

# LA STABILITÉ DU FRONT DE TAILLE DANS LES OUVRAGES SOUTERRAINS EN TERRAIN MEUBLE : ÉTUDES ET EXPÉRIENCES SUR LE RENFORCEMENT DU NOYAU D'AVANCEMENT

## *THE STABILITY OF THE EXCAVATION FACE OF UNDERGROUND WORKS IN SOFT SOIL : STUDIES AND EXPERIENCES ON THE REINFORCEMENT OF THE CORE AHEAD OF THE FACE USING GLASS RESIN TUBES*

P. LUNARDI

Université de Parme, Italie

### RESUME

Lorsque l'ingénieur spécialiste des ouvrages en souterrain affronte un tunnel dans des situations géotechniques difficiles, son attention devra se concentrer tout particulièrement sur le problème de la stabilité du front de taille, car c'est de la tenue du noyau d'avancement que dépend la réponse en déformation du terrain au contour de la cavité et donc la stabilité à court terme et à long terme du tunnel.

Les systèmes de conservation que nous avons mis au point ces dernières années apportent pour la toute première fois une solution aux problèmes liés à la stabilité du front. Ils agissent sur le terrain en amont du front de taille et évitent sa décompression.

Parmi les systèmes de conservation, nous comptons le pré-renforcement du noyau d'avancement par des tubes en résine renforcée par fibre de verre. Cet exposé décrit les aspects statiques et opérationnels de cette nouvelle technologie ainsi que les résultats obtenus à travers son application.

### ABSTRACT

When engineers and workers have to solve the problems of tunnelling in geotechnical difficult situations they must concentrate on the stability of the excavation face: the stress-strain response of the ground around the profile depends on the stability of the advancing core.

The preservative systems, which were set up by the Author during the past years, solve for the first time the problems connected with the stability of the face. They act on the soil ahead the tunnel face, avoiding its decompression.

Among the preservation actions is to be listed the core reinforcement by means of fiberglass tubes. The technological and static aspects related to the effectiveness of this method and the results obtained by its application are carefully analysed in the paper.

## 1. Avant-propos

Lorsque nous parlons d'un ouvrage, l'image la plus immédiate qui se présente à notre esprit est une construction en surface. Du point de vue de l'ingénierie, c'est un ouvrage réalisé en assemblant des matériaux choisis par le projecteur (acier, béton armé, etc...). Il est soumis à des actions pré-déterminées à la suite desquelles il se produit à l'intérieur des états de contrainte et de déformation pour lesquels il est dimensionné et vérifié.

L'ouvrage en souterrain n'est pas aussi déterminé. Sa construction se fait par élimination de matériel d'un milieu dont les caractéristiques ne sont pas faciles à évaluer, déjà soumis dans la nature à des états de contrainte. Les actions d'excavation et de construction modifient d'une manière irréversible ce milieu et amorcent des réactions.

La réussite de l'ouvrage dépend du contrôle de ces réactions de la part de projecteur.

Dès lors, le projet et la réalisation d'un ouvrage en souterrain ne peuvent pas se passer de la connaissance:

- du milieu à l'intérieur duquel nous opérons
- de l'action que nous accomplissons pour pratiquer l'excavation;
- de la réaction attendue à la suite de l'excavation.

Le milieu ou le terrain - qui est dans la pratique, le matériau de construction du projecteur des tunnels - est un matériau assez inhabituel si nous le comparons aux milieux traditionnels du génie civil. Il est discontinu, non homogène, anisotrope. En surface, il présente des caractéristiques assez variées, mais qui dépendent exclusivement de sa nature intrinsèque (consistance naturelle). En profondeur, ces caractéristiques se modifient également en fonction de l'importance des tensions qui s'exercent sur lui (consistance acquise) (fig. 2).

	OUVRAGES EN SURFACE	OUVRAGES EN SOUTERRAIN
MILIEU (matériaux de construction)	●	○
ACTION (charges)	●	○
REACTION (contraintes et déformations)	●	○

● Déterminable a priori  
○ Pas prédéterminées

Fig. 1












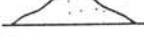
CONSISTANCE NATURELLE					
		SABLE	ARGILLE	ROCHE	
CONSISTANCE ACQUISE PAR L'EFFET DES CHAMPS DE TENSION CROISSANTS		CONTRAINTES			
		EN CHAMP ELASTIQUE			
		EN CHAMP ELASTOPLASTIQUE			
		EN CHAMP DE RUPTURE			
* Le sable, l'argille et les roches ne constituent que des références pour simplifier et mieux définir les types possibles de comportement d'un terrain					

Fig. 2

L'action s'exprime par l'avancement du front à l'intérieur du milieu. Il s'agit donc d'un phénomène strictement dynamique. Nous pouvons imaginer l'avancement d'un tunnel comme un disque (le front) qui procède à une certaine vitesse (V) à l'intérieur du massif, laissant derrière lui le vide. Il produit une perturbation dans le milieu - dans le sens longitudinal aussi bien que dans le sens transversal - qui modifie l'état de contrainte s'exerçant sur lui (fig. 3).

A l'intérieur de la zone perturbée, le champ de tensions préexistant - que nous pouvons représenter comme un réticule de lignes de flux - est dévié par la présence de l'excavation (fig. 4) et se concentre à proximité, produisant des surtensions. L'importance de ces surcharges détermine, dans chaque milieu, l'ampleur de la zone perturbée (à l'intérieur de laquelle le terrain subit une chute des caractéristiques géomécaniques et par voie de conséquence une augmentation du volume) et donc, en fonction de la résistance de massif  $\sigma_{gd}$ , le comportement de la cavité.

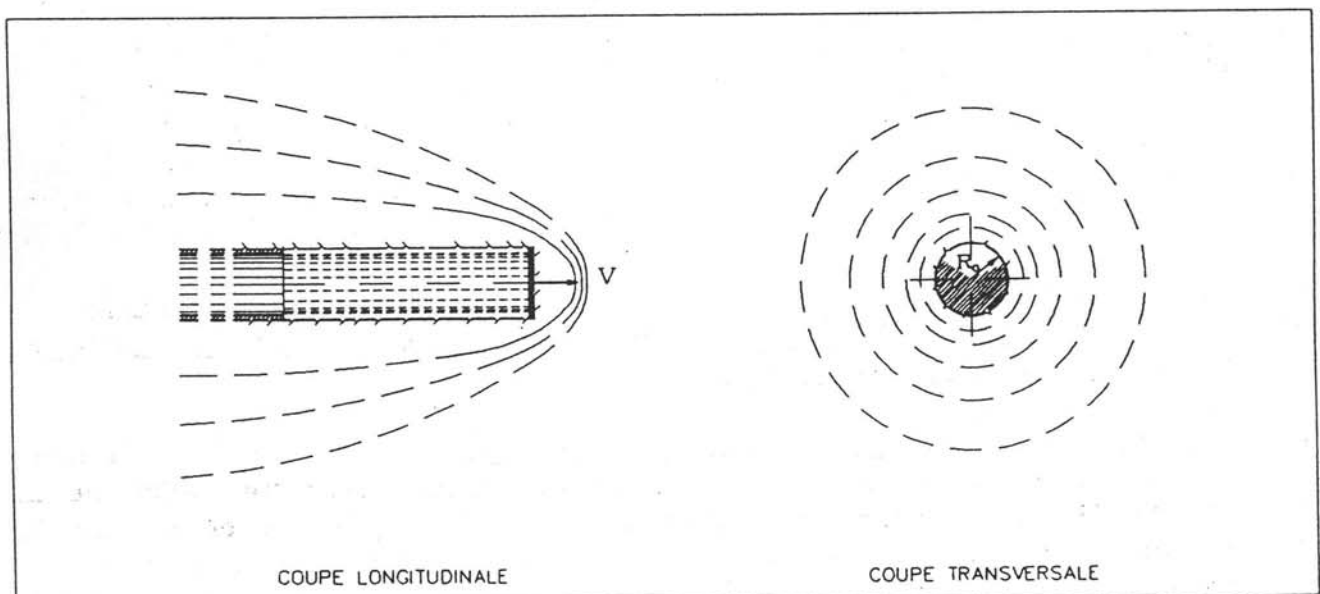


Fig. 3: action d'avancement du front de taille sur le milieu.

