

# Etude de l'effet de l'effort normal sur un effondrement de bâtiments à l'aide d'un modèle éléments discrets

Mathieu Reimeringer, Jean-Luc Hanus, Krzysztof Woznica

► **To cite this version:**

Mathieu Reimeringer, Jean-Luc Hanus, Krzysztof Woznica. Etude de l'effet de l'effort normal sur un effondrement de bâtiments à l'aide d'un modèle éléments discrets. 17. Congrès Français de Mécanique (CFM'05), Aug 2005, Troyes, France. pp.NC, 2005. <ineris-00972498>

**HAL Id: ineris-00972498**

**<https://hal-ineris.archives-ouvertes.fr/ineris-00972498>**

Submitted on 3 Apr 2014

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

# Etude de l'effet de l'effort normal sur un effondrement de bâtiments à l'aide d'un modèle éléments discrets.

Mathieu Reimeringer<sup>a,b</sup>, Jean-Luc Hanus<sup>b</sup>, Krzysztof Woznica<sup>b</sup>.

<sup>a</sup> Institut National de l'Environnement Industriel et du Risque (INERIS)

<sup>b</sup> Laboratoire Energétique Explosion Structures (LEES), Université d'Orléans et ENSIB  
10, boulevard Lahitolle.  
18000 BOURGES

## Résumé :

*Un modèle visant à décrire l'effondrement de bâtiments en béton et béton armé est présenté dans ce travail. Il utilise les éléments discrets et a été validé en comparant les résultats à ceux obtenus par la méthode des éléments finis. Grâce à lui il est possible de montrer l'importance de la redistribution de l'effort normal dans le processus d'effondrement.*

## Abstract :

*In this work, a progressive collapse model using a Discrete Elements approach is presented. This model has been validated comparing results obtained with simulations realised with Finite Element Method in linear and non linear domain. Redistribution of normal force has been quantified thanks to this model.*

**Mots clefs : Effondrements ; éléments discrets ; béton armé.**

## 1 Introduction.

Dès les années 70, suite à la catastrophe de Ronan Point en 1968, des règles de dimensionnement ont été proposées pour tenter de prévenir l'effondrement en chaîne de bâtiments [1]. Depuis, ces règles d'ingénieries simples, ont été affinées [2], [3], [4]. Elles visent à quantifier et à limiter la vulnérabilité d'un édifice à ce phénomène et ont en commun de reposer sur une analyse statique du processus d'effondrement. Les contributions de plusieurs auteurs [5], [6], [7] ont montré les limites de ces approches qui négligent les effets dynamiques inhérents à ce phénomène (redistribution des chargements, chocs,...).

L'effondrement en chaîne reste cependant un phénomène difficile à modéliser tant les mécanismes mis en jeu sont nombreux : non-linéarités matérielles (plasticité, endommagement, rupture,...) et géométriques (chute libre, contact,...). De plus, si l'outil de simulation est destiné à rendre des données prédictive en génie civil, il doit permettre d'obtenir des résultats avec un coût et un temps de calcul raisonnables.

C'est pour tenter de répondre à ces différentes contraintes que nous proposons une approche simplifiée originale dans le cadre de cette étude, reposant sur l'utilisation d'éléments discrets, pour l'étude de l'effondrement de portiques en béton armé.

Les poutres et colonnes, éléments constitutifs du portique, sont modélisés comme des corps rigides avec les dimensions et les inerties adéquates, le comportement des matériaux étant supposé localisé dans les liaisons rhéologiques entre les corps rigides. Cette formulation s'inspire des analogies entre les éléments finis unidimensionnels et les assemblages masse ressort montrées par Toi [8] dans le domaine des petites perturbations. Les liaisons rhéologiques retenues permettent ici de représenter tant le comportement linéaire que le comportement non linéaire du béton armé. Il est à noter que l'interaction effort normal - moment fléchissant est prise en compte au moyen d'une loi moment – courbure représentative du comportement fragile d'une section en béton ou ductile d'une section en béton armé.

