



CAPACITÉ SISMIQUE DES SILOS À GRAINS EN BÉTON ARMÉ

SEISMIC CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE GRAIN SILOS

Réception : 23/09/2020

Acceptation : 21/10/2020

Publication : 02/01/2021

BENKHELLAT Sonia¹, SEGHIR Abdelghani², KADRI Mohammed³, KADA Ouassila⁴

¹Laboratoire de Mécanique des Solides et Systèmes, Université M'Hamed Bougara de Boumerdès, Algérie, soniabnkt@gmail.com

²Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, seghir.a@gmail.com

³Laboratoire de Géomatériaux Environnement et Aménagement, Université M'Hamed Bougara de Boumerdès, Algérie, dzkad@yahoo.fr

⁴Département de Génie Civil, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, was.kada@gmail.com

Résumé - Les ouvrages de stockage de matières granulaires, comme les silos en béton armé, sont des constructions industrielles particulières calculées selon des normes sismiques spécifiques en raison des multiples cas de chargements-déchargements auxquels ils sont soumis. Dans le présent travail, on s'intéresse à l'analyse de la capacité sismique de ces ouvrages en utilisant la méthode de poussée progressive (push over). Le chargement est appliqué sous forme d'accélération à la base uniformément croissante afin de prendre en compte les effets inertiels induits par la masse de la matière ensilée supposée répartie sur les parois du silo. Les résultats obtenus par une analyse d'un cas de silo de grandes dimensions ont permis d'évaluer sa capacité sismique et les éventuels dommages qu'il peut subir à différents niveaux d'accélération sismiques.

Mots - clés : Silo en béton, Capacité sismique, Modèle multicouche, Push over.

Abstract-Storage structures for granular materials, such as reinforced concrete silos, are special industrial constructions designed according to specific seismic standards due to the multiple loadings to which they are subjected. The present work is focused on the seismic capacity analyses of these structures by using the pushover procedure. The effect of the stored granular material is included through distributed equivalent masses subjected to uniformly increased base accelerations. The results obtained from a case study of a high-capacity silo allowed to evaluate its seismic performance and possible damages under different seismic acceleration levels.

Keywords: Concrete silo, Seismic capacity, Multilayer model, Pushover method.

1-Introduction

Les silos à grains sont des ouvrages utilisés pour le stockage des matières granulaires. Les silos, constitués de voiles en béton armé, ont généralement une grande hauteur. Ces ouvrages sont classés comme des structures d'ingénierie spéciales du point de vue de leur construction et leur utilisation [1]. Très peu de normes de calcul incluent des articles explicites concernant la conception sismique des silos [2]. Par exemple, dans les règles américaines ACI 313 [3], les pressions exercées sur les parois par les effets sismiques ne sont

pas prises en compte, mais l'Eurocode 8 [4] prend en compte les pressions horizontales supplémentaires résultant des effets sismiques avec des relations simples [5].

L'analyse de la réponse sismique des silos doit tenir compte des effets d'interaction entre les parois de la structure et la matière ensilée. Plusieurs auteurs [1, 2, 5-9] ont étudié la réponse sismique des silos à grains avec et sans prise en compte de l'interaction grains-structures en utilisant des méthodes numériques et analytiques. Ces travaux ont montré que la masse granulaire entraîne des dommages

importants dans les parois du silo et que la pression due à la matière ensilée pendant un séisme est considérablement plus importante que celle recommandée pour la pression de décharge ou de remplissage. Livaoglu et Durmuş [2] ont montré que la flexibilité des parois des silos fait diminuer les forces d'inertie transmises à la paroi par le mouvement de translation horizontale et fait augmenter les forces d'inertie transmises à la base par un mouvement de cisaillement horizontal. Ceci est dû au fait que la flexibilité des parois fait diminuer la rigidité horizontale du matériau stocké par rapport à son cisaillement.

Par ailleurs, lors d'un séisme majeur, les murs des silos en béton armé se comportent d'une manière non linéaire [5, 8, 9]. Pour cette raison, une analyse non linéaire est nécessaire pour prédire de manière satisfaisante les dommages que peuvent subir les silos. Cette analyse est une méthode basée sur le déplacement. Elle permet de prédire la performance d'une structure sous différentes forces sismiques. Il existe deux types d'analyses non linéaires : l'analyse statique non linéaire (dite push over) et l'analyse dynamique non linéaire [10 & 13]. L'analyse push over est une procédure rapide et économique dans laquelle la structure est soumise à des charges latérales dont l'intensité est augmentée jusqu'à ce que des modes de ruine commencent à apparaître dans ses éléments structuraux [11]. L'analyse dynamique, très exigeante en ressources système et en temps d'exécution, permet de suivre pas à pas le comportement d'une structure et de ses éléments lorsqu'elle est soumise à un chargement dynamique induisant des efforts d'inertie.

