

ANNALES

DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

VOL. 67 – N° 1

PRIX : 27,44 €

**MODÉLISATION
DE L'ÉVOLUTION
DANS LE TEMPS
DE LA VULNÉRABILITÉ
D'UN RÉSERVOIR
D'EAU EN BÉTON**



**ÉTUDE PARAMÉTRIQUE
EN STATIQUE NON-LINAIRE
DU FACTEUR
DE COMPORTEMENT
POUR LES STRUCTURES
MÉTALLIQUES
DIMENSIONNÉES
SELON LE RÈGLEMENT
PARASISMIQUE ALGÉRIEN**

**RENFORCEMENT DES POTEAUX EN BÉTON ARMÉ
PAR PRF ET CHEMISAGE EN BÉTON**

**ÉVALUATION DES COURBES DE VULNÉRABILITÉ
DES BÂTIMENTS EN BA DANS LE CONTEXTE ALGÉRIEN**

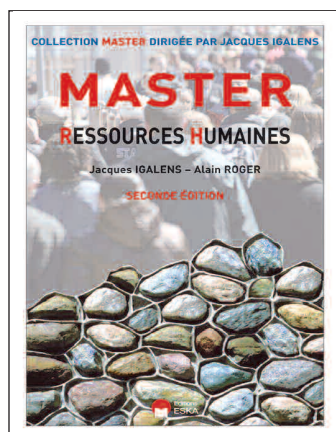
ISSN : 1270-9840
CPPAP : 0714T77866

ISBN 978-2-7472-2455-0

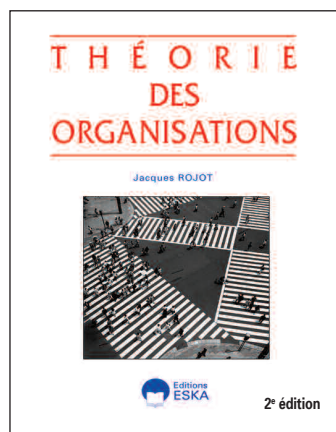


9 782747 224550

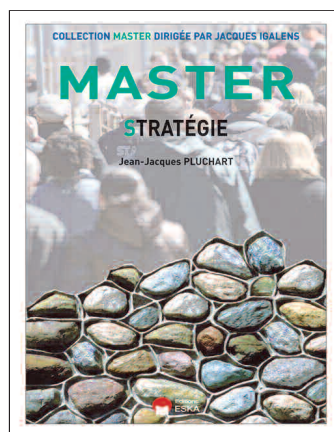
LES OUVRAGES EN RESSOURCES HUMAINES PUBLIÉS AUX ÉDITIONS ESKA



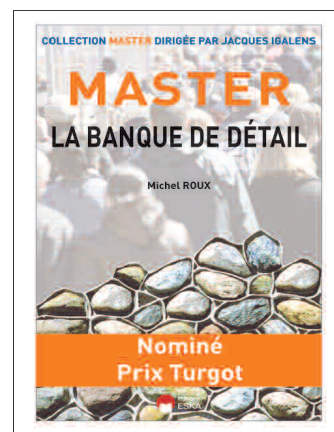
Master - Ressources Humaines
Collection dirigée par Jacques IGALENS
Jacques IGALENS - ALAIN ROGIER
16x24 cm - 464 pages
9782747219952 - 29 €



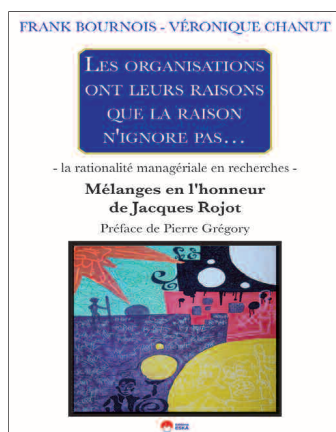
Théorie des organisations (2e édition)
Jacques ROJOT
16x24 cm - 542 pages
9782747207404 - 35 €



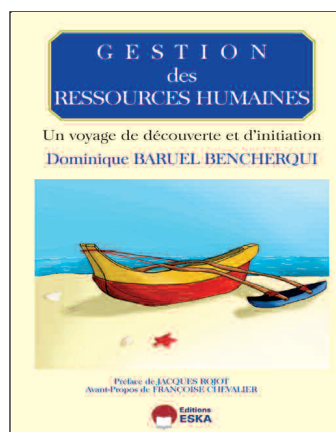
Master - Stratégie
Collection dirigée par Jacques IGALENS
Jean-Jacques PLUCHART
16x24 cm - 472 pages
9782747214919 - 36 €



Master - La banque de détail
Collection dirigée par Jacques IGALENS
Michel ROUX
16x24 cm - 598 pages
9782747217378 - 43 €



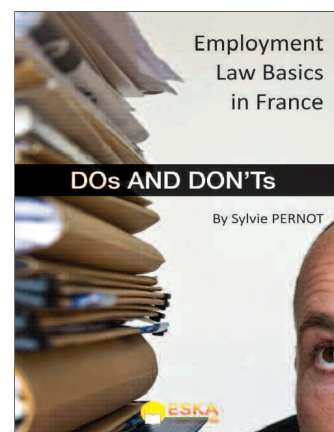
Les organisations ont leurs raisons que la raison n'ignore pas...
Frank BOURNOIS - Véronique CHANUT
16x24 cm - 441 pages
9782747216937 - 21 €



Gestion des ressources humaines
Dominique BARUEL BENCHERQUI
16x24 cm - 218 pages
9782747219969 - 30 €



80 questions sur... Le travail du dimanche
Olivier BABEAU
13,5x21 cm - 136 pages
9782747220576 - 20 €



Employment Law Basics in France
Sylvie PERNOT
16x24 cm - 168 pages
9782747220750 - 30 €

BON DE COMMANDE

Bulletin à retourner avec votre règlement à Éditions ESKA, bureaux et ventes, 12, rue du Quatre-Septembre, 75002 PARIS FRANCE <http://www.eska.fr>

☐ Mr. ☐ Mme Nom Prénom
Adresse
Code postal Ville Pays
Email Tel

Je souhaite commander le ou les ouvrage(s) suivant(s) (cochez le ou les case(s) correspondante(s) à votre choix) :

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> 9782747219952 Master Ressources Humaines : 29 € | <input type="checkbox"/> 9782747216937 Les organisations ont leurs raisons que la raison n'ignore pas... : 21 € |
| <input type="checkbox"/> 9782747207404 Théorie des organisations (2e édition) : 35 € | <input type="checkbox"/> 9782747219969 Gestion des ressources humaines : 30 € |
| <input type="checkbox"/> 9782747214919 Master Stratégie : 36 € | <input type="checkbox"/> 9782747220576 80 questions sur... Le travail du dimanche : 20 € |
| <input type="checkbox"/> 9782747217378 Master La banque de détail : 43 € | <input type="checkbox"/> 9782747220750 Employment Law Basics in France DOs and DON'Ts : 30 € |

+ Frais de port par volume : 1 €

TOTAL FRAIS DE PORT

TOTAL DE LA COMMANDE

TOTAL
..... €
..... €
..... €
..... €
..... €
..... €

Je joins mon règlement à l'ordre des EDITIONS ESKA par :

☐ Chèque à l'ordre des Editions ESKA

☐ Virement bancaire aux Editions ESKA - BNP Paris Champs Elysées 30004 / 00804 / compte: 00010139858 / 36

☐ Carte de crédit ☐ Visa ☐ Mastercard Date d'expiration :

Date

Signature

n°

(Une facture vous sera retournée comme justificatif de votre paiement).

ISSN : 1270-9840

SÉRIE BIMESTRIELLE **N° 1/2015**

(anciennement : Annales de l'I.T.B.T.P.,
Revue créée en 1948)

AVRIL 2015

DIRECTEUR DE LA PUBLICATION

Serge KEBABTCHIEFF

RÉDACTION

Rédacteur en chef

François BUYLE-BODIN,
université de Lille

Représentant

**l'Association Française
de Génie Civil AFGC**

Jean-Marc TANIS (EGIS),

président du CA

Bruno GODART (LCPC), président du Comité
des Affaires Générales

Patrick GUIRAUD (Cimbéton),

vice-président du CAG

Thierry KRETZ (SETRA),

Président du Comité Scientifique et Technique

Représentant l'Association

Universitaire de Génie Civil AUGC

Fabrice GATUINGT

(ENS Cachan)

Président du CA

Christophe PETIT, président du conseil
scientifique

Hélène CARRÉ (université de Pau),

chargée du prix jeunes

chercheurs René Houpert

Représentant le LCPC

Jean-Luc CLÉMENT, direction scientifique

**Représentant l'Union des Ingénieurs et
Scientifiques Francophones UISF**

Élie ABSI, président

Relations internationales

Zoubeir LAFHAJ, École Centrale de Lille

ABONNEMENT :

Editions ESKA

<http://www.eska.fr>

12, rue du Quatre-Septembre - 75002 PARIS

Tél. : 01 42 86 55 65 - Fax : 01 42 60 45 35

FABRICATION : AGPA EDITIONS

4, rue Camélinat - 42000 Saint-Etienne

Tél. : 04 77 43 26 70 - Fax : 04 77 41 85 04

E-mail : agpaedit@wanadoo.fr

PUBLICITÉ - À la rédaction

IMPRESSION :

sommaire

éditorial

Structures

Renforcement des poteaux en béton armé par PRF et chemisage en béton	6
<i>Reinforcement of reinforced concrete columns with FRP and concrete jacketing</i>	
<i>Rafik MADI, Mohamed GUENFOUD</i>	
Modélisation de l'évolution dans le temps de la vulnérabilité d'un réservoir d'eau en béton	17
<i>Modelling of evolution in time of concrete water tank vulnerability</i>	
<i>Amar ALICHE, Hocine HAMMOUM, Karima BOUZELHA,</i>	
<i>Naceur Eddine HANNACHI</i>	
Étude paramétrique en statique non-linéaire du facteur de comportement pour les structures métalliques dimensionnées selon le règlement parasismique Algérien	30
<i>Parametric study of force reduction factor for steel moment resisting</i>	
<i>frames designed according to the Algerian seismic code</i>	
<i>Abdenmour CHEKIRED, Ahmed ABED</i>	
Évaluation des courbes de vulnérabilité des bâtiments en BA dans le contexte Algérien	43
<i>Assessment of vulnerability curves for Algerian RC buildings</i>	
<i>M. MORSLI, F. I. BELHEOUANE, M. BENSABBI</i>	
abstracts — résumés	4
annonces de colloques	57
bulletin d'abonnement	2
recommandations aux auteurs	3^e de couv



BULLETIN D'ABONNEMENT

À retourner aux Éditions ESKA

12, rue du Quatre-Septembre, 75002 PARIS

Tél. 01 42 86 55 65 – Fax 01 42 60 45 35

Nom

Raison sociale.....

Adresse

Code postal Ville Pays

Je m'abonne pour l'année **2015** (6 numéros/an) à la revue « *Annales du BTP* » :

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE individuel (TTC) : 256 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER individuel (HT) : 309 € |
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE institution (TTC) : 320 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER institution (HT) : 369 € |

Je joins : ☐ Un chèque bancaire à l'ordre des Editions ESKA
☐ Un virement bancaire aux Editions ESKA -
BNP Paris - Champs Elysées - 30004-00804 - Compte 000101399.56

* 1/2015

LISTE DES ANNONCEURS

ANNONCES DE COLLOQUES :	ASEC 2015, p. 57-58
	20 ^e Colloque « Le Pont », p. 59-60
	IABSE Conférence Nara, p. 61-66
GLISS'GRIP S.A.S. :	p. 56
ÉDITIONS ESKA :	2 ^e et 4 ^e couverture

Chères lectrices, chers lecteurs, ingénieurs et chercheurs du BTP,

Ce premier numéro de 2015 me donne l'occasion de vous présenter des travaux menés par des chercheurs et des ingénieurs francophones du nord de l'Afrique, soucieux de mettre les résultats de leurs travaux et leurs compétences au service de leurs pays, confrontés souvent à des problèmes aigus liés à leur géographie, leur climat et leur sismicité.

Ce numéro est consacré aux structures et à leur vieillissement.

Le premier article porte sur la comparaison entre deux méthodes de renforcement des poteaux en béton armé, premiers éléments de structure à être endommagés par les séismes. La première méthode, classique, consiste à chemiser les poteaux avec du béton. La seconde, en plein développement à travers le monde, repose sur l'emploi de composites en matrice plastique renforcée de fibres PRF ou FRP en anglais.

Le deuxième article s'intéresse à des ouvrages particulièrement vulnérables et fortement sollicités, les réservoirs d'eau en béton. Une méthode de modélisation de l'évolution dans le temps de la vulnérabilité de cette famille d'ouvrage est proposée. Cette approche systématique peut s'avérer profitable quand le nombre d'ouvrages de même type est important et les moyens d'auscultation et de diagnostic limités.

Le troisième article porte sur le comportement des structures métalliques aux séismes. Le code algérien est à préciser sur ce point, et une étude paramétrique est proposée pour cela. Elle s'appuie sur des avancées récentes au niveau international, et illustre l'apport d'une analyse scientifique au développement des codes.

Le dernier article est en quelque sorte une synthèse des trois autres. Il s'appuie sur le concept de matrice de probabilité de dommages DPM pour proposer une approche systématique de la vulnérabilité aux séismes des structures de bâtiments en béton armé. La recherche s'appuie également sur des travaux européens portant sur le sujet de l'analyse du risque sismique.

Bonne lecture

**Le rédacteur en chef,
Prof. François BUYLE-BODIN**

RENFORCEMENT DES POTEaux EN BÉTON ARMÉ PAR PRF ET CHEMISAGE EN BÉTON

Rafik MADI, Mohamed GUENFOUD

Les poteaux en béton armé sont des éléments importants dans les structures des bâtiments. Ils supportent les charges verticales et assurent le contreventement vis-à-vis des charges horizontales. Les désordres survenus au niveau de ces éléments sont souvent dus aux dégradations des matériaux employés ou à l'augmentation des charges d'exploitation en cas de changement de fonctionnalité. Afin de remédier à cette problématique, il est indispensable de procéder à des méthodes de renforcement ou de réparation. Parmi les méthodes de renforcement des poteaux en béton armé, il existe le gainage en béton et le confinement par tissu en matériaux composites. L'objet de ce travail est l'étude de l'effet du confinement latéral par tissu en fibres de carbone et le chemisage en béton sur la capacité portante d'un poteau rectangulaire chargé axialement ainsi que la comparaison entre les deux méthodes. Les résultats obtenus ont montré que le confinement du béton par PRF augmente la capacité en résistance et en déformation sans augmentation du poids des éléments renforcés mais le chemisage augmente considérablement la capacité en résistance, diminue la ductilité et augmente le poids des éléments chemisés ce qui nécessite généralement un redimensionnement des fondations.

REINFORCEMENT OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH FRP AND CONCRETE JACKETING

The reinforced concrete columns are important elements in building structures. They support the vertical loads and provide bracing against the horizontal loads. The disorders occurred of these elements are often due to degradations of the materials used or augmentations of operating charges in case of change in functionality. In order to remedy this problematic, it is essential to carry out the reinforcement or repair methods: concrete jacketing and confinement by composite fabric. The objective of this work is to study the effect of lateral confinement by carbon fiber fabric and lining concrete on the bearing capacity of a square concrete column and the comparison between the two methods of strengthening. The results obtained showed that the confinement of the concrete by FRP fabric increasing a capacity on resistance and deformations of columns without increasing the weight of the elements, but the lining concrete considerably increases the capacity on resistance and the weight of elements which requires resizing foundations, but decreases the ductility.

MODÉLISATION DE L'ÉVOLUTION DANS LE TEMPS DE LA VULNÉRABILITÉ D'UN RÉSERVOIR D'EAU EN BÉTON

Amar ALICHE, Hocine HAMMOUM, Karima BOUZELHA, Naceur Eddine HANNACHI

Dans le domaine du génie civil, les réservoirs de stockage d'eau en béton sont considérés comme des ouvrages d'arts hydrauliques occupant une place particulière parmi les constructions. Dans la réalité, ces réservoirs, soumis à des conditions naturelles très rudes et aux sollicitations hydrodynamiques, vieillissent et se dégradent. Afin de prédire le niveau de dégradation et de vieillissement pouvant survenir dans

ces structures, le concept de vulnérabilité aux aléas naturels basé sur l'évaluation de l'indice de vulnérabilité I_v est utilisé. Or, un réservoir d'un parc peut avoir plusieurs indices de vulnérabilité durant son cycle de vie.

La prévision de l'état du comportement au vieillissement de ces structures, dans leur cycle de vie, constitue un élément essentiel d'aide à la décision quant aux choix stratégiques, techniques et économiques à opérer pour assurer la continuité de l'exploitation de ces ouvrages. Dans le cadre de notre recherche, nous nous sommes intéressées à la modélisation numérique de l'évolution dans le temps de l'indice de vulnérabilité I_v d'un réservoir, connu en certains points correspondant à des âges (t) différents de son expertise. L'objectif est la construction d'une fonction approchée $I_v(t)$ qui va traduire l'évolution de la vulnérabilité à tout instant de son cycle de vie. Deux méthodes numériques sont utilisées, l'approximation par éléments finis et l'approche exponentielle. Cette modélisation a été appliquée au parc de réservoir du département de Tizi Ouzou (Algérie), et les résultats se sont avérés satisfaisants.

MODELLING OF EVOLUTION IN TIME OF CONCRETE WATER TANK VULNERABILITY

In the field of civil engineering, concrete water storage tanks are considered hydraulic arts structures occupying a special place among the constructions. In reality, these tanks, subjected to harsh natural conditions and to hydrodynamic loads, age and deteriorate. In order to predict the degradation and aging level that can occur in these structures, the concept of vulnerability to natural hazards, based on the vulnerability index I_v assessment is used. However, a tank of a park can have several vulnerability indexes during its life cycle. Predicting the state of the aging behavior of these structures, in their life cycle, is an essential element of decision aid about strategic, technical and economic choices to be made in order to provide exploitation continuity of these structures. In the context of our research, we are interested in the numerical modeling of the time evolution of the tank vulnerability index I_v , which is known in some points, corresponding to its different ages (t) of its investigation. The aim is to build an approximate function $I_v(t)$ which will translate the vulnerability evolution at any time during its life cycle. So, two numerical methods are used: finite element approximation and exponential approach. This modeling has been applied to a park of tanks in Tizi-Ouzou (Algeria), and the results were satisfactory.

ÉTUDE PARAMÉTRIQUE EN STATIQUE NON-LINAIRE DU FACTEUR DE COMPORTEMENT POUR LES STRUCTURES MÉTALLIQUES DIMENSIONNÉES SELON LE RÈGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN

Abdenmour CHEKIRE, Ahmed ABED

Malgré le respect des recommandations préconisées par les codes de calcul beaucoup de structures subissent des dégâts majeurs lors d'un important séisme. Le comportement de la structure durant un séisme sévère n'est donc pas forcément celui prévu par le concepteur. L'interaction entre certains paramètres tels que la hauteur du Rez-de-Chaussée, la régularité de la rigidité en élévation, l'intensité de la surcharge, la variation des longueurs des travées influent sur le comportement global de la structure et

de fait sur le facteur de comportement effectif. Le but de cette étude est de déterminer l'effet de ces paramètres sur la variation du facteur de comportement pour des structures en acier contreventées par portiques. Les résultats montrent que ces paramètres et particulièrement leur combinaison influent considérablement sur la valeur du facteur de comportement.

PARAMETRIC STUDY OF FORCE REDUCTION FACTOR FOR STEEL MOMENT RESISTING FRAMES DESIGNED ACCORDING TO THE ALGERIAN SEISMIC CODE

Despite compliance with recommendations made by seismic codes many structures suffer major damage during a major earthquake. The behavior of a structure during a severe earthquake is not necessarily the one intended by the designer. The interaction between parameters such as the height of the ground floor, stiffness regularity, overload, variation of span lengths, etc. affects the overall behavior of the structure and then the effective force reduction factor. The purpose of this study is to determine the effect of these parameters on the variation of Steel Moment Frames force reduction factor. The results show that these parameters and especially their combination affect significantly the value of the force reduction factor and indicate that current code provisions for ductile steel structures need to be modified.

ÉVALUATION DES COURBES DE VULNÉRABILITÉ DES BÂTIMENTS EN BA DANS LE CONTEXTE ALGÉRIEN

M. MORSLI, F. I. BELHEOUANE, M. BENSAIBI

La vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé peut être évaluée, pour une intensité sismique donnée, par la quantification des dommages causés aux éléments structuraux et non structuraux. Cette quantification peut être effectuée à l'aide des courbes de vulnérabilité. Ces dernières sont d'une importance

majeure avant toute prise de décision technique concernant le renforcement ou la démolition de l'ouvrage. Dans ce papier, l'état des structures existantes est évalué en utilisant la méthode de l'indice de vulnérabilité. Cette méthode permet la classification des constructions en Béton Armé (BA) en tenant compte à la fois des paramètres structuraux et non structuraux, considérés comme les principaux éléments régissant la vulnérabilité de la structure. Sur la base de cet indice, des DPM (matrices de probabilité de dommages) ont été développées, ce qui nous permet de définir le niveau de dommage moyen permettant de construire des courbes de vulnérabilité semi-empiriques. Ces courbes de vulnérabilité ont été adaptées au contexte algérien, particulièrement le nord de l'Algérie, qui est une zone sujette aux séismes. Les courbes de vulnérabilité obtenues ont été comparées à celles développées dans le cadre du projet Risk-UE.

ASSESSMENT OF VULNERABILITY CURVES FOR ALGERIAN RC BUILDINGS

The amount of damage which a building in reinforced concrete can undertake in case of seismic event with a given intensity can be estimated using the vulnerability curves. The latest are of a major importance before any technical decision is taken, such as reinforcement or demolition. For this purpose, vulnerability curves for reinforced concrete structures using vulnerability index were developed. Within this paper, the state of the existing structures is assessed using "the vulnerability index" method. This method allows the classification of RC constructions taking into account both, structural and non structural parameters, considered to be ones of the main parameters governing the vulnerability of the structure. Based on this index a DPM (damage probability matrices) were developed, this let us to define the mean damage grade which lead to semi-empirical vulnerability curves. These vulnerability curves were adapted to Algerian context, especially the north of Algeria which is an area prone to seismicity. The obtained vulnerability curves were compared to those provided by Risk-UE project.

RENFORCEMENT DES POTEAUX EN BÉTON ARMÉ PAR PRF ET CHEMISAGE EN BÉTON

REINFORCEMENT OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH FRP AND CONCRETE JACKETING

Rafik MADI, Mohamed GUENFOUD

Laboratoire LGCH, Université 8 mai 45, B.P. 401, Guelma, Algérie
madirafik2000@yahoo.fr, GUE2905M@yahoo.fr

CONTEXTE

De nombreux bâtiments existants ne possèdent pas la résistance suffisante pour assurer la sécurité de leurs occupants, et pourraient sérieusement compromettre leur sécurité. Ils sont caractérisés par des travaux de construction non conformes, tel que l'insuffisance de la résistance des poteaux aux différentes charges appliquées, ce qui nécessite des travaux de renforcement. Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier l'augmentation de la ductilité et/ou de la résistance d'un élément de structure pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'avance pendant la phase de conception et de calcul.

Les causes principales qui conduisent aux renforcements des éléments structuraux sont aussi nombreuses que le nombre de types de structures. Les plus fréquentes sont : l'accroissement des charges qui sollicitent la structure, les défauts dans la conception ou dans l'exécution, la rénovation parfois malheureuse des structures anciennes, le changement de forme de la structure, les dégâts dans la structure, la nécessité d'améliorer les conditions en ser-

vice, etc. De nombreuses solutions techniques sont disponibles et maîtrisées, elles ont fait la preuve de leur efficacité et répondent à l'ensemble des problèmes potentiels rencontrés sur les matériaux ou sur les structures. Il convient de choisir la solution technique adaptée à la pathologie à traiter. Parmi les techniques de renforcement, les plus courantes : le chemisage en béton et le confinement par PRF (Photos : 1 et 2).

Les résultats de la présente recherche constituent une aide à la décision des intervenants dans le secteur du bâtiment, surtout les ingénieurs et les techniciens des bureaux d'études, les maîtres d'ouvrages et les pouvoirs publics dans le choix des méthodes de renforcement, en tenant compte du but recherché, à savoir l'augmentation de la résistance, de la ductilité ou des deux simultanément.

1. INTRODUCTION

Le suivi et le contrôle des ouvrages ont mis en évidence soit des erreurs de conception initiales, soit des erreurs de réalisation, soit des vieillissements et endommagements



Photo 1 : Confinement par TFC.

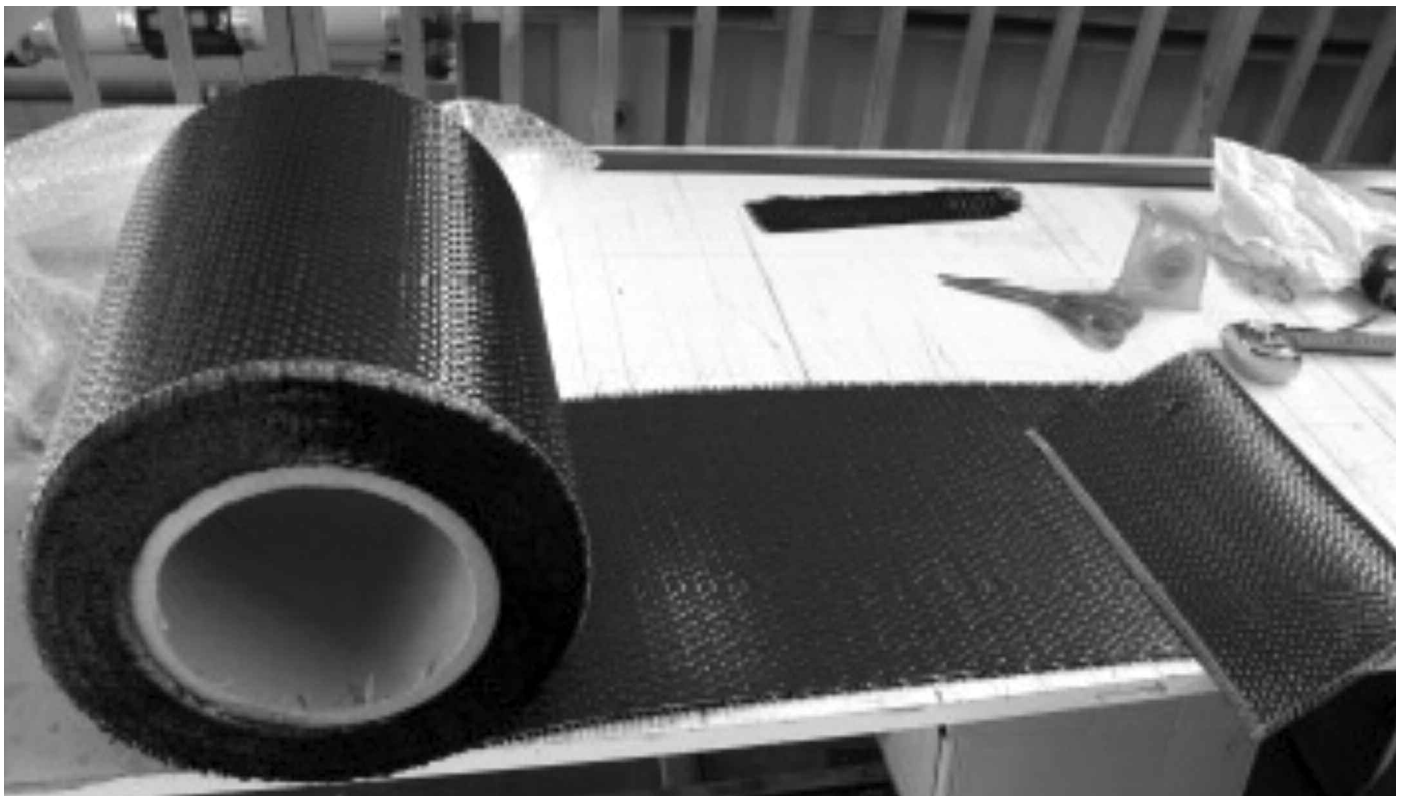


Photo 2 : Tissu en fibres de carbone.

évolutifs [1] qui donnent des structures incapables de répondre aux exigences voulues en terme de résistance, rigidité et ductilité. Ces anomalies nécessitent des méthodes de réparation ou de renforcement qui constituent assurément l'un des problèmes que rencontre actuel-

lement le domaine de la construction. Avant de s'engager dans la réhabilitation de structures présentant des dégradations, il est indispensable de procéder à un diagnostic pour en déterminer les causes. Le choix de la méthode de réparation ou de renforcement et des matériaux à mettre

en œuvre est défini en fonction de la nature et de l'importance des désordres constatés en tenant compte des critères économiques de matériaux de construction et des techniques choisies. Les méthodes de réhabilitation des poteaux en béton armé comprennent le gainage métallique [2], le gainage en béton [3] et le confinement en PRF [4, 5 et 6]. L'épaisseur du renfort est pourtant limitée car au-delà de certain nombre de couches la ductilité du renfort se trouve affectée et il sera alors moins performant car moins apte à se déformer pour confiner le béton [7]. Plusieurs chercheurs ont développé, sur la base de modèles physiques ou d'études expérimentales, des formules de dimensionnement de colonnes confinées [8, 9, 10, 11, 12]. Le confinement par PRF est préféré quand la ductilité est recherchée.

2. MODÈLE POUR BÉTON CONFINÉ PAR PRF

Le modèle proposé de contrainte-déformation pour un béton confiné par PRF dépend des caractéristiques du béton : module d'élasticité E_c , déformation ε_c et résistance

caractéristique $f'_{c0} = f_{c28}$ donné par les expressions suivantes [13, 14], (Figure 1) :

Pour la première partie parabolique ($0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t$) :

$$f_c = E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4 f'_{c0}} \varepsilon_c^2 \quad (1)$$

Pour la deuxième partie linéaire ($\varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$) :

$$f_c = f'_{c0} + E_2 \varepsilon_c \quad (2)$$

La première partie parabolique rencontre la deuxième partie linéaire à un point de transition dont la déformation ε_t est donnée par :

$$\varepsilon_t = \frac{2 f'_{c0}}{E_c - E_2} \quad (3)$$

Le module E_2 représente la pente de la seconde partie linéaire. Il est donné par :

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_{c0}}{\varepsilon_{cc}} \quad (4)$$

La déformation axiale ultime ε_{cc} est donnée par la relation suivante :

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1,92 + 24,45 \frac{f_t}{f'_{c0}} \quad (5)$$

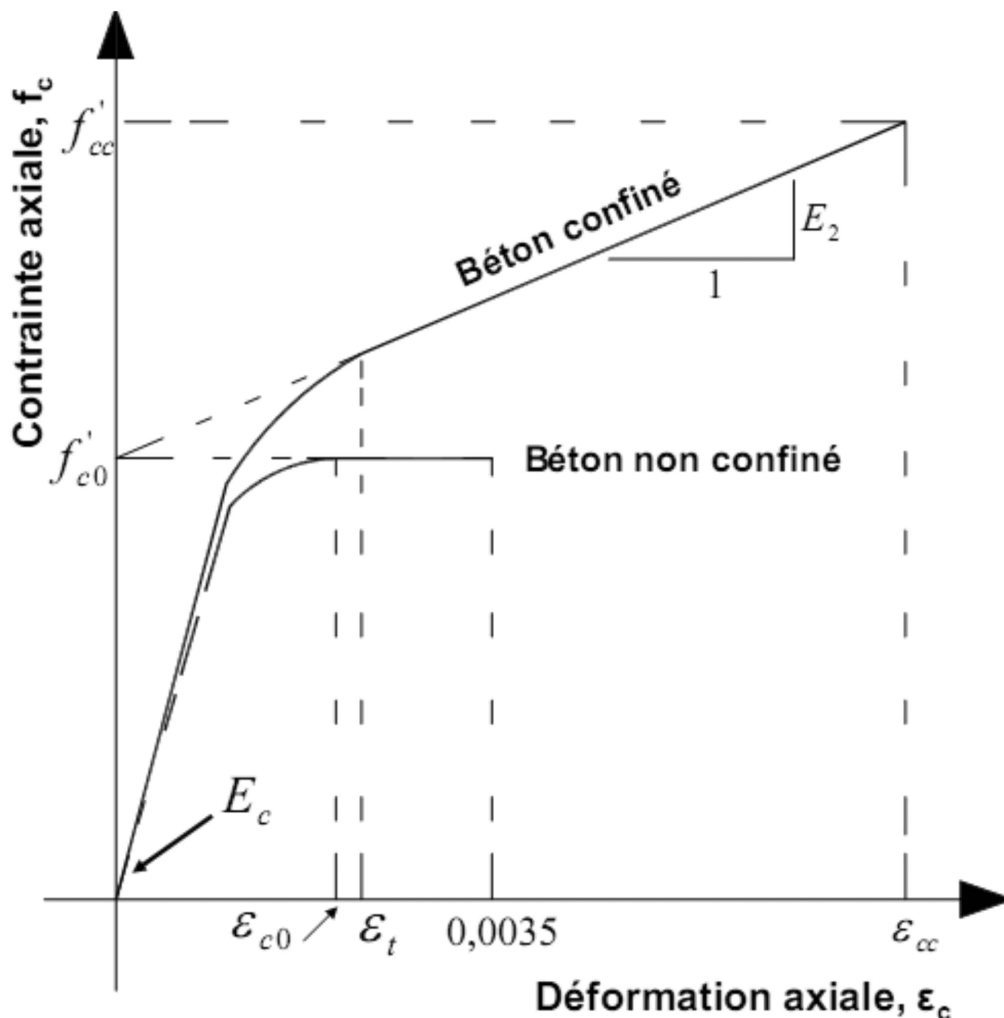


Figure 1 : Relation contrainte-déformation pour un béton confiné par PRF.

3. DÉTERMINATION DE LA RÉSISTANCE D'UNE COLONNE CONFINÉE PAR PRF

L'effet du confinement est d'augmenter la résistance à la compression et la déformation ultime du béton. La résistance à la rupture (coefficient de sécurité égal à 1) d'une colonne renforcée uniquement par des armatures N_u est définie par :

$$N_u = N_{cu} + N_{su} \quad (6)$$

$$N_{su} = f'_s A_s = f_{y,s} A_s \quad (7)$$

avec N_{cu} : charge reprise par la section du béton, N_{su} : charge reprise par l'armature verticale, $f_{y,s}$: limite d'élasticité de l'armature verticale, f'_s : résistance à la compression de l'armature verticale ($f'_s \leq f_{sy}$), A_s : section totale des armatures longitudinales, et A_c : section brute du béton.

Pour un béton non confiné :

$$N_{cu} = (0,85 f'_{c0}) A_c = (0,85 f'_{c0}) b h \quad (8)$$

La capacité portante de la colonne non confinée N_u est :

$$N_u = 0,85 f'_{c0} A_c + f_{y,s} A_s \quad (9)$$

$$f_l = \frac{2 f_{prf} t_{prf}}{\sqrt{h^2 + b^2}} \quad (10)$$

La résistance du béton confiné est :

$$f'_{cc} = f'_{c0} + k_1 k_s f_l \quad (11)$$

Pour un poteau rectangulaire, les facteurs de formes k_l et k_s sont donnés par :

$$k_l = 2 \text{ et } k_s = \frac{b}{h} \frac{A_e}{A_c} \quad (12)$$

avec :

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[(b/h)(b - 2R_c)^2 + (h/b)(h - 2R_c)^2 \right] / (3A_g) - \rho_{sc}}{1 - \rho_{sc}} \quad (13)$$

$$A_g = b h - (4 - \pi) R_c^2 \quad (14)$$

$$\rho_{sc} = \frac{A_l}{b h} \quad (15)$$

où A_g : Aire de l'ensemble des surfaces délimitées par le confinement en PRF, A_e : surface de la zone de béton qui est influencée par le renforcement externe en PRF, R_c : rayon de congé et A_l : Section totale des armatures longitudinales.