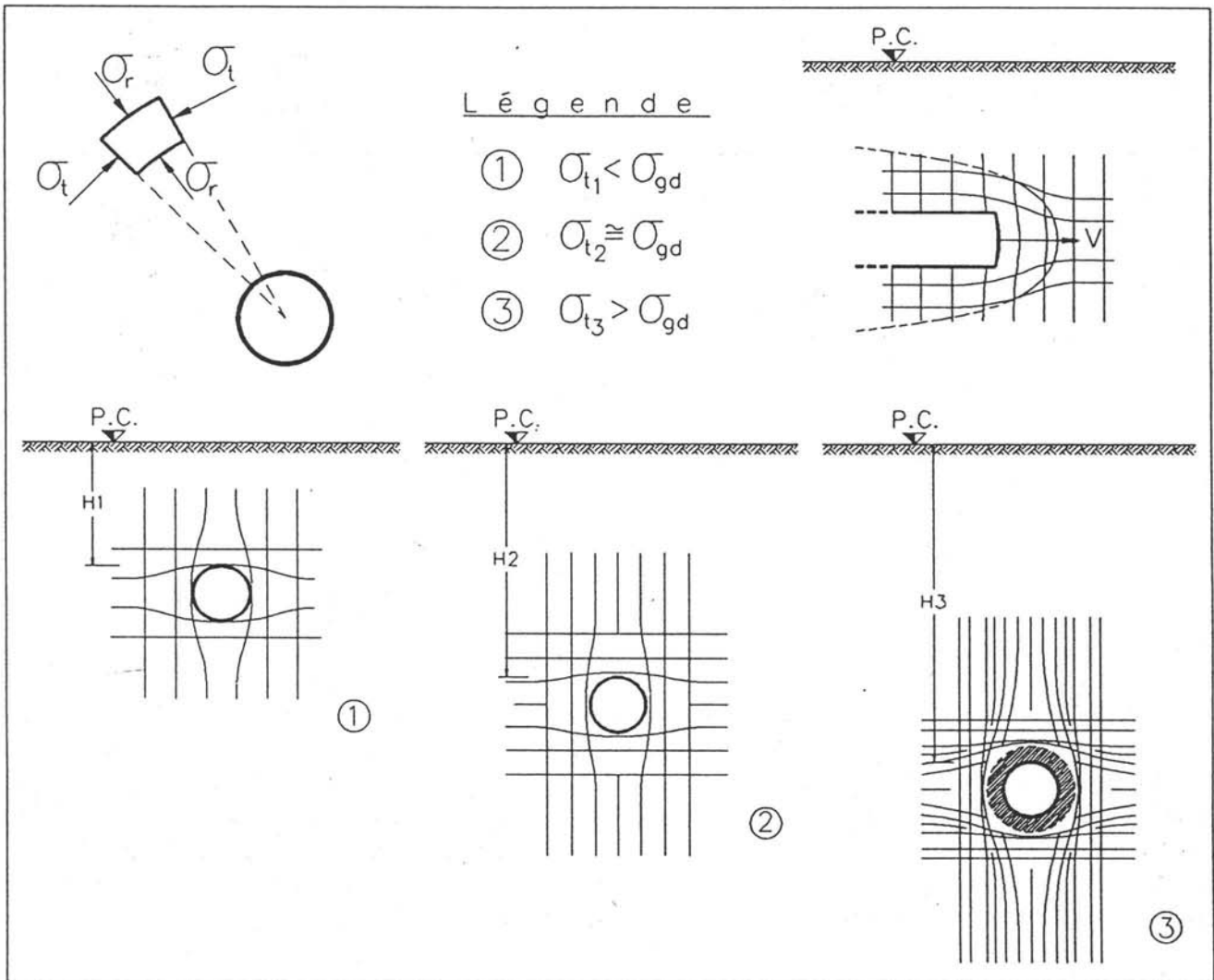


Fig. 4: déviation du flux de contraintes par l'effet de l'excavation.

L'ampleur de la zone perturbée à proximité du front de taille est définie par le rayon d'influence du front  $R_f$ .

Nous pouvons dès lors distinguer trois zones caractéristiques (fig. 4): une zone non perturbée où le massif rocheux ne se ressent pas encore de la présence du front, une zone - délimitée par le rayon d'influence du front - dans laquelle cette présence est particulièrement ressentie, enfin, une troisième zone où le front n'exerce plus aucune influence et où la situation tend à se stabiliser. Il est important de noter que lorsque nous passons de la zone non perturbée à la zone de stabilisation, le milieu passe d'un état de contrainte de type triaxial à un état de contrainte de type plan et la zone du front de taille est celle où se produit cette transition.

Il découle de ces considérations qu'une étude sérieuse de stabilité d'un tunnel ne peut pas se limiter à une schématisation plane et qu'elle doit être tridimensionnelle.

La réaction est la réponse en déformation du milieu à l'action d'excavation. Elle se produit en amont du front, dans le cadre de la zone perturbée à la suite des surtensions qui se sont créées dans le milieu au contour de la cavité, et se manifeste avant par des phénomènes d'extrusion sur le front de taille et après, en aval du front-même, par des phénomènes de convergence au contour de la cavité.