Dans les structures courantes, il existe plusieurs modèles non linéaires des voiles. Les plus importants sont :

- Le modèle d'éléments multicouche constitué de nombreuses couches de différentes épaisseurs et de différentes propriétés mécaniques [12-15],

- Le modèle fibre dans lequel le voile en hauteur est considéré comme un élément poutre dont la section est divisée en fibres. Les éléments en fibres peuvent modéliser des tranches en acier et des tranches en béton en

attribuant une relation contrainte-déformation à chaque tranche [16 & 17],

- Le modèle de macroéléments qui se base sur une modélisation du niveau global et qui tient compte des principales caractéristiques matérielles relatives aux comportements non linéaires de flexion et de cisaillement, pour une prédiction fiable de la réponse des ouvrages en voiles porteurs en béton armé [18]. La plupart des macroéléments sont développés pour des voiles droits faisant partie des structures de bâtiments.

Le cas des voiles circulaires constituant un silo, cas considéré dans le présent travail, se prête mieux à un modèle en éléments finis multicouches. L'objectif du présent travail est d'étudier, en utilisant la méthode push over, le comportement non linéaire et la capacité sismique d'un silo en béton armé de grande hauteur réalisé dans une zone de moyenne sismicité dans le nord de l'Algérie, classée comme zone IIa dans le règlement parasismique algérien [19]. Les parois du silo sont modélisées par des éléments coque multicouche (multi layer shell element) pour prendre en compte le comportement non linéaire des matériaux constitutifs (acier et béton). L'effet de la matière granulaire stockée est pris en compte à travers des masses équivalentes et les charges sismiques sont appliquées sous forme d'accélération à la base dont l'amplitude va en augmentant d'une manière progressive jusqu'à un niveau cible.

2-Présentation du modèle étudié

Le silo considéré est de forme cylindrique sans trémie rempli de blé. Les caractéristiques géométriques et les propriétés mécaniques de la structure et de la matière ensilée sont rapportées dans les Tab. 1 et 2, respectivement. Le modèle numérique est présenté sur la Fig. 1 avec le maillage utilisé qui est constitué de 1296 éléments (1 m de hauteur et 1 m de longueur) répartis en 36 éléments sur la circonférence et 36 autres sur la hauteur. Ceci donne 1332 nœuds et 7776 degrés de liberté en tenant compte de l'encastrement de la base.

Tableau 1 : Caractéristiques géométriques du silo étudié.

Table 1: Geometrical characteristics of the studied silo

Paramètres	Valeurs (m)
Hauteur	36
Diamètre	18
Epaisseur de la paroi	0.28
Rayon hydraulique	4.5

Tableau 2 : Propriétés de la matière ensilée.

Table 2: Properties of ensiled material.

Propriétés	Valeurs
Poids volumique	8.35 KN/m ³
Angle de frottement interne	26°
Angle de frottement sur la paroi	20.09°
Coefficient de frottement sur la paroi	0.75

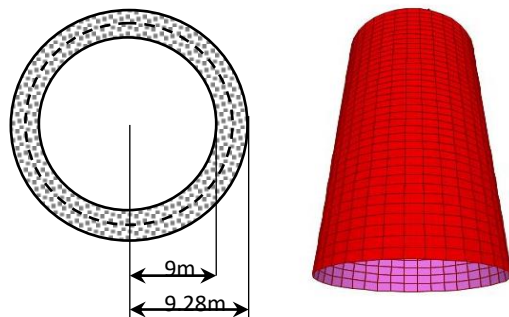


Figure 1 : Maillage et section du silo étudié (Hauteur = 36m).

Figure 1: Mesh size and section of the studied silo (Height = 36m).

3-Calcul linéaire

3.1- Vérification des efforts de calcul et du ferrailage adopté

Le silo considéré est ferrailé en 5T20/ml pour les barres verticales et 9T20/ml

pour les barres horizontales. Le ferrailage horizontal reprend les efforts de traction radiale provoqués par la pression de la matière ensilée sur les parois et ceux dus au moment des contraintes thermiques. Le ferrailage vertical reprend les efforts de traction verticaux provoqués par le moment sismique évalué selon le RPA [19].

Les efforts dus aux grains ensilés s'évaluent selon l'Eurocode 1 [20] en considérant des tranches de 1 m de hauteur et donnent à la base du silo une pression maximale $P_n = 106 \text{ KPa}$ et un cisaillement maximal $P_w = 40 \text{ KPa}$. Les expressions de ces pressions sont données par l'Eq. (1). Leurs répartitions selon la hauteur du silo sont tracées sur la Fig. 2.

$$P_n = K_n \gamma R_H y / \tan \delta ; P_w = P_n \tan \delta \quad (1)$$

Avec :

$$y = 1 - e^{-\frac{z-h''}{z_0}} ; h'' = \frac{1}{2} R_H \tan \delta ; z_0 = \frac{R_H}{\lambda} \quad (2)$$

Où : z est la hauteur de calcul, R_H est le rayon hydraulique et λ est donné par :

$$\lambda = \frac{1 - \sqrt{1 - \rho^2 \sin \phi}}{1 + \sqrt{1 - \rho^2 \sin \phi}} \cos^2 \delta ; \tan \delta = \rho \tan \phi \quad (3)$$

ϕ est l'angle de frottement des grains et ρ est leur masse volumique.

