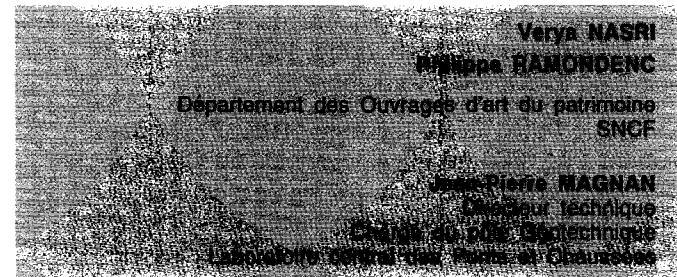


Conception d'un système de renforcement pour le tunnel ferroviaire de la Nerthe

RÉSUMÉ

Le tunnel ferroviaire de la Nerthe, situé au nord de Marseille sous la chaîne de l'Étoile, a subi dans sa partie nord des déformations d'ovalisation qui soumettent la clé de voûte à des efforts excessifs. L'article analyse par la méthode des éléments finis le comportement mécanique du tunnel, en tenant compte du contexte géologique complexe de la chaîne de l'Étoile. Il définit une solution de renforcement qui modifie la géométrie de la voûte en l'appuyant sur un massif de béton ancré dans le terrain par des profilés métalliques.

MOTS CLÉS : 54-61 - Tunnel - Éléments finis (méthode) - Voûte - France - Consolidation (sol) - Chemin de fer (voie) - Déformation - Comportement - Mécanique - Renforcement (gén.) - Réparation - Mécanique des sols.



Introduction

Le tunnel de la Nerthe, situé sur la ligne de chemin de fer de Paris à Marseille, sous la chaîne de l'Étoile, est à double voie électrifiée et entièrement en alignement. Construit au milieu du XIX^e siècle, il a subi des déformations et des désordres localisés, dont la SNCF étudie la réparation. Cet article rappelle les principales caractéristiques du tunnel, puis décrit le contexte géologique de l'ouvrage et présente les étapes de la conception d'un système de renforcement permettant de stabiliser les parties du tunnel ayant subi des désordres.

