



## structure

# ANALYSE D'UN SCÉNARIO DE VIEILLISSEMENT DE DEUX RÉSERVOIRS JUMELÉS PAR UN CALCUL AUX ÉTATS LIMITES

**Hocine HAMMOUM, Karima BOUZELHA, Naceur Eddine HANNACHI**  
Département génie civil, université Mouloud Mammeri, Tizi Ouzou, 15000, Algérie

## CONTEXTE

L'organisme de gestion actuellement dénommé « *Algérienne Des Eaux (A.D.E.)* », a hérité d'un important patrimoine de réservoirs d'eau potable à l'indépendance. Par la suite, l'administration centrale par le biais des Directions de l'Hydraulique territoriales a exécuté un ambitieux programme de réalisation d'ouvrages de stockage dans le cadre du développement local et sectoriel qui se poursuit jusqu'à aujourd'hui. Actuellement, ce patrimoine n'est plus jeune et l'âge moyen des réservoirs du parc Algérien est d'environ quarante ans.

Par ailleurs, une phase de diagnostic et d'expertise s'est ouverte vers la fin des années 1990, visant à entreprendre des réparations et réhabilitations de ces ouvrages. Cette opération est en cours sur la majeure partie du territoire. Mon passage de près d'une décennie (1990 à 1999) dans ce secteur (hydraulique) a fait de moi un témoin privilégié de cette phase charnière de diagnostic où il a été beaucoup question de faire le point sur l'état du vieillissement des réservoirs du parc national. Ma qualité d'ingénieur civil dans le domaine de l'hydraulique, durant cette période,

m'a permis d'être confronté très tôt aux lacunes du *Règlement Parasismique Algérien* qui n'aborde pas les ouvrages hydrauliques en général et les réservoirs en particulier, où cette question a fait l'objet d'une publication au niveau de la revue des *Annales du BTP* (N° 2-3, avril - juin 2010) et qui a été transmis en guise de contribution au Centre du Génie Parasismique (CGS d'Alger) où une équipe travaille sur cette problématique, pour l'élaboration d'un *Règlement Parasismique des Ouvrages Hydrauliques (RPOH)*. Ces lacunes se traduisent plus tard, en phase d'exploitation, par des pathologies très répandues sur le parc Algérien et ce en l'absence de toute méthodologie et/ou démarche fiable de diagnostic et d'expertise de ces ouvrages.

Le travail que nous présentons dans cet article s'inscrit clairement dans un environnement pratique de la profession d'expert. Cette contribution a un caractère applicatif de par les propositions très pratiques qu'elle suggère. Elle s'inscrit aussi, dans une démarche de développement durable par le fait qu'elle essaie d'apporter des méthodes pour identifier les réservoirs vulnérables en vue, soit de rallonger leur vie par des actions de réhabilitation quand nécessaire, soit les mettre hors service.

### **Puis l'intérêt de l'article au lecteur des Annales du BTP...**

*Il est important de rappeler qu'il y a eu peu de travaux destinés à développer l'approche experte basée sur le retour d'expérience dans le domaine des ouvrages hydrauliques, nous pouvons citer à titre d'exemple (Mathieu, 1996), (Peyras, 2003) et (Serre, 2005) dont les travaux ont été menés au Cemagref (Aix en Provence, France).*

*C'est dans ce but que le lecteur trouvera dans cet article un résumé succinct de quatre familles d'approches de l'analyse de risque, valable dans le génie civil. Il pourra, s'il le désire, se documenter d'avantage en ayant recours aux références citées en bibliographie. Nous présentons dans notre article un cas concret (pratique) d'analyse de risque de deux réservoirs jumelés qui sont en fonction depuis près d'un demi-siècle. A travers cet article, nous tachons d'expliquer la cause de la perte de fonction de ses deux éléments résistants, par la modélisation physique de l'analyse des risques en se basant sur notre retour d'expérience.*

*Le principe de notre démarche est de tirer profit des connaissances et de l'abondant retour d'expérience accumulés par nos experts pour les missions d'expertise. D'autres intérêts sous-jacents de cet article sont le partage de notre expérience d'experts seniors, l'accompagnement des jeunes ingénieurs lecteurs de la revue à accéder rapidement aux informations et aux méthodes d'expertise et de diagnostic.*

### **Enfin notre intérêt par la parution de l'article...**

*La revue Annales du BTP touche un lectorat très diversifié autant parmi les chercheurs que parmi les ingénieurs de bureaux d'études qui viennent chercher des méthodes et des outils pratiques à leurs soucis techniques. Aussi, pour nous auteurs, la revue des Annales du BTP représente une vitrine à travers laquelle nous voulons valoriser notre expérience dans l'expertise des ouvrages et la faire partager avec les jeunes ingénieurs qui commencent à se familiariser avec ce domaine, vulgariser des méthodologies fiables de diagnostic et d'expertise des ouvrages hydrauliques, et ce au niveau Africain en général et aux pays du Maghreb en particulier ; pays en voies de développement ; à expression française. Nous souhaitons aussi, poser les jalons sur une réflexion, en vue de la mise au point urgente d'un code de calcul des ouvrages hydrauliques, ainsi qu'un fascicule de méthodologies de diagnostic et d'expertise.*

*Enfin, à travers cet article, nous souhaitons nous faire connaitre à l'échelle régionale (bassin méditerranéen) et éventuellement nouer des contacts avec des chercheurs ou ingénieurs évoluant dans le domaine de l'ingénierie et confrontés à ce type de problèmes, afin de collaborer et faire avancer nos travaux.*