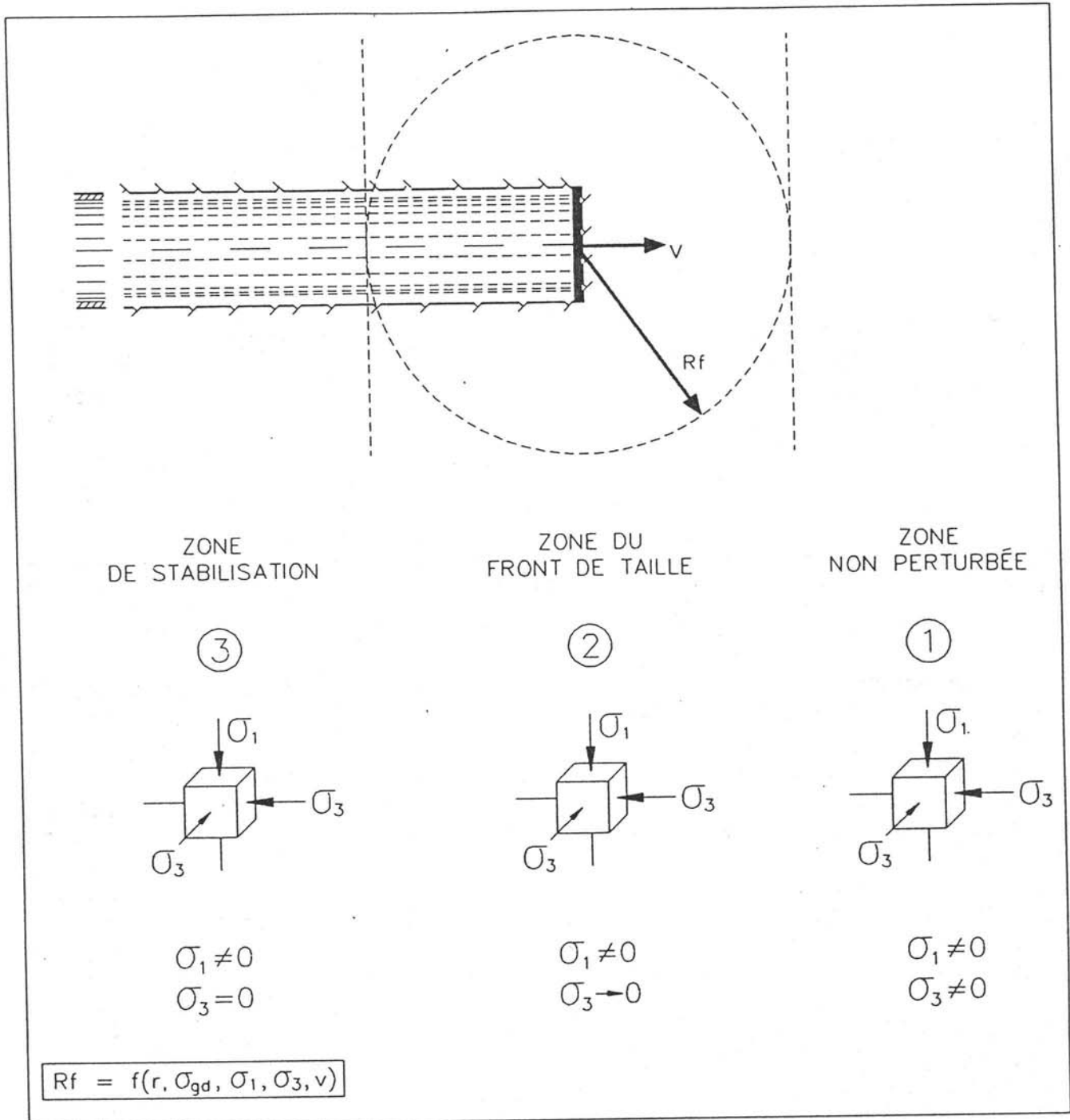


Fig. 5: avancement du front de taille et zones caractéristiques.

Nous appellerons noyau d'avancement le prisme de terrain du front dont les dimensions transversales et longitudinales sont du même ordre de grandeur que le diamètre du tunnel.

Naturellement, en passant d'un état de contrainte de type triaxial à un état de contrainte de type plan, le matériau que constitue le noyau d'avancement en déchargeant se comporte de manière différente selon l'importance de l'état de contrainte auquel il est assujéti et des ses caractéristiques de résistance et de déformabilité (fig. 6).

Si l'élimination de l'état de contrainte au front ( $\sigma_3=0$ ) se fait lorsque le noyau est sous contrainte en domaine élastique, la paroi libérée (front de taille) se maintiendra stable avec des déformations limitées et absolument négligeables.

Dans ce cas, la canalisation des tensions au contour de la cavité ("effet de voûte") se fait naturellement, près du profil de la cavité.

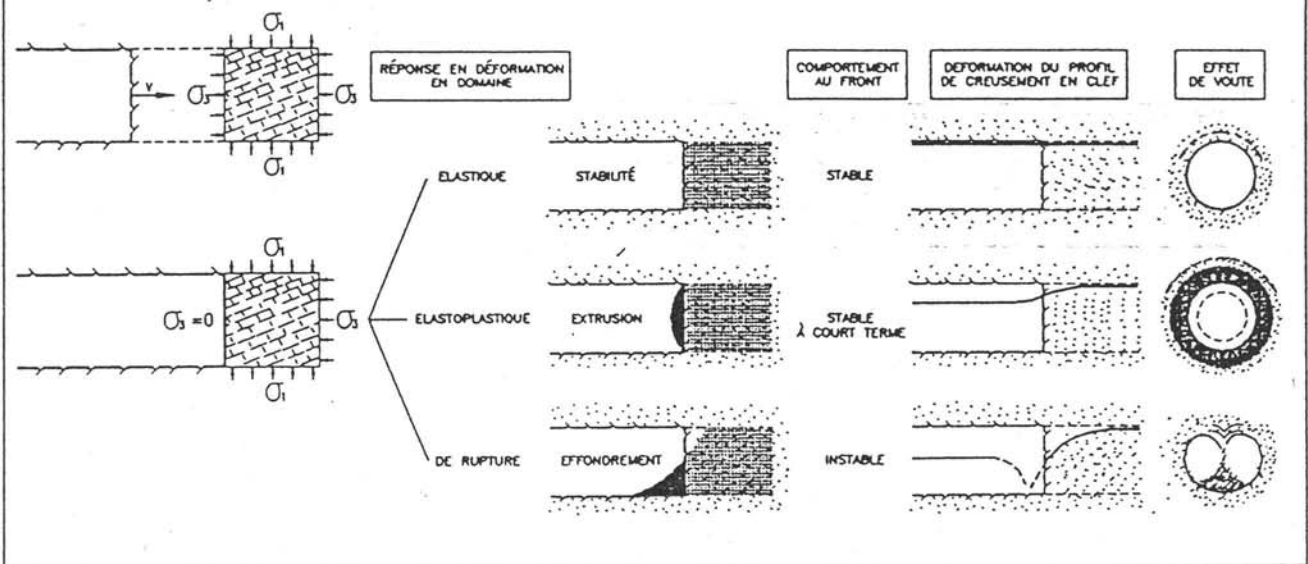


Fig. 6: comportement de l'excavation en fonction de l'état de contrainte.

Si en revanche, l'élimination de l'état de contrainte au front ( $\sigma_3=0$ ) se fait lorsque le noyau est sous contrainte en domaine élastoplastique, la réaction sera importante, la paroi libérée du noyau (front de taille) se déformera élastoplastiquement vers l'intérieur de la cavité (extrusion) et donnera lieu à une situation de stabilité à court terme. Cela signifie l'amorce d'un phénomène de plasticisation qui va se propager longitudinalement et radialement à partir du contour de l'excavation et qui produit le déplacement de l'"effet de voûte" plus à l'intérieur du massif. Ce processus ne peut être arrêté qu'à travers la réalisation d'interventions pertinentes de stabilisation de la masse de terrain plasticisé.

Si enfin, l'élimination de l'état de contrainte au front ( $\sigma_3=0$ ) se fait lorsque le noyau est sous contrainte en domaine de rupture, la réponse en déformation sera inacceptable et nous aurons une situation d'instabilité du noyau qui rend impossible la formation de l'"effet de voûte". C'est le cas des terrains incohérents ou meubles dans lesquels celui-ci, ne réussissant pas à se former par la voie naturelle, doit être obtenu par la voie artificielle.

Il s'ensuit que les caractéristiques de résistance et de déformabilité du noyau d'avancement jouent un rôle déterminant sur l'apparition et sur l'évolution des phénomènes de déformation.



Fig. 7

Régler la rigidité du noyau signifie notamment contrôler l'apparition de la réponse en déformation en amont du front d'avancement (extrusion) et par voie de conséquence également son évolution en aval du front d'avancement (convergence).

Des mesures expérimentales se rapportant à l'évolution des déformations dans le milieu, en fonction de la position du front de taille, confirment ce qui précède et mettent en évidence que le rayon d'influence du front  $R_f$  est d'autant plus réduit que le noyau se maintient plus rigide et en domaine élastique.