La démarche et les éléments utilisés ont été qualifiés au moyen :

- d'une comparaison avec des simulations élastiques par la méthode des éléments finis sur des exemples mettant en jeu des poutres simples et des assemblages ;
- d'une comparaison avec une simulation non linéaire réalisée par Kaewkulchai et Williamson [6] par la méthode des éléments finis (approche en contraintes basée sur le principe des travaux virtuels complémentaire).

A partir de ce modèle, il a été mis en évidence le rôle clef joué par l'interaction moment fléchissant - effort normal sur le comportement non linéaire des colonnes.

## 2 Formulation des éléments.

### 2.1 Éléments discrets.

La formulation des éléments discrets à deux blocs présentés, s'inspire des éléments RBSM (Rigid body Spring Mass) utilisés par Toi [8]. Elle est adaptée de manière à être indépendante d'une rotation ou d'une translation du repère d'origine afin de permettre un mouvement de solide rigide.

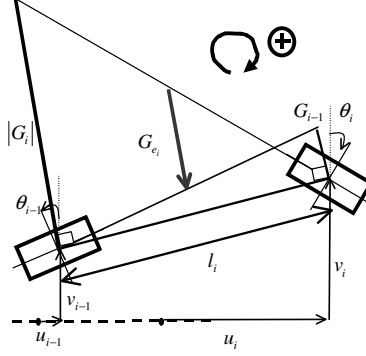


Figure 1. Element  $e_i$

Dans les algorithmes d'évolution dynamique, il n'y a pas d'assemblage de matrices. Chaque bloc est traité indépendamment et lui sont associés un moment d'inertie  $J_i$  et une masse  $m_i$ .

On présente dans cette partie la façon dont sont calculés les efforts et les variables liés aux éléments  $e_i$  à un instant quelconque dans le domaine élastique. Chaque élément  $e_i$  est soumis à ses deux extrémités des déplacements à gauche ( $u_{i-1}$ ,  $v_{i-1}$ ,  $\theta_{i-1}$ ) et à des déplacements à droite ( $u_i$ ,  $v_i$ ,  $\theta_i$ ) (Figure 1).

La longueur  $l_i$  est calculée selon la formule :

$$l_i = \sqrt{(L_0 + u_i - u_{i-1})^2 + (v_i - v_{i-1})^2} \quad (1)$$

Le paramètre géométrique  $G_{e_i}$  lié à l'effort tranchant s'écrit:

$$G_{e_i} = \frac{l_i \cdot (\sin(\psi_i) \cos(\theta_i) - \cos(\psi_i) \sin(\theta_i) + \sin(\psi_i) \cos(\theta_{i-1}) - \cos(\psi_i) \sin(\theta_{i-1}))}{2} \quad (2)$$

avec :

$$\cos(\psi_i) = \frac{L_0 + u_i - u_{i-1}}{l_i}, \quad \sin(\psi_i) = \frac{v_i - v_{i-1}}{l_i} \quad (3)$$

Le calcul des déformations  $\varepsilon_i$ ,  $\gamma_i$ ,  $\chi_i$  des efforts de l'élément  $N_i$ ,  $V_i$ ,  $M_{r_i}$  et des efforts aux blocs  $N_i^1$ ,  $V_i^1, M_i^1$ ,  $N_i^2$ ,  $V_i^2$ ,  $M_i^2$  est fait selon les formules:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_i \\ \gamma_i \\ \chi_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{l_i - l_0}{l_0} \\ \frac{G_{e_i}}{l_0} \\ \frac{\theta_i - \theta_{i-1}}{l_0} \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$\begin{bmatrix} N_i \\ V_i \\ M_{r_i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{ES}{l_0} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{GS}{l_0} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{EI}{l_0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_i \\ \gamma_i \\ \chi_i \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$\begin{bmatrix} N_i^1 \\ V_i^1 \\ M_i^1 \\ N_i^2 \\ V_i^2 \\ M_i^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_i \\ V_i \\ M_{r_i} + \frac{l_i}{2} V_i \\ -N_i \\ -V_i \\ M_{r_i} - \frac{l_i}{2} V_i \end{bmatrix} \quad (6)$$