## **1. INTRODUCTION**

Le parc algérien des réservoirs de stockage d'eau potable compte près de 40 000 réservoirs et est majoritairement construit en béton armé. Le retour d'expérience de près d'un demi-siècle de gestion a mis en évidence une grande

disparité du comportement de ces ouvrages, qui se manifeste par plusieurs pathologies (Hammoum *et al.*, 2010). Le manque d'entretien de ces réservoirs, directement exposés aux menaces naturelles (neige, séismes, vents, etc.) et même humaines amène une accélération du phénomène de vieillissement. De nombreuses méthodes ont été développées par les gestionnaires de parcs d'ouvrages pour évaluer l'état des ouvrages hydrauliques à des fins de diagnostic, d'analyse des risques ou de programmation d'actions de maintenance. Nous citons principalement, l'approche par expertise, l'approche probabiliste, les méthodes de sûreté de fonctionnement dans le génie civil et l'approche par modèles physiques.

### **Approche par expertise**

Cette approche qui fait appel à l'inspection visuelle est pratiquée par les experts lorsqu'ils ne disposent pas de données suffisantes sur l'ouvrage. Elle repose sur les seules connaissances et retour d'expérience des experts. Parmi ces méthodes expertes, nous pouvons 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 armé au nord du Maroc (Bezzazi *et al.*, 2008). La méthode GNDT fait intervenir onze paramètres structuraux, architecturaux et de situation qui permettent de calculer l'indice de vulnérabilité Iv au séisme, soit :

$$I_V = 12,5 + 2,5 \cdot \sum_{i=1}^{11} K_i \cdot W_i \quad [1]$$

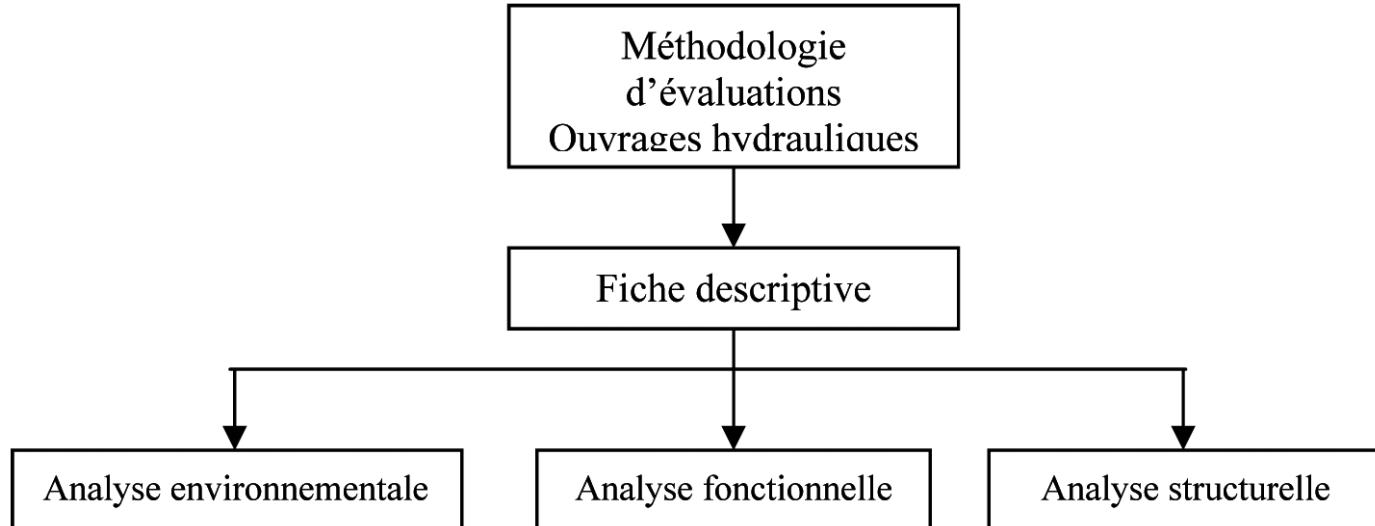
Ki désigne la qualification attribuée à chaque paramètre et Wi la pondération associée.

Cet indice Iv est normalisé de sorte que ses valeurs soient comprises entre 0 et 100 et trois niveaux de qualification sont retenus.

Dans le domaine des réservoirs de stockage, Mathieu au Cemagref (Aix en Provence, France) a mené des recherches depuis les années 1990 et a proposé des méthodes d'évaluation structurelles, fonctionnelles et environnementales 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. L'organigramme ci-dessous schématisé la méthodologie d'évaluation de ces ouvrages hydrauliques (Mathieu, 2003).

L'évaluation structurelle prend en compte divers aspects liés à la problématique de pérennité des ouvrages hydrauliques en béton, tant par le comportement des fondations et structures, que par les divers matériaux utilisés. L'analyse de l'environnement de l'ouvrage est faite sous la quintuple entrée des contextes géologique, sismique, hydraulique, neige, vent et des critères architecturaux. L'analyse de l'évaluation fonctionnelle est faite sous la triple entrée du niveau d'utilisation, des usagers de l'eau et de la sécurité des ouvrages.

Par ailleurs, (Hammoum *et al.*, 2012) se sont intéressés à l'évaluation de la vulnérabilité des réservoirs en béton aux



**Figure 1. Organigramme de la méthodologie d'évaluation des réservoirs.**

aléas naturels (séisme, vent, neige...etc.), par la détermination d'un indice Iv. Le calcul de cet indice fait intervenir treize (13) paramètres qui sont résumés dans le tableau 1.