Les déformations radiales (convergences), qui se manifestent sur le contour de la cavité, sont la conséquence directe des phénomènes de déformation qui se sont déjà amorcés au-delà du front de taille et de

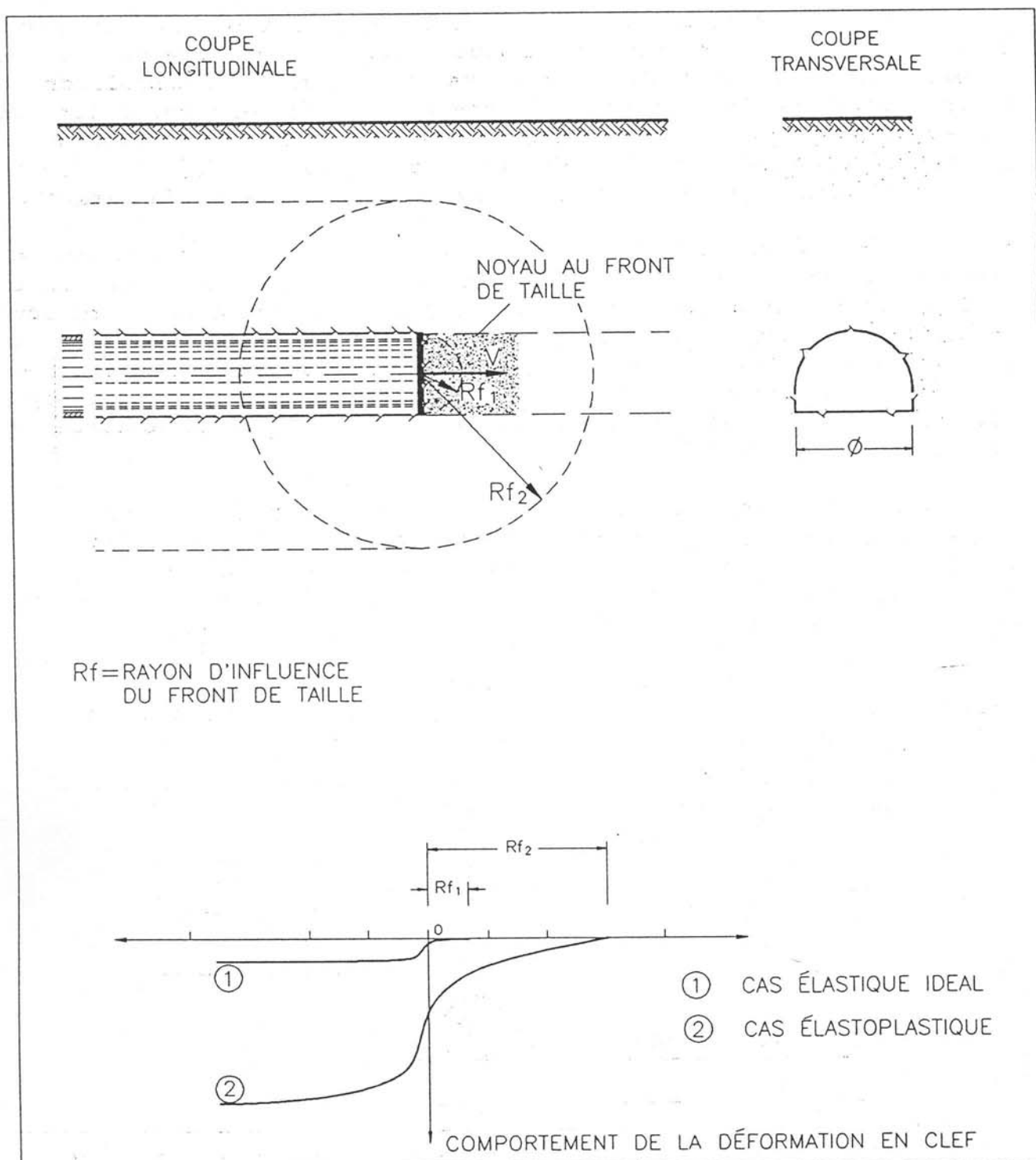


Fig. 8

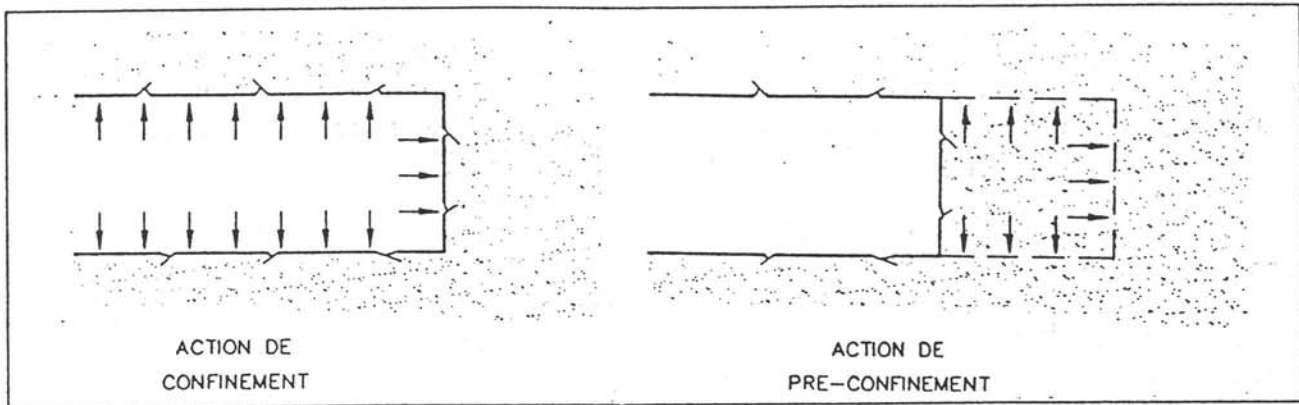


Fig. 9: action de confinement et de pré-confinement de la cavité.

tout ce qu'il est possible de faire sur le noyau d'avancement pour les maîtriser.

L'intérêt du projecteur doit, dès lors, se concentrer sur le noyau d'avancement et sur ses caractéristiques de résistance et de déformabilité. Il doit investir toute son énergie à consolider le noyau plutôt que le contour de la cavité. Il exercera une action de 'pré-confinement' de la cavité (fig. 9) qui - s'opposant à l'apparition de la réponse en déformation en amont du front - limite donc son évolution en aval et permet de le maîtriser plus facilement.

Le noyau d'avancement devient dès lors un instrument fondamental de contrôle et de maîtrise de la réponse en déformation en amont et en aval du front. Donnant au noyau la rigidité suffisante, il devient possible de maintenir le terrain à l'intérieur du rayon d'influence du front d'avancement en domaine élastique et d'obtenir ainsi des phénomènes de déformation réduits. Ceci résout le problème principal qui est la stabilité à court et à long terme d'un ouvrage en souterrain.

Nous avons, ces dernières années, étudié et mis au point - dans le but de faire du noyau d'avancement, quel que soit le type du terrain, un élément structural ayant des caractéristiques géomécaniques capables de résoudre tous les problèmes de stabilité - de nouveaux instruments de stabilisation destinés à conserver son intégrité.