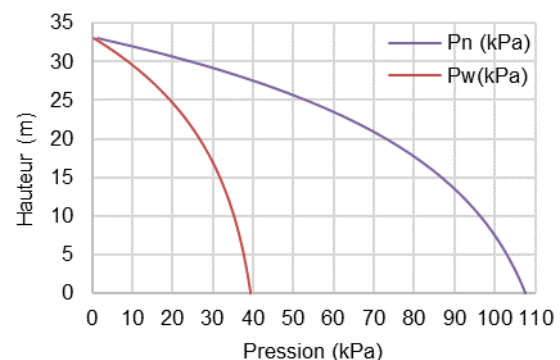


Figure 2 : Répartition des pressions dues aux grains sur les parois.

Figure 2: Distribution of grain pressures on the walls.

Le moment thermique est égal à 3.5 *KN.m*. Il a été évalué sur la base d'une différence de température maximale de 10°C. La combinaison avec l'effort de traction due à la pression des grains est totalement reprise par le ferrailage adopté pour les cercles (9T20/*m*). Par ailleurs, on peut facilement vérifier que ce ferrailage peut reprendre, sans risque de fissuration, l'effort normal de traction provoqué par une éventuelle fluidification des grains lors d'un mouvement sismique. En situation accidentelle ou en cas d'aération forcée, la pression maximale peut être évaluée en supposant les grains fluidifiés avec un poids volumique réduit de 20%, soit $P = 0.8\gamma H = 222.24 \text{ KPa}$, ce qui donne une traction maximale de l'ordre de 2 *MN/m*.

Le calcul sismique des efforts à la base, en utilisant la méthode statique équivalente [19], s'effectue comme suit :

$$V_b = \frac{ADQ}{R} W \quad (4)$$

Avec : $W = 8611.71 \text{ tonnes}$ est le poids total du silo rempli de grains, en tenant compte des surcharges sur le toit ($W_G = 95.3 \text{ tonnes}$). Le coefficient d'accélération sismique de zone est pris égal à la valeur qui correspond à une structure classée en groupe d'usage 2 et implantée dans une zone de moyenne sismicité IIa, soit : $A = 0.15$. Le silo étant réalisé par une entreprise qualifiée avec un suivi régulier et ne présentant aucune irrégularité en plan ou en élévation, aucune pénalité n'est donc appliquée au facteur de qualité $Q = 1$. Le facteur de comportement non linéaire global est fixé à $R = 2$, le silo étant considéré comme une console verticale à masses réparties. Le site d'implantation est de classe S3 et la période de vibration du mode fondamental du silo plein est $T = 0,32 \text{ s}$, ce qui donne un coefficient d'amplification dynamique du sol d'une valeur $D = 2,5$. La valeur de l'effort tranchant à la base, après calcul, est $V_b = 16.147 \text{ MN}$. La répartition de cet effort sur la hauteur est donnée en fonction de la coordonnée verticale z :

$$F(z) = V_b \frac{W(z) \cdot z}{\sum W + W_C H_B} \quad (5)$$

$$W(z) = \begin{cases} W_G(z) + W_B(z) ; z \leq H_G \\ W_B(z) ; z > H_G \end{cases} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \sum W &= \int_0^{H_B} W(z) \cdot z \, dz \\ &= (W_G + W_B) \int_0^{H_G} z \, dz + W_B \int_0^{H_G} z \, dz \\ &= 2526.8 \int_0^{H_G} z \, dz + 402 \int_0^{H_G} z \, dz \\ &= 1436459 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (7)$$

H_B : Hauteur des voiles

H_G : Hauteur des grains

W_B : Poids des voiles par unité de hauteur ($W_B = 402 \text{ KN/m}$)

W_G : Poids des grains par unité de hauteur ($W_G = 2124.8 \text{ KN/m}$)

La répartition de cet effort sur la hauteur donne un moment $M = 368530 \text{ KN.m}$. Ce moment induit un effort normal de traction maximale à la base de 1404.2 *KN/m*, qui peut être totalement repris par les barres verticales. Ces valeurs obtenues par le calcul manuel sont utilisées pour valider les résultats de la modélisation numérique du silo en utilisant la méthode des éléments finis. Le tableau 3 montre que les différences entre les valeurs calculées et les valeurs simulées sont négligeables. Elles restent dans une marge de tolérance de 2 %.

Tableau 3 : Résultats du calcul linéaire.

Table 3 : Results of the linear analysis.