Type d'analyse	N°	Désignation des paramètres
Analyse environnementale	1	Implantation du réservoir
	2	Zone sismique
	3	Type de sol
	4	Zone de la neige
	5	Zone du vent
Analyse structurelle	6	Type de la structure
	7	Type de fondation
	8	Etanchéité des parois
	9	Etanchéité de la couverture
	10	Défauts apparents
Analyse fonctionnelle	11	Rôle de réservoir
	12	Importance du réservoir
	13	Fréquence d'entretien

**Tableau 1. Liste des paramètres d'analyse.**

Chacun des treize paramètres est sanctionné par une note élémentaire  $N_{ei}$ . Le principe de notation choisi correspond aux critères d'amplification des notes en fonction de l'accroissement des risques de vulnérabilité. Chaque élément de notation est affecté d'un coefficient  $P_i$  de pondération. La note élémentaire  $N_{ei}$  de chaque paramètre est comprise entre 1 et 4 : 1 correspond à la situation idéale et 4 à la situation critique avec des notes intermédiaires. Il en est de même des poids de pondération  $P_i$  dont les valeurs varient de 1 à 4 : 1 pour une pénalisation minimale du paramètre et 4 pour une pénalisation maximale en considérant des situations intermédiaires. La note partielle d'un paramètre

est alors obtenue par le produit ( $N_{ei} \cdot P_i$ ) et l'indice de vulnérabilité « Iv » s'exprime comme la somme des notes partielles des différents paramètres :

$$Iv = \sum_{i=1}^{13} N_{ei} \cdot P_i \quad [2]$$

### Approche probabiliste

L'approche probabiliste reste réservée au traitement des données d'auscultation. Elle constitue alors une méthode puissante pour le diagnostic et l'analyse de risques approfondie (Buyle-Bodin, 2002). Pour le cas des réservoirs qui nous concerne, où l'on ne dispose d'aucune information d'auscultation et où les données relatives aux incidents ou au vieillissement ne sont pas en nombre suffisant. Cette approche n'est pas d'un grand apport.

Les stratégies de maintenance reposent sur la prévision de l'évolution des ouvrages, en fonction de leur environnement et des sollicitations auxquelles ils seront soumis. Ces stratégies dépendent du type du parc d'ouvrages (Cremona, 2002). Un parc d'ouvrage est caractérisé notamment par le nombre d'ouvrages le composant (pour les parcs d'ouvrages ponctuels : ponts, barrages,... ou pour les parcs d'ouvrages linéaires : réseaux enterrés, routes, digues,...) et par leur homogénéité ou leur hétérogénéité.

Dans le contexte d'un parc important d'ouvrages ponctuels homogènes ou d'ouvrages linéaires homogènes, où des données statistiques sont disponibles et où les mécanismes sont bien maîtrisés, la maintenance basée sur la fiabilité est une méthode intéressante. Elle est fondée entre autres sur la connaissance des taux de fiabilité des éléments du système (Zwingelstein, 1996) :

- identification des paramètres rentrant dans les conditions d'états-limites ;
- caractérisation statistique de ces paramètres (lois et moments) ;

– recherche des probabilités de non respect des conditions d'état-limite.

Cette approche est couramment appliquée dans l'industrie Offshore et le nucléaire, mais aussi aux réseaux de distribution (Zwingelstein, 1996). La maintenance basée sur la fiabilité trouve ses limites dès lors que les données sont en quantités insuffisantes : mesures expérimentales difficiles, données statistiques peu nombreuses...etc. Les calculs de probabilité deviennent alors rapidement complexes, voire impossibles et leur validité devient difficile à démontrer. Dans le cadre d'un parc d'ouvrages ponctuels ou linéaires hétérogènes, dans des situations de structures mal connues, les données disponibles sont de mauvaise qualité ou en petite quantité et rendent difficile la prévision de l'évolution des dégradations. Dans ce contexte, la façon la plus simple d'évaluer les évolutions futures des dégradations est d'examiner les lois d'évolution d'ouvrages existants de même conception et ayant connu des mécanismes analogues en se basant sur le retour d'expérience (Cremona, 2002).

## Méthodes de sûreté de fonctionnement

Les techniques de la Sûreté de Fonctionnement, telles que l'AMDE et l'AMDEC (Analyse des Modes de Défaillances, de leurs Effets et Criticité) sont apparues dans les années soixante dans le secteur aéronautique aux Etats Unis. Elles ont pris leur essor en Europe au cours des années soixante-dix dans les secteurs automobile, chimique et nucléaire. Elle est introduite depuis peu dans le domaine du génie civil, en particulier dans le domaine des barrages (Peyras, 2003), dans le domaine des digues de protection (Serre, 2005), dans le domaine des ouvrages maritimes (Boéro *et al.*, 2006) et dans le domaine des réservoirs en béton armé (Hammoum, 2012). Ces techniques constituent des approches puissantes pour le diagnostic et l'analyse de risques. Elles mettent en évidence, pour un ouvrage donné, les scénarios de vieillissement et à l'échelle d'un parc entier, les ouvrages les plus dangereux. Cependant, le coût de telles études est important et cette approche reste réservée aux grands ouvrages dont on veut connaître la sécurité et prioriser les actions.

