

Comportement, conception et dimensionnement des voûtes enterrées

Michel J. BASTICK
Directeur du Développement
Groupe TAI

Alain GUILLOUX
Directeur général
TERRASOL

Doug JENKINS
Directeur technique
Reinforced Earth Pty Ltd
(Australie)

RÉSUMÉ

L'article présente les résultats d'études expérimentales et théoriques sur le comportement des voûtes préfabriquées en béton armé mises en place sous des remblais, et décrit la façon dont on doit en tenir compte dans la conception et le dimensionnement de ces ouvrages.

Les auteurs rapportent d'abord les résultats de l'auscultation d'un ouvrage réel, puis passent en revue les méthodes de calcul disponibles. Leur choix se porte sur la méthode des éléments finis, qui permet de modéliser les phases successives de la construction en tenant compte des interactions entre le sol et la structure. Un code de calcul (AZTECH) a été développé spécifiquement pour ces ouvrages. Des études paramétriques confirment l'importance de certains facteurs comme le rapport K des contraintes horizontale et verticale dans le sol autour de la voûte et l'effet Marston, qui dépendent tous deux de la rigidité relative du sol et de l'ouvrage.

MOTS CLÉS : 25-54 - Comportement - Dimensionnement - Voûte - Préfabrication - Béton armé - Calcul - Éléments finis (méthode) - Contrainte - Sol - Remblai - Auscultation.

Introduction

La réalisation de passages sous remblai se faisait traditionnellement en maçonnerie puis en béton coulé en place. Au début du XXe siècle, l'avènement de la buse en plaques métalliques ondulées, dite « buse ARMCO », a permis une expansion rapide de ce type d'ouvrage. Depuis la parution de l'étude réalisée par le SETRA (1978) sur l'utilisation du béton préfabriqué pour cette application, on assiste en France à une substitution progressive du métal par le béton pour les voûtes de large ouverture. Cette évolution s'observe aussi dans la plupart des pays industrialisés.

L'objet de cet article est d'étudier le comportement de tels ouvrages et de donner des indications sur la validité relative des méthodes de dimensionnement actuellement utilisées, en s'appuyant sur un type d'ouvrage particulier pour lequel nous possédons à la fois une expérience en tant que concepteur et ingénieur et des résultats de mesure sur ouvrages réels.

Le procédé TechSpan

La forme en voûte permet de réaliser des ouvrages dans lesquels les éléments structurels sont essentiellement en compression. Dès l'Antiquité, cette découverte a permis la construction d'ouvrages de grande portée à une époque où les matériaux de construction, des pierres naturelles ou taillées, et leurs liants ne pouvaient pas accepter d'efforts de traction. L'arc est par la suite resté la forme privilégiée pour les constructions à larges ouvertures comme les églises, les ponts en pierre ou maçonnerie et les ouvrages souterrains. Jusqu'au XIXe siècle, seul le bois permettait de s'affranchir de cette forme.

L'apparition des poutres métalliques et du béton armé puis précontraint a rendu possibles d'autres formes et changé les habitudes, si bien qu'aujourd'hui les ponts voûtés sont devenus l'exception.

Dans le cas des ouvrages en béton armé, l'élément résistant à la traction, l'acier, reste cependant nettement plus onéreux que le béton et, si la voûte n'est plus une nécessité technique, elle peut s'avérer une source notable d'économie. C'est ainsi qu'en 1986 le groupe TAI a repris le concept de la voûte dans son principe et, pour son produit baptisé TechSpan, recherché les formes optimales, du point de vue économique, pour des ouvrages préfabriqués sous remblais (Smith, 1995). L'originalité de la démarche réside dans l'adaptation de la forme aux contraintes dimensionnelles de l'ouvrage et aux charges qu'il doit supporter. La complexité du calcul apportée par l'optimisation est largement compensée par les gains de matériaux, et ce d'autant plus que la portée de l'ouvrage est grande ou les charges à supporter importantes. Cette adaptation a été rendue possible par la mise au point d'une méthode de dimensionnement permettant de déterminer cet optimum et de moules permettant la préfabrication des éléments ainsi définis.

Le procédé permet de réaliser soit des ouvrages de faible longueur, comportant éventuellement plusieurs arches et s'apparentant à des ponts (fig. 1), soit des ouvrages s'apparentant à des tunnels sous remblais (fig. 2).

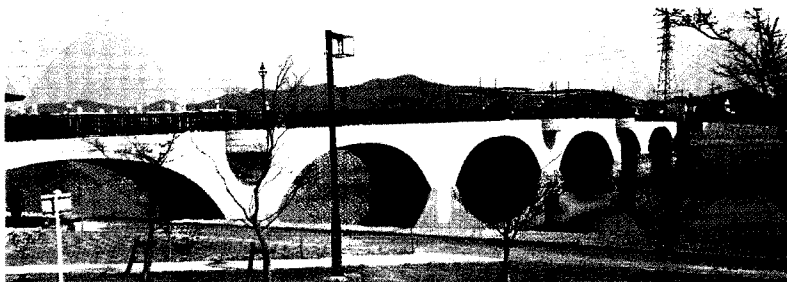


Fig. 1 - Pont TechSpan de Miyuki, Tayohashi (Japon), 1996. (Portée des arches : 17 m - largeur du pont : 5,70 mètres).



Fig. 2 - Tunnel de Guisamo-Mino, Galicia (Espagne), 1997. (Portée : 2 * 12,50 m - longueur : 2 * 250 mètres).

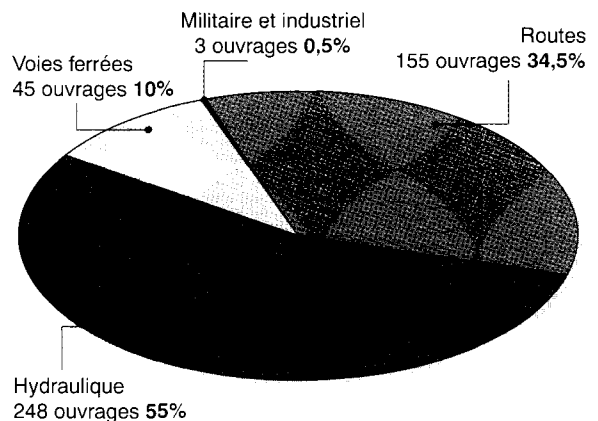


Fig. 3 - Répartition des ouvrages TechSpan en fonction de leur application.

Suivant le type d'application, la portée peut varier largement, avec une majorité entre 6 et 12 m et des références allant jusqu'à 20 m. Ces voûtes peuvent être utilisées dans les domaines hydraulique (rétablissement de cours d'eau sous remblai), routier ou ferroviaire (passage inférieur ou supérieur) ainsi que pour des applications industrielles ou militaires (fig. 3).

Depuis 1986, de nombreux ouvrages ont été réalisés dans quinze pays et une centaine d'ouvrages totalisant 105 000 m² a été installée en 1997.

Ouvrage expérimental d'Oita

Tous les ouvrages à comportement complexe doivent faire l'objet d'expérimentations en vraie grandeur afin de mettre en évidence les principaux phénomènes intervenant dans leur comportement. Ce n'est qu'à partir de là que l'on peut sélectionner des méthodes de calcul permettant de modéliser au mieux le comportement réel.