3.1. Poteau rectangulaire

Lorsque une colonne confinée par PRF (figure 2) est soumise à un effort axial, le béton s'étend latéralement et cette expansion est limitée par le PRF (Figure 3). La contrainte latérale de confinement f_l en fonction de la limite d'élasticité f_{prf} et de l'épaisseur t_{prf} du matériau composite est définie par :

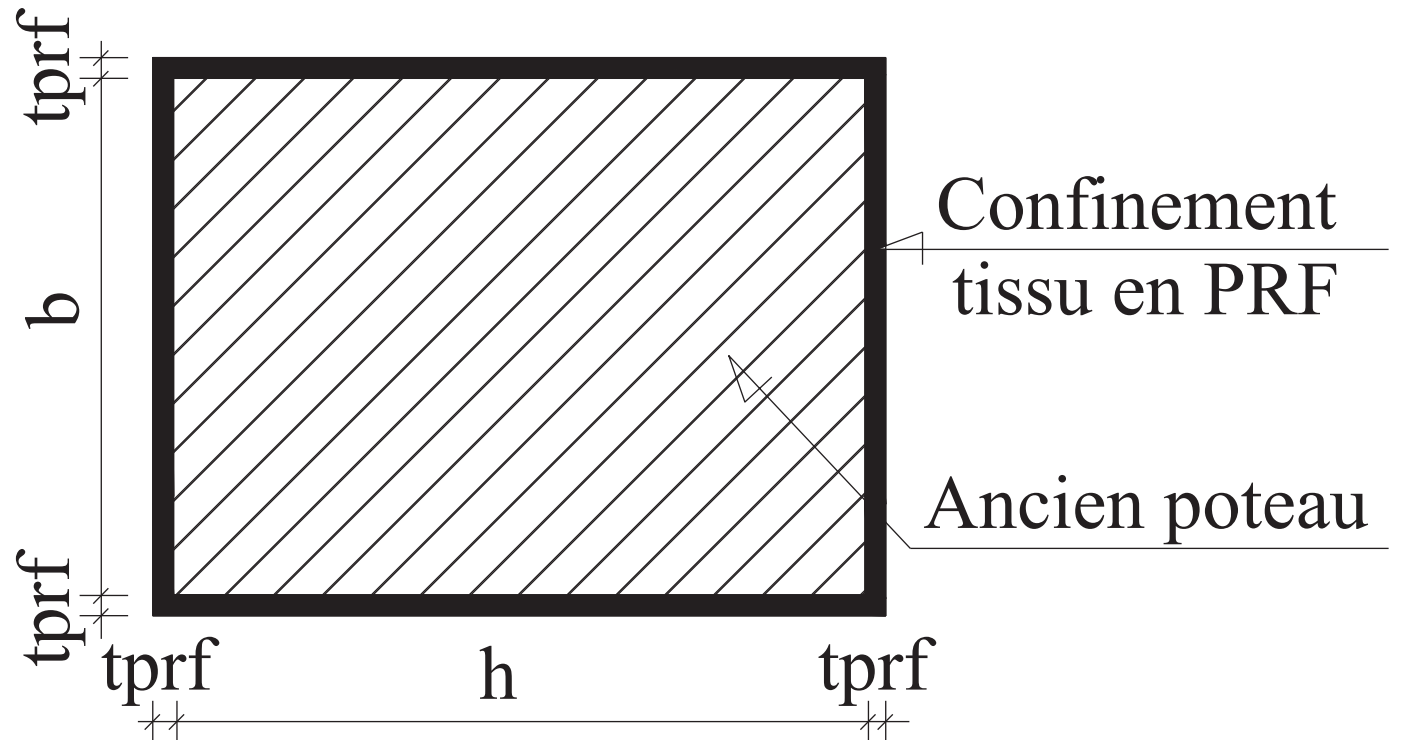


Figure 2 : Confinement par PRF.

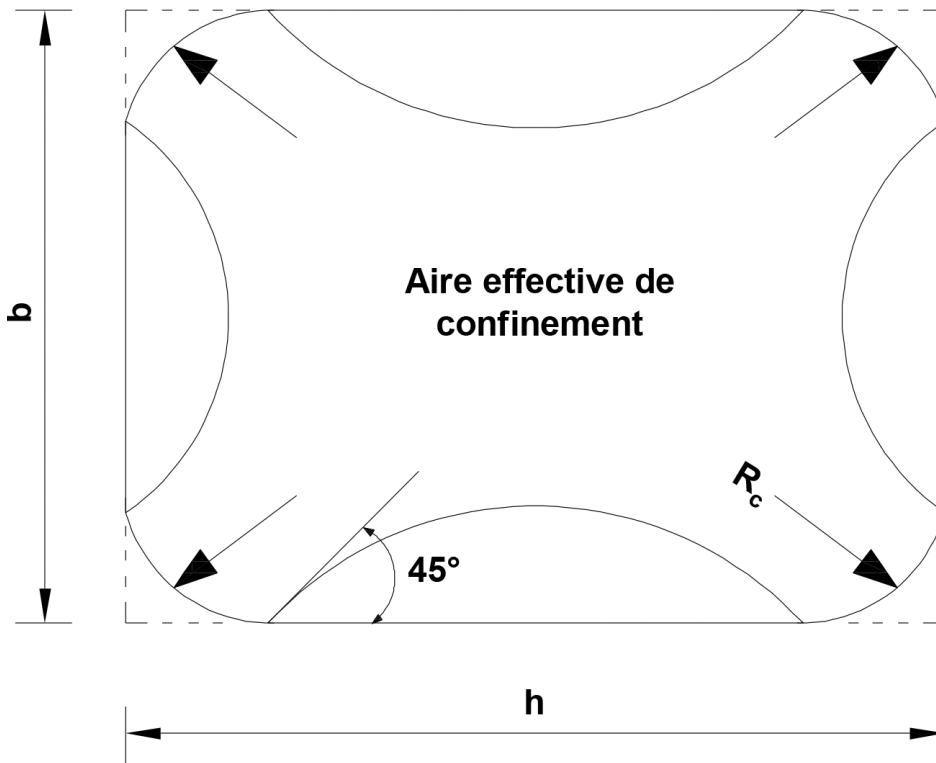


Figure 3 : Action du confinement pour un poteau rectangulaire.

La capacité portante de la colonne confinée par PRF $N_{u,prf}$ est :

$$N_{u,prf} = (0,85 f'_{c0} + k_1 k_s f_l) A_c + f_{y,s} A_s \quad (16)$$

$$N_{u,ch} = (0,85 f'_{c0} A_c + f_{y,s} A_s) + (0,85 f'_{c0,ch} A_{c,ch} + f_{y,s,ch} A_{s,ch}) \quad (17)$$

4. DÉTERMINATION DE LA RÉSISTANCE D'UNE COLONNE CHEMISÉE PAR DU BÉTON

Dans ce cas la capacité portante de la colonne chemisée $N_{u,ch}$ est donnée par (figure 4) :

avec $f'_{c0,ch}$: résistance du béton de chemisage à 28 jours, $A_{c,ch}$: section du béton de chemisage, $f_{y,s,ch}$: limite d'élasticité de l'armature verticale de chemisage, et $A_{s,ch}$: section des armatures de chemisage.

$$A_{c,ch} = 2 h_1 B + 2 b_1 h \quad (18)$$

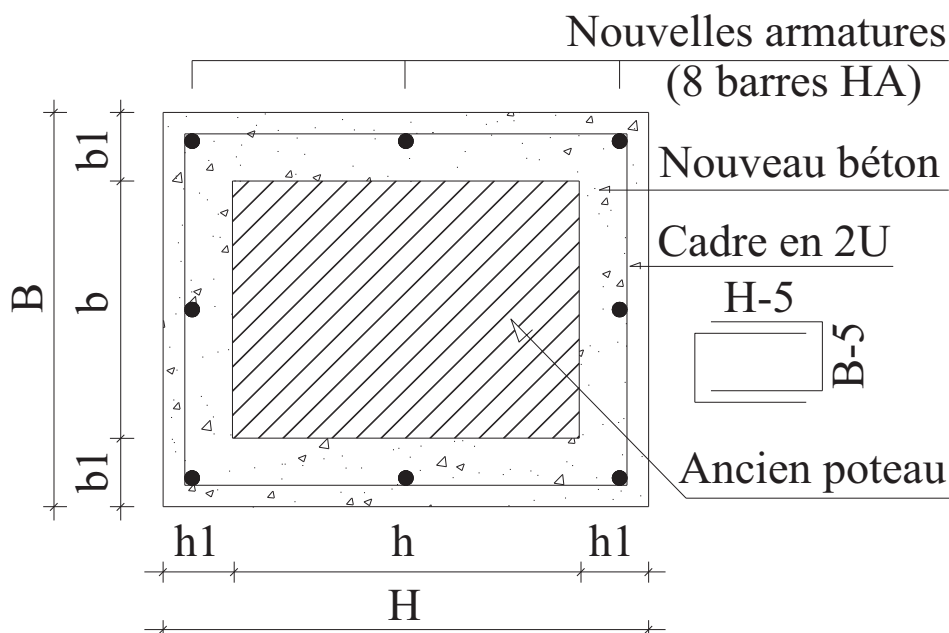


Figure 4 : Chemisage d'un poteau rectangulaire.

5. ÉTUDE D'UN POTEAU DE SECTION RECTANGULAIRE

Pour cette étude nous considérons un poteau rectangulaire de dimensions (30x40) cm armé initialement de 8HA16 (figure 5). Pour le chemisage en béton, le même poteau est armé par 8HA14 supplémentaire (figure 6). Le confinement par tissu en fibre de carbone *TFC* est représenté sur la figure 7. La résistance caractéristique du béton initial et du béton de chemisage est $f'_{c0}=f'_{c28}=25\text{ MPa}$.

5.1. Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des différents matériaux sont mentionnées sur le tableau 1.

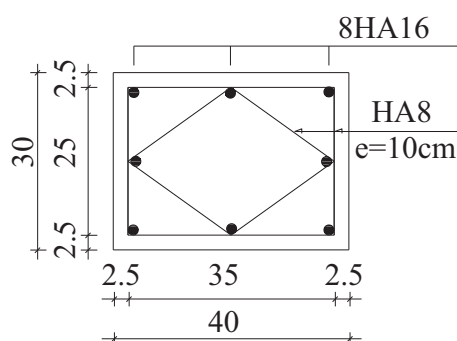


Figure 5 : Section de référence.

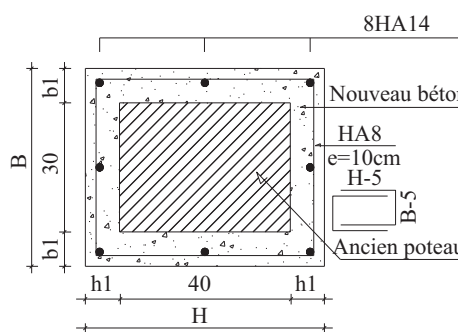


Figure 6 : Section chemisée en béton.

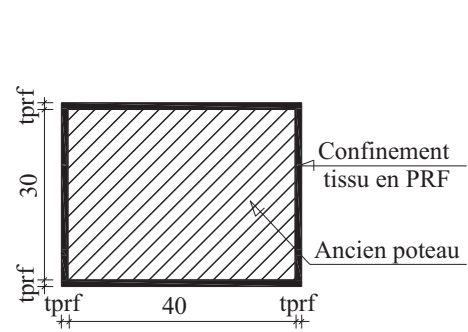


Figure 7 : Confinement par TFC.

Béton	Armature longitudinale FeE400	Armature transversale FeE235	Composite Tissu Sikawrap 230C
$E_c = 32164\text{ MPa}$ $E_{c,ch} = 32164\text{ MPa}$ $f'_{c0} = 25\text{ MPa}$ $f'_{c0,ch} = 25\text{ MPa}$ $\gamma_c : 2500\text{ kg/m}^3$	$E_s = E_{s,ch} 200000\text{ MPa}$ $f_{ys} : f_{ys,ch} : 400\text{ MPa}$ $A_s = 8\text{HA}16 = 16\text{ cm}^2$ $A_{s,ch} = 8\text{HA}14 = 12,32\text{ cm}^2$	$E_s^v = 200000\text{ MPa}$ $f_{ys}^v = 235\text{ MPa}$ $A_s^v = 4\text{HA}8 = 2\text{ cm}^2$	$E_{prf} = 238889\text{ MPa}$ $\epsilon_{prf,u} = 0,018$ $t_{prf} = 0,13\text{ mm}$ $f_{prf,u} = 4300\text{ MPa}$ $\gamma_{prf} = 2000\text{ kg/m}^3$

Tableau 1 : Caractéristiques des matériaux.

Épaisseur t_{prf} (mm)	f'_{c0} (MPa)	f_l (MPa)	f'_{cc} (MPa)	ϵ_{cc}	$N_{u,prf}$ (tf)	$\frac{N_{u,prf}}{319}$
0	25,00	0	25	0,0035	319,00	1,00
0,13 (1 couche)	25,00	3,66	28,15	0,011	356,77	1,12
0,26 (2 couches)	25,00	7,32	31,29	0,018	394,54	1,24
0,39 (3 couches)	25,00	10,98	34,44	0,025	432,31	1,35
0,52 (4 couches)	25,00	14,63	37,58	0,032	469,98	1,47
0,65 (5 couches)	25,00	18,29	40,73	0,037	507,75	1,59
0,78 (6 couches)	25,00	21,95	43,88	0,047	545,52	1,71

Tableau 2 : Résistance du béton confiné par PRF.

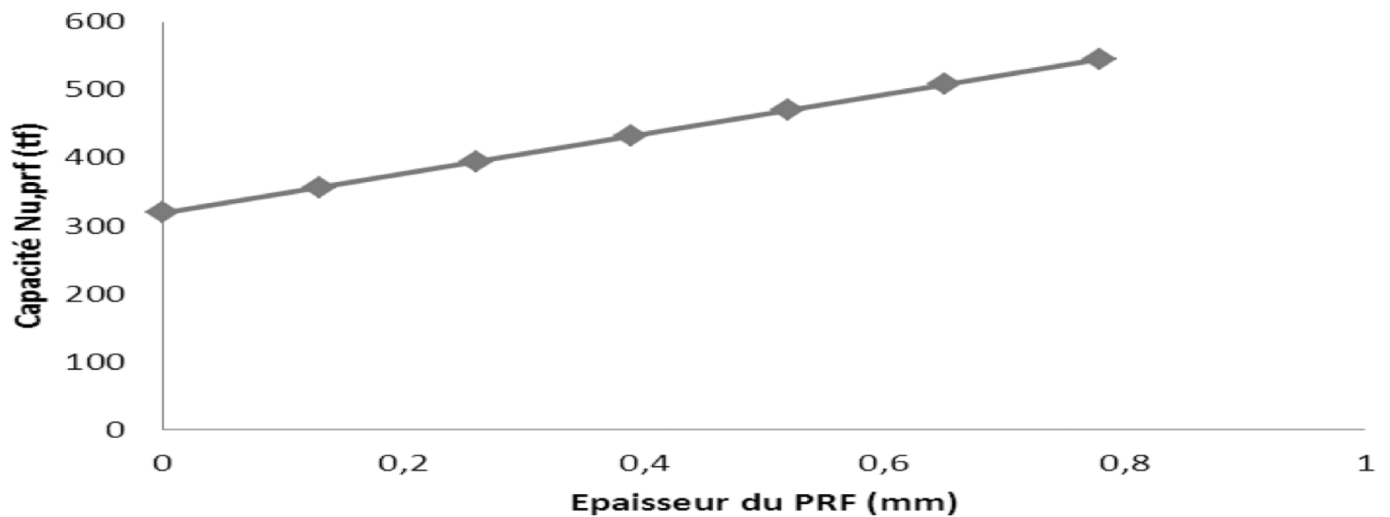


Figure 8 : Relation entre capacité et l'épaisseur du PRF.

Le rapport entre déformations maximales ϵ_{cc} du béton confiné par PRF et $\epsilon_c=0,0035$ pour un béton non confiné est mentionné dans le tableau 3. La capacité en déformation augmente avec l'augmentation de l'épaisseur des couches du PRF.

5.2.2. Influence du poids du PRF

Le poids P pour 1 mètre linéaire du poteau et le rapport R entre le poids de l'élément confiné et l'élément initial sont mentionnés dans le tableau 4.

On remarque que l'influence du poids supplémentaire du confinement est négligeable.

5.2.3. Influence du nombre de couches sur la ductilité

Les valeurs des courbures et des moments (courbe moment-courbure idéalisée) : ϕ_y à la phase élastique, ϕ_u à la phase ultime et le moment plastique M_p [15] ainsi que la ductilité en courbure μ_ϕ en fonction de l'épaisseur du TFC sont mentionnées dans le tableau 5.

Épaisseur t_{prf} (mm)	f'_{c0} (MPa)	f'_{cc} (MPa)	ϵ_{cc}	ϵ_c	ϵ_{cc}/ϵ_c
0	25,00	25	0,0035	0,0035	1
0,13 (1 couche)	25,00	28,15	0,011	0,0035	3,14
0,26 (2 couches)	25,00	31,29	0,018	0,0035	5,14
0,39 (3 couches)	25,00	34,44	0,025	0,0035	7,14
0,52 (4 couches)	25,00	37,58	0,032	0,0035	9,14
0,65 (5 couches)	25,00	40,73	0,037	0,0035	10,57
0,78 (6 couches)	25,00	43,88	0,047	0,0035	13,43

Tableau 3 : Comparaison des déformations.

Épaisseur t_{prf} (mm)	A_c (m ²)	$A_{prf} \cdot 10^3$ (m ²)	P (kg/m)	$R = \frac{P}{300}$
0	0,12	0	300	1,00
0,13 (1 couche)	0,12	0,18	300,36	1,00
0,26 (2 couches)	0,12	0,36	300,72	1,00
0,39 (3 couches)	0,12	0,55	301,10	1,00
0,52 (4 couches)	0,12	0,73	301,46	1,01
0,65 (5 couches)	0,12	0,91	301,82	1,01
0,78 (6 couches)	0,12	1,1	302,2	1,01

Tableau 4 : Influence du poids du PRF.

Section	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
M, φ	$t_{prf}=0$ (mm)	$t_{prf}=0,13$	$t_{prf}=0,26$	$t_{prf}=0,39$	$t_{prf}=0,52$	$t_{prf}=0,65$	$t_{prf}=0,78$
φ_y (m ⁻¹)	0,0075	0,0077	0,0077	0,0077	0,0077	0,0078	0,0084
φ_u (m ⁻¹)	0,2460	0,2953	0,2866	0,2849	0,2839	0,2831	0,2999
M_p (tf.m)	8,6350	9,2963	9,5317	9,5699	9,6453	9,6854	8,9961
$\mu_\varphi = \varphi_u / \varphi_y$	32,80	38,35	37,22	37,00	36,87	36,29	35,70
$\mu_\varphi / 32,80$	1.00	1,17	1,13	1,13	1,12	1,11	1,10

Tableau 5 : Moments et courbures des sections.

La ductilité en courbure des sections confinées par *TFC* est supérieure à celle de la section initiale. Elle est presque constante à partir de $t_{prf}=0,52$ mm. Elle diminue avec l'augmentation du nombre des couches. La relation moment-courbure (SAP2000, section Designer), est représentée sur la figure 9. Au-delà de 3 couches le moment ultime est presque constant, ainsi que la ductilité en courbure.

5.3. Calcul de la capacité du poteau chemisé par du béton

5.3.1. Calcul de la capacité

La capacité du poteau $N_{u, ch}$ en fonction de l'épaisseur de la chemise est mentionnée dans le tableau 6.

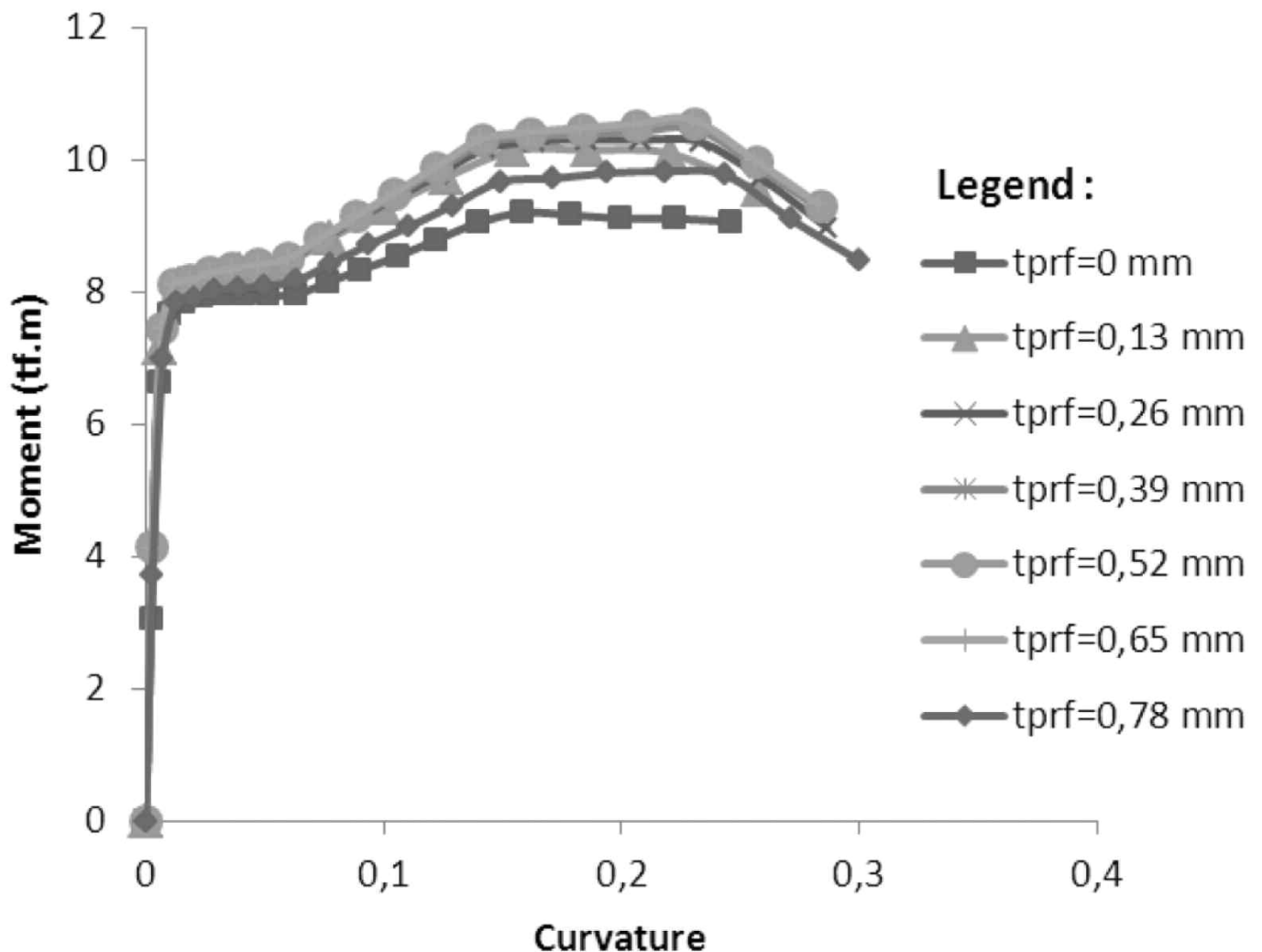


Figure 9 : Relation moment-courbure des sections renforcées par TFC.

$b_1 = h_1$ (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s,ch}$ (cm ²)	f'_{c0} (MPa)	$f'_{c0,ch}$ (MPa)	$N_{u,ch}$ (tf)	$\frac{N_{u,ch}}{319}$
0	16	0	25	0	319,00	1,00
7	16	12,32	25	25	618,18	2,06
10	16	12,32	25	25	750,78	2,50
15	16	12,32	25	25	1005,78	3,35
20	16	12,32	25	25	1303,28	4,34
25	16	12,32	25	25	1643,28	5,48
30	16	12,32	25	25	2025,78	6,75
35	16	12,32	25	25	2450,78	8,17
40	16	12,32	25	25	2918,28	9,73

Tableau 6 : Résistance du poteau chemisé par du béton.

La capacité en résistance augmente avec l'augmentation de l'épaisseur du chemisage (figure 10). Une chemise en béton armé correctement exécutée augmente considérablement la résistance. Le ferrailage additionnel doit être longitudinal et transversal. En tête du poteau, il est nécessaire d'avoir une continuité physique entre le renfort et le nœud (poutre-poteau). Il est donc recommandé de couler séparément la partie supérieure du support (sur 30 cm environ). Afin de garantir la transmission des efforts transversaux, il est nécessaire d'apporter une grande vigilance à l'exécution de la liaison entre le béton de la chemise et celui du support.

5.3.2. Influence du poids de la chemise

Le poids P pour 1 mètre linéaire de poteau et le rapport R entre le poids de l'élément chemisé et l'élément initial sont mentionnés dans le tableau 7. On remarque que l'influence du poids supplémentaire de la chemise est importante. Pour un chemisage de 7 cm, le poids de l'élément chemisé est égal au double du poids de l'élément initial.

L'influence du poids supplémentaire est importante. L'épaisseur recommandée de la gaine est donc de 7 cm, dans le but de ne pas modifier les caractéristiques de la structure initiale.

$b_1 = h_1$ (cm)	A_c (m ²)	P (kg/m)	$R = \frac{P}{300}$
0	0,12	300	1,00
7	0,24	600	2,00
10	0,30	750	2,50
15	0,42	1050	3,50
20	0,56	1400	4,67
25	0,72	1800	6,00
30	0,90	2250	7,50

Tableau 7 : Influence du poids de chemisage.

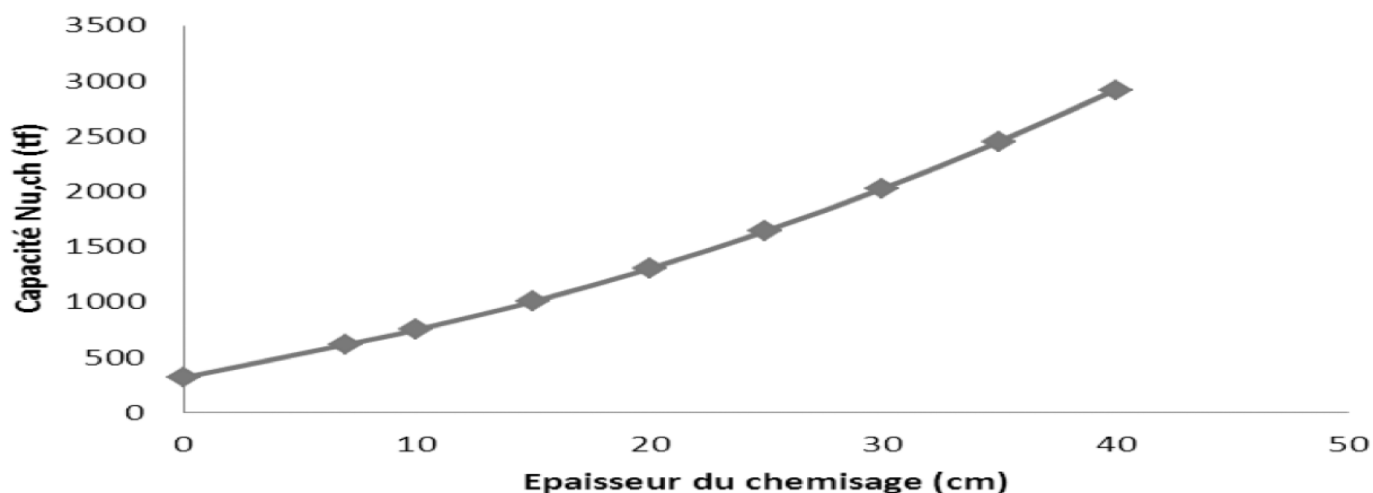


Figure 10 : Relation entre capacité et l'épaisseur du chemisage.

5.3.3. Influence de l'épaisseur de la chemise sur la ductilité

Les valeurs des courbures φ_y , φ_u et le moment M_p ainsi que la ductilité μ_φ en fonction de l'épaisseur du chemisage $e_{ch}=b_1=h_1$ sont mentionnées dans le tableau 8.

La ductilité en courbure des sections dont l'épaisseur de la chemise est de 7, 10 et 15 cm est inférieure à celle de la section initiale. Elle est presque constante à partir de $e_{ch}=20$ cm. La relation moment-courbure est représentée sur la figure 11.

Le palier plastique présent dans les sections S_1 et S_8 est absent dans les autres sections.

CONCLUSION

La technologie du renforcement par PRF est une des techniques les plus efficaces d'accroissement de la résistance des poteaux. Son application est relativement simple, très

peu dérangeante pour les occupants des bâtiments et peu exigeante en main-d'œuvre. Les caractéristiques non corrosives des PRF et leur résistance à la plupart des substances chimiques donnent à ce système une durée de vie plus longue que celle des matériaux conventionnels comme l'acier. Le confinement du béton par PRF augmente la résistance du béton et la ductilité des éléments comprimés. Le renforcement d'un élément par gainage en béton consiste à augmenter la section initiale par ajout de béton et d'armatures. Ce procédé augmente considérablement la capacité de résistance de l'élément chemisé en lui conférant un comportement faiblement ductile. Avec l'augmentation de l'épaisseur du chemisage, la rigidité de l'élément gainé augmente ce qui diminue considérablement la capacité de déplacement de la structure. L'augmentation de la section crée une différence de masse et de rigidité entre les différents étages ainsi qu'une excentricité considérable entre le centre de masse et le centre de torsion. Dans ce cas il est préférable d'uniformiser les étages entre eux, ce qui

Section	S1	S8	S9	S10	S11	S12	S13
M, φ	$e_{ch}=0$ (cm)	$e_{ch}=7$	$e_{ch}=10$	$e_{ch}=15$	$e_{ch}=20$	$e_{ch}=25$	$e_{ch}=30$
φ_y (m ⁻¹)	0,0075	0,0050	0,0047	0,0044	0,0041	0,0036	0,0032
φ_u (m ⁻¹)	0,2460	0,1477	0,1247	0,1343	0,1446	0,1223	0,1080
M_p (tf.m)	8,6350	18,9676	21,7374	27,2497	32,6243	37,9206	42,3828
$\mu_\varphi = \varphi_u / \varphi_y$	32,80	29,54	26,53	30,52	35,27	33,97	33,75
$\mu_\varphi / 32,80$	1.00	0,90	0,81	0,93	1,07	1,03	1,03

Tableau 8 : Moments et courbures des sections.

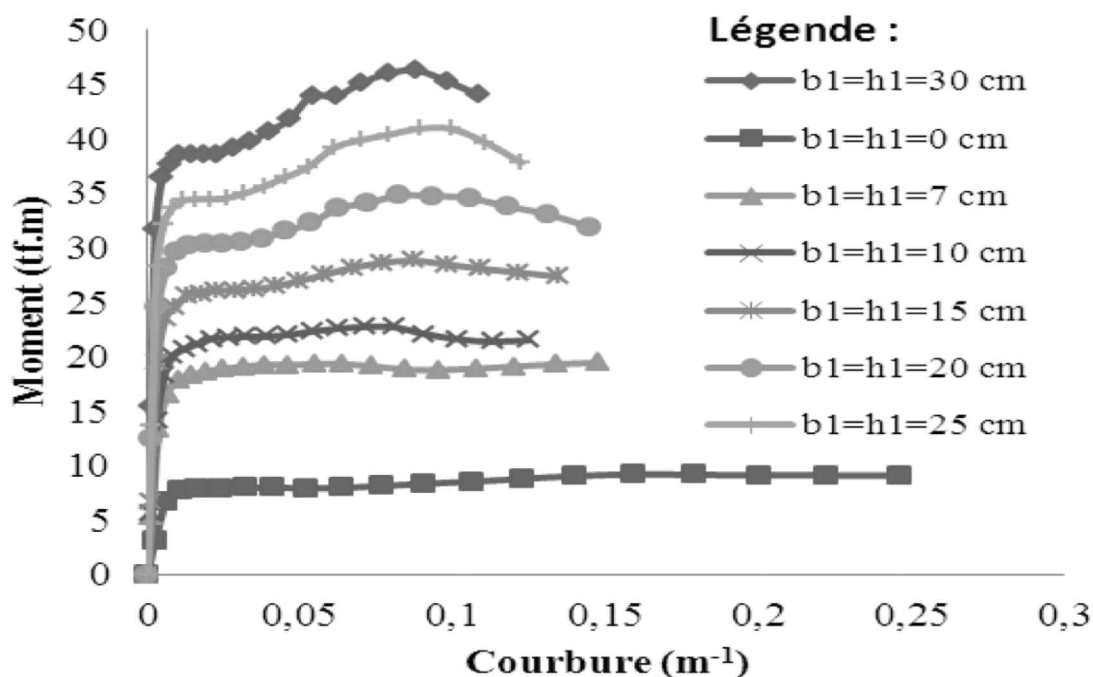


Figure 11 : Relation moment-courbure des sections renforcées par chemisage.

augmente la descente de charges de la structure et nécessite un redimensionnement des fondations. En conclusion l'application des PRF est une alternative intéressante par rapport aux méthodes traditionnelles de réhabilitation. C'est pour cette raison que le choix de réhabilitation par matériaux composites est jugé favorable.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Perfectionnement sur les techniques de réhabilitation et de renforcement des structures, rencontres scientifiques, SOCOTEC-CTC, 2002.
- [2] Azizinamini, A., Corley, G. W., Johal, P.L.S. (1992) *Effects of Transverse Reinforcement on Seismic Performance of Columns*, ACI Structural J., Vol. 89, n° 4, pp.442-450.
- [3] Aboutaha, R.S., Engelhardt, M.D., Jirsa, J.O., Kreger, M.E. (1999), *Rehabilitation of Shear Critical Concrete Columns by Use of Rectangular Steel Jackets*, ACI Structural J, Vol. 96, n° 1.
- [4] Priestley, M.J.N., Seible, F., Fyfe, E. (1994) *Column Seismic Retrofit Using Fiber Glass / Epoxy Jackets*, in *Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, K.W. Neale, P. Labossiere, Editors; Canadian Society for Civil Engineering, pp. 287-297.
- [5] Khalifa, A., Alkhrdaji, T., Nanni, A., Lorenzis, L. (1999) *Anchorage of Surface Mounted FRP Reinforcement*, Concrete International, ACI, Vol. 21, n° 10, pp. 49-54.
- [6] Khalifa, A., Nanni, A., De Lorenzis, L. (2001) *Shear Performance of RC Beams Strengthened with FRP*, The International Workshop on Structural Composites for Infrastructure Applications, Cairo, Egypt, pp. 217-230.
- [7] Rochette P., Labossiere P. (2000), "Axial testing of rectangular columns models confined with composites", *Journal of composite Construction*, ASCE, Vol. 4, Issue 3, p. 129-136.
- [8] Teng, G. J., Chen, J. F., Smith, S. T., Lam, L. (2001) *FRP Strengthened RC Structures*, England, John Wiley and Sons.
- [9] Madi R., Guenfoud M. (2011) *Renforcement des poteaux en béton armé*, Congrès Algérien de mécanique CAM2011, 14-17 Novembre 2011, Université 08 mai 45, Guelma, Algérie.
- [10] Madi R. Guenfoud M. (2011) *Etude de vulnérabilité vis-à-vis du séisme*, 1^{er} congrès international : le génie civil et le développement durable, 17-19 Octobre 2011, Université de Tébessa, Tébessa, Algérie.
- [11] Madi R. Guenfoud M. 2013, "Renforcement par PRF des poteaux rectangulaires en béton armé", 11^e congrès de mécanique, AFM, 23-26 Avril 2013, Université Ibn Zohr, Agadir, Maroc.
- [12] Madi R. Guenfoud M. 2013, "Renforcement des poteaux en béton armé par PRF et chemisage en béton", Congrès Algérien de mécanique CAM2013, 25-28 Novembre 2013, Université de Mascara, Mascara, Algérie.
- [13] Lam, L., Teng, G., J. (2003) *Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined concrete*, *Journal of Construction and Building Materials*, Vol. 17, pp. 471-489.
- [14] Priestley M. J. N., Seible F., Calvi G. M. (1996) *Seismic design and retrofit of bridges*, John Wiley & Sons, New York, USA.
- [15] CSI. SAP2000 V-11, Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual, Berkeley (CA, USA): Computers and Structures Inc, section designer, 2007.

MODÉLISATION DE L'ÉVOLUTION DANS LE TEMPS DE LA VULNÉRABILITÉ D'UN RÉSERVOIR D'EAU EN BÉTON

MODELLING OF EVOLUTION IN TIME OF CONCRETE WATER TANK VULNERABILITY

Amar ALICHE, Hocine HAMMOUM, Karima BOUZELHA, Naceur Eddine HANNACHI

Département de génie civil, Université Mouloud Mammeri, 15000 Tizi Ouzou, Algeria
hammoum_hoc@yahoo.fr

CONTEXTE

L'article qui est proposé ici s'intéresse à la modélisation numérique de l'évolution dans le temps de l'indice de vulnérabilité (I_v) d'un réservoir, qui désigne le niveau de dégradation et de vieillissement, connu en certains points correspondant à des âges (t) différents de son expertise. L'objectif est la construction d'une fonction approchée $I_v(t)$ qui va traduire l'évolution de la vulnérabilité au cours de son cycle de vie. Deux méthodes numériques sont utilisées, l'approximation par éléments finis et l'approche exponentielle. Le travail qui est présenté dans cet article, à l'instar des précédents articles publiés dans les Annales du Bâtiment et des Travaux Publics, s'inscrit clairement dans un environnement pratique de la profession d'expert par le fait que la contribution a un caractère applicatif. Cet article est donc une continuité des précédents.

