la base de la vitesse de propagation supposée égale à 6m/s au moment de la définition des fonctions temporelles à l'échelle unité.
- La vérification de la stabilité de la structure a été effectuée suivant le code de calcul Eurocode 3 [210].

4- Résultats obtenus

4-1 Courbe de capacité

L'application du chargement incrémental latéral dans le sens de propagation des vagues tsunamiques a donné lieu au résultat ci-après (Figure 85).

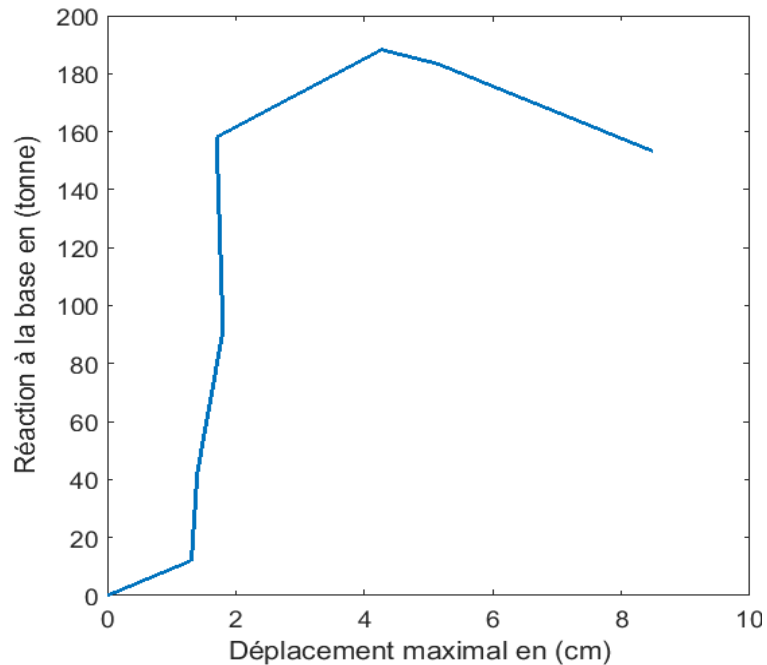


Figure 85 : courbe de capacité de la structure

4-2 point de performance

Le point de performance correspondra dans notre cas au début du palier de plasticité étant donné que le comportement inélastique a été pris en considération dans notre étude (Figure 86).

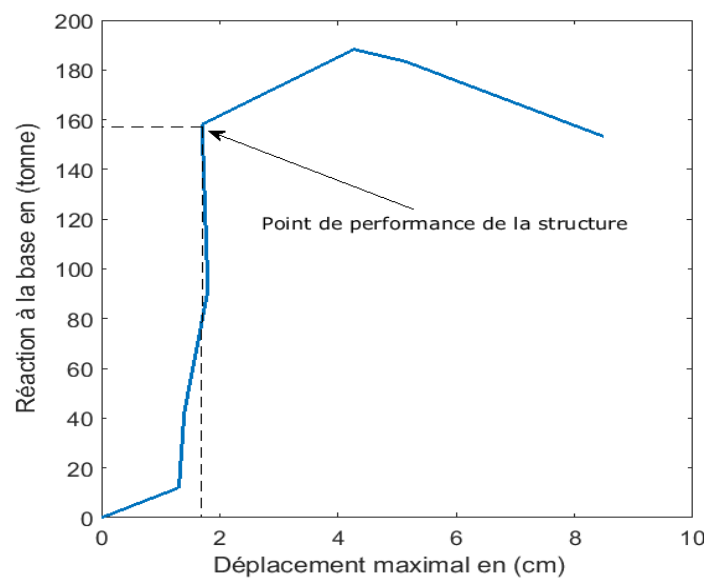


Figure 86 : point de performance de la structure

4-3 Courbes de fragilité et de vulnérabilité

4-3-1 Courbes de fragilité

Les facteurs D_y , D_u et μ_Δ nécessaires à l'élaboration des courbes de fragilité sont prédéfinis dans RISK UE. Ils dépendent de la classification des bâtiments, des propriétés et types des matériaux utilisés, et d'autres facteurs qui caractérisent le mode et les conditions de construction en Europe. Ainsi, pour mieux se rapprocher du comportement et conditions réelles de l'analyse de la structure étudiée, sise à Jorf Lasfer, les valeurs de D_y , D_u ont été tirées directement de la courbe de capacité (Figure 87).

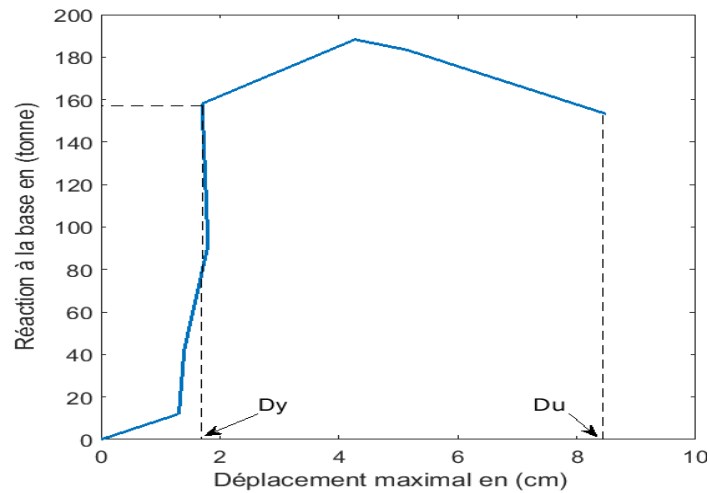


Figure 87: définition graphique du paramètre μ_Δ de la structure

On a donc : $D_y = 0,0185\text{m}$ et $D_u = 0,085\text{m}$, ainsi le paramètre $\mu_\Delta = (D_u / D_y) = 4,594$.

D'après le tableau 3.8, étapes 2 et 4A du RISK UE, les paramètres de la formule de l'Éq (68) qui définissent les courbes de fragilité sont résumés dans le tableau 8 et les formules ci-après :

$$\beta_{Sd1} = 0,25 + 0,07 \cdot \ln(\mu_\Delta),$$

$$\beta_{Sd2} = 0,2 + 0,18 \cdot \ln(\mu_\Delta),$$

$$\beta_{Sd3} = 0,1 + 0,4 \cdot \ln(\mu_\Delta)$$

et $\beta_{Sd4} = 0,15 + 0,18 \cdot \ln(\mu_\Delta)$.

$Sd_1 =$	$0,7 D_y =$	0,01295	$\beta_{Sd1} =$	0,35674164
$Sd_2 =$	$D_y =$	0,0185	$\beta_{Sd2} =$	0,47447849
$Sd_3 =$	$D_y + 0,25(D_y - D_u) =$	0,001875	$\beta_{Sd3} =$	0,70995221
$Sd_4 =$	$D_u =$	0,085	$\beta_{Sd4} =$	0,91244026

Tableau 8 : paramètres des courbes de fragilité

4-3- 2 Vulnérabilité

L'évaluation de la vulnérabilité de la charpente métallique étudiée est déterminée en localisant, pour commencer, l'abscisse du point de performance obtenu sur les courbes de fragilité correspondantes (Figure 88).

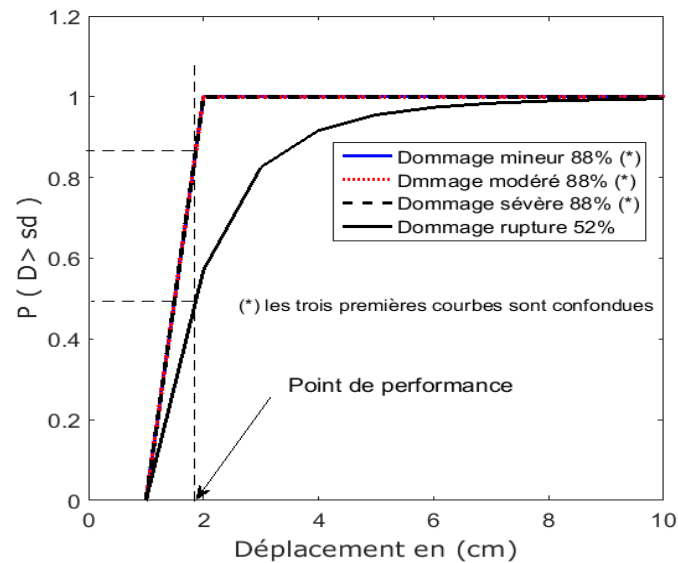


Figure 88: courbes de fragilité du hangar métallique pour les 4 niveaux de dommage

Puis, on déduit, à partir des points d'intersection éventuels, les niveaux de dommage susceptibles d'être atteints ou dépassés suite à l'action tsunamique dans la région de Jorf Lasfer.

5- Analyse et interprétation des résultats

L'examen de la figure 88, montre que l'axe matérialisant la projection verticale de la valeur de l'abscisse du point de performance, en l'occurrence $D = 1,85\text{cm}$, intersecte les courbes de fragilité correspondant aux différents niveaux de dommage, soit 82% de probabilité d'atteindre les niveaux de dommage mineur, modéré, sévère et 52% de probabilité d'atteindre le dommage rupture. Il en résulte un important dommage structurel de l'ossature porteuse du hangar qui se traduit par une plastification des rotules au niveau des nœuds (Figure 89).

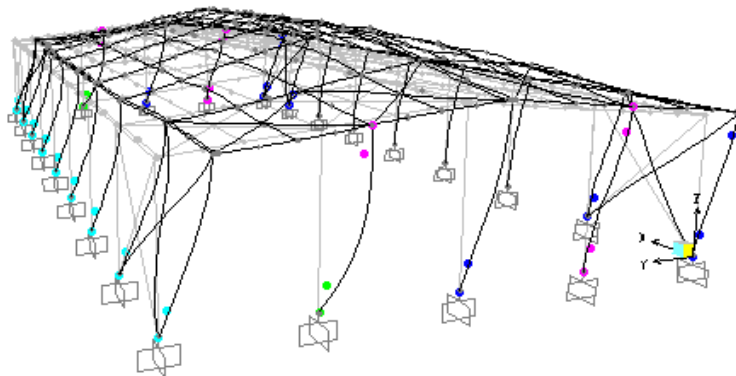


Figure 89: plastification des rotules au niveau des nœuds

On en déduit alors une faible réponse globale de la structure et une forte vulnérabilité, ainsi l'avènement d'un aléa tsunamique analogue à celui de 1755, aura des conséquences grave allant jusqu'à la rupture. De ce fait, une solution de renforcement de la structure s'impose pour garantir la continuité du rôle et des fonctionnalités du bâtiment.

6- Conclusion

La présente étude propose un outil pratique de vérification de la tenue aux tsunamis des structures existantes. Nous avons combiné à la fois l'analyse temporelle de la structure en mode non linéaire et l'élaboration de la courbe de capacité pour la détermination du point de performance du bâtiment. La modélisation simplifiée des forces tsunamiques proposée facilite l'utilisation de l'outil informatique. Elle permet d'analyser numériquement, par la méthode des éléments finis, la réponse globale des édifices sous l'effet d'un tel aléa. Le paramètre de ductilité μ_{Δ} et les autres paramètres D_u et D_y ont été extraits des courbes de capacité sans recourir aux valeurs préétablies dans RISK UE. L'évaluation de la vulnérabilité est faite au moyen des courbes de fragilité selon RISK UE. Il s'agit d'un processus simplifié et direct qui permet de prédire le comportement de la structure et de fournir ainsi, des informations sur les endommagements potentiels qui peuvent être subis. D'après les résultats obtenus dans ce travail, nous pouvons conclure que la charpente métallique présente une vulnérabilité potentielle contre les tsunamis et nécessite des renforcements. Néanmoins, la vérification de la stabilité de la structure contre le vent suivant le règlement marocain confirme que le dimensionnement structure n'a jamais pris en considération les forces tsunamiques au moment du dimensionnement. Par conséquent, il serait judicieux, en attendant l'aboutissement du développement des codes de calcul et de conception des structures paratsunamiques, d'évaluer en toute urgence, la vulnérabilité des structures légères fortement exposées à ce risque dévastateur, et particulièrement celles abritant une activité hautement sensible, dont un simple dégât mineur pourrait avoir des conséquences graves.

Application 3- Étude comparative des comportements des structures en béton armé et en charpente métallique sous l'effet des séismes et tsunamis

1- Introduction

La construction des bâtiments capables de résister convenablement contre n'importe quel genre d'aléa nécessite, non seulement, une identification parfaite permettant la modélisation de l'ensemble des forces susceptibles d'être générées par cet aléa, mais, elle doit forcément faire un meilleur choix du matériau approprié disposant des propriétés de résistance mécaniques suffisantes, en mesure d'améliorer la réponse globale et le comportement de la structure au moment de l'épreuve réelle.

Grâce aux avancées enregistrées des résultats scientifiques ayant contribué au développement des codes de calcul, les spécialistes ont pu démontrer la bonne tenue des structures métalliques face aux séismes, comparativement aux bâtiments réalisés en béton armé. Par contre, nous avons constaté que seulement peu de travaux de recherche, basés sur les constatations d'experts qui ont signalé, dans leurs rapports de fin de missions, que c'est le béton armé qui se comporte mieux que l'acier contre l'aléa tsunamique.

A cet effet, le présent travail se propose d'établir une étude comparative du comportement des structures métalliques et en béton armé sous l'effet des sollicitations tsunamiques, par simulation numérique, et ce, en utilisant la méthode d'analyse temporelle et les courbes de capacité en vue de déterminer les critères de vulnérabilité de chacune des structures étudiées. Ceci permettra de déterminer les performances des deux matériaux pour en tenir compte lors de la conception et la programmation des plans d'aménagement des villes côtières fortement exposées et établir un choix judicieux des types de matériaux adaptés à ce genre de catastrophe

2- Effets du séisme sur les structures en béton armé et en charpente métallique

La totalité des codes de calcul, notamment les règlements américain, européen (Eurocodes), japonais et marocain (RPS 2011) confirment que les structures métalliques résistent mieux aux séismes par rapport à celles en béton armé. De plus, L'expérience montre que les effondrements et les nombres élevés de victimes se produisent principalement dans les structures faites en béton armé. Cette réalité s'explique par des particularités de la construction métallique qui se caractérisent par un comportement ductile avec plus de flexibilité et de légèreté.

2-1-L'importance déterminante de la ductilité

Il existe deux possibilités pour résister aux tremblements de terre:

- des structures de sections très grandes permettant de ne subir que des contraintes élastiques
- des structures de sections plus petites, conçues pour subir des déformations plastiques.

Une structure correspondant à la première option est plus lourde. Dans ce cas, son comportement global apparaît «fragile» ; il correspond par exemple au concept a) du diagramme illustrant le cisaillement global V à la base de l'ossature en fonction du déplacement d à son sommet présenté à la figure 90.

Dans une structure conçue selon la seconde option, des parties volontairement choisies de la structure sont conçues pour leur capacité de déformation plastique cyclique et l'ossature entière est proportionnée de manière telle que seules les zones locales prévues se déforment plastiquement. Son comportement est ductile et correspond au concept b) dans le diagramme de la figure 90. La structure dissipe ainsi de façon permanente une énergie représentée par l'aire sous la courbe V-d ; pour cette raison, on distingue ces deux concepts de projet par les termes « dissipatif » et « non-dissipatif ».

De plus, la réduction du cisaillement en base (V réduit < V élastique) entraîne la même réduction des sollicitations appliquées à la fondation, ce qui conduit à des couts réduits en infrastructure.

2-2 Flexibilité et poids réduit

Nous citons parmi les autres avantages des projets acier: la flexibilité des structures et un poids d'ossature réduit. Des structures plus raides appellent plus d'efforts lorsqu'un séisme les secoue. En raison des hautes caractéristiques mécaniques du matériau acier, les constructions métalliques sont toujours plus flexibles que les autres structures. Ce fait, couplé à un poids moindre, entraîne une réduction des efforts à la fondation qui influence significativement le cout global d'une construction. Les ossatures en acier sont toujours plus légères que celles faites d'autres matériaux. Comme les forces engendrées par un séisme sont des forces, d'inertie, elles sont fonction de la masse de la structure, de sorte qu'une réduction de masse entraîne une réduction des sollicitations, au point que certaines structures métalliques légères « échappent » aux vérifications sismiques. C'est en particulier le cas des halles de sport ou industrielles, qui ne sont que la « peau » d'un volume et dont le poids par m^2 est faible : le vent est déterminant pour le dimensionnement, pas le séisme. Ceci signifie qu'un projet classique de halle est naturellement parasismique. Ceci explique aussi pourquoi on observe après un tremblement de terre que le comportement des halles acier était de loin supérieur à celui de halles faites de matériaux plus lourds.

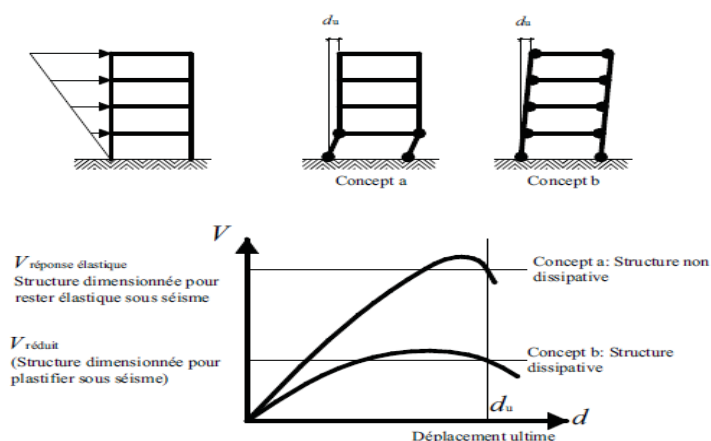


Figure 90 : exemple de comportement global de structure dissipatif et non dissipatif [211]

3- Effets du tsunami sur les structures en béton armé et en charpente métallique

3-1 Comportements post tsunamique des structures en béton armé et en charpente métallique

Vu les difficultés rencontrées pour modéliser cet aléa complexe, et en attendant de l'aboutissement des travaux de recherche scientifique visant le développement des règlements de calcul spécifiques à ce domaine, l'application des recommandations tirées des constatations faites par les chercheurs et les spécialistes concernant les désordres causés aux bâtiments ayant subi l'épreuve tsunamique réel [212] et [213], demeure un moyen pratique qui a permis de mieux comprendre leurs comportements dépendamment de plusieurs critères et paramètres.

Il s'agit des missions de reconnaissance effectuées par des équipes multidisciplinaires qui ont porté sur des enquêtes terrain des villes et sites sinistrés. Les auteurs de ces travaux ont établi, d'abord, l'inventaire de l'ensemble des bâtiments sinistrés, puis, ces derniers ont été classés en tenant compte des caractéristiques structurelles, des types des matériaux utilisés, du nombre d'étages, des sites topographiques et des types de sol, ainsi que de la nature et des degrés de dommage engendrés, correspondant à chacun des paramètres précités. Enfin, l'analyse des données statistiques recueillies et l'utilisation des fonctions de fragilité ont permis de dresser une série de conclusions techniques. Parmi les résultats de ces investigations, ceux attestant que les bâtiments construits en béton armé se sont bien comportés contre les forces tsunamiques comparativement aux structures métalliques.