## Modèles physiques

Dans le domaine du diagnostic et d'analyse du risque du vieillissement, les modèles physiques (modèle d'états limites et modèles d'analyse du comportement) sont des méthodes traditionnelles basées sur la modélisation mécanique des processus de dégradation. Les modèles d'états-limites s'attachent à représenter soit les pertes de fonctionnalité d'un ouvrage (ELS), soit les modes de ruine ou les pertes d'équilibre statique (ELU). Ainsi, ils permettent d'apprécier la sécurité de l'ouvrage en déterminant les critères de stabilité liés aux états limites, dans les conditions réelles d'exploitation.

Dans le domaine des réservoirs de stockage des fluides, le modèle physique le plus connu est celui de (Housner, 1963). Pour analyser la stabilité du réservoir ainsi que son comportement hydrodynamique (effet du liquide sur les

parois sous l'action sismique), Housner décompose le liquide en une action passive provoquant des efforts d'impulsion et une action active provoquant des efforts d'oscillation. En appliquant ce modèle au calcul hydrodynamique des réservoirs, (Hammoum *et al.*, 2010) ont mis en évidence deux phénomènes lors d'une excitation sismique :

- une surtension (contraintes de traction horizontales) des bandes de la paroi circulaire, laquelle provoquerait une fissuration verticale dans la bande.

- l'apparition de contraintes de traction verticales dans la paroi, qui provoquerait des fissurations horizontales.

Ces deux phénomènes agissant simultanément, provoquent des fissures inclinées, laissant paraître des suintements qui se manifestent par la présence d'humidité parfois chargée en sels après percolation à travers le béton. Cette pathologie a été observée sur un large parc de réservoirs expertisés en Algérie.

Ainsi, ils montrent que la négligence ou l'omission du phénomène hydrodynamique sous-estimait considérablement les contraintes de traction (horizontales et verticales) agissant dans la paroi, provoquant ainsi l'apparition des fissures.

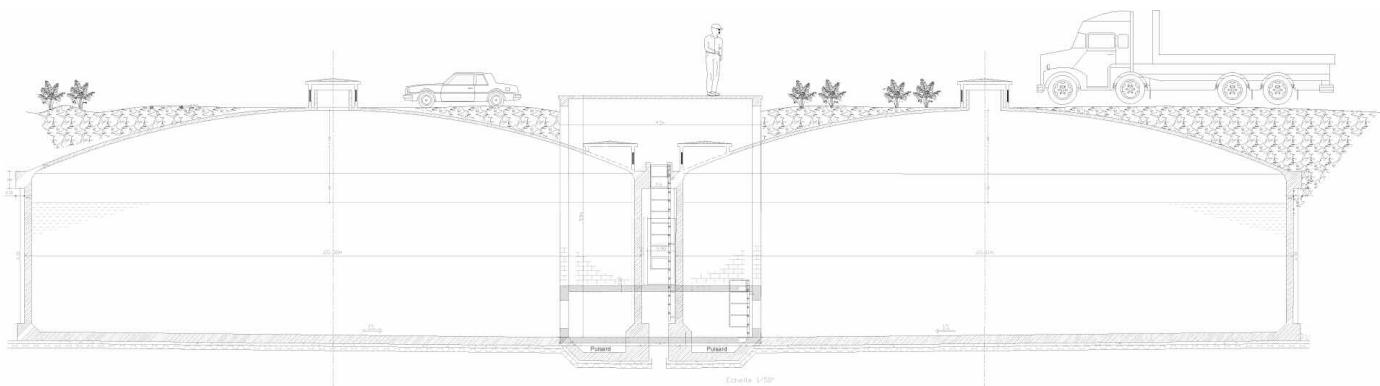
C'est à l'aide de cette catégorie d'approche que nous aurons à expliquer le scénario de vieillissement des réservoirs qui font l'objet de notre expertise dans cet article.

## 2. PROBLÈME POSÉ

Le présent article traite du diagnostic de deux réservoirs jumelés en béton destinés à l'alimentation en eau potable de Jijel. Il est rédigé suite aux visites effectuées en 2007 (Juil., Sept. et Nov. 2007). Ces diverses investigations avaient montré le mauvais état de ces deux ouvrages, tous deux intéressant la sécurité publique et susceptibles de se rompre. Ces réservoirs montraient de grands dommages au niveau des ceintures supérieures, et la chambre des manœuvres commune aux deux réservoirs, était constamment inondée d'eau. Devant ces pathologies, le gestionnaire en charge de ces réservoirs vieillissant a demandé une expertise, afin d'évaluer l'étendue des dégâts et comprendre les causes de ces pathologies. *Allait-il continuer à exploiter ces ouvrages, les réhabiliter ou les mettre hors service ?*

Les deux réservoirs jumelés (figure 2), tous deux de capacité 500 m<sup>3</sup>, enterrés et de forme circulaire. Chacun de ces réservoirs est composé d'un radier général, d'un gousset assurant l'encastrement de la paroi circulaire dans le radier et d'une ceinture supérieure qui assure la jonction de la coupole surbaissée à la paroi. Une couche de remblai est posée sur chaque coupole de couverture. Un lancerneau d'aération surplombe chaque coupole de couverture.