Type de chargement	Modélisation	Calcul RPA	Différence
Moment (MN.m)	360.02	368.53	2.3 %
Effort tranchant (MN)	15.94	16.147	1.3 %
Effort normal (MN/ml)	1.37	1.404	2.4 %

4-Calcul non linéaire

4.1- Modélisation en sections multicouches

La section des parois est divisée en plusieurs couches de différentes épaisseurs avec différentes propriétés des matériaux constitutifs (béton et acier). Dans ce modèle, les armatures sont modélisées comme des couches d'épaisseur constante chacune et de section égale à la somme des sections de toutes les armatures qui la constituent [21]. Lors du calcul par éléments finis, on peut évaluer les contraintes dans chaque couche à travers la loi de comportement du matériau qui lui est affectée. La performance structurelle de la paroi toute entière découle directement des lois de comportement des couches et de leurs épaisseurs. Dans notre cas, la section est divisée en cinq couches : une couche de béton de 28 cm d'épaisseur, deux couches d'aciers verticales de 0.16 cm d'épaisseur équivalente à $5\text{T}20/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm , la distance de ces couches par rapport au centre de la section est de $\pm 8\text{ cm}$, et deux couches d'aciers horizontales de 0.28 cm d'épaisseur équivalente à $9\text{T}20/\text{ml}$ avec un espacement de 11 cm . Ces couches sont positionnées à la distance de $\pm 10\text{ cm}$ du centre de la section tel qu'il est montré sur la Fig 3(a). La Fig. 3(b) présente le schéma de ferrailage de 1 m de la longueur des parois du silo qui sont modélisées par des voiles en béton armé.

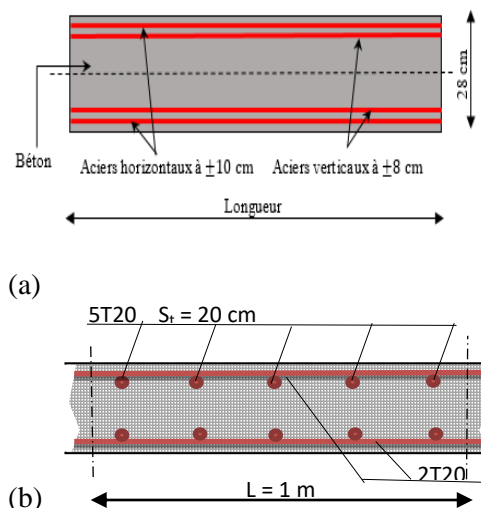


Figure 3 : (a) Schématisation du modèle multicouche utilisé pour la définition de la section des voiles, (b) Schéma de ferrailage de 1 m de la longueur des parois du silo.

Figure 3 : (a) Schematic representation of the multilayer model used for the definition of the shear walls sections, (b) Diagram of reinforcement of the 1 m length of the silo walls.

4.2- Lois de comportement du béton et de l'acier

Les lois de comportement du béton et de l'acier utilisées sont celles proposées par Mander et Park, [22]. Les courbes enveloppes de ces deux lois sont montrées sur la Fig. 4 [23]. La courbe enveloppe de la loi de Mander (Fig. 4a) est très proche du diagramme parabole-rectangle adopté par le BAEL91 [24] pour la relation contrainte-déformation du béton. Les paramètres liés à la courbe-enveloppe de compression et de traction du béton sont : la contrainte de résistance à la compression f_{bc} , la déformation due à la contrainte de compression maximale ε_{bc} , le module de Young initial E_c , la contrainte de rupture du béton f_{bcu} , la contrainte en traction f_{bt} , et l'allongement correspondant ε_{bt} .

Le modèle de Park permet de représenter le comportement uni axial des armatures de béton armé. Cette loi symétrique est bilinéaire dans le domaine des déformations variant de -10% à $+10\%$. Au-delà de cette limite, les aciers subissent un écrouissage et reprennent un peu de leur rigidité. La loi suit la courbe empirique de Park jusqu'à une

déformation de 100‰ qui représente la limite de rupture. Les paramètres liés au comportement de l'acier sont : la limite élastique f_y , la déformation due à la limite élastique ε_y , la limite de rupture f_u et la déformation correspondante ε_u avec le module tangent E_s .

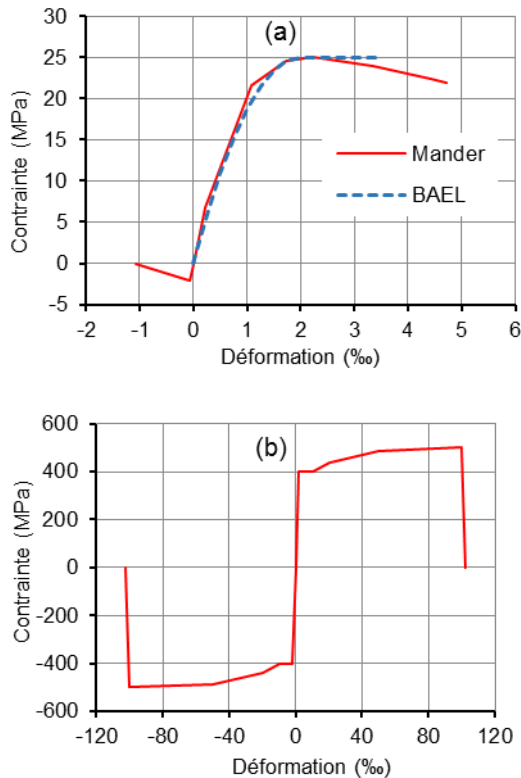


Figure 4 : Lois de comportements non linéaires utilisées pour le béton et l'acier, (a) Modèle de Mander pour le béton, (b) Modèle de Park pour l'acier.