Les principales missions de reconnaissance post tsunamiques effectuées sont les suivantes :

- Après le tsunami de Décembre 2004 (océan indien), des chercheurs des Universités d'Ottawa (Canada), de Yocohama (Jun Sasaki, Japon) et de Waseda (Tomoya Shibayama, Japon) ont visité plusieurs pays sinistrés dont, la Tayland, l'Idonisie, le Chilie, le Sri Lanka et la Tanzanie, Nistor et al [214], Ghobarah et al [215].

- Après le tsunami de Mars 2011 (Nord Est du Japon), deux équipes des chercheurs respectivement financées par l'ASCE (American Society of Civil Engeneer) et le NSF (National Science Foundation), ont visité les zones les plus touchées, Lekkas et al [216], Suppasri et al [217].

Les investigations menées par l'ensemble des chercheurs ont confirmé la bonne tenue des structures en béton armé contre les vagues générées par cet aléa comme synthétisé au tableau 1.

Année	Auteurs	lieu de tsunami	Résultat
2005	-Nistor et al [214]	Thayland (the island of Phuket) and Indonesia	Les structures en béton armé résistent mieux contre les vagues générées par tsunami
	Ghobarah et al [215]	Indonesia: Banda Aceh	
	Lekkas et al [216]	Indian Ocean	
2006	Ghobarah et al[217]	Indonesia: Banda Aceh	
	Tomita et al [218]	Sri Lanka	
	Saatcioglu et al [219]	Indonesia: Banda Aceh	
	Yamamoto et al [220]	Sri Lanka et Thayland	
	RAI et al [221]	India's Andaman and Nicobar Islands	
2007	Foytong and Ruangrassamee [222]	Thayland	
2009	Koshimura et al. 2009c [223]	Indonesia: Banda Aceh	
2010	Murao and Nakazato [224]	Sri Lanka	
	-Nouri et al [225]	Chilie	
2011	Valencia et al [226]	Indonesia: Banda Aceh	
	Reese et al [227]	American Samoa, Samoa	
	Lekkas et al [228]	East Japan Tohoku	
2012	Suppasri et al [229]	East Japan	
	Mas et al [230]	Chilie	
	Manabu Masuda et al [231]	East Japan Tohoku	
2013	Suppasri et al [232]	East Japan	

Tableau 9: évolution des travaux traitant la comparaison des comportements du béton armé et de l'acier contre les effets tsunamiques.

3-2 Exemples illustratifs

➤ Exemple 1: le résultat des travaux de Suppasri et al [232], présenté sur la figure 91, démontre clairement que les structures en béton armé ont mieux résisté par rapport aux structures métalliques sous l'effet du tsunami survenu au Nord East du Japon en Mars 2011. Ainsi, pour une hauteur de 9m, on peut bien lire sur les courbes de fragilité, la probabilité d'avoir les différents niveaux de dommage pour chacun des matériaux étudiés (tableau 10).

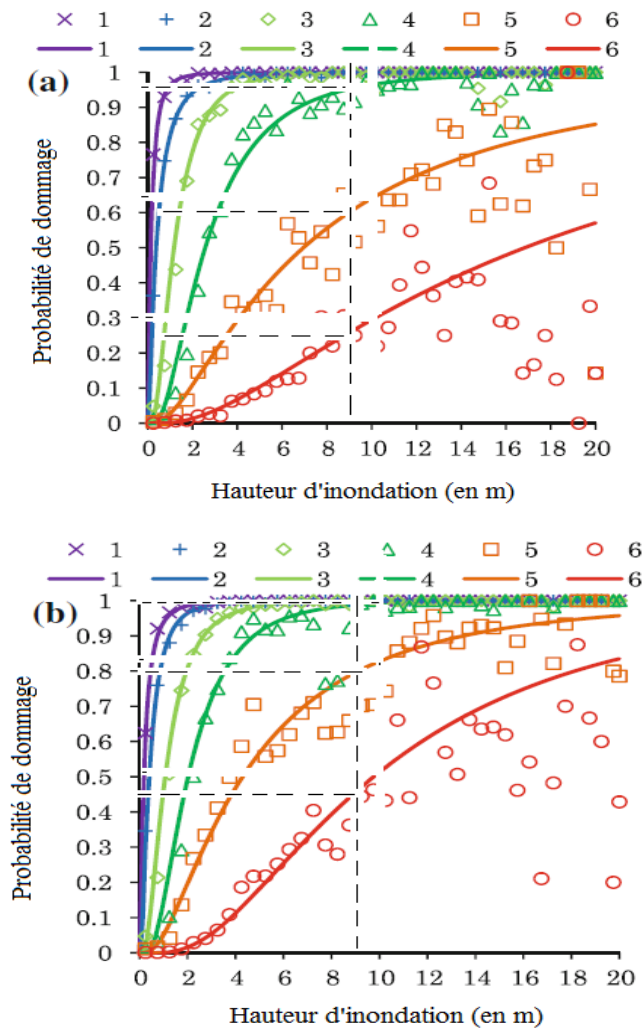


Figure91 : courbes de fragilité du tsunami (région : Chiba à Aomori) **a) structures en béton armé** et celles en **b) charpente métalliques**, Suppasri et al [234], Niveaux de dommages : (1 = dommages mineurs, 2, 3 = dommages modérés, 4, 5 = dégâts majeurs et 6 = Ruine)

Type de structure	Niveaux et probabilité de dommage			
	Ruine	Dommage majeur	Dommage modéré	Dommage mineur
Béton armé	25%	60%	95%	100%
Métallique	45%	80%	100%	100%

Tableau 10: niveaux et probabilité de dommages

➤ Exemple 2: La photo présentée à la figure 92 illustre bien la différence notable du niveau de dommage et désordre remarquables causés aux structures métalliques et en béton armé après le tsunami du Japon en Mars 2011



Figure 92:total deformation of steel frame building elements in Onagawa city E. Lekkas[233]

4 - Formulations théoriques

Les formulations théoriques adoptées consistent donc à confirmer, par modélisation numérique, les constatations faites par les experts, stipulant que les structures en béton armé se comportent mieux contre les effets tsunamiques comparativement aux structures métalliques.

La conduite et la méthodologie suivies sont conformes au processus théorique présenté au chapitre III. Ce dernier est articulé comme suit:

- modélisation simplifiée des forces tsunamiques (MSFT) sur la base des courbes expérimentales pour permettre l'analyse temporelle des structures,
- élaboration des courbes de capacité, puis détermination graphique du point de performance et du paramètre de ductilité μ_{Δ} . Ceci permettra de représenter spécifiquement les structures étudiées sans recourir aux paramètres fournis par RISK UE qui caractérisent exclusivement les structures dans leur contexte européen,
- utilisation des fonctions de fragilité ainsi que les critères de vulnérabilité décrits dans RISK UE adaptés au cas tsunamique,
- simulation numérique du comportement de deux structures ayant respectivement des poteaux métalliques et en béton armé, mais disposant d'une conception architecturale identique.

5- Étude d'un cas

5- 1 Données techniques et hypothèses de calcul

➤ On se propose d'établir une étude comparative par simulation numérique du comportement de la structure en charpente métallique étudiée dans le cadre des travaux de Benjabrou et al [234], figure 93. Cette étude portera sur les deux cas ci-après :



Figure93: localisation du hangar étudié

-1^{er} cas: prise en considération des résultats présentés dans les travaux de Benjabrou et al [234] qui donnent la réponse de la structure contre les forces tsunamiques avec des poteaux métalliques, profilé HEA 200.

-2^{ème} cas : remplacement des poteaux métalliques, de cette même structure, par des poteaux en béton armé de section 30x40 pour évaluer leur vulnérabilité contre les forces tsunamiques.

➤ À l'exception des poteaux, la structure maintient la même conception architecturale et les mêmes éléments de structure formant l'ossature porteuse dans les deux cas d'étude, notamment :

- les fermes: profilés métalliques IPE 270,
- les pannes: profilés métalliques IPE 100,
- le contreventement est assuré par des éléments métalliques à base de cornières en L50 sous forme de croix en Saint André,
- la couverture: tôle nervurée prélaquée de 75/100,
- le système de fondation est superficiel par encastrement au sol.
- la nuance de l'acier : supposée de type FE 500

➤ On utilisera le résultat de la simulation numérique du scénario de tsunami de référence survenu en 1755 élaboré par S. Mellas [7], ce travail stipule que la hauteur maximale que peut atteindre le niveau d'eau si un tel tsunami se reproduit et avec la même intensité sur les côtes de la région d'El Jadida et également la zone de Jorf Lasfer est de $R = 9\text{m}$.

➤ Le rattachement du niveau maximal d'eau (9m) au niveau NGM origine (Niveau Général du Maroc) qui est de 4m, donne lieu à une hauteur totale de $R = 13\text{m NGM}$

- La non linéarité sera prise en considération pour les cas traités sous forme de rotules plastiques introduites aux modèles numériques établis suivant FEMA 273, aussi bien pour les poutres que pour les poteaux.
- la vérification de la stabilité de la structure sera effectuée suivant code de calcul Eurocode 3 pour le premier cas, (poteaux métalliques). Suivant l’Eurocode 2 pour le deuxième cas (poteaux en béton armé).
- les courbes de capacité, dans les deux cas, seront déterminées par un chargement incrémental des forces tsunamiques (exprimées en fonction de R et z). Il s’agit d’augmenter les hauteurs des vagues d’un pas de 0,5m à partir de la côte z de la base du hangar, et ce, jusqu’à atteindre la hauteur maximale du niveau d’eau, soit R=13m NGM. Les valeurs des forces calculées (voir tableaux 11 et 12), serviront de coefficients de majoration à introduire dans les modèles numériques. Elles seront multipliées automatiquement par les fonctions temporelles à l’échelle unité pour tenir compte des vrais ordres de grandeurs des forces tsunamiques au moment de l’analyse temporelle du comportement des deux structures.

R en (m)	z en (m)	Fd :Force hydrodynamique		Fs: Force impulsive en (kg / ml)	Fh: Force hydrostatique en (Kgf)
		Résultante en (Kgf)	Distribution linéaire en (kg /ml)		
7,5	7	295,7715	591,543	887,31	1765,80
8	7	812,268	812,268	1218,40	3531,60
8,5	7	1549,49	1032,993	1549,48	5297,40
9	7	2507,43	1253,718	1880,57	7063,20
9,5	7	3686,1	1474,443	2211,66	8829,00
10	7	5085,5	1695,168	2542,75	10594,80
10,5	7	6705,62	1915,893	2873,83	12360,60
11	7	8546,47	2136,618	3204,92	14126,40
11,5	7	10608,04	2357,343	3536,01	15892,20
12	7	12890,34	2578,068	3867,10	17658,00
12,5	7	15393,36	2798,793	4198,18	19423,80
13	7	18117,11	3019,518	4529,27	21189,60

Tableau 11: calcul des forces tsunamiques en fonction des paramètres z et R pour la structure en béton armé

R	z en	Fd :force hydrodynamique	Fs: Force impulsive	Fh: Force hydrostatique
---	------	--------------------------	---------------------	-------------------------

en (m)	(m)	Résultante en (Kgf)	Distribution linéaire en (kg /ml)	en (kg / ml)	en (Kgf)
7,5	7	197,181	394,362	591,543	1177,20
8,0	7	541,512	541,512	812,268	2354,40
8,5	7	1032,993	688,662	1032,993	3531,60
9,0	7	1671,624	835,812	1253,718	4708,80
9,5	7	2457,405	982,962	1474,443	5886,00
10,0	7	3390,336	1130,112	1695,168	7063,20
10,5	7	4470,417	1277,262	1915,893	8240,40
11,0	7	5697,648	1424,412	2136,618	9417,60
11,5	7	7072,029	1571,562	2357,343	10594,80
12,0	7	8593,56	1718,712	2578,068	11772,00
12,5	7	10262,241	1865,862	2798,793	12949,20
13,0	7	12078,072	2013,012	3019,518	14126,40

Tableau 12: calcul des forces tsunamiques en fonction des paramètres z et R pour la structure métallique

➤ Pour permettre l'évaluation de la vulnérabilité tsunamique des deux cas traités, une modélisation numérique par Éléments Finis est établie moyennant le logiciel SAP2000v14 (Figures 94 et 95).

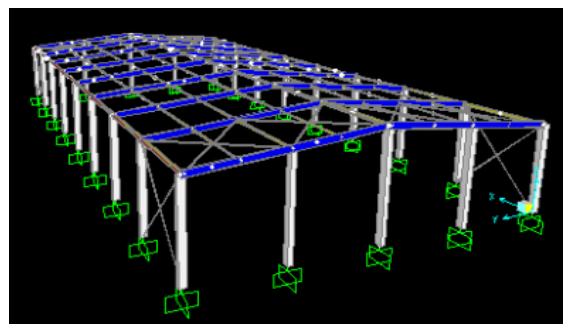


Figure 94: modèle structurel avec poteaux en béton armé

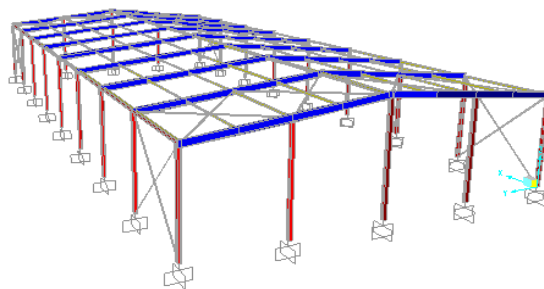


Figure 95: modèle structurel avec poteaux métalliques

5- 2 Résultats obtenus

5- 2 -1 Courbes de capacité et points de performance

L'application du chargement latéral dans le sens de propagation des vagues tsunamiques concernant les deux structures a donné lieu au résultat illustré sur les figures 96, 97 et 98.

Le point de performance correspond, dans les deux cas, au début du palier de plasticité étant donné que le comportement inélastique a été pris en considération dans notre étude.

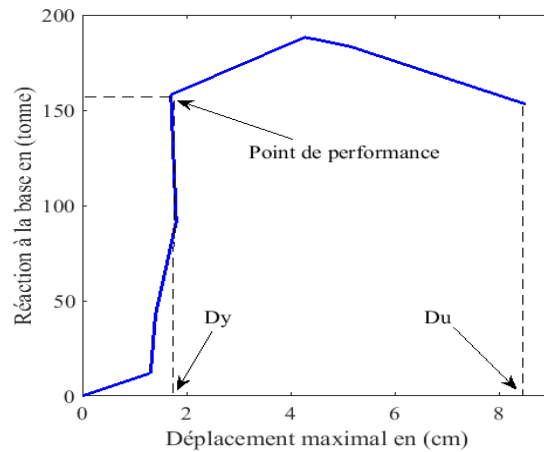


Figure 96: courbe de capacité avec poteaux métalliques

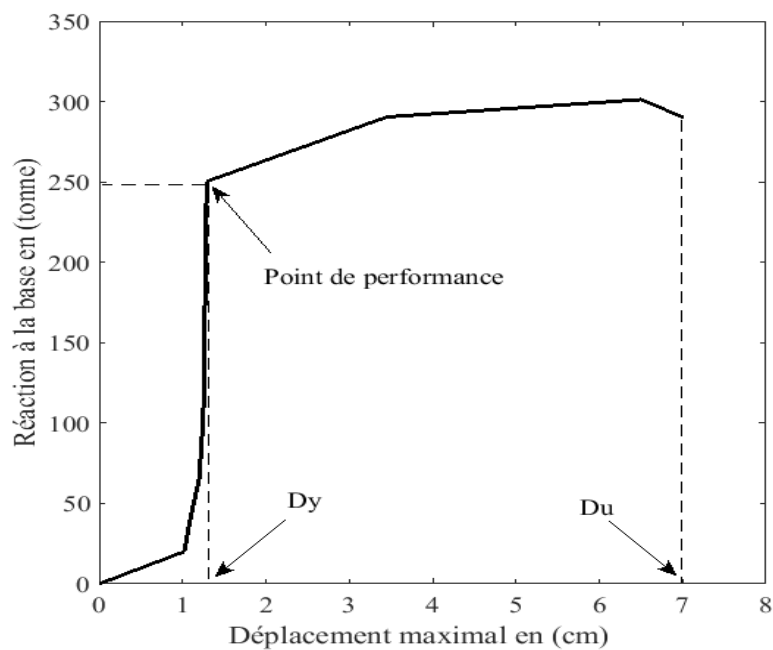


Figure 97: courbe de capacité avec poteaux en béton armé

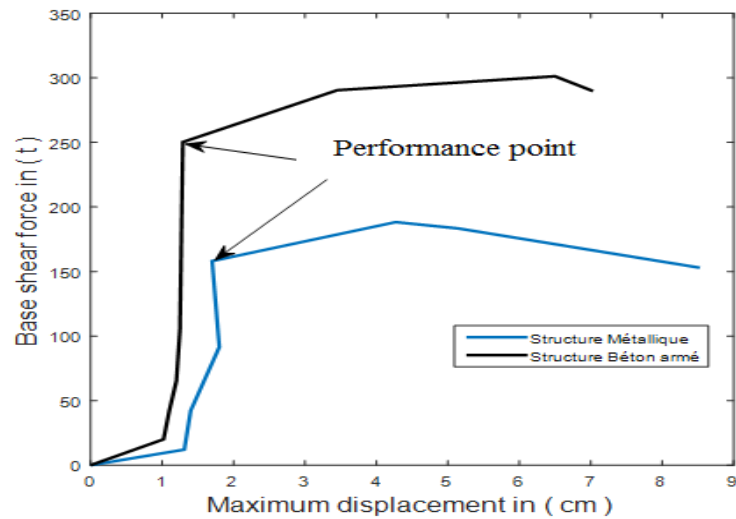


Figure 98: superposition des courbes de capacité des deux structures

5- 2 -2 Courbes de fragilité et de vulnérabilité

5- 2 -2-1 Courbes de fragilité

Les facteurs D_y , D_u et μ_Δ , nécessaires à l'élaboration des courbes de fragilité sont prédéfinis dans RISK UE. Ils dépendent de la classification des bâtiments, des propriétés et types des matériaux utilisés, et d'autres facteurs qui caractérisent le mode et les conditions de construction en Europe. Ainsi, pour mieux se rapprocher du comportement et conditions réelles de l'analyse des structures étudiées, sises à Jorf Lasfer (Maroc), les valeurs de D_y , D_u ont été tirées directement des courbes de capacité (figures 96 et 97).

On a donc:

Structures	D_y (en m)	D_u (en m)	μ_Δ
en béton armé	0.013	0.0701	5.390
métalliques	0.0185	0.085	4.594

Tableau 13: calcul du paramètre de ductilité

D'après le tableau 3.8, étapes 2 et 4A du RISK UE, les paramètres de la formule de l'Éq (68), détaillés ci-après,

$$\beta_{Sd1} = 0.25 + 0.07 \ln(\mu_\Delta),$$

$$\beta_{Sd2} = 0.2 + 0.18 \ln(\mu_\Delta),$$

$$\beta_{Sd3} = 0.1 + 0.4 \ln(\mu_\Delta),$$

$$\beta_{Sd4} = 0.15 + 0.18 \ln(\mu_\Delta),$$

peuvent être calculés et permettent ainsi de tracer les courbes de fragilité pour chacune des structures étudiées (figures 99 et 100).