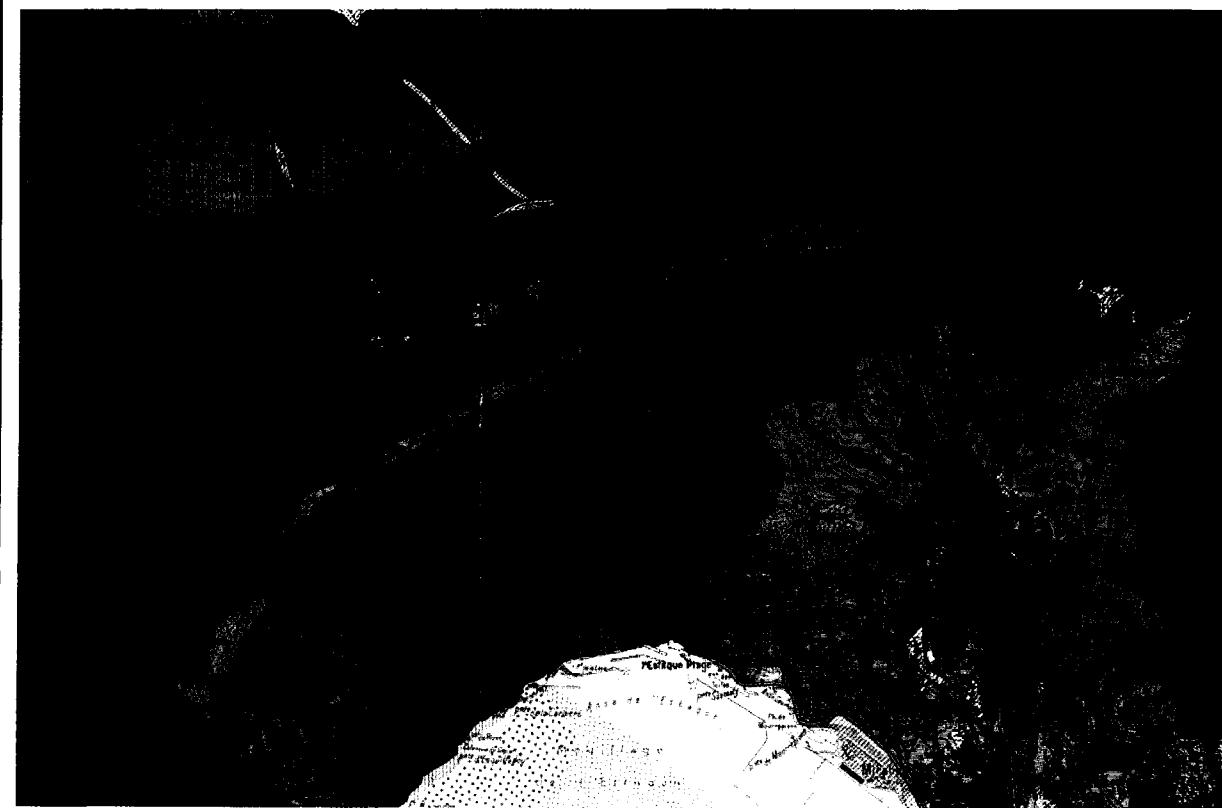


Fig. 1 - Situation du tunnel de la Nerthe. Extrait de la carte géologique au 1/50 000 du BRGM, n° 1020-1043 Martigues-Marseille.

Le tunnel de la Nerthe

Long de 4 638 m, le tunnel de la Nerthe coupe la chaîne de l'Étoile au nord de Marseille (fig. 1) avec une couverture maximale de 180 m et a été construit de 1843 à 1848 à partir des deux têtes et de vingt-quatre puits. Cet ouvrage traverse les marnes à niveaux gypseux du Jurassique et le marno-calcaire du Crétacé, du point métrique (PM) 0 (côté Paris) au point métrique 1930 (côté Marseille).

La coupe transversale théorique (fig. 2) est une section à rayons multiples dégageant une hauteur sous clé d'environ 7,50 m par rapport au plan de roulement et une ouverture aux naissances géométriques de la voûte d'environ 8 m. L'épaisseur moyenne des piédroits en moellons et de la voûte en briques est d'environ 0,70 m. Le radier en moellons a une épaisseur d'environ 0,35 mètres.

Ce tunnel a subi au fil des ans des désordres dont les plus caractéristiques sont regroupés sur les mille premiers mètres : des déformations prononcées en rein, avec pincement et éclatement des briques en clé de voûte, ont été constatées dans plusieurs zones, notamment celles des PM 740 à 765 et PM 835 à 845 (fig. 3).

Contexte géologique

Dans les deux zones analysées, les formations traversées appartiennent à l'étage Bégudien du Crétacé supérieur, faciès provençal.

Ces formations sont constituées d'alternances marno-calcaires avec intercalations de niveaux conglomeratiques et ligniteux.

À une distance d'environ 300 m de cette portion du tunnel, vers Marseille, un accident tectonique majeur chevauchant d'un pendage de 40° vers le sud et de direction NE-SO, recoupe l'axe de l'ouvrage. Le peu d'informations que nous avons sur cette partie de l'ouvrage montre une tectonisation importante, qui doit se traduire par l'existence de contraintes tectoniques résiduelles.

Les investigations réalisées sur le tracé de la ligne du TGV Méditerranée montrent qu'une tectonique intense affecte tous ces niveaux géologiques, avec des fractures, des plis serrés et déjetés, des écailles de chevauchement, des couches redressées à la verticale, des surfaces lustrées et des miroirs de glissement. Des essais de fracturation hydraulique ont été réalisés en 1994, dans la commune des Cadenaux, dans une zone d'intense fracturation tectonique avec apparition de Trias (cf. fig. 1). Ces essais ont mis en évidence des contraintes résiduelles d'origine tectonique, d'orientation vraisemblable nord-sud, avec un coefficient de pression des terres au repos K_0 dont certaines valeurs atteignaient 5.

Ces essais ont été effectués dans des formations du Jurassique à plus de 1 000 m du front nord chevauchant sur le Crétacé supérieur. Toutefois, le rapport final conclut d'étendre ces contraintes résiduelles à toutes les zones fortement tectoniées, dont celles comprenant la partie nord du tunnel de Marseille dans le Crétacé supérieur (cf. fig. 1), formations qui sont géotechniquement les mêmes que celles rencontrées dans les zones à traiter de la Nerthe.