1. INTRODUCTION

De nombreuses méthodes ont été développées par plusieurs auteurs destinées à des gestionnaires de parcs d'ouvrages pour évaluer leur état et leur performance structurale, pour faire des analyses des risques ou des programmation d'actions de maintenance aussi bien pour les barrages, les digues de protection contre les inondations, les retenues collinaires, les ouvrages portuaires et les bâtiments. Peyras et al. [21,22] dans leurs travaux de recherche, se sont intéressés au développement des méthodes de diagnostic et d'analyse des risques liés au vieillissement des barrages, en se basant sur une approche par expertise. Le premier résultat de ces études concerne la modélisation des scénarios de vieillissement pour l'application de l'AMDEC (Analyse des Modes de Défaillances, de leurs Effets et de leur Criticité). Les travaux de Curt et



al. [5] ont portés sur le développement de méthodes et d'outils d'aide à l'évaluation des performances des barrages avec prise en compte des incertitudes liées aux différentes variables impliquées dans l'étude de ces systèmes complexes. L'approche développée est basée sur la théorie des possibilités qui permet l'agrégation de données hétéro-

gènes issues des inspections visuelles, de l'auscultation de l'ouvrage (évaluation par des capteurs, mesures physiques), des données de conception et de réalisation (modèles mathématiques, etc.). Ces différentes informations incertaines utilisées par les experts pour caractériser un ouvrage, sont traitées et agrégées pour l'évaluation glo-

bale des barrages. Dans l'étude du comportement des digues de protection contre les inondations Serre et al. [26,27,28,29] se sont intéressés au développement d'outils d'aide à la gestion des digues, permettant d'établir des priorités dans les actions d'entretien et de maintenance à réaliser sur l'ensemble d'un parc donné. Ainsi, ils ont proposé des méthodes d'évaluation de la performance de ce parc à travers des indicateurs de performance. Cette démarche leur a permis d'établir une synthèse des mécanismes de rupture des digues en remblais, qui représente la majorité du parc de digues en France. Pour les structures portuaires, Boero et al. [3] ont mis en œuvre une méthodologie d'analyse des risques afin d'optimiser la gestion de ce genre d'ouvrage. Les gestionnaires des installations portuaires sont tenus de planifier les opérations de maintenance et d'entretien sur un patrimoine hétérogène, comprenant un grand nombre de structures avec différentes fonctions, afin de garantir l'exploitation de ces ouvrages de plus en plus vieillissants (quais, formes de radoub, digues...) dans des conditions de sécurité, de disponibilité et avec des coûts maîtrisés. L'approche consiste à identifier et à hiérarchiser les modes de défaillance en fonction de leur criticité. Cette analyse quantitative des risques détermine, d'une manière plus fine, la probabilité des modes de défaillance les plus critiques. Dans le domaine du bâtiment, Boukri et al. [4] ont développé une méthode d'évaluation de l'index de vulnérabilité sismique I_v . L'évaluation de cet index permet la classification de ces ouvrages en trois classes de vulnérabilité sismique : bonne, moyenne et mauvaise. Sur cette base, Belheouane [2] a ensuite développé un code de calcul en langage Delphi pour le diagnostic des bâtiments existants en béton armé, par une analyse de leur vulnérabilité sismique. Le développement de cette méthode est basé sur l'influence des éléments structuraux et non structuraux sur la réponse sismique de la construction. Parmi les méthodes expertes, nous pouvons également citer la méthode italienne GNDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti) utilisée pour évaluer un parc de bâtiments en Italie. Elle a aussi été modifiée et adaptée pour évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments avec ossature en béton au nord du Maroc [1]. Quant aux bâtiments en béton anciens, pour lequel il y a lieu de s'assurer de leur performance structurale et de qualifier leur niveau de dégradation, plusieurs guides ont été établis par des institutions scientifiques et professionnelles. On peut citer notamment l'Organisation Internationale ISO sur la maintenance et les réparations des structures en béton et sur l'évaluation des structures existantes, l'American Concrete Institute (ACI) avec plusieurs guides sur la surveillance, l'évaluation des résistances et la prévision des travaux, l'American Society of Civil Engineering (ASCE), l'European Standards and project manuals of Building Assessment avec les normes EN-1504, CONTECVET et SAMCO (Structural Assessment Monitoring and Control Network) et le Handbook sur la réparation et la réhabilitation des bâtiments en béton armé du gouvernement Indien (CPWD, 2002).

Enfin, dans le domaine des réservoirs de stockage, Mathieu [19,20] au Cemagref (Aix-en-Provence) a mené des recherches depuis les années 90 et a proposé des méthodes

ayant pour but d'indiquer les ouvrages qui ont un environnement sensible, un caractère stratégique important et ceux qui présentent ou non des désordres structurels visuels de gravité variable. En s'inspirant des travaux de Mathieu, Hammoum et al. [14] ont proposé une nouvelle méthodologie de diagnostic et d'analyse de la vulnérabilité des réservoirs de stockage en béton à certains aléas naturels (neige, vent, séisme...), par la détermination d'un indice de vulnérabilité I_v . Cette méthode sera exposée dans la section 2. L'application de cette méthode à l'échelle d'un parc a montré qu'un réservoir peut avoir plusieurs indices de vulnérabilité I_v durant son cycle de vie. Il serait alors intéressant de modéliser cette loi de comportement de vulnérabilité liée au vieillissement dans le temps.

Si ce réservoir est expertisé chaque année, ce n'est qu'au bout d'une trentaine d'années d'expertise, que l'analyse sera représentative, et que nous pourrions avoir suffisamment de données dans la base de connaissances. Or, le problème d'ordre pratique qui risque de surgir pour un gestionnaire, à l'échelle d'une vie professionnelle, est que nous ne pouvons attendre une aussi longue période (trente ans) pour enfin avoir la loi de comportement de vulnérabilité liée au vieillissement de ce réservoir. Cette démarche est alors à écarter. La solution de remplacement, qui nous semble intéressante à prospecter, et qui fait l'objet de cet article, est la suivante. Considérant que l'analyse par expertise est faite sur treize paramètres, nous pourrions prendre à l'échelle d'un parc une trentaine d'individus pour que l'analyse soit représentative et qui partageraient plus de la moitié des paramètres en commun (même notes partielles) mais qui seraient d'âges différents, afin de simuler les différents âges sur un cycle de vie. Puis, en section 3, en nous appuyant sur une méthode d'analyse numérique et en considérant que la fonction de vulnérabilité liée au vieillissement est connue en certains points, c'est-à-dire à des âges différents, nous procédons à la construction de la fonction approchée $I_v(t)$.

2. MÉTHODE D'ÉVALUATION DE L'INDICE DE VULNÉRABILITÉ I_v

Hammoum et al. [13] se sont intéressés à l'évaluation de la vulnérabilité des réservoirs en béton aux aléas naturels (séisme, etc.) par la détermination d'un indice I_v , dont le calcul fait intervenir treize (13) paramètres influents pour trois types d'analyses (environnementale, structurale et fonctionnelle). Le détail de cette méthode appliquée à un exemple pratique a déjà fait l'objet d'une publication dans un précédent numéro des annales [14].

Cette méthode a été expérimentée avec succès à l'échelle réelle sur un parc de 42 réservoirs circulaires en béton, que nous avons expertisé dans la wilaya de Tizi-Ouzou (Nord de l'Algérie). Cette région est classée zone de moyenne sismicité (zone IIa) par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2003) [9]. Selon le Règlement Neige et Vent (RNV 1999) [10], la région est classée zone neige A et zone de vent I. L'indice de vulnérabilité I_v est déterminé, pour chaque réservoir, à partir des fiches technique que

nous avons élaboré et renseigné lors de notre expertise. Nous donnons au tableau 1, à titre d'exemple, l'évaluation de l'indice de vulnérabilité I_v du réservoir Touares mis en service en 1965, implanté au chef-lieu de Draa Ben Kheda (Algérie).

Par un procédé analogue, nous avons calculé pour chaque réservoir du parc l'indice de vulnérabilité obtenu au jour de l'expertise, ainsi que l'indice simulé au jour de sa mise en service. Les résultats de ces calculs sont consignés dans le tableau 2. A travers ces résultats, on montre que l'indice de vulnérabilité I_v évolue durant le cycle de vie du réservoir. Ainsi, si nous considérons que I_{v_0} est l'indice de vulnérabilité à la mise en service, au jour de l'expertise à un instant t_i de son cycle de vie, cet indice devient I_{v_i} tel que $I_{v_i} > I_{v_0}$. Si bien que son état de dégradation et/ou de vieillissement, atteint dans le temps, va le rendre plus vulnérable aux aléas naturels.

3. MODÉLISATION DANS LE TEMPS DE L'INDICE DE VULNÉRABILITÉ $I_v(t)$

Nous avons vu, à la section précédente, qu'un réservoir aura plusieurs indices de vulnérabilité I_v , durant son cycle de vie, avec I_v croissant. Ceci nous amène à proposer une fonction approchée $I_v(t)$, qui traduit l'évolution de l'indice de vulnérabilité lié au vieillissement de ces ouvrages dans le temps.

En nous appuyant sur une méthode d'analyse numérique (approximation par les éléments finis), nous considérerons que la fonction de vieillissement est connue en certains points à des âges différents.

Comme chaque réservoir a un indice de vulnérabilité I_{v_0} différent d'un autre à sa mise en service (annexe), il convient alors de construire une fonction approchée $\Delta I_v(t)$, sur le parc de réservoirs considéré, qui représente la varia-

Évaluation	Critère de notation	Note élémentaire	Nei	Coefficient de pondération		Pi	Nei.Pi
Environnementale	Implantation de l'ouvrage	Montagne	1.00	Paramètre hydraulique	Bande nord centre	3.00	3.00
	Zone sismique	Zone IIa	2.00	Site d'implantation	Milieu urbain	4.00	8.00
	Type de sol	sol meuble	3.00	Effet du site	Risque de glissement	4.00	12.00
	Zone de neige	Zone A	4.00	Forme de toiture	Toiture en forme de voute	1.00	4.00
	Zone du vent	Zone I	2.00	Hauteur	$P_h = 0,75,$	2.75	5.50
				Catégorie du terrain	$P_c = 0,50,$		
				Site topographique	$P_t = 0,75,$		
				État de surface	$P_s = 0,75.$		
Structurale	Type de réservoir	Posé au sol	3.00	Matériaux	Béton armé	3.00	9.00
	Type de fondation	Radier	2.00	État de tassement	Pas de tassement	1.00	2.00
	Mode de l'étanchéité de la paroi	Classe B	2.00	État de l'étanchéité	Étanchéité Moyennement satisfaisante.	3.00	6.00
	Type de couverture	Revêtement par Enduit	2.00	État de l'étanchéité	Peu de désordres visibles, assez satisfaisante	2.00	4.00
	Indice de gravité	Niveau 3	3.00	Âge de l'ouvrage	Age de l'ouvrage : 49 ans	4.00	12.00
Fonctionnelle	Rôle du réservoir	Distribution	2.00	État d'accessibilité de l'ouvrage	Accessibilité par route revêtue	1.00	2.00
	Importance de l'ouvrage	Pour bâtiments du groupe 1B	3.00	Capacité de l'ouvrage	Capacité : 1000 m ³	2.00	6.00
	Fréquence de l'entretien	Annuelle	4.00			4.00	4.00
				Indice de vulnérabilité I_v			77.50

Tableau 1 : Évaluation de l'indice de vulnérabilité I_v du réservoir Touares.

tion de l'indice de vulnérabilité entre l'instant de mise en service du réservoir et un instant t de son cycle de vie ($I_{vi} - I_{v0}$).

La modélisation de la loi d'évolution de la vulnérabilité des réservoirs en béton a pour objectif de prédire le niveau de vulnérabilité lié au vieillissement pouvant survenir à grande échelle dans ces ouvrages durant leur cycle de vie. Dans une première étape, nous procéderons à une modélisation par éléments finis sur le domaine (intervalle de temps) où cet indice de vulnérabilité a été quantifié par la méthode exposée en section 2, et qui a donné lieu à des valeurs connues issues de l'expertise. Dans une deuxième étape, nous chercherons à modéliser l'évolution de l'indice de vulnérabilité dans le domaine où cet indice de vulnérabilité est inconnu en faisant appel à un modèle d'extrapolation.

Parmi les réservoirs du parc expertisé (Annexe), nous avons trié et choisi les ouvrages qui partageaient en commun plus de la moitié des 13 paramètres d'analyse présentés dans le tableau 1, mais ayant des âges différents, ceci afin de simuler l'évolution de la vulnérabilité lié au vieillissement dans le cycle de vie d'un réservoir type du parc expertisé.

L'idée est de calculer pour chaque réservoir sélectionné du parc, la variation de son indice de vulnérabilité ΔI_{vi} à un instant t_i , considéré entre le niveau de vulnérabilité I_{v0} à la date de sa mise en service t_0 et le niveau de vulnérabilité I_{vi} au jour de l'expertise à un instant t_i , qui se traduit par cette relation :

$$\Delta I_{vi} = I_{vi} - I_{v0} \quad (2)$$

Les résultats de l'évolution de la variation de l'indice de vulnérabilité dans le temps pour un réservoir type du parc de Tizi Ouzou sont présentés dans le tableau 2.

3.1. Évolution de $I_v(t)$ dans le domaine connu

3.1.1. Approche par approximation nodale

Dans cette section, nous verrons que nous pouvons approximer cette fonction inconnue de l'indice de vulnérabilité lié au vieillissement par une fonction approchée $\Delta I_v(t)$, sur tout le domaine d'étude $t \in [0, 49]$, construite sur la base des fonctions polynomiales linéairement indépendantes.

$$\Delta I_v(t) = \alpha_1 + \alpha_2 t + \alpha_3 t^2 + \dots + \alpha_n t^{n-1} \quad (3)$$

Nous définissons dans le tableau 3, la géométrie du domaine d'étude.

Domaine complet	Nœuds	Coordonnées nodales (ans)	I_{vi}
0 < t < 49	1	0	0.00
	2	2	1.00
	3	4	2.00
	4	6	2.50
	5	10	5.50
	6	15	6.00
	7	18	7.00
	8	26	9.00
	9	29	10.00
	10	30	10.50
	11	34	11.00
	12	38	13.00
	13	39	13.50
	14	42	15.00
	15	49	17.00

Tableau 3 : Identification du domaine.

N°	Lieu-Dit	Année de mise en service	Année d'expertise	Age de l'ouvrage (t_i)	I_{v0}	I_{vi}	I_{vi}
01	Taghanimth	2014	2014	0	47.50	47.50	0.00
02	Sidi Namane (SR2)	2012	2014	2	53.50	54.50	1.00
03	Mouldiouane Zone	2010	2014	4	49.50	51.50	2.00
04	Megdoule 1	2008	2014	6	54.00	56.50	2.50
05	Taksebt	2000	2010	10	43.00	48.50	5.50
06	Sidi Namane (SR1)	1999	2014	15	53.50	59.50	6.00
07	Behalil 1	1996	2014	18	46.00	53.00	7.00
08	Kaf Laagab	1988	2014	26	56.00	65.00	9.00
09	Tighilt Tiguerfiouine	1985	2014	29	56.00	66.00	10.00
10	Herrouka 2	1984	2014	30	46.00	56.50	10.50
11	Touares 2	1980	2014	34	61.00	72.00	11.00
12	Taghanimth	1972	2010	38	47.50	60.50	13.00
13	Mekla Chef-Lieu (SR2)	1975	2014	39	50.50	64.00	13.50
14	Herrouka 1	1972	2014	42	48.50	63.50	15.00
15	Touares 1	1965	2014	49	60.50	77.50	17.00

Tableau 2 : Évolution de la variation de l'indice de vulnérabilité d'un réservoir type en fonction du temps.

L'approximation nodale sur le domaine $t \in [0,49]$ fait intervenir toutes les variables nodales attachées aux nœuds situés sur le domaine en question et sur sa frontière, soit un total de 15 nœuds. Ceci nous amène à écrire un polynôme de degré 14 sous la forme suivante [17] :

$$\Delta I_v(t) = \alpha_1 + \alpha_2 t + \alpha_3 t^2 + \dots + \alpha_{13} t^{12} + \alpha_{14} t^{13} + \alpha_{15} t^{14} \quad (4)$$

que nous pouvons écrire sous forme matricielle comme suit :

$$\Delta I_v(t) = \langle 1, t, t^2, \dots, t^{12}, t^{13}, t^{14} \rangle \cdot \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \vdots \\ \alpha_{14} \\ \alpha_{15} \end{Bmatrix} = \langle P(t) \rangle \cdot \{\alpha\} \quad (5)$$

où :
 $\langle \rangle$ et $\{ \}$ désignent respectivement un vecteur ligne et un vecteur colonne.

Les coefficients $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_{15}$ sont les paramètres de l'approximation. La fonction approchée $\Delta I_v(t)$ coïncide avec les valeurs exactes ΔI_i aux 15 points t_i appelés nœuds. Nous pouvons décrire $\Omega \in [0,49]$ le domaine sous forme matricielle de la manière suivante (voir formule 6 ci-dessous).

ou d'une manière plus compacte :
 $[A] \cdot \{\alpha\} = \{\Delta I_v\}$ (7)
 Nous déduisons alors :

$$\{\alpha\} = [A]^{-1} \cdot \{\Delta I_v\} \quad (8)$$

Enfin, nous représentons dans la figure 1, l'évolution de l'indice de vulnérabilité du réservoir Touares, implanté dans la Daïra de Draa Ben Kheda (Tizi-Ouzou, Algérie) en fonction de son âge, évalué en utilisant l'approche par approximation nodale. À sa mise en service en 1965, cet ouvrage possédait un indice de vulnérabilité $I_{v0} = 60.50$. L'ouvrage a fait l'objet d'une expertise en 2014, soit 49 ans après sa mise en service, et a été classé $I_v = 77.50$. L'évolution de l'indice $I_v(t)$ à l'intérieur de cet intervalle est donnée dans la figure 1.

Nous constatons une croissance brusque survenue vers la fin du domaine d'étude. Ce phénomène d'instabilité, qui n'a aucun sens physique, est lié au nombre très important de points t_i (points expertisés) qui ont aboutis à un polynôme de degré très élevé [17]. Pour éviter ce genre de phénomène, nous allons construire la fonction $I_v(t)$ par morceaux (en sous domaines) dans la section qui va suivre.

3.1.2. Approche par approximation par éléments finis linéaire

Le principe d'utilisation de la méthode d'approximation repose sur la possibilité de maîtriser le domaine d'étude, à partir de sa discrétisation en un nombre fini de sous domaines (figure 2), sur lesquels la construction de la fonction $\Delta I_v(t)$ est simplifiée. Dans une première étape nous procédons à la construction de la fonction approchée $\Delta I_v(t)$, qui est connue en certains points (nœuds) [16]. Nous définissons dans le tableau 5, la géométrie des éléments ainsi que les sous domaines d'étude :

$$\begin{bmatrix} 1 & t_1 & t_1^2 & \cdot & \cdot & \cdot & t_1^{14} \\ 1 & t_2 & t_2^2 & \cdot & \cdot & \cdot & t_2^{14} \\ 1 & t_3 & t_3^2 & \cdot & \cdot & \cdot & t_3^{14} \\ 1 & t_4 & t_4^2 & \cdot & \cdot & \cdot & t_4^{14} \\ 1 & t_5 & t_5^2 & \cdot & \cdot & \cdot & t_5^{14} \\ 1 & t_6 & t_6^2 & \cdot & \cdot & \cdot & t_6^{14} \\ 1 & t_7 & t_7^2 & \cdot & \cdot & \cdot & t_7^{14} \\ 1 & t_8 & t_8^2 & \cdot & \cdot & \cdot & t_8^{14} \\ 1 & t_9 & t_9^2 & \cdot & \cdot & \cdot & t_9^{14} \\ 1 & t_{10} & t_{10}^2 & \cdot & \cdot & \cdot & t_{10}^{14} \\ 1 & t_{11} & t_{11}^2 & \cdot & \cdot & \cdot & t_{11}^{14} \\ 1 & t_{12} & t_{12}^2 & \cdot & \cdot & \cdot & t_{12}^{14} \\ 1 & t_{13} & t_{13}^2 & \cdot & \cdot & \cdot & t_{13}^{14} \\ 1 & t_{14} & t_{14}^2 & \cdot & \cdot & \cdot & t_{14}^{14} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \\ \alpha_7 \\ \alpha_8 \\ \alpha_9 \\ \alpha_{10} \\ \alpha_{11} \\ \alpha_{12} \\ \alpha_{13} \\ \alpha_{14} \\ \alpha_{15} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta I_{v1} \\ \Delta I_{v2} \\ \Delta I_{v3} \\ \Delta I_{v4} \\ \Delta I_{v5} \\ \Delta I_{v6} \\ \Delta I_{v7} \\ \Delta I_{v8} \\ \Delta I_{v9} \\ \Delta I_{v10} \\ \Delta I_{v11} \\ \Delta I_{v12} \\ \Delta I_{v13} \\ \Delta I_{v14} \\ \Delta I_{v15} \end{Bmatrix} \quad (6)$$

Paramètre de l'approximation	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	α_8	α_9	α_{10}	α_{11}	α_{12}	α_{13}	α_{14}	α_{15}
Valeur	0	-4.7 10 ⁻¹	-4.6 10 ⁻¹	5.6 10 ⁻¹	-2.6 10 ⁻¹	6.2 10 ⁻²	-8.9 10 ⁻³	-8.1 10 ⁻⁴	-5 10 ⁻⁵	2.1 10 ⁻⁶	-6.2 10 ⁻⁸	1.2 10 ⁻⁹	-1.5 10 ⁻¹¹	1.1 10 ⁻¹³	3.9 10 ⁻¹⁶

Tableau 4 : Valeurs des paramètres α_i de l'approximation nodale.

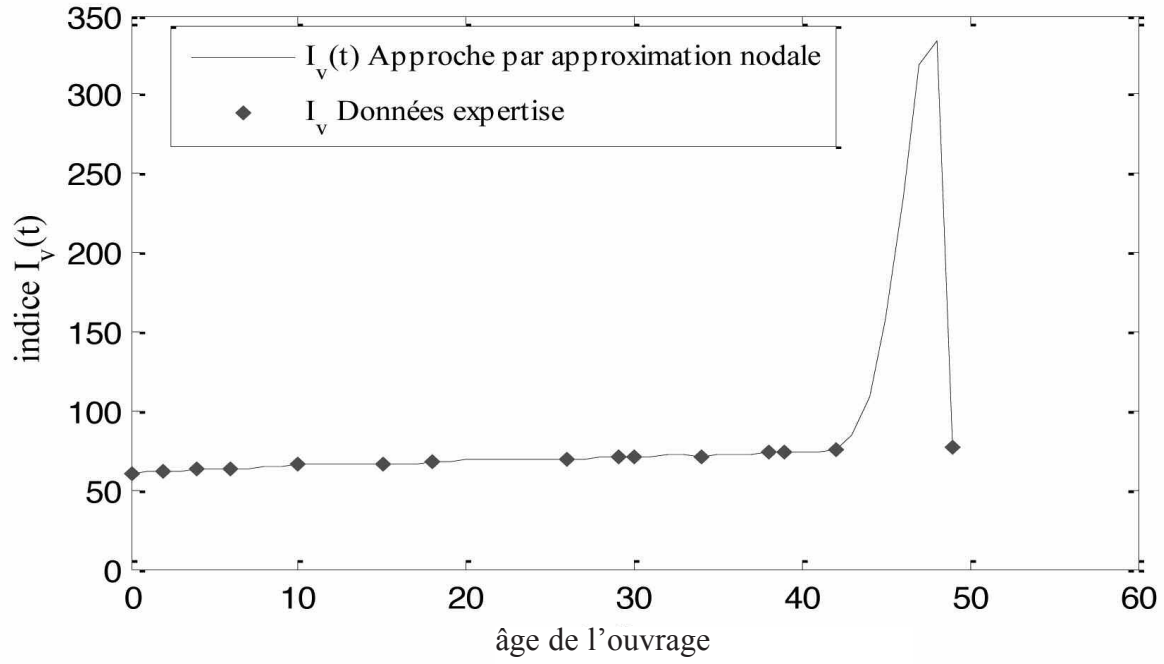


Figure 1 : Évolution de l'indice de vulnérabilité du réservoir Touares.

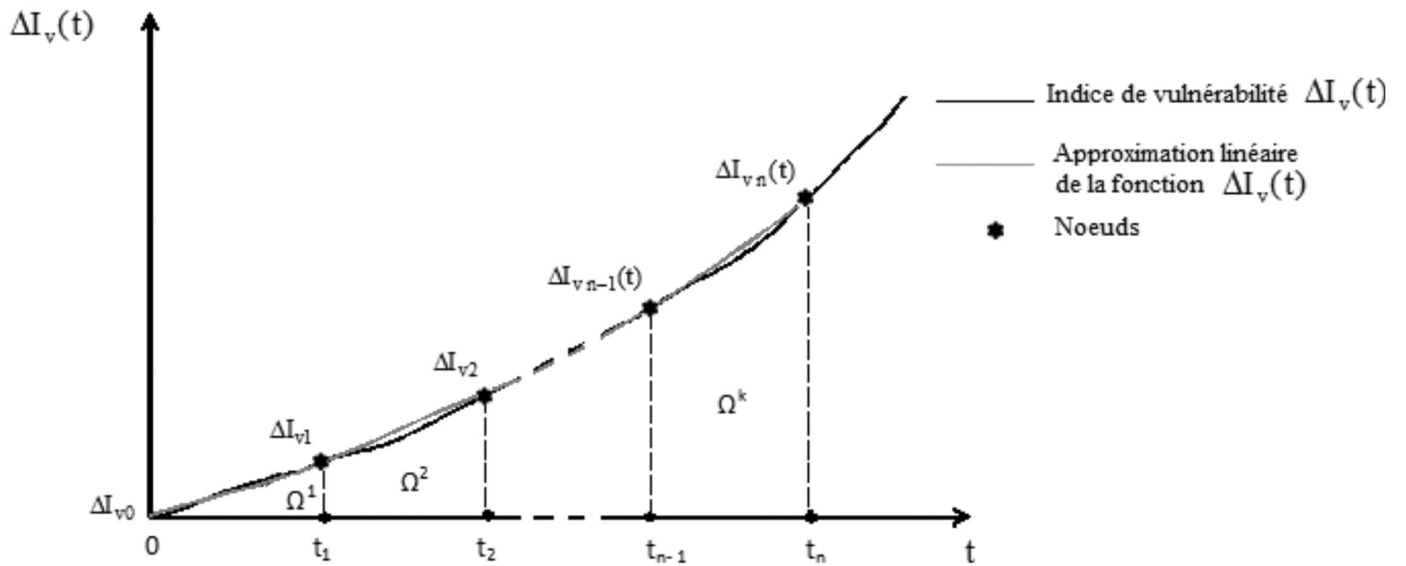


Figure 2 : Discretisation en éléments finis de la fonction dans les sous domaines.

Pour le sous domaine Ω^1 , la fonction approchée peut être approximée par une fonction polynomiale du premier degré, qui peut s'écrire [16]:

$$\Delta I_v^1(t) = \alpha_1 + \alpha_2 t \quad (9)$$

que nous pouvons écrire sous forme matricielle :

$$\Delta I_v^1(t) = \langle 1, t \rangle \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \end{Bmatrix} = \langle P(t) \rangle \{ \alpha \} \quad (10)$$

Les coefficients α_1 et α_2 sont les paramètres de l'approximation. La fonction approchée $\Delta I_v^1(t)$ coïncide avec

la fonction exacte $\Delta I_v(t)$ aux 2 points t_1 et t_2 appelés nœuds.

$$\begin{aligned} \Delta I_v^1(t_1) &= \alpha_1 + \alpha_2 t_1 = \Delta I_{v1} \\ \Delta I_v^1(t_2) &= \alpha_1 + \alpha_2 t_2 = \Delta I_{v2} \end{aligned} \quad (11)$$

que nous pouvons réécrire sous forme matricielle

$$\begin{bmatrix} 1 & t_1 \\ 1 & t_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta I_{v1} \\ \Delta I_{v2} \end{Bmatrix} \quad (12)$$

Domaine complet	éléments	Sous domaine	Nœuds	Coordonnées nodales (ans)	I_{vi}
0 < t < 49	1	Ω^1	1	0	0.0
			2	2	1.0
	2	Ω^2	2	2	1.0
			3	4	2.0
	3	Ω^3	3	4	2.0
			4	6	2.5
	4	Ω^4	4	6	2.5
			5	10	5.5
	5	Ω^5	5	10	5.5
			6	15	6.0
	6	Ω^6	6	15	6.0
			7	18	7.0
	7	Ω^7	7	18	7.0
			8	26	9.0
	8	Ω^8	8	26	9.0
			9	29	10.0
	9	Ω^9	9	29	10.0
			10	30	10.5
	10	Ω^{10}	10	30	10.5
			11	34	11.0
	11	Ω^{11}	11	34	11.0
			12	38	13.0
	12	Ω^{12}	12	38	13.0
			13	39	13.5
	13	Ω^{13}	13	39	13.5
			14	42	15.0
	14	Ω^{14}	14	42	15.0
			15	49	17.0

Tableau 5 : Identification des sous-domaines.

ou d'une manière plus compacte

$$[A] \cdot \{\alpha\} = \{\Delta I_v\} \quad (13)$$

Nous déduisons alors :

$$\{\alpha\} = [A]^{-1} \cdot \{\Delta I_v\} \quad (14)$$

ou encore pour le sous domaine Ω^1

$$\begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.0 & 0.0 \\ -0.5 & 0.5 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (15)$$

La fonction approchée $\Delta I_v(t)$ pour le sous domaine Ω^1 s'écrit alors :

$$\Delta I_v^1(t) = 0.50 t \quad (16)$$

En procédant de la même manière que pour le sous domaine Ω^1 , nous pouvons facilement déduire les fonctions approchées pour les sous domaines $\Omega^2, \Omega^3, \dots$ et Ω^{14} .

Il vient alors :

$$\Delta I_v(t) = \begin{cases} \Delta I_v^1(t) = 0.50 t & \text{Pour } 0 < t < 2 \\ \Delta I_v^2(t) = 0.50 t & \text{Pour } 2 < t < 4 \\ \Delta I_v^3(t) = 0.25 t + 1 & \text{Pour } 4 < t < 6 \\ \Delta I_v^4(t) = 0.75 t - 2 & \text{Pour } 6 < t < 10 \\ \Delta I_v^5(t) = 0.10 t + 4.5 & \text{Pour } 10 < t < 15 \\ \Delta I_v^6(t) = 0.33 t + 1 & \text{Pour } 15 < t < 18 \\ \Delta I_v^7(t) = 0.25 t + 2.5 & \text{Pour } 18 < t < 26 \\ \Delta I_v^8(t) = 0.33 t + 0.33 & \text{Pour } 26 < t < 29 \\ \Delta I_v^9(t) = 0.50 t - 4.5 & \text{Pour } 29 < t < 30 \\ \Delta I_v^{10}(t) = 0.125 t + 6.75 & \text{Pour } 30 < t < 34 \\ \Delta I_v^{11}(t) = 0.5 t - 6 & \text{Pour } 34 < t < 38 \\ \Delta I_v^{12}(t) = 0.5 t - 6 & \text{Pour } 38 < t < 39 \\ \Delta I_v^{13}(t) = 0.5 t - 6 & \text{Pour } 39 < t < 42 \\ \Delta I_v^{14}(t) = 0.28 t + 3 & \text{Pour } 42 < t < 49 \end{cases} \quad (17)$$

Dans la figure 3, nous présentons sous forme graphique l'évolution de la variation du niveau de vulnérabilité d'un réservoir type du parc de Tizi-Ouzou. Dans l'approche par approximation par éléments finis, nous forçons la fonction approchée $I_v(t)$ à avoir les mêmes valeurs que I_{vi} et I_{vi+1} , correspondants respectivement à la fonction exacte aux 2 points t_i et t_{i+1} appelés nœuds du sous domaine considéré $[t_i, t_{i+1}]$. Pour cette raison la courbe relie effectivement les points de l'expertise.

Nous procédons à la construction de la fonction $I_v(t)$ de chaque réservoir, qui s'exprime comme étant la somme de la fonction approchée $\Delta I_v(t)$ et de l'indice de vulnérabilité du réservoir considéré au jour de sa mise en service I_{v0} et qui s'écrit alors :

$$I_v(t) = I_{v0} + \Delta I_v(t) \quad (18)$$

Nous donnons à la figure 4, l'allure graphique de la fonction $I_v(t)$ du réservoir Touares qui possédait un indice de vulnérabilité $I_{v0}=60.50$ à sa mise en service en 1965. Ce réservoir a fait l'objet d'une expertise en 2014, soit 49 ans après sa mise en service, et a été classé $I_v=77.50$ (Tab. 4).

3.2. Modèle d'extrapolation dans le domaine inconnu

3.2.1. Choix du modèle d'extrapolation

Lorsque nous procédons à l'extrapolation des données observées d'un phénomène dans le futur, nous sommes en droit de s'interroger sur le choix du modèle à utiliser. Allons nous nous orienter vers un modèle avec un taux

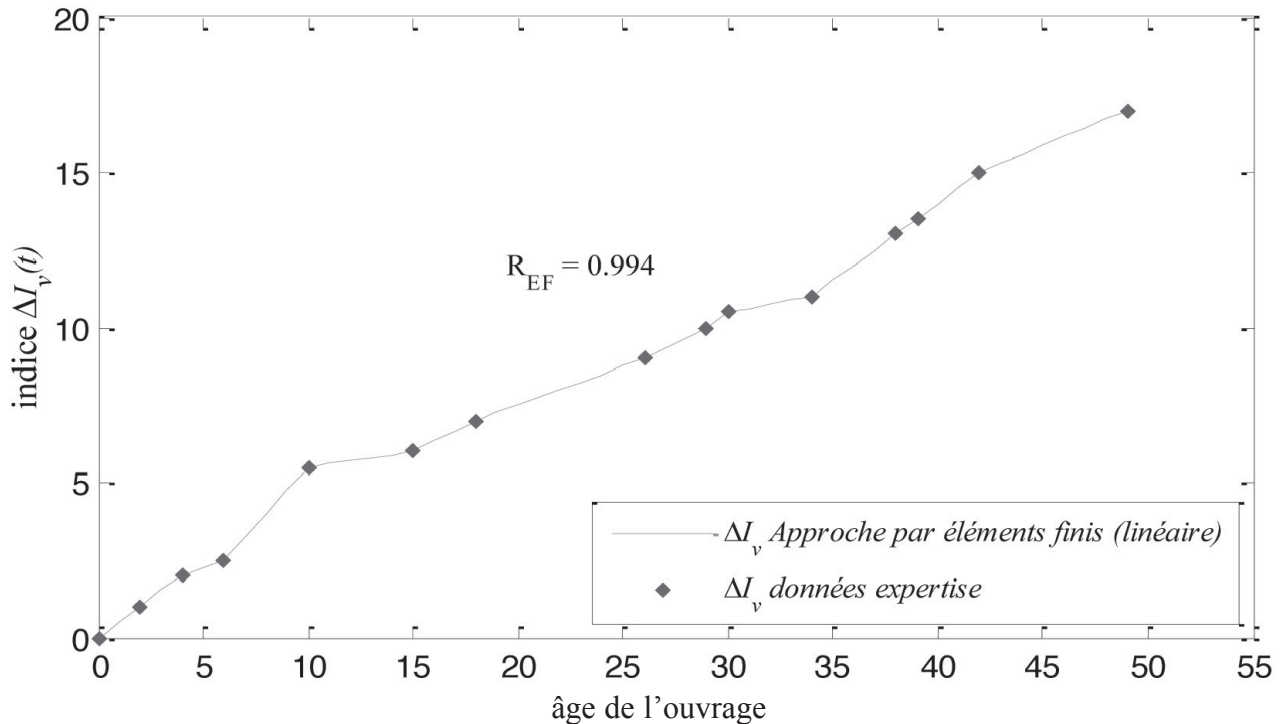


Figure 3 : Évolution de la variation de la vulnérabilité $I_v(t)$ d'un réservoir type du parc de la wilaya de Tizi-Ouzou.