C'est pour cela qu'il nous a paru utile de présenter dès le début de cet article les résultats obtenus sur un ouvrage réel qui a fait l'objet d'une instrumentation détaillée : il s'agit de la voûte d'Oita au Japon (Jenkins, 1997), qui présente les caractéristiques géométriques suivantes (fig. 4) :

- portée : 11,5 mètres,
- hauteur sous clé : 6,5 mètres,
- hauteur de remblai : 17,5 m, soit une couverture voisine de 11 mètres.

L'auscultation a comporté des mesures de déformations (tassements des appuis Δy_1 et Δy_2 , tassements de la clé Δy_3 , variations de trois cordes horizontales Δx_1 à Δx_3), ainsi que des mesures de moments fléchissants par jauges extensométriques placées sur les armatures. Les principaux résultats obtenus en cours de construction et en phase finale sont présentés ci-après en fonction de la hauteur de remblai au-dessus de la voûte.

Représentativité des méthodes de calcul

Les observations sur le comportement réel des ouvrages montrent que le calcul des voûtes remblayées doit prendre en considération l'influence des phases provisoires de construction et les mécanismes d'interaction sol-structure. Cette démarche est d'ailleurs largement reconnue et préconisée par l'AFTES (1982) pour le calcul des tunnels. Finalement, une voûte remblayée n'est qu'un ouvrage souterrain construit avec des techniques différentes des tunnels, où les calculs de structure ne doivent pas ignorer le sol environnant et la façon dont la structure est progressivement réalisée.

C'est dans cet esprit que nous avons recherché, parmi les méthodes de calcul applicables *a priori* aux voûtes remblayées, celles répondant le mieux aux différents aspects de leur comportement. Il existe trois catégories classiques de méthodes de calcul :

- les **analyses statiques** (fig. 7a), dans lesquelles le remblai n'est pris en compte que par les chargements qu'il transmet à l'ouvrage, mais en négligeant les réactions qu'il lui oppose ; la seule hypothèse concerne donc le chargement (contrainte verticale σ_v et contrainte horizontale $\sigma_h = K \cdot \sigma_v$) ;
- les **modèles « à poutre et ressorts »** (fig. 7b), où le remblai agit à la fois par son chargement sur la structure (qui est une donnée du calcul) et par les réactions exercées par le sol sur la structure (selon une loi en général élastique linéaire en compression, et en considérant qu'il n'y a pas de réaction en traction). Ce calcul nécessite des hypothèses à la fois sur les chargements appliqués et sur le module de réaction du terrain, qui est toujours d'une évaluation délicate ;
- la **méthode des éléments finis** (fig. 7c), où le terrain est modélisé avec une loi de comportement appropriée (dans cette étude, on utilise l'élasticité non linéaire, selon le modèle « de Duncan ») et dans laquelle on ne fait pas d'hypothèse directe sur le chargement appliqué à la structure ni sur les réactions exercées : les deux grandeurs sont le résultat du calcul intégrant tous les aspects de l'interaction sol-structure, notamment la loi d'interface au contact de la structure et du sol.

La méthode des éléments finis est préférable aux autres méthodes pour le calcul des voûtes remblayées (Bastick et al., 1998), comme le montrent les analyses comparatives faites à partir des mesures sur l'ouvrage d'Oita : la méthode des éléments finis donne les meilleures estimations des tassements de la clé de voûte (fig. 8), des convergences horizontales (fig. 9) et des moments maximaux calculés (tableau I).

Calcul en éléments finis

Le modèle

Ainsi que nous l'avons vu plus haut, les approches de calcul simplifiées ne représentent pas les différentes phases de chargement de l'ouvrage ni l'interaction sol-structure. Le calcul de la voûte préfabriquée fait donc appel à la méthode des éléments finis.

■ Dans les cas courants, on se contente d'un modèle à deux dimensions en déformation plane : dans le cas de tunnels longs, peu inclinés et pour lesquels les charges varient peu en fonction de la section considérée, cette approximation est tout à fait légitime. Le logiciel développé spécifiquement pour cette application a été appelé AZTECH.

■ Des cas particuliers où les contraintes ne correspondent plus à cette hypothèse peuvent être traités à l'aide de modèles aux éléments finis à trois dimensions, dont la présentation sort du cadre de cet article.

Mis à part la résolution du système, qui fait appel aux techniques numériques usuelles de la méthode des éléments finis, le modèle nécessite de faire les choix suivants :

- ① type d'éléments,
- ② propriétés caractéristiques des éléments,
- ③ maillage,
- ④ conditions aux limites,
- ⑤ efforts appliqués.

Éléments utilisés

Du point de vue du calcul numérique, les éléments utilisés sont des quadrilatères isoparamétriques à huit nœuds et des triangles à six nœuds (en fait, la plupart de nos projets utilisent uniquement des quadrilatères). Le choix s'est porté sur ces éléments car ce sont les plus simples qui permettent de représenter les domaines courbes utilisés pour la modélisation correcte des voûtes. De plus, ils permettent une meilleure précision que les éléments quadrilatères à quatre nœuds ou les triangles à trois nœuds (Zienkiewicz et Taylor, 1991).

Propriétés caractéristiques des éléments

Selon que le calcul sera élastique-linéaire ou non, que la matrice sera inversée une seule fois ou, au contraire, sera remise à jour au cours des itérations non linéaires, les résultats seront plus ou moins réalistes. Dans cette étude, nous avons utilisé les travaux de Duncan et al. (1980) et le modèle hyperbolique qu'ils proposent pour représenter la courbe effort-déformation du sol.

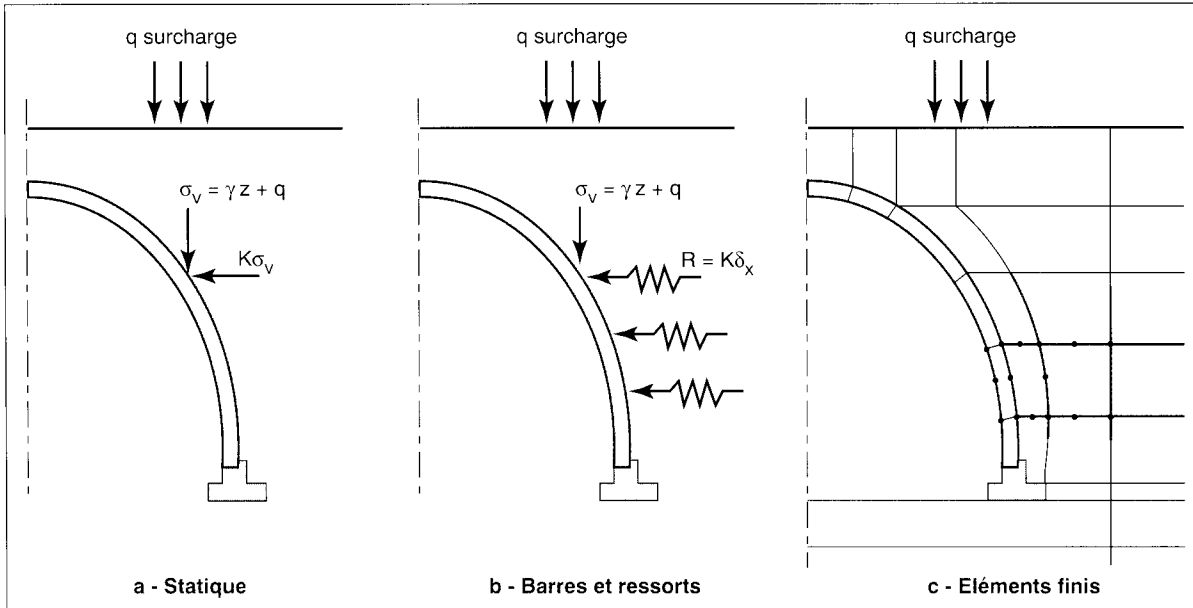


Fig. 7 - Les trois catégories d'analyse.