Figure 4: Non-linear behavior laws used for concrete and steel, (a) Mander model for concrete, (b) Park model for steel.

4.3- Analyse non linéaire

L'analyse push over est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure est soumise à des charges gravitaires permanentes et à des charges latérales appliquées selon une distribution prédéfinie avec une magnitude qui augmente progressivement jusqu'à atteindre un niveau de déformation donné [12]. Les résultats de cette analyse sont souvent présentés sous forme de courbe reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure. L'un

des aspects les plus critiques de la méthode push over est la sélection de la forme du chargement incrémental car cette forme est censée représenter la distribution des forces d'inertie le long de la hauteur de la structure. Pour effectuer cette analyse sur le cas des silos, il est préférable d'appliquer une accélération à la base afin de prendre en compte les effets inertiels de la masse ensilée. La valeur de cette accélération est augmentée progressivement de manière à produire une poussée statique équivalente et à obtenir une courbe de capacité du silo. Le déplacement de contrôle est défini comme la moyenne des déplacements de tous les nœuds du sommet afin de réduire les effets d'ovalisation de la section qui faussent la mesure si elle n'est prise que sur un seul nœud.

4.4- Résultats de l'analyse

La figure 5 présente la courbe de capacité obtenue suite à l'analyse push over du silo étudié. Cette courbe exprime l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement moyen au sommet et traduit le comportement global du silo analysé. Elle présente globalement trois paliers dont le premier est une droite reproduisant une relation linéaire et donc un comportement élastique. L'effort de la limite élastique correspond à 20 MN induisant un déplacement d'ensemble au sommet de 0.8 cm. Le deuxième palier, de faible pente, est constitué d'une succession de discontinuités dues aux plastifications de certains éléments du maillage et à la redistribution d'efforts sur les autres éléments sains. Ce palier s'étend jusqu'à un effort de 32 MN et un déplacement de 3 cm. Enfin, un troisième palier, à plus faible pente, montre une dégradation de la rigidité globale du silo. Les déplacements varient rapidement de 3 cm à 6 cm sous une petite augmentation de l'effort tranchant à la base de 32 MN à 37 MN. Globalement, cette courbe de capacité peut être idéalisée par une loi de comportement tri-linéaire. Au-delà d'un déplacement de 6 cm, les calculs non linéaires ne convergent plus à cause de la perte d'équilibre global de la structure. On considère donc cette valeur comme limite de rupture sous un chargement latéral monotone dû à une accélération à la base uniformément croissante. Les points limites des trois paliers correspondent aux valeurs de l'accélération à la base de : 0.23g, 0.35g, et 0.42g, respectivement. Comme précisé en fin du paragraphe 4.3, les valeurs des déplacements et

des efforts tranchants de la Fig. 5 correspondent à des niveaux d'accélération appliquées à la base. Ces points limites sont donc directement lus à partir des résultats obtenus.

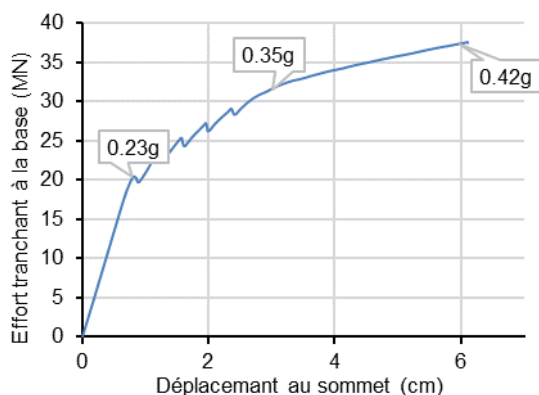


Figure 5 : Courbe de capacité du silo.

Figure 5: Capacity curve of the silo.

La figure 6 montre le déplacement du silo à l'étape qui correspond à l'accélération de calcul ($A.D = 0.375g$). D'après cette figure, on remarque une ovalisation de la section du silo. Les déplacements augmentent en s'éloignant de la base considérée fixe, reproduisant le comportement d'une poutre console accompagné de déplacement transversal. Le déplacement latéral maximal au sommet atteint la valeur de 7 cm et le déplacement transversal dû à l'ovalisation atteint 3 cm . Le déplacement latéral moyen de la section à l'extrémité libre est de 3.75 cm , ce qui correspond à un point dans le troisième palier de la courbe de capacité. La valeur de l'effort tranchant à la base obtenue par ce calcul non linéaire correspond à 33.41 MN , ce qui équivaut à $2.06 \times V_{base}$ de calcul, soit un facteur très proche du coefficient de réduction d'effort ($R = 2$) préconisé par le RPA99 [19]. La valeur du moment est $M = 645.92\text{ MN.m}$, ce qui correspond à 1.75 fois le moment de calcul. Le déplacement du calcul élastique est $U_e = 1\text{ cm}$, alors que celui obtenu par le calcul non linéaire est : $U_n = 3.75\text{ cm}$. Ces résultats montrent que la structure est calculée avec une petite marge de sécurité vis-à-vis du risque d'endommagement.