Ces interventions agissent à l'intérieur du massif en amont du front lorsque celui-ci est encore impliqué par des contraintes de type triaxial et réalisent l'effet de pré-confinement (fig. 10):

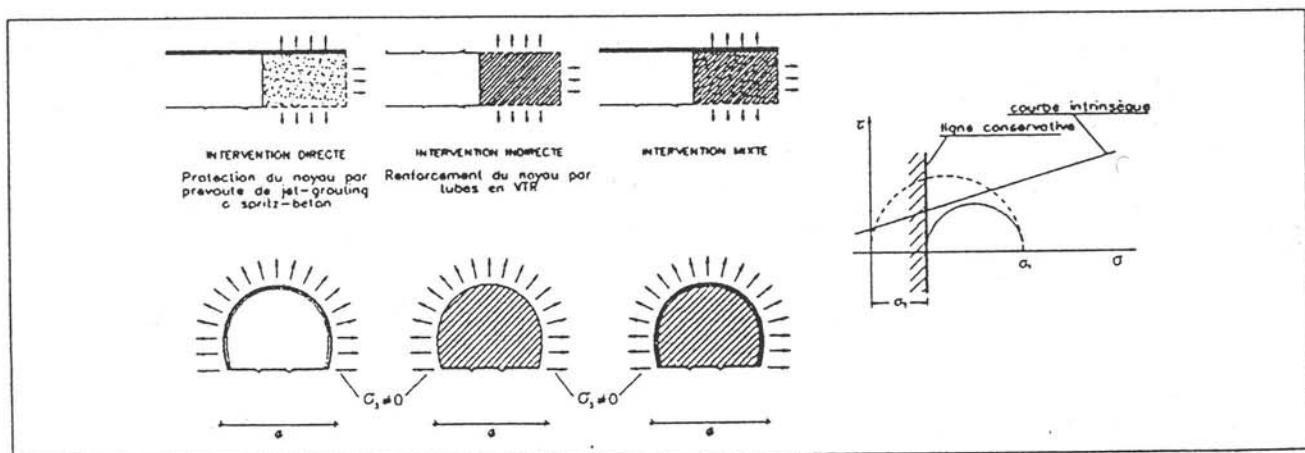


Fig. 10: action de pré-confinement directe, indirecte et mixte - représentation sur le plan de Mohr (ligne conservative).



- d'une manière directe (interventions de conservation directes) lorsqu'elles opèrent au contour du noyau et réalisent sur le front, en avancement, des pre-voûtes résistantes de terrain consolidé ou de spritz-béton renforcé de fibres, capables de produire des effets de voûte artificiels qui allègent les surcharges du noyau;
- d'une manière indirecte (interventions de conservation indirectes) lorsqu'elles agissent directement sur le noyau qu'elles préconsolident;
- d'une manière mixte (interventions de conservation mixtes) lorsqu'elles opèrent sur le contour aussi bien que directement sur le noyau (fig. 10)

L'action de pré-confinement, que ces interventions fournissent directement or indirectement peut être représentée sur le plan de Mohr par une "ligne de conservation" qui indique la limite au-dessous de laquelle la pression de confinement  $\sigma_3$  ne devra jamais tomber si nous voulons maîtriser d'une manière acceptable les phénomènes de déformation.

La disponibilité des technologies d'excavation en conservation a abouti à une véritable révolution dans la manière d'affronter les excavations en souterrain en terrain meuble et, par voie de conséquence, à la mise au point d'une méthode innovante de conception et de construction. Il s'agit de l'ADECO-RS (Analyse des DEformations COntrollées dans les Roches et dans les Sols) [1], dont l'application en Italie ces dernières années a donné lieu à des résultats exceptionnels voire impensables jusqu'à il n'y a pas longtemps, dans le domaine justement des terrains les plus difficiles, là où les autres théories et méthodes avaient généralement révélé des limites importantes.

La figure 11 montre tous les instruments de stabilisation prévus par la méthode, divisés selon qu'ils fournissent une action de pré-confinement ou de simple confinement.

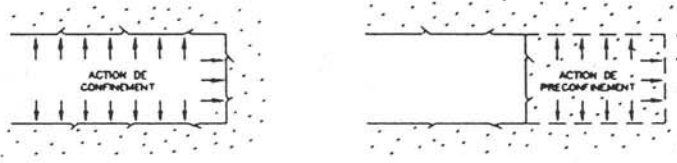
Parmi les pré-reinforcements, en plus des injections traditionnelles et des drainages en avancement (technologies désormais largement connues, nous introduisons:

- le système du jet-grouting horizontal pour l'excavation de tunnels en terrain incohérent ou peu cohérent (première réalisation dans le monde en 1983, en Italie, pour le tunnel "Campiole" de la ligne de chemin de fer Pontebba-Tarvisio - project Rocksoil S.p.A. de Milano [2] [3] [4]);
- le système de prédécoupage mécanique, tiré d'une technologie française et mis au point par l'auteur pour la pleine section, pour l'attaque programmée de terrains cohérents ou semi-cohérents même au-dessous de la nappe (première réalisation en 1985, en Italie, sur des tunnels de la ligne de chemin de fer Sibari-Cosenza - project Rocksoil S.p.A. de Milano [5] [6] [7]);
- le système de pré-renforcement du noyau au front de taille par des tubes en résine renforcée par des fibres de verre pour l'excavation dans des terrains susceptibles d'extrusion (première réalisation dans le monde en 1988 pour les tunnels "Talleto" et "Caprenne"

# CONCEPTION ET EXECUTION DES TUNNELS SYSTEME ADECO-RS

PHASE DE THERAPIE

## EFFECTS DES INSTRUMENTS DE STABILISATION



ACTION SUR L'EXCAVATION	INSTRUMENTS DE STABILISATION		INTERVENTIONS AGISSANT SUR		H <sub>2</sub> O SOUS PRESS		
			c, f	$\bar{\sigma}_3$			
PRECONFINEMENT	PRECONSOLIDATIONS	INJECTIONS (•) TRADITIONNELLES			*	*	*
		JET-GROUTING (•) SOUS-HORIZONTAL				*	
		PREDECOUPAGE (•)				*	
		DRAINAGES (•)			*		*
		TUBES VTR (•) AU FRONT				*	
CONFINEMENT	CONS. RADIALE	SPRITZ-BETON (•)				*	
		BOUCLIER SOUS PRESS. MECANIQUE				*	
		BOUCLIER SOUS PRESS. DE FLUIDE				*	*
	CONS. RADIALE	BOULLONNAGE ADHERENCE CONTINUE			*		
		BOULLONNAGE ANCR. PONCTUEL				*	
		RADIER (•)				*	
	BOUCLIER OUVERTS				*		
PRE-SOUT.	ENFILAGES						

LEGENDE

- (•) = INTERVENTIONS STRUCTURELLES
- $\bar{\sigma}_3$  = PRESSION DE CONFINEMENT
- c = COHESION DU TERRAIN
- f = ANGLE DE FROTTEMENT DU TERRAIN

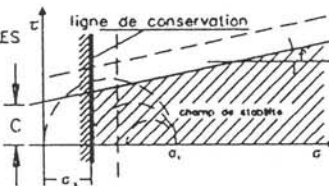


Fig. 11

dans la section entre la nouvelle ligne de chemin de fer de raccordement 'Direttissima', Rome-Florence et la vieille ligne, à la hauteur de Montevarchi - project Rocksoil S.p.A. de Milano [5] [7] [8]).

Ces systèmes ainsi que des technologies particulières telles que:

- le système de l' 'Arc Cellulaire' pour la réalisation de grandes cavités corticales en zone urbaine à l'intérieur de terrains incohérents ou peu cohérents et sous la nappe pratiquement sans causer des affaissements en surface (première réalisation dans le monde en 1988 pour la station 'Venezia' de la transversale ferroviaire de Milano - project Rocksoil S.p.A. de Milano collaboraton avec MM Strutture ed Infrastrutture del territorio S.p.A. [9]);
- le système du jet-grouting vertical pour la réalisation d'ouvrages d'entrée dans des versants détritiques sans compromettre leur stabilité (première réalisation dans le monde en 1985 pour l'entrée du côté Pontebba du tunnel 'San Leopoldo' de la ligne de chemin de fer Pontebba-Tarvisio - project Rocksoil S.p.A. de Milano [10]).

constituent les interventions en conservation conçus par l'auteur et mis au point par Rocksoil S.p.A. ces dix dernières années (voir fig. 12 et les tableaux annexés au rapport).