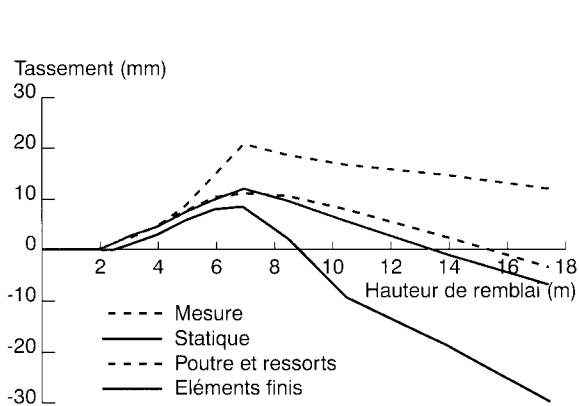


Fig. 8 - Tassements mesurés et calculés de la clé de voûte.

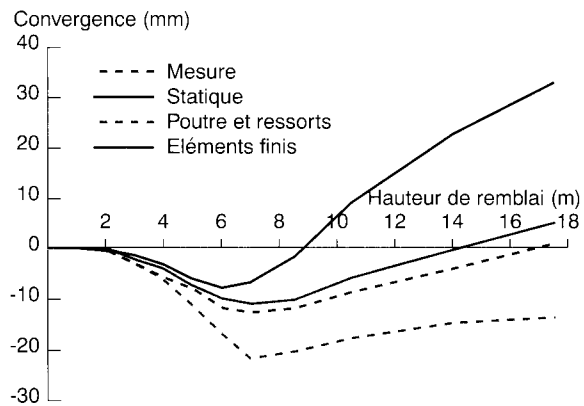


Fig. 9 - Convergences horizontales (Δx) mesurées et calculées.

TABLEAU I
Comparaison des moments maximaux mesurés et calculés dans la voûte

Moments maximaux calculés		Moments maximaux déduits des mesures de déformation des armatures	
		Béton fissuré	Béton non fissuré
Analyse statique	500 kN.m	30 kN.m	110 kN.m
Poutres et ressorts	150 kN.m		
Éléments finis	$E_b = 36 \text{ GPa}$		
	$E_b = 20 \text{ GPa}$		

E_b est le module du béton.

Pour chaque cas de charge du dimensionnement, la matrice de rigidité du système est donc assemblée, le système résolu, puis la matrice réactualisée pour tenir compte de l'effet des déformations ainsi calculées sur le module des éléments, et ceci pour autant d'itérations qu'il est nécessaire pour obtenir la convergence. Ce modèle « de Duncan » reproduit donc les propriétés suivantes (fig. 10) :

- le module sécant E décroît quand les déformations ε augmentent,
- la courbe de décharge-recharge est différente de la courbe vierge.

En fait, σ et ε sont liés par la formule :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}}$$

dans laquelle le module initial E_i dépend de la contrainte mineure initiale de confinement σ_3 , de la pression atmosphérique p_a et des paramètres K et n du sol suivant la formule :

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n$$

Les valeurs des paramètres K et n sont déduites d'essais triaxiaux sur les sols mis en œuvre ou de corrélations établies par Duncan et ses collaborateurs lorsque l'on ne dispose pas de tels essais.

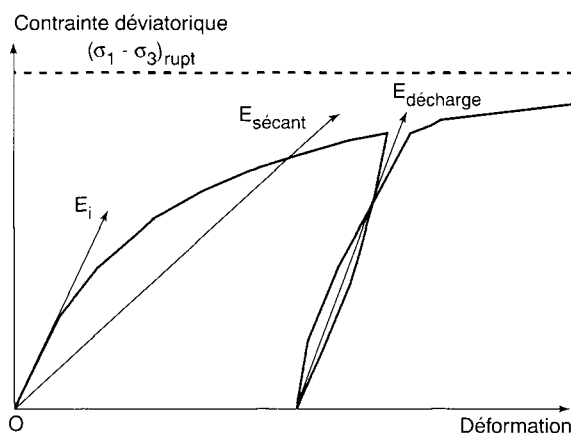


Fig. 10 - Loi de comportement « de Duncan ».

Le passage des contraintes et déformations de l'essai triaxial à celles des calculs se fait dans l'hypothèse des déformations planes.

Maillage

Le maillage de la figure 11 permet au lecteur de se faire une idée de la conception des maillages utilisés pour les calculs. Certains détails méritent d'être soulignés.

- **Fondation.** Dans les cas simples, deux lits d'éléments peuvent suffire, mais il est possible d'affiner les couches et d'en ajouter jusqu'à dix. Il est ainsi possible de représenter des lits plus compressibles ou, au contraire, des sols améliorés ou des fondations profondes.