## 2.2 Comportement de béton armé. Schéma de comportement - Prise en compte de l'effort normal.

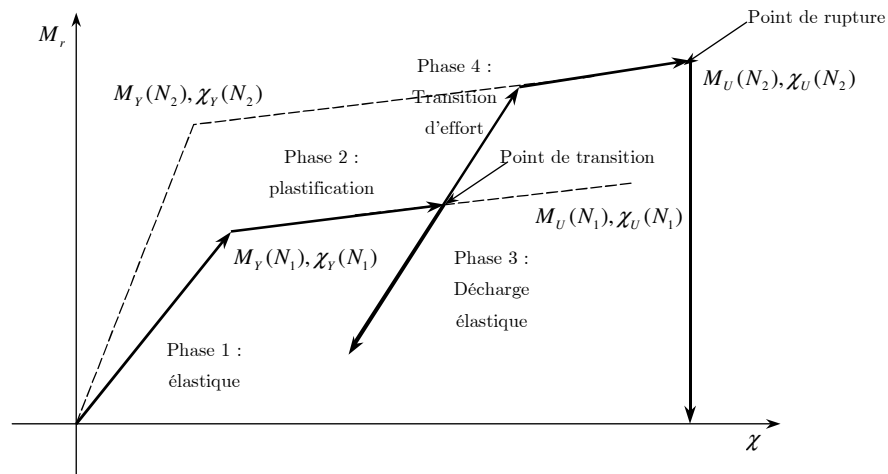


Figure 2. Phases de comportement

Le schéma de comportement des sections en béton armé de l'élément à deux blocs dépend de l'effort normal, qui affecte les variations du moment de flexion  $M_r$  et de la courbure  $\chi$ . 5 phases peuvent être distinguées (Figure 2):

1. Phase élastique : Cette étape suit la courbe enveloppe en  $(M, \chi)$  déterminée à partir de l'effort normal  $N_1$  auquel est soumis l'élément au début de l'effondrement.

Il s'agit d'une phase linéaire élastique qui se traduit par la relation suivante :

$$M_r = EI(N_1)\chi_i \quad (7)$$

où  $EI(N_1)$  est la raideur de flexion identifiée pour l'effort normal  $N_1$ .

2. Phase de plastification : Une fois le moment de plastification  $M_Y(N_1)$  atteint, la relation devient :

$$M_r = M_Y(N_1) + \alpha_p(N_1)(\chi - \chi_Y) \quad (8)$$

où  $\alpha_p(N_1)$  est la raideur à la plastification donnée par la formule:

$$\alpha_p(N_1) = \frac{M_U(N_1) - M_Y(N_1)}{\chi_U(N_1) - \chi_Y(N_1)} \quad (9)$$

et  $M_U(N_1)$  est le moment ultime.

3. Phase de décharge-recharge : Elle correspond à un relâchement du moment pendant la phase de plastification. Celle-ci se fait avec la raideur élastique  $EI(N_1)$ . La relation moment courbure devient :

$$M_r = M_D + EI(N_1)(\chi_i - \chi_D) \quad (10)$$

où  $M_D(N_1)$  et  $\chi_D(N_1)$  sont respectivement le moment et la courbure auxquels est amorcée la décharge.

La recharge se fait selon la même relation.

4. Phase de transition : Lorsque le moment et la courbure atteignent une nouvelle fois les valeurs  $M_D(N_1)$ ,  $\chi_D(N_1)$ , il y a alors une transition des moments de la courbe enveloppe de l'effort  $N_1$  à la courbe enveloppe de l'effort  $N_2$ . La relation moment courbure reste égale à (10), l'effort  $N_2$  correspond à la moyenne des efforts sur la période de charge-décharge :

$$N_2 = \frac{1}{t_{D_f} - t_{D_i}} \int_{t_{D_i}}^{t_{D_f}} N dt \quad (11)$$

Une fois que la transition est effectuée, les moments restent sur la courbe enveloppe correspondant à l'effort  $N_2$ .