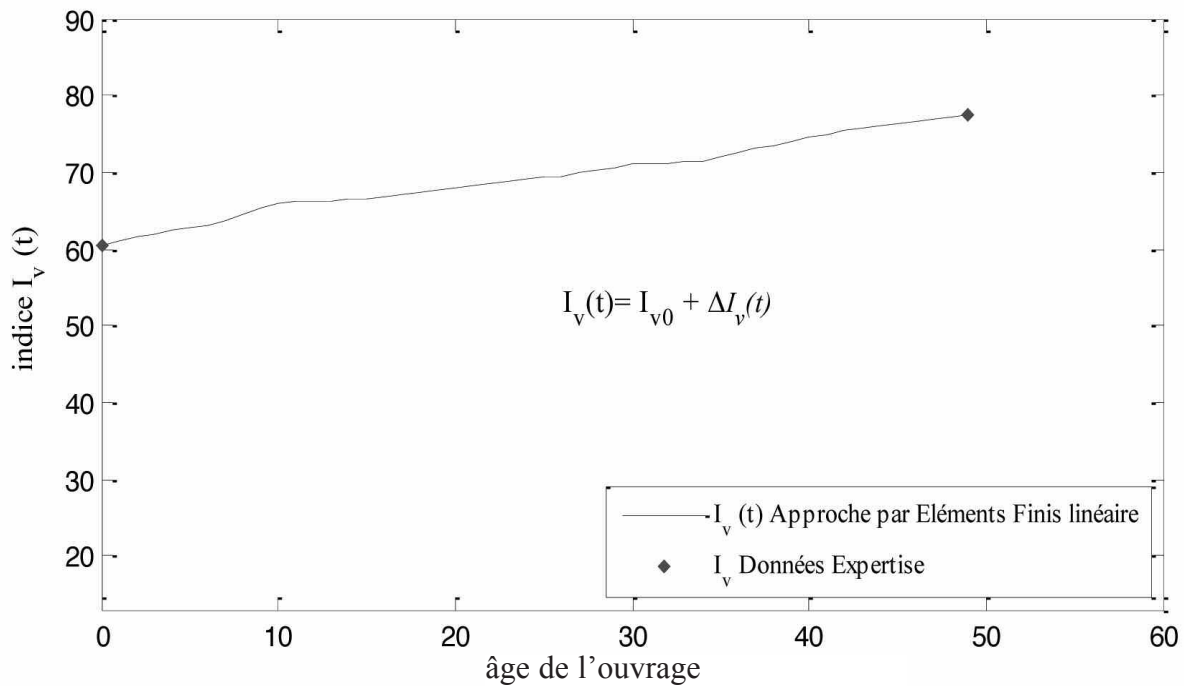


Figure 4 : Évolution de l'indice de vulnérabilité $I_v(t)$ du réservoir Touares.

moyen annuel de croissance constant, appelé modèle exponentiel ou plutôt vers un modèle qui décrit une progression moyenne annuelle constante en valeur absolue appelé modèle polynomial qui se traduit par un ralentissement progressif du taux annuel ?

Toute tentative de détermination de la fonction en dehors du domaine d'étude (domaine d'interpolation) constitue une dangereuse extrapolation qui peut nous conduire à des estimations erronées et aberrantes, dus à l'instabilité des polynômes [7], car en dehors du domaine, la fonction est inconnue, donc non maîtrisée. L'utilisation d'un modèle polynomial, pour l'extrapolation des données, ne fournit des prévisions acceptables de l'évolution du phénomène observé que dans le domaine où il est établi, donc connu. Sans compter que si l'on augmentait l'ordre de l'interpolation, le polynôme risquerait de présenter un comportement fortement oscillatoire (appelé phénomène de Runge) qui n'est absolument pas admissible par rapport à la nature des variables et du problème traité dans notre cas [8,18] (voir figure 1).

Crémone [6] décrit certaines lois de dégradation dans le cycle de vie des structures de génie civil sur la base du phénomène étudié. Par exemple, cette dégradation peut être linéaire pour le phénomène de corrosion et propose une allure exponentielle pour décrire le phénomène de fatigue pendant le chargement répété, comme c'est le cas pour les réservoirs. La particularité des réservoirs est qu'ils subissent de fortes variations de surcharge d'exploitation (eau contenue dans la cuve), de façon souvent quotidienne et pour certains 3 à 4 fois par jour durant toute leur longue période de service, en fonction des besoins de consommation des populations desservies.

Par ailleurs, dans le cas où les valeurs connues permettent d'imaginer que les rythmes de croissance passé (dans le domaine connu) peuvent se prolonger durablement, comme c'est le cas pour l'évolution de la vulnérabilité dans le cycle de vie d'un réservoir, il serait plus raisonnable d'opter pour un modèle exponentiel pour l'extrapolation du phénomène au-delà du domaine connu.

3.2.2. Approche par modèle exponentiel

Les fonctions exponentielles dans leurs principes ont permis de modéliser plusieurs phénomènes tels que l'évaluation des précipitations dans le domaine de l'hydrologie [23], de la biologie [24,7], de l'économie et de la démographie [30], dans lesquels la vitesse de croissance est proportionnelle à la taille de la population étudiée.

Le choix de faire une extrapolation des données pour représenter l'évolution de l'indice de vulnérabilité $I_v(t)$ dans le temps par une loi exponentielle repose sur l'hypothèse selon laquelle la distribution des couples observés ($I_v(t)$, t) peut se prolonger durablement au vu de leur rythme de croissance dans le domaine connu.

En s'inspirant du modèle de l'accroissement démographique développé par Yusuf et al. [30], le modèle exponentiel suppose que la variation d'une fonction $y(t)$ donnée est décrite par l'équation différentielle suivante :

$$\frac{dy}{dt} = \mu \cdot y(t) \quad (19)$$

où $y(t)$ représente l'effectif considéré à un instant t et dy la variation de la densité de l'effectif dans un laps de temps dt . Quant à μ , il désigne la vitesse de croissance de $y(t)$.

Cette dernière équation différentielle admet une solution unique qui peut se mettre sous la forme.

$$y(t) = y_0 e^{\mu t} \quad (20)$$

La constante μ peut être déterminée en supposant la condition initiale $y(t=0)=y_0$.

L'expression $e^{\mu t}$ est croissante avec l'évolution du taux de croissance du phénomène étudié à chaque instant (t). Elle est inférieure à 1 pour des taux de croissance négatifs, supérieure à 1 pour des taux positifs et égale 1 pour un taux nul.

L'équation (20) peut s'écrire aussi sous la forme :

$$\ln[y(t)] = \ln[y_0] + \mu t \quad (21)$$

Il vient :

$$\mu = \frac{\ln[y(t)] - \ln[y_0]}{t} \quad (22)$$

3.2.3. Extrapolation de la fonction $I_v(t)$

L'étude de l'indice de vulnérabilité lié au phénomène de vieillissement étudié dans notre travail, suppose que les réservoirs à leur mise en service ont déjà une certaine vulnérabilité I_{v0} [13] et tend à augmenter en fonction de l'âge des réservoirs. Le choix du modèle adopté en section (3.2.1) paraît pertinent pour la description de l'évolution du comportement au vieillissement de nos ouvrages. Ce modèle suppose que le démarrage de la croissance exponentielle se fait brutalement sans phase de transition [25] après la fin du dernier sous domaine (voir Tab. 8) étudié lors de l'interpolation par éléments finis.

La loi qui représente le comportement au vieillissement d'un réservoir en béton peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\frac{d\Delta I_v(t)}{dt} = \mu \Delta I_v(t) \quad (23)$$

où μ représente la vitesse de croissance de l'indice de vulnérabilité du réservoir.

Pour adapter les caractéristiques du modèle exponentiel au problème traité, nous procédons à un changement de variable en se basant sur l'évolution de l'indice I_v au niveau du dernier domaine Ω' où $\in [39,49]$ adopté dans l'approximation par éléments finis en section (3.1.2). Pour cela, nous posons $T = t - 39$.

La relation (23) devient :

$$\frac{d\Delta I_v(T)}{dT} = \mu \Delta I_v(T) \quad (24)$$

La solution est de la forme :

$$\Delta I_v(T) = \Delta I_{v39} e^{\mu T} \quad (25)$$

Nous déduisons alors :

$$\mu = \frac{\ln[\Delta I_v(T)] - \ln[\Delta I_{v39}]}{T} \quad (26)$$

Le calcul du coefficient μ est résumé dans le tableau 9.

t (Années)	T (Années)	I_{vt}	
39	0	13.5	0.0231
49	10	17	

Tableau 6 : Évaluation du coefficient μ

La variation de l'indice de vulnérabilité des réservoirs du parc étudié en dehors du domaine connu s'écrit sous la forme :

$$\Delta I_v(T) = \Delta I_{v39} e^{0.0231 \cdot T} \quad (27)$$

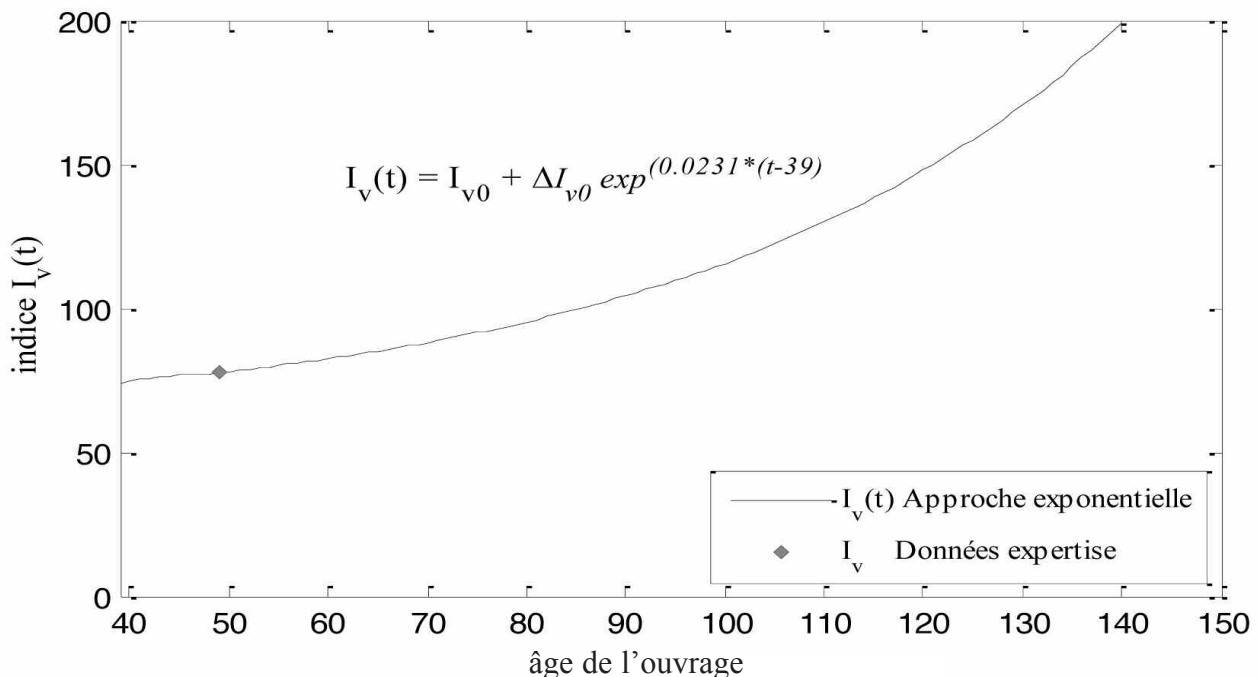


Figure 5 : Évolution de l'accroissement de l'indice $I_v(t)$ d'un réservoir type par modèle exponentiel.

L'évolution de l'indice de vulnérabilité d'un réservoir du parc de la wilaya de Tizi-Ouzou dans son cycle de vie dans le domaine inconnu, est donnée par la formule suivante :

$$I_v(t) = I_{v0} + \Delta I_{v39} e^{0.0231 * (t-39)} \quad \text{Pour } t > 49 \quad (28)$$

Nous reprenons dans ce qui suit l'exemple du réservoir Touares, dont la loi d'évolution de l'indice de vulnérabilité est approximée dans le domaine connu par éléments finis (fig. 4). L'évolution de son indice de vulnérabilité dans le domaine inconnu (ie, au delà de l'année 2014), a été approchée par le modèle exponentiel, comme présenté plus haut. Dans l'illustration graphique (Fig. 6), nous superposons la courbe d'évolution de l'indice $I_v(t)$ du réservoir Touares avec les différents niveaux de vulnérabilité que le réservoir peut atteindre durant son cycle de vie. Nous constatons qu'à la mise en service de cet ouvrage, il était au niveau orange 1, il atteint le niveau orange 2 à 68 ans et puis le niveau rouge à l'âge de 114 ans où il devra être mis hors service ou à défaut en situation de restriction d'utilisation immédiatement. Il atteindra le niveau extrême de ruine à l'âge de 139 ans.

4. VALIDATION DES FONCTIONS APPROCHÉES

Une des étapes importantes dans le développement et l'utilisation d'un modèle de prévisions est de s'assurer que celui-ci est applicable en situation réelle. L'évaluation de sa performance se mesure en comparant les valeurs prédites par le modèle avec les valeurs observées et indépen-

dantes de celles qui ont servi à sa construction. Cette comparaison sera faite par le calcul de l'indicateur de mesure du Pourcentage d'Erreur Moyenne Absolue (MAPE : Mean Absolute Percentage Error) qui est la moyenne des différences absolues entre la valeur observée et sa prévision. Cette mesure considère l'importance plutôt que le sens des erreurs de prévision. Elle est donnée par la relation qui suit :

$$MAPE = \left(\frac{100}{n} \right) \sum_{i=1}^n \left| I_{Vi}^{\text{modele}} - I_{Vi}^{\text{mesuré}} \right| \quad (29)$$

La démarche générale de validation du modèle construit pour la prévision du comportement au vieillissement d'un réservoir de stockage en béton adopté peut se faire en deux étapes [12]. Dans un premier temps, nous procédons à l'expertise sur site de certains réservoirs qui ont déjà fait l'objet d'une expertise en 2010 par Hammoum et al. [15], tout en choisissant les ouvrages qui remplissent les mêmes critères et caractéristiques que ceux qui ont servi dans la construction du modèle. Dans un deuxième temps, nous procédons à l'évaluation du MAPE. Les résultats du calcul sont illustrés dans le tableau 7.

Le test de validation effectué sur les ouvrages du parc expertisé a montré que le pourcentage d'erreur moyenne absolu de l'indice de vulnérabilité est de l'ordre de 2.95 %. Cette erreur reste admissible.

Nous en déduisons que le modèle construit montre une capacité satisfaisante à prédire l'évolution de l'indice de vulnérabilité aux aléas naturels des réservoirs de stockage d'eau en béton du parc du département de Tizi-Ouzou dans leur cycle de vie, comme présentés dans la figure 7.

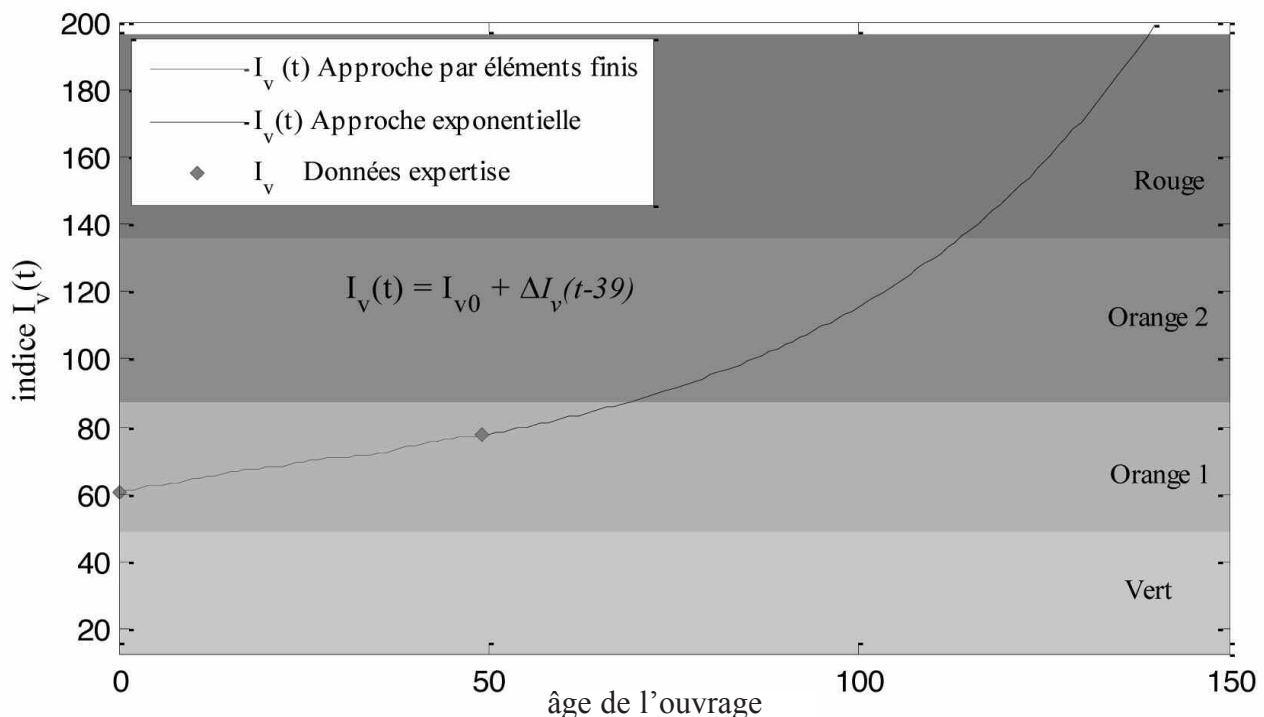


Figure 6 : Évolution de l'indice $I_v(t)$ à travers les différents niveaux de vulnérabilité du réservoir Touares.

Ouvrages	I_{Vi}^{modele}	$I_{Vi}^{mesuré}$	Erreur (%)
Taghanimt	62.50	64.50	3.1007
Taksebt	48.78	51.50	5.2815
Ait Halli	66.00	66.50	0.7518
SR1 Irdjen	57.91	59.50	2.6722
	MAPE		2.9516

Tableau 7 : Évaluation du Mean Absolute Percentage Error.

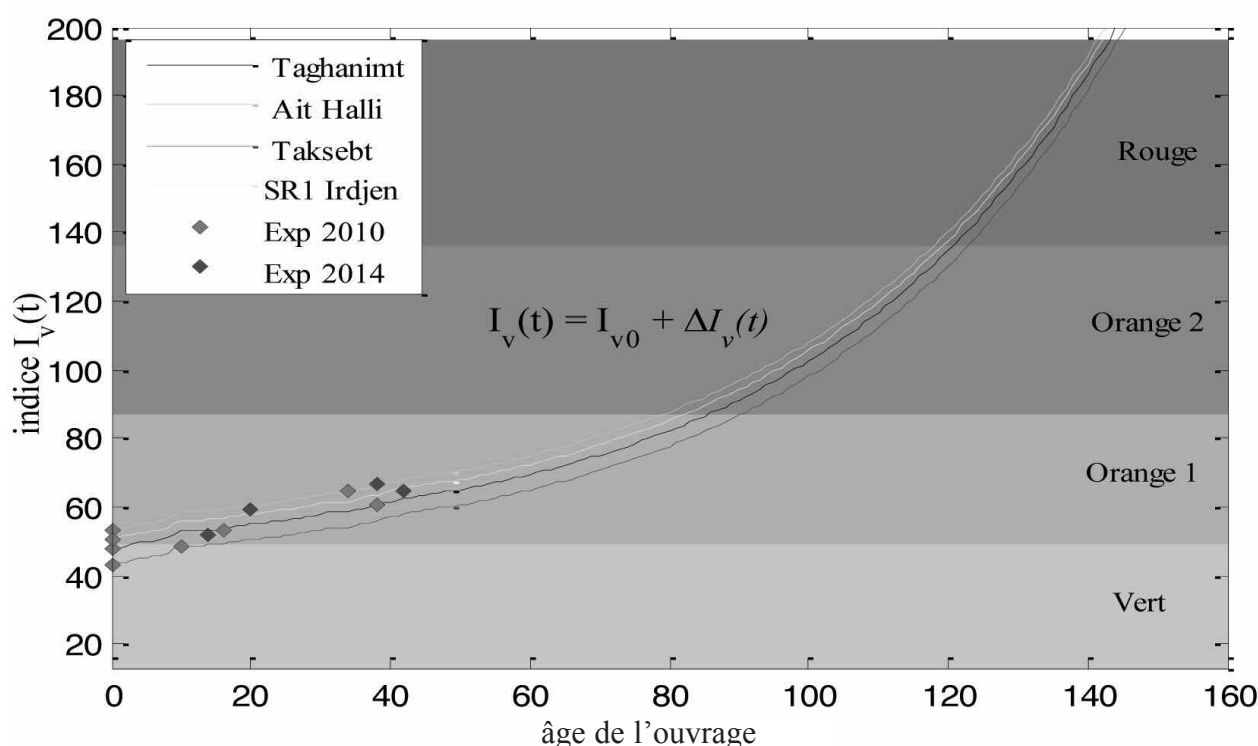


Figure 7 : Validation des fonctions approchées.

CONCLUSION

Dans cet article, en nous aidant de la méthode des éléments finis, basée sur les fonctions polynomiales, nous avons modélisé l'évolution du niveau de vulnérabilité lié au vieillissement des réservoirs du parc de la wilaya de Tizi Ouzou (Algérie), en s'appuyant sur la connaissance de certaines mesures ponctuelles. L'intérêt de l'application de cette méthode dans le contexte de notre travail de recherche réside dans la précision de ses résultats, une précision liée fortement au nombre d'éléments selon lesquels le domaine a été décomposé. Cette méthode d'approximation nous permet de discrétiser le domaine complet en un nombre fini de sous-domaines, afin de maîtriser le domaine d'étude avec une précision satisfaisante.

Les relations mises au point permettent une évaluation simplifiée et rapide de la vulnérabilité liée au vieillissement des réservoirs en béton à n'importe quel instant de leur cycle de vie. Entre les mains des gestionnaires, elles permettent de fixer un planning des priorités d'intervention dans leur programme de réhabilitation ou de réparation.

En s'aidant de ces relations, ils seront en mesure de prédire à l'avance l'instant où l'état critique du réservoir sera atteint dans son cycle de vie et de décider de l'instant de la restriction de service ou éventuellement de sa démolition. Cette façon de faire permet d'optimiser la gestion d'un parc d'ouvrages et de planifier dans le temps les investissements financiers suffisamment à l'avance surtout sous des contraintes budgétaires significatives.

Par ailleurs, entre les mains des ingénieurs de bureau d'études, ces relations peuvent être utilisées au stade de conception de l'ouvrage. L'indice de vulnérabilité peut être connu et simulé à différents temps et donc prédire la politique de gestion du réservoir durant son exploitation et la fréquence de surveillance de l'ouvrage. Autrement dit, elles nous renseignent sur sa durée de vie ainsi que l'attention à accorder à l'ouvrage.

Les relations développées pour le parc de réservoirs du département de Tizi Ouzou présentent un excellent outil décisionnel au stade préliminaire de l'expertise entre les mains des ingénieurs experts, qui auront à décider des solutions à adopter pour la réhabilitation ou restauration d'un réservoir donné.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier les membres de la société ADE (agences de DBK et LNI) pour leur aide et la documentation fournie.

RÉFÉRENCES

- [1] Bezzazi M, Khamlichi A, Gonzalez J.R.A. Vulnérabilité sismique des constructions de type béton armé aux Nord du Maroc, *Rev. Can. Génie civ.* 2008;35:600–608.
- [2] Belheouane F.I. Détermination de l'indice de vulnérabilité pour les bâtiments en béton armé, thèse de Magister en génie civil, Université de Blida, juin 2006.
- [3] Boéro J, Capra B, Schoefs F, Bernard O, Lasne M. Analyse de risques pour la maintenance des structures portuaires : exemple de quais gabions soumis à de la corrosion, IX^{es} Journées Nationales Génie Côtier-Génie Civil, Brest, 12-14 septembre 2006.
- [4] Boukri M, Bensaïbi M. Indice de vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie de la ville d'Alger. Actes du congrès AFPS, France, 2007
- [5] Curt C, Talon A, Mauris G. A dam assessment support system based on physical measurements, sensory evaluations and expert judgements, *Measurement*. 2011; 44:192–201.
- [6] Cremona C. Surveillance de santé des ouvrages, *Annales du BTP*, 2006 ; volume 4.
- [7] Delhalle L, Daube G, Adolphe Y, Crevecoeur S, Clinquart A. Les modèles de croissance en microbiologie prévisionnelle pour la maîtrise de la sécurité des aliments - synthèse bibliographique, *Biotechnol. Agron. Soc. Environ.* 2012 ; 16(3) : 369-381.
- [8] Delhez J.M. Méthodes mathématiques d'analyse et de modélisation appliquées à l'environnement, 2008.
- [9] DTR B-C 2-48. Règles parasismiques algériennes (addenda 2003), CGS, Alger, juin 2003.
- [10] DTR C 2-4.7. Règlement neige et vent 1999, Ministère de l'habitat, Alger, juillet 1999.
- [11] Fascicule 74, texte officiel. Construction des réservoirs en béton – cahier des clauses techniques générales, Ministère de l'équipement des transports et du logement, Paris, 1998.
- [12] Giffel M.C, Zwietering M.H. Validation of predictive models describing the growth of *Listeria monocytogenes*. *Int. J. Food Microbiol.* 1999 ; 46(2):135-149.
- [13] Hammoum H, Bouzelha K, Analyse de risques liés au vieillissement des réservoirs en béton. Proposition de méthodes d'aide à l'expertise, In : Presses Académiques Francophones editor. Saarbrücken, Germany, 2014. pp. 297.
- [14] Bouzelha. K, Hammoum. H, Hannachi. N.E, Les réservoirs d'eau en béton en Algérie. Du constat d'une situation à l'expression d'un besoin, *Annales du BTP*, N° 1, 2013, Editions ESKA, Paris. pp. 18-27.
- [15] Hammoum H, Bouzelha K, Bouhadoun D, Belkacem F. Evaluation de la vulnérabilité aux aléas naturels d'un parc de réservoirs en béton dans un système d'information géographique. *Proceedings of the Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering* 2011. In: Curran Associates Editor, New York, USA, 2011; 1: 271-281.
- [16] Khenane A. Introduction to Finite Element Analysis Using MATLAB and Abaqus. In: Taylor and Francis Group Editor, London, 2013.
- [17] Khenane A. Méthode des éléments finis – Enoncé des principes de base. In : OPU Editor, Alger, 1997.
- [18] Manet V. La Méthode des Éléments Finis. In : PNL editor, 2012.
- [19] Mathieu G. Méthodologie d'évaluation des ouvrages hydrauliques en béton appliquée un patrimoine. *Annales du BTP*, 2003 ; 5-6 :39-61.
- [20] Mathieu G et al. Pathologie et réparation des ouvrages en béton de stockage et de transport des liquide, *Annales du BTP*, 1996. p. 3–108. [special issue].
- [21] Peyras L, Royet P, Boissier D. Development of a Scenario-based DSS for Dam Ageing Diagnosis, *Journal of Decision Systems*, 2002; 11:445-458.
- [22] Peyras L, Royet P, Boissier D. Dam ageing diagnosis and risk analysis: Development of methods to support expert judgement, *Canadian Geotechnical Journal*, 2006;43:169-186.
- [23] Peng S, Xueyuan Q, Xi C, Mi Z, Simin Q, Xinxin M, Zhicai Z. Spatial distribution and temporal trends in daily and monthly precipitation concentration indices in the upper reaches of the Huai River, China. *Stoch Environ Res Risk Assess*, 2013 ; 28 : 201-212.
- [24] Plenet D, Lubet E, Juste C. Évolution à long terme du statut carboné du sol en monoculture non irriguée du maïs. *Agronomie*, 1993 ; 13 : 673-683.
- [25] Sanna M. Microbiologie prévisionnelle : principaux modèles de croissance utilisés en appréciation quantitative des risques. *Epidémiol. et santé anim*, 2002 ; 41 :169-177.
- [26] Serre D, Peyras L, Tourment R, Diab Y. Evaluation de la performance des digues de protection contre les inondations, *revue française de géotechnique*, 2006 ; 115 : 57-70.
- [27] Serre D, Maurel P, Peyras L, Tourment R, Diab Y, Modèles de rupture de digues couplés à un SIG, *revue internationale de géomatique*, 2006 ; 16(3-4):479-498.
- [28] Serre D, Peyras L, Curt R.C., Boissier D, Diab Y. Evaluation des ouvrages hydrauliques de génie civil, *revue canadienne de géotechnique*, 2007; 44: 1298–1313.
- [29] Serre D, Peyras L, Tourment R, Diab Y. Levee performance assessment: development of a GIS tool to support planning maintenance actions, *Journal of Infrastructure System*, ASCE, 2008; 14(3):201-213.
- [30] Yusuf F, Martins J.M, Swanson D.A. Methods of Demographic Analysis. In : Springer Dordrecht Heidelberg editor, London, 2014, pp. 310.

ANNEXE : ÉVALUATION DE L'INDICE DE VULNÉRABILITÉ DES RÉSERVOIRS DU PARC DE LA WILAYA DE TIZI-OUZOU

N°	Lieu-dit	Capacité (m³)	Date mise en service	Date expertise	Age de l'ouvrage	I _{vo}	I _{vi}	Type de sol	Type de réservoir
1	SR3 Irdjen	1000	1994	2010	16	49	52,5	Ferme	Au sol
2	Tamazirth 1	500	1976	2010	34	44	57	Rocheux	Semi enterré
3	Tamazirth 2	200	2003	2010	7	44,5	49,5	Rocheux	Au sol
4	Taghanimt	100	1972	2010	38	47,5	60,5	Ferme	Au sol
5	Ait Halli	100	1976	2010	34	53	64,5	Meuble	Au sol
6	Adeni	150	1976	2010	34	50	60,5	Ferme	Semi enterré
7	Ait Yacoub	150	1976	2010	34	42	53	Rocheux	Semi enterré
8	Ait Hague	100	1976	2010	34	45,5	53	Ferme	Semi enterré
9	Mestiga	50	1974	2010	36	46,5	57,5	Ferme	Semi enterré
10	Boudjellil	500	1993	2010	17	44,5	52	Rocheux	Au sol
11	Ibahlal	500	1993	2010	17	47	58,5	Ferme	Au sol
12	Mehriz	100	2002	2010	8	46,5	51,5	Rocheux	Au sol
13	SR1 Irdjen	1000	1994	2010	16	50,5	53,5	Ferme	Au sol
14	SR2 Irdjen	1000	1994	2010	16	51	52	Ferme	Au sol
15	Taksebt	500	2000	2010	10	43	48,5	Rocheux	Au sol
16	Monobloc 1	500	2001	2010	9	52	52	Meuble	Au sol
17	Monobloc 2	500	2001	2010	9	51	52	Meuble	Au sol
18	Tansaout	500	1992	2010	18	45,5	48,5	Rocheux	Au sol
19	Zone Industrielle	2X1500	1972	2010	38	58	79	Meuble	Au sol
20	Behalil 2	200	2010	2014	4	48	48	ferme	Au sol
21	Behalil 1	100	1996	2014	18	46	53	ferme	Au sol
22	Touares	1000	1965	2014	49	60,5	77,5	meuble	Au sol
23	Touares	1000	1980	2014	34	61	72	meuble	Au sol
24	Megdoule 2	500	2008	2014	6	45	49,5	rocheux	Au sol
25	Mouldiouane Village	100	1988	2014	26	52	75,5	meuble	Au sol
26	Herrouka 1	500	1972	2014	42	48,5	63,5	rocheux	Au sol
27	Herrouka 2	100	1984	2014	30	46	56,5	rocheux	Au sol
28	Megdoule1	500	2008	2014	6	54	56,5	ferme	Au sol
29	Mennacera	100	2008	2014	6	44,5	47,5	rocheux	Au sol
30	Adjaba	250	1973	2014	41	44,5	63,5	rocheux	Au sol
31	Avarrane 1	500	1972	2014	42	56,5	75,5	meuble	Au sol
32	Avarrane 2	1500	2011	2014	3	55	61	meuble	Semi enterré
33	Mouldiouane Zone	1000	2010	2014	4	49,5	51,5	ferme	Semi enterré
34	Sidi Namane Maassal	1000	1999	2014	15	52,5	64	ferme	Au sol
35	Sidi Namane SR1	1000	1999	2014	15	53,5	59,5	meuble	Au sol
36	Sidi Namane SR2	1000	2012	2014	2	53,5	54,5	meuble	Au sol
37	Kaf Laagab	200	1988	2014	26	56	65	meuble	Au sol
38	Tighilt Tigarfiouine	1000	1985	2014	29	56	66	meuble	Au sol
39	Djemaa Saharidj	1000	2008	2014	6	49,5	65,5	ferme	Au sol
40	Djemaa Saharidj	500	1975	2014	39	47	62	ferme	Semi enterré
41	Mekla (Chaïb) SR1	500	1975	2014	39	54,5	71,5	meuble	Au sol
42	Mekla Chef-Lieu SR2	500	1975	2014	39	50,5	64	meuble	semi enterré

ÉTUDE PARAMÉTRIQUE EN STATIQUE NON-LINAIRE DU FACTEUR DE COMPORTEMENT POUR LES STRUCTURES MÉTALLIQUES DIMENSIONNÉES SELON LE RÈGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN

PARAMETRIC STUDY OF FORCE REDUCTION FACTOR FOR STEEL MOMENT RESISTING FRAMES DESIGNED ACCORDING TO THE ALGERIAN SEISMIC CODE

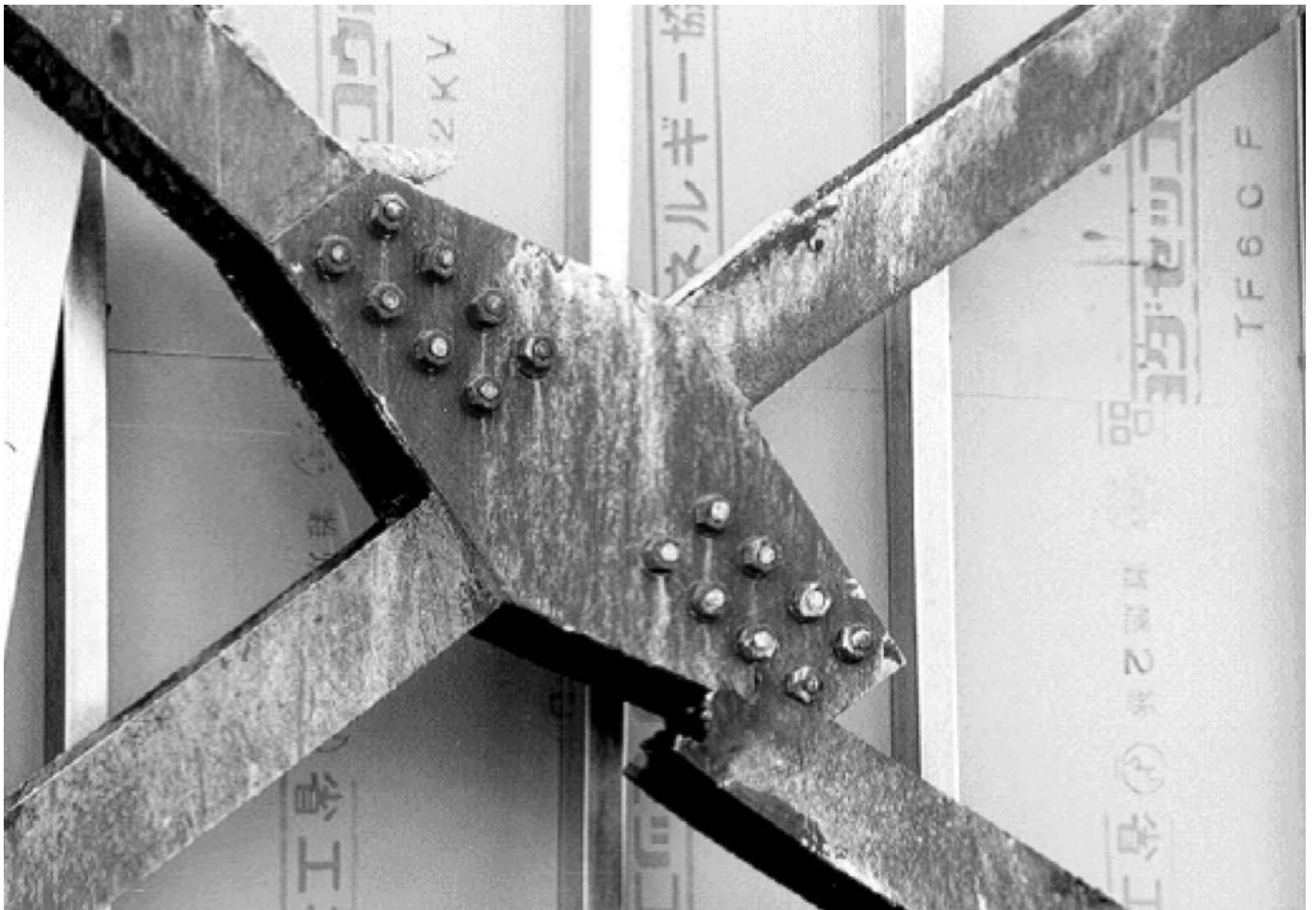
Abdennour CHEKIRE, Ahmed ABED

Université de Tizi-Ouzou, Faculté du Génie de la Construction, Département de Génie Civil,
E-mails : chekiredabdenour56@gmail.com - abedahm@yahoo.fr

CONTEXTE

Le but de cette recherche est de revoir le bien fondé des valeurs du facteur de comportement utilisé dans la réglementation algérienne. En effet les différents séismes qui

ont frappé l'Algérie, et particulièrement celui de 2003, ont révélé que le comportement de beaucoup de structures était loin de celui prévu par les concepteurs. Le séisme de Kobe a révélé les mêmes discordances entre le comportement théorique présumé et le comportement réel des structures.