Caractéristiques géotechniques des terrains

Le seul rapport disponible sur le tunnel de la Nerthe concerne les analyses en laboratoire d'échantillons de sols prélevés dans trois sondages carottés réalisés en 1978 au PM 780. Selon ce rapport, les sols du tunnel de la Nerthe sont constitués en majeure partie de marnes gréseuses très diaclasées.

Ces marnes sont légèrement gonflantes. La pression de gonflement vaut 20 kPa. La fraction gonflante (montmorillonite) est comprise entre 15 et 20 %. Il est évident que cette valeur de la pression de gonflement ne peut engendrer de déformations importantes. Du plus, au cours des dernières visites réalisées dans cet ouvrage, les deux zones précédemment décrites étaient pratiquement sèches.

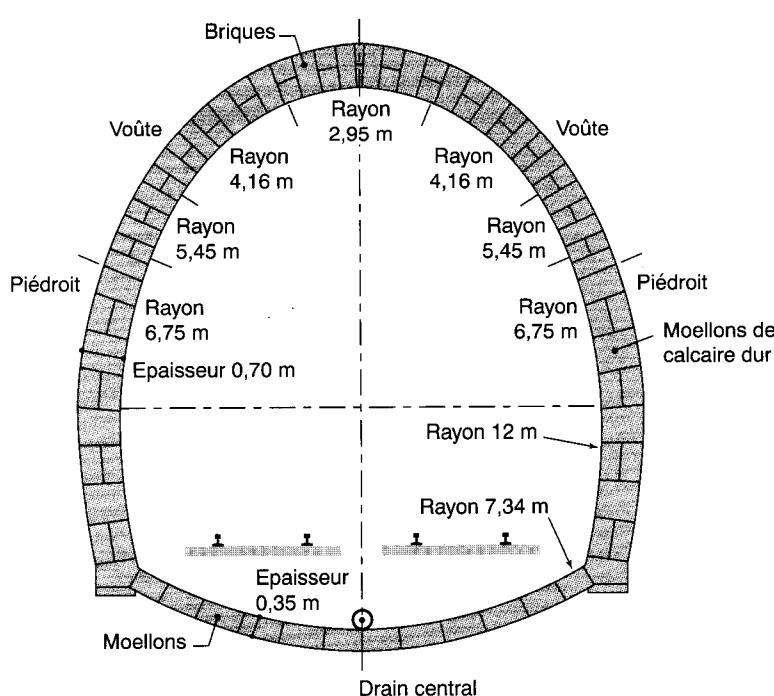


Fig. 2 - Section type du tunnel de la Nerthe.