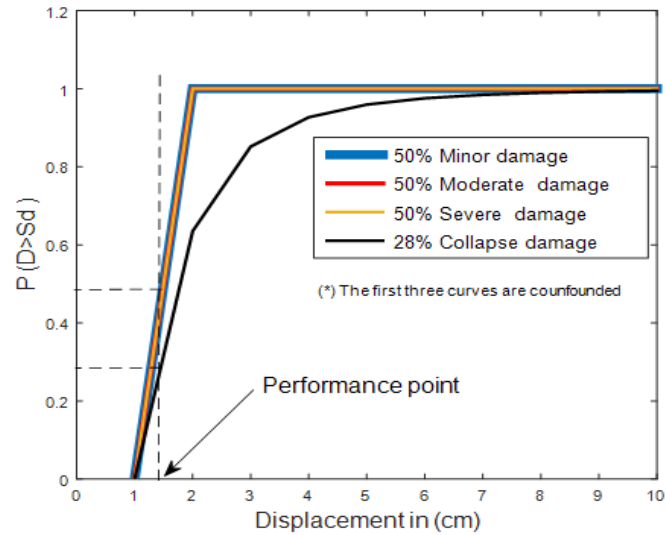


Figure 99: courbes de fragilité de la structure avec en béton armé

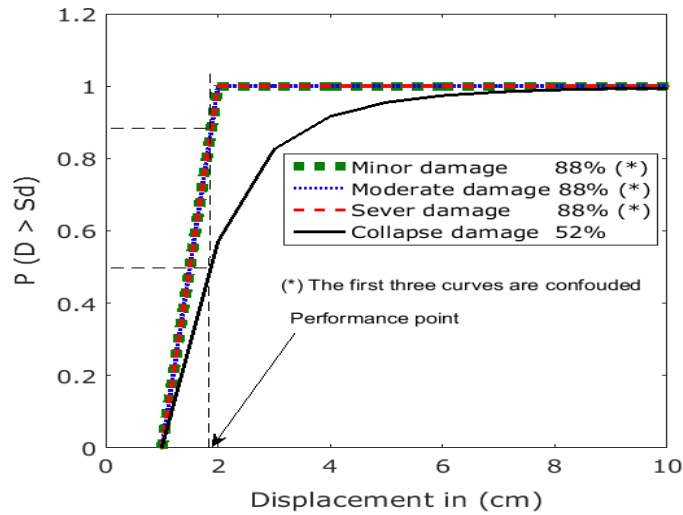


Figure 100: courbes de fragilité de la structure avec poteaux métalliques

5- 2 -2-2 Vulnérabilité

L'évaluation de la vulnérabilité des deux structures étudiées est ainsi déterminée par projection verticale de l'abscisse du point de performance obtenu sur les courbes de fragilité correspondantes (Figures 99 et 100), puis on déduit, à partir des points d'intersection éventuels les niveaux de dommage susceptibles d'être atteints ou dépassés suite à l'action tsunamique simulée dans la région de Jorf lasfer (Maroc).

5- 2 -3 Analyse et interprétation des résultats

L'analyse et la comparaison des résultats fournis par les deux courbes de fragilité (Figures 99 et 100), nous ont permis de constater que, sous l'effet des mêmes sollicitations tsunamiques générées par des vagues de 9m de hauteur, la probabilité d'atteindre le niveau de dommage extrême (Ruine) pour la structure, avec poteaux métalliques est, environ, deux fois supérieure à celle avec poteaux en béton

armé, soit 52%, contre seulement 28%. S’agissant des autres niveaux de dommage (Majeur, Mineur ou Modéré), la simulation numérique a enregistré 88% concernant les poteaux métalliques contre seulement 50% pour les poteaux en béton armé comme synthétisé au tableau 14.

Type de structure	Niveaux et probabilité de dommage	
	Ruine	Dommages majeur, modéré ou mineur
Béton armé	28%	50%
Métallique	52%	88%

Tableau 14 : comparaison des degrés de vulnérabilité des structures en charpente métallique et en béton armé

Ainsi, à travers la simulation numérique établie dans le cadre du présent travail, nous pouvons déduire que le hangar en béton armé résiste mieux que celui en charpente métallique contre les forces tsunamiques.

En outre, l’analyse des résultats fournis par les courbes de fragilité établies sur la base des constatations des experts post tsunamiques présentés à la figure 91, notamment les données illustrées au tableau 10 qui indiquent les niveaux de dommage pouvant être atteints par les deux types de structures sous l’effet des sollicitations tsunamiques générées par des vagues de 9m de hauteur, démontre clairement une parfaite cohérence et convergence entre les résultats numériques et ceux tirés des constatations des experts (voir tableau 15).

Type de structure		Niveaux et probabilité de dommage	
		Ruine	Dommages majeur, modéré ou mineur
Béton Armé	Résultat présent travail (Calcul numérique)	28%	50%
	Constatations d’experts	25%	60%
Métallique	Résultat présent travail (Calcul numérique)	52%	88%
	Constatations d’experts	45%	80%

Tableau 15: comparaison des résultats numériques et ceux issus des constatations d’experts

6 - Conclusion

Le présent travail étudie la comparaison entre les comportements des structures en charpente métallique et celles en béton armé sous l'effet des chargements tsunamiques. Il consiste à confirmer, par simulation numérique, les constatations des experts formulées à l'issue des missions de reconnaissance effectuées sur des sites et villes sinistrées. Ces dernières stipulent que le béton armé se comporte mieux contre le tsunami par rapport à l'acier. Pour ce faire, nous avons combiné à la fois l'analyse temporelle des structures en mode non linéaire et l'élaboration des courbes de capacité pour la détermination du point de performance ainsi que les réponses globales de deux bâtiments ayant la même conception architecturale mais disposant respectivement des poteaux en béton armé et en acier. La modélisation simplifiée des forces tsunamiques proposée dans le cadre de cette thèse a facilité l'utilisation de l'outil informatique. Il s'agit d'un processus simplifié et direct qui a permis de prédire le comportement des structures et de fournir ainsi des informations sur les endommagements potentiels qui peuvent être subis. D'après les résultats obtenus dans ce travail, nous avons confirmé la bonne tenue aux tsunamis des structures en béton armé comparativement aux structures en charpente métalliques tel qu'il a été consigné dans plusieurs rapports d'expertise à l'issue des missions de reconnaissance post aléas.

Application 4- Évaluation de la vulnérabilité des structures existantes sous l'effet du couplage sismique et tsunamique

Étude du hangar en charpente métallique

1- Introduction

Il s'agit d'évaluer la vulnérabilité du hangar réalisé en charpente métallique sis à Jorf Lasfar sous l'effet du couplage des effets sismique et tsunamique. L'étude de la vulnérabilité contre le tsunami étant effectuée dans la partie application 2, il reste celle contre le séisme, pour en déduire la vulnérabilité du couplage après superposition des courbes de capacité de la structure vis-à-vis des deux aléas. Ainsi, on suivra l'ordre chronologique des étapes de la modélisation et la simulation numérique traitées dans la partie formulations théoriques de la méthode proposée.

2- Application de la méthode proposée

Étape (1) Modélisation de la structure étudiée

La modélisation de la structure du hangar a été établie au niveau de l'application 2 paragraphe 2, 3-1et 3-2.

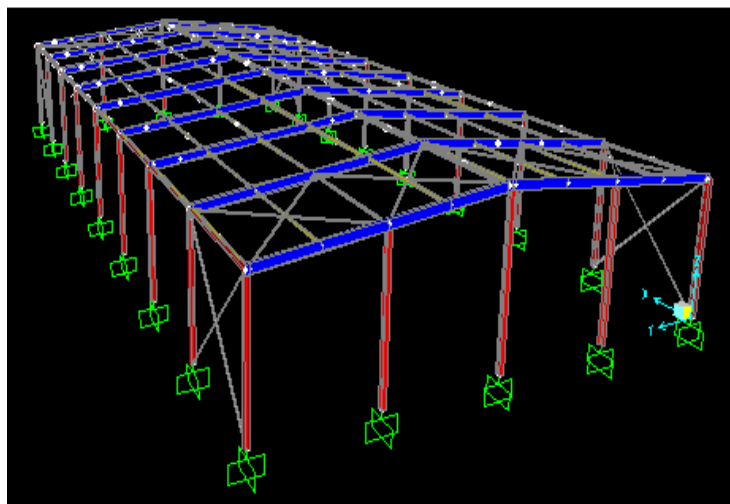


Figure 83: modèle structurel du bâtiment étudié (Application 2 paragraphe 3-2)

Étape (2) introduction des non linéarités et analyse Pushover

La non linéarité a été prise en considération par l'introduction, dans le modèle numérique, des rotules plastiques au niveau des nœuds, aussi bien pour les poteaux que pour les poutres, suivant les modèles prédéfinis FEMA 356. L'analyse Pushover a été effectuée par le logiciel SAP 2000. L'étude portera uniquement suivant le sens YY puisque c'est le même sens d'action des forces tsunamiques. A cet effet, la courbe Pushover traduisant la réponse globale de la structure est illustrée sur la figure 101.

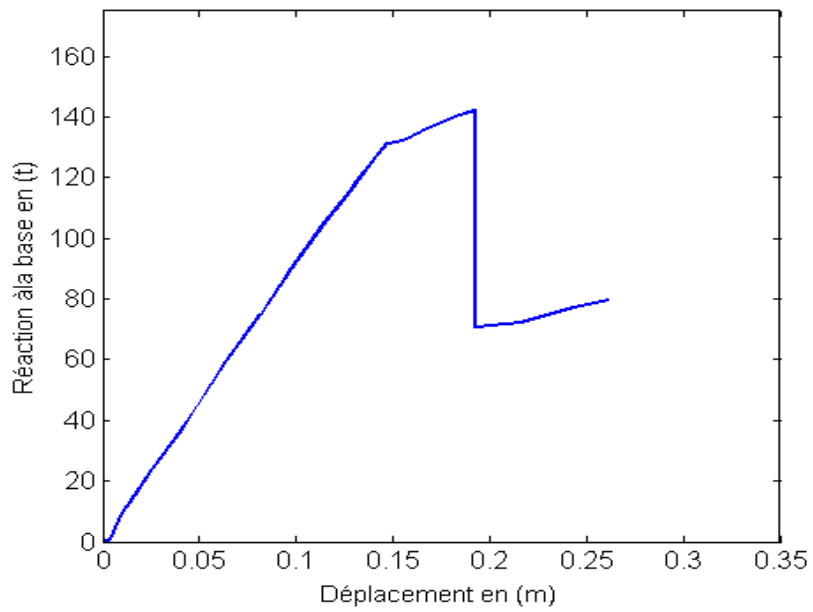


Figure 101 : courbe Pushover suivant YY

La courbe de capacité suivant la même direction tenant compte des déplacements et accélérations spectraux est fournie automatiquement par le Logiciel SAP 2000, figure 102.

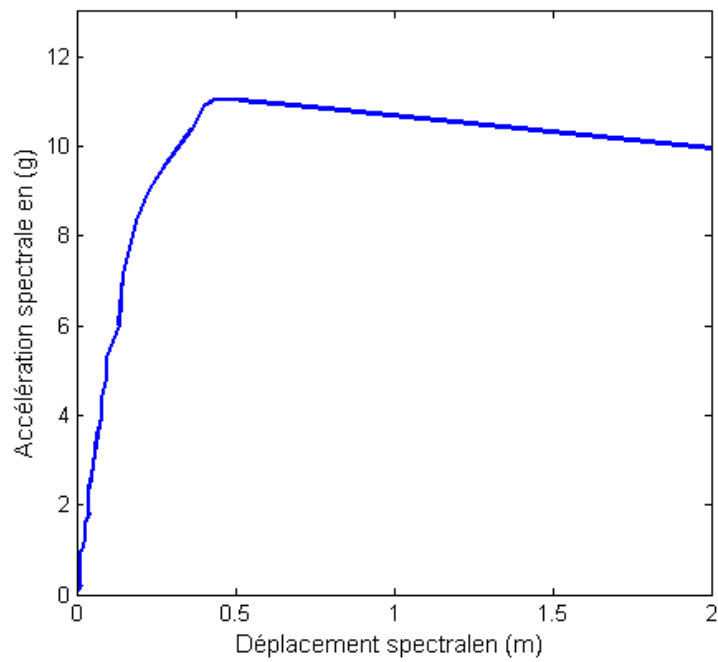


Figure 102 : courbe de capacité suivant YY

Étape (3) Transformation du spectre d'accélération sous format ADRS

La structure métallique étudiée est située à Jorf Lasfar qui relève de la commune de Sidi Abed de la province d'El Jadida, d'après le RPS 2011, les données sismiques caractérisant la zone d'implantation de ce bâtiment sont:

- classe du bâtiment : Classe I,
- coefficient de priorité : $I = 1.3$,
- niveau de ductilité : ND III,
- coefficient de comportement : $K = 4$,
- accélération du site (Agadir) : $A = (A_{max}/g) = 0,10$ et $Z_a = 2$ (Valeur de l'accélération selon le zonage),
- vitesse : $V = 0.10$ et $Z_v = 2$ (Valeur de la vitesse selon le zonage),
- rapport $Z_a / Z_v = 1$,
- coefficient du site : $S = 1.2$,
- période : $T = (V/A).2\pi = 3.14$ s,
- spectre d'amplification dynamique: $D = 0,05$ (Voir figure 103).

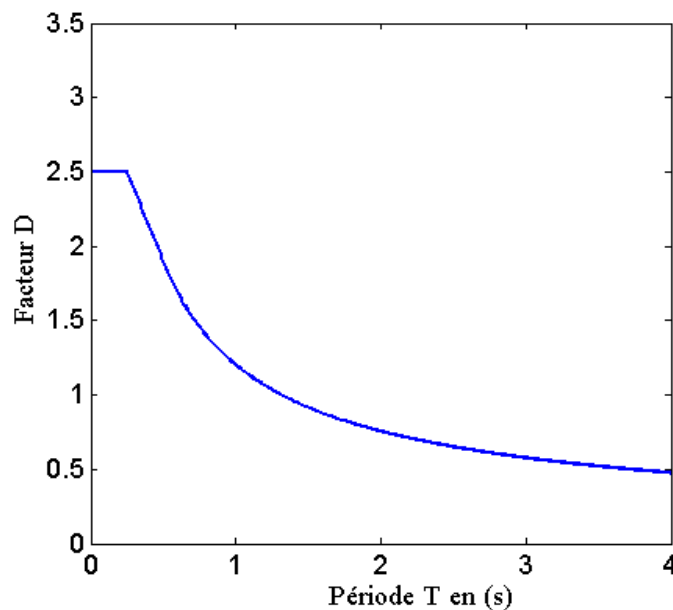


Figure 103: spectre d'amplification du site (Jorf Lasfar)

La transformation du spectre d'amplification dynamique du format D-T (Figure 103) au format accélération et déplacement spectraux S_a - S_d (Figure 104) est effectuée au moyen des formules Sammouda et al [206], Belmouden [207] ci-après :

$$S_a = \frac{A_{max}}{g} \cdot D(T); S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot S_a \text{ où } g \text{ est l'accélération de la pesanteur.}$$

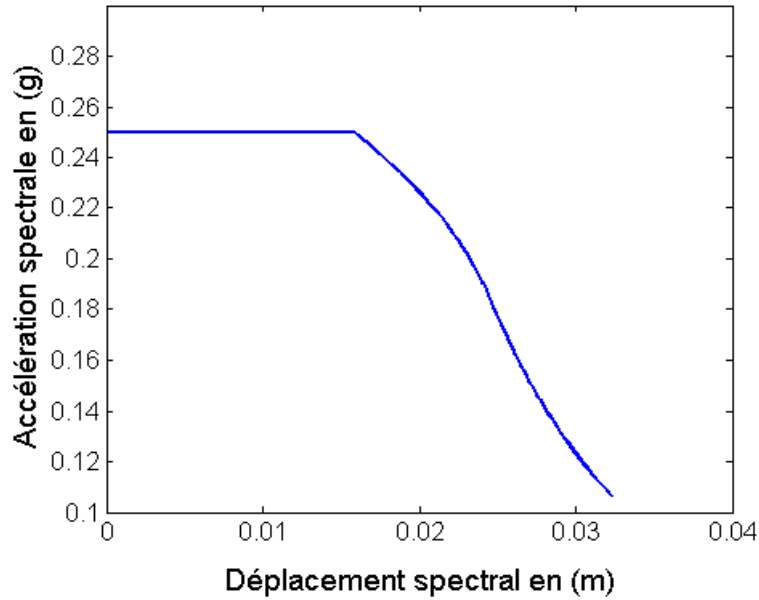


Figure 104: spectre de réponse élastique du site Sa-Sd

Étape (4) Analyse spectrale non itérative

On procède tout d'abord à transformer le spectre de réponse élastique au spectre de réponse inélastique. Cette opération est effectuée en multipliant l'accélération spectrale par le coefficient réducteur $R = 1/\mu_{\Delta}$, Newmark & Hall [208] avec $\mu_{\Delta} = D_u/D_y$.