Rupture des éléments non ductile (contreventement en X), séisme de Kobe.





Rupture des soudures de l'assemblage et voilement important des barres (Ashiyahama Complexe), séisme de Kobe.

1. INTRODUCTION

L'étude du comportement des structures durant les récents séismes a montré l'apparition de beaucoup de désordres dans les systèmes de contreventement, même pour les structures dimensionnées selon les codes de calcul. Les structures présentant des irrégularités en termes de rigidité ou de raideur ont montré des insuffisances dans leur comportement, ainsi que la formation de mécanisme pour les structures ayant des étages souples. Dans ce cas de situation, des dispositions particulières doivent être prises en compte pour remédier à cette instabilité [1, 2] et permettre à de telles structures d'atteindre l'état de mécanisme par plastification. Le choix du facteur de comportement dans la phase de dimensionnement ne reflète pas forcément la réponse attendue de la structure ; la valeur réelle du facteur de comportement dépend de plusieurs paramètres tels que la régularité de la structure, le niveau de ductilité effective, le critère de ruine, le mécanisme de formation des rotules plastiques [3], le taux d'écrouissage de l'acier, la méthode

de détermination, la modélisation, l'intensité du chargement, la hauteur du RDC, l'effet P- Δ [4, 5], etc.

Le comportement des structures dimensionnées sous chargement statique est très différent de celles dimensionnées en capacité c'est-à-dire en tenant compte de la formation de rotules plastiques ou de critères de ruine bien définis [6, 7].

Les valeurs du facteur de comportement R, données par les codes sont différentes car basées sur des approches semi-empiriques et statistiques. Pour les structures ductiles contreventées par portiques en acier, le Tableau 1 donne les valeurs de R proposées par quelques codes tels que l'AISC-2002 [8], l'AS 1170.4 [9], le CSA S16-01 [10], l'EC8 [11] et le RPA99/V2003 [12].

2. OBJECTIF

L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence de certains de ces paramètres sur le comportement des structures auto-

CODE	AISC-2002	AS 1170.4	CSA S16-01	EC8	RPA99/V2003
R	8	6	7.5	$5.5 \leq R \leq 8$	6

Tableau 1 : Coefficients de Comportement donnés par les codes de calcul sismique.

stables ductiles en acier à partir d'analyses statiques non linéaires en utilisant le chargement modal [13] avec le programme SAP2000V14 [14].

Les paramètres pris en compte dans cette étude sont :

- la variation de la hauteur du Rez-de-chaussée, RDC, (3, 4, 4.5, 5 m),
- la régularité en élévation en termes de rigidité,
- la variation des surcharges d'exploitation (2.50, 5.0, 7.50 kN/m²),
- la variation de la longueur de la travée centrale (5 et 2.5 m) :

1 – poutres à inertie constante (IC)

2 – poutres à raideur constante (RC)

3. ÉVALUATION DU FACTEUR DE COMPORTEMENT R

Selon l'EC8 le facteur de comportement R est une approximation du rapport entre les forces sismiques que la structure subirait si sa réponse était complètement élastique avec un amortissement visqueux de 5 %, et les forces sismiques minimales utilisées lors du dimensionnement, avec un modèle linéaire conventionnel, en assurant encore une réponse satisfaisante de la structure.

La même approche est faite par Mwafy et Elnashai [15] qui proposent un coefficient de comportement donné par :

$$R = \frac{V_e}{V_d} \quad (1)$$

Selon la Figure 1, V_d correspond à l'effort tranchant de dimensionnement et V_e à l'effort tranchant à l'état limite élastique.

Basée sur la théorie du facteur de ductilité globale, une formulation faite par ATC [16] définit R comme étant le produit de plusieurs coefficients à savoir :

$$R = R_\mu R_S R_R \quad (2)$$

avec

R_μ : facteur tenant compte de la ductilité globale

R_S : facteur tenant compte de la réserve de résistance

R_R : facteur tenant compte de la redondance structurelle

Facteur de ductilité globale [R]

La ductilité globale ou ductilité en déplacement est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total à l'atteinte d'un mécanisme global au déplacement latéral élastique (facteur traduisant le comportement des structures dans les codes parasismiques). Cette ductilité est donnée par :

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} \quad (3)$$

avec : Δ déplacement total ; Δ_y = déplacement élastique ; Δ_p = déplacement plastique.

Établies sur des hypothèses différentes, les formulations proposées par différents auteurs tels que Newmark et Hall [17], Miranda et Bertero [18], Vidic et al. [19], sont semblables et donnent pour les structures dont les périodes fon-

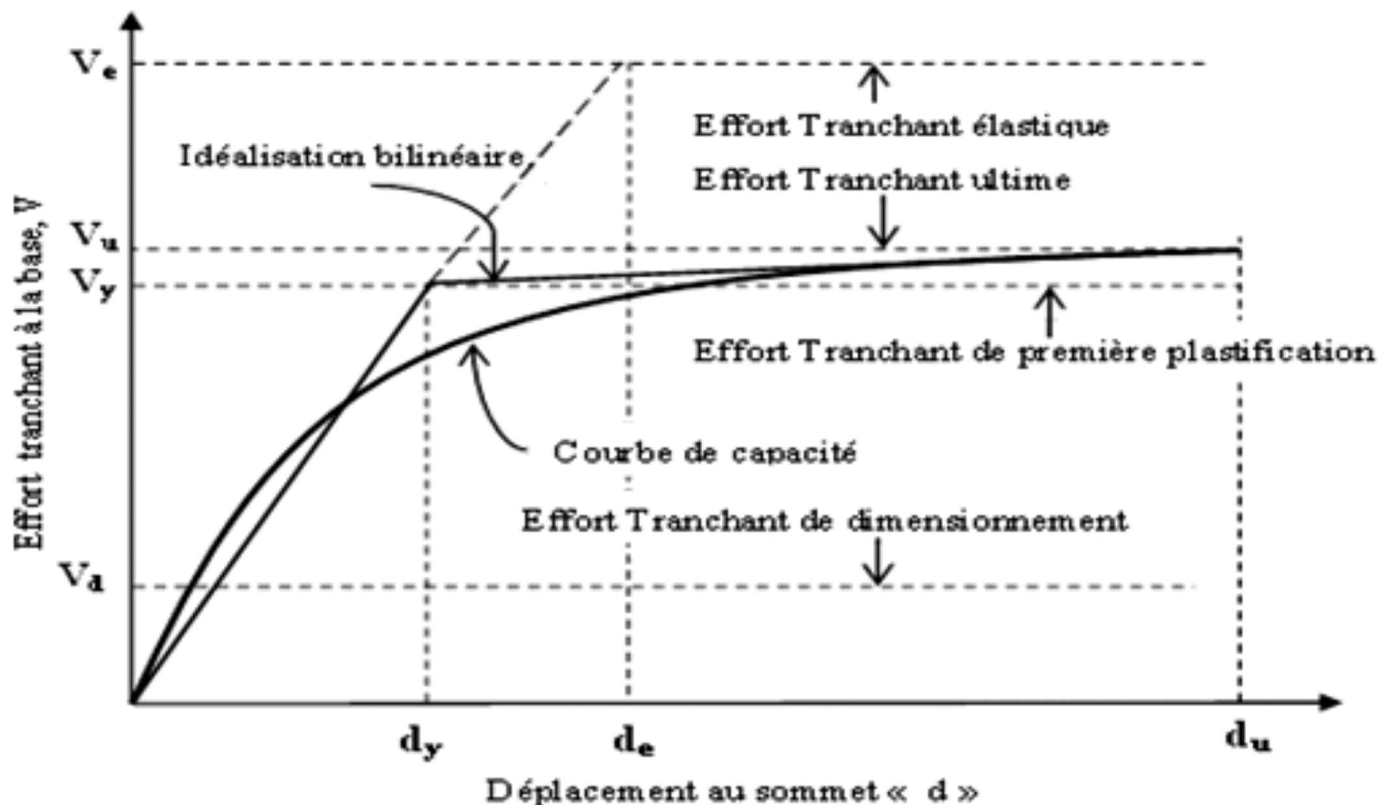


Figure 1 : Courbe de réponse généralisée ou courbe de capacité.

damentales sont supérieures à la période caractéristique du sol « Tc » (Tc = 0.5s selon le règlement RPA99/V2003 pour le sol choisi) :

$$R\mu=\mu \quad \text{si } T > T_c \quad (4)$$

Facteur de réserve de résistance [R_S]

Beaucoup d'études ont été menées afin de définir R_S et ont abouti à des valeurs relativement différentes. Selon Kappos [20] la surrésistance dépend de la flexibilité de la structure. Elle est donc plus grande pour des bâtiments faiblement élevés que pour ceux moyennement élevés (4 à 5 niveaux) ; et que la valeur de R_S varie de 1.5 à 2.7 en fonction de la période d'oscillation. Aucune formulation n'a été fournie par l'auteur pour l'estimation de R_S. Elnashai et Mwafy [21] et Di Sarno et al. [22], ont mené des études détaillées sur l'influence de la surrésistance dans les performances sismiques des bâtiments multi-étagés pour des structures en béton armé et en acier. Elnashai et Mwafy suggèrent d'utiliser un facteur de surrésistance qui correspondrait à une réserve de résistance intrinsèque à la structure donné par :

$$R_S = \frac{V_u}{V_y} \quad (5)$$

V_u et V_y étant respectivement les efforts tranchants à la base à l'état limite ultime de résistance et l'état limite élastique (voir Figure 1). Ils proposèrent un coefficient de surrésistance R_S variant entre 1.5 et 2.2. Pour les structures ductiles, les codes AISC-2002, NEHRP-94 [23], Néo-Zélandais NZS [24] et l'EC8 préconisent des valeurs pour le coefficient R_S respectivement égales à 3, 1.67, 1.5 et 1.6.

Facteur de redondance structurelle [RR]

Selon le RPA99/v2003 chaque étage devrait avoir, en plan, au moins quatre files de portiques dans la direction des forces latérales appliquées pour vérifier la condition de redondance et 3 travées pour assurer la condition minimale de files porteuses, ce qui correspond à R_R = 1.

4. DESCRIPTION DES STRUCTURES ÉTUDIÉES

Les structures considérées dans cette étude sont les structures les plus répandues et les plus utilisées en Algérie pour

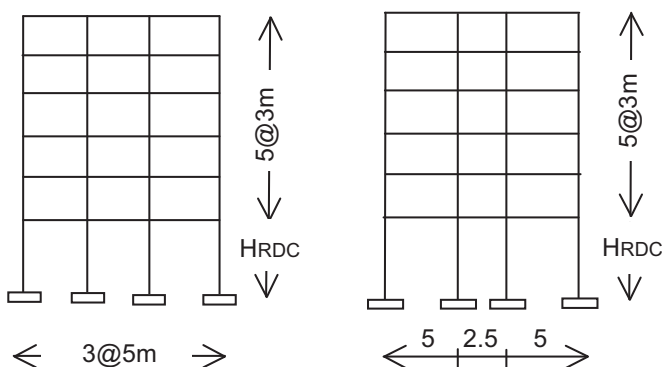


Figure 2 : Géométrie des Structures étudiées.

différents types d'usage. Dans ce qui suivra, nous utiliserons un portique plan en acier en R+5 de 3 travées.

Les charges permanentes sont de 5,3 kN/m² pour les étages courants et de 6,2 kN/m² pour la terrasse. Les surcharges d'exploitation sont de :

1. Surcharges Modérées (SM) : 2,5 kN/m² pour les étages courants et 1 kN/m² pour la terrasse.
2. Fortes Surcharges (FS) : 5 kN/m² pour les étages courants et 1 kN/m² pour la terrasse.
3. Très Fortes Surcharges (TFS) : 7,5 kN/m² pour les étages courants et 1 kN/m² pour la terrasse.

Selon le règlement parasismique algérien « RPA99/V2003 », le prédimensionnement des éléments résistants doit être mené en utilisant la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale avec un spectre de dimensionnement fourni par le code. Le choix définitif des éléments est fait en tenant compte des prescriptions données par le code RPA99/V2003 :

1. résistance des éléments
2. vérification des Déplacements Relatifs d'Etages (DRE ≤ 1% de la hauteur d'étage, H)
3. vérification de la condition « poteaux forts – poutres faibles » favorisant la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Le « RPA99/V2003 » ne propose aucune formulation sur la condition « poteaux forts – poutres faibles » pour les structures métalliques, nous adopterons celle donnée par l'EC8 ; à savoir : (ΣMrc ≥ 1,3ΣMrb) alors que l'AISC recommande d'avoir seulement ΣMrc > ΣMrb, ΣMrc et ΣMrb étant respectivement la somme des moments résistants des poteaux et poutres au niveau des nœuds.

Le Tableau 2 résume les caractéristiques des poteaux et des poutres constituant les portiques étudiés.

5. MODÉLISATION

La modélisation des poutres et des poteaux est faite en supposant des rotules situées aux deux extrémités des éléments, travaillant en flexion-cisaillement pour les poutres et en flexion-compression pour les poteaux. La longueur des rotules plastiques « L_p » est prise par défaut égale à 10% de la longueur de l'élément. Les poteaux sont modélisés en tenant compte de la loi de la variation du moment résistant en fonction de l'effort normal dans le poteau. Les propriétés des rotules sont calculées selon l'ATC et le code FEMA-356 [25] par le programme SAP2000V14.

$$\theta_y = \frac{W_p \cdot F_{ye} \cdot L}{6EI} \quad \text{pour les poutres} \quad (6)$$

$$\theta_y = \frac{W_p \cdot F_{ye} \cdot L}{6EI} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \quad \text{pour les poteaux} \quad (7)$$

avec W_p : module de flexion plastique

F_{ye} : limite élastique de l'acier

L : longueur de l'élément

E : module d'élasticité

I : inertie de l'élément dans le sens de flexion

P : effort normal

P_{ye} = A.F_{ye} : effort normal à l'état limite élastique

Hauteur RDC (m)	Structures (SR) Poteaux RDC	Structures (SIR) Poteaux RDC	Poteaux Étage	Poutres (IC)	Poutres (RC)
3	HEB400	HEB450	HEB400	IPE400	IPE400 & IPE330
4	HEB550	HEB500	HEB400	IPE400	IPE400 & IPE330
4,5	HEM550	HEM500	HEB400	IPE400	IPE400 & IPE330
5	HEM650	HEM600	HEB400	IPE400	IPE400 & IPE330

SR : Structure Régulière en élévation (rigidité constante en élévation)

SIR : Structure IRrégulière en élévation (rigidité variable en élévation)

IC : Inertie Constante

IR : Raideur Constante

Tableau 2 : Section des poutres et poteaux des portiques étudiés

6. ANALYSE DES RÉSULTATS

6.1. Effet de l'effort normal

Les Figures 3, 4, et 5 montrent respectivement l'effet de l'effort normal sur la ductilité, la surrésistance et sur le facteur de comportement. Pour l'ensemble des structures, les différents paramètres augmentent avec l'effort normal à l'exception des structures avec une hauteur de RDC de 3m et cela uniquement pour la ductilité (voir Figure 3(a)). On remarque aussi que les valeurs de la ductilité, de la surrésistance et du facteur de comportement sont plus importantes pour les structures régulières que pour les structures irrégulières quelle que soit la valeur de la surcharge. Les valeurs de la surrésistance trouvées varient entre 1,47 et 1,95 pour les structures régulières et entre 1,58 et 2,04 pour les structures irrégulières ce qui est du même ordre de grandeur que les valeurs proposées par Kappos, Elnashai et

Mwafy et par les codes NEHRP-94, Néo-Zélandais NZS et EC8.

Les Figures 6 et 7 montrent les variations du facteur de comportement en fonction du déplacement relatif d'étage pour les différentes surcharges. On remarque que l'augmentation de l'effort normal fait augmenter le facteur de comportement de la structure régulière ou irrégulière. Une forte surcharge d'exploitation ($Q=7.5 \text{ kN/m}^2$) fait entrer la structure dans le domaine plastique ($DRE=1\%$) bien avant les surcharges modérées ou fortes ($DRE=1.5\%$).

Les Figures 8, 9, et 10 montrent les variations du facteur de comportement et de la ductilité en fonction de la hauteur du RDC et de la surcharge. Pour les structures régulières et pour les différentes hauteurs du RDC, la surcharge n'a pas d'effet sur la variation aussi bien de la ductilité que du facteur de comportement en fonction du déplacement relatif d'étage. Par contre l'effet de la surcharge est bien clair pour les structures irrégulières. Au delà d'un déplacement relatif d'étage de 2% et d'une surcharge de 5.0 kN/m^2 , on observe une bifurcation des valeurs avec une dispersion significative.

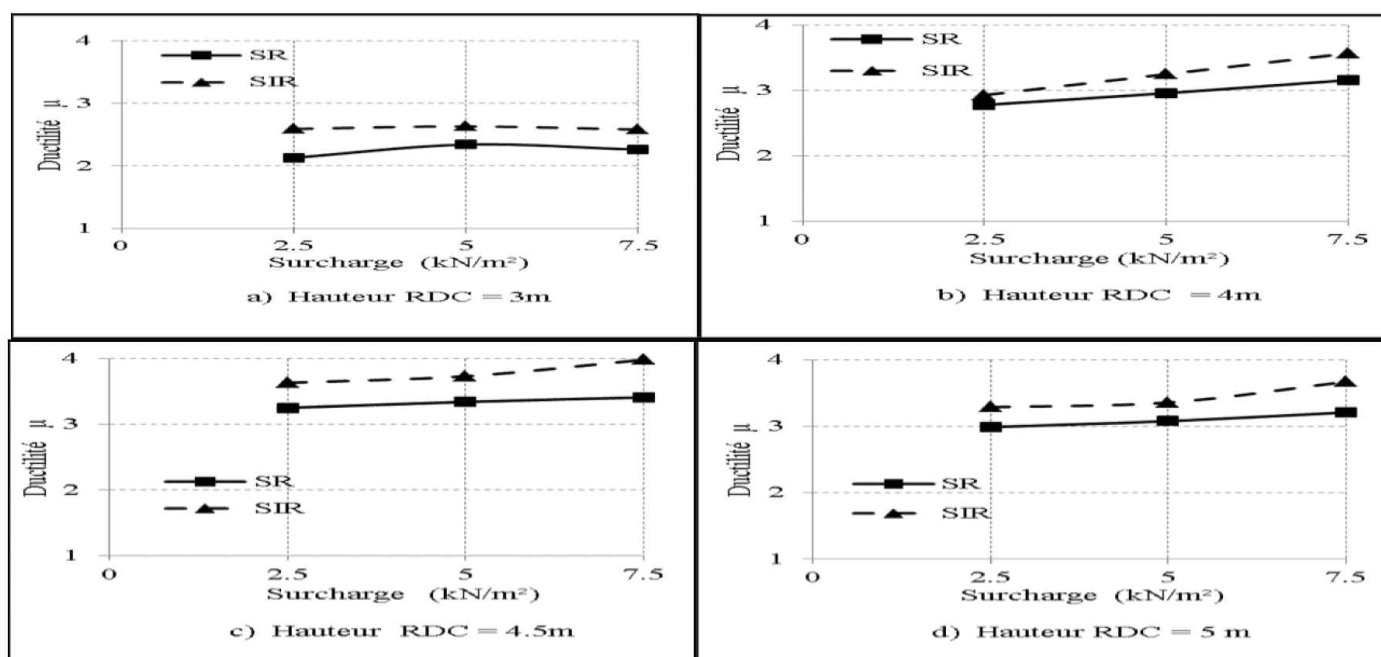


Figure 3 : Effet de l'effort normal sur la ductilité.

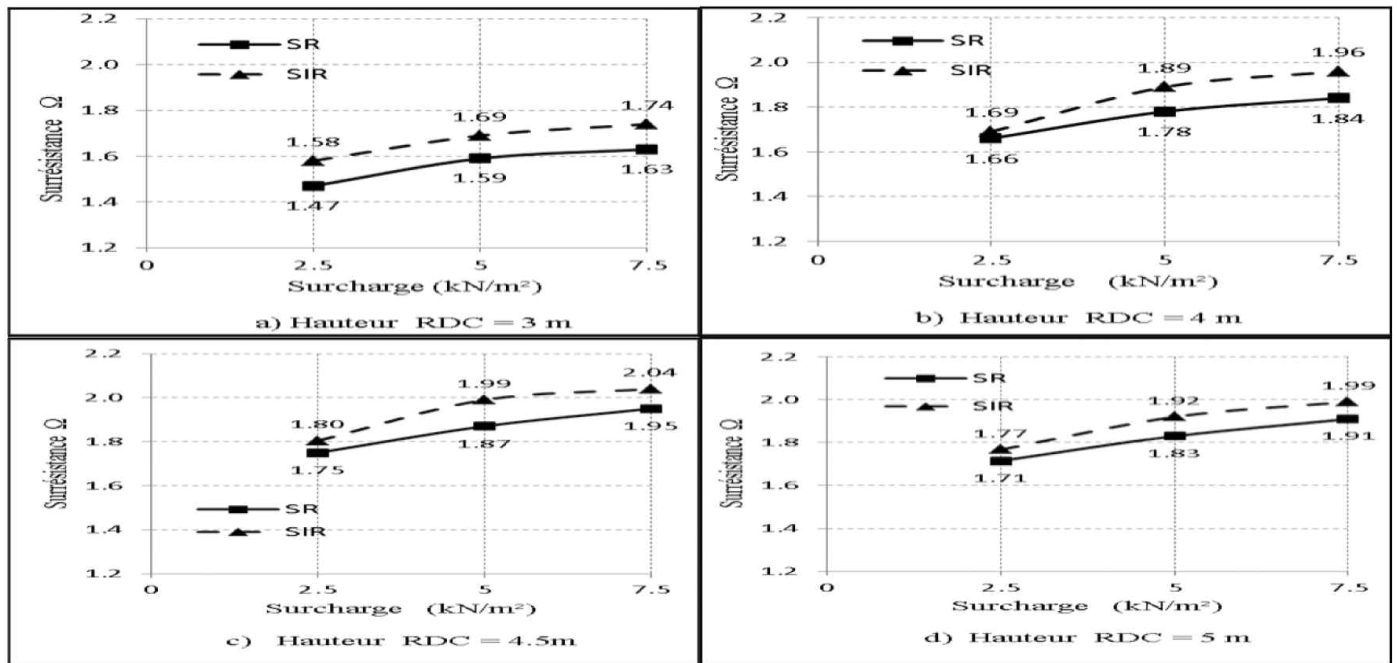


Figure 4 : Effet de l'effort normal sur la surrésistance.

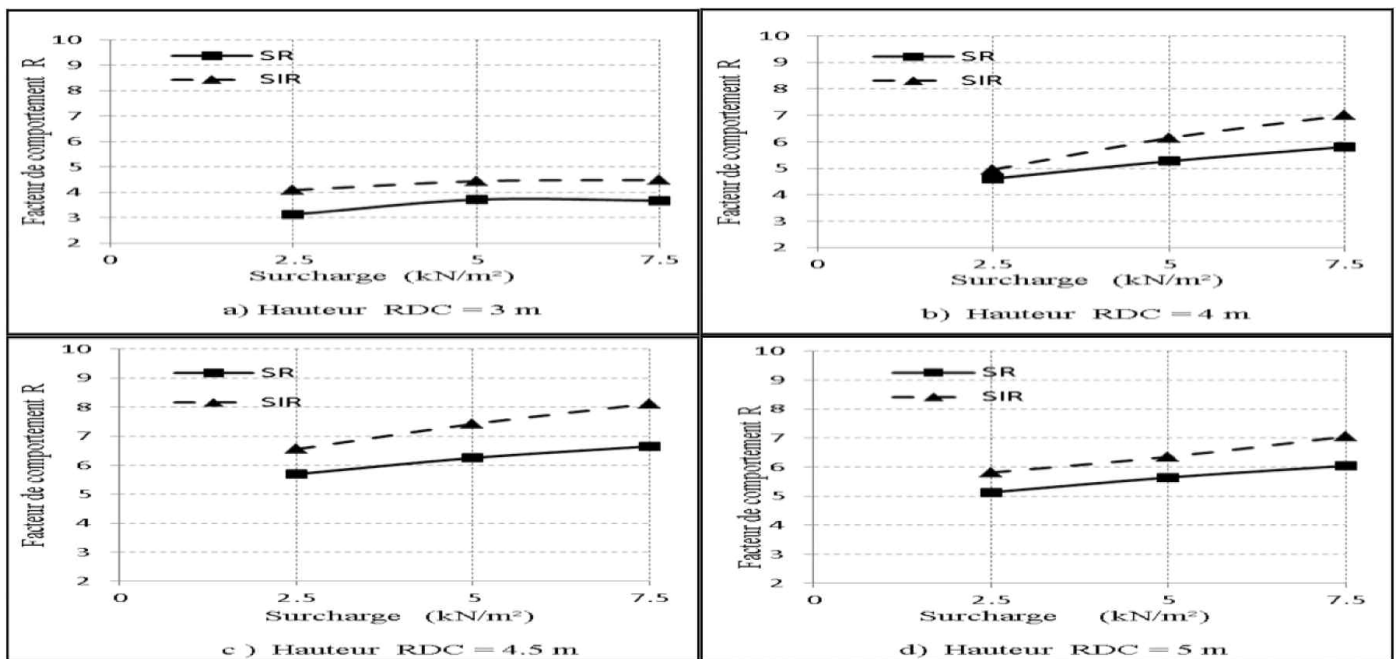


Figure 5 : Effet de l'effort normal sur le coefficient de comportement.

Le facteur de comportement augmente de manière constante pour les structures régulières jusqu'à une hauteur du RDC de 4,5 m pour ensuite décroître pour une hauteur de 5 m en raison de l'élancement important des poteaux. Pour les structures irrégulières, le facteur de comportement est relativement constant pour une hauteur de RDC de 3 et 4 m, par contre il augmente pour les structures avec un RDC de 4,5 m et diminue pour celles de 5 m de hauteur. Ces remarques sont valables pour les 3 types de surcharges comme illustrées dans la Figure 10.

6.2. Effet de la travée centrale courte

Les Figures 11 et 12 montrent l'effet de la travée courte sur le fonctionnement global des structures étudiées. L'instabilité par voilement local, au niveau de la travée courte, apparaît avant le début de formation de rotules plastiques. Ce phénomène a été observé pour les structures régulières (SR) et irrégulières (SIR) avec différentes hauteurs du RDC et différentes surcharges d'exploitation (SM, FS) et ce dans le cas de portiques dont les poutres

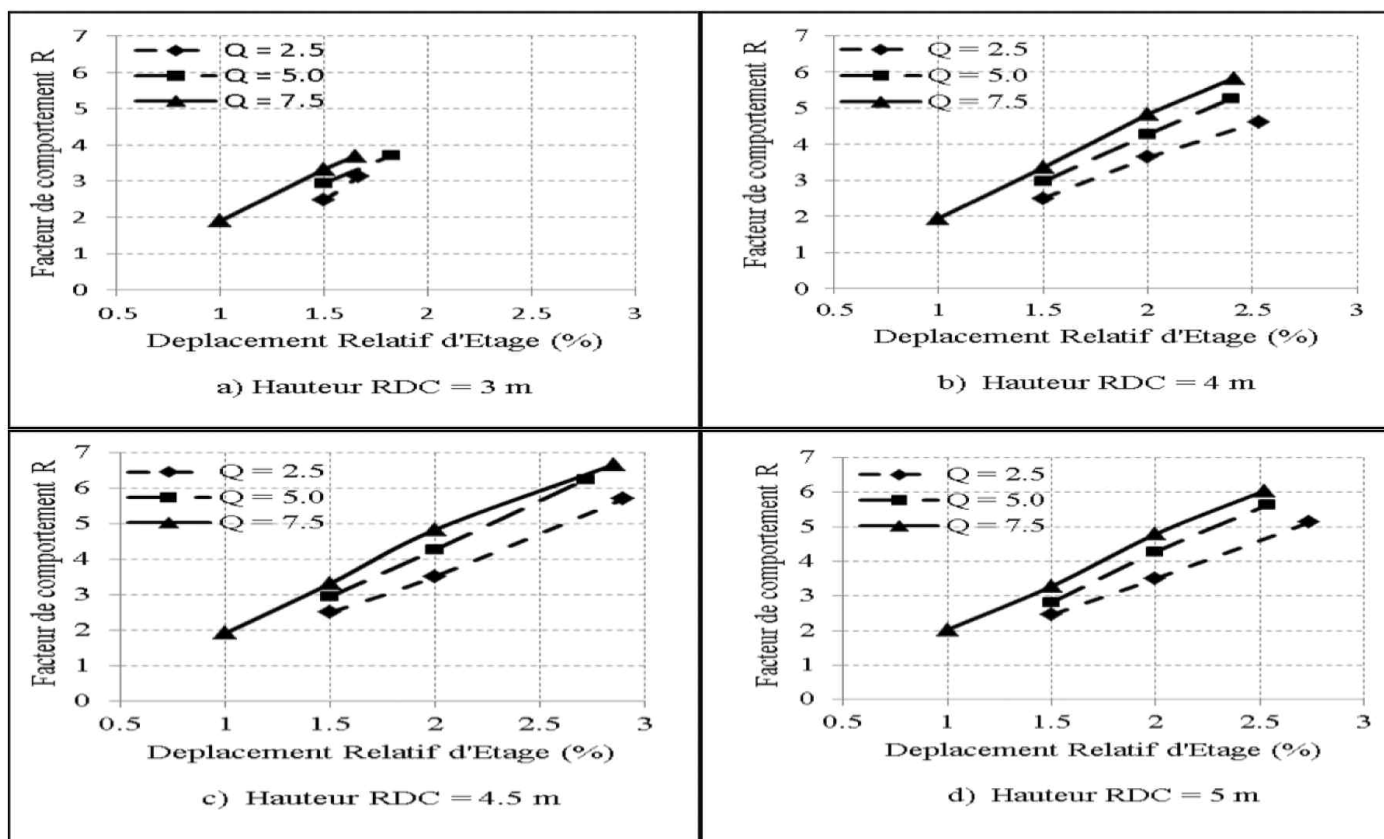


Figure 6 : Effet de l'effort normal sur le facteur de comportement pour différents déplacements relatifs d'étages pour les structures régulières.

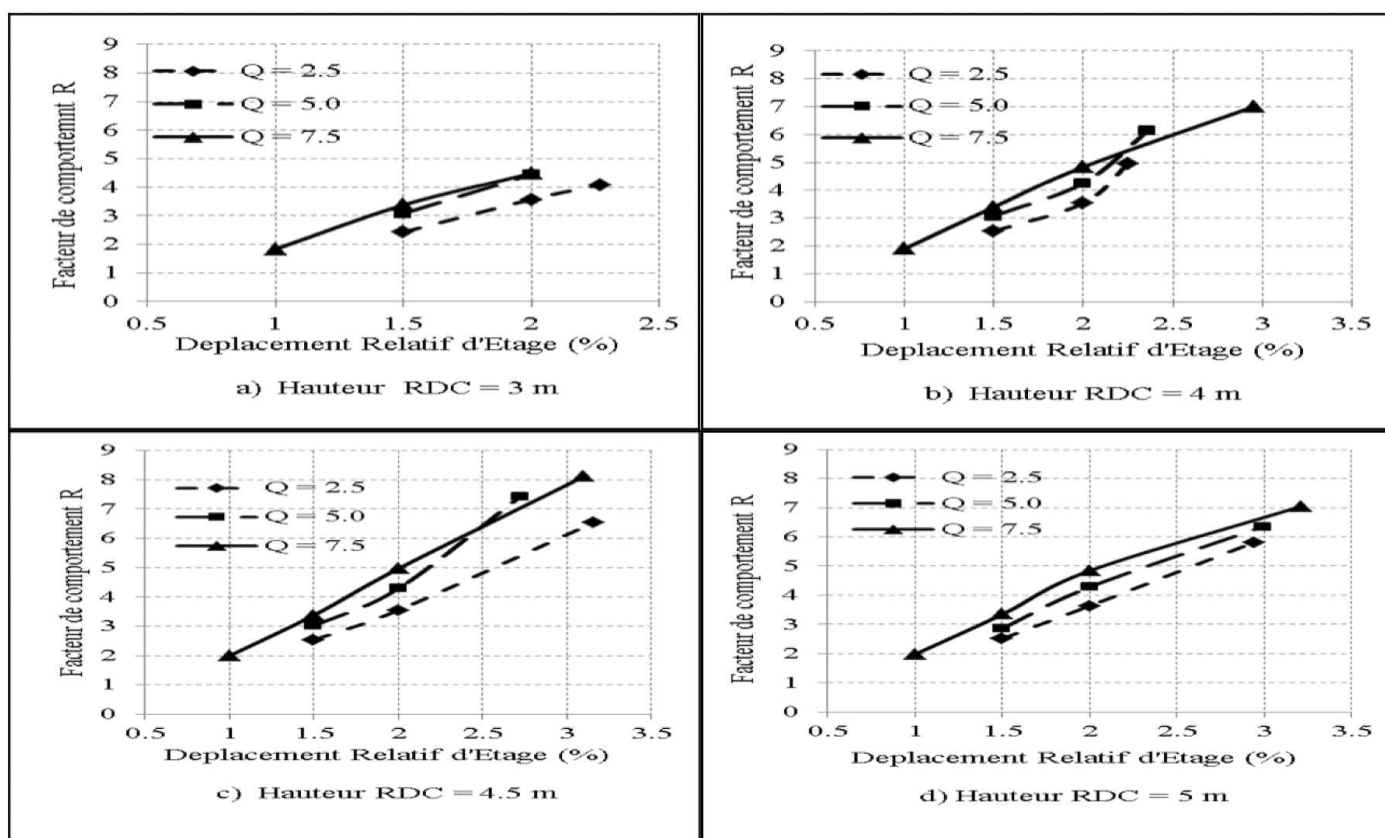


Figure 7 : Effet de l'effort normal sur le facteur de comportement pour différents déplacements relatifs d'étages pour les structures irrégulières.

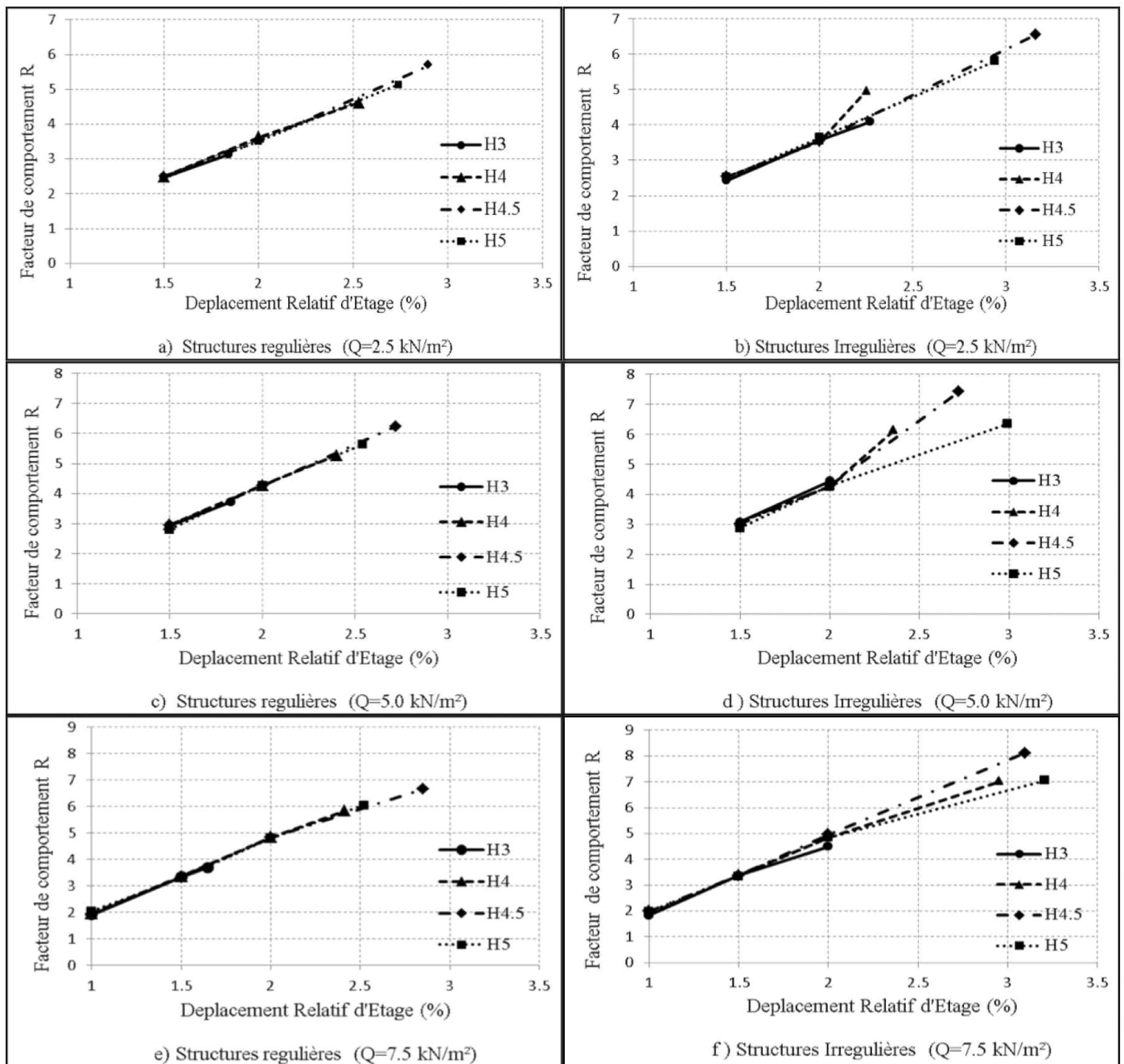


Figure 8 : Variation du facteur de comportement en fonction du DRE pour différentes hauteurs.

sont soit à inertie constante (IC), soit à raideur constante (RC).