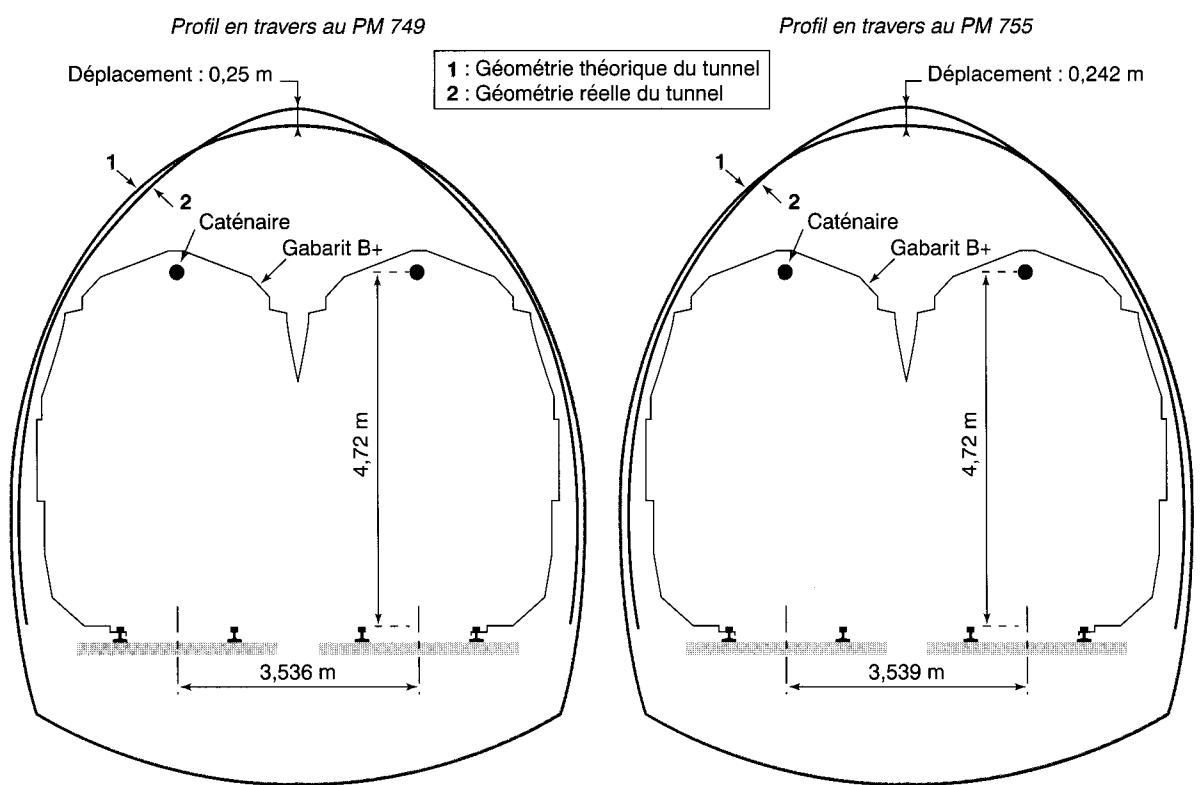


Fig. 3 - Coupes transversales du tunnel.

On peut rappeler que, dans tous les cas réels de gonflement dans un tunnel, on observe un soulèvement au niveau de la plate-forme et non pas de grandes déformations dans la voûte. Cela peut s'expliquer par l'écoulement de l'eau vers la plate-forme par gravité. Les propriétés mécaniques du sol issues de ce rapport sont présentées dans le tableau I. Elles correspondent à la zone traitée, où la couverture du tunnel est d'environ 32,5 mètres.

Pour les calculs présentés dans ce qui suit, le coefficient de Poisson du sol est pris égal à 0,3 et son module d'Young à $E_s = 31,75 \text{ MPa}$, valeur déduite de la relation entre l'indice des vides et la pression normale dans le rapport mentionné ci-dessus, $E_s = (1 + e_0) \frac{\Delta p}{\Delta e}$. Le coefficient de pression des terres au repos K_0 en section transversale a été fixé à 2, d'après les résultats des essais de fracturation hydraulique en forage, pour tenir compte des contraintes tectoniques.

Faute de mesures directes dans le tunnel, les propriétés mécaniques des maçonneries en briques et en moellons (poids volumique, module d'Young, coefficient de Poisson, résistance à la compression et à la traction simple) ont été prises dans la littérature et sont données dans le tableau II.

TABLEAU I
Propriétés du sol autour du tunnel de la Nerthe

| Paramètre | Valeur |
|--|--------|
| Poids volumique γ (kN/m^3) | 23 |
| Indice de compression C_c | 0,057 |
| Angle de frottement interne ϕ (degrés) | 30 |
| Cohésion c (kPa) | 250 |

TABLEAU II
Propriétés mécaniques du revêtement

| Paramètre | Briques | Moellons |
|--|---------|----------|
| Module d'Young E (MPa) | 6 200 | 25 000 |
| Coefficient de Poisson ν | 0,2 | 0,2 |
| Résistance à la compression R_c (MPa) | 10 | 20 |
| Résistance à la traction R_t (MPa) | 1 | 2 |
| Poids volumique γ (kN/m^3) | 22 | 25 |

Méthode d'excavation du tunnel

D'après le document de construction en notre possession, intitulé « Instructions générales sur la conduite des travaux et sur le revêtement de la galerie », la méthode de creusement utilisée était la méthode anglaise. La section complète a été excavée en trois étages densément boisés (fig. 4a, 4b et 4c). Le revêtement a été mis en place par la suite, en exécutant d'abord le radier, puis les piédroits et enfin la voûte.

Calcul en éléments finis

Le problème a été traité par la méthode convergence-confinement en utilisant la technique des éléments finis. Le logiciel utilisé est le code de calcul CÉSAR-LCPC développé par le Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC). Il permet de prendre en compte les phases de construction et des lois de comportement élastiques et élastoplastiques. Le calcul comprend trois phases correspondant :

- à l'excavation,
- à la pose du revêtement,
- aux effets différés.