D'après la figure 105, on peut lire sur la courbe

D_u : déplacement ultime, $D_u = 18$ cm

D_y : déplacement élastique maximal, $D_y = 14.5$ cm

μ_{Δ} : facteur de ductilité, $\mu_{\Delta} = 1.24$

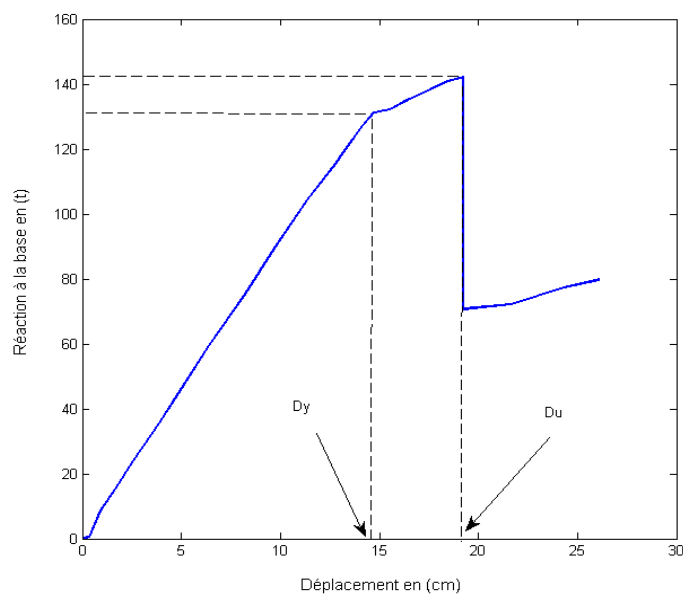


Figure 105 : paramètres du coefficient de ductilité suivant YY

Après avoir calculé le facteur de ductilité μ_{Δ} suivant la direction YY, le spectre de réponse inélastique est illustré ci-après (Figures 106):

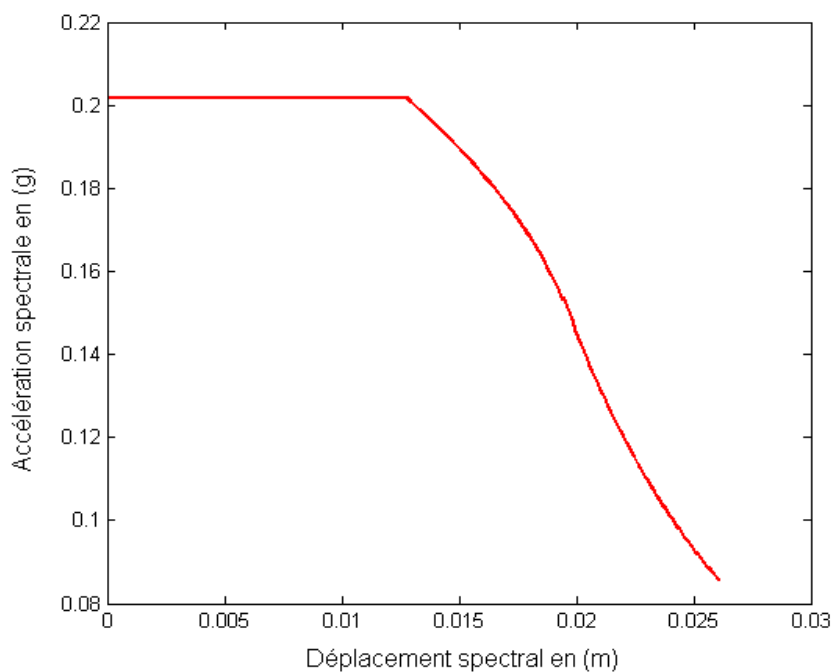


Figure 106 : spectre de réponse inélastique suivant YY

La superposition des courbes de capacité et du spectre de réponse inélastique permet de déterminer le point de performance suivant la direction YY (Figures 107 et 108).

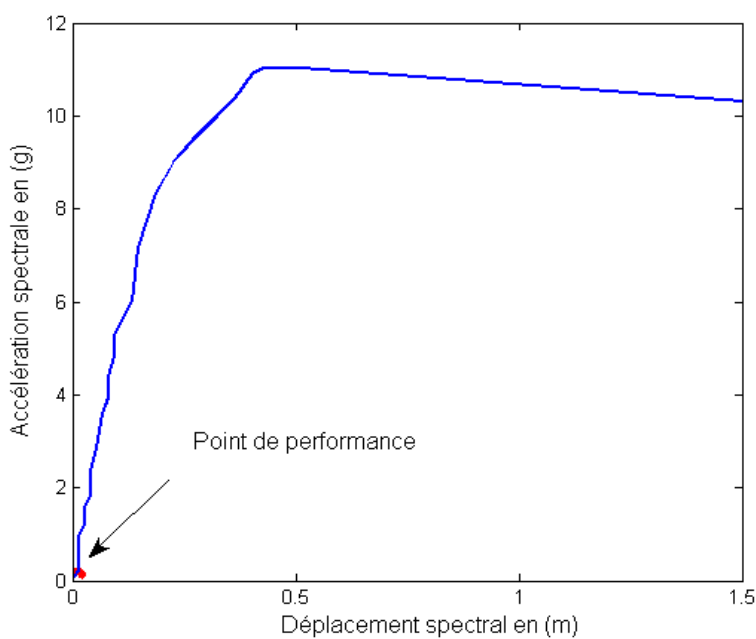


Figure 107: superposition des courbes de capacité et du spectre de réponse pour la localisation du point de performance suivant la direction YY

Vu que le spectre de réponse inélastique enregistré, pour la zone de Jorf Lasfer, une faible valeur de l'accélération sismique suivant le RPS 2011, l'intersection de ce dernier avec la courbe de capacité se fait au voisinage de l'origine du repère. À cet effet, nous avons procédé à un agrandissement de cette zone pour repérer les coordonnées du point de performance.

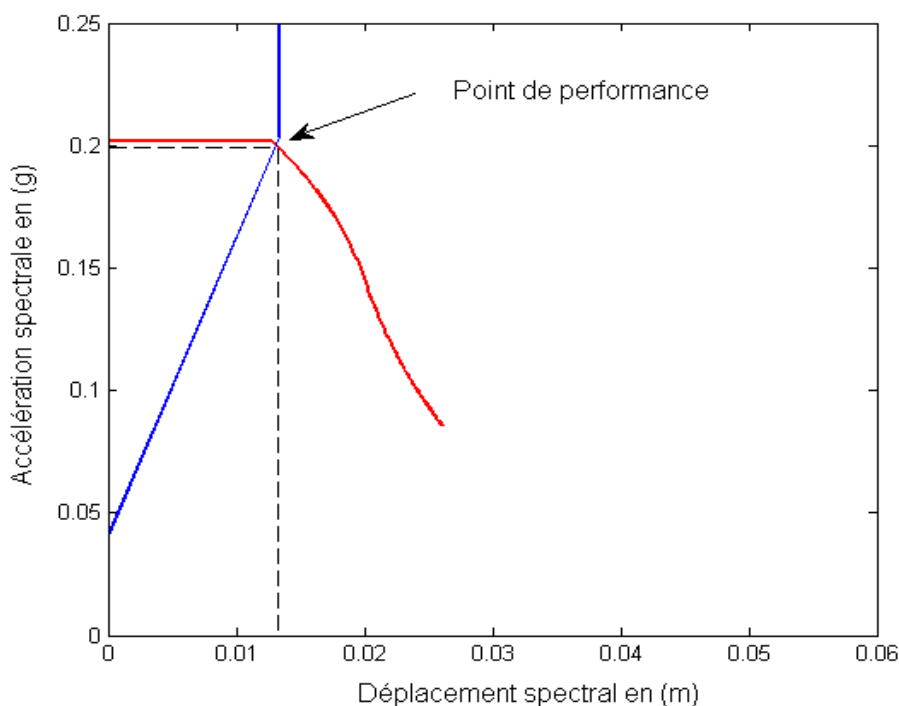


Figure 108 : point de performance suivant YY

Les coordonnées du point de performance lues sur la courbe au niveau du point d'intersection des deux courbes sont :

- suivant YY : $S_d = 1,3\text{cm}$; $S_a = 0,2\text{ g}$, soit un déplacement réel de 2.6 cm

Étape (5) Construction des courbes de fragilité et détermination de la vulnérabilité sismique

La construction des courbes de fragilité suivant Risk UE nécessite le calcul des paramètres ci-après :

$S_{d1} = 0,7 D_y$	$\beta_{Sd1} = 0,25 + 0,07 \cdot \ln(\mu_\Delta)$
$S_{d2} = D_y$	$\beta_{Sd2} = 0,2 + 0,18 \cdot \ln(\mu_\Delta)$
$S_{d3} = D_y + 0,25(D_y - D_u)$	$\beta_{Sd3} = 0,1 + 0,4 \cdot \ln(\mu_\Delta)$
$S_{d4} = D_u$	$\beta_{Sd4} = 0,15 + 0,18 \cdot \ln(\mu_\Delta)$

Tableau 6 : paramètres des courbes de fragilité (Application 1)

Sachant que : $D_u = 18\text{ cm}$, $D_y = 14,5\text{ cm}$ et $\mu_\Delta = 1,24$

$Sd_{1=}$	$0,7 Dy =$	0,1015	$\beta_{Sd1} =$	0,32401585
$Sd_{2=}$	$Dy =$	0,145	$\beta_{Sd2} =$	0,39032648
$Sd_{3=}$	$Dy+0,25(Dy-Du) =$	0,13625	$\beta_{Sd3} =$	0,52294773
$Sd_{4=}$	$Du =$	0,18	$\beta_{Sd4} =$	0,67868467

Tableau 16 : paramètres des courbes de fragilité du cas étudié

Les courbes de fragilité sont ainsi élaborées en faisant appliquer la formule de l'équation :Éq (68), figure 109.

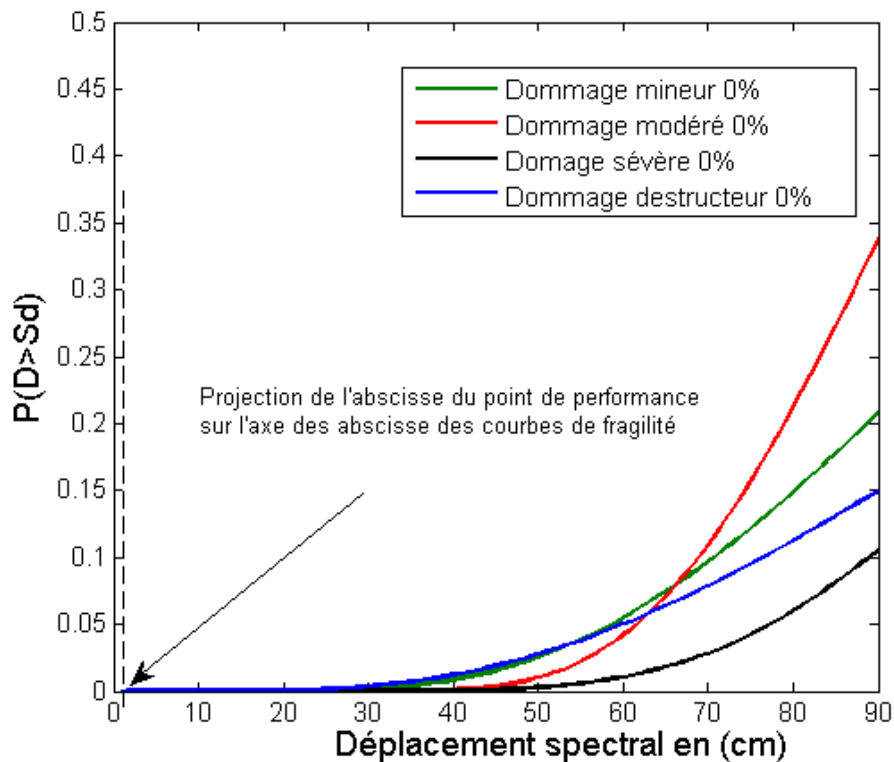


Figure 109 : courbes de fragilité suivant YY

L'évaluation de la vulnérabilité sismique du hangar étudié est ainsi déterminée en localisant l'abscisse du point de performance obtenu sur les courbes de fragilité correspondantes (Figures 109), puis on déduit, à partir des points d'intersection éventuels, les niveaux de dommages susceptibles d'être atteints ou dépassés suite à l'action sismique évaluée dans le site de Jorf Lasfar. Dans notre cas, nous ne constatons aucune intersection avec les courbes de fragilité, donc, notre structure ne présente aucun

risque en cas d'avènement d'un aléa sismique conformément aux données réglementaires de l'RPS2011. Qu'en est-il alors pour l'aléa tsunamique ?

Étape (6) introduction des modèles temporels simplifiés des forces tsunamiques (format unité)

Les dispositions prescrites au niveau de cette étape ont été appliquées conformément aux recommandations indiquées dans la partie formulations théoriques.

Étape (7) Simulation numérique d'un aléa extrême (tsunami d'origine sismique)

La simulation numérique tient compte des travaux de S. Mellas [7] illustrée au niveau de la figure 81.

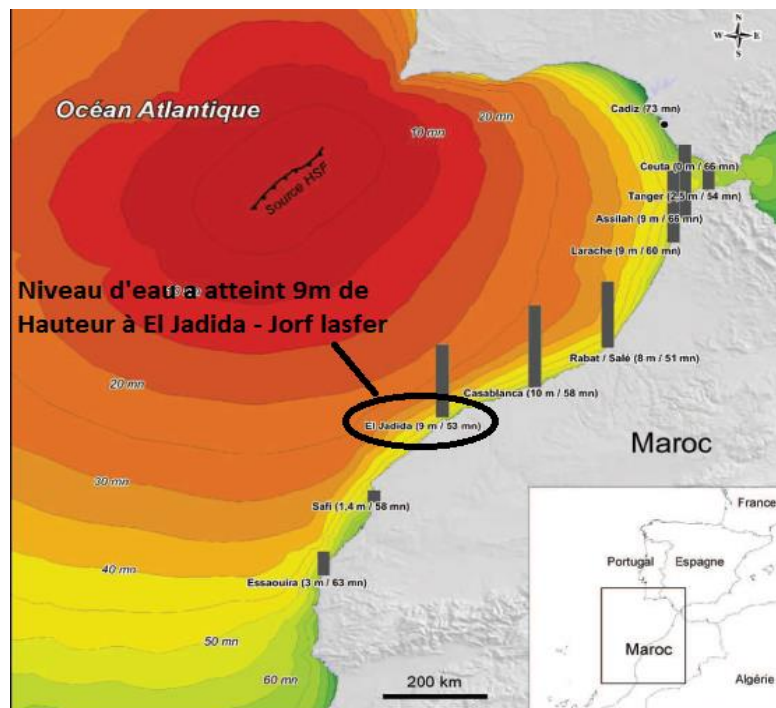


Figure 81 (Application 2) : temps de trajet et hauteurs de vagues maximales à la côte S. Mellas et al 2012 [7]

Ce travail qui consiste à reproduire le scénario du tsunami du 11 Novembre 1755, donne la hauteur d'eau : $R = 9\text{ m}$ (Run up), comme valeur maximale du niveau d'eau qui sera atteint à Jorf Lasfar. On utilisera cette donnée pour le calcul des intensités des forces tsunamiques en fonction de la côte z et sera incrémentée d'un pas de 0.5 m jusqu'à atteindre la valeur de R .

Étape (8) Calcul des intensités des forces tsunamiques en fonction de R et z (pour chaque pas de 0.5 m)

Voir le calcul des forces tsunamiques en fonction des paramètres R et z au Tableau 7 (Application 2).

Étape (9) Analyse temporelle et détermination de la vulnérabilité tsunamique

L'analyse temporelle a été effectuée moyennant le Logiciel SAP 2000, après avoir introduit, dans le modèle numérique, les rotules plastiques, aussi bien pour les poteaux que pour les poutres, suivant FEMA 356 et ce pour chaque hauteur z .

Les hypothèses de calcul sont identiques à celles indiquées au niveau de l'application 2.

La détermination de la courbe de capacité du hangar résulte du chargement incrémental de la structure jusqu'à la rupture. Dans notre cas, on a incrémenté les forces tsunamiques par l'augmentation des hauteurs des vagues d'un pas de 0,5m à partir de la côte z de la base du hangar, et ce, jusqu'à atteindre la hauteur maximale du niveau d'eau conformément au processus discuté au niveau de l'application 2.

Étape (10) Détermination de l'effet du couplage du séisme et du tsunami sur la structure étudiée.

Après avoir établi l'étude de la vulnérabilité du hangar étudié, aussi bien sous l'effet du séisme que de tsunami, on procède au niveau de cette dernière étape à évaluer la vulnérabilité de ce bâtiment suite au couplage des deux effets.

La superposition des courbes concernera uniquement les parties qui correspondent aux paliers de plasticité (partie non linéaire) jusqu'à la rupture, étant donné que les déformations sont réversibles dans la partie élastique, la déformation inélastique du couplage correspond donc à la somme des deux déformations sismique et tsunamique. On retiendra, pour la courbe de capacité globale au niveau de la partie élastique, que des valeurs correspondantes au cas tsunamique puisque c'est le dernier chargement qui agira sur le bâtiment. La vulnérabilité du couplage sera déduite de la même façon et dans les mêmes conditions prescrites dans l'étape (5) (Figures 110, 111 et 112).

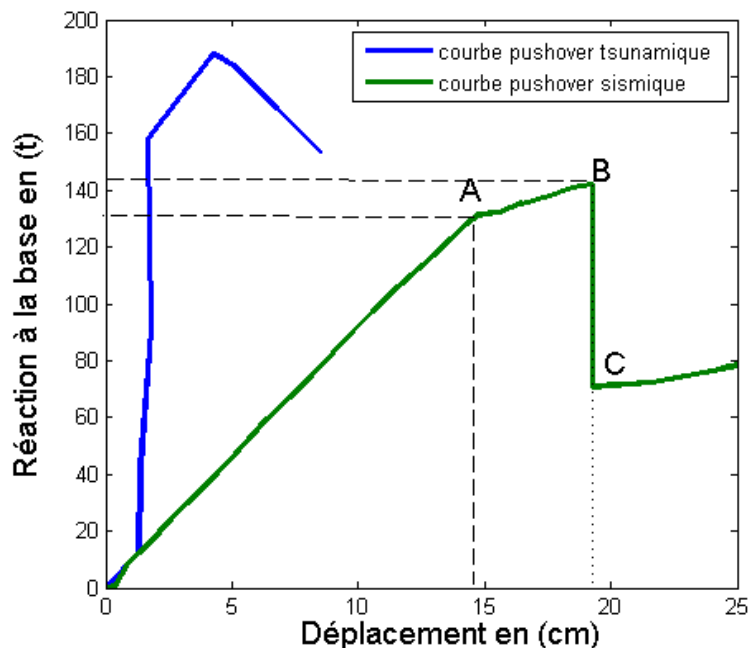


Figure 110: superposition des deux courbes Pushover sismique et tsunamique

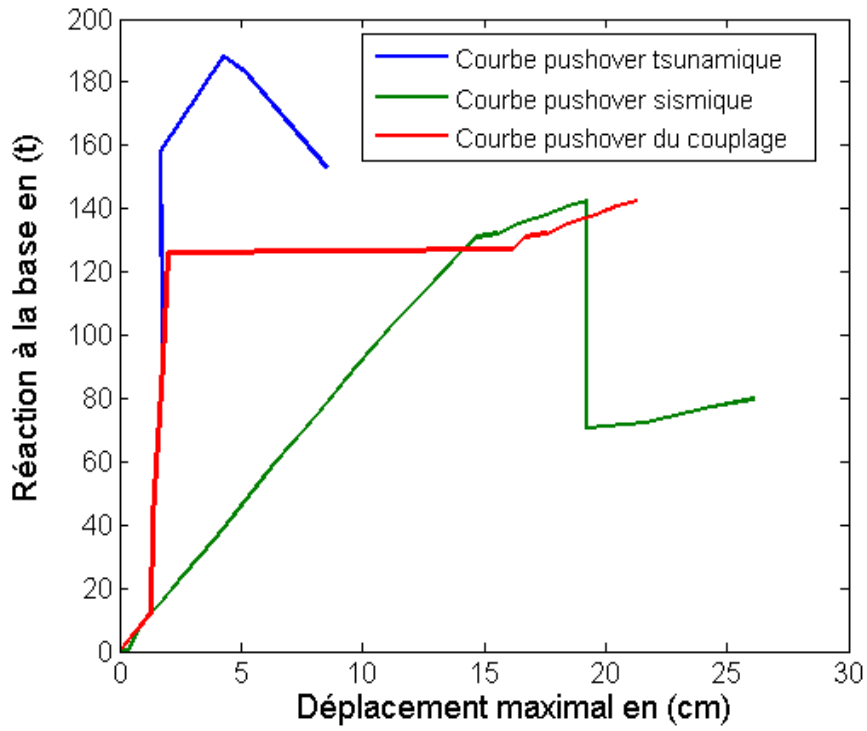


Figure 111: superposition des courbes Pushover sismique, tsunamique et du couplage