Les deux réservoirs sont jumelés par une seule chambre des vannes commune que nous voyons au centre dans la figure 2. Quant à leur mise en service, aucune date ne nous a été communiquée lors de nos diverses investigations. Mais vraisemblablement, elle remonterait à la période d'avant 1962. Nous déduisons par là, qu'il n'y a aucune politique d'archivage de la donnée et de l'information,



**Figure 2. Coupe radiale des deux réservoirs jumelés.**

Diamètre extérieur du réservoir mesuré sur site	15,60	m
Hauteur totale de la paroi mesurée sur site	4,36	m
Hauteur au dessus du niveau libre du liquide mesurée sur site	0,86	m
Epaisseur des parois déduite	0,20	m
Hauteur d'eau utile dans le réservoir	3,50	m
Diamètre intérieur du réservoir calculé	15,00	m
Capacité réelle du réservoir	618,50	$\text{m}^3$
La flèche de la coupole f	1,56	m
Le rayon de courbure de la coupole R déduit à partir de la flèche	18,81	m
La surface de la coupole calculée	184,27	$\text{m}^2$

**Tableau 2. Dimensions géométriques des réservoirs jumelés.**

même lorsque les réservoirs sont gérés d'une manière correcte.

Les caractéristiques géométriques mesurées sur site sont consignées dans le tableau 2.

Dès notre première visite sur site, nous avons constaté que l'espace au dessus des coupoles de couverture a été transformé en aire de stationnement des véhicules de la société de gestion (figure 3). Ces surcharges non prévues au dessus de la coupole peuvent provoquer des surtensions au niveau de la ceinture supérieure.



**Figure 3. Véhicule lourd stationnant au dessus de la coupole.**

### 3. INVENTAIRE DES DÉFAUTS OBSERVÉS

#### 3.1. Erosion du remblai au dessus de la coupole

L'étanchéité de la couverture est assurée par une couche d'enduit de mortier recouverte d'une couche de remblai de terre. La dégradation de cette couche est assez avancée, le lessivage du mortier est dû à l'activité des eaux pluviales comme le montre la figure 4.



**Figure 4. Erosion du remblai au dessus de la coupole.**



(a)



(b)

**Figure 5 : Aciers de la ceinture supérieure corrodés.**

### **3.2. Aciers de la ceinture supérieure corrodés**

Le long de la ceinture supérieure apparaissent des aciers dénudés. Plusieurs armatures appartenant à un ou plusieurs lits apparaissent sur une longueur de l'ordre du mètre. Avec le temps et en ambiance humide (dans la chambre des vannes), ces aciers ont subit une oxydation. Leur corrosion, aggravée par l'ambiance saline (milieu marin), a entraîné une forte diminution de la section des armatures comme présenté en figure 5 (a et b).

### **3.3. Chambre des vannes inondée**

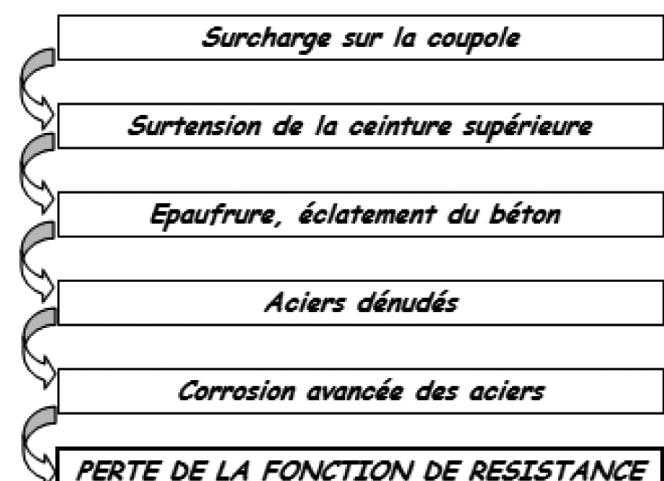
Une stagnation des eaux dans la chambre des vannes, observée lors de nos multiples visites, montre une défaillance dans le système d'évacuation des eaux (figure 6). Cela prouve aussi que ces eaux proviennent des fissures

**Figure 6. Chambre des vannes inondée.**

dans la masse du réservoir. Nous ne pouvons pas nous prononcer à ce stade sur leur localisation, mais à première vue, les traces de rouilles constatées laissent penser qu'elles sont dues au lessivage de l'eau lors de la traversée des parois. Cependant, l'inspection détaillée des parois qui ne présentent aucune fissure a vite balayé ce soupçon. Reste alors à pousser l'investigation au niveau des radiers.

## **4. EXPOSÉ DU SCENARIO DE VIEILLISSEMENT**

Nous pouvons modéliser le scénarios de vieillissement s'opérant dans chaque réservoir expertisé, en enchaînant les séquences chronologiques de défaillances, représentant les mécanismes physiques se produisant au sein du système et conduisant à des pertes ou dégradations de fonctions. Comme nous l'avons dit précédemment, nous avons constaté que l'espace au dessus des coupoles de couverture a été transformé en aire de stationnement des véhicules lourds. Les coupoles des réservoirs n'étaient pas conçues initialement pour recevoir ces surcharges. Les surcharges au dessus de la coupole peuvent provoquer des surtensions au niveau de la ceinture supérieure.