Phases de l'analyse

■ Dans la première phase, on simule **l'excavation du tunnel**. Vu la densité du boisage et la distance du soutènement au front de taille (environ 5 m), le coefficient de déconfinement est pris égal à 0,4. On considère que les marnes ont un comportement élastoplastique parfait, avec un critère de Mohr-Coulomb.

■ La deuxième phase concerne la modélisation de **l'exécution du revêtement**. Le restant de la force de déconfinement est appliqué sur l'extrados du revêtement. On utilise le critère parabolique pour représenter le comportement élastoplastique des maçonneries en briques et en moellons.

■ **Le comportement à long terme des matériaux** est pris en compte dans la troisième phase. La méthode employée est une approche simplifiée, rigoureuse uniquement dans le cas de matériaux visco-élastiques linéaires. Elle consiste à simuler le changement de caractéristiques mécaniques des matériaux à long terme.

La figure 5 montre le maillage utilisé pour le calcul. Du fait de la symétrie de la géométrie, du chargement et des conditions aux limites, seule la moitié du système a été modélisée. Toujours en raison de la symétrie, les degrés de liberté des déplacements horizontaux le long de l'axe de symétrie sont bloqués. Afin d'éliminer l'effet de bord, le massif de sol est modélisé sur une distance égale à quatre fois la largeur du tunnel dans

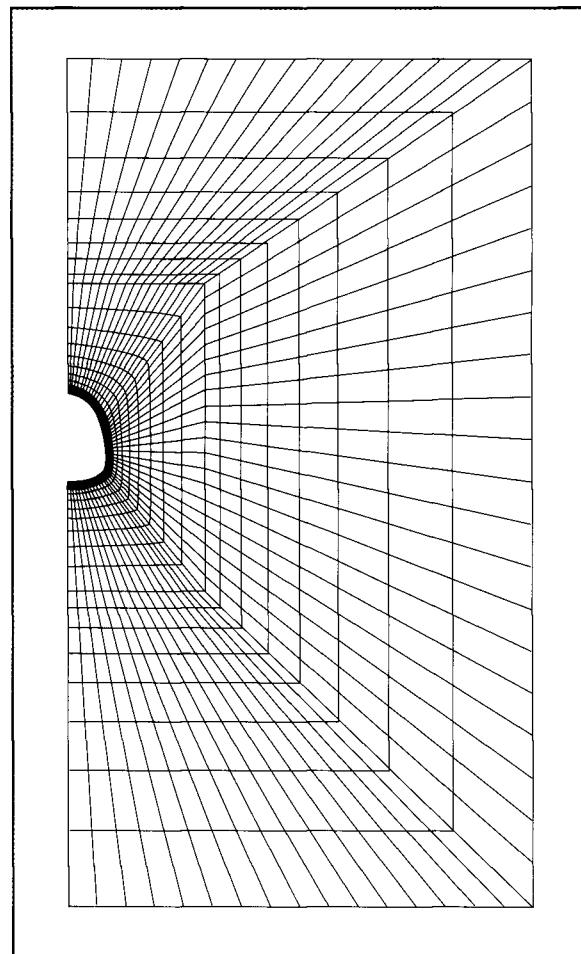


Fig. 5 - Maillage d'éléments finis utilisé pour l'analyse.

la direction horizontale et quatre fois sa hauteur sous le radier. Pour assurer la précision des résultats, un nombre suffisant de couches d'éléments finis a été utilisé dans les deux directions.

Analyse des résultats et interprétation

La figure 6 présente la déformée du revêtement issue de la troisième phase du calcul. Comme on peut le constater, l'allure du profil déformé et l'ordre de grandeur des déplacements correspondent à la réalité (cf. fig. 3). Les contraintes principales aux nœuds sommets des éléments du revêtement sont présentées sur la figure 7. On observe la valeur élevée des contraintes entre la clé et le rein et une zone moins comprimée entre le rein et la naissance de la voûte vers l'intrados du revêtement, ce qui laisse une certaine marge de manœuvre pour le renforcement dans cette zone. Les isovaleurs des déformations plastiques sont montrées sur la figure 8. Une plastification importante se produit au niveau de l'intrados de la clé (à cause de la compression) et de son extrados (en raison de la tension). Cela est en accord avec les observations sur le terrain.