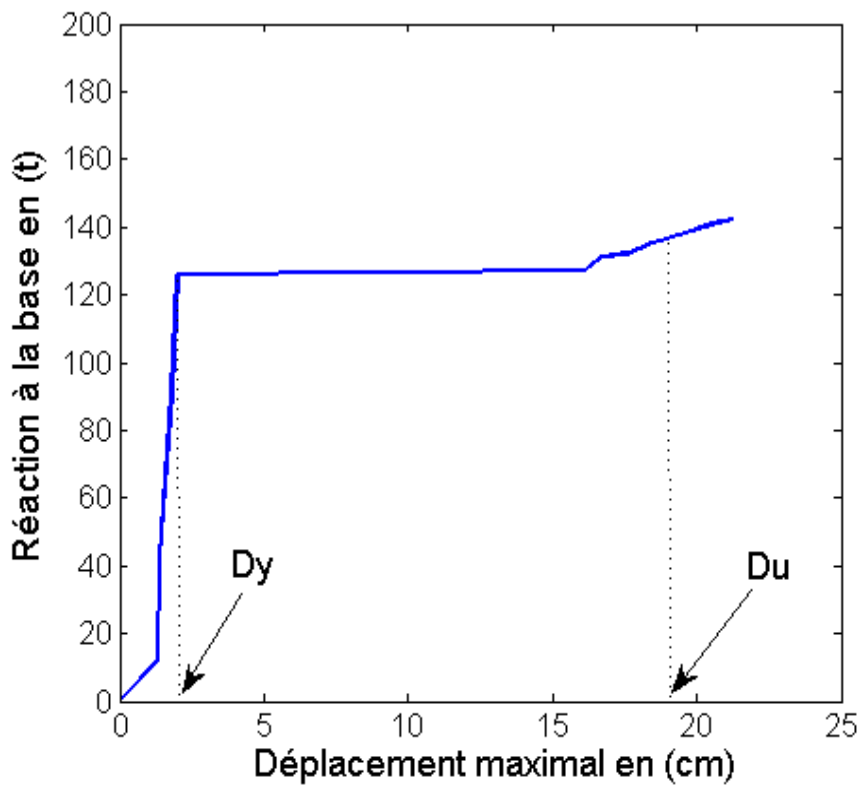


Figure 112: courbe Pushover du couplage sismique et tsunamique

D'après la figure 112, nous pouvons extraire graphiquement les valeurs des déplacements élastique et maximal pour le calcul des paramètres nécessaires à la construction des courbes de fragilité suivant Risk UE. Ainsi, $D_u = 18$ cm, $D_y = 2$ cm et $\mu_{\Delta} = 9$.

Donc

$Sd_1 =$	$0,7 D_y =$	0,014	$\beta_{Sd1} =$	0,4038
$Sd_2 =$	$D_y =$	0.02	$\beta_{Sd2} =$	0,5955
$Sd_3 =$	$D_y + 0,25(D_u - D_y) =$	0.06	$\beta_{Sd3} =$	0,9788
$Sd_4 =$	$D_u =$	0.18	$\beta_{Sd4} =$	1,2486

Tableau 17: paramètres des courbes de fragilité du cas étudié (couplage)

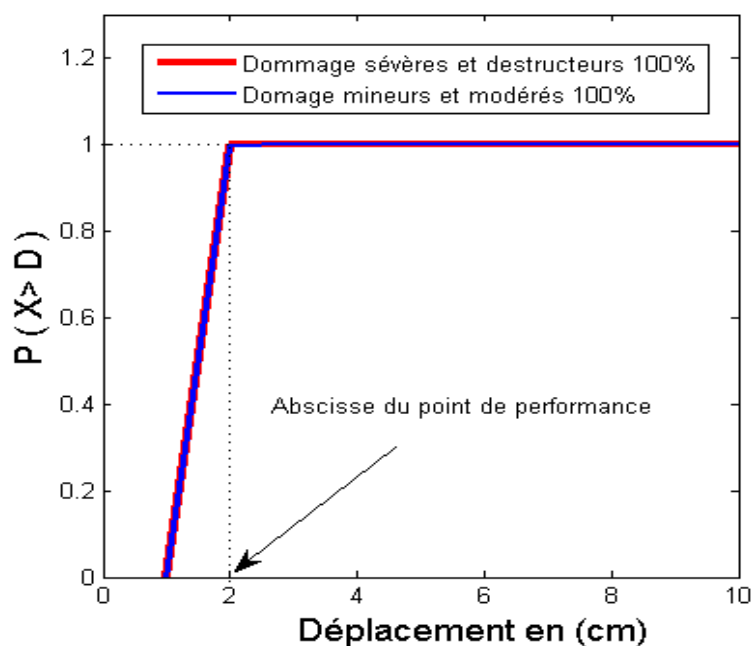


Figure 113: courbes de fragilité de l'effet du couplage séisme et tsunami

3- Analyse et interprétation des résultats

L'interprétation des résultats obtenus nous a permis de constater que l'étude de la vulnérabilité de la structure contre le séisme, démontre clairement sa bonne tenue contre cet aléa. Ceci est justifié d'une part, à travers les valeurs nulles des degrés de dommage probables suivant Risk UE (figure 109) et également au comportement ductile de la charpente métallique contre l'effet sismique (application 3) et d'autre part, au lieu d'implantation du bâtiment situé dans une zone sismique relativement faible suivant le RPS 2011.

Compte tenu de l'étude de la vulnérabilité de la structure contre l'effet tsunami, nous avons remarqué que malgré qu'elle ait été convenablement dimensionnée pour reprendre les effets du vent (application 2), cette dernière présente une grande vulnérabilité contre les forces tsunamiques pouvant surgir si un scénario de tsunami d'origine sismique, analogue à celui du 1 Novembre en 1755, puisse se reproduire. Ceci est prouvé, tout d'abord, à travers les valeurs enregistrées de la vulnérabilité (figure 88). Soit 88% de dommage mineur, modéré et sévère, contre 52% de probabilité de ruine. Ensuite, au fait que ce bâtiment n'a pas été conçu ou bien dimensionné pour résister contre cette catastrophe.

S'agissant de l'étude de la vulnérabilité contre le couplage des effets sismique et tsunamique. Il s'avère clairement la certitude de la ruine prématurée de la structure. Soit 100% des probabilités d'atteindre les quatre niveaux de dommage (figure 113). Ceci est dû, premièrement, à la combinaison de l'action initiale d'un séisme de forte intensité mais de faible probabilité d'occurrence (non prévu par le RPS 2011) et qui fera travailler le bâtiment en dehors du domaine élastique. Deuxièmement, à l'action d'un tsunami, dont une faible intensité provoquera sa destruction totale.

4- Conclusion

L'étude de cas traité dans le cadre de l'application n°4 nous a permis de mettre en œuvre la méthodologie de vérification et d'évaluation de la vulnérabilité de la structure sous l'effet du couplage du séisme et de tsunami. Nous avons commencé par une étude de vulnérabilité sismique. Ensuite, nous avons étudié celle tsunamique pour en déduire l'effet du couplage. A ce titre, nous avons conclu que la combinaison successive des deux aléas accélère le processus de déformation en faisant parvenir la structure rapidement au mode de ruine, surtout quand il s'agit de l'avènement d'un séisme de forte intensité non répertorié dans les règlements de calcul officiel et n'ayant jamais été pris en compte à l'instar de la catastrophe de Fukushima en 2011. Il s'agit donc, d'une méthode pratique et directe qui permet de prédire le comportement des structures sous l'effet des chargements sismique, tsunamique, mais aussi de leur couplage et donne la réponse globale des bâtiments, surtout ceux revêtant un caractère névralgiques dont un simple dégât peut avoir des conséquences graves.

Conclusion Chapitre V

Au niveau de ce chapitre, nous avons procédé à l'application des différentes étapes visant la vérification et l'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes sous l'effet du séisme, du tsunami et du coulage des deux catastrophes. Ainsi, nous avons conclu, pour l'application 1, que la clinique d'Agadir n'est pas vulnérable au séisme et que les travaux de renforcement ne sont pas nécessaires en raison de la forte rigidité de cet édifice contre les tremblements de terre, en dépit de la forte sismicité de la zone dépendamment des données fournies par le RPS 2011. Concernant l'application 2, nous avons enregistré une grande vulnérabilité du hangar métallique contre les forces tsunamiques. A cet effet, des solutions préventives s'imposent, en fonction de sa destination fonctionnelle, de la nature et des degrés

de danger des produits stockés et également de l'impact que pourrait engendrer une éventuelle dégradation structurelle du bâtiment. S'agissant de l'application 3, elle a été consacrée à l'étude comparative du comportement de l'acier et du béton armé contre les effets tsunamiques. En effet, après avoir remarqué, tout au long de notre recherche bibliographique, que les experts ont consigné, dans leurs rapports de fin de mission post aléa, des recommandations stipulant que les structures en béton armé ont pu résisté à l'épreuve tsunamique réel comparativement à celles en charpente métallique. De ce fait, une confirmation de ces constatations par simulation numérique a été établie dans le cadre de la présente thèse. Compte tenu de l'application 4, nous avons conclu la grande capacité destructrice liée au couplage des deux effets en cas de tsunami conséquent à un séisme de forte intensité.

CONCLUSION GENERALE

La rareté des données scientifiques se rapportant, principalement, aux difficultés d'identification et de caractérisation du risque potentiel lié au couplage des effets sismique et tsunamique entrave de plus en plus les chercheurs pour modéliser cette catastrophe naturelle de grande complexité. Il est vrai que les tragiques tsunamis d'origines sismiques de l'Indonésie en 2004 et du Japon en 2011 ont, malheureusement, détruit plusieurs villes, tué de milliers de personnes et impacté des économies régionales voire mondiales, mais ils ont fourni de nouvelles données et plusieurs indicateurs suite au retour d'expérience et aux constatations d'experts post aléa. Le dernier sinistre du genre qui est celui du 28 Septembre 2018 perpétré aux îles Célèbes en Indonésie et causant d'importants dégâts matériels et humains démontre clairement, d'une part son effet reproductif et récidiviste, et d'autre part, justifie intensément la nécessité et l'urgence d'accentuer les efforts visant le développement des codes de dimensionnement de nouveaux bâtiments capables de résister contre cet aléa et également établir des outils de vérification de la bonne tenue du parc mobilier existant, en particulier les bâtiments revêtant un caractère hautement sensible, sous les chargements successifs générés par ce sinistre dévastateur.

Ce travail de recherche, s'inscrivant dans cette même perspective, présente une approche intégrée et une contribution scientifique notable visant l'identification et la modélisation de cet aléa. Nous avons proposé une méthode pratique et directe qui permet l'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes suite au couplage des effets sismique et tsunamique. L'originalité de cette méthode se manifeste à travers l'étude du comportement structurel des bâtiments par l'utilisation de trois outils fondamentaux à savoir, les courbes de fragilité, les résultats de l'expérimentation et la simulation numérique. Dans ce sens, nous avons, tout d'abord, utilisé le guide Risk UE pour déterminer la vulnérabilité sismique, tsunamique et du couplage via une adaptation au contexte marocain, sans recourir aux paramètres prédéfinis dans ce règlement. Ces derniers tiennent compte exclusivement des données liées au type des matériaux, à la nature du sol et aux conditions météorologiques en Europe. Ensuite, nous avons utilisé le RPS 2011 pour établir la méthode spectrale non itérative des structures étudiées après avoir déterminé les courbes de capacité par l'analyse Pushover moyennant le logiciel SAP2000. Puis, nous nous sommes basés sur les résultats expérimentaux pour établir une modélisation simplifiée des forces tsunamiques. L'objectif était d'exprimer ces forces en fonction du temps, puisque le seul document qui les définit, FEMA P646, les présente en fonction de la hauteur maximale d'eau R et de la côte z . L'utilisation du résultat de la simulation numérique du scénario du tsunami d'origine sismique, survenu à l'océan atlantique en Novembre 1755 et qui a eu des conséquences considérables sur les côtes marocaines, nous a permis d'établir une analyse temporelle des bâtiments pour tracer la courbe de capacité dans le cas tsunamique en vue de déterminer la vulnérabilité.

La pertinence de la démarche se concrétise par une discrétisation chronologique du mode d'action du couplage. Premièrement, le séisme déclenche une déformation des plaques tectoniques au fond sous-

marin qui génère verticalement et en surface de la mer, la ou les vagues tsunamiques. Comme la vitesse de propagation des ondes sismiques dépasse de loin celles des vagues tsunamiques, le tremblement de terre agit en premier sur les bâtis existants et occasionne des dommages dont le degré et le niveau dépendent intrinsèquement de la distance épacentrale, de son intensité et de sa magnitude et de la distance épacentrale. Deuxièmement, en fonction de l'éloignement et la distance parcourue par les vagues, celles-ci arrivent aux côtes et déferlent en causant des dommages dont le degré dépend de la hauteur du niveau d'eau et de la vitesse de propagation. Ainsi, l'analyse des effets combinés du séisme et tsunami implique de respecter l'ordre d'avènement des sollicitations produites séparément avant d'en déduire l'impact lié à leur couplage.

S'agissant des formulations théoriques adoptées dans le cadre de cette thèse, une partie a été consacrée à la présentation du fondement théorique de l'analyse Pushover qui permet l'obtention de la courbe de capacité. Concernant le comportement non linéaire des éléments de la structure, ce dernier a été pris en considération par la définition de certaines caractéristiques dites rotules plastiques aux niveaux des nœuds. Cette non linéarité a été exprimée par des lois moment-courbure qui sont prédéfinies dans le programme SAP2000 et donnent les différents mécanismes de plastification prévus pour chaque élément de la structure sous l'effet du séisme et de tsunami. La méthode spectrale non itérative a été illustrée pour remplacer le processus itératif utilisé par l'ATC 40 pour la détermination du point de performance. La simulation numérique permet de déterminer le niveau maximal susceptible d'être atteint dans une zone donnée à l'aide de la reproduction d'un scénario d'aléa extrême. De ce fait, on a calculé les forces tsunamiques exprimées en fonction de R et de z , puis on les a introduit avec les modélisations simplifiées de ces forces dans le modèle numérique, pour établir l'analyse temporelle pour chaque valeurs de R incrémentée d'un pas de 0.5 m. La courbe de capacité et les critères de vulnérabilités sismiques, tsunamiques et du couplage peuvent être déduits par une simple lecture des paramètres de ductilité sur la courbe de capacité qui traduit la réponse globale de la structure et donne une prédiction des différents niveaux d'endommagement possibles.

L'application de cette méthode nous a permis d'illustrer son efficacité à travers l'évaluation et la vérification des structures existantes sous l'effet du séisme, pour la clinique d'Agadir, du tsunami pour le hangar de Jorf Lasfar et de leur coulage pour le même bâtiment. Nous avons tout de même confirmé, grâce à cette méthode, les constatations des experts post aléas stipulant que les structures en béton armé ont pu résister à l'épreuve tsunamique réel comparativement à celles en charpente métallique. Sur la base des résultats obtenus à l'issue de l'étude du couplage, nous avons conclu que la capacité destructrice résultant de la combinaison des deux aléas dépasse largement celle des deux sinistres séparément.

Les résultats obtenus peuvent être exploités pour la prise en compte du risque sismique, tsunamique et celui du couplage dans les documents d'urbanisme, comme outil d'aide à la prise de décision au profit

des autorités compétentes, quant à la hiérarchisation des actions prioritaires à entreprendre. Ces dernières concernent particulièrement les bâtiments névralgiques dont un dégât minime pourrait avoir des répercussions dramatiques à grande échelle. Parmi les solutions envisageables, on peut réaliser le renforcement structurel de l'ossature porteuse du bâtiment en fonction des possibilités offertes. La solution préventive peut également réduire les conséquences probables, soit, par la construction de digues de protection contre les vagues tsunamiques, ou bien, par la mise en place des dispositifs de détection satellitaire des générations des vagues tsunamiques d'origines sismiques et le lancement des alertes, en temps opportun, pour procéder aux évacuations urgentes des endroits classés à haut risque. Sinon, on aura recours à la reconstruction de ces édifices à forts enjeux sécuritaires sur des sites de risque moindre voire nul. Cette méthode, qui peut aussi servir aux compagnies d'assurance comme moyen de vérification des normes conférant au bâtiment le minimum requis en matière de stabilité, dispose d'un champ d'application non limité géographiquement à la zone d'étude. Elle peut être étendue sur tout autre territoire, moyennant des adaptations tenant compte de la sismicité du site considéré et des données nécessaires à l'élaboration des simulations numériques qui s'imposent.

Vu la complexité et diversité des différents paramètres nécessaires à l'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes aux séismes, aux tsunamis et aux couplages de leurs effets, il nous a été difficile de donner un ordre de grandeur sur les marges d'incertitude des résultats obtenus. L'application à l'échelle locale dans la zone de Jorf Lasfar est cohérente avec l'évènement du 1 Novembre 1755, et les résultats pour un scénario qui se reproduirait semblent possibles. Néanmoins, on ne peut pas donner, pour autant, de fourchette d'incertitude en raison de l'insuffisance voire l'absence d'informations sur les incertitudes même des différents facteurs intervenants dans notre méthodologie. Par conséquent, il conviendrait, **en perspective**, d'une part, de poursuivre le développement de la méthode à l'aide des travaux de recherche en cette même optique. Aussi, tenir compte du paramètre lié à la fatigue de la structure après avoir subi le choc sismique qui à priori fragilise sa résistance et augmente sa vulnérabilité. D'autre part, établir une simulation numérique des zones ou villes marocaines côtières potentiellement réputées de forte sismicité et susceptibles de faire l'objet d'un éventuel tsunami d'origine sismique à l'instar d'Agadir et d'al Houceima.