5. Phase de rupture : Quand le moment ultime  $M_U$  est atteint, il y a détachement des blocs, tous les efforts d'interaction entre les blocs sont alors égaux à zéro.

## 2.3 Contacts.

Dans une simulation d'effondrement deux types de contact peuvent être distingués : le contact au sol où un bloc interagit avec le sol qui reste rigide et le contact entre éléments ou deux blocs interagissent entre eux.

### 2.3.1 Contact au sol.

Dans les simulations considérées, le contact au sol est divisé en deux phases : la phase de détection du contact et la phase de stabilisation du contact. Ces deux contacts mis en œuvre dans les simulations sont présentés en figure 3.

Lors de la chute libre d'un bloc ou d'un groupe de blocs. Ceux-ci peuvent se rapprocher très près du sol. Une zone de détection associée à une distance critique est fixée. Lorsque le bloc y entre, le contact est détecté. Celui-ci est alors translaté de sorte que le centre de gravité soit fixé au sol. Le seul degré de liberté permis reste la rotation. Le mouvement de l'élément n'est déterminé que par les moments qu'il reçoit.

Lorsque le bloc entre dans un secteur angulaire critique centré sur le sol, il y a stabilisation : le bloc est artificiellement encastré au niveau zéro.

### 2.3.2 Contact entre éléments.

La gestion du contact est inspirée des formulations éléments discrets et est incrémentale. Des expressions similaires peuvent se retrouver dans différents travaux [9], [10].

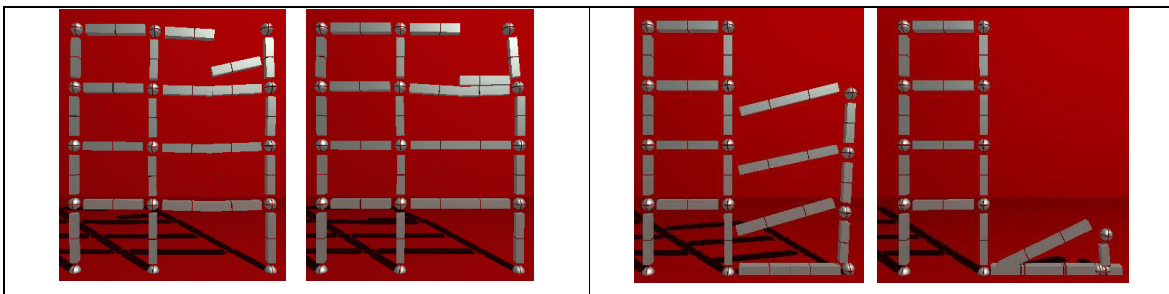


Figure 3. Contact entre éléments (gauche). Contact au sol (droite).

## 3 Qualification des éléments.

### 3.1.1 Tests et comparaisons pour des cas élastiques.

Dans ce paragraphe, sont présentées des comparaisons faites pour des structures avec un schéma de comportement élastique. Les simulations ont été réalisées d'une part à l'aide du logiciel élément fini CAST3M en utilisant des éléments de Timoshenko, d'autre part à l'aide des éléments discrets avec un maillage équivalent.

Les caractéristiques physiques des matériaux, les paramètres géométriques et les chargements (de type poids propre) ont été choisis de manière à ce que les résultats restent dans le domaine des petites déformations. Les 3 structures étudiées ainsi que les maillages utilisés pour les structures à l'aide des éléments discrets et des éléments finis sont représentés en Figure 4. Les structures ne sont soumises qu'à leur poids propre.



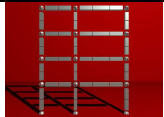
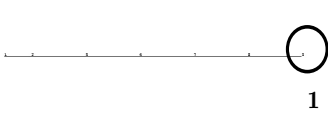
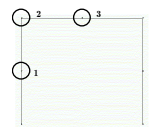
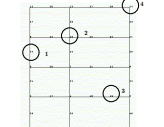
Cas étudié	Poutre encastrée	Portique simple	Portique multiple
Maillage éléments discrets.			
Maillage éléments finis équivalents.			