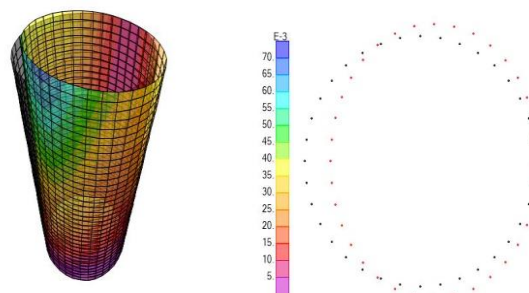


Figure 6 : Déplacement du silo à l'étape qui correspond à l'accélération de calcul.

Figure 6: Displacement of the silo at the step that corresponds to the design acceleration.

La figure 7(a) montre le diagramme contraintes-déformations des barres les plus tendues avec la position de quatre points qui représentent la limite élastique (400 MPa ; 2.11 ‰), la réponse à l'accélération de calcul ($0.375g$) qui se trouve dans la phase plastique avec une traction de 400 MPa et une déformation de 6.29 ‰ , la limite plastique (400 MPa ; 10 ‰), et le dernier point correspond à l'arrêt des calculs. Ce dernier est dans la zone d'écrouissage avec une contrainte de traction de 430.39 MPa et une déformation de 17.27 ‰ .

La figure 7(b) montre le diagramme contraintes-déformations du béton confiné avec la position de la contrainte correspondant à l'accélération de calcul (8.7 MPa ; 0.3 ‰) et celle de l'arrêt de calcul qui est de 10.1 MPa et qui correspond à une déformation de 0.38 ‰ . D'après la Fig. 7(b) les deux points sont situés en dessous de la limite élastique.

A partir de ces résultats et tel que le silo est dimensionné, on peut voir que les efforts de compression sont bien repris avec beaucoup de sécurité par le béton qui travaille en compression sans aucun risque d'écrasement. Cependant, les efforts de traction, repris uniquement par les aciers verticaux peuvent induire, sous de fortes excitations sismiques, des déformations excessives faisant entrer les barres en écrouissage. Ce comportement doit être bien maîtrisé dans les ouvrages de stockage en raison d'éventuelles pertes de résistance. Une rupture de quelques barres dans la section peut se propager rapidement à d'autres et entraîner un effet d'ouverture de section comme l'ouverture d'une fermeture éclair.

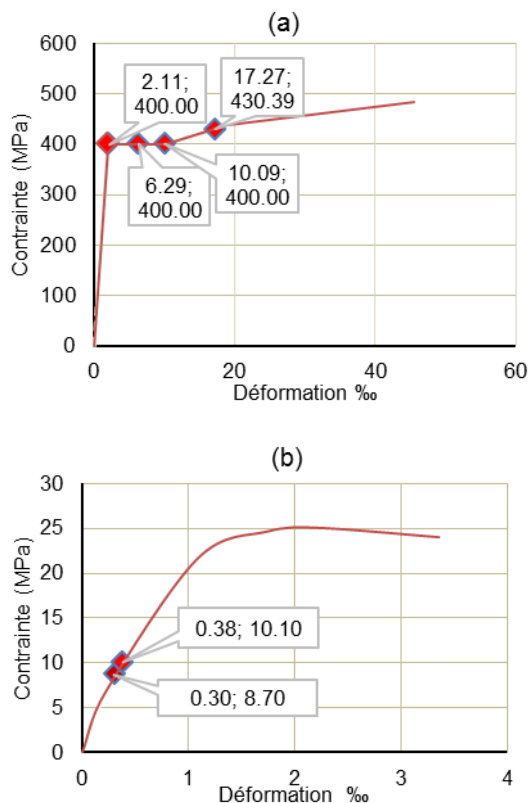


Figure 7 : Diagramme contraintes-déformations dans les parois sous accélération à la base $A = 0.375 g$, (a) couche des aciers externes, (b) couche du béton confiné.

Figure 7: Stress-strain diagram in the walls under base acceleration $A = 0.375 g$, (a) layer of external steels, (b) layer of confined concrete.