La Figure 13 montre le changement de la formation de la première rotule au niveau des poutres. En effet pour les structures à travées inégales, lorsque le voilement est empêché la plastification prend place au niveau de la travée courte contrairement aux structures à travées égales où la première rotule plastique apparaît dans la travée de rive.

7. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Une étude paramétrique a été effectuée pour voir l'influence de certains paramètres sur les variations du facteur

de comportement. Quatre paramètres ont été pris en compte lors de notre analyse :

- a) régularité en élévation,
- b) valeur de la surcharge,
- c) variation de la hauteur du RDC,
- d) variation de la longueur de la travée centrale.

Cette étude a fait ressortir les conclusions suivantes :

1. Pour les structures régulières étudiées, les variations du facteur de comportement et de la ductilité sont constantes et varient quasi-linéairement avec le déplacement relatif d'étage comme l'indique la Figure 10 jusqu'à une hauteur de RDC égale à 4,5m. Cela suggère que le choix du facteur de comportement peut être fait à partir des limites fixées pour les DRE et cela en fonction de l'usage prévu pour la structure. Au-delà d'une valeur de 4,5m, l'effet de l'élancement des poteaux apparaît

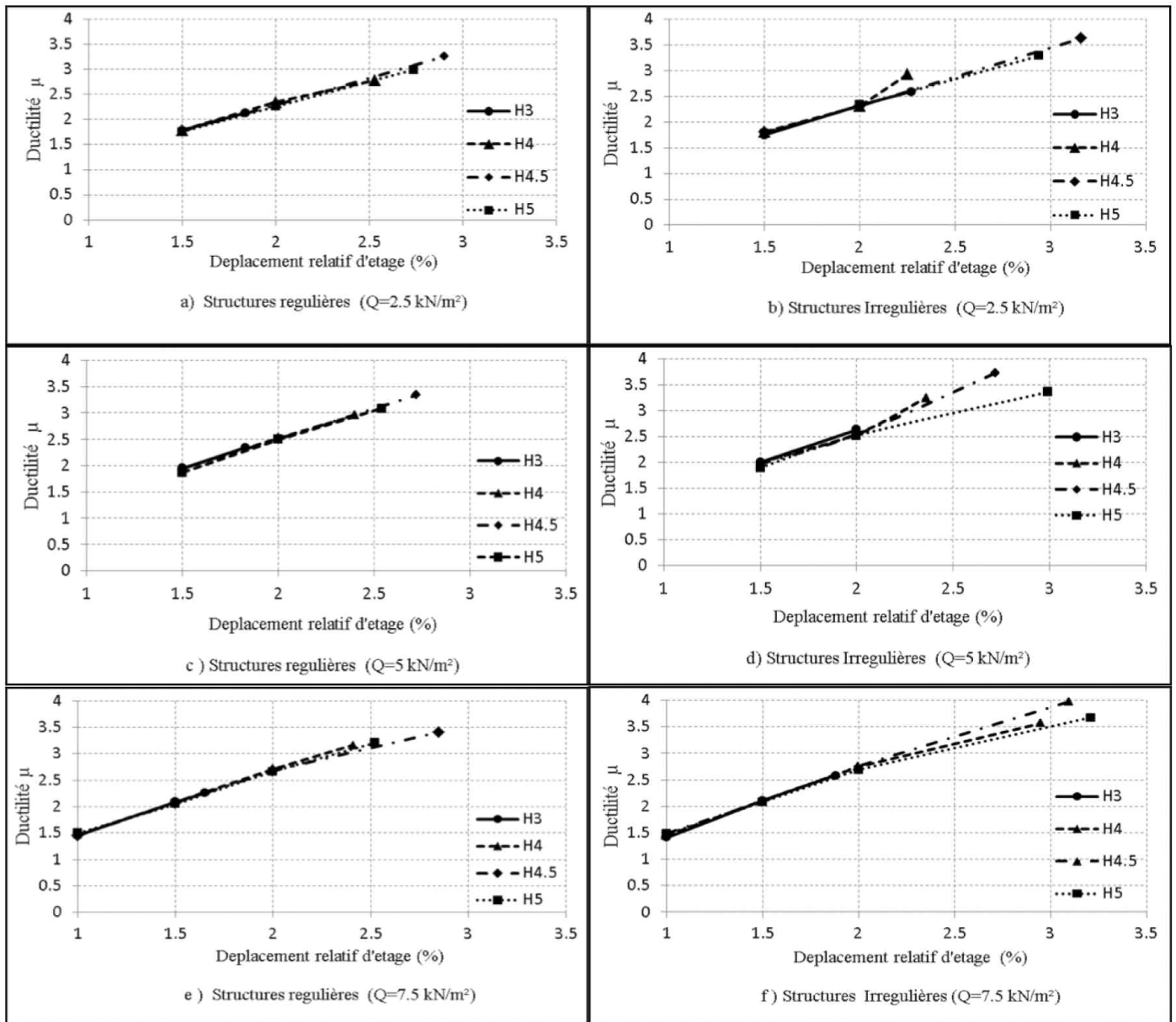


Figure 9 : Variation de la ductilité en fonction du DRE pour différentes hauteurs.

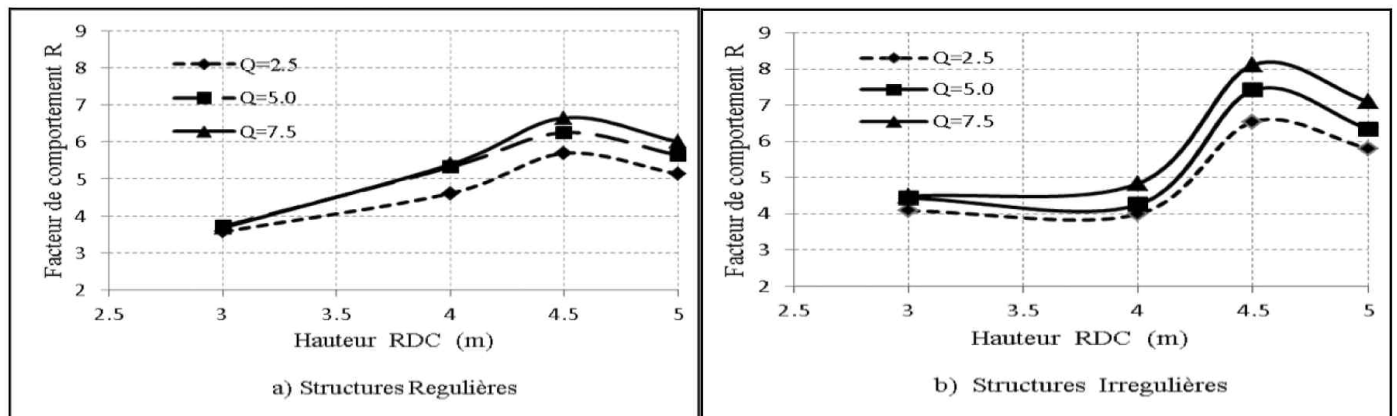


Figure 10 : Effet de la hauteur du RDC sur le facteur de comportement « R ».

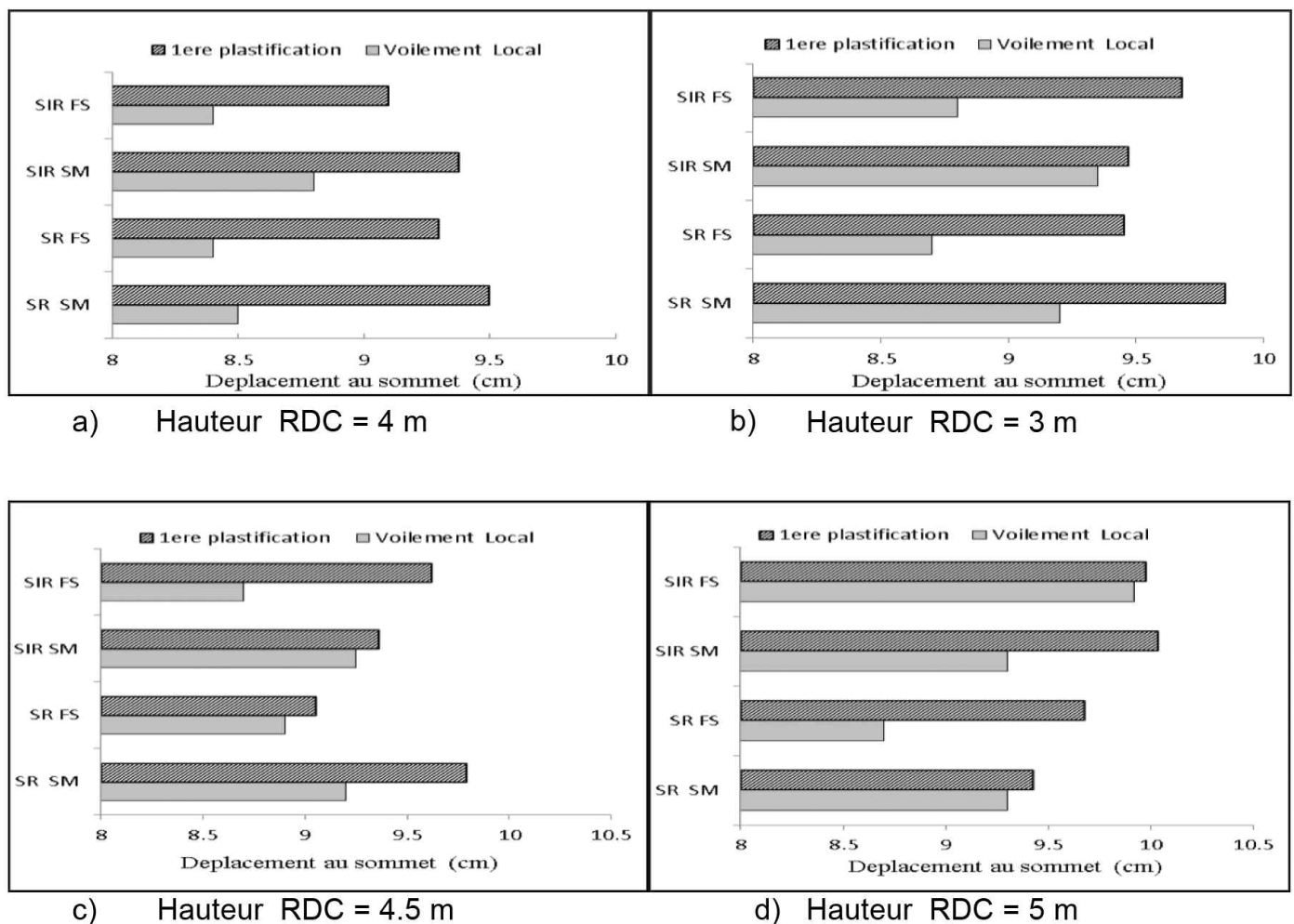


Figure 11 : Déplacements au sommet correspondant au voilement local et à la plastification des portiques avec poutres à inertie constante (IC) pour différentes surcharges.

- distinctement et se manifeste par une diminution du facteur de comportement.
2. Pour les structures régulières, les valeurs du facteur de comportement calculées sont inférieures à celles données par les codes de calcul sauf pour le cas du RDC de 4,5m. Le même constat est fait pour les structures irrégulières à l'exception des structures fortement et très fortement chargées.
 3. Le choix du modèle fibres (MF) doit être fait de manière très contrôlé car le comportement des éléments se réduit au comportement des composants et modifie la réponse globale de la structure. Un tel modèle pourrait servir dans le cas de Profils Reconstitués Soudés (PRS).
 4. L'effet de l'effort normal sur le comportement global de la structure est remarquable. Pour les structures étudiées très fortement chargées, la plastification apparaît pour des DRE de 1% qui correspondent à des DRE limites de dimensionnement. Ces structures commencent à développer des rotules plastiques rapidement afin de mieux dissiper de l'énergie.
 5. L'effet de la hauteur du RDC sur le comportement des structures étudiées est visible pour des hauteurs de RDC de 5m. Mêmes dimensionnées pour être régulières, les structures avec des hauteurs de RDC de 5m

sont moins ductiles que les structures de 4.5m de hauteur de RDC.

6. La présence d'une travée courte modifie le comportement des structures. Les déplacements en tête nécessaires à la plastification des poutres sont supérieurs à ceux provoquant la ruine par voilement. La ruine par formation d'un mécanisme est remplacée par une ruine par voilement local qui apparaît avant le début de la phase plastique. Dans ce cas de situation, des dispositions particulières doivent être prises en compte pour remédier à cette instabilité et permettre à de telles structures d'atteindre l'état de mécanisme par formation de rotules plastiques. Les structures avec une travée courte ont une capacité de déformation inférieure à celle des structures avec travées égales.
7. Les déplacements en tête des structures avec une travée courte et dont les poutres sont de même inertie sont supérieurs aux déplacements en tête des structures dont les poutres sont de même raideur.
8. Les valeurs des ductilités calculées sont inférieures à la valeur attendue pour des structures ductiles ($\mu \geq 4$ pour $R=6$). Ceci est dû aux limites imposées par le dimensionnement et particulièrement la limitation des DRE à 1% préconisée par le RPA99/V2003.

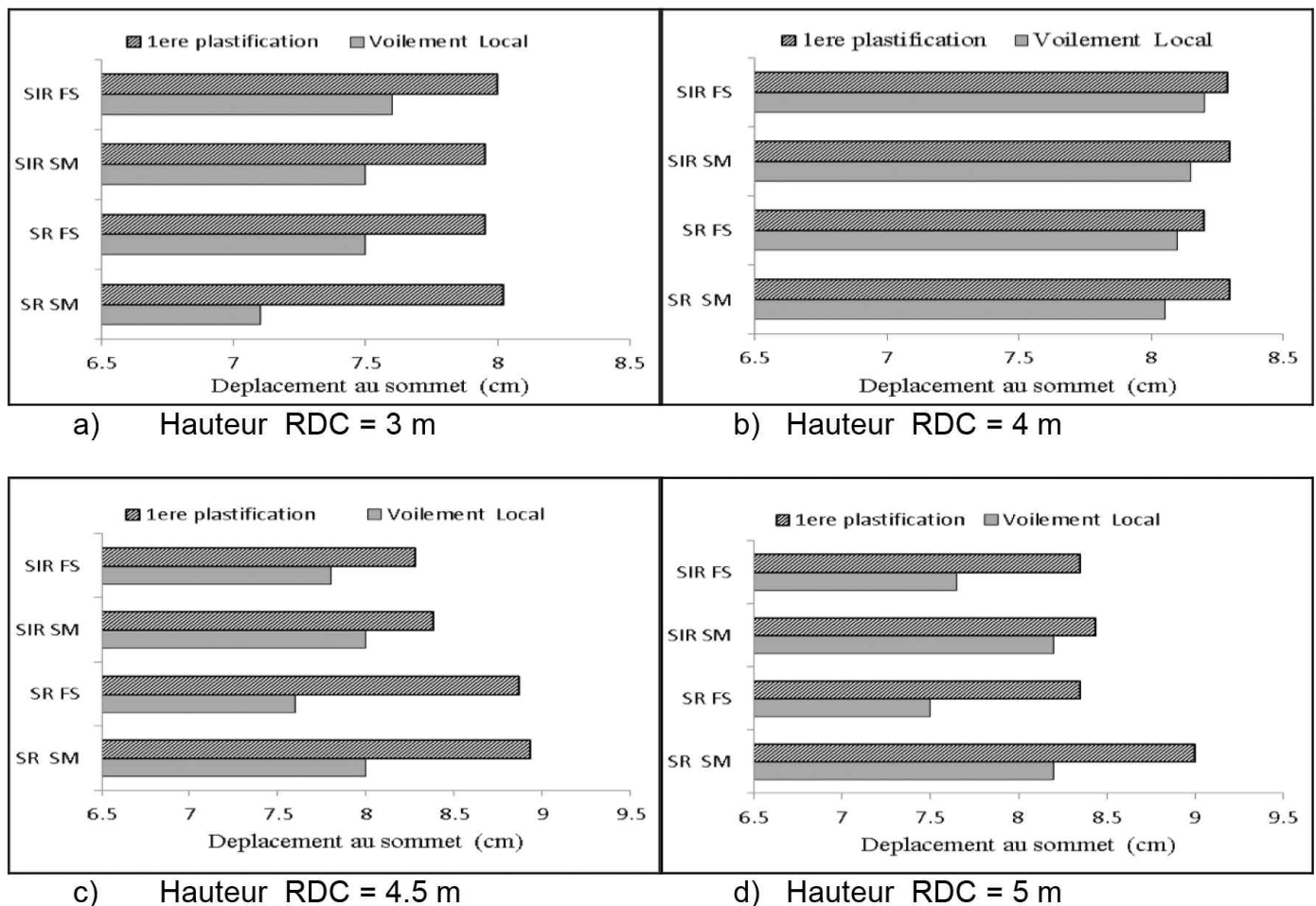


Figure 12 : Déplacements au sommet correspondant au voilement local et à la plastification des portiques avec poutres à raideur constante (RC) pour différentes surcharges.

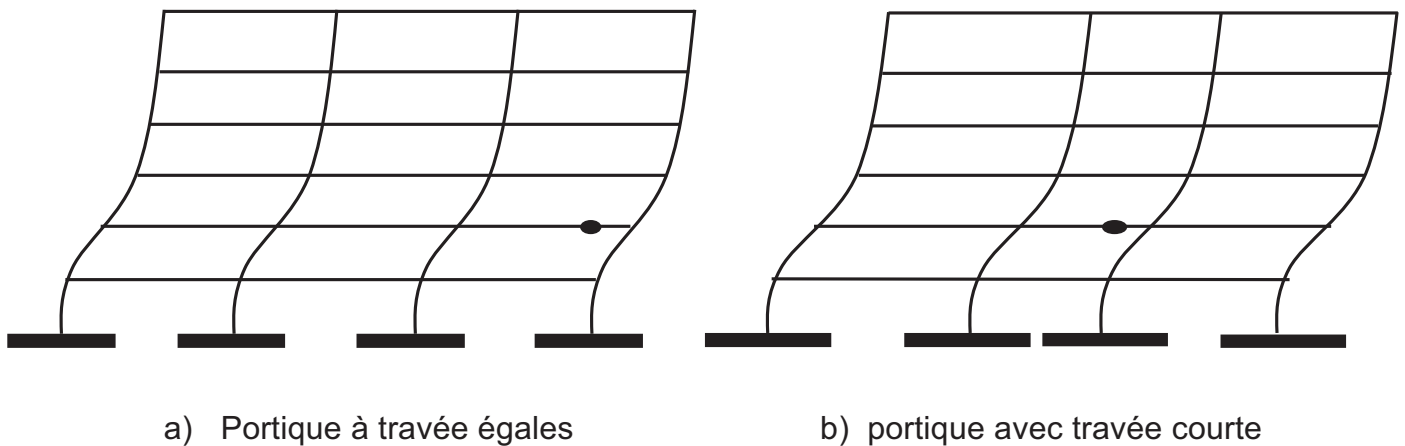


Figure 13 : Effet de la travée centrale courte sur l'apparition de la première rotule plastique.

9. Les valeurs de la surrésistance trouvées varient entre 1,47 et 1,95 pour les structures régulières et entre 1.58 et 2.04 pour les structures irrégulières ce qui est du même ordre de grandeur que les valeurs proposées par Kappos, Elnashai et Mwafy et par les codes NEHRP-94, EC8, et Néo-Zélandais NZS.

10. La limitation à une valeur du DRE=1% par les Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, aboutit à des structures moyennement ductiles. Selon

les résultats trouvés, le choix du facteur de comportement devrait se faire selon des critères dépendant de la régularité de forme et de rigidité de la structure, et de l'usage en termes de surcharges d'exploitation.

11. Le choix d'un déplacement relatif de 2% dans la phase de dimensionnement serait à même de donner des structures plus souples et plus ductiles qui seraient en mesure de développer des mécanismes en dissipant leur énergie. Jusqu'à une valeur de 2%, les différents

paramètres étudiés pour tous les cas de structures et de chargement varient de manière quasi-linéaire.

8. RÉFÉRENCES

- [1] Asgarian, B. and Shokrgozar, H.R; 2009, "BRBF, response modification factor", *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 65, Issue 2, pp.290-298.
- [2] Yang Yang and Eric M. Lui; 2012, "Behavior and design of steel I-beams with inclined stiffeners", *Steel and Composite Structures*, An Int'l Journal Vol. 12 No.3.
- [3] Cheol-Kyu Kang, Byong-Jeong Choi, 2011, "New approach to Evaluate the Response Modification Factors for steel Moment Resisting Frames", *International Journal of Steel Structures*, Vol. 11, No 3, 275-286.
- [4] Hee-Dong Kim, Myung-Jae Lee; 2010, "Analytical Investigation of the P- Δ Effect of Middle-rise Unbraced Steel Frames", *International Journal of Steel Structures*, Vol.10, No 3, 221-232.
- [5] C.K. Iu, W.F. Chen, S.L. Chan, and T.W. Ma; "Direct Second-Order Elastic Analysis for Steel Frame Design", 2008, *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 12, Issue 6, pp 379-389.
- [6] Sejal P Dalal, Vasanwala.S.A, Desai.A.K; 2012, "Comparison of steel moment resisting frame designed by elastic design and performance based plastic design method based on the inelastic response analysis", *An Int'l Journal* Vol. 2 No.42.
- [7] Schmidt, B.J. and Bartlett, F.M; 2002, "Review of resistance factor for steel: Resistance distributions and resistance factor calibration", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 29, pp109-118.
- [8] AISC 2002 – Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA, ANSI/AISC 341-02 May 21, 2002.
- [9] Australian Standard 1170.4AS1170.4 (1993) Standards Association of Australia. Minimum design loads on structures: Part 4: Earthquake Loads – AS1170.4 and Commentary, 1993.
- [10] CSA Standard S16-01. 2005 NBCC 1995, National Building Code of Canada. Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, Ottawa, Ont.
- [11] Eurocode 8 2003, Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels.
- [12] Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, DTR BC248 ; Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- [13] Hamid Reza Khoshnoud and Kadir Marsono; 2012, "Assessment of FEMA356 nonlinear static procedure and modal pushover analysis for seismic evaluation of buildings", *Structural Engineering and Mechanics*, An Int'l Journal Vol. 41 No. 2.
- [14] Computers and Structures (2000). "SAP2000, Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures", Computers and Structures Inc., Berkeley, California, U.S.A.
- [15] Mwafy A.M. and Elnashai A.S., 2001; "Static Pushover versus Dynamic Analysis of R/C Buildings", *Engineering Structures*, Vol. 23, 407-424.
- [16] ATC 1995a. Structural response modification factors. ATC-19, Applied Technology Council (ATC), Redwood City, Calif.
- [17] Newmark N.M., Hall J.W; 1973, "Procedures and criteria for earthquake resistant design", *Building Practice for Disaster Mitigation*, Building Science Series 45, National Bureau of Standards, Washington.
- [18] Miranda E., Bertero V.V; 1994, "Evaluation of Strength Reduction Factors", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 10, No. 2, pp. 357-379.
- [19] Vidic. T., Fajfar P., Fishinger M; 1994, "Consistent Inelastic Design Spectra: Strength and Displacement", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23 507-521.
- [20] Kappos A.J.; 1999, "Evaluation of Behaviour Factors on the Basis of Ductility and Overstrength Studies", *Engineering Structures*, 21, 823-835.
- [21] Elnashai, A.S., and Mwafy, A.M; 2002, "Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings", *The Structural Design of Tall Buildings*, Vol. 11, 329-351.
- [22] Di Sarno, L., Elnashai, A.S., and Nethercot, D.A; 2003, "Seismic performance assessment of stainless steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 59, 1289-1319.
- [23] NEHRP (1997) "NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings". FEMA, (1997b), Federal Emergency Management Agency Report. FEMA 302, Washington, D.C
- [24] NZS. 1992. New Zealand standard code of practice for the design of concrete structures. NZS 3101: Part 1, Standard Association of New Zealand, Wellington, New Zealand.
- [25] FEMA 356 / November 2000, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

ÉVALUATION DES COURBES DE VULNÉRABILITÉ DES BÂTIMENTS EN BA DANS LE CONTEXTE ALGÉRIEN

ASSESSMENT OF VULNERABILITY CURVES FOR ALGERIAN RC BUILDINGS

M. MORSLI¹, F. I. BELHEOUANE², M. Bensaïbi³

¹ Professeur, École Nationale Polytechnique, Alger, Algérie
meriem.ouhachi@yahoo.fr

² Maître de Conférences, Université Saad Dahlab, Blida, Algérie

³ Professeur, École Nationale Supérieure des Travaux Publics, Alger, Algérie

CONTEXTE

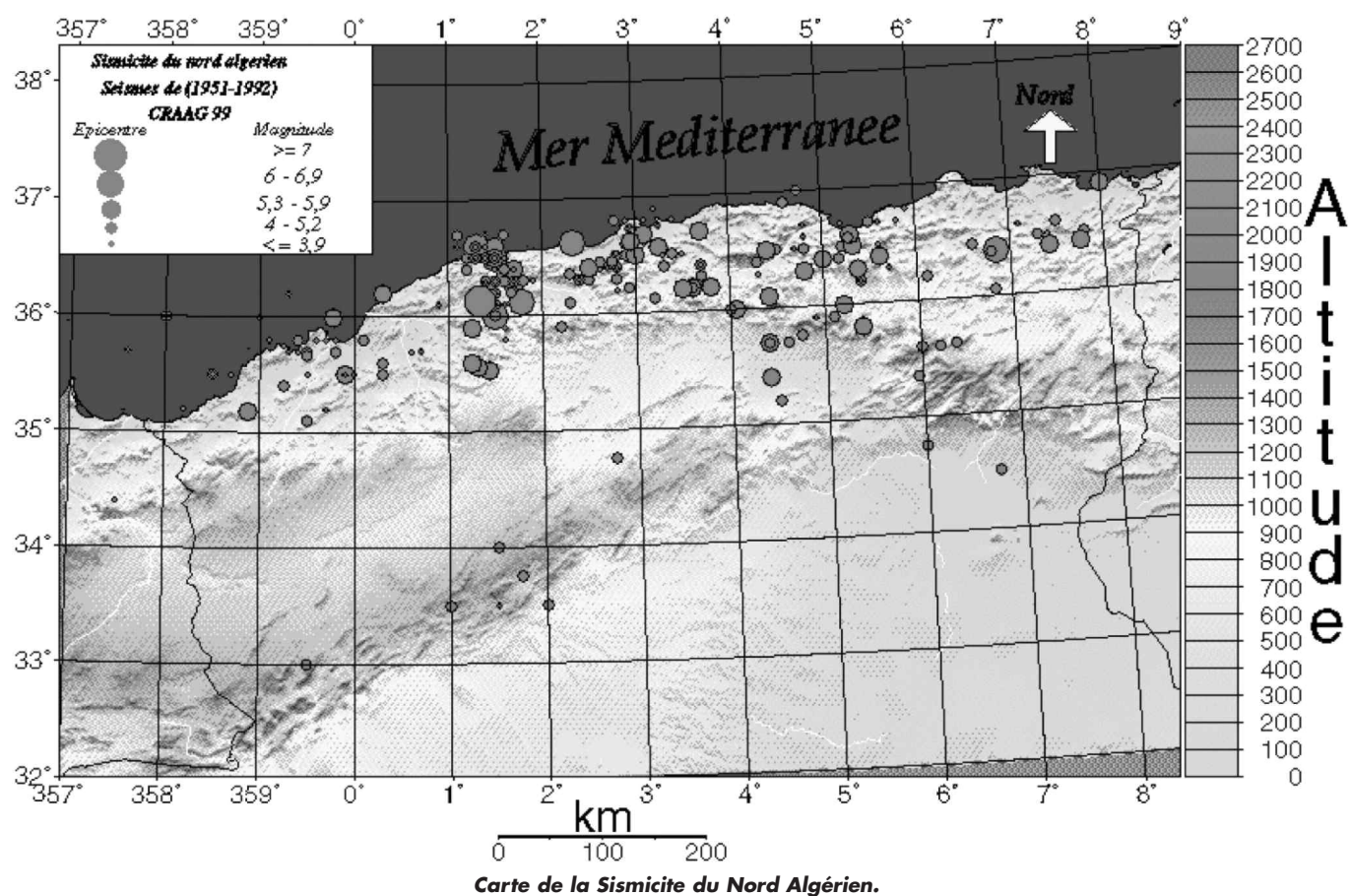
Les bâtiments en béton armé (BA) soumis aux tremblements de terre subissent des dégâts plus ou moins importants en fonction de leur conformité au règlement parasismique actualisé. Les règlements ont pour but de réduire les pertes, néanmoins l'évolution de l'état des connaissances fait que des mises à jour sont réalisées régulièrement. Ceci conduit à la longue à la présence d'un patchwork de structures ayant des résistances variables et donc une vulnérabilité sismique différente.

Afin de réduire cette vulnérabilité sismique, il faut disposer d'un outil de diagnostic fiable. Le présent travail entre dans ce cadre et a conduit au développement d'un programme appelé VP (Vulnerability Program). Composé de deux programmes, le VIP (Vulnerability Index Program) et le PVC (Program of Vulnerability Curves). Il permet d'es-

timer la vulnérabilité sismique de bâtiment en béton armé. Le VIP calcul l'indice de vulnérabilité de structures en BA et les classifie en cinq classes. Le PVC détermine le taux de dommage que pourrait subir une structure pour une intensité donnée, ce qui permet de réaliser des scénarii sismiques et de donner une évaluation de leur comportement vis-à-vis de l'action sismique.

INTRODUCTION

Les études de vulnérabilité à grande échelle s'appliquent à un groupe de bâtiments, à une ville entière, ou encore à une région donnée. L'approche considérée est généralement statistique, car la connaissance du bâti existant est souvent partielle. Ces méthodes empiriques d'analyse de la vulnérabilité, basées sur le retour d'expérience et sur les carac-



RC buildings damaged by recent earthquakes Ain Temouchenet 1999 and Boumerdes 2003.



Pounding effect.



Quality of the nodes.



Soft Story.



Short column.



Elevation irregularity.

téristiques structurales des bâtiments à partir d'inspections visuelles, ont été développées dans les pays à forte sismicité : la méthodologie HAZUS a été implémentée par la Federal Emergency Management Agency [1] aux États-Unis et par le Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti [2] en Italie tandis que dans le cadre Européen, on citera la méthode élaborée dans le cadre du projet Risk-UE [3]. Dans la majorité de ces méthodes, la vulnérabilité est traitée à partir d'indices et propose une relation entre ces indices et une échelle de dommages. Cette évaluation permet l'estimation des dommages occasionnés par un séisme scénario, permet d'identifier les bâtiments les plus vulnérables qui devraient alors bénéficier d'un renforcement.

Des similitudes apparaissent entre les méthodes : toutes définissent différents niveaux d'analyse traduisant la qualité de l'estimation ; elles utilisent une échelle de dommage et une classification des constructions suivant une typologie prédéfinie ; elles se basent sur la recherche visuelle d'indicateurs structuraux qui modulent la vulnérabilité. À partir d'observations post-sismiques, ces indicateurs sont reliés de façon statistique aux dommages grâce à un indice de vulnérabilité et une pondération qui permettent l'établissement de courbes de vulnérabilité (ou d'endommagement). Ces dernières fournissent le niveau de dommage atteint le plus probable en fonction de l'agression sismique. Ces courbes peuvent être générées de façon empirique [4, 5, 6], par jugement d'experts [7], par méthodes

analytiques [8, 9, 10, 11, 12, 13] et/ou par méthodes mixtes [14,15]. Certains chercheurs tel Hamus ne prennent pas en compte la présence de différentes irrégularités dans cette évaluation et peuvent donc sous-estimer le niveau des pertes attendues. Par ailleurs, beaucoup de chercheurs se sont attelés à la construction des courbes de vulnérabilité [16, 17,18, 19, 20, 21, 22, 23].

Dans le cas de cette étude, l'évaluation des risques sismiques a été réalisée sur des populations de bâtiments en Béton Armé (BA) identifiés comme étant les plus susceptibles de subir des dommages lors d'un séisme. Elle est basée sur les retours d'expérience des récents tremblements de terre de Ain Temouchent en 1999 et de Boumerdès en 2003. Ces séismes ont provoqué un pourcentage élevé de dommages dans ce type de bâtiments. En effet, les bâtiments en BA ont été conçus pour des charges de gravité et renforcés par des dispositions parasismiques établies selon l'ancien règlement parasismique [24, 25]. Ces bâtiments n'étaient pas conçus pour résister aux charges latérales auxquelles ils sont soumis lors d'un séisme donné. En outre, leur vulnérabilité a été aggravée

en raison de la présence d'autres irrégularités telles que les poteaux courts. Notre travail consiste à évaluer la vulnérabilité des bâtiments en BA, lors d'un séisme donné, en tenant compte des données spécifiques au contexte Algérien. La méthode appliquée est celle de l'indice de vulnérabilité ; on premier lieu nous avons évalué l'indice la vulnérabilité des bâtiments [26, 27] et en second lieu nous avons établi les courbes de vulnérabilité que l'on a comparées à celles développées dans le cadre du projet Risk-UE [3].

HISTORIQUE DE LA SISMICITÉ EN ALGÉRIE

Selon le Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique (CRAAG) plusieurs tremblements de terre ont frappés l'Algérie. Le tableau 1 regroupe les principaux séismes enregistrés en fonction de leur intensité.

Localité	Date	Io
Alger	03.01.1365	Forte
Gouraya	15.01.1891	X
El kalaâ	29.11.1887	IX-X (VIII)
Sour. El Ghouzlène (Aumale)	24.06.1910	X (VIII)
A. El hassan (Cavaignac)	25.08.1922	IX-X
El Attaf (Carnot)	07.09.1934	IX (VII)
Béjaia	12.02.1960	VIII-IX
Chlef (Orléansville-elasmam)	09.09.1954	X-XI
M'sila	21.02.1960	VIII
M'sila	01.01.1965	VIII
Mansourah	24.11.1973	VII
Chlef	10.10.1980	IX
Constantine	27.10.1985	VIII
El affroun	31.10.1988	VII
Dj. Chenoua	29.10.1989	VIII
Mascara	18.08.1994	VII
Alger	04.09.1996	VII
Ain-temouchent	22.12.1999	VII
Béni-ouartilane	10.11.2000	VII
Zemmouri	21.05.2003	X
Lâalam (Kherrata)	20.03.2006	VII
Médéa	22.08.2007	VII
Mostaganem	08.08.2007	VII
Touggourt	08.07.2007	VII
Béni ilmane (Sétif)	14.05.2010	VII
Damous (Tipaza)	10.06.2012	VI

Tableau 1 : Principaux séismes [28].

La tenue des constructions vis-à-vis d'un séisme dépend de plusieurs facteurs, entre autres l'application ou non des règles parasismiques en vigueur lors de la construction. Dans ce qui suit nous donnons un bref historique de l'évolution de la réglementation en Algérie.

ÉVOLUTION DE LA RÉGLEMENTATION EN ALGÉRIE

Après le séisme de Chlef de 1954 et vu les dégâts causés aux constructions de la ville d'Orléansville, les autorités coloniales se sont inspirées des méthodes antisismiques américaines et japonaises pour mettre au point toute une batterie de règlements concernant les calculs techniques et les calculs sismiques en l'occurrence les PS (Prescriptions sismiques) et le règlement Antisismique 55 [29] qui plus tard a été remplacé par le Règlement Parasismique Algérien 62 [30].