Figure 4. Comparaisons faites sur des cas statiques.

Les comparaisons ont été effectuées sur les déplacements. Pour obtenir la solution statique à l'aide des éléments discrets, un facteur d'amortissement a été introduit. Une très bonne concordance des résultats entre les deux types de simulation a pu être constatée. Les résultats donnent des écarts relatifs de l'ordre de  $10^{-3}$  pour la poutre encastrée et des erreurs relatives de l'ordre de  $10^{-4}$  pour les portiques.

### 3.1.2 Tests et comparaisons sur un cas non linéaire.

G. Kaewkulchai et al. [6] ont réalisé des simulations non linéaires dynamiques avec des éléments finis sur un portique à deux travées et deux étages. Les poutres sont soumises à une charge uniforme avec l'hypothèse que la colonne du rez-de-chaussée du côté droit se rompt soudainement à cause d'un chargement accidentel. Sur cette structure, une analyse dynamique a été réalisée par Kaewkulchai à l'aide d'éléments finis. Nous avons effectué la même simulation avec les éléments discrets. La discrétisation est représentée en figure 5. Les poutres sont supposées avoir un comportement plastique parfait. Les éléments de poutre utilisés par Kaewkulchai respectent les hypothèses d'Euler-Bernoulli.

Le déplacement vertical du bloc 3 est tracé en fonction du temps pour l'analyse élastique et pour l'analyse non linéaire. La flèche statique est prise comme unité de référence pour les ordonnées, la période de la simulation élastique comme référence pour les abscisses. Sur chaque graphique sont représentés d'une part les résultats de Kaewkulchai et d'autre part les résultats obtenus à l'aide des éléments que nous avons implémentés. Une bonne concordance générale des graphes peut être constatée. On note une erreur de l'ordre de 1% en période et 3% en déplacements.

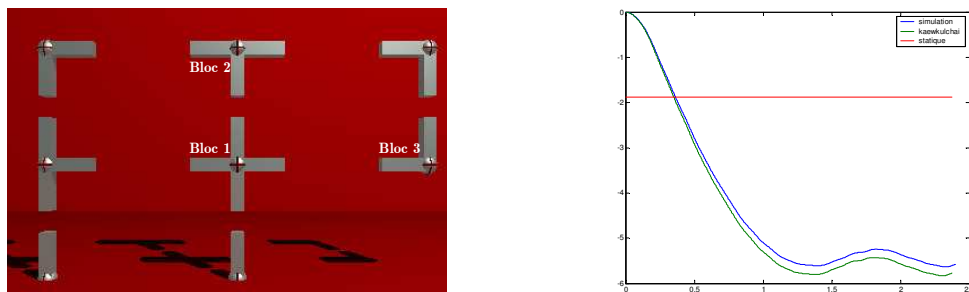


Figure 5. Discrétisation utilisée (gauche). Comparaison avec Kaewkulchai (droite)

## 4 Influence de la redistribution de l'effort normal.

Pour montrer l'influence de la redistribution de l'effort normal, la structure choisie est une réduction au dixième du portique central de la maquette ELSA [11] qui a été beaucoup exploitée pour émettre des conclusions sur le comportement des bâtiments soumis à une excitation sismique. Le portique, à  $t = 0$ , est chargé par une masse de 500 kg le long de toutes ses poutres. La simulation est démarrée en supprimant la colonne à l'extrême droite du rez de chaussée. On a vérifié que le chargement n'entraînait pas de rupture ni de plastification sur la même structure ayant conservé sa colonne de droite.

Pour cette simulation, il y a création de rotules plastiques sans qu'il y ait effondrement. L'influence de l'effort normal a été mesurée en comparant cette simulation à la même simulation pour laquelle les redistributions de l'effort normal ne sont pas prises en compte.