Les figures 8 et 9 montrent la répartition des contraintes dans les barres verticales et dans le béton, à la base du silo étudié, à l'étape qui correspond à l'accélération de calcul ($0.375 g$) et à l'étape qui correspond à l'effort tranchant maximal à la base ($V_{max} = 37.5 MN$), respectivement. On remarque que les barres verticales tendues et comprimées sont réparties symétriquement sur la section du silo et de même que pour les zones tendues et comprimées du béton. De plus, on

voit sur la Fig. 8 que la contrainte de traction des barres verticales tendues augmente en se rapprochant de la base du silo où elle atteint une valeur maximale de $400 MPa$. La contrainte de compression du béton augmente aussi en se rapprochant de la base où elle atteint $8.7 MPa$, valeur très en dessous des limites de rupture classique. La figure 9 montre une contrainte maximale dans les barres verticales de $430 MPa$ qui est atteinte à la base du silo et une contrainte maximale du béton à la base de $10.11 MPa$.

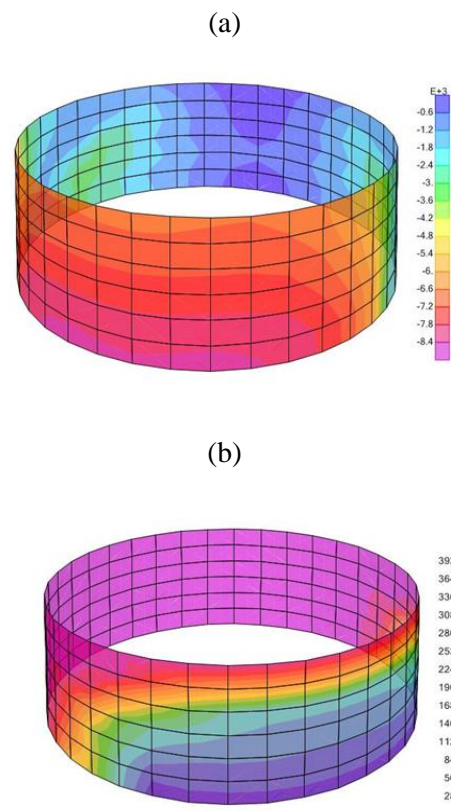


Figure 8 : Contraintes dans le béton (a) et dans l'acier (b) à l'étape qui correspond à l'accélération de calcul ($A = 0.375 g$).

Figure 8: Stresses in concrete (a) and in steel (b) at the stage, which corresponds to the design acceleration ($A = 0.375 g$).

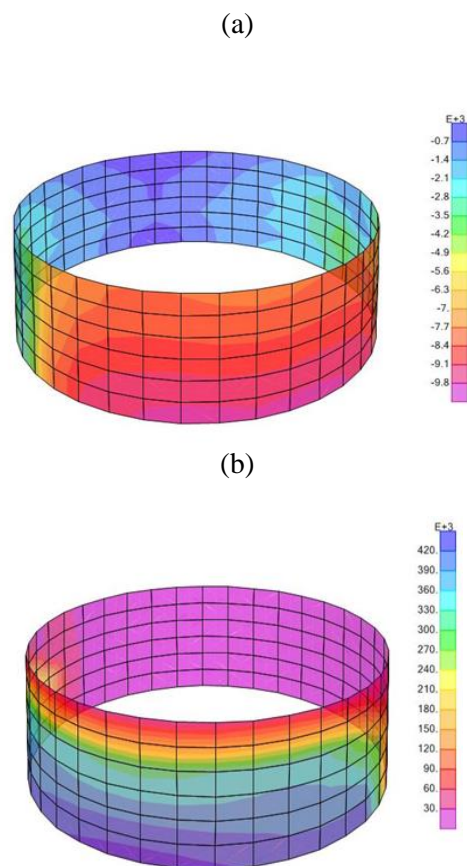


Figure 9 : Contraintes dans le béton (a) et dans l'acier (b) à l'étape qui correspond à $V_{max} = 37.5 MN (A = 0.42 g)$

Figure 9: Stresses in concrete (a) and steel (b) at the step corresponding to $V_{max} = 37.5 MN (A = 0.42 g)$

5-Conclusion

Dans ce travail nous avons analysé, en utilisant la méthode push over, le comportement non linéaire et la capacité sismique d'un silo en béton armé de grande hauteur réalisé en zone de moyenne sismicité. Un modèle numérique basé sur les éléments de type coque multicouche (Multi layer Shell Element) a été adopté pour prendre en compte le comportement non linéaire des matériaux constitutifs (acier et béton) des parois du silo. L'effet de la matière granulaire stockée a été pris en compte à travers des masses équivalentes. Le modèle numérique a été validé sur la base d'un calcul linéaire. Le silo a été calculé selon le RPA 99/version 2003 avec un coefficient de comportement de 2 et une accélération de zone de $0.15 g$. L'analyse non linéaire a montré que ce niveau d'accélération sismique a provoqué une

contrainte de compression en dessous de la limite élastique. Le risque d'écrasement du béton peut donc être facilement écarté. Par contre, ce niveau a induit une contrainte de traction des barres verticales située dans la phase plastique. Les efforts de traction induits peuvent donc engendrer des déformations importantes faisant entrer les barres en écrouissage. De plus l'analyse push over a permis de prédire les niveaux de chargements sismiques dangereux à partir desquels des dommages apparaissent. D'après les résultats obtenus, il s'est révélé que le dimensionnement et le ferrailage du silo présentent une très petite réserve de sécurité vis-à-vis du niveau d'accélération maximal que le silo peut supporter sans subir des dommages.