À l'indépendance du pays, en 1962, et jusqu'en 1967, les règlements concernant les calculs techniques et les calculs sismiques créés par l'administration coloniale sont restés en vigueur.

En 1968, l'Algérie se dote d'un règlement de Calculs des Constructions en Béton Armé 1968 [31], inspiré du règlement français Béton Armé 60 [32] basé sur la notion de contraintes admissibles pendant qu'en Europe, les règles de calculs en vigueur étaient basées sur la notion d'Etat Limite. En conséquence, en 1993, l'Algérie révisé le CCBA68, ce qui donne un ouvrage intitulé "Calculs des Constructions en Béton Armé 93" [33], basé sur la notion d'Etat Limite.

En 1980, après le séisme de Chlef, le calcul parasismique devient obligatoire pour toute nouvelle construction, ce qui donna naissance au premier Règlement Parasismique Algérien (RPA81), révisé successivement en 1983, en 1988 puis en 1999 [34,35,24,25], intégrant dans cette dernière version le calcul des forces sismiques par la méthode dynamique.

En 2003, un séisme ravageur a ébranlé Boumerdes et ses environs. Au vu de l'étendue de la catastrophe et de l'importance des dégâts humains et matériels, la révision du RPA99 s'imposa. Elle a porté sur l'établissement d'une nouvelle carte sismique et sur les conditions de réalisation des bâtiments plus sévères [36].

Aussi, vu l'évolution de la réglementation et des méthodes de calcul de la force sismique, les nouveaux centres urbains et les agglomérations ont été conçus, calculés et réalisés de différentes manières liées à la réglementation en vigueur à l'époque de leur construction, ce qui conditionnent leur vulnérabilité à l'action sismique. Afin de permettre aux décideurs de prendre les décisions adéquates (démolition, réfection, confortement, etc.) de ces constructions, nous avons développé et proposé une méthode basée sur la vulnérabilité des structures en béton armé en tenant compte d'un certain nombre de paramètres. Ces derniers sont, en partie, tirés de la bibliographie et complétés par des paramètres déduits du retour d'expérience sismique en Algérie [26, 27].

MÉTHODE DE L'INDICE DE VULNÉRABILITÉ

Principe de la Méthode de l'Indice de Vulnérabilité

La méthode consiste à attribuer une valeur numérique à chaque bâtiment, soit sa "qualité sismique". Ce nombre est appelé indice de vulnérabilité (Iv). Il est obtenu par la somme des valeurs numériques exprimant la "qualité sismique" des éléments structuraux et non structuraux qui jouent un rôle important dans la réponse sismique du bâtiment [37, 38]. L'indice de vulnérabilité « Iv » est donc un indicateur de l'état de la structure qui peut être estimé avant comme après l'occurrence de l'évènement sismique. Il nous permet de connaître l'état des constructions d'une région et de les classer selon leur vulnérabilité.

Les différents paramètres pris en compte pour cette méthode sont classés en trois catégories. Chaque paramètre a une valeur numérique exprimant la qualité sismique des éléments structuraux et non structuraux influant sur le comportement sismique de la construction.

Le paramètre ne peut prendre qu'une seule valeur et représente ainsi la classe à laquelle il appartient.

Nous avons distingué trois classes à savoir :

- **Classe A** : dans cette catégorie, sont classés les paramètres ou les éléments réalisés selon le code parasismique en vigueur et donc présentant une bonne résistance au séisme.
- **Classe B** : sont classés dans cette catégorie les éléments conçus selon les anciens codes ou sans tenir tout à fait compte des normes parasismiques lors de leur construction, et qui présentent au moment de leur classification une assez bonne résistance.
- **Classe C** : dans cette classe nous avons les éléments vétustes ou ayant une mauvaise résistance au séisme.

Ces paramètres sont soit de type descriptif ou typologique (comme le type du système de contreventement, la régularité en plan et en élévation, le type de sol, le type de plancher), soit de type qualificatif c'est-à-dire concerne la qualité de l'exécution, le respect des normes en vigueur et l'état de ces éléments (comme la qualité du système de contreventement, la qualité des nœuds, l'état des éléments non structuraux).

Définitions des paramètres identifiés

La définition des paramètres choisis pour l'application de la méthode de l'indice de vulnérabilité est basée sur le Règlement Parasismique Algérien modifié en 2003 [36]. Les paramètres retenus sont au nombre de quatorze (14) et définis comme suit :

1. Système de contreventement

Ce paramètre étudie le type du système de contreventement, qui est défini comme étant le système de résistance principale. L'évaluation du système de résistance principale est définie en trois classes :

- **Classe A : Structure Rigide – Résistante** : cette classe regroupe les systèmes de contreventement suivants : Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide; Voiles porteurs; Noyau et Portiques contreventés par des voiles.
- **Classe B : Structure Rigide – Fragile** : sont regroupés, dans cette classe, les types des systèmes de contreventement suivants : Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide ; Mixte : portiques/ voiles avec interaction.
- **Classe C : Structure Déformable – Fragile** : dans cette classe, on trouve les autres types de systèmes de contreventement, qui ne sont classés ni dans la classe A, ni dans la classe B.

2. Qualité du système de contreventement

Pour ce paramètre, la classification est faite selon :

- Le type et la qualité des matériaux utilisés.
- La qualité d'exécution et l'état du système.

Selon le RPA99, le comportement des matériaux aux séismes ne peut être dissocié du type de structure qu'ils constituent :

- Le rapport résistance/ masse volumique.
- La rigidité des matériaux qui permet de limiter les problèmes de stabilité de forme.
- La ductilité, qui est la capacité des matériaux à se déformer plastiquement lors d'efforts élevés sans diminution significative de la résistance pendant plusieurs cycles de chargement.

Trois groupes de classification sont définis :

- **Classe A** : dans cette classe, nous trouvons les structures dont la qualité du système de contreventement est très bonne, c'est-à-dire qu'il respecte toutes les conditions citées par le RPA 99.
- **Classe B** : cette catégorie regroupe les constructions dont la qualité du système de contreventement est moyenne, c'est-à-dire qu'au moins un des critères n'est pas respecté.
- **Classe C** : quand la qualité du système de contreventement est mauvaise, cela signifie que tous les critères ne sont pas respectés.

3. La capacité sismique

La classification de ce facteur se fait en fonction d'un coefficient « α » qui est défini comme étant le rapport entre la force résistante des éléments structuraux de la structure et la force sismique du règlement RPA99.

Les classes sont définies comme suit :

Classe A : dans cette classe, la capacité sismique de la structure est plus forte que la force sismique.

Classe B : nous trouvons dans cette classe les constructions dont la résistance à la force sismique est moyenne.

Classe C : quand la structure présente une faible résistance à la force sismique.

4. Type de sol

La classification de ce paramètre repose sur les caractéristiques du sol. Selon le RPA 99 [33], les types des sols existants sont: S1 : Sol rocheux; S2 : Sol ferme; S3 : Sol meuble et S4 : Sol très meuble.

Les trois classes sont définies comme suit :

Classe A : Sol rocheux (S1), vitesse moyenne de l'onde de cisaillement.

Classe B : sol ferme (S2), dépôts très denses de sables, de graviers et/ou d'argile sur-consolidée sur 10 à 20 m, vitesse moyenne de l'onde de cisaillement.

Classe C : Sol meuble (S3) et Sol très meuble (S4), dépôts de sables et de graviers moyennement denses ou lâches ainsi que dépôts d'argile moyennement raide ou molle.

5. Diaphragme horizontal

Par le paramètre diaphragme horizontal est désigné le type du plancher. La classification de ce paramètre est fonction du type et de l'état du plancher, ainsi que des matériaux utilisés.

Classe A : Plancher rigide : planchers qui se déforment uniquement dans leur plan, c'est-à-dire que tous les points du plancher ont la même déformation. La déformation des planchers est donc une translation ou une rotation.

Classe B : Plancher semi-rigide : planchers qui n'appartiennent ni à la classe A ni à la classe C.

Classe C : Plancher souple : planchers qui se déforment dans les deux plans, c'est-à-dire que chaque point a une déformation indépendante des autres points.

6. Régularité en plan

La définition de la régularité en plan est fonction de la distribution de la masse, de la rigidité et de la forme géométrique en plan. Selon le RPA 99 [36], la régularité en plan est assurée par les critères suivants :

- 1) Le bâtiment doit représenter une configuration sensiblement symétrique dans les deux directions, aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- 2) À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique.
- 3) La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur / largeur du plancher inférieur ou égal à 4.
- 4) Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante, vis-à-vis de celle des contreventements verticaux, pour être considérés comme indéformables dans leurs plans.
- 5) La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de la surface totale du plancher.

Ainsi, les trois classes sont définies comme suit :

Classe A, Forme régulière : structures qui respectent tous les critères cités auparavant.

Classe B, Forme faiblement irrégulière : constructions partiellement irrégulières, c'est-à-dire les structures qui n'appartiennent ni à la classe A ni à la classe C.

Classe C, Forme irrégulière : bâtiments irréguliers en plan, donc, qui ne respectent aucun des critères cités précédemment.

7. Régularité en élévation

L'importance de ce paramètre dans la méthode de l'indice de vulnérabilité réside dans le fait qu'il touche deux aspects essentiels : la variation de la distribution de la

masse entre deux niveaux successifs et la variation de la résistance du système résistant, entre deux étages successifs.

Pour ce facteur, la réglementation [36] précise que :

- 1) Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.
- 2) La raideur et la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- 3) Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment, entre deux niveaux successifs, ne doit pas dépasser 20% dans les deux directions.
- 4) La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Les trois classes définies sont alors :

Classe A, *Forme régulière* : la structure est classée, dans ce groupe, si tous les critères de classification pour la régularité en élévation sont respectés.

Classe B, *Forme faiblement irrégulière* : constructions partiellement irrégulières en élévation, donc les structures qui n'appartiennent ni à la classe A, ni à la classe C.

Classe C, *Forme irrégulière* : constructions irrégulières en élévation, c'est-à-dire ne respectant pas les critères cités auparavant.

8. Qualité des nœuds

On définit les nœuds par la zone de connexion entre les éléments structuraux, c'est-à-dire la zone de jonction fondation-poteau, poteau-poutre, fondation-voile, etc. L'importance de ce paramètre est que l'application de la force sismique se fait dans ces zones de connexion. L'étude et la classification de ce paramètre sont fonction de l'état et de la qualité des zones de connexion des éléments structuraux.

Les trois classes sont définies comme suit :

Classe A, *Bonne* : constructions dont l'état des zones de connexion de leurs éléments structuraux est bon.

Classe B, *Moyenne* : constructions dont la qualité de ses nœuds est moyenne.

Classe C, *Mauvaise* : constructions dont la qualité des zones de connexion des éléments structuraux est mauvaise.

9. Phénomène du poteau court

Ce phénomène se manifeste selon deux aspects :

- Aspect structural : dans ce cas, le poteau court existe dans la conception de la structure (exemple le vide sanitaire). Le calcul du poteau court doit être alors conforme aux règlements en vigueur.
- Aspect provoqué en cours de réalisation : Dans ce cas, la création du poteau court se fait pendant la construction de la structure, ou après, lors des changements apportés à la construction, le long des années de sa vie (ex : ouverture de vasisas).

La définition des classes se fait, dans ce cas, selon le rapport entre l'élément provoquant le phénomène du poteau court (h_i) et la hauteur initiale de l'élément (H) :

$$\beta = \frac{h_i}{H} \quad (1)$$

Dans la référence [IRS, 1999], trois intervalles sont définis pour le rapport β , ainsi nous avons :

Classe A : éléments dont β est tel que : $1 \leq \beta < 0.66$. Pas de risque de présence de poteau court.

Classe B : éléments dont : $0.66 \leq \beta < 0.50$.

Classe C : éléments dont : $\beta \leq 0.50$.

10. Détails

On entend par le paramètre détail, l'état et la qualité des éléments non structuraux qui peuvent influencer sur le comportement de la structure lors d'un séisme, ainsi que l'état des divers réseaux qui influent sur la fonctionnalité de la structure.

Les éléments, à prendre en considération, s'ils existent, sont l'état des cloisons, des balcons, du garde corps, de l'escalier, de l'acrotère, du réseau électrique, du réseau gaz, du réseau d'assainissement, du réseau téléphonique et l'état de la toiture.

Les trois classes pour ce paramètre sont :

Classe A, *Satisfaisant* : plus des trois quarts des éléments existants sont en bon état.

Classe B, *Partiellement satisfaisant* : la moitié ou le trois quarts des éléments existants sont en bon état.

Classe C, *Insatisfaisant* : moins de la moitié des éléments existants est en bon état.

11. Maintenance

Les expériences sismiques ont montré l'importance de ce facteur, car il touche l'ensemble des éléments de la structure: les éléments résistants en élévation et les éléments non structuraux.

Classe A : bâtiments dont tous les éléments résistants ne sont pas fissurés et la stabilité des éléments non structuraux est assurée.

Classe B : bâtiments qui ne sont classés ni dans la classe A, ni dans la classe C.

Classe C : bâtiments dont plus de 30% des éléments résistants sont fissurés ou dont l'état de la structure est très mauvais.

12. Modifications

L'introduction de ce paramètre dans notre étude a été déduite à partir des expériences sur site et des observations, car ce facteur tient compte des changements ou des anomalies apportés à la construction. Parmi ces changements, on peut citer les ajouts et/ou les suppressions d'éléments dans les constructions, le changement de l'usage de la structure, l'augmentation importante de la charge permanente ou d'exploitation, etc. Ces facteurs ont pour effet d'engendrer une modification des forces appliquées à la structure. Ceci peut provoquer un changement dans le centre de masse qui se traduira par une altération dans la réponse de la structure.

Les trois classes sont définies comme suit :

Classe A : structures qui n'ont subi aucune modification ou changement.

Classe B : structures dont des changements ou des modifications moyennes sont observés.

Classe C : constructions qui ont subi des modifications importantes. On entend par modifications importantes, les modifications qui touchent les éléments structuraux, donc qui peuvent provoquer un changement dans le centre de masse et/ou le centre de rigidité.

13. Entrechoquement

L'entrechoquement est l'interaction, entre deux structures adjacentes, dont l'effet du comportement sismique de l'une par rapport à l'autre, durant l'occurrence sismique, est important. Dans le RPA99, nous trouvons l'expression suivante pour la justification des joints sismiques :

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} > 40 \text{ mm.} \quad (2)$$

Avec : δ_1 et δ_2 : déplacement maximum des deux blocs, au niveau du sommet du bloc le moins élevé.

Les trois classes sont définies comme suit :

Classe A : constructions ne représentent pas de risque d'entrechoquement. En effet, ces structures sont soit isolées, soit séparées par des joints de rupture d'une épaisseur suffisante. Pour cette classe, l'épaisseur définie est de 10 cm.

Classe B : constructions dont le risque d'interaction entre les structures adjacentes est moyen ou l'épaisseur du joint de rupture est insuffisante (épaisseur entre 4 cm et 10cm).

Classe C : constructions où le risque de l'entrechoquement est fort, donc les structures ne possédant pas de joint de rupture.

Pratiquement, c'est le respect ou non de la dimension du joint sismique, définie dans le RPA 99 version 2003, qui déterminera la classification.

14. Conditions du sol

Vu l'importance de ce facteur dans les dégâts sismiques, nous avons introduit ce facteur dans notre étude avec :

Classe A : constructions qui sont implantées dans des sites qui ne présentent aucun risque.

Classe B : constructions qui n'appartiennent ni à la classe A, ni à la classe C.

Classe C : constructions implantées dans des sites à risque : abords d'une falaise, haut ou bas d'une colline, abords d'une rivière ou d'un oued, terrain accidenté avec changement de pente important.

Détermination des coefficients de pondération

À chaque classe de paramètre prédéfini est associé un coefficient « Ki » appelé coefficient de pondération; ce dernier exprime la qualité sismique du paramètre en question.

La détermination des valeurs « Ki » est basée sur le retour d'expérience sismique en Algérie relatif aux données statistiques du tremblement de terre d'Ain Timouchent en 1999 (M= 5,8) et du séisme de Zemouri en 2003 (M=6,8). L'analyse statistique faite sur 87 bâtiments pour le cas du séisme d'Ain Timouchent et sur 567 bâtiments pour le cas du séisme de Zemouri a permis de déterminer les valeurs des coefficients « Ki » notées dans le tableau (2) et celles des coefficients de corrélation entre quelques paramètres simples et l'indice de vulnérabilité totale pour les deux tremblements de terre considérés (tableau 3).

N° Paramètre	Paramètre	Catégories / Ki		
		A	B	C
1	Système de contreventement	0.00	0.09	0.16
2	Qualité du système de contreventement	0.01	0.03	0.06
3	Capacité sismique	0.00	0.01	0.03
4	Type de sol	0.01	0.03	0.06
5	Diaphragme Horizontal	0.01	0.03	0.06
6	Régularité de plan	0.01	0.03	0.06
7	Régularité en élévation	0.00	0.06	0.12
8	Qualité des noeuds	0.01	0.03	0.06
9	Phénomènes du Poteau court	0.01	0.03	0.06
10	Détails	0.01	0.03	0.06
11	Conditions de maintenance	0.00	0.06	0.09
12	Modifications	0.01	0.03	0.06
13	Entrechoquement	0.01	0.03	0.06
14	Conditions du sol	0.01	0.03	0.06

Tableau 2 : Éléments, coefficients.

Points	Tremblement de terre	Ain Temouchent (1999)	Boumerdes (2003)
Système de contreventement	(1)	22	54
Capacité Sismique	(3)	25	67
Phénomène de Poteau court	(9)	18	46
Conditions de maintenance	(11)	21	50
Modifications	(12)	15	48
Entrechoquement	(13)	17	44
Conditions du sol	(14)	12	27

Tableau 3 : Coefficients de corrélation de certains paramètres.

Ce tableau montre que la capacité sismique est le paramètre le plus influent, suivi par le système de contreventement. Les paramètres phénomène de poteau court, conditions de maintenance, modification et entrechoquement ont le même poids.

L'indice de vulnérabilité est exprimé comme suit :

$$I_v = \sum_{i=1}^{14} K_i \quad (3)$$

Selon la valeur obtenue par l'indice de vulnérabilité, trois classes de vulnérabilité sont proposées pour chacune des catégories des constructions en BA (tableau 4).

Dans les classes "Vert" nous trouvons les constructions qui ne nécessitent pas d'intervention, et dans les classes "Orange", les structures qui nécessitent un renforcement. Une étude dans ce sens devra être en tous cas alors effec-

tuée. Quant à celles appartenant à la classe "Rouge", les structures doivent être évacuées et reconstruites.

Courbes de vulnérabilité semi-empiriques

Dans le tableau 5, cinq classes de dommages sont définies ; la description de chaque classe est donnée ci-après (Elles suivent la description de l'EMS) :

Les Cinq degrés de dommages sont définis et arrangés dans un ordre croissant de vulnérabilité. Pour chaque classe de vulnérabilité (Tableaux 6, 7, 8, 9 et 10), nous avons défini la matrice de probabilité de dommage (DPM) pour les cinq niveaux de dommages présentés auparavant.

CLASSE	VERT		ORANGE		ROUGE
	1	2	3	4	5
IV	0.10 – 0.20	0.20 – 0.40	0.40 – 0.55	0.55 – 0.70	0.70 – 1.00
IVmoy.	0,150	0,300	0,475	0,625	0,850

Tableau 4 : Classification des structures en fonction de leur « I_v ».

CLASSE	GRADE	DESCRIPTION
Vert	1	Dommages négligeables à légers.
Vert	2	Dommages structuraux légers, dommages non structuraux modérés.
Orange	3	Dommages structuraux modérés, dommage non structuraux importants.
Orange	4	Dommage structuraux importants, dégâts non structuraux très importants.
Rouge	5	Dommages très importants pour les éléments structuraux, effondrement partiel ou total.

Tableau 5 : Description des dommages.

Dommages Intensité	1	2	3	4	5
V					
VI					
VII					
VIII	Rares				
IX	Quelques	Rares			
X	Nombreux	Quelques	Rares		
XI		Nombreux	Quelques	Rares	
XII			Nombreux		

Tableau 6 : Matrice de probabilité de dommage de la classe Vert 1.

Dommages Intensité	1	2	3	4	5
V					
VI					
VII	Rares				
VIII	Quelques				
IX	Nombreux	Quelques			
X		Nombreux	Quelques		
XI			Nombreux	Quelques	
XII					

Tableau 7 : Matrice de probabilité de dommage de la classe Vert 2.

Dommages Intensité	1	2	3	4	5
V					
VI	Rares				
VII	Quelques	Rares			
VIII	Nombreux	Quelques	Rares		
IX		Nombreux	Quelques	Rares	
X			Nombreux	Quelques	
XI				Nombreux	
XII					

Tableau 8 : Matrice de probabilité de dommage de la classe Orange 3.

Dommages Intensité	1	2	3	4	5
V	Rares				
VI	Quelques				
VII	Nombreux	Quelques			
VIII		Nombreux	Quelques		
IX			Nombreux	Quelques	
X			La plupart	Nombreux	Quelques
XI				La plupart	Nombreux
XII					

Tableau 9 : Matrice de probabilité de dommage de la classe Orange 4.

Dommage Intensité	1	2	3	4	5
III	Rares				
IV	Quelques	Rares			
V	Nombreux	Quelques			
VI		Nombreux	Quelques		
VII			Nombreux	Quelques	
VIII			La plupart	Nombreux	Quelques
IX				La plupart	Nombreux
X					La plupart
XI					
XII					

Tableau 10 : Matrice de probabilité de dommage de la classe Rouge 5.

Les termes utilisés Rares, Quelques, Nombreux et la plupart sont définis en fonction du pourcentage de bâtiments endommagés pour une intensité donnée :

Rares : le pourcentage est compris entre 0 et 5%

Quelques : le pourcentage est compris entre 0 et 20%

Nombreux : le pourcentage est compris entre 0 et 40%

La plupart : le pourcentage est supérieur à 60%

Les courbes de vulnérabilité empiriques sont obtenues à partir de la détermination du taux de dommage moyen « μ_d ». Ce taux est la probabilité associée à chaque degré de dommage que le bâtiment est susceptible de subir. De plus, le taux de dommage moyen permet d'exprimer le pourcentage de bâtiments endommagés à l'aide de la loi béta.

Le taux de dommage moyen est estimé par l'indice de vulnérabilité des bâtiments et l'intensité sismique sur

l'échelle MMI. Le taux de dommage moyen est donné par l'expression suivante :

$$\mu_d = 2,55 \times (1 + \tanh [I + (7 \times I_{vmoy}) - 13]) / 2,5 \quad (4)$$

avec :

I : Intensité sur l'échelle MMI

Iv Moy : Indice de vulnérabilité moyen de chaque classe de vulnérabilité sismique. Ce dernier a été donné dans le tableau 3. Les courbes de vulnérabilité obtenues sont les fonctions de vulnérabilité semi empiriques et sont représentées dans la figure (1) pour chaque classe de vulnérabilité.

Les courbes ci-dessus représentent les courbes de vulnérabilité des structures en béton armé en Algérie et ont été comparées à celles produites par la méthode RISK-UE.

Nous avons donc tracé les courbes données par RISK-UE sur le même graphe que les courbes que nous avons développées (figure 2).

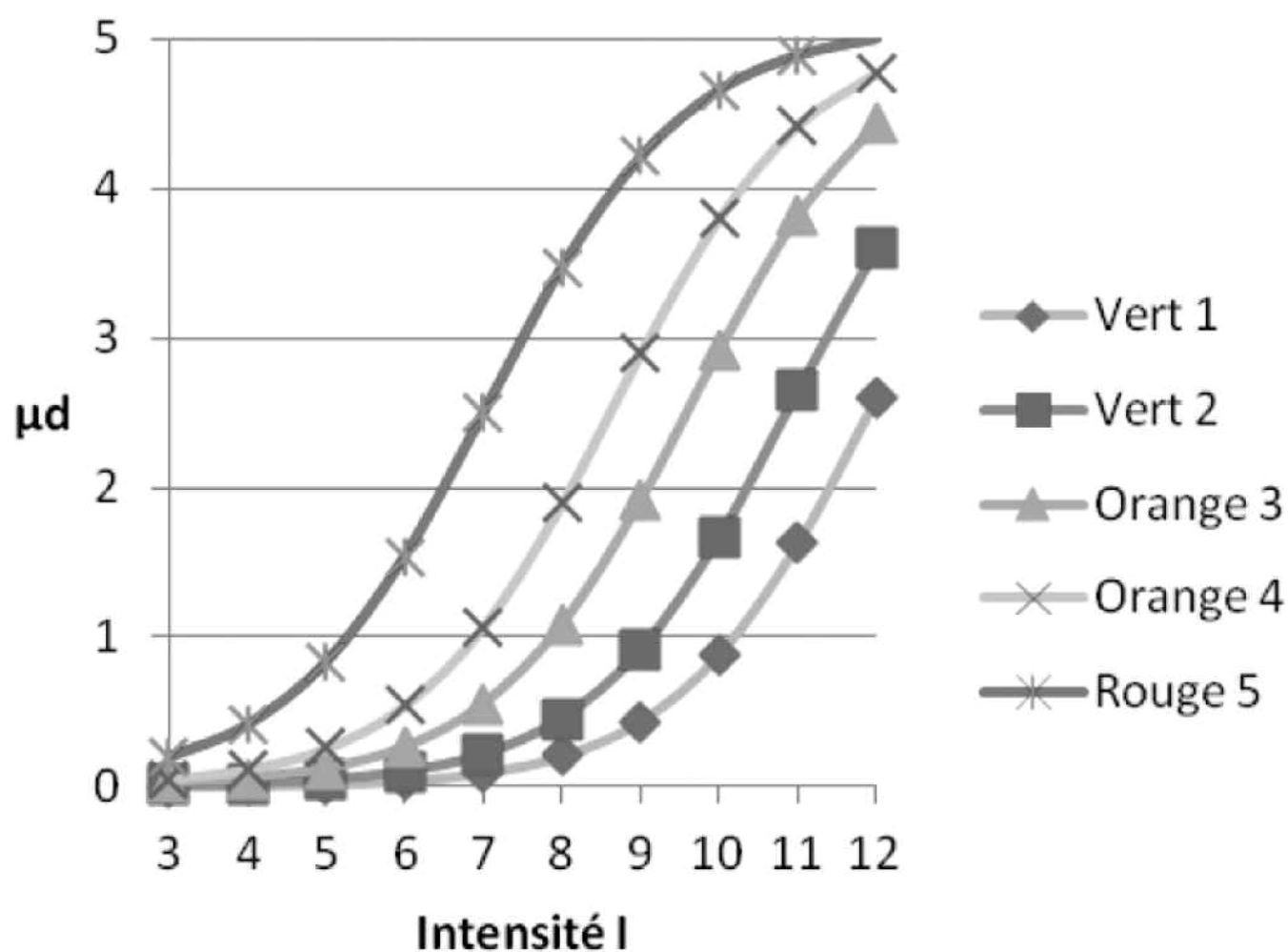


Figure 1 : Courbes de vulnérabilité semi- empiriques.

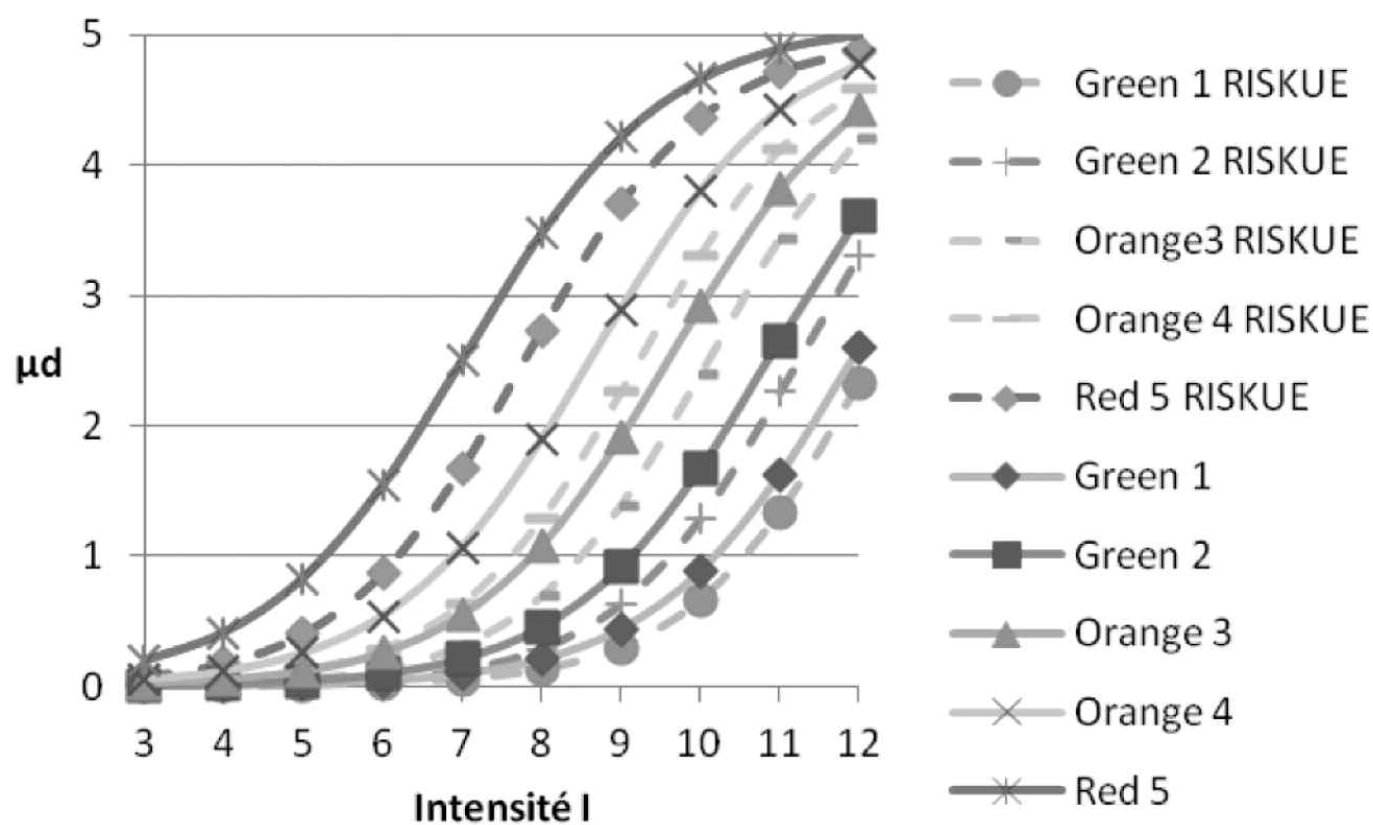


Figure 2 Courbes de vulnérabilité développées et celles de RISK-UE.

On peut remarquer que les courbes de vulnérabilités algériennes sont plus conservatives que celles données par RISK-UE, cela est dû au manque d'entretien et aux transformations faites qui ne sont pas en conformité avec le code de réglementation sismique algérienne.

CONCLUSION

La vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé (BA) a été appréhendée en première approche par la méthode de l'indice de vulnérabilité. Ainsi, les paramètres ayant une influence sur le comportement sismique de la structure ont été identifiés et un facteur de pondération a été donné à chaque paramètre selon les catégories de bâtiments définies. L'expérience des tremblements de terre de Ain Timouchent (1999) et de Boumerdes (2003) a été utilisée. Cette méthode permet de classer les bâtiments BA en fonction de leur vulnérabilité à travers un indice calculé (Iv).

Pour l'estimation de la vulnérabilité à grande échelle, nous avons utilisé une approche statistique. Cette approche consiste à proposer des matrices de probabilité de dommage pour chaque classe de vulnérabilité. Ces matrices expriment la quantification de niveau de dommage correspondant à différentes intensités sur l'échelle MMI. Ceci a permis la construction des matrices de probabilité de dommage (DPM : Damage Probability Matrices).

Nous avons utilisé la loi de probabilité « Béta » pour calculer des matrices de probabilité de dommage continues. Le taux de dommage moyen est calculé en fonction de l'indice de vulnérabilité moyen pour chaque classe de vulnérabilité et l'intensité sismique. Nous avons alors tracé les courbes de vulnérabilité semi-empiriques pour chaque classe de vulnérabilité.

RÉFÉRENCES

- [1] FEMA. *HAZUS Earthquake loss estimation methodology*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1999.
- [2] GNDT. *Istruzioni per la Compilazione della Sceda di Relivamento Esposizione e Vulnerabilità Sismica Degli Edifici*. Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti. Regione Emilia Romagna y Regione Toscana, Italy, 1986, in Italian.
- [3] RISK-UE: "An advanced approach to earthquake risk scenarios, with applications to different European cities" (2001-2004). Website: <http://www.risk-ue.net>
- [4] ORSINI G, A model for buildings' vulnerability assessment using the parameter less scale of seismic intensity (PSI), *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No 3, 1999, pp 463-483.
- [5] ROSSETTO T AND ELNASHAI A, Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data, *Engineering Structure*, Vol. 25, No 10, 2003, pp1241- 1263.
- [6] SHINOZUKA M, FENG Q, LEE J AND NAGANUMA T, Statistical analysis of fragility curves, *ASCE Journal Engineering*, Vol. 126, No 12, March 2000, pp 1224-1231.
- [7] ATC. *Earthquake damage evaluation data for California*. ATC-13 report, Redwood City, Applied Technology Council, California, 1985.
- [8] MOSALAM K M, AYALA G, WHITE R N AND ROTH C, Seismic fragility of LRC frames with and without masonry infill walls, *Earthquake Engineering*, Vol. 1, No 4, 1997, pp 693-720.
- [9] REINHORN A M, BARRON-CORVERA R AND AYALA A G, Spectral evaluation of seismic fragility of structures, *Structural safety and reliability*, ICOSSAR 2001, 2001.
- [10] CHRYSSANTHOPOULOS M K, DYMIOTIS C AND KAPPOS A J, Probabilistic evaluation of behaviour factors in EC8-designed R/C frames. *Engineering Structure*, Vol. 22, No 8, 2000, pp 1028-1041.
- [11] CELIK O C AND ELLINGWOOD B R, Seismic risk assessment of gravity load designed reinforced concrete frames subjected to Mid-America ground motions. *ASCE Journal of Structure Engineering*, Vol. 135, No 4, 2009, pp 414-424.
- [12] ELLINGWOOD B R, CELIK O C AND KINALI K, Fragility assessment of building structural systems in Mid America, *Earthquake Engineering Structure Dynamic*, Vol. 36, No 13, 2007, pp1935-1952.
- [13] ROSSETTO T AND ELNASHAI A, A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures, *Engineering Structure*, Vol. 27, No 3, 2005, pp397-409.
- [14] KAPPOS A, PITILAKIS K, STYLIANIDIS K, MORFIDIS K AND ASIMAKOPOULOS D, Cost-benefit analysis for the seismic rehabilitation of buildings in Thessaloniki, based on a hybrid method of vulnerability assessment. *Proceedings of the fifth international conference on seismic zonation*, pp 406-413, 1995.
- [15] RAJEEV P AND TEFAMARIAM S, Seismic fragilities for reinforced concrete buildings with consideration of irregularities, *Structural Safety*, No39, 2012, pp. 1-13.
- [16] FEMA (Federal Emergency Management Agency). *HAZUS-MH MR3 technical manual*, Washington, DC FEMA, 2003.
- [17] DIMOVA S L AND NEGRO P, Assessment of seismic fragility of structures with consideration of the quality of construction. *Earthquake Spectra*, Vol 22, No 4, 2006, pp 909-936.
- [18] ERBERIK M A, Generation of fragility curves for Turkish masonry buildings considering in-plane failure modes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 37, No 3, 2007, pp 387-405.
- [19] KAPPOS A J, PANAGOPOULOS G, Fragility curves for reinforced concrete buildings in Greece, *Structural Infrastructure Engineering*, Vol. 6, No 1, 2010, pp 39-53.
- [20] LAGAROS N D, Life-cycle cost analysis of design practices for RC framed structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 5, 2007, pp 425-42.
- [21] LAGAROS N D, Probabilistic fragility analysis: a tool for assessing design rules of RC buildings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 7, No 1, 2008, pp 45-56.
- [22] TEFAMARIAM S AND SAATCIOGLU M, Risk-based seismic evaluation of reinforced concrete buildings. *Earthquake Spectra*, Vol. 24, No 3, 2008, pp 795-821.
- [23] TEFAMARIAM S AND SAATCIOGLU M, Seismic vulnerability assessment of reinforced concrete buildings using hierarchical fuzzy rule base modelling, *Earthquake Spectra*, Vol. 26, No 1, 2010, pp 235-56.
- [24] Règlement Parasismique Algérien (RPA88), Centre National de Recherche en Génie Parasismique, Algérie, 1988.