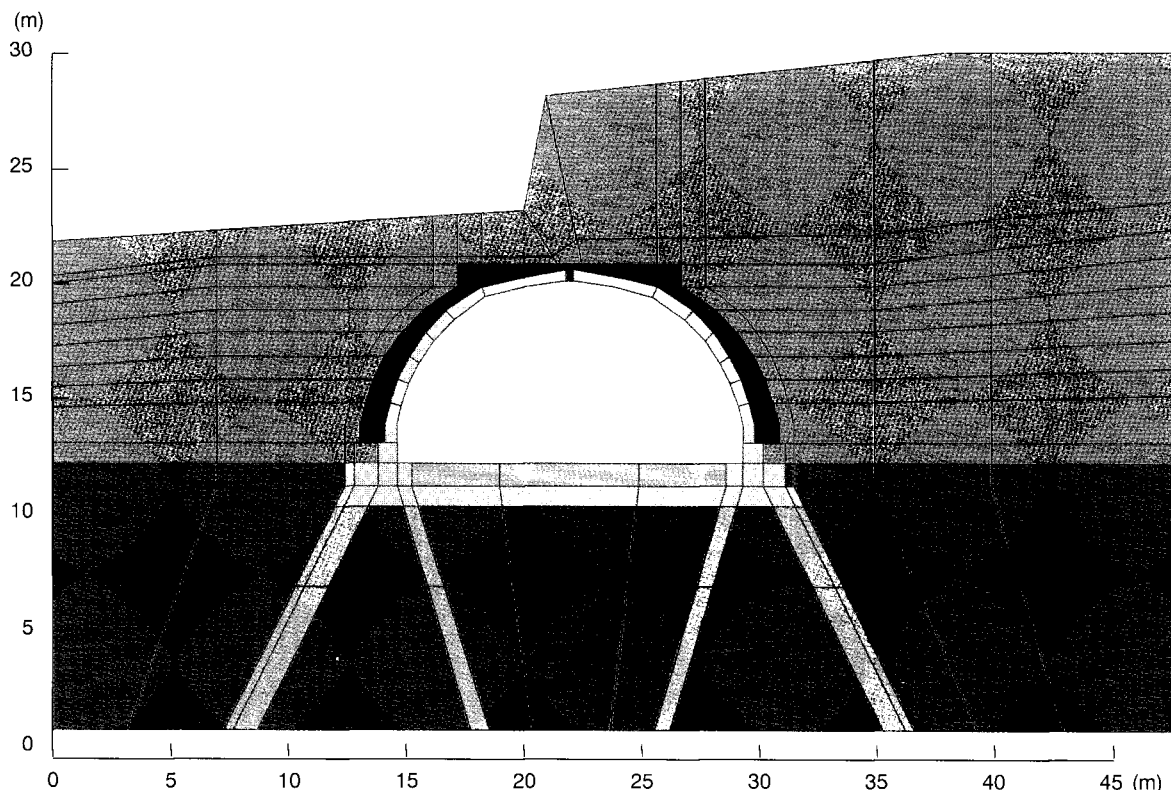


Fig. 11 - Exemple d'un maillage pour un projet complexe.

- **Espace latéral.** Ici aussi le nombre de colonnes d'éléments situées de part et d'autre de l'ouvrage peut être adapté au problème.

- **Interaction sol-voûte.** L'interaction est représentée par des éléments spéciaux (cf. « Interface sol-structure »).

- **Pourtour de la voûte.** Il est normalement suffisant d'utiliser une couche d'éléments. Le mailleur permet d'insérer une couche supplémentaire pour représenter les différentes zones de compaction ou, le cas échéant, des variations de matériaux.

- **Les lits d'éléments** sont organisés de façon à permettre les calculs dans les phases intermédiaires. Pour les voûtes de petit gabarit, il est possible de doubler ces lits pour améliorer la précision.

- Enfin, le **programme gère des profils variés** en tête d'ouvrage.

L'un des avantages du maillage de la figure 11 est qu'il est facile de faire un calcul sur une portion seulement du maillage. Ceci permet de représenter les phases de construction sans avoir recours à des maillages différents ou modifiés.

Conditions aux limites

Dans la majorité des cas, la limite inférieure du maillage est fixe en y mais libre en x et les limites latérales fixes en x mais libres en y (x et y sont les directions horizontales et verticales, respectivement).

Efforts appliqués

Le remblaiement progressif autour de la voûte est modélisé en partant du maillage partiel constitué des sols de fondation et de la voûte, puis en rajoutant progressivement les éléments du maillage correspondant aux différentes couches mises en œuvre.

De plus, l'effort de compactage relatif à chaque étape de remblaiement est représenté par une contrainte verticale (contrainte de compactage).

En phase finale, il est possible de définir autant de cas de surcharge que l'utilisateur le souhaite. Ces cas de surcharge sont définis comme une combinaison de surcharges ponctuelles et réparties, à laquelle se superpose, le cas échéant, une accélération sismique.

Le code AZTECH : validation avec CÉSAR

Ainsi que cela a été exposé au paragraphe précédent, la mise au point d'un nouveau code de calcul aux éléments finis dépend d'un grand nombre de choix techniques (*a priori* différents des choix effectués pour les codes de calcul couramment utilisés dans la profession, sinon la rédaction d'un

nouveau code n'aurait guère de sens économique). De plus, même en s'appuyant sur les méthodes modernes de programmation en termes de contrôle qualité et de gestion du projet, la fiabilité d'un programme ne peut être assurée qu'après un certain nombre de validations.

Ces validations peuvent être de nature :

- numérique (contrôle de la résolution sur des problèmes connus),
- physique (calcul de problèmes plus complexes mais dont la solution est connue, comme le fléchissement élastique des poutres),
- comparative (comparaison des solutions avec celles d'autres codes de calcul) ou expérimentale (comparaison avec des mesures expérimentales).

Dans le cas du programme AZTECH, l'ensemble de ces contrôles a été effectué.

En ce qui concerne la validation comparative, nous avons utilisé le progiciel CÉSAR du LCPC, qui est particulièrement bien adapté au calcul des ouvrages géotechniques.

Les résultats

Nous présentons, ci-après, un certain nombre de résultats issus des nombreuses études paramétriques faites avec le logiciel AZTECH, pour vérifier que les principaux aspects du comportement sol-structure étaient bien modélisés, et tester la sensibilité des résultats à certains paramètres de calcul.

L'interaction sol-structure est mise en évidence à travers l'observation de deux paramètres, relatifs aux mouvements latéraux (coefficient K) et aux mouvements verticaux (coefficient de Marston C_m).

Le coefficient K est le rapport entre les contraintes horizontale et verticale σ_h/σ_v autour de l'ouvrage. Il est formellement analogue au coefficient de pression des terres, mais dépend des déformations latérales de la voûte et de la valeur de la contrainte verticale σ_v , elle-même influencée par les déformations verticales de la voûte.

Le coefficient C_m représente le rapport entre σ_v et la contrainte verticale en champ de contraintes non perturbé par la voûte, c'est-à-dire γH . C_m est appelé coefficient de Marston, du nom de l'auteur ayant formalisé cet effet de perturbation des contraintes verticales, originalement dans le cas des canalisations posées en tranchées (Marston et Anderson, 1913).

Le coefficient K

Le paramètre $K = \sigma_h/\sigma_v$ doit, d'après les principes de la mécanique des sols, être compris entre les coefficients de poussée K_a et de butée K_p selon les déplacements latéraux subis par la structure au

cours de la vie de l'ouvrage : lorsque la voûte se referme, K tend vers K_a et réciproquement, lorsque la voûte s'écarte, K tend vers K_p .

Par ailleurs, la valeur « initiale » de K , immédiatement après la mise en place d'une couche de remblai, conserve également le souvenir des contraintes de compactage. Il n'y a donc *a priori* aucune méthode simple pour connaître les valeurs prises par K autour de l'ouvrage ni ses variations au cours des phases de construction.