Références bibliographiques

- [1] Zandi, Y. and al., *Investigating the comparative analysis of cylindrical silos subjected to earthquake by analytical and numerical methods*, Trends in Applied Sciences Research, vol. 7 (6), pp. 407-420, 2012.
- [2] Livaoğlu, R. and Durmuş, Ay., *Investigation of wall flexibility effects on seismic behavior of cylindrical silos*, Structural Engineering and Mechanics, vol. 53, 2015.
- [3] American Concrete Institute (ACI 313), *Standard practice for design and construction of concrete silos and stacking tubes for storing granular materials*, 1997.
- [4] European Committee for Standardization (CEN), *Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance-part 4 : Silos, tanks and pipelines*, 2003.
- [5] Nateghi, F. and Yakhchalian, M., *Seismic behavior of reinforced concrete silos considering granular material-structure interaction*, Procedia Engineering, vol. 14, pp. 3050-3058, 2011.
- [6] Hamdy, H., *Reponse the cylindrical elevated wheat storage silos to seismic loading*, Journal of Engineering, vol. 4, no. 1, pp. 42-55, 2014.
- [7] Livaoğlu, R. and Durmuş, Ay., *A simplified approximation for seismic analysis of*

silobulk material system, Bull Earthquake Engineering, 2015.

[8] Butenweg, Ch., Rosin, J. and Holler, S., *Analysis of cylindrical granular material silos under seismic excitation*, Journal Buildings, 6 July 2017.

[9] Zaoui, D. and Djermane, M., *Contribution to the seismic behaviour of steel silos: full finite-element analysis versus the Eurocode approach*, Asian Journal of Civil Engineering's, vol. 19, pp. 757-773, 2018.

[10] Kamde, T. V. and Bage, A. A., *Evaluation of RC framed building for linear and nonlinear analysis by using shear and flexural failure model*, International Journal of Technical Innovation in Modern Engineering & Science (IJTIMES), vol. 4, no. 8, pp. 2455-2585, August 2018.

[11] Krawikler, H., Procedure and construction of pushover analysis of seismic performance evaluation engineering structure, Department of Civil Engineering Stanford University U.S.A: Elsevier Science, 1998.

[12] Issam, A. et Mekki, M., *Analyse push over des portiques en béton armé à premier niveau souple par un modèle de rotule en fibres*, Journal of Applied Engineering Science & Technology, vol. 3, pp. 85-90, May 2018.

[13] Miao, Z. W. and al., *Nonlinear FE model for RC shear walls based on multilayer shell element and micro plane constitutive model*, in Computational Methods in Engineering and Science EPMESC X, Sanya, Hainan, China, Aug. 21-23, 2006.

[14] Imai, T. and Koike, T., *Seismic performance of arc-welded steel pipes for water lifelines*, in 15 WCEE, Lisboa, Portugal, 2012.

[15] Xiaolei, H. Han and al., *Numerical Analysis of Cyclic Loading Test of Shear Walls based on Open SEES*, in The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12-17, 2008.

[16] Jun, D., *Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Using Fiber*

Elements, in Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EURO DYN 2014, Porto, Portugal, 30 June - 2 July 2014.

[17] Yılmaz, M. and Celep, Z., *Numerical Modeling of Slender RC Shear Walls Subjected to Monotonic and Cyclic Loadings*, International Journal of Sciences: Basic and Applied Research (IJSBAR), vol. 13 (2), pp. 147-157, 2014.

[18] Hemsas, M., *Modélisation par macroéléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique*, thèse de doctorat, École doctorale des sciences pour l'ingénieur, Université Bordeaux 1, 15 avril 2010

[19] DTR BC 2.48, RPA99 / Version 2003, Règles Parasismiques Algériennes, 1999.

[20] Eurocode 1, Basis of design and actions on structures - Part 4 : Actions in silos and tanks, EN 1991-4, 2006

[21] Fahjan, Y. M., Kubin, J. and Tan, M. T., *Non lineaire analysis methods for reinforced concrete buildings with shear walls*, in 14th European Conference on Earthquake Engineering (14ECEE), Ohrid, Republic of Macedonia, August 30-September 03, 2010.

[22] Benkhellat, S. et Kassous, L., *La performance sismique des structures auto-stables en béton armé*, Projet de Fin d'Etude, Université Abderrahmane Mira, Bejaia, 2017.

[23] Bouziane, A. et al., *Comportement non linéaire et capacité sismique des voiles de contreventement en béton armé*, Algérie Equipement, pp. 46-54, Décembre 2015.

[24] BAEL91, Règles techniques de conception des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites, 1992.