RÉFÉRENCES

- [1] Murata, S., Imamura, F., Katoh, K., Kawata, Y., Takahashi, S. & Takayama, T. 2010. Tsunami: To Survive from Tsunami. World Scientific Publishing, Hackensack, NJ.
- [2] Suppasri A, Koshimura S, Imamura F. Developing tsunami fragility curves based on the satellite remote sensing and the numerical modeling of the 2004 Indian Ocean tsunami in Thailand. Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 11, 173–189, 2011/doi:10.5194/nhess-11-173-2011.
- [3] Fraser, S., Pomonis, A. et al. 2013. Tsunami damage to coastal defences and buildings in the March 11th 2011 Mw 9.0 Great East Japan earthquake and tsunami. Bulletin of Earthquake Engineering, 11, 205–239.
- [4] Guibourg Delamotte – L'économie japonaise après Fukushima – Juin 2012 <http://www.ceri-sciences-po.org>
- [5] Assurances et gestion des risques, vol. 79(1-2), avril-juillet 2011, 161-179 Insurance and Risk Management, vol. 79(1-2), April-July 2011, 161-179. La triple catastrophe japonaise du 11 mars 2011 par Rémi Moreau.
- [6] Solidarité Japon" - Académie des sciences – Annexe - Annexe 2 Pourquoi la magnitude maximum probable du séisme et du tsunami du 11 Mars 2011 ont été sous-estimées ? Rolando Armijo Institut de physique du globe de Paris.
- [7] Mellas S., Leone F., Omira R., Gherardi M., Baptista M-A., Zourarah B., Péroche M. et Lagahé E. (2012). Le risque tsunamique au Maroc: modélisation et évaluation au moyen d'un premier jeu d'indicateurs d'exposition du littoral atlantique. Physio-Géo – Géographie Physique et Environnement, 2012, volume VI. Pp 119-139
- [8] <https://www.google.com/search?q=photos+des+pertes+%C3%A9conomiques+tsunami+2011+Japon&tbm=isch&tbo=u&source=univ&sa=X&ved=2ahUKEwjcksWxsZzdAhWJBSwKHYXATkQsAR6BAgGEAE&biw=1054&bih=560>. lemonde.fr
- [9] Tomohide Atsumi LE SÉISME DU JAPON, HUIT ANS APRÈS KOBÉ VOLONTAIRES, RISQUES ET DANGERS http://www.annalesdelarechercheurbaine.fr/IMG/pdf/Atsumi_ARU-95.pdf.
- [10] Annexe 3” Erreurs de prévision et de gouvernance dans la gestion au Japon de la mitigation des séismes mises en lumière par le séisme de Tohoku du 11 mars 2011 Xavier Le Pichon Académie des sciences
- [11] Amara, R (2010) Impact de l'anthropisation sur la biodiversité et le fonctionnement des écosystèmes marins. Exemple de la Manche-mer du nord. Vertigo-la revue électronique en sciences de l'environnement, Hors-série 8 /octobre 2010. URL : <http://vertigo.revues.org/10129>.
- [12] lien : <http://maps.grida.no/go/graphic/costal-population-and-alterer-land-cover-in-coastal-zones-100km-of-coastline>.

- [13] Reese, S., Cousins, W. J., Power, W. L., Palmer, N. G., Tejakusuma, I. G., and Nugrahadi, S.: Tsunami vulnerability of buildings and people in South Java - field observations after the July 2006 Java tsunami, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 7, 573–589, doi:10.5194/nhess-7-573-2007, 2007
- [14] Valencia, N., Gardi, A., Gauraz, A. L., Leone, F., and Guillande, R.: New tsunami damage functions developed in the framework of SCHEMA project: application to Euro-Mediterranean coasts *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 2011
- [15] Morison, J., O'Brien, M., Johnson, J. & Schaaf, S. (1950). The Force Exerted by Surface Waves on Piles, *Petroleum Transactions* 189, 149–154.
- [16] G. H. Keulegan, "Wave Motion," (In: *Engineering Hydraulics*, H. Rouse Ed.) John Wiley & Son, Inc. New York, pp. 711-768, 1950.
- [17] G. B. Whitham, "The Effects of Hydraulic Resistance in the Dambreak Problem," *Proc. Roy. Soc. A*. Vol.227, pp.399-407, 1955.
- [18] J. J. Stoker, "Water Waves," Interscience Publishers, Inc., New York, 567pp, 1957.
- [19] G. B. Whitham, "On the Propagation of Shock Waves through Regions of Non-uniform Area or Flow," *J. Fluid Mech.*, Vol.4, pp. 337-360, 1958.
- [20] H. B. Keller, D. A. Levine, and G. B. Whitham, "Motion of a Bore over a Sloping Beach," *J. Fluid Mech.*, Vol.7, pp. 302-316, 1960.
- [21] Y. Fukui, M. Nakamura, H. Shiraishi, and Y. Sasaki, "Hydraulic Study on Tsunami," *Coastal Engineering in Japan*, Vol.6, pp. 67-82, 1963.
- [22] M. C. Shen, and R. E. Meyer, "Climb of a Bore on a Beach. Part3. Run-up," *J. Fluid Mech.*, Vol.16, pp. 113-125, 1963.
- [23] R. Cross, "Tsunami Surge Forces," *J. of the Waterways and Harbors Division*, In *Proc. of the American Society of Civil engineers*, Vol.93-WW4, pp. 201-231, 1967.
- [24] Goda, Y. (1974). New wave pressure formulae for composite breakwaters, *Proceedings of the 14th International Coastal Engineering Conference*, 3, 1702–1720.
- [25] F. Camfield, "Tsunami Engineering," Coastal Engineering Research Center, U.S. Army Corps of Engineers, Special Report (SR-6), 222, pp, 1980.
- [26] Dames & Moore, "Design and Construction Standards for Residential Construction in Tsunami-Prone Areas in Hawaii," prepared for the Federal Emergency Management Agency by Dames & Moore, Washington, D.C., 1980.
- [27] H. Yeh, A. Ghazali, and I. Marton, "Experimental Study of Bore Runup," *J. Fluid Mech.*, Vol.206, pp. 563-578, 1989.
- [28] J. D. Ramsden and F. Raichlen, "Forces on Vertical Wall Caused by Incident Bores," *J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, Vol.116, No.5, pp. 592-613, 1990.

- [29] J. D. Ramsden, "Tsunamis: Forces on a Vertical Wall Caused by Long Waves, Bores, and Surges on a Dry Bed," Report No. KHR- 54, W.M. Keck Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, Calif., 251pp, 1993.
- [30] J. D. Ramsden, "Tsunamis Forces on a Vertical Wall Caused by Long Waves, Bores, and Surge on a Dry Bed," *J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, Vol.122, No.3, pp. 134-141, 1996.
- [31] S. Mizutani and F. Imamura, "Dynamic Wave Force of Tsunamis Acting on a Structure," *Proc. Int. Tsunami Symp.*, Washington, Vol.7, No.28, pp. 941-948, 2001.
- [32] Hamzah, M.A., Mase, H., and Takayama, T. (2000). Simulation and Experiment of Hydrodynamic Pressure on a Tsunami Barrier. *Proceedings of the 27th International Conference on Coastal Engineering*, 1501-1507.
- [33] R. Asakura, K. Iwase, T. Ikeya, M. Takao, T. Kaneto, N. Fujii, and M. Ohmori, "The TsunamiWave Force Acting on Land Structures," In *Proc. of the 28th Int. Conf. on Coastal Engineering*, Cardiff, Wales, pp. 1191-1202, 2002.
- [34] H. Yeh, "Maximum Fluid Forces in the Tsunami Runup Zone," *J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, Vol.132, No.6, pp. 496-500, 2006.
- [35] H. Yeh, "Design Tsunami Forces for Onshore Structures," *J. of Disaster Research*, Vol.2, No.6, pp. 531-536, 2007.
- [36] Nakano, Y. (2007). "Design load evaluation for tsunami shelters based on damage observations after Indian Ocean Tsunami disaster due to the 2004 Sumatra Earthquake.", *Journal of Architecture and Building Science*, Architectural Institute of Japan, 13: 25, 337-340. (in Japanese).
- [37] P. Lukkunaprasit, A. Ruangrassamee, and N. Thanasisathit, "Tsunami Loading in Buildings with Openings," In *Proc. of the 14th World Conf. on Earthquake Engineering*, Beijing, China, ID 15-0017, 2008.
- [38] Nakano, Y. (2008). "Design load evaluation for tsunami shelters based on damage observations after Indian Ocean Tsunami disaster due to the 2004 Sumatra Earthquake.", *Proceedings of The 14thWorld Conference on Earthquake Engineering (CDROM)*, Paper ID 15-0008, October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [39] H. Arnason, C. Petroff, and H. Yeh, "Tsunami Bore Impingement onto a Vertical Column," *J. Disaster Res.*, Vol.4, No.6, pp. 391-403, 2009.
- [40] P. Lukkunaprasit, N. Thanasisathit and H. Yeh, Experimental verification of FEMA P646 tsunami loading, *Journal of Disaster Research*, 4 (2009), no. 6, 45-53.

- [41] Lukkunaprasit, P., Ruangrassamee, A. & Thanasisathit, N. (2009). Tsunami loading on buildings with openings, *Science of Tsunami Hazards* 28:5, 303–310.
- [42] Nouri, Y., I. Nistor, D. Palermo, and A. Cornett. 2010. Experimental investigation of the tsunami impact on free standing structures, *Coastal Engineering Journal, JSCE*, 52 (1), 43–70.
- [43] Rossetto, T., Allsop, W., Charvet, I. & Robinson, D. I. (2011). Physical modelling of tsunami using a new pneumatic wave generator, *Coastal Engineering* 58:6, 517–527. <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0378383911000135>
- [44] Charvet, I. (2012). Experimental modelling of long elevated and depressed waves using a new pneumatic wave generator, PhD thesis, University College London, UK.
- [45] Lloyd, T. O. (2012). MPhil Transfer Report. Vulnerability of coastal infrastructure to tsunami: Analytical and experimental study. Master's thesis, Department of Civil Environmental and Geomatic Engineering, University College London.
- [46] Al-Faesly, T., Palermo, D., Nistor, I., and Cornett, A. (2012). Experimental modeling of extreme hydrodynamic forces on structural models. *Int. J. Protective Structures*, 3 (4), 476-505.
- [47] DOUGLAS, S., NISTOR, I. & ST-GERMAIN, P. 3-D MULTI-PHASE NUMERICAL MODELLING OF TSUNAMI-INDUCED HYDRODYNAMIC LOADING ON NEARSHORE STRUCTURES. *E-proceedings of the 36th IAHR World Congress 28 June – 3 July, 2015, The Hague, the Netherlands*
- [48] Papadopoulos, G. and Dermentzopoulos, T.: A Tsunami Risk Management Pilot Study in Heraklion, Crete, *Nat. Hazards*, 18, 91– 118, 1998.
- [49] Papathoma, M., Dominey-Howes, D., Zong, Y., and Smith, D.: Assessing tsunami vulnerability, an example from Herakleio, Crete, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 3, 377–389, doi:10.5194/nhess-3-377-2003, 2003.
- [50] Saatcioglu, M., Ghobarah, A., and Nistor, I.: Performance of structures in Thailand during the december 2004 great Sumatra earthquake and Indian ocean tsunami, *Earthq. Spectra*, Special Issue III, 22, S355–S375, 2005.
- [51] Ruangrassamee, A., Yanagisawa, H., Foytong, P., Lukkunaprasit, P., Koshimura, S. and Imamura, F.: Investigation of tsunami-induced damage and fragility of buildings in Thailand after the December 2004 Indian Ocean Tsunami, *Earthq. Spectra*, Special Issue III, 22, S377–S401, 2006.
- [52] Ghobarah A., Saatcioglu, M., and Nistor, I.: The impact of the 26 December 2004 earthquake and tsunami on structures and infrastructure, *Eng. Struct.*, 28, 312–326, 2006.

- [53] Dominey-Howes, D. and Papathoma, M.: Validating a tsunami vulnerability assessment model (the “PTVA Model) using field data from the 2004 Indian Ocean tsunami, *Nat. Hazards*, 40(1), 113– 136, 2007.
- [54] Dall’Osso, F., Gonella, M., Gabbianelli, G., Withycombe, G., and Dominey-Howes, D.: Assessing the vulnerability of buildings to tsunami in Sydney, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 9, 2015–2026, doi:10.5194/nhess-9-2015-2009, 2009.
- [55] Omira, R., Baptista, M. A., Matias, L., Miranda, J. M., Catita C., Carrilho F., and Toto E.: Design of a Sea-level Tsunami Detection Network for the Gulf of Cadiz, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 9, 1327–1338, 2009b,
- [56] F. Dall’Osso, A. Maramai, L. Graziani, B. Brizuela, A. Cavalletti, M. Gonella, and S. Tinti.: Applying and validating the PTVA-3 Model at the Aeolian Islands, Italy: assessment of the vulnerability of buildings to tsunamis, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 10, 1547–1562, 2010/doi:10.5194/nhess-10-1547-2010.
- [57] Dall’Osso, F., Gonella, M., Gabbianelli, G., Withycombe, G., and Dominey-Howes, D.: A revised (PTVA) model for assessing the vulnerability of buildings to tsunami damage, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 9, 1557–1565, doi:10.5194/nhess-9-1557-2009, 2009.
- [58] Dall’Osso, F. and Dominey-Howes, D.: Public assessment of the usefulness of “draft” tsunami evacuation maps from Sydney, Australia - implications for the establishment of formal evacuation plans, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 10, 1739–1750, doi:10.5194/nhess-10-1739-2010, 2010
- [59] K. R. Karim, and F. Yamazaki, “A simplified method of constructing fragility curves for highway bridges, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*,” Vol.32, pp. 1603-1626, 2003.
- [60] Leone, F., Denain, J. C., Vinet, F., and Bachri, S.: Analyse spatial des dommages au b[^]ati de Banda Aceh (Sumatra, Indon[^]esie): contribution `a la connaissance du ph[^]enom[^]ene et `a l’elaboration de scenarios de risque tsunami, Scientific report of Tsunarisque (2005–2006) programme, 2006.
- [61] Peiris, N.: Vulnerability functions for tsunami loss estimation. First European conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th ECEE and 30th General Assembly of the ESC), Geneva, Switzerland, Paper number 1121, 2006.
- [62] VINET F., DENAIN J.-C., GAILLARD J.-C., CLAVÉ E., LEONE F., GIYARSIH S., BACHRI S., 2006, Enjeux et modalités spatiales de la reconstruction post-tsunami à Banda Aceh, in LAVIGNE F. &

- [63] Ruangrassamee, A., Yanagisawa, H., Foytong, P., Lukkunaprasit, P., Koshimura, S. and Imamura, F.: Investigation of tsunami-induced damage and fragility of buildings in Thailand after the December 2004 Indian Ocean Tsunami, *Earthq. Spectra*, Special Issue III, 22, S377–S401, 2006.
- [64] Garcin, M., Prame, B., Attanayake, N., De Silva, U., Desprats, J. F., Fernando, S., Fontaine, M., Idier, D., Lenotre, N., Pedreros, R., and Siriwardana, C. H. E. R.: A Geographic Information System for Coastal Hazards. Application to a pilot site in Sri Lanka (Final Report), BRGM Open file BRGM/RP-55553-FR, 124 pp. 2007.
- [65] Reese, S., Cousins, W. J., Power, W. L., Palmer, N. G., Tejakusuma, I. G., and Nugrahadi, S.: Tsunami vulnerability of buildings and people in South Java - field observations after the July 2006 Java tsunami, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 7, 573–589, doi:10.5194/nhess-7-573-2007, 2007.
- [66] Gauraz, A. L., Valencia, N., Koscielny, M., Guillande, R., Gardi, A., Leone, F., and Sala`un, T.: Tsunami damages assessment: vulnerability functions on buildings based on field and earth observation survey, *Geophys Res Abstr.*, 11, EGU2009-5785, EGU General Assembly, Vienna, Austria, 2009.
- [67] Guillande, R., Kocielnym, Sala`un, T., Atillah, A., and Ribeiro, J.: SCHEMA Deliverable 2.1: Generic aspects and rules on vulnerability evaluation: Definition of tsunami vulnerability criteria (primary, secondary) and damage Classification of the building vulnerability as regards to tsunami hazard, 85 pp., www.schemaproject.org, 2009.
- [68] Koshimura S, Oie T, Yanagisawa H, Imamura F. 2009a. Developing fragility curves for tsunami damage estimation using numerical model and post-tsunami data from Banda Aceh, Indonesia. *Coast Eng J.* 51:243–273.
- [69] Koshimura S, Namegaya Y, Yanagisawa H. 2009b. Tsunami Fragility: a new measure to assess tsunami damage. *J Disaster Res.* 4:479–488.
- [70] Dias WPS, Yapa HD, Peiris LMN. 2009. Tsunami vulnerability functions from field surveys and Monte Carlo simulation. *Civ Eng Environ Syst.* 26:181–194
- [71] Leone F, Lavigne F, Paris R, Denain JC, Vinet F. 2011. A spatial analysis of the December 26th, 2004 tsunami-induced damages: lessons learned for a better risk assessment integrating buildings vulnerability. *Appl Geogr.* 31:363–375.
- [72] Renou, C., Lesne, O., Mangin, A., Rouffi, F., Atillah, A., El Hadani, D., and Moudni, H.: Tsunami hazard assessment in the coastal area of Rabat and Sal`e, Morocco, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 11, 2181–2191, doi:10.5194/nhess-11-2181-2011, 2011.

- [73] Atillah A, El Hadani D, Moudni H, Lesne O, Renou C, Mangin A, Rouffi F. 2011. Tsunami vulnerability and damage assessment in the coastal area of Rabat and Salé, Morocco. *Nat Hazards Earth Syst Sci.* 11: 3397–3414.
- [74] Manabu Masuda, Chesley Williams, Ali Shahkarami, Farhat Rafique Jason Bryngelson, Tsunami Vulnerability Function Development Earthquake in Japan Paper Title Line 1 Based on the 2011 Tohoku Earthquake in Japan, Risk Management Solutions, Inc. , USA Tamiyo Kondo Kobe University, Japan, 15 WCEE Lisboa 2012.
- [75] Katsumi EBISAWA¹, Hiroyuki KAMEDA² and Mitsumasa HIRANO³"CONCEPT FOR DEVELOPING SEISMIC-TSUNAMI PSA METHODOLOGY CONSIDERING COMBINATION OF SEISMIC AND TSUNAMI EVENTS AT MULTI-ITS"Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, March 1-4, 2012, Tokyo, Japan.
- [76] Mulyani, R., Extended Framework for Earthquake and Tsunami Risk Assessment: Padang City A Case Study, in *Civil and Structural Engineering*. 2013, The University of Sheffield: Sheffield, UK. p. 242.
- [77] Suppasri A, Mas E, Koshimura S, Charvet I, Gunasekera R, Imai K, Kukutaro Y, Abe Y, Imamura F. 2013. Building damage characteristics based on surveyed data and fragility curves of the 2011 Great East Japan tsunami. *Nat Hazards.* 66:319–341.
- [78] S. Benchekroun, R. Omira, M. A. Baptista, A. El Mouraouah, A. Ibenbrahim, and E. A. Toto, "Tsunami impact and vulnerability in the harbour area of Tangier, Morocco," *Geomatics, Nat. Hazards Risk*, no. November, pp. 1–23, 2013.
- [79] A. Bendada, A. EL Hammoumi, K. Gueraoui, M. Sammouda, and A. Ibenbrahim, "On the Vulnerability of Coastal Buildings in the Gulf of Cadiz under Tsunami Forces," *Contemp. Eng. Sci.* HIKARI Ltd, vol. 9, no. 11, pp. 497–511, 2016.
- [80] Ingrid Charvet and al "Estimating Tsunami-Induced Building Damage through Fragility Functions: Critical Review and Research Needs" ORIGINAL RESEARCH published: 03 August 2017 doi: 10.3389/fbuil.2017.00036 *Frontiers in Built Environment*
- [81] Crescenzo Petrone and al" Fragility assessment of a RC structure under tsunami actions via nonlinear static and dynamic analyses" *Engineering Structures* 136 (2017) 36–53 Contents lists available at Science Direct *Engineering Structures* journal homepage: www.elsevier.com/locate/engstru.
- [82] S.Karafagka and al "Vulnerability Assessment Of Low-code Reinforced Concrete Buildings Subjected To Tsunami Loading"16TH EUROPEAN CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING THESSALONIKI 18-21 JUNE 2018.