**Figure 7. Scénario de vieillissement « perte de résistance de la ceinture ».**

Epaisseur du remblai sur la coupole	0,40	m
Masse volumique du remblai	1 800,00	Kg/m <sup>3</sup>
Charge surfacique du remblai sur la coupole de couverture	720,00	Kg/m <sup>2</sup>

**Tableau 3. Charge permanente au dessus de la coupole de couverture.**

Surface de répartition	12,00	m <sup>2</sup>
Surcharge du système de charges Bc (camion de 30t)	30 000,00	Kg
Surcharge d'exploitation (camion sur la coupole)	2 500,00	Kg/m <sup>2</sup>

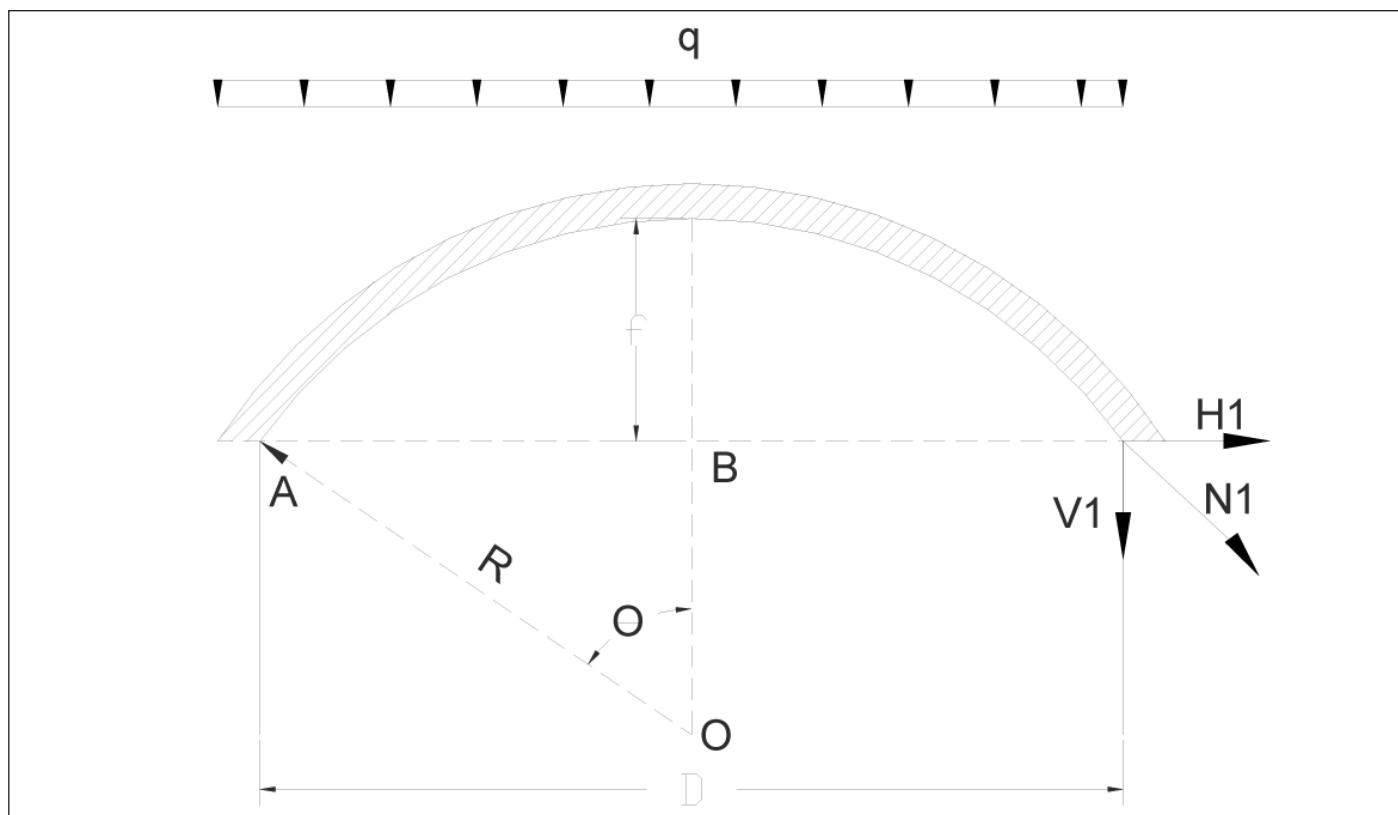
**Tableau 4. Surcharge d'exploitation au dessus de la coupole de couverture.**

Les surtensions peuvent entraîner à leur tour une épaufrure du béton, qui aura pour effet de dénuder les aciers. Ces aciers dénudés laissés à l'air libre marin agressif finiront à long terme par se corroder. Cette corrosion induira une diminution de la section des aciers. Le facteur de sécurité pris en compte dans les calculs de dimensionnement, s'en trouve ainsi réduit ce qui aboutit à la perte de fonction de cette ceinture supérieure. Les oxydes de fer forment autour des armatures une gaine qui, à partir d'une certaine importance, peut diminuer leur adhérence au béton. Cette perte d'entraînement des barres conduit alors à une perte générale de la résistance de la ceinture. La mobilisation des efforts par les barres en traction de la ceinture supérieure peut être modifiée par un glissement relatif de l'ancrage lors de sollicitations, la mobilisation des efforts se fait alors avec de plus grandes déformations. En définitive, la conséquence de la corrosion des armatures du béton armé est l'affaiblissement et l'appauvrissement des capacités portantes de la ceinture supérieure. Ce scénario de vieillissement peut être illustré par le diagramme de la figure 7.

C'est ainsi que nous tacherons, dans la suite de notre étude, de vérifier l'état des contraintes ; dans les différents éléments des réservoirs ; engendrées par les véhicules stationnant au dessus des coupoles.