La figure 12 illustre cette grande variabilité en présentant les résultats issus du calcul en éléments finis d'une voûte de 6,8 m de hauteur et 11 m d'ouverture, supportant en phase finale un remblai de 12 m présentant un angle de frottement interne de 30 degrés. Lorsqu'on compare les valeurs de K déduites des contraintes obtenues par le calcul aux coefficients $K_a = 0,33$, $K_0 = 0,5$ et $K_p = 3$, on observe les résultats suivants :

➤ lors du remblaiement (phases 5 et 8), K est voisin de K_a près des appuis et devient nettement supérieur à K_0 , voire voisin de K_p , en partie haute : ces résultats correspondent parfaitement aux déformations de la voûte, avec une tendance à la fermeture au cours du remblaiement progressif ;

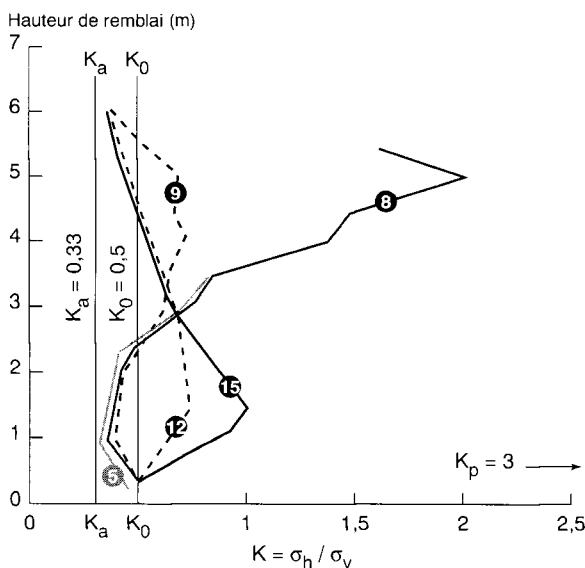
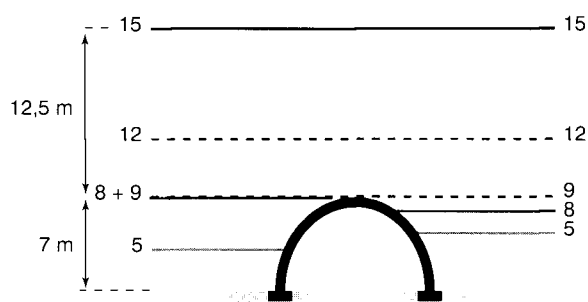


Fig. 12 - Variations de K autour de la voûte au cours des phases de remblaiement. (Calcul avec $\varphi = 30$ degrés dans le remblai).

➤ lorsque le remblai atteint la clé de voûte (phase 9), puis monte progressivement et symétriquement (phases 12 et 15), on observe une inversion de l'allure des courbes : K est élevé près des appuis, jusqu'à atteindre des valeurs de 1, et petit en partie supérieure, avec des valeurs de 0,3 à 0,6 ; cela correspond bien au phénomène d'écrasement de la voûte mentionné ci-avant.

Il est important de souligner le très grand intervalle de variation de K , entre des extrêmes de 0,3 et 2, variations observées tant au cours des diverses phases du calcul que le long de la voûte à une phase donnée. Ce résultat justifie donc pleinement le choix d'une modélisation permettant de prendre en compte de façon réaliste ce phénomène, par opposition aux méthodes où le coefficient K est une donnée constante du calcul.

Effet Marston

C'est un phénomène mieux connu et plus facilement quantifiable *a priori*. Rappelons qu'il correspond au fait que, selon les tassements relatifs du terrain au-dessus de la voûte et au-dessus des remblais adjacents, il se crée des cisaillements le long de plans verticaux passant par les pieds (fig. 13). Si la voûte tasse moins que le remblai (ce qui est le cas général des voûtes remblayées), ces cisaillements viennent augmenter la contrainte verticale σ_v par rapport à la contrainte géostatique γH . À l'inverse, si le terrain au-dessus de l'ouvrage tasse plus que le remblai adjacent (ce qui est le cas fréquent des canalisations posées en tranchée étroite remblayée), l'effet peut être inversé, avec $\sigma_v < \gamma H$.

Dans notre cas, on a presque toujours une majoration de la contrainte géostatique, du fait que la voûte, même souple, constitue un « point dur » par rapport au remblai adjacent. Pour corriger cet effet, notamment dans le cas des hauts remblais, il est possible de placer des remblais plus compressibles au-dessus de l'ouvrage (Clément et Jean, 1995 ; N.T. Long et Vézole, 1993).

Cet effet est particulièrement bien mis en évidence par la modélisation en éléments finis :

- les graphiques de déformées verticales montrent l'effet de point dur dû à la voûte, tandis que les diagrammes de contraintes verticales sur un plan horizontal passant par la clé de voûte montrent l'augmentation de σ_v au-dessus de la voûte (fig. 14) ;
- cet effet de point dur est d'autant plus marqué que la voûte est plus rigide ; ce résultat théorique est tout à fait confirmé par une étude paramétrique sur le même modèle que précédemment, pour lequel le coefficient de Marston théorique est de 1,35 :

➤ avec une voûte « normale » de 30 cm d'épaisseur, le coefficient de Marston $C_m = \sigma_v / \gamma H$ reste inférieur à 1,10 ;

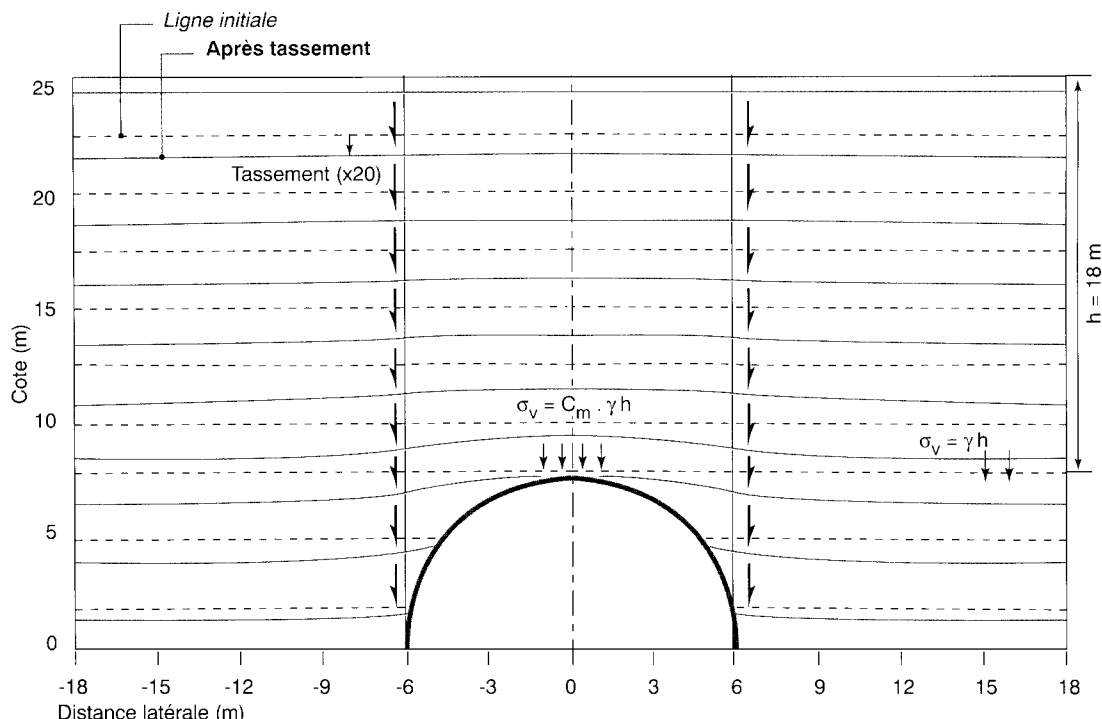


Fig. 13 - Effet Marston : tassements calculés par la méthode des éléments finis.