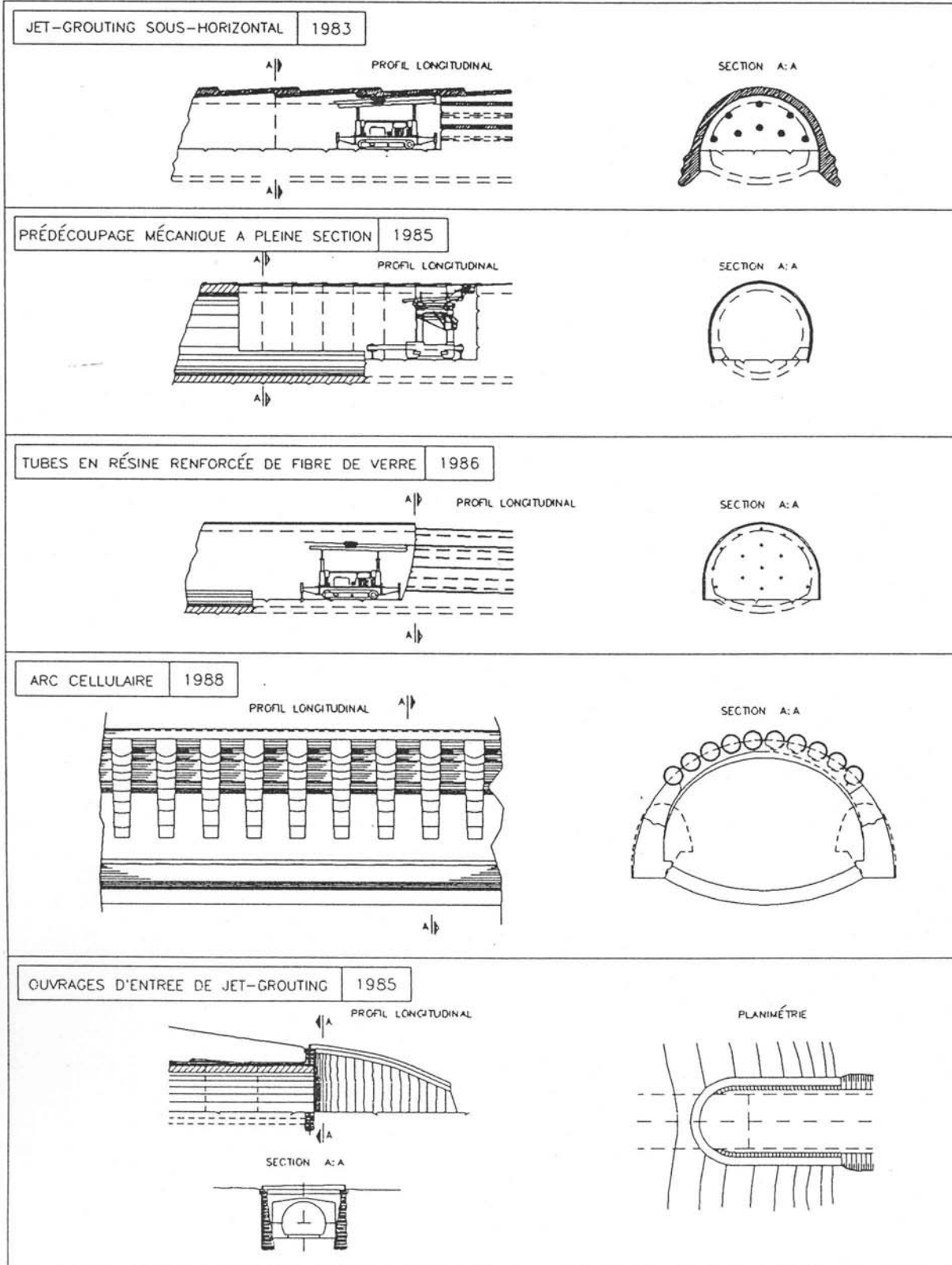
Par le passé, le problème de l'instabilité du front de taille n'était retenu que comme une entrave pour les opérations courantes d'excavation, sans se douter des répercussions particulières sur la statique à court et à long terme de l'ouvrage (fig. 13). Les systèmes de construction considérés parmi les plus avancés, tels que le NATM se limitaient dans ces cas à prescrire la partialisation de la section et intervenaient sur le contour de la cavité, en aval du front, par de simples actions de confinement. Dans d'autres cas, où le confinement des déformations du terrain devenait important à cause de l'interférence possible des excavations en souterrain dans prèexistences sur le territoire, nous avons recouru à la contention du front par des boucliers mécanisés ou bien, en présence de nappe, par des boucliers asee des fluides sous pression (air, bounes, -etc...) capables de fournir un confinement susceptible de compenser la poussée du terrain sur le front de taille. Il s'agit en tout etat de cause de systèmes rigides qui out des champs d'application limités. Ils ne peuvent pas s'adapter à des variations géologiques et qui plus est, ils ne peuvent pas s'appliquer à des terrains poussants et gonflants.

Pour les autres technologies, nous renvoyons aux publications figurant dans la bibliographie. Ici nous nous occuperons du pré-renforcement du noyau par des tubes en résine renforcée de fibres de verre. Nous illustrerons rapidement la méthode et nous décrirons en détail les études effectuées et les résultats obtenus au cours de son application dans le tunnel 'San Vitale', sur la ligne de chemin de fer Caserte-Foggia où les travaux ont été constamment suivis par une campagne serrée de contrôles et de mesures.

# CONCEPTION ET EXECUTION DES TUNNELS SYSTEME ADECO-RS

PHASE DE  
THERAPIE

INTERVENTIONS DE CONSERVATIONS  
(Conçues et relisées les 10 dernières années)



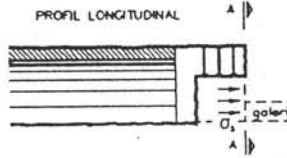
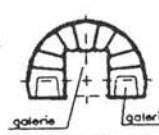
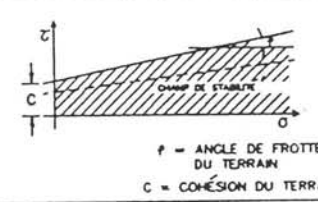
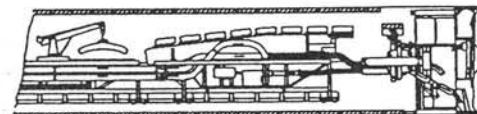