- [83] F. Imamura, C. Goto, and N. Shuto, "Study on Numerical Tsunami Forecasting System – Accuracy of numerical models," Tsunami Engineering Technical Report, Tohoku University, Vol.3, pp. 23-87, 1986 (in Japanese).
- [84] Heinrich, Ph., Baptista, M. A., and Miranda, P.: Numerical simulations of the 1969 tsunami along the Portuguese coasts, Preliminary Results. *Sc. of Tsunami Hazards*, 12, 1, 3–25, 1994.
- [85] Liu PL-F, Cho Y-S, Briggs MJ, Synolakis CE, Kanoglu U. 1995. Run-up of solitary waves on a circular island. *J Fluid Mech.* 302:259–285.
- [86] Gjevik, B., Pederson, G., Dybesland, E., Miranda, P. M., Baptista, M. A., Heinrich, P., and Massinon, B.: Modelling tsunamis from earthquake sources near Gorringer Bank southwest of Portugal, *J. Geophys. Res.*, 102(C13), 27931–27949, 1997.
- [87] Baptista, M. A., Miranda, P. M. A., Miranda, J. M., and Mendes- Victor, L.: Constrains on the source of the 1755 Lisbon tsunami from numerical modelling of historical data on the source of the 1755 Lisbon tsunami, *J. Geodynamics*, 25, 159–174, 1998.
- [88] Liu PL-F, Woo S-B, Cho, Y-S. 1998. Computer programs for tsunami propagation and inundation. Technical report. Ithaca, NY: Cornell University.
- [89] Ohmori, M., Fujii, N. & Kyotani, O. (2000). The numerical computation of the water level, the flow velocity and the wave force of the tsunami which overflow the perpendicular revetments - (in Japanese), *Proceedings of the Coastal Engineerings of JSCE* 47, 376–380.
- [90] Yoon, S. B. [2002] "Propagation of distant tsunamis over slowly varying topography," *Journal of Geophysical Research* 107 (C10), American Geophysical Union, 4.1–4.11.
- [91] Teh, S. Y., Koh, H. L. and Izani, A. M. I. [2006] "A model investigation on tsunami propagation in Malaysian and Thailand coastal water," *Association of Engineering Education in Southeast and East Asia and the Pacific (AESEAP)*, *Journal of Engineering Education* 31, 7–14.
- [92] Dalrymple, R. A., and B. D. Rogers. 2006. Numerical modeling of water waves with the SPH method, *Coastal Engineering*, 53(2-3), 141-147.
- [93] Koh, H. L., Teh, S. Y. and Izani, A. M. I. [2007] *Tsunami Mitigation Management Technology*, *Asia Pacific Tech. Monitor*, Nov–Dec 2007 24(6), Special Features, pp. 47–54, The United Nations Asian and Pacific Center for Transfer of Technology (UN-APCTT), India.
- [94] Koh, H. L., Teh, S. Y., Liu, P. L.-F., Izani, A. M. I. and Lee, H. L. [2008] "Simulation of Andaman 2004 tsunami for assessing impact on Malaysia," *Journal of Asian Earth Sciences* (in press).

- [95] Teh, S. Y., DeAngelis, D., Sternberg, L., Miralles-Wilhelm, F. R., Smith, T. J. and Koh, H. L. [2008] “A simulation model for projecting changes in salinity concentrations and species dominance in the coastal margin habitats of the everglades,” *Ecological Modeling* 213(2), 245–256.
- [96] Omira, R., Baptista, M. A., Miranda, J. M., Toto, E., Catita, C., and Catala, J.: Tsunami vulnerability assessment of Casablanca- Morocco using numerical modelling and GIS tools, *Nat. Hazards*, Springer, The Netherlands, doi:10.1007/s11069-009-9454-4, 2009a.
- [97] KOH HOCK LYE, TEH SU YEAN, KEWLEE MING and NOR AZAZI ZAKARIA*SIMULATION OF FUTURE ANDAMAN TSUNAMI INTO STRAITS OF MALACCA BY TUNA, *Journal of Earthquake and Tsunami*, Vol. 3, No. 2 (2009) 89–100 c World Scientific Publishing Company
- [98] Suppasri A, Koshimura S, Imamura F. Developing tsunami fragility curves based on the satellite remote sensing and the numerical modeling of the 2004 Indian Ocean tsunami in Thailand. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 11, 173–189, 2011/doi:10.5194/nhess-11-173-2011.
- [99] Mellas S., Leone F., Omira R., Gherardi M., Baptista M-A., Zourarah B., Péroche M. et Lagahé E. (2012). Le risque tsunamique au Maroc: modélisation et évaluation au moyen d'un premier jeu d'indicateurs d'exposition du littoral atlantique. *Physio-Géo – Géographie Physique et Environnement*, 2012, volume VI. Pp 119-139
- [100] Benchekroune, S., Omira, R., Baptista, M. A., El Mouraouah, A., Iben Brahim, A. I., & Toto, E. A. (2013). Tsunami impact and vulnerability in the harbour area of Tangier, Morocco. *Geomatics, Natural Hazards and Risk*, (November), 1–23. <http://doi.org/10.1080/19475705.2013.858373>
- [101] SHITO Motoaki, INUZUKA Ittetsu, AMAYA Ichiro, SAITO Hiroyuki, KURATA Junji, Numerical Simulations and Experiments on Tsunami for the Design of Coastal and Offshore Structures, *IHI Engineering Review* Vol. 46 No. 2 2014
- [102] K. Goda, P.M. Mai, T. Yasuda, N. Mori, Sensitivity of tsunami wave profiles and inundation simulations to earthquake slip and fault geometry for the 2011 Tohoku earthquake, *Earth Planets Space* 66 (2014) 105.
- [103] Tiecheng Wang, Tao Meng, Hailong Zhao” ANALYSIS OF TSUNAMI EFFECT AND STRUCTURAL RESPONSE” ISSN 1330-3651 (Print), ISSN 1848-6339 (Online) DOI: 10.17559/TV-20150122115308
- [104] Rini Mulyani, Raudhah Ahmadib, Kypros Pilakoutasc, Iman Hajirasoulihac, Taufika The 5th International Conference of Euro Asia Civil Engineering Forum (EACEF-5)A multi-hazard risk assessment of buildings in Padang city *Science Direct Procedia Engineering* 125 (2015) 1094 – 1100

- [105] R. De Risi, K. Goda, Probabilistic earthquake–tsunami multi-hazard analysis: application to the Tohoku region, Japan, *Front. Built Environ.* 2 (2016) 25.
- [106] Katsuichiro Goda, Crescenzo Petrone, Raffaele De Risi, Tiziana Rossetto, "Stochastic coupled simulation of strong motion and tsunami for the 2011 Tohoku, Japan earthquake" *CrossMark, Stoch Environ Res Risk Assess* (2017) 31:2337–2355 DOI 10.1007/s00477-016-1352-1
- [107] Katsuichiro Goda, TOMOHIRO YASUDA, P. MARTIN MAI, TAKUMA MARUYAMA & NOBUHITO MORI" Tsunami simulations of mega-thrust earthquakes in the Nankai–Tonankai Trough (Japan) based on stochastic rupture scenarios" Article in *Geological Society London Special Publications* February 2017 DOI: 10.1144/SP456.1, Downloaded from <http://sp.lyellcollection.org/> at University of Bristol Library on February 28, 2017.
- [108] Katsuichiro Goda, Raffaele De Risi" Multi-hazard loss estimation for shaking and tsunami using stochastic rupture sources" *International Journal of Disaster Risk Reduction* 28 (2018) 539–554.
- [109] *Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis* Second Edition, FEMA P-646 / April 2012.
- [110] Japan Cabinet Office, Government of Japan, “Guidelines for Tsunami Evacuation Buildings,” http://www.bousai.go.jp/oshirase/h17/tsunami_hinan.html, 2005 (in Japanese).
- [111] RISK UE: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns Contract: EVK4-CT-2000-00014, September 2003.
- [112] Fadime DELI, Jean- François PEROUSE. Le tremblement de terre de Yalova-Izmit-Istanbul. Premier élément d’appréciation. Les dossiers de l’IFEA, série: la Turquie aujourd’hui N°1. Institut Français d’Etudes Anatoliennes, Georges Dumézil, Istanbul, décembre 1999.
- [113] Le SEISME de BAM (IRAN) du 26 décembre 2003. Rapport de la mission AFPS organisée avec le soutien du Ministère de l’Écologie et du Développement Durable (MEDD/DPPR /SDPRM).
- [114] Séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003, Pathologie de construction et dommages sismiques. Abdelghani SGHIR, Enseignant chercheur, chargé de cours Département d Génie Civil, Université A. Mirade Béjaia. Séminaire organisé par SAVOIR PLUS, 26-27 juin 2007 à Béjaia, les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction.
- [115] Le SEISME d’Al Houceima (Maroc) du 24 février 2004. Rapport de la mission AFPS organisée avec le soutien du Ministère de l’Écologie et du Développement Durable (MEDD/DPPR /SDPRM).
- [116] Auteur : GARCIA Jean-François INSA Strasbourg, Spécialité Génie Civil, Option Construction Élaboration d’une méthode d’évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments Mars-Juillet 2007.
- [117] Said Hicham BOUKHALKHAL et Harzallah Salaheddine « Rapport sur: La Vulnérabilité Sismique » Faculté de Génie Civil, Filière : Génie Civil, Option: Construction, Module: Géophysique Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumedién-Alger, Post Graduation 2012.

- [118] Collection UTI « Calcul dynamique des structures en zone sismique » par Alain CAPRA et Victor DAVIDOVICHI, Préface de M. ALBIGES des mêm auteurs aux éditions EYROLLES, Guide pratique des règles B.A.E.L. 80 (1981).
- [119] Bulletin de l'Institut Scientifique, Rabat, section Sciences de la Terre, 2004, n°26, 1-10. « Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements de terre » Youssef BELMOUDEN. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Laboratoire d'informatique et de mécanique appliquée à la construction (IMAC), GC G1 494, ENAC-IS-IMAC, CH-1015 Lausanne, Suisse. e-mail: youssef.belmouden@epfl.ch.
- [120] (<https://sites.google.com/site/tpelesseisme/qu-est-ce-qu-un-seisme/consequences-d-un-seisme>).
- [121] « Normes d'Agadir 1960 » décret n°2-60-893 Maroc.
- [122] RPS2000, Règlement parasismique marocain Ministère de l'habitat et l'aménagement de l'espace, Maroc.
- [123] La Réglementation Parasismique au Maroc : RPS 2000, version 2011, Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de l'Aménagement de l'Espace, Maroc.
- [124] Ward SN, Day SJ. Cumbre Vieja volcano – potential collapse and tsunami at La Palma, Canary, Islands. *Geophys Res Lett* 2001; 28:3397-400.
- [125] Harbitz CB, Lovholt F, Pederson G, Masson DG. Mechanism of tsunami generation by submarine landslides : a short review. *Norwegian J Geol* 2006. 86: 255-64
- [126] Choi B. H., E. Pelinovsky, K.O. Kim and KO. Lee (2003). Simulation of the trans – oceanic tsunami propagation due to the 1883 Krakatau volcanic eruption, *National Hazards and Earth System Sciences*, 3, 321-332.
- [127] Hills, J.G., Mader, C.L. (1997).Tsunami produced by the impact of small asteroids. *Annals of the New York Academy of Sciences*, 822, 381-394, doi: 10.1111 /j.1749-6632.1997. tb 48352.x.
- [128] Paine, M.P. (1999). Asteroid impacts: the extra hazard due to tsunami. *Science of Tsunami Hazards*, 17 (3), 155-166.
- [129] Rabinovich, A.B. and Monserrat, S.: Generation of Meteorological Tsunamis (Large Amplitude Selches) Near the Baelearic and Kuril Islands, *Nat. Hazard.Earth Sys. Sci.*, 18, 27-55, 1998.
- [130]Vilibic, I., Beg Paklar, G.(2006). High –frequency atmospherically-induced oscillations in the middle Adriatic area. *Annaes Geophysicae.*, 24, 2759-2771.
- [131] Satake, K., Tanioka, Y.(1998).Sources of tsunami and tsunamigenic earthquakes in subduction zones. *Pure and Applied Geophysics*, 154, 467-483.
- [132] Synolakis, C.E.(2004). Tsunami and Seiche. In: *Earthquake Engenering Handbook*, edited by Chen, W.Fand Scawthorn, C., CRC Press, 9-1 to 9-90.
- [133] Sébastien Allgeyer « Modélisation de l'aléa tsunamis et des résonances côtières en France » Université Paris. Diderot — Sorbonne Paris Cité École Docotrales des Sciences de la Terre (ED 109)20 Juin 2012.

- [134] Source: adapté de UNESCO (http://ioc3.unesco.org/itic/files/tsunami_glossary_en_small.pdf).
- [135] BELLOTTI, G. Transient response of harbours to long waves under resonance conditions. *Coastal Engineering*, 2007, vol. 54, pp. 680-693.
- [136] SAHAL, A. Effets des tsunamis historiques sur les côtes Atlantiques françaises [non publié]. Laboratoire de Géographie Physique, UMR 8591. 2009, 14 p.
- [137] ABE, K. Tsunami Resonance Curve from Dominant Periods Observed in Bays of Northeastern Japan. In K. SATAKE. *Tsunamis*. Springer Netherlands, 2005, vol. 23, pp. 97-113
- [138] ROGER, J., BAPTISTA, M.-A., SAHAL, A., ACCARY, F., ALLGEYER, S. et HÉBERT, H. The Transoceanic 1755 Lisbon Tsunami in Martinique. *Pure and Applied Geophysics*, 2011, vol. 168, n°6-7, pp. 1015- 1031. DOI: 10.1007/s00024-010-0216-8. Disponible en ligne: <<http://dx.doi.org/10.1007/s00024-010-0216-8>>.
- [139] Ref (Conference Proceedings Tohoku University, THE GREAT EASTERN JAPAN EARTHQUAKE 11 MARCH 2011 – LESSONS LEARNED AND RESEARCH QUESTIONS 11 March 2013, UN Campus, Bonn Editors: Dinil Pushpalal, Jakob Rhyner, Vilma Hossini).
- [140] M. Alexandre SAHAL « Le risque tsunami en France : contributions méthodologiques pour une évaluation intégrée par scénarios de risque » Thèse de doctorat de l'Université Paris 1 Panthéon-Sorbonne spécialité Géographie Ecole Doctorale de Géographie de Paris. Soutenue publiquement à Paris le 10 décembre 2011
- [141] The Mw=9.0 Tohoku Japan Earthquake (March 11, 2011) Tsunami Impact on Structures and Infrastructure E. Lekkas, E. Andreadakis, V. Alexoudi, E. Kapourani and I. Kostaki National and Kapodistrian University of Athens, Greece.
- [142] HAZUS Tsunami Benchmarking, Validation and Calibration Prepared by Ronald T. Eguchi Michael T. Eguchi Jawhar Bouabid Shunichi Koshimura William P. Graf July 8, 2013
- [143] Géocarrefour Numéro vol. 82/1-2 (2007) Risque : de la recherche à la gestion territorialisée Frédéric Leone, Freddy Vinet, Jean-Charles Denain et Syamsul Bachri Développement d'une méthodologie d'analyse spatiale des destructions consécutives au tsunami du 26 décembre 2004 (Banda Aceh, Indonésie) Premiers résultats pour l'élaboration de futurs scénarios de risque.
- [144] El Mrabet T. 1991. The historical seismicity of Morocco (in Arabic) [Thesis of Master]. Rabat, Morocco: Faculty of letters, University Mohammed V; p. 291.
- [145] El Alami, S. O. and Tinti, S.: A preliminary evaluation of the tsunami hazards in the Moroccan coasts. *Sc. of Tsunami Hazards*, 31–38, 1991.
- [146] F. Kaabouben, M. A. Baptista, A. Iben Brahim, A. El Mouraouah, and A. Toto, On the moroccan tsunami catalogue *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 9, 1227–1236, 2009 www.nat-hazards-earth-syst-ci.net/9/1227/2009/

- [147] Urban and Architectural Approaches To Design against Tsunami Amirreza Ardekani Department of Architectural Technology, School of Fine Arts, University of Tehran, Iran Mahmood Hosseini International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran15WCEE Lisboa 2012.Source: (IOC 2008)
- [148] <http://www.scribd.com/doc/100662840/Tsunami-Eth-> YUEN, 2012
- [149] HAZUS Tsunami Benchmarking, Validation and Calibration Prepared by Ronald T. Eguchi Michael T. Eguchi Jawhar Bouabid Shunichi Koshimura William P. Graf July 8, 2013.
- [150]BAPTISTA ., HEITOR S., MIRANDA J.M., MIRANDA P. et MENDES-VICTOR L. (1998) - The 1755 Lisbon earthquake; evaluation of the tsunami parameters. *Journal of Geodynamics*, vol. 25, p. 143-157.
- [151]BAPTISTA M.A., MIRANDA J.M., CHIERICCI et ZITELLINI N. (2003) - New study of the 1755 earthquake source based on multi-channel seismic survey data and tsunami modelling. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, vol. 3, n° 5, p. 333-340.DOI :[10.5194/nhess-3-333-2003](https://doi.org/10.5194/nhess-3-333-2003).
- [152]ROGER J., ALLGEYER S., HÉBERT H., BAPTISTA M.A., LOEVENBRUCK A. et SCHINDELÉ F. (2010) - The 1755 Lisbon tsunami in Guadeloupe Archipelago: source sensitivity and investigation of resonance effects. *The Open Oceanography Journal*, n°4, p. 58-70. DOI :[10.2174/1874252101004020058](https://doi.org/10.2174/1874252101004020058).
- [153]ROGER J., BAPTISTA M.A., SAHAL A., ACCARY F., ALLGEYER S. et HÉBERT H. (2011) - The Transoceanic 1755 Lisbon Tsunami in Martinique. *Pure and Applied Geophysics*, vol. 168, n° 6-7, p. 1015-1031.DOI :[10.1007/s00024-010-0216-8](https://doi.org/10.1007/s00024-010-0216-8).
- [154] KAABOUDEN F., BAPTISTA A., IBEN BRAHIM A., EL MOURAOUAH A. et TOTO A. (2009) - On the moroccan tsunami catalogue. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, vol. 9, n° 4, p. 1227-1236.
- [155] BAPTISTA M.A. et MIRANDA J.M. (2009) - Revision of the Portuguese catalog of tsunamis. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, vol. 9, n° 1, p. 25-42. DOI :[10.5194/nhess-9-25-2009](https://doi.org/10.5194/nhess-9-25-2009) [10.5194/nhess-3-333-2003](https://doi.org/10.5194/nhess-3-333-2003).
- [156] BLANC P.L. (2009) - Earthquakes and tsunami in November 1755 in Morocco: a different reading of contemporaneous documentary sources. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, vol. 9, n° 3, p. 725-738. DOI :[10.5194/nhess-9-725-2009](https://doi.org/10.5194/nhess-9-725-2009)

- [157] P.-A. Naze. Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitations sismiques : proposition d'amélioration pour l'évaluation de la nocivité d'un Signal et du dommage pour les structures a ossatures. Introduction a l'analyse fiabiliste de L'endommagement en fonction de la nocivité d'un signal sismique. Thèse de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2004
- [158] G. Grunthal. European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98). Cahiers du Centre Europeen de Geodynamique et de Seismologie, Luxembourg, 1998.
- [159] Guha-Sapir, D. et R. Below, 2006, « Collecting data on disasters : Easier said than done », Asian Disaster Management News, 12(2), pp. 9-10, [En ligne] URL : <http://www.emdat.be/publications>. Consulté le 15 octobre 2011 .
- [160] Saatcioglu M. (2009). Performance of structures during 2004 Indian Ocean tsunami and tsunami induced forces to structural design. Earthquakes and tsunamis, Geotechnical, geological and earthquake engineering 11 (2009).
- [161]Garcin M., Prame B., Attanayake N., De Silva U., Desprats J.F., Fernando S., Fontaine M., Idier D., Lenotre N., Pedreros R. et Siriwardana C. (2007). Geographic Information Systems for Coastal Hazards – Application to a pilot zone in Sri Lanka. Rapport BRGM 55553.
- [162]Peiris N. (2006). Vulnerability functions for tsunami loss estimation. First European conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC), Geneva, Switzerland, Paper number 1121.
- [163]Leone F., Denain J.C., Vinet F. and Bachri S., (2006). Analyse spatiale des dommages au bâti de Banda Aceh (Sumatra, Indonésie) : contribution à la connaissance du phénomène et à l'élaboration de scénarios de risque tsunami. Scientific report of Tsunarisque (2005-2006) program.
- [164]EEFIT (Earthquake Engineering Field Investigation Team), 2005. The 26 December 2004 Indian Ocean Tsunami: A Preliminary Reconnaissance Report. (www.eefit.org.uk).
- [165] Guillaude R.; Valencia N. et Gardi A. (2009). Uncertainties in modelling and damage assessment of tsunami risk, implications for crisis management (FP6 SCHEAMA project). Poster à Seismic Risk in Moderate Seismicity areas, Aix en Provence, juillet 2009.