<b>Avec prise en compte de l'influence de l'effort normal</b>	13, 8, 18, 15, 3, 10, 20, 5, 21, 17, 22, 16, 12, 28, 11, 7, 2, 6
<b>Sans prise en compte de l'influence de l'effort normal</b>	18, 13, 8, 15, 20, 3, 10, 12, 5, 7, 17

Tableau 1. Ordre d'apparition des pivots plastiques

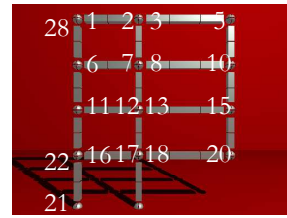


Figure 6. Repérage des pivots plastiques

De nombreuses différences dans l'ordre d'apparition des pivots plastiques sont constatées. Le Tableau 1 renseigne sur l'enchaînement des plastifications dans la structure. Les numérotations utilisées correspondent à celles figurant sur la figure 6 où sont indiquées les localisations des potentiels pivots plastiques pouvant apparaître dans la structure.

On constate que les pivots plastiques potentiels n'atteignent la plastification pour les colonnes comprimées, dans aucune des deux simulations. En revanche les colonnes tendues, dont les pivots plastiques potentiels sont numérotés de 21 à 28, présentent trois pivots plastiques 21, 22 et 28 pour la simulation avec effort normal. Pour le cas sans redistribution, il n'y a pas plastification de celles-ci.

Le nombre de rotules plastiques mises en jeu pour la modélisation ne prenant pas en compte l'effort normal est bien plus faible (18 plastifications pour la simulation avec l'influence de l'effort normal contre 11 sans cette influence) et l'ordre des plastifications est fortement changé d'un cas à l'autre.

## 5 Conclusion

L'approche par éléments discrets de l'effondrement de portiques proposée semble prometteuse. Les résultats obtenus soulignent particulièrement l'intérêt de la prise en compte de l'influence de l'effort normal dans l'étude d'un phénomène d'effondrement. Elle peut s'avérer très importante lorsque le transfert des charges au cours de l'effondrement provoque l'apparition d'un effort de traction dans les colonnes. La structure au sein de laquelle la redistribution de l'effort normal est considérée présente ainsi une fragilité accrue par rapport à celle où les effets de l'effort normal sont ignorés.

## References

- [1]. Ellingwood B. & Leyendecker B., 1978, Approaches for design against progressive collapse, J. Struct. Div., ASCE Vol. 104, N° 3, pp. 413-423.
- [2]. American Society of Civil Engineers, 2002, Minimum Design Loads for Buildings and Other structures, ASCE 7-02.
- [3]. US General Services Administration, Analysis and Design guidelines, Juin 2003.
- [4]. CEN, Comité Européen de Normalisation, 1998, Partie 1-7 : Actions sur les structures-Actions accidentelles dues aux chocs et explosions. Eurocode1.
- [5]. Gilmour J.R. & Virdi K. S., 1998, Numerical modelling of the progressive collapse of framed structures as a result of impact or explosion, 2<sup>nd</sup> Int. Phd Symposium in Civil Engineering Budapest.
- [6]. Kaewkulchai G. & Williamson E.B., 2004, Beam element formulation and solution procedure for dynamic progressive collapse analysis. Computers and Structures, Vol. 82, pp. 639-651.
- [7]. Reimeringer Mathieu, Patrice Bailly et Guy Mavrot, 2003, Etude du processus d'effondrement d'un bâtiment, Nice, CFM 1-5 sept.
- [8]. Toi Y., 1991, Shifted integration technique in one-dimensional plastic collapse analysis using linear and cubic finite elements, Int. J. for Num. Meth. in Eng., Vol. 31, N° 8, pp. 1537-1552.
- [9]. Sawamoto, Y. et al. 1998. Analytical studies on local damage to reinforced concrete structures under impact loading by discrete element method. Nuclear engineering and design p. 157-177.
- [10]. Hentz S., Daudeville L. & Donze F. 2004. Discrete element modelling of concrete submitted to dynamic loading at high strain rates. Computers and Structures. 82 (29-30): 2509-2524.
- [11]. Joint Research Centre. 1994. Tests on a Four-Storey Full Scale R/C Frame Designed According to Eurocodes 8 and 2 : Preliminary report. EUR 15879 EN.