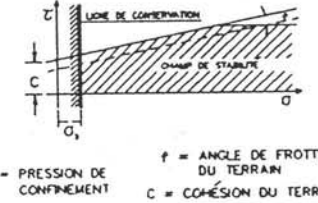
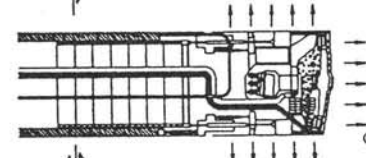
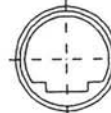
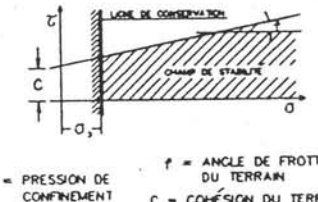
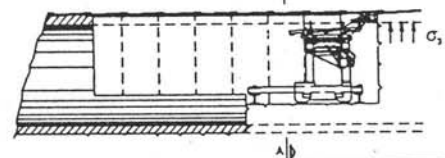
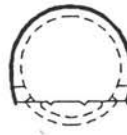
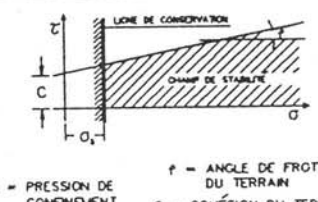
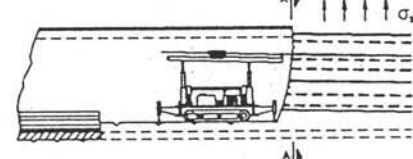
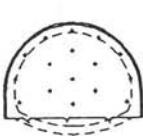
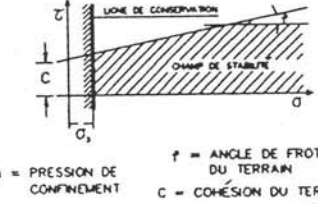
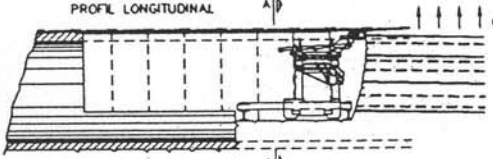
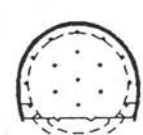
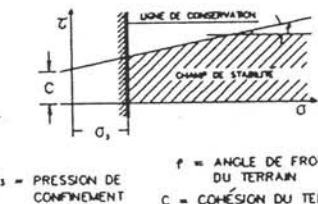
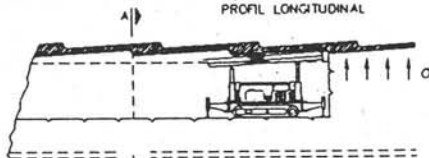
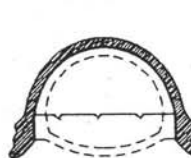
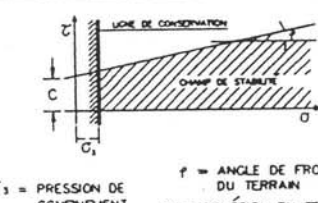
F. LUNARDI - PARIS'93

Fig. 12

# CONCEPTION ET EXECUTION DES TUNNELS SYSTEME ADECO-RS

PHASE DE THERAPIE

## STABILITÉ DU FRONT DE TAILLE

INTERVENTIONS OPÉRATIONNELLES	PLAN DE MOHR AU CONTOUR DE L'EXCAVATION
<p><b>PARTIALISATION DE LA SECTION</b></p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>PROFIL LONGITUDINAL</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>SECTION A:A</p>  </div> </div>	 <p style="text-align: center;"><math>f</math> = ANGLE DE FROTTEMENT DU TERRAIN <math>c</math> = COHÉSION DU TERRAIN</p>
<p><b>BOUCLIER MÉCANIQUE</b></p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>PROFIL LONGITUDINAL</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>VUE FRONTAL BOUCLIER</p>  </div> </div>	 <p style="text-align: center;"><math>f</math> = ANGLE DE FROTTEMENT DU TERRAIN <math>c</math> = COHÉSION DU TERRAIN <math>\sigma_3</math> = PRESSION DE CONFINEMENT</p>
<p><b>HYDRO-BOUCLIER</b></p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>PROFIL LONGITUDINAL</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>SECTION A:A</p>  </div> </div>	 <p style="text-align: center;"><math>f</math> = ANGLE DE FROTTEMENT DU TERRAIN <math>c</math> = COHÉSION DU TERRAIN <math>\sigma_3</math> = PRESSION DE CONFINEMENT</p>
<p><b>PRÉDÉCOUPAGE MÉCANIQUE</b></p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>PROFIL LONGITUDINAL</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>SECTION A:A</p>  </div> </div>	 <p style="text-align: center;"><math>f</math> = ANGLE DE FROTTEMENT DU TERRAIN <math>c</math> = COHÉSION DU TERRAIN <math>\sigma_3</math> = PRESSION DE CONFINEMENT</p>
<p><b>TUBES EN VTR</b></p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>PROFIL LONGITUDINAL</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>SECTION A:A</p>  </div> </div>	 <p style="text-align: center;"><math>f</math> = ANGLE DE FROTTEMENT DU TERRAIN <math>c</math> = COHÉSION DU TERRAIN <math>\sigma_3</math> = PRESSION DE CONFINEMENT</p>
<p><b>PRÉDÉCOUPAGE MÉCANIQUE ET TUBES EN VTR</b></p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>PROFIL LONGITUDINAL</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>SECTION A:A</p>  </div> </div>	 <p style="text-align: center;"><math>f</math> = ANGLE DE FROTTEMENT DU TERRAIN <math>c</math> = COHÉSION DU TERRAIN <math>\sigma_3</math> = PRESSION DE CONFINEMENT</p>
<p><b>JET-GROUTING SOUS-HORIZONTAL</b></p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>PROFIL LONGITUDINAL</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>SECTION A:A</p>  </div> </div>	 <p style="text-align: center;"><math>f</math> = ANGLE DE FROTTEMENT DU TERRAIN <math>c</math> = COHÉSION DU TERRAIN <math>\sigma_3</math> = PRESSION DE CONFINEMENT</p>

P. LUNARDI - PARIS 93

Fig. 13: interventions opérationnelles par le stabilité du front de taille.

## 2. Le pré-renforcement du front à l'aide de tubes en résine renforcée de fibres de verre (VTR)

La méthode consiste à pratiquer "à sec" sur le front, en direction sub-parallèle à l'axe du tunnel, une série de trous régulièrement répartis sur la surface d'intervention. Des tubes en VTR sont introduits dans les trous et immédiatement injectés de mortier de ciment (fig. 14).

La longueur, le nombre, le diamètre et la distribution géométrique des tubes placés sur le front du tunnel sont les paramètres qui caractérisent l'intervention de pré-renforcement.

La profondeur de l'intervention (longueur des tubes) est régie par le diamètre du tunnel bien sûr, mais également par l'utilité de limiter l'incidence de ces opérations par unité de longueur du tunnel d'une part et par l'impossibilité d'opérer facilement avec des tubes de longueur excessive de l'autre.

En revanche, son intensité (nombre et diamètre des tubes) et sa distribution géométrique varient en fonction de la résistance au cisaillement du terrain naturel, des pressions lithostatiques en jeu, des dimensions de la section d'excavation et de l'importance de l'effet que nous voulons obtenir

L'idée d'utiliser des tubes en VTR a été déterminant pour l'affirmation de ce genre de pré-renforcement dans la mesure où ces tubes unissent des valeurs de résistance très élevées à une fragilité considérable de sorte qu'il est facile - au cours des opérations d'excavation - de les briser avec la benne qui sert pour l'excavation du terrain.

Lorsqu'au fur et à mesure que l'avancement se poursuit, la longueur résiduelle des tubes introduits dans le front se révèle inférieure au moins au rayon du tunnel, une nouvelle série est mise en chantier.