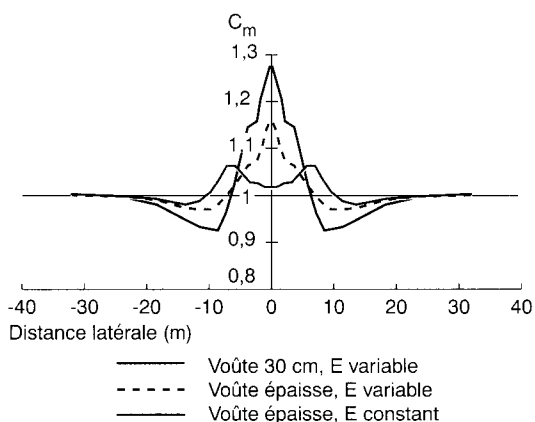


Fig. 14 - Effet Marston : distribution des contraintes verticales issues du calcul en éléments finis ($C_m = \sigma_v / \gamma H$).

- avec la même voûte, mais épaisse de 1 m (donc plus rigide), C_m atteint 1,15 ;
- si, de plus, on considère un module de terrain constant (ce qui est conforme à l'hypothèse de Marston), C_m avoisine 1,30 et devient très proche de la valeur théorique.

On constate là encore que la modélisation en éléments finis est une approche permettant, d'une part, de bien prendre en compte l'effet Marston conformément à son esprit même et, d'autre part, d'optimiser le dimensionnement par une prise en compte adéquate de la rigidité relative sol-structure.

Effet des surcharges

L'effet des surcharges (notamment de circulation lourde) est facilement modélisé en appliquant directement sur la surface du remblai, à la phase adéquate et à son emplacement réel, la surcharge dont on veut étudier l'influence. Il n'y a pas, comme dans les autres approches de calcul, d'hypothèses à faire sur la diffusion de ces surcharges dans le terrain pour en déduire les contraintes qu'elles créent sur la voûte.

Or le dimensionnement peut être très sensible à ces surcharges ; le cas réel d'une voûte de 4,5 m de hauteur et 4 m d'ouverture, devant rester plusieurs mois sous circulation d'engins lourds avec seulement 1 m de couverture, a fait l'objet d'une étude paramétrique sur l'influence des surcharges.

La figure 15 montre la distribution des moments fléchissants dans la voûte pour cinq cas de surcharge ponctuelle de 230 kN.m (modélisés comme une surcharge surfacique appliquée sur une largeur de 1 mètre) :

- sans surcharge,
- A : surcharge appliquée dans l'axe de l'ouvrage,
- B : surcharge appliquée à 0,5 m de l'axe de l'ouvrage,
- C : surcharge appliquée à 1,5 m de l'axe de l'ouvrage,
- D : surcharge appliquée à 2,5 m de l'axe de l'ouvrage.

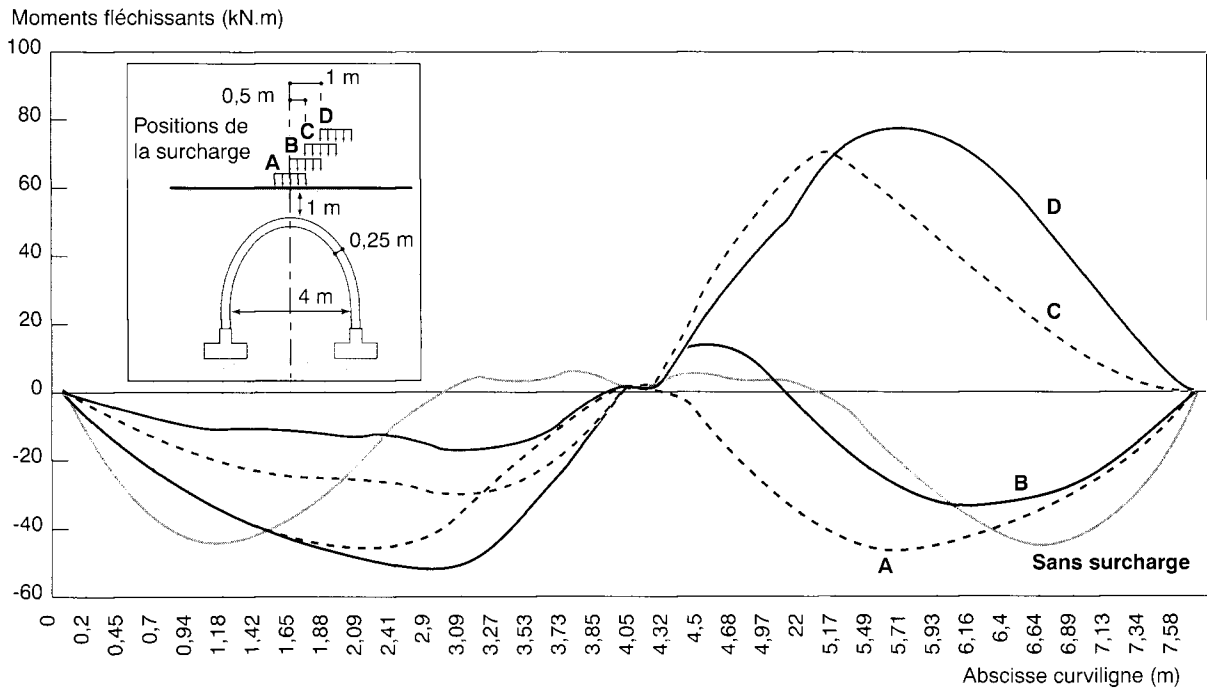


Fig. 15 - Variation de la distribution des moments fléchissants en fonction de la position de la surcharge.

Il apparaît clairement que les moments fléchissants deviennent fortement dissymétriques dès qu'il y a une surcharge appliquée en dehors de l'axe de l'ouvrage. Par ailleurs, les moments maximaux, négatifs sans surcharge ou pour une surcharge centrée, avec des valeurs maximales de 42 kN.m deviennent positifs pour une surcharge excentrée, avec des valeurs maximales approchant 80 kN.m. Cette étude paramétrique montre bien que la prise en compte des surcharges peut être déterminante pour le dimensionnement structurel de la voûte.

Tassements différentiels

Les tassements différentiels des appuis, dus par exemple à des hétérogénéités des terrains de fondation, sont parfois un autre paramètre déterminant de dimensionnement. La modélisation en éléments finis permet bien évidemment de prendre facilement en compte de telles hétérogénéités, et d'examiner leur influence sur le comportement de la voûte.

Afin d'étudier la sensibilité de la structure constituée par la voûte articulée, enterrée, vis-à-vis des tassements, nous avons conduit une étude paramétrique. Le tassement différentiel

entre les deux côtés de l'ouvrage était obtenu en modifiant les propriétés du sol de fondation sous la semelle et dans son voisinage.