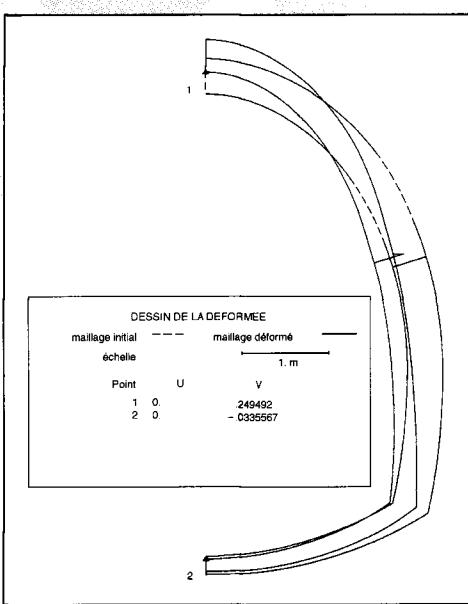


Fig. 6 - Déformée du revêtement à long terme.

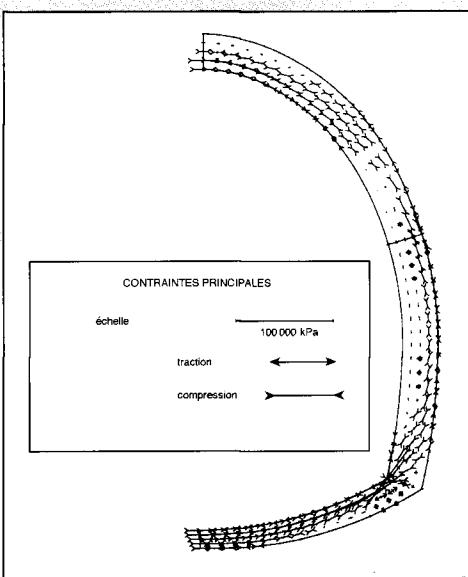


Fig. 7 - Contraintes principales dans le revêtement.

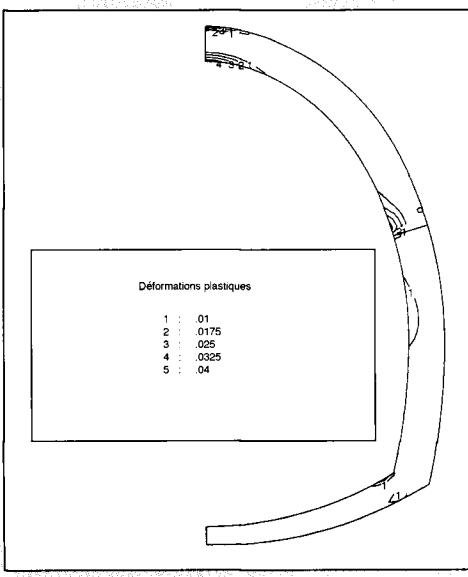


Fig. 8 - Isovaleurs des déformations plastiques totales.

Conception d'un système de renforcement

La figure 7 montre que la zone située entre la clé et le rein est soumise à des forces à dominante horizontale. Pour la renforcer, nous allons lui adjoindre un massif de béton armé appuyé sur les reins de la voûte (fig. 9). Puisque la résistance à la compression simple du béton est au moins deux fois celle de la maçonnerie, dans la conception la plus conservatrice (la totalité des efforts du revêtement est transmise à la couche de renforcement), l'épaisseur du renforcement nécessaire est 0,35 m.

La figure 9 représente le schéma du système choisi.

Le principe de ce renforcement consiste à incorporer à la base du rein (dans la partie moins compressée) un profilé métallique tous les mètres de chaque côté de la voûte. La position exacte et l'angle d'inclinaison de ces profilés sont conditionnés par les possibilités du matériel de forage.

Ces profilés métalliques doivent pénétrer d'au moins 2 m dans l'encaissant et être noyés dans du mortier de manière à constituer une sorte de pieu composite (forage de 0,2 m diamètre).

Après l'installation des appuis latéraux, on vient monter un portique trapézoïdal sur ces pieux (le détail et la position exacte de la jonction seront déterminés au cours de l'étude d'exécution).

Par ailleurs, ce portique est renforcé de façon provisoire par deux ancrages pénétrant d'au moins 3 m dans le terrain. Ces ancrages sont dimensionnés pour la phase du remplissage et avant le durcissement du béton. De plus, ils limitent les efforts tranchants et les moments fléchissants au niveau de l'encastrement du portique dans la maçonnerie.