[166] MATEE (Ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Eau et de l'Environnement – Département de l'Environnement) (2005) - La Cellule du Littoral. Répartition spatiale de l'occupation du sol au long du littoral. *Bulletin des espaces littoraux*, n° 2, Édit. MATEE/MedWetCoast, Maroc, 12 p.

[167] Multi-hazard Loss Estimation Methodology, *Earthquake Model*, HAZUS-MH MR3, Technical Manual, *Developed by*: Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate, FEMA Mitigation Division Washington, D.C. *Under a contract with*: National Institute of Building Sciences Washington, D.C. © 2003, Federal Emergency Management Agency (Secured by Assignment) HAZUS® is a trademark of the Federal Emergency Management Agency.

[168] Multi-hazard Loss Estimation Methodology, *Earthquake Model*, HAZUS-MH MR3, Technical Manual, *Developed by*: Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate, FEMA Mitigation Division Washington, D.C. *Under a contract with*: National Institute of Building Sciences Washington, D.C.

[169] ATC (1985). Earthquake damage evaluation data for California (ATC-13). Appl. Technology Council, Redwood City, Calif.

[170] Vidic, T., Fajfar, P., and Fischinger, M., 1994, Consistent inelastic design spectra: strength and displacement, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.23, 502-521

[171] P. Fajfar, A nonlinear analysis method for performance based seismic design. *Earthquake Spectra*, 16 (2000) 573-592.

[172] Cosenza, E. and Manfredi, G., 1992, Seismic analysis of degrading models by means of damage functions concept, in *Nonlinear analysis and design of reinforced concrete buildings*, P. Fajfar and H. Krawinkler, Eds., Elsevier Applied Science, London and New York, 77-93.

[173] Miranda, E., 2000, Inelastic displacement ratios for displacement-based earthquake resistant design, *Proceedings of the 12 th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, CD-ROM, Paper 1096, New Zealand Society for Earthquake Engineering.

[174] H. Yeh, P. Liu, and C. Synolakis (Eds.), "Long-Wave Runup Models," World Scientific Publishing Co., Singapore, 403pp, 1996.

[175] SLADEN, A., HÉBERT, H., SCHINDELÉ, F. et REYMOND, D. Evaluation of far-field tsunami hazard in French Polynesia based on historical data and numerical simulations. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 2007, vol. 7, pp. 195-206.

[176] ALASSET, P.-J., HÉBERT, H., MAUCHE, S., CALBINI, V. et MEGHRAOUI, M. The tsunami induced by the 2003 Zemmouri earthquake (Mw=6.9, Algeria): modelling and results. *Geophysical Journal International*, 2006, vol. 166, pp. 213-226.

- [177] ROGER, J. et HÉBERT, H. The 1856 Djijelli (Algeria) earthquake and tsunami: source parameters and implications for tsunami hazard in the Balearic Islands. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 2008, vol. 8, pp. 721-731.
- [178] HÉBERT, H., SCHINDELÉ, F., ALTINOK, Y., ALPAR, B. et GAZIOGLU, C. Tsunami hazard in the Marmara Sea (Turkey): a numerical approach to discuss active faulting and impact on the Istanbul coastal areas. *Marine Geology*, 2005, vol. 215, pp. 23-43.
- [179] SLADEN, A. et HÉBERT, H. On the use of satellite altimetry to infer the earthquake rupture characteristics: application to the 2004 Sumatra event. *Geophysical Journal International*, 2008, vol. 172, n°2, pp. 707-714. DOI: 10.1111/j.1365-246X.2007.03669.x. Disponible en ligne: <<http://dx.doi.org/10.1111/j.1365-246X.2007.03669.x>>.
- [180] Okada Y., August 1985. surface deformation due to shear and tensile faults in a half-space, *Bull. Seism. Soc. Amer.*, 75, pp. 1135–1154.
- [181] ROGER, J. Tsunamis générés par des séismes au niveau de la zone de collision entre les plaques africaine et eurasiennne : études de cas pour l'évaluation du risque tsunami en Méditerranée occidentale et Atlantique nord. Thèse de Doctorat, ENS, CEA DAM/DIF, ISEL, Université Pierre et Marie Curie, Paris, France. Sous la direction de P. BRIOLE, H. HÉBERT et M.-A. BAPTISTA. Soutenance: 11/02/2011. 2011, 347 p.
- [182] Source: CEA/DASE DIF/DASE, disponible en ligne http://www-dase.cea.fr/actu/dossiers_scientifiques/2004-12-26/index.html.
- [183] BOURGEOIS, J., PETROFF, C., YEH, H., TITOV, V., SYNOLAKIS, C.E., BENSON, B., KUROIWA, J., LANDER, J. et NORABUENA, E. Geologic Setting, Field Survey and Modeling of the Chimbote, Northern Peru, Tsunami of 21 February 1996. *Pure and Applied Geophysics*, 1999, vol. 154, n°3, pp. 513-540. DOI: 10.1007/s000240050242. Disponible en ligne: <<http://dx.doi.org/10.1007/s000240050242>>.
- [184] REMOND, A., BEAUDOIN, A. et KING, C. SAR imagery to estimate roughness parameters when modeling runoff risk. *International Journal of Remote Sensing*, 1999, vol. 20, n°13, pp. 2613-2625.
- [185] KING, C., LE BISSONNAIS, Y., BONN, F., CALOZ, R., HILL, S.J., RASIO, R., BOURGET, M. et CLÉMENT, P. Floodgen : flood risk reduction by spaceborne recognition of indicators of excess

runoff generating area, in actes du colloque "EARSel - Observing our environment from space. New solutions for a new millenium", Paris, France. 2001.

[186] MADER, C.L., CURTIS, G.D. et NABESHIMA, G. Modeling tsunami flooding of Hilo, Hawaii, in actes du colloque "Fifth Pacific Congress on Marine Science and Technology", 01-05/06/1992, Kona, Hawaii. 1992.

[187] Federal Emergency Management Agency, NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures: FEMA273, 2003.

[188] Y. Mensari, M.S. Nouaouria&M. Guenfou Laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique, Université de Guelma, Algérie

[189] ATC–Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1, ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996

[190] Program on Improved Seismic Safety Provisions of the National Institute of Building Sciences 2003 Edition Note: The June 6, 2006 ERRATA has been incorporated into this document. NEHRP RECOMMENDED PROVISIONS FOR SEISMIC REGULATIONS FOR NEW BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES (FEMA 450) Part 1: Provisions

[191] ESTEBAN SAEZ « Conception des bâtiments basés sur la notion de performance », Ecole Centrale de Paris, HAL-00272734, version 1-11April 2008

[192] G.E PENILIS ET A. J. KAPPOS « Earthquake resistant Concrete Structures ». 1997

[193] Federal Emergency Agency, FEMA-356. Prestandard and Commentary of Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington DC, 2000

[194] BAEL 91. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, Edition EYROLLES. Juillets 1992.

[195] Park et Ang (1985): Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. Journal of Structural Engineering, 111(4):740–757, 1985.

[196] Tsoukantas and Tassios (1989): Tsoukantas, S.G. Tassios., TP., Shear resistance of connections between linear elements. CIB Structural Journal, May-June 1989.

[197] SAP2000, Integrated Finite Element Analysis, SAP2000 Web tutorial 1: Detailed tutorial including Pushover analysis. Computer and structures Inc, Berkeley, California, 1998.

[198] SAP2000, Integrated Finite Element Analysis, SAP2000 Web tutorial 2: Quick Pushover analysis tutorial. Computer and structures Inc, Berkeley, California, 1998.

[199] ATC (1985), Earthquake damage evaluating data for California, Applied Technology Council, ATC-13 Redwood City, CA.

[200] SARA MARTINI, « design verification of a force-and displacement-based designed torsionally-unbalanced wall building », European school for advanced studies in reduction of seismic Risk, ROSE SCHOOL , November 2001

[201] Gràcia E., Danobeita J., Vergés J., and the Parsifal T. (2003). Mapping active faults offshore Portugal (36°N-38°N): implications for seismic hazard assessment along the southwest Iberia margin, *Geology*, 31, 83–86.

[202] Liu P L-F, Cho Y-S, Yoon S B, Seo S N (1994). Numerical simulations of the 1960 Chilean tsunami propagation and inundation at Hilo, Hawaii. In *Recent Developments in Tsunami Research*, M I El-Sabh (ed) Dordrecht, Netherlands: Kluwer Academic Publishers, pp 99–115.

[203] Omira R. (2010). Modeling Tsunamis Impact in northwestern Morocco and southwestern Iberia, Ph.D., Thesis, Ibn Tofail University, Kénitra, Morocco and Dom Luiz Institute of Geophysics, FCUL, Lisbon, Portugal, 207 p.

[204] La Réglementation Parasismique au Maroc : RPS 2000, version 2011, Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de l'Aménagement de l'Espace, Maroc.

[205] BAEL 83 Règles techniques de conception et de calcul , des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites , Éd. Eyrolles (83).

[206] Mohammed SAMMOUDA et al, Application of the non iterative method to nonlinear system for structural design: a case study. *International review of mechanical engineering*. ISSN1970-8734 Vol 4 N 3 March 2010.

[207] Youssef BELMOUDEN, Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements de terre. *Bulletin de l'Institut Scientifique*, Rabat, section Sciences de la Terre, 2004, n°26, 1-10

[208] Newmark N. M. and Hall W.J, 1982, *Earthquake Spectra And Design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley CA

[209] Cahier des prescriptions spéciales applicables au calcul des structures dues au vent, Royaume du Maroc, Ministère des travaux publics de la formation professionnelle et de la formation des cadres, Division des affaires techniques,

- [210] Eurocode 3, Design of steel structures, Ed. Eyrolles (2004).
- [211] ArcelorMittal Europe – Long Products Sections and Merchant Bars Constructions Parasismiques en acier)
- [212] Reese, S., Cousins, W. J., Power, W. L., Palmer, N. G., Tejakusuma, I. G., and Nugrahadi, S.: Tsunami vulnerability of buildings and people in South Java - field observations after the July 2006 Java tsunami, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 7, 573–589, doi:10.5194/nhess-7-573-2007, 2007
- [213] Valencia, N., Gardi, A., Gauraz, A. L., Leone, F., and Guillande, R.: New tsunami damage functions developed in the framework of SCHEMA project: application to Euro-Mediterranean coasts *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 2011
- [214] Nistor, I., M. Saatcioglu and A. Ghobarah. 2005. The 26 December 2004 Earthquake and Tsunami - Hydrodynamic forces on physical infrastructure in Thailand and Indonesia, *Proceedings 2005, Canadian Coastal Engineering Conference.*, Halifax, Canada, CD-ROM, 15pp.
- [215] Ghobarah, A., Saatcioglu M., Nistor I. (2005). The impact of the 26 December 2004 earthquake and tsunami on structures and infrastructure. *Engineering Structures*, 28, 312-326, Elsevier.
- [216] Lekkas E., Parcharidis I., Fomelis M. The earthquake M=9.0 of 26th December 2005 and the catastrophic tsunami of the Indian Ocean: Analysis of effects on buildings and infrastructures (2005). *International Symposium on the Geodynamics of Eastern Mediterranean: Active Tectonics of the Aegean Region. Abstracts*, 237, Istanbul.
- [217] Ghobarah, A., M. Saatcioglu, and I. Nistor. 2006. The impact of 26 December 2004 earthquake and tsunami on structures and infrastructure, *Engineering Structures*, Elsevier, 28, 312-326.
- [218] Tomita, T., F. Imamura, T. Arikawa, T. Yasuda, and Y. Kawata. 2006. Damage caused by the 2004 Indian Ocean Tsunami on the south-western coast of Sri Lanka, *Coastal Engineering Journal*, JSCE, 48(2), 99-116.
- [219] Saatcioglu, M., Ghobarah, A., Nistor, I., 2006. Performance of structures in Indonesia during the 2004 Sumatra earthquake and tsunami, *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, ASCE, 22(S3), 295-320.
- [220] Yamamoto, Y., H. Takanashi, S. Hettiarachchi, and S. Samarawickrama. 2006. Verification of the destruction mechanism of structures in Sri Lanka and Thailand due to the Indian Ocean tsunami, *Coastal Engineering Journal*, JSCE, 48(2), 117-146.
- [221] Rai, D.C., Murty C.V.R., Jain S.K., Kaushik H.B., Mondal G., Dash S.R., Tang A., Yashinsky M., Eskijian M. (2006). The Effect of the December 2004 Great Sumatra earthquake and Indian Ocean

Tsunami on Transportation Systems in India's Andaman and Nicobar Islands. *Earthquake Spectra*, 22, S3, S561–S579, Earthquake Engineering Research Institute.

[222] Foytong P, Ruangrassamee A (2007) Fragility curves of reinforced-concrete buildings damaged by a tsunami for tsunami risk analysis. The Twentieth KKCNN Symposium on Civil Engineering. Jeju, Korea, 4–5 October 2007, S8–47

[223] Koshimura S, Oie T, Yanagisawa H, Imamura F (2009c) Developing fragility curves for tsunami damage estimation using numerical model and post-tsunami data from Banda Aceh, Indonesia. *Coast Eng J* 51:243–273

[224] Murao O, Nakazato H (2010) Vulnerability functions for buildings based on damage survey data in Sri Lanka after the 2004 Indian Ocean tsunami. In: Proceedings of the 7th international conference on sustainable built environment, Kandy, 13–14 December 2010

[225] Nouri, Y., I. Nistor, D. Palermo, and A. Cornett. 2010. Experimental investigation of the tsunami impact on free standing structures, *Coastal Engineering Journal*, JSCE, 52 (1), 43–70.

[226] Valencia N, Gardi A, Gauraz A, Leone F, Guillannde R (2011) New tsunami damage functions developed in the framework of SCHEMA project: application to European-Mediterranean coasts. *Nat Hazards Earth Syst Sci* 11:2385–2846

[227] Reese S, Bradley BA, Bind J, Smart G, Power W, Sturman J (2011) Empirical building fragilities from observed damage in the 2009 South Pacific tsunami. *Earth Sci Rev* 107:156–173

[228] Lekkas, E. Andreadakis, V. Alexoudi, E. Kapourani and I. Kostaki "The Mw=9.0 Tohoku Japan Earthquake (March 11, 2011) Tsunami Impact on Structures and Infrastructure" National and Kapodistrian University of Athens, Greece 15WCEE LSBOA 2012

[229] Suppasri A, Mas E, Koshimura S, Imai K, Harada K, Imamura F (2012c) Developing tsunami fragility curves from the surveyed data of the 2011 Great East Japan tsunami in Sendai and Ishinomaki Plains. *Coast Eng J* 54:1250008.

[230] Mas E, Koshimura S, Suppasri A, Matsuoka M, Matsuyama M, Yoshii T, Jimenez C, Yamazaki F, Imamura F (2012a) Developing tsunami fragility curves using remote sensing and survey data of the 2010 Chilean Tsunami in Dichato. *Nat Hazards Earth Syst Sci* 12:2689–2697

[231] Manabu Masuda, Chesley Williams, Ali Shakhkarami, Farhat Rafique Jason Bryngelson "Tsunami Vulnerability Function Development Earthquake in Japan Paper Title Line 1 Based on the 2011 Tohoku Earthquake in Japan" Risk Management Solutions, Inc., USA Tamiyo Kondo Kobe University, Japan 15WCEE LSBOA 2012

[232] Anawat Suppasri • Erick Mas • Ingrid Charvet • Rashmin Gunasekera • Kentaro Imai • Yo Fukutani • Yoshi Abe • Fumihiko Imamura "Building damage characteristics based on surveyed data and fragility curves of the 2011 Great East Japantsunami", Nat Hazards (2013) 66:319–341 DOI 10.1007/s11069-012-0487-8

[233] LEKKAS E., ANDREADAKIS E., KOSTAKI I., KAPOURANI E. NEW INTEGRATED TSUNAMI INTENSITY SCALE 2012 (ITIS - 2012) ATHENS, MARCH 2013.

[234] M. Benjabrou, G. Zeggwagh, Kamal Gueraoui, M. Sammouda, M. Driouich, A. Bendadda "Evaluation of the Tsunamic Vulnerability of an Existing Structure in Metallic Framework by Combining of the Time History Method and Capacity Curves Analysis with Interpretation of the Results According to Risk UE" Praise Worthy Prize, International Review of Civil Engineering (IRECE) Vol 8, No 5 (2017)