De façon qualitative, on observe généralement une légère rotation de la semelle. Par ailleurs, l'élément de voûte situé du côté qui tasse d'avantage tend à se déplier (fibre intérieure tendue) tandis que l'autre se courbe (fibre extérieure tendue). Ceci affecte bien entendu les moments à l'état final mais, suivant l'importance du tassement différentiel, cet effet peut dans certains cas rester à l'intérieur de l'enveloppe des moments auxquels l'élément doit résister au cours de la mise en place puis du remblaiement de l'ouvrage.

On peut ainsi distinguer trois plages de tassements différentiels s_{diff} :

- pour $0\% < s_{diff} < 0,2\%$ ou $0,3\%$: la perturbation apportée par le tassement reste en deçà de l'enveloppe des moments ;
- pour $0,3\% < s_{diff} < 0,5\%$ environ : la perturbation apportée par le tassement modifie l'enveloppe des moments, mais cette modification peut être prise en compte par un ferrailage symétrique. Cela correspond donc à une faible augmentation

du coût, voir à aucune augmentation du coût si le ferrailage avait été conçu symétrique pour des raisons de commodité ;

➤ pour $s_{diff} > 0,5\%$ environ : la perturbation apportée par le tassement conduit à une modification substantielle de l'enveloppe des moments, qu'ils soient positifs ou négatifs, et le ferrailage donc le coût de l'ouvrage s'en ressentira. Un traitement de la fondation sera probablement une solution plus économique et, en tous cas, à envisager sérieusement dans ce cas.

Interface sol-structure

L'interface entre la voûte et les éléments de sol est modélisée par des éléments volumiques de très faible épaisseur (quelques centimètres) et de caractéristiques réduites par rapport à celles du sol environnant. Les valeurs recommandées pour les paramètres $\varphi_{interface}$ et $E_{interface}$, présentées dans le tableau II, ont été choisies en fonction des caractéristiques usuelles de frottement sol-béton ou membrane-béton, en se plaçant du côté de la sécurité à partir des études paramétriques réalisées.

Ces études paramétriques ont montré la sensibilité du résultat au choix de l'angle de frottement entre les éléments de la voûte et le sol. On constate en effet que :

- les variations du module $E_{interface}$ n'ont pratiquement pas d'effet sur les efforts dans les éléments. Le choix de ce module n'est donc pas décisif ;
- une augmentation de l'angle de frottement $\varphi_{interface}$ (entre 1 et 40 degrés) conduit à :
 - une réduction sensible des moments positifs (de -20 à -50 %, selon les points), tandis que les moments négatifs ne sont que très peu affectés,
 - une augmentation sensible de l'effort normal (de +20 à +25 %),
 - une légère décroissance de l'effort tranchant (de -10 à -15%).

L'interaction entre le remblai et la voûte à travers le frottement est donc importante et la méthode de calcul aux éléments finis, avec un modèle représentant correctement cette interface, permet de prendre en compte cet effet dans le dimensionnement.

TABLEAU II
Valeurs recommandées des paramètres
de l'interface sol-structure

Caractéristiques	$E_{interface}$	$\varphi_{interface}$
Contact direct béton-sol	$E_{remblai}/2$	26 degrés
Membrane étanche	$E_{remblai}/4$	1 degré
Membrane partielle	$E_{remblai}/3$	Interpoler en $\tan(\varphi_{remblai})$

Dimensionnement sismique

L'appréciation du comportement des voûtes préfabriquées au cours d'un séisme peut se faire d'après observations ou par calculs.

Observations

Parmi les ouvrages TechSpan réalisés à ce jour, un certain nombre sont construits dans des régions sismiques, en particulier dans l'Ouest canadien, en Nouvelle-Zélande et au Japon. Aucun dommage sur les ouvrages concernés n'a été observé.

L'ouvrage de Miyuki à Toyohashi au Japon (fig. 2) a subi en février 1997 un séisme de magnitude 6,2 sur l'échelle de Richter, dont l'épicentre se situait à moins de 50 km. Bien qu'il s'agisse d'un ouvrage relativement important (la portée de chaque arche est de 17 m) et que la multiplicité des arches reliées entre elles ainsi que le fini architectural le rendent sensible à toute déformation, aucun effet du séisme n'a pu être observé sur l'ouvrage.

D'autres observations effectuées sur des ouvrages sous remblais en Californie et rapportées dans la littérature (Byrne et al., 1994) confirment que des accélérations horizontales supérieures à 0,3 g n'ont provoqué aucune dégradation des structures.

Pour rassurantes qu'elles soient, de telles observations ne se substituent cependant pas à une approche plus théorique.

Calcul dynamique simplifié

Le calcul le plus simple que l'on puisse faire sur ce type d'ouvrage s'inspire des travaux de Mononobé-Okabé (Mononobe et Matsuo, 1929) sur les murs de soutènements :

- une accélération de calcul est définie pour l'ouvrage dans les directions verticale c_v et horizontale c_h . La détermination de ces valeurs doit se faire en tenant compte de la région et du site, en se référant par exemple aux recommandations AFPS (1990), paragraphe 16.41, ouvrages-poids, ou à la norme **NF P 06-014** (AFNOR, 1995) ;
- un calcul pseudo-statique est effectué en prenant en compte les accélérations de calcul α_v et α_h (notées σ_v et σ_h dans les documents AFPS) en complément de la gravité.

L'application des accélérations $\{g + \alpha_v \text{ et } \alpha_h\}$ au lieu de $\{g\}$ correspond mathématiquement à une rotation du modèle et à une légère modification du poids volumique. On peut mettre à profit cette observation en modifiant dans le maillage les zones représentant le sol. Cette méthode, qui

n'entraîne aucune modification du programme de calcul, a été proposée par J. Marchal (1996) et donne des résultats relativement corrects pour de faibles accélérations (fig. 16).

Plus récemment, le code de calcul AZTECH a été complété de façon à pouvoir prendre en compte, en complément de la série des cas de charge de construction et de service, un ou plusieurs cas de charge sismique. Chaque cas est lui-même subdivisé en deux sous-cas $\{g + \alpha_v \text{ et } \alpha_h\}$ et $\{g - \alpha_v \text{ et } \alpha_h\}$.

L'effet des accélérations sismiques ne conduit généralement pas à une modification sensible du ferrailage tant que les accélérations de calcul n'excèdent pas 0,1 g et même 0,2 à 0,3 g dans les cas, courants dans la pratique, où le ferrailage est symétrique (fig. 16).

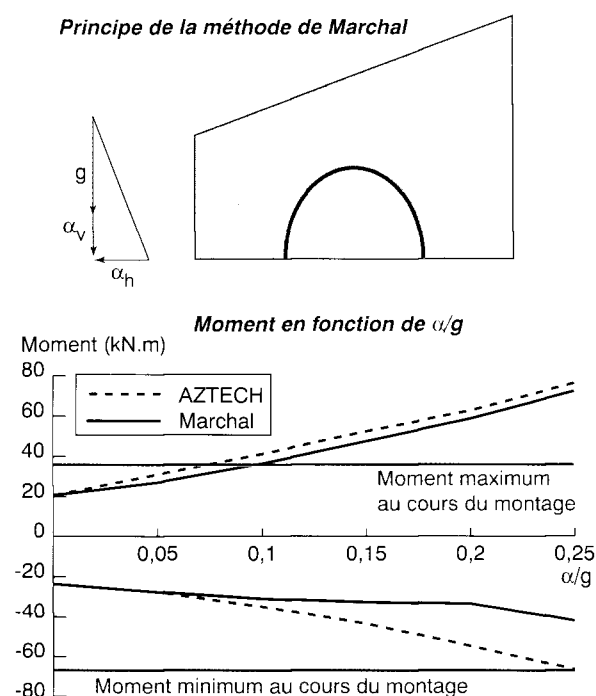


Fig. 16 - Calculs dynamiques simplifiés.