## 5. VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DU RÉSERVOIR PAR LE MODÈLE AUX ÉTATS LIMITES

Notre démarche consiste à faire un recalcul des ouvrages, partant de données contemporaines réelles sur les matériaux et la géométrie. Le degré de sécurité par rapport aux

**Figure 8. Coupe radiale de la coupole d'un réservoir.**

états limites de conception ou par rapport aux conditions actuelles de chargement peut ainsi être apprécié. Au moyen des équations régissant les conditions d'états-limites, nous procérons à une vérification hydro-statique des différents composants du réservoir, en menant les calculs conformément aux codes de calculs en vigueur en Algérie (Règlement Parasismique Algérien 2003, le BAEL 91 et le Fascicule 74) pour estimer leur performance.

La coupole de couverture supporte réellement comme charges permanentes le poids propre de la recharge en remblai (tableau 3) et comme surcharges d'exploitation, le poids propre des camions (type Bc de 30 tonnes) qui stationnent au dessus (tableau 4).

### **5.1. Vérification des contrainte dans la coupole**

La couverture étant une coupole sphérique surbaissée, elle est dimensionnée comme tout élément en béton armé soumis à une compression simple. Elle reçoit des charges uniformément réparties  $q$  (figure 8). Le calcul consiste à déterminer l'effort  $N_i$  suivant la tangente à la coupole, par mètre linéaire de pourtour.

Où  $D$  désigne le diamètre intérieur du réservoir,  $R$  le rayon de courbure de la coupole et  $f$  la flèche de la coupole.

Le calcul des efforts internes et les vérifications des contraintes aux états limites (tableaux 5 et 6) montrent que la coupole résiste très bien à la compression et que la sur-

charge d'exploitation des camions sur la couverture ne lui est pas préjudiciable.

### **5.2. Vérification des efforts internes dans la ceinture supérieure**

La ceinture supérieure de dimension ( $30 \times 30 \text{ cm}^2$ ) se calcule comme un anneau soumis à une pression interne  $H_1$  (figure 8). Elle est sollicitée en traction simple. Les résultats de calcul des armatures tendues aux états limites (tableaux 7 et 8) montrent, pour que la ceinture supérieure puisse reprendre en toute sécurité les efforts de traction obtenus, elle devrait être armée avec une section supérieure ou égale à  $142,33 \text{ cm}^2$ , correspondant à un paquet de barres de **50 T20**.

Aussi, conformément au fascicule 74, les contraintes de traction du béton dans les sections entièrement tendues, calculées vis-à-vis de l'état-limite de service et en section homogénéisée, doivent être limitées à la valeur de  $1.10\theta f_{c28}$  (Où  $\theta$  prend la valeur de 1 dans le cas de la traction simple). Cette condition n'est pas vérifiée comme le montre le tableau 9.

Le ferrailage réel nécessaire dans la ceinture est de très loin inférieur à celui donné par les calculs. Il nous paraît pratiquement impossible de le mettre en place dans la ceinture, en respectant toutes les dispositions constructives. La valeur limite de la contrainte de traction dans le béton de la ceinture est nettement dépassée. Nous concluons que les

Contrainte ultime sur la section du béton	4,87	Mpa
Contrainte de calcul à l'état limite ultime	11,33	Mpa

**Tableau 5. Vérification des contraintes à l'ELU.**

Contrainte de service sur la section du béton	3,34	Mpa
Contrainte admissible du béton à l'état limite de service	12,00	Mpa

**Tableau 6. Vérification des contraintes à l'ELS.**

Effort de traction s'exerçant sur la ceinture $T_u =$	341 250,20	Kg/ml
Section d'armatures tendues à l'ELU $A_u =$	96,25	cm <sup>2</sup>

**Tableau 7. Calcul des armatures à l'ELU.**

Effort de traction s'exerçant sur la ceinture $T_s =$	234 042,53	Kg/ml
Contrainte limite dans les aciers (fissuration très préjudiciable)	161,31	Mpa
Section d'armatures tendues à l'ELS $A_s =$	142,33	cm <sup>2</sup>

**Tableau 8. Calcul des armatures à l'ELS.**

Contrainte de traction dans le béton de la ceinture	7,71	Mpa
Contrainte de traction limite	2,31	Mpa

**Tableau 9. Vérification des contraintes de traction dans le béton.**

éclatements et épaufrures du béton de la ceinture sont provoqués par les surtensions induites par le stationnement des camions sur la coupole.

### 5.3. Vérification des efforts internes dans le radier

Le radier est une plaque posée sur le sol, son calcul est ramené à celui d'une dalle circulaire encastrée en son pourtour, soumise à une charge uniforme. Puisque le réservoir repose sur le sol, le poids propre du radier et de l'eau sont équilibrés par la réaction du sol. Le radier est alors soumis uniquement aux moments de flexion et à l'effort de cisaillement provoqué par les efforts verticaux transmis par les parois verticales. Les résultats de calcul des moments de flexion (radial et tangentiel) obtenus au niveau des appuis et au centre du radier aux états limites (tableaux 10 et 11), montrent que le moment maximal à considérer est concentré au niveau des appuis. Le calcul aux états limites de la section des armatures en flexion simple a donné un ferraillage de **10T32** par mètre linéaire ; soit 1 barre de T32 tous les 8 cm de pourtour. Pour que le radier puisse reprendre en toute sécurité les surcharges des camions sur la coupole, nous devrions disposer d'un ferraillage qui nous paraît pratiquement impossible à mettre en place dans sa section.