- [25] Règlement parasismique Algérien (RPA99), Centre National de Recherche en Génie Parasismique, Algérie, 1999.
- [26] BELHEOUANE F I AND BENSABIBI M, Seismic vulnerability index for reinforced concrete construction in Algeria, Advanced Science Letter, Vol. 13, 2012, pp. 364-368.
- [27] BELHEOUANE F I AND BENSABIBI M, Evaluation of the vulnerability index for reinforced concrete construction in Algeria under seismic action, International Journal of Advances and Trends in Engineering Materials and their Applications (IJATEMA), Vol. 1, No 1, 2012, pp 101 – 106.
- [28] CRAAG, www.craag.dz/surveillance.html, www.craag.dz, 2012.
- [29] Recommandations Anti-Sismiques 1955, (AS 55).
- [30] Règlement Parasismique Algérien, Centre National de Recherche en Génie Parasismique, 1962, (RPA 62).
- [31] Règles de Calcul des Constructions en Béton Armé 1968, (CCBA 68).
- [32] Règles de calcul du Béton Armé 1960, (BA 60).
- [33] Calculs des Constructions en Béton Armé 1993, (CCBA 93).
- [34] Règlement Parasismique Algérien, Centre National de Recherche en Génie Parasismique, 1981, (RPA 81).
- [35] Règlement Parasismique Algérien, Centre National de Recherche en Génie Parasismique, 1983, (RPA 83).
- [36] Règlement Parasismique Algérien, Centre National de Recherche en Génie Parasismique, Algérie, 2003 (RPA version 2003).
- [37] BENEDETTI D, BENZONI G AND ANDPARISI M A, (Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei, Earthquake Engineering and Structure Dynamic, Vol. 16, 1988, pp 183-201.
- [38] YÉPEZ F, BARBAT A H AND CANAS J A, A Method to Perform Computer Simulations of Damage in Buildings for Seismic Risk Evaluation, Technical University of Catalonia, Spain, 1996.

Salles de bains, baignoires, terrasses, passerelles, plages de piscines,
parkings, descentes de garages, halls d'immeubles, magasins...
pour toutes les surfaces neuves ou à rénover :

Les sols glissants ne sont plus une fatalité!



GLISS'GRIP S.A.S

TOUS LES PRODUITS ANTIDÉRAPANTS POUR TOUS LES SOLS GLISSANTS

123-125 Avenue Louis Roche, ZI Les Basses Noëls - 92230 GENNEVILLIERS - FRANCE

01 40 86 43 10 - info@glissgrip.com - www.glissgrip.com

LOCAL ORGANIZING COMMITTEE

Dr Abdessemed, M. (Chair) (U. Blida1)
 Mr Ferdj Fatch (co-chair) (U. Blida1)
 Mr Boufénara Nouredine (co-chair) (U. Blida1)
 Mr El Ouhdi Abdelbaki (MTP)
 Mr Zouane Abdelmadjid (MTP)
 Dr Abed Younes (U. Blida1)
 Mrs Braik Nabila (MTP)
 Mrs Belheouane F. Imane (U. Blida1)
 Mr Derbala Ammar (U. Blida1)
 Mr Ferdjani, Aissam (U. Blida1)
 Mrs Hafaya Fatma zohra (U. Blida1)
 Mr Maskri Badreddine (U. Blida1)
 Mr Miles Mostapha (U. Blida1)
 Mrs Tadjer Khalida (U. Blida1)
 Mr Lizli Rachid (U. Blida1)
 Mrs Barbara Amina (U. Blida1)
 Mr Bouzid Rachid (U. Blida1)
 Mr Kerkar Slim (U. Blida1)

CALL FOR PAPERS

The organizing committee of the "13th ASEC" invites all scientists and industrialists from the Arab world to join the event by sending an abstract of no more than 300 words.

EXHIBITION AND SPONSORSHIP OPPORTUNITIES

An exhibition related to the main event is will take place. Organisations wishing to reserve an exhibition space are invited to do it soon as possible, as limited space is available and will be allocated on the basis of first come first served. For further information on sponsorship opportunity, please contact us on, asec2015.blida@gmail.com

ABSTRACT SUBMISSION

- LANGUAGES: the official languages of the conference are Arabic, English and French.
- Abstracts may be submitted by email to the following address: asec2015.blida@gmail.com
- Abstract of 300 to 400 words.
- Key words 06 maximum
- Text with Times New Roman in 12 point.
- Title with Times New Roman in 14 point bold.
- Authors with Times New Roman in 12 point.
- Affiliation and Address of all authors and contact details of the corresponding author should be included

HONORARY CHAIRMAN

Prof. ABADLIA, M.T, University Rector
 Prof. MENADI, B; Dean of faculty of technology

CONFERENCE CHAIRMAN

Prof. S. KENAI ; U. Blida 1, Algeria

PERMANENT COMMITTEE

Prof. Dr. Mahmoud A.R Youssef (Egypt) **Chairman**
 Prof. Dr. Husain Aly Al-Khayat (Kuwait)
 Prof. Dr. Adel Mohamed Elwefati (Libya)
 Prof. Dr. Ahmad Atef Rashed (Egypt)
 Prof. Dr. Said Messaoud Kenai (Algeria)
 Prof. Dr. Mohamed A. Abdel-Halim (Jordan)
 Prof. Dr. Magdy El Sayed Kasem (Egypt)

LOCAL SCIENTIFIC COMMITTEE

Prof. Abed Mohamed (Chirman)
 Dr Ammar Bouzid Djillali
 Prof. Bouafia Ali
 Prof. Bourahla Nouredine
 Prof. Brahma Abdelmalek
 Dr Bouikni Ammar
 Prof. Grine Khalel

INTERNATIONAL ADVISORY COMMITTEE

Prof. Abdelgader H. (Libya)
 Dr Afra H. CNERIB, (Algeria)
 Prof. Ait-Mokhtar, K; U. La-Rochelle, (France)
 Dr Attaf, B., Expert (France)
 Prof. Azzouz L. U. Laghouat, (Algeria)
 Prof. Bahar, R. USTHB, (Algeria)
 Prof. Bali A. ;ENPA, Algeria
 Prof. Belarbi, A; U. Houston, (USA)
 Prof. Belarbi, R; U. La Rochelle, (France)
 Dr Belazougui M., CGS, (Algeria)
 Pr Bellas, N., U. Mostaghanem, (Algeria)
 Prof. Bensatbi ENTP, (Algeria)
 Prof. Bouhicha, M., U. Laghouat, (Algeria)
 Dr Chaid, R. U. Boumerdes, (Algeria)
 Prof. Chourak, M., U. Ouejda, (Morocco)
 Prof. Ghomari, F., U. Tiencene (Algeria)
 Prof. Ghorbal, E., U. Cergy Pontoise, (France)
 Pr Guettala, A.; U. Biskra, (Algeria)
 Prof. Haddadi, S., USTHB, (Algeria)
 Prof. Hadid, ENTP, (Algeria)
 Prof. Houari, H; U. Constantine (Algeria)
 Pr Kadri, E., U. Cergy Pontoise, (France)
 Prof. Khelafi, H., USTO, Oran, (Algeria)
 Prof. Khatib, J. U. Wolverhampton, (England)
 Prof. Masmoudi, R.; Sherbrooke, (Canada)
 Prof. Moutli, M.; ENPO, Oran, (Algeria)
 Prof. Shamesi, A; U. Al-Ain (UAE)
 Mr Siayeb S. COSIDER, (Algeria)
 Prof. Siddique, R. (India)
 Prof. Sonobei, M. U. Belfast, (UK)
 Prof. Tagnit, A.; U. Sherbrooke, (Canada)

UNIVERSITY OF BLIDA 1, BLIDA,
 ALGERIA



Faculty of technology,
 Civil Engineering Department
 Organize

13th ARAB STRUCTURAL
 ENGINEERING CONFERENCE

December 13th to 15th, 2015

First announcement and call of paper

Conference contact:

email : asec2015.blida@gmail.com
<http://www.univ-blida.dz>



CONFERENCE OBJECTIVES

The thirteenth Arab Structural Engineering Conference (13th ASEC) is to be held in December 13-15, 2015, as a continuation to the previous successful twelve ones beginning with the first one in Egypt, 1985 passing respectively in Jordan, United Arab Emirates, Syria, Kuwait, Saudi Arabia and finishing with the twelfth one in Libya in 2013.

The Conference will continue to address issues involving advanced types and new trends of materials and structures. Contributions will highlight the latest developments in design and optimisation, within these areas. The main objectives of the conference are:

- Strengthening collaboration among universities, research centers and construction sectors in the Arab world.
- Exchanging and sharing professional skills among researchers and engineers in the Arab world, addressing some of the industry challenges (housing, environmental issues, sustainability)
- Providing an international forum for information dissemination and discussions on research and practice related to construction industry.
- Forum exchange with the Arab scientists established in developed countries.

In addition to the conference sessions, an exhibition is to be held for new materials, new products and advanced equipment used in the construction industry.

MAIN TOPICS

1. Building materials

- a. Concrete technology and durability
- b. Low carbon, sustainable materials and novel concretes
- c. Use of waste or recycled products
- d. Hot weather concreting

2. Local and non conventional materials

- a. Earth
- b. Natural fibres
- c. Gypsum and lime

3. Modern trends in structural analysis

- a. Seismic design
- b. Modern methods (neural network,...)
- c. Steel structures
- d. Repair and strengthening
- e. Forensic engineering
- f. Fire resistance and blast loading

4. Bridge engineering and bridge maintenance and repair

5. Geotechnical engineering

6. Case studies for exceptional structures (tall structures, tunnels, dams, marine structures)

7. Construction management, precast concrete and housing

- a. Low cost housing
- b. Green buildings
- c. Construction techniques and precast concrete

REGISTRATION FORM



13th ASEC conference in Algeria

13-15 December 2015, U. Blida 1, Algeria.

- ☐ I wish to present a paper (s).
☐ I am interested in attending the conference.
☐ I am interested in participating in the Exhibition

Please complete the form using BLOCK CAPITALS

Name/Surname :
 First name :
 Title:
 Organization:
 Address :
 Theme :

Title of the paper :

Please Return Registration Form to:

Head of Civil Engineering Department, University of Blida 1, Blida, Po Box 270, Blida, Algeria.

Fax: +213 (0) 25433633

Email: asec2015.blida@gmail.com

<http://www.univ-blida.dz>

KEY DATES

Abstract submission March 30th, 2015.
 Abstract acceptance April, 16th, 2015
 Submission of draft papers June 1st, 2015.
 Reviewer comments to authors June 30th, 2015
 Submission of final papers July 30th, 2015
 Conference December 13th to 15th

REGISTRATION FEES

Conference fees include entry to all technical sessions, a copy of the symposium proceedings, coffee breaks and lunches.

Participants from Algeria:

- Students : 5 000 DA without accommodation
- Lecturers : 7000 DA without accommodation
- Lecturers : 15 000 DA with full accommodation

Participants from other Countries: 250 € with full accommodation

Participants from Industry: 20 000 DA





20^{ème} Colloque « Le Pont »

Journée Optionnelle : vendredi 16 octobre 2015

Visite du viaduc de Millau

(attention nombre de place limité à 80 personnes)

Programme

Jeudi 15 octobre :

16h : départ en bus du Centre de Congrès Diagora Labège pour Millau

19h : arrivée Hôtel « Le Cévenol » à Millau

20h : dîner à la bergerie du Domaine St Esteve

Vendredi 16 octobre

9h30 à 13h15 : « La belle aventure du Viaduc de Millau racontée sur place.

Accueil par la Sté Eiffage,

Intervention de Monsieur **Jacques Godfrain** (ancien maire de Millau) et de Monsieur **Christophe Saint Pierre** maire actuel,

Intervention de Monsieur **Jean-Claude Gaysot** (ministre de l'Equipement) pour l'aspect politique

Intervention de Monsieur **Michel Virlogeux** (concepteur) pour l'aspect technique


Intervention de la **Sté Eiffage** (aspects construction, exploitation et surveillance).

13h15 à 14h30 : déjeuner cocktail sur le site du viaduc

14h30 à 17h : visite du viaduc
ou
des caves de Roquefort avec dégustation.

17h : retour en bus via Toulouse ou Montpellier (gare ou aéroport)







Colloque « Le Pont » à Toulouse, les 14 et 15 octobre 2015

La gestion des ouvrages d'art d'hier et de demain

Mercredi 14 octobre 2015

8h30 : Accueil des participants et contacts exposants

9h15 : Ouverture et présentation du colloque
Rémi LOLOUM (Journaliste) Christian TRIDON (Association LE PONT) Bruno Godart (AFGC)

1^{ère} partie : LE BILAN DES 20 ANS PASSES

9h30 : En matière de protection contre l'érosion régressive des ouvrages en maçonnerie
Jean Pierre Levillain (Consultant)

9h50 : En matière d'entretien et de protection des structures métalliques
Patrick Naylor (IPRS)

10h10 : En matière de réparation d'ouvrages métalliques aux Etats Unis
Yanev Bojidar (Ville de New-York)

10h30 : Pause-café, échanges et visite de l'exposition technique


11h00 : En matière de pathologies internes du béton
Bruno Godart (IFSTTAR)


11h20 : En matière de technologie contre la corrosion
Guy Taché (CEFRACOR)

11h40 : En matière de méthodes de réparation des ouvrages en béton
Christian Tourneur (Freyssinet)


12h00 : Présentation du livre sur la pérennité du BP
Bruno Godart et Daniel Poineau

12h30 : *Déjeuner sur place parmi l'exposition technique*





LE PONT
UN OUTIL DE CONSTRUCTION



Interventions Entreprises

14h00 à 15h00 : Présentation Entreprises (4 x 15 mn)

2^{ème} partie : LES EVOLUTIONS SUR LES 20 PROCHAINES ANNEES

LES MATERIAUX DE DEMAIN

15h00 : Dans le domaine du béton : Les BHP, les BFUP
Jacques Resplendino (SETEC)

15h20 : Dans le domaine des structures en acier
Jean Michel Morel (IFSTTAR)

15h40 : Dans le domaine des matériaux composites
Emmanuel Ferrier (IUT Lyon 1)

16h00 : Un voyage vers le futur avec Les nanosciences et les nanotechnologies
Henri Van Damme (IFSTTAR)

16h30 : Pause et échanges avec les exposants

LES STRUCTURES DE DEMAIN

17h00 : Interventions étudiants
Explorations prospectives, voire utopiques des ouvrages de génie civil dans les 20 prochaines années


17h30 : dans le domaine de la surveillance
Vincent Le Cam (IFSTTAR)


17h50 : La vision outre Atlantique dans le domaine des grands ouvrages
Yanév Bojdar (Ville de New-York)

18h30 : FIN de la 1^{ère} JOURNEE


19h15 à 20h00 : Réception à L'Hôtel de Ville avec Monsieur Jean Luc Moudenc maire de Toulouse

20h00 : Dîner Brasserie des Arcades Place du Capitole





LE PONT
UN OUTIL DE CONSTRUCTION



Jeudi 15 octobre 2015

8h30 : Accueil des participants et contacts exposants

Interventions Entreprises

9h00 à 10h00 : Présentation Entreprises (4 x 15 mn)

10h00 : Pause et échanges avec les exposants

10h20 : Table ronde : Les évolutions des infrastructures de mobilité dans les 20 prochaines années

Autour de la table : Henri Van Damme, Michel Virlogeux, Bojidar Yanév, Luc Weizmann
Quels seront les matériaux et les technologies à la disposition de l'ingénieur et de l'architecte de demain, et quelles formes de mobilité pour l'Homme ?

11h50 : Un grand ouvrage : le 3^{ème} franchissement du Bosphore
Michel Virlogeux (Consultant international)

12h20 : Voyage vers le futur....des ouvrages d'art
Patrick Guiraud et Noël Richet

Présentations : UAFGC – AFGC – IMGC – STRRES

12h40 : présentation AFGC, IMGC, UAFGC, STRRES

- AFGC : (Association Française de Génie Civil)
- IMGC : (Ingénierie de la Maintenance du Génie Civil)
- UAFGC : (Union des Associations Françaises de Génie Civil)
- STRRES : présentation des Guides Techniques et des RECOS

13h30 : Conclusion du 20^{ème} colloque

13h45 : Déjeuner sur place et visite de l'exposition technique

15h00 : départ pour Millau (pour les personnes inscrites)

IABSE Conference Nara, Japan
May 13-15, 2015

Elegance in Structures

Final Invitation



Nigatsudo of Todaiji Temple

Organised by The Japanese Group of IABSE

secretariat@IABSENara2015.org

Committees

Scientific Committee

Yozo FUJINO, Japan (Chair)

Geralt SIEBERT, Germany (Vice-Chair)

Tomonori NAGAYAMA, Japan (Secretary)

Dong-Ho CHOI, Korea

Vincent DE VILLE DE GOYET, Belgium

Luigino DEZI, Italy

Lee FRANCK, UK

Kaori FUJITA, Japan

Yaojun GE, China

Tong GUO, China

Namhee Kim HONG, Korea

Jun KANDA, Japan

Akio KASUGA, Japan

Masahiro KURATA, Japan

Ekasit LIMSUNWAN, Thailand

Masato MATSUMOTO, Japan

Shunichi NAKAMURA, Japan

Masayoshi NAKASHIMA, Japan

Roberto REVILLA ANGULO, Spain

Jose ROMO MARTIN, Spain

Mike SCHLAICH, Germany

Devis SONDA, Italy

Harshavardhan SUBBARAO, India

Toru TAKEUCHI, Japan

Akira WADA, Japan

Congzhen XIAO, China

Nanzenji, Kyoto, Japan



(photo: courtesy Hanshin Expressway Company Ltd.)

Organising Committee

Yozo FUJINO (Chair)	Masayoshi NAKASHIMA (Chair, Executive Committee)
Jun KANDA (Chair, Steering Committee)	Akira WADA (Chair, Advisory Committee)

Executive Committee

Masayoshi NAKASHIMA (Chair)	Motohide TADA
Masahiro KURATA (Secretary)	Kenzo TAGA
Mikiko KATO	Toru TAKEUCHI
Hiroki KITAYAMA	Takashi MARUYAMA
Yoshiaki KUBOTA	Minehiro NISHIYAMA
Yukihiro SHIMANO	Takashi YAMAGUCHI

Steering Committee

Jun KANDA (Chair)	Kaori FUJITA
Shunichi NAKAMURA (Vice Chair)	Masahiro NAGATA
Alan BURDEN	Tomonori NAGAYAMA

Advisory Committee

Akira WADA (Chair)	Motoya KIMURA
Kunitomo SUGIURA (Vice Chair)	Toru KOBORI
Yozo FUJINO	Masayoshi NAKAI
Shigeru HIKONE	Kazuhiro NISHIKAWA
Masaru ITO	Takaharu NISHIOKA
Yoshiharu KANEBAKO	Shin-ichiro NOZAWA
Masahiko KATO	Takashi OKAMOTO
Toshiaki KATO	Dai SHIMAZAKI
Kenichi KAWAGUCHI	

Volunteers

Students from several Japanese universities are collaborating in the organisation of the conference as volunteers.

Yozo SHINOZAKI	Hirofumi TAKENAKA
Takashi SHIRAI	Yukio TAMURA
Kazuuya TAKEKUNI	Masato YAMAMURA

Sponsors

Japan Bridge Association
Japan Bridge Bearing Association
The Japan Civil Engineering
Consultants Association

Japan Steel Bridge Engineering
Association
Japan Bridge Engineering Center



Supporting Organisations

Architectural Institute of Japan	Japan Association for Wind Engineering
Japan Society of Civil Engineers	Japan Federation for Construction Contractors
Japanese Society of Steel Construction	Japan Iron & Steel Federation
Japan Structural Consultants Association	Nara Prefectural Government
Japan Concrete Institute	Japan Prestressed Concrete Institute
The Japanese Geotechnical Society	
Japan Association for Earthquake Engineering	



Papers and Presentations

Elegance in Structures

One of the most important features of the various things and systems nurtured in Japan are, we believe, their delicate consideration and fine finishing. The theme of the conference *Elegance in Structures*, is based on this idea. Elegance in structures does not only deal with the physical forms of structures, but more widely include elegant structural solutions to earthquakes and typhoons, elegant modeling of structures and elegant analytical procedures. We hope to welcome many guests from around the world to Nara and have a fruitful discussion, surrounded by ancient Japanese architecture.

Papers

More than 380 abstracts have been submitted. Now the Scientific Committee is reviewing all papers. The papers are of a high quality. All accepted papers will be presented orally during the technical programme.

Presentations

Notification of acceptance of papers will be given. All papers accepted by the Scientific Committee and presented at the IABSE Conference will be published in the Conference Proceedings and on the Conference CD.

Proceedings

Papers will only be published if the authors have registered and paid for the full three day conference before **March 31, 2015**.

Important Dates

Deadline for Submission of Abstracts:	May 15, 2014
Notification to Authors (accept/reject):	July 30, 2014
Deadline for Submission of Full Papers:	October 30, 2014
Notification to Authors (accept/reject):	January 15, 2015
Mailing of Final Invitation	February 1, 2015
Conference Dates:	May 13-15, 2015

Technical Programme

Themes and Topics

Elegant Structures

Buildings, bridges, other civil engineering structures

Historical Structures

Buildings, bridges, churches, temples, other civil engineering structures

Aesthetic Design

Shapes, color, lighting, materials, roles of architects and structural engineers, conceptual design, design competition

New Application of Materials to Structure

Glass, FRP, aluminum, etc.

Innovations of Analysis, Design, and Construction

CAD, building information management, morphology, structural analysis, construction, monitoring

Smart Solutions to Mitigate Natural Disasters

Wind, earthquake, tsunami, flood, damage control

New Technological Advances on Sustainability

Maintenance, durability, condition assessment, repair, rehabilitation, reinforcement, energy, recycle

New Structural Form

Hybrid structures, cable supported structures, new isolation systems, space structures.



Skytree Tower, Japan
(photo: courtesy Nikken Sekkei Ltd)

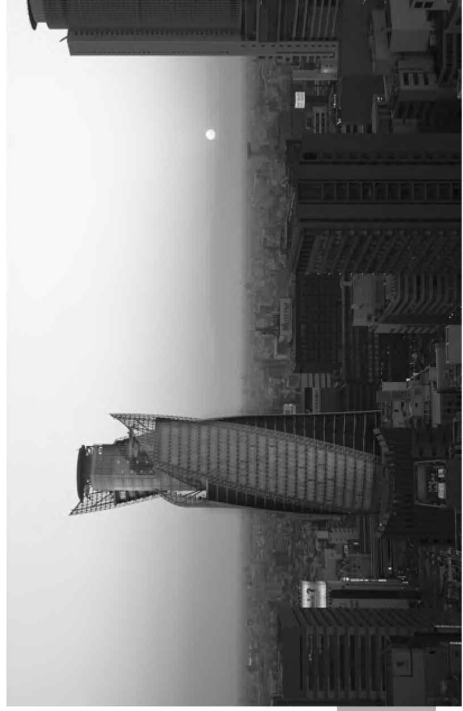
Conference Report

The printed conference proceedings will contain two-page abstracts of all papers accepted by the Scientific Committee. The full version will be included on a CD-ROM enclosed with the proceedings, and will be available at the beginning of the conference. Note that authors must register to the conference in order to have their paper published in the Conference Report.

Young Engineers Programme

As a young engineers programme, a workshop *Elegance in Structures* will be held at the conference venue on May 12 afternoon. It is basically a design competition for a pedestrian bridge in Nara: the workshop includes lectures by prominent engineers, review of designs proposed by young engineers (35 years old or younger) and an award ceremony.

All delegates born in 1980 or later and students will enjoy reduced registration fees. In addition a jury will award two young authors, born in or after 1980 who have personally presented their paper during the Conference, with the Young Engineers' Contribution Award, consisting of a money prize. The prize is sponsored by the IABSE Fellows and will be presented at the Closing of the Conference.



Mode Gakuen, Spiral Towers, Nagoya, Japan (photo: courtesy Nikken Sekkei Ltd)

General Programme

Get-Together Party

May 12 (Tuesday), From 18:00
Nara Prefectural New Public Hall

Welcome Reception

May 13 (Wednesday), From 19:00
Nara Prefectural New Public Hall

Guided Walking Tour of Nara City

May 14 (Thursday), 10:30 to 12:00
Starting from Nara Prefectural New Public Hall

Technical Visit (1)

May 14 (Thursday), 14:10 to 18:00
Exploring Construction and Modern Retrofit Techniques for Historic Wooden Structures

Technical Visit (2)

May 14 (Thursday), 13:00 to 18:00
Exploring the Latest Construction Techniques at Takatsuki Junction and Akutagwa Bridge of West Nippon Expressway Company Limited

Banquet

May 14 (Thursday), 2015, From 19:00
Hotel Nikko Nara



Kintai Bridge, Iwakuni, Yamaguchi Prefecture, Japan

Tentative Schedule

Tuesday May 12	Time	Wednesday May 13	Thursday May 14	Friday May 15
Young Engineers Workshop	09:00	Opening Ceremony	Keynote Lectures	Keynote Lectures
	09:15	Keynote Lectures		
	10:45	Coffee Break	10:30 Coffee Break	10:30 Coffee Break
	11:10	Parallel Sessions	10:55 Parallel Sessions	10:55 Parallel Sessions
	12:40	Lunch Break	Lunch Break	Lunch Break
	14:00	Parallel Sessions	Parallel Sessions	Parallel Sessions
	15:45	Coffee Break	Coffee Break	Coffee Break
	16:10	Parallel Sessions	Parallel Sessions	Closing Ceremony
	17:55	End	End	End
	18:00	Welcome Reception		
Get-Together Party All participants and accompanying persons		Banquet		

Higashi-Kobe Bridge, Kobe, Japan



photo: courtesy Hanshin Expressway Company Ltd.

Commercial Exhibition

A Commercial Exhibition for companies to display their projects, products and services will be hosted during the Conference. The Commercial Exhibition will be arranged at the Conference Venue, Nara Prefectural New Public Hall.

Company/Institute	Website
AGC MATEX CO., LTD.	www.agm.co.jp/ENG
ARUP	www.arup.com
Central Nippon Expressway Company Ltd.	global.c-nexco.co.jp/en
CHODAI CO., LTD.	www.chodai.co.jp/en
East Japan Railway Company	www.jreast.co.jp/e
East Nippon Expressway Company Ltd.	www.e-nexco.co.jp/english
Hanshin Expressway Company Ltd.	www.hanshin-exp.co.jp/english
IHI Infrastructure Systems Co., Ltd.	www.ihl.co.jp/iis/english/index.html
JFE Engineering Corporation & JFE Steel Corporation	www.jfe-eng.co.jp/en/index.html www.jfe-steel.co.jp/en/index.html
JIP Techno Science Corporation	www.jip-ts.co.jp
Kajima Corporation	www.kajima.co.jp/english/welcome.html
Maurer AG	www.maurer.eu
MIDAS INFORMATION TECHNOLOGY CO., LTD.	jp.midasit.com/midasit
NIKKEN SEKKEI LTD.	www.nikken.co.jp/en
NIPPON STEEL & SUMITOMO METAL Corporation	www.nssmc.com/en/index.html
NIPPON STEEL & SUMIKIN ENGINEERING CO., LTD.	www.eng.nssmc.com/english
OBAYASHI Corporation	www.obayashi.co.jp/english/index.html
OILES CORPORATION	www.oiles.co.jp/en
SHIMADZU CORPORATION	www.shimadzu.com
SHIMIZU CORPORATION	www.shimz.co.jp/english/index.html
SHO-BOND CORPORATION	www.sho-bond.co.jp
TAISEI Corporation	www.taisei.co.jp/english/index.html
TAKENAKA Corporation	www.takenaka.co.jp/takenaka_e/index.html

About IABSE



The International Association for Bridge and Structural Engineering was founded in 1929. The mission of IABSE is to promote the exchange of knowledge and to advance the practice of structural engineering worldwide in the service of the profession and society. To accomplish the mission IABSE organises conferences and symposia, publishes journals and other reports, and also presents awards to recognise outstanding achievements in research and practice that advance the profession of structural engineering.

IABSE Secretariat
c/o ETH Zurich
Hoenggerberg HIL E21.3
8093 Zurich
SWITZERLAND

Phone: +41-44-633 2647
Fax: +41-44-633 1241
secretariat@iabse.org
www.iabse.org

Further Information

The Final Invitation and more information is available online:
www.iabse.org/Nara2015

OC IABSE Nara 2015
Dr. Tomonori Nagayama
Department of Civil Engineering
University of Tokyo Rm 335
Engineering Building 1
7-3-1 Hongo Bunkyo-ku
Tokyo 113-8656
JAPAN

Phone: +81-3-5841-6144
Fax: +81-3-5841-7454
secretariat@IABSENara2015.org

Onomichi Temple, Japan



recommandations aux auteurs

CONTEXTE GÉNÉRAL

Les Annales du BTP sont avant tout une revue technique francophone s'adressant à un public d'ingénieurs et de décideurs œuvrant dans les multiples secteurs du BTP au sens le plus large du terme, à savoir la construction, le bâtiment, les travaux publics, l'ingénierie, les infrastructures urbaines et territoriales.

Les grands enjeux sous-tendus dans tout article pouvant paraître dans la revue sont à mettre en regard avec les problématiques d'aujourd'hui, progrès et innovation technologiques, développement économique dans le respect de l'environnement, valorisation des produits de la recherche dans le monde professionnel, défense du secteur de la construction dans l'économie mondiale...

Les auteurs sont invités à prendre en considération ces aspects dans toute leur diversité. Beaucoup d'articles en effet ne manqueront pas de se baser sur une présentation de travaux de recherche, qu'elle soit fondamentale ou appliquée. Néanmoins, à la différence d'une revue scientifique, les Annales attendent de ses contributeurs plus une description exhaustive de l'intérêt que leurs travaux pourraient présenter à la communauté professionnelle qu'une description précise de leur cheminement intellectuel.

Quand un article est le prolongement d'un colloque ou d'une rencontre scientifique, l'auteur devra donc veiller dans la réécriture à ne pas trop détailler sa démarche, mais à montrer l'intérêt de sa recherche pour le lectorat de la revue, en montrant en particulier dans l'introduction et la conclusion quels étaient ses grands objectifs. Il ne s'approfondira pas plus que nécessaire sur l'aspect scientifique, sachant que le lecteur ne sera pas forcément un spécialiste de sa discipline. En un mot l'auteur doit chercher à vulgariser son discours.

PRÉSENTATION DU MANUSCRIT

Le texte doit être soumis sous format électronique .doc ou .odt envoyé au rédacteur en chef François BUYLE-BODIN à l'adresse **annaesbtp@gmail.com**

En cas de refus de transmission pour cause de lourdeur des fichiers, l'auteur pourra envoyer un cédérom à **M. BUYLE-BODIN, rédacteur en chef de la revue Annales du BTP, Polytech'Lille – Université Lille 1, Cité Scientifique, 59655 Villeneuve-d'Ascq Cedex.**

Afin de faciliter la diffusion du savoir, l'éditeur n'exige pas des auteurs une mise en forme particulière de leur article. Aucune contrainte de longueur n'est posée, mais l'idéal est aux alentours de 15 pages en arial 10 interligne simple.

Les unités de mesures et les symboles doivent respecter les règles typographiques internationales.

Il est nécessaire de préciser :

- le titre en français et en anglais ;
- le ou les auteurs : nom, prénom, titres, coordonnées ;
- un résumé de 15 lignes maximum en français et en anglais ;
- les figures et photographies originales peuvent être fournies à part en .eps, .tif ou .jpg. Elles seront publiées en noir et blanc et doivent donc être d'un bon niveau de gris, au moins 400 dpi ;
- une illustration caractéristique de l'article pourra figurer en couleur sur la une de couverture et devra donc être d'une résolution maximale. Ne pas oublier de mentionner les crédits photographiques.

FONCTIONNEMENT DE LA RELECTURE

Le rédacteur en chef accuse réception du manuscrit et lance la phase d'approbation. Il s'appuie pour la relecture et la sélection finale des articles sur un comité comprenant des experts reconnus de la profession, ainsi que des membres des conseils scientifiques des principales associations du BTP partenaires des Annales.

Le rédacteur en chef de la revue fait part à l'auteur de la décision de publier ou non le texte, il précise éventuellement les corrections à apporter.

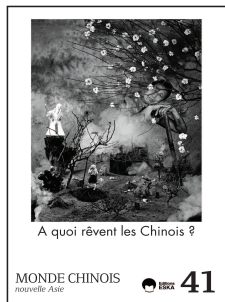
Le rédacteur en chef se charge de la transmission du manuscrit à l'éditeur.

AGPA Editions, 4, rue Camélinat, 42000 Saint-Etienne.

L'auteur recevra gratuitement quelques exemplaires du numéro de la revue dans lequel est publié son article.

Les revues des Éditions ESKA

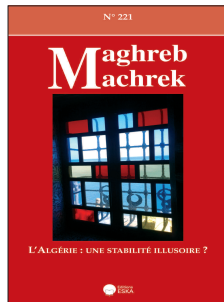
Gestion - Économie - Sciences humaines



4 numéros/an

Prix de l'abonnement :

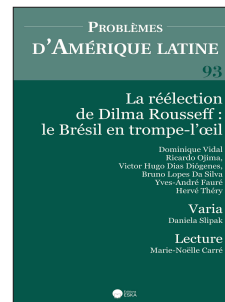
- ☐ France Particulier : 91 €
- ☐ France Société : 112 €
- ☐ Etranger Particulier : 108 €
- ☐ Etranger Société : 135 €



4 numéros/an

Prix de l'abonnement :

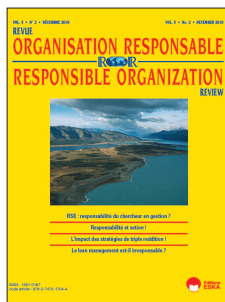
- ☐ France Particulier : 79 €
- ☐ France Société : 100 €
- ☐ Etranger Particulier : 96 €
- ☐ Etranger Société : 119 €



4 numéros/an

Prix de l'abonnement :

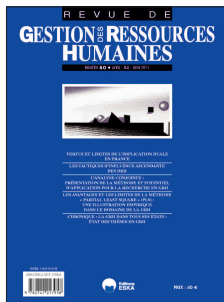
- ☐ France Particulier : 79 €
- ☐ France Société : 100 €
- ☐ Etranger Particulier : 96 €
- ☐ Etranger Société : 119 €



2 numéros/an

Prix de l'abonnement :

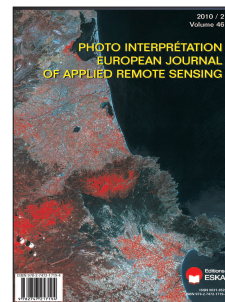
- ☐ France Particulier : 69 €
- ☐ France Société : 93 €
- ☐ Etranger Particulier : 80 €
- ☐ Etranger Société : 108 €



4 numéros/an

Prix de l'abonnement :

- ☐ France Particulier : 109 €
- ☐ France Société : 135 €
- ☐ Etranger Particulier : 129 €
- ☐ Etranger Société : 164 €



4 numéros/an

Prix de l'abonnement :

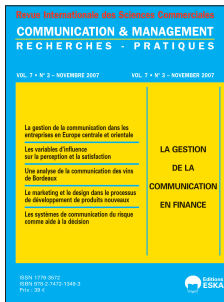
- ☐ France Particulier : 310 €
- ☐ France Société : 387 €
- ☐ Etranger Particulier : 370 €
- ☐ Etranger Société : 445 €



4 numéros/an

Prix de l'abonnement :

- ☐ France Particulier : 107 €
- ☐ France Société : 131 €
- ☐ Etranger Particulier : 126 €
- ☐ Etranger Société : 152 €



2 numéros/an

Prix de l'abonnement :

- ☐ France Particulier : 95 €
- ☐ France Société : 125 €
- ☐ Etranger Particulier : 115 €
- ☐ Etranger Société : 150 €



4 numéros/an

Prix de l'abonnement :

- ☐ France Particulier : 78 €
- ☐ France Société : 97 €
- ☐ Etranger Particulier : 92 €
- ☐ Etranger Société : 111 €

Ces revues sont consultables sur le site des Éditions ESKA : www.eska.fr

Bulletin d'abonnement 2015

À retourner aux Éditions ESKA – 12, rue du Quatre-Septembre – 75002 PARIS
Tél. : 01 42 86 55 65 – Fax : 01 42 60 45 35 – agpaedit@wanadoo.fr

Nom.....Prénom

Adresse

Code postal Ville.....Pays.....

Je désire m'abonner pour 2015 à la ou les revue(s) cochée(s) ci-dessus.

Je joins mon règlement de Euros

☐ par chèque bancaire à l'ordre des Éditions ESKA

☐ par virement bancaire aux Éditions ESKA – BNP Paris Champs Élysées 30004/00804/compte : 00010139858 36

☐ par carte bancaire : merci d'indiquer votre numéro de compte et la date d'expiration

N° carte bancaire : ☐ Visa ☐ Eurocard/Mastercard Date d'expiration :

Signature :