Analyse dynamique par éléments finis

L'analyse dynamique complète conduit à des calculs plus longs et ne se justifie que dans le cadre d'études particulières ou de recherche. En plus de la géométrie de l'ouvrage et des conditions de charges statiques, la mise en œuvre d'un modèle complet nécessite la définition d'accélérogrammes de calcul représentatifs de ce que l'on peut attendre sur le site. Il s'agit, en général, d'accélérogrammes enregistrés lors d'un tremblement de terre, modifiés pour tenir compte de l'accélération maximale et d'éventuelles fréquences filtrées ou amplifiées relatives au site.

De nos jours, l'approche se fait en utilisant une transformation en série de Fourier pour calculer la réponse du modèle d'éléments finis dans le domaine fréquentiel. Les réponses sont ensuite recomposées et des itérations permettent de prendre en compte les non-linéarités. Les codes de calcul les plus connus sont FLUSH (Lysmer et al., 1975) et son descendant SUPERFLUSH (Moriwaki et al., 1981). Anderson et al. (1990) ont étudié un ouvrage TechSpan de 16 m de portée et 15 m de couverture (Chase River Culvert, Canada) suivant cette technique et ont comparé les résultats avec la méthode pseudo-statique. Pour les accélérations étudiées (jusqu'à 0,2 g), les résultats du calcul complet sont légèrement inférieurs, en ce qui concerne les moments, à ceux du calcul pseudo-statique. Ceci confirme que ce dernier reste suffisant et plutôt conservatif.

Conclusion

Nous avons montré dans cet article combien, s'agissant d'ouvrages semi-rigides en contact avec le sol, la prise en compte correcte de l'interaction sol-structure dans la conception et le dimensionnement des voûtes enterrées préfabriquées était essentielle pour un calcul correct des efforts et donc pour la sécurité.

L'apport de la méthode des éléments finis dans ce domaine est très important, sous réserve que le modèle soit adapté au problème, tant dans la définition du maillage et des éléments de voûte et de contact que dans le choix des éléments de sol et de leurs paramètres. Dans ce cadre, l'utilisation de codes de calcul dédiés met à la portée d'ouvrages modestes toute la puissance de cette méthode qui, sans cela, pour des raisons de coûts évidentes, devrait être réservée à des ouvrages exceptionnels.

Les progrès qui pourront être faits dans le futur sur ce sujet passent par la connaissance documentée d'un plus grand nombre d'ouvrages pour ce qui concerne leur comportement. On ne peut donc qu'encourager dans l'avenir les mesures sur ouvrages réels ou les expérimentations en vraie grandeur.

Enfin, la presque totalité des discussions présentées porte sur des coupes transversales de l'ouvrage, faisant implicitement abstraction de la troisième dimension. Certes, il n'est pas question de réaliser des calculs tridimensionnels de façon routinière, mais les calculs tridimensionnels que nous avons effectués à des fins de recherche montrent que ce champ d'investigations encore peu exploré peut amener des résultats utiles dans la pratique.

- AFNOR (1995), *Règles de construction parasismique*, Norme française **NF P 06-014**, AFNOR, Paris.
- AFPS (1990), *Recommandations pour la rédaction de règles relatives aux ouvrages et installations à réaliser dans les régions sujettes aux séismes*, Presses ENPC, Paris.
- AFTES (Association française des travaux en souterrains) (1982), Textes des réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains, *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, n° spécial, juillet.
- ANDERSON D.L., BYRNE P.M., SRITHAR T. (1990), *Seismic analysis of TechSpan soil-arch structure*, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- BASTICK M., GUILLOUX A., LONGUET C. (1998), *Numerical modeling of prefabricated segmental tunnels under embankments*, Proceedings, IABSE Tunnel Structures Colloquium de l'IABSE (Int. Assoc. for Bridge and Struct. Eng.), Stockholm, Suède, juin 1998.
- BYRNE P.M., JITNO H., ANDERSON D.L. (1994), *Dynamic analysis of a 3-hinged concrete culvert structure*, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- CLÉMENT M., JEAN P. (1995), Ouvrages voûtés sous remblai - Pose en dépression, *Revue Ouvrages d'art*, **21**, SETRA-CTOA, France.
- DUNCAN J.M., BRYNE P., WONG K., MARBY P. (1980), *Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for FEM*, Report **UCB/GT/80-01**, University of California, Berkeley, 1980.
- JENKINS D.A. (1997), *Analysis of buried arch structures. Performance versus prediction*, CIA Conference, Adlaide, Australie.
- LONG Ngyuyen Thanh, VEZOLE P. (1993), Ouvrages sous remblai - Pneusol et maîtrise des charges verticales, *Annales ITBTP*, **515**.
- LYSMER J., UDAKA T., TSAI C., SEED H.B. (1975), *FLUSH : a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problem*, Earthquake Engineering Research Center report **75-30**, University of California, Berkeley.
- MARCHAL J.-R. (1996), *Effet des séismes sur les voûtes enterrées*, Communication personnelle.
- MARSTON A., ANDERSON A.O. (1913), The theory of loads on pipes in ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipes, *Iowa Engineering Experiment Station Bulletin*, Iowa State College, Ames Iowa, **31**.
- MONONOBE N., MATSUO H. (1929), *On determination of earth pressure during earthquakes*, Proceedings, World Engineering Congress, Tokyo.
- MORIWAKI Y., PYKE R., BASTICK M., UDAKA T. (1981), *Specification of input motions for seismic analyses of soil-structure systems within a nonlinear framework*, EPRI (Electric Power Research Institute), San Leandro, California, USA.
- SETRA (1978), *Passages inférieurs voûtés*, Ministère des Transports, SETRA, Paris, 1978.
- SMITH R.J.H. (1995), *Development of a precast arch system*, International Conference on Arch bridges, Bolton, UK.
- ZIENKIEWICZ O.C., TAYLOR R.L. (1980), *La méthode des éléments finis*, AFNOR Technique, Paris.

ABSTRACT

The performance and design of underground arches

M.J. BASTICK - A. GUILLOUX - D. JENKINS

This paper presents the results of experimental and theoretical research into the performance of prefabricated reinforced concrete arches located in backfills, and describes how this performance should be taken into account when designing such structures.

The authors begin by reporting the results from the inspection of a real structure and then review the different calculation methods which are available. They choose the finite element method which provides a means of modelling the successive stages of construction while taking into account the interactions between the soil and the structure. A calculation code (AZTECH) has been developed specifically for these structures. Parametric studies have confirmed the importance of factors such as the ratio K between horizontal and vertical load in the soil around the arch and the Marston effect which both depend on the relative stiffness of the soil and the structure.