	<i>En appuis</i>	<i>Au centre</i>
Moment radial (Kg.m)	-29 107,37	17 464,42
Moment tangentiel (Kg.m)	-5 821,47	17 464,42

**Tableau 10. Moment radial et tangentiel à l'ELS.**

	<i>En appuis</i>	<i>Au centre</i>
Moment radial (Kg.m)	-41 937,59	20 968,79
Moment tangentiel (Kg.m)	0,00	20 968,79

**Tableau 11. Moment radial et tangentiel à l'ELU.**

Nous concluons que le radier a subit de gros dommages, qui se traduisent par des fissures à travers lesquelles l'eau s'échappe pour inonder la chambre des vannes.

## 6. CONCLUSION

Les réservoirs expertisés dans cette étude sont en très mauvais état et la résistance de leurs composants (ceinture et radier) n'est pas assurée. Elle ne le serait pas même si le béton était en bon état. Si ces ouvrages ont pu tenir jusqu'à ce jour, c'est parce qu'ils n'ont pas connu les sollicitations les plus préjudiciables, pendant de longues durées, au-dessus de leur coupole. Cette circonstance est dangereuse car à chaque sollicitation, la fonction de résistance se détériore d'avantage.

D'après la classification de (Mathieu, 1996) et en considérant les désordres au niveau de la ceinture supérieure et du radier général de l'ouvrage, les réservoirs sont classés en indice de gravité E, c'est-à-dire des défauts indiquant la proximité d'un état limite et nécessitant soit une restriction d'utilisation, soit la mise hors service de l'ouvrage. Aujourd'hui, personne ne peut faire un pronostic sur le comportement futur des ces ouvrages. Ils représentent un danger pour les personnes car ces derniers se trouvent en milieu urbain au dessus d'un grand quartier résidentiel. Au vu des résultats présentés, les réservoirs jumelés sont déclarés « *Hors service pour des raisons de sécurité* ».

A travers les calculs, nous avons pu démontrer que l'origine des désordres est la surcharge au dessus des coupoles. Nous avons mis en évidence que la négligence humaine ou l'ignorance des agents de gestion de ce patrimoine a provoqué, sans se douter, les désordres irréparables de ces ouvrages, ayant coûté à l'entreprise de gestion une perturbation dans la distribution en eau potable, une gêne des abonnés dans leur planning de distribution et enfin une facture importante en investissement pour la reconstruction de réservoirs neufs, en remplacement des anciens.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- J. Boéro, B. Capra, F. Schoefs, O. Bernard, M. Lasne. Analyse de risques pour la maintenance des structures portuaires : exemple de quais gabions soumis à de la corrosion, IXèmes Journées Nationales Génie Côtier-Génie Civil, Brest, 12-14 septembre 2006.
- F. Buyle-Bodin, O. Blanpain. Analyse du cycle de vie des ouvrages en béton, Annales du BTP N° 6, décembre 2002.
- M. Bezzazi, A. Khamlich, J.R.A. Gonzalez. Vulnérabilité sismique des constructions de type béton armé aux Nord du Maroc, revue canadienne de génie civil, volume 35, juin 2008.
- C. Cremona. Surveillance de santé des ouvrages, Annales du BTP, N°4, aout, 2006.
- V. Davidivici, A. Haddadi. Calcul Pratique de réservoirs en zone sismique, Annales de l'ITBTP, N° 409, Paris, novembre 1982.
- DTR B-C 2-48, Règles parasismiques algériennes – RPA 99/2003, CGS, Alger, janvier 2000.
- Fascicule 74, texte officiel. Construction des réservoirs en béton - cahier des clauses techniques générales, Ministère de l'équipement des transports et du logement, Paris, mars 1998.
- H. Hammoum, K. Bouzelha, N.E. Hannachi, D. Serre. Vulnerability assessment of the concrete tanks storage at natural hazards, Concrete solutions, Ed. Taylor and Francis Group CRC Press, London, United Kingdom, 2012, ([www.crcpress.com](http://www.crcpress.com)).
- H. Hammoum, K. Bouzelha, H. Ait Aider, N.E. Hannachi. Criticality Assessment of Water Storage Tanks by the Dependability Method. Case Study, Fifth International Conference on engineering Failure analysis, ICEFA V, ([www.icefaconference.com](http://www.icefaconference.com)) , The Hague, The Netherlands, 1- 4 july 2012.
- H. Hammoum, K. Bouzelha, N.E. Hannachi. Analyse hydrodynamique d'un réservoir circulaire en béton armé, posé au sol, Annales du BTP, Ed. Eska, N° 2-3, avril - juin 2010.
- G. W. Housner. Dynamic analysis of fluids in containers subjected to acceleration, in Nuclear Reactors and Earthquakes, Report No. TID 7024, U. S. Atomic Energy Commission, Washington DC, 1963.



G. Mathieu et al. pathologie et réparation des ouvrages en béton de stockage et de transport des liquides, numéro spécial, Annales BTP, juillet 1996.

G. Mathieu, Méthodologie d'évaluation des ouvrages hydrauliques en béton appliquée un patrimoine. Annales du BTP, N° 5-6, novembre, décembre 2003.

Peyras L., Royet P. and Boissier D. 2006. Dam ageing diagnosis and risk analysis: Development of methods to support

expert judgement. Canadian Geotechnical Journal, 43, pp. 169-186.

D. Serre, L. Peyras, R. Tourment, Y. Diab. Evaluation de la performance des digues de protection contre les inondations, revue française de géotechnique, N° 115, 2<sup>e</sup> trimestre 2006.

G. Zwingelstein. La maintenance basée sur la fiabilité. Guide pratique d'application de la RCM. Paris: Hermès Editions, 1996, 666 p.