Dans le sens longitudinal, le système est complété par des entretoises et plaques préfabriquées en béton armé qui serviront de coffrage pour le béton de remplissage. Un maillage d'armatures est prévu pour contenir le retrait du béton.

Comme on peut le constater, en raison des contraintes de réalisation, l'épaisseur du béton est largement supérieure à 0,35 m, c'est-à-dire à l'épaisseur du béton équivalente à la maçonnerie existante.

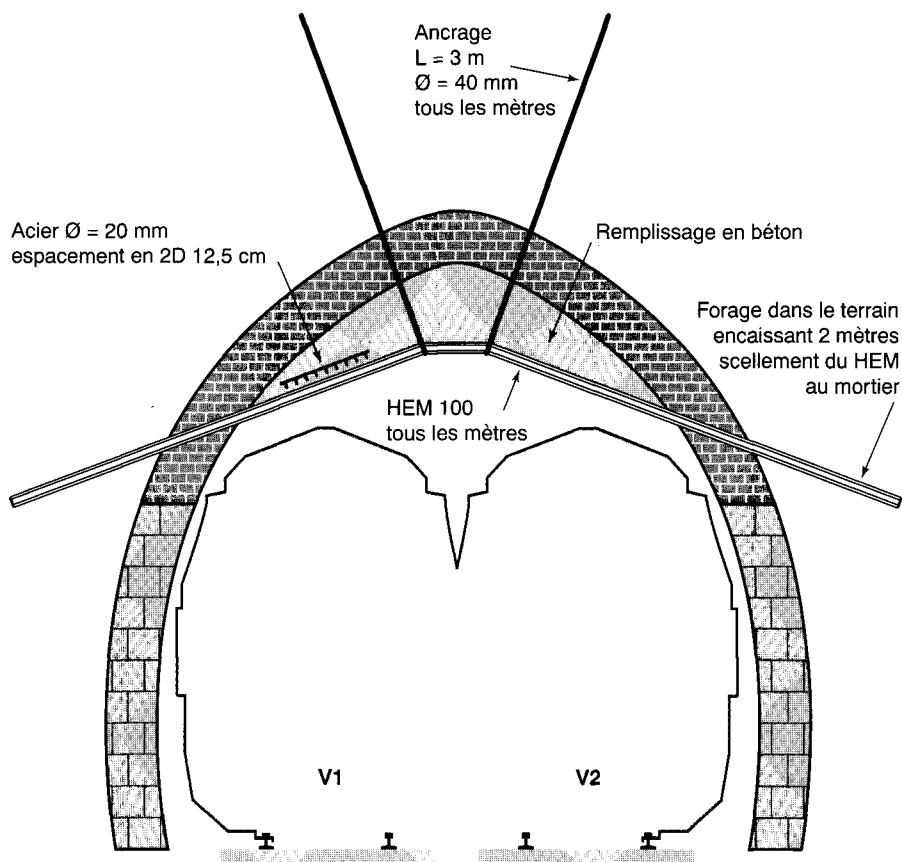


Fig. 9 - Système de renforcement proposé.

Conclusion

Cet article présente un exemple de dimensionnement de renforcement pour un tunnel ancien (tunnel de la Nerthe). La section théorique a été comparée avec le relevé de la section réelle actuelle du tunnel, afin de déterminer l'ordre de grandeur et l'allure de la déformation du revêtement. Les résultats d'essais de fracturation hydraulique ont été utilisés pour évaluer les effets

des contraintes résiduelles tectoniques dans la zone des désordres. La modélisation des phases de construction et des effets différés à l'aide de la méthode des éléments finis a permis d'analyser les causes possibles des avaries observées et de proposer une méthode de renforcement adaptée. Les détails du renforcement doivent être précisés lors de l'étude d'exécution, en tenant compte des contraintes de réalisation des travaux en tunnel ferroviaire.

ABSTRACT

Design of a strengthening system for the Nerthe railway tunnel

V. NASRI, Ph. RAMONDENC, J.-P. MAGNAN

The Nerthe railway tunnel which passes under the Étoile hills to the north of Marseille has been subjected to ovalization which is placing excessive stresses on the keystone. This paper applies the finite element method to analyze the mechanical behaviour of the bridge and takes account of the complex geology of the Étoile hills. It outlines a strengthening solution which modifies the shape of the arch by supporting it on a concrete block which is anchored in the ground by metal beams.