Si l'intervention est bien projetée et réalisée, elle permet d'obtenir une amélioration sensible des caractéristiques de résistance et

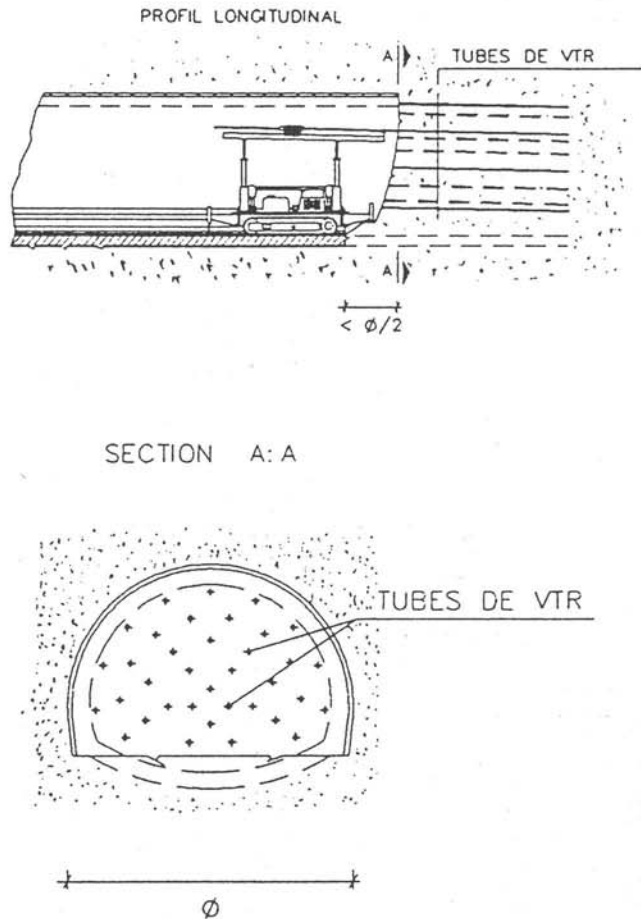


Fig. 14: pré-reinforcement du front à l'aide de tubes en résine renforcée de fibre de verre (VTR).

de déformabilité du terrain constituant le noyau du front de taille du tunnel.

Ceci se traduit par:

- des déformations plastiques transversales réduites au niveau du tunnel et donc des phénomènes de convergence limités voire négligeables (effet de pré-confinement de la cavité);
- conservation des caractéristiques intrinsèques de résistance et de déformabilité du terrain à l'extrados de la portion suivante de matériau à excaver et donc une réduction sensible des poussées à court et à long terme sur les revêtements de la première et de la seconde phase;
- durcissement du terrain au noyau et donc des phénomènes d'extrusion nuls ou tout à fait réduits.

### 3. Applications

Le système a été appliqué pour la première fois en 1988 au cours des excavations faites pour la réalisation des tunnels à voie unique "Talleto" et "Caprenne", dans la section de raccordement entre la nouvelle ligne de chemin de fer "Direttissima" Rome-Florence et la vieille ligne à la hauteur de Montevarchi, dans la section Arezzo Sud-Figline Valdarno.

Le massif traversé est constitué de terrains sablonneux-limoneux et limoneux-sablonneux, avec des intercalages argilo-limoneux contenant des poches lenticulaires et des niveaux de sables saturés d'eau. Il avait provoqué - au cours de la construction d'autres tunnels sur la même ligne - des difficultés d'avancement considérables du fait de l'instabilité du front.

Au cours des 3.300 mètres, sinon davantage, d'excavation à pleine section de 60 m<sup>2</sup>, les phénomènes de déformation se sont toujours maintenus dans des valeurs de convergence moyenne inférieures à 4 cm (sur un diamètre de 8 mètres), démontrant de ce fait la validité du nouveau système d'avancement.

Vu les bons résultats, la technologie fut immédiatement appliquée à la construction d'autres tunnels, même à double voie (section de 115 m<sup>2</sup> environ), dans les sections où la situation géologico-géotechnique pouvait laisser prévoir l'apparition de phénomènes d'instabilité du front de taille. Nous illustrerons plus loin l'expérimentation menée au cours de la construction du tunnel "San Vitale" qui a fort bien souligné l'efficacité des traitements effectués et qui nous a permis d'obtenir des informations précieuses sur le fonctionnement du système et notamment pour sa mise au point définitive.

#### 3.1. Le tunnel "San Vitale"

Le tunnel "San Vitale" est un tunnel de 4.200 m de longueur. Il fait partie du projet de doublement et de renforcement de la ligne de chemin de fer Caserta-Foggia, entre les gares d'Apice et Vitulano, aux portes de Benevento. Il évite le besoin de contourner la colline

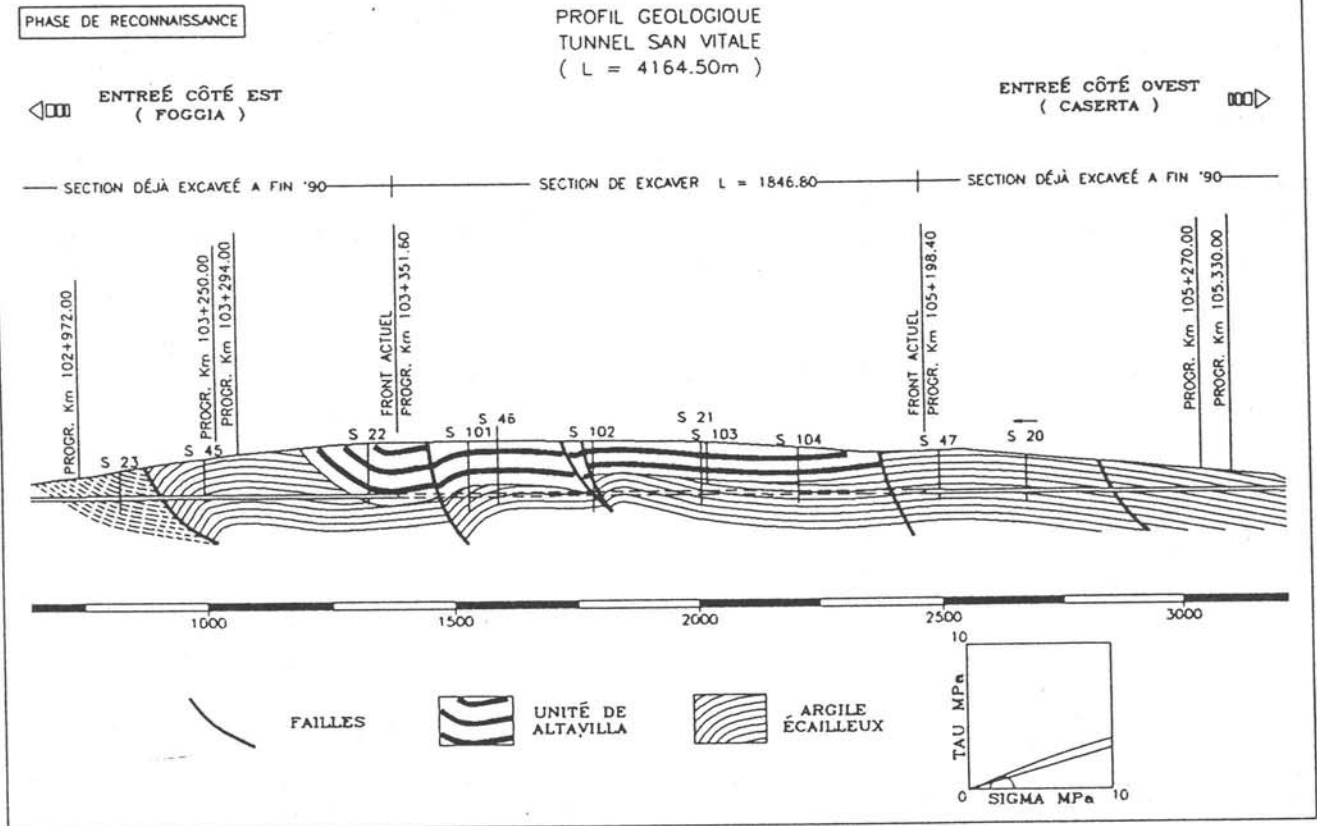


Fig. 15

portant le même nom, le long du cours du fleuve Calore, dans une zone qui se caractérise par une instabilité superficielle élevée des terrains. Le tunnel se développe tout particulièrement à l'intérieur de terrains appartenant à deux unités litho-stratigraphiques: l'"Unité d'Altavilla" et l'"Unité des Argiles bigarrées" (voir le profil à la fig. 15).



Foto 1: tunnel San Vitale - front d'avancement dans les Argile bigarrées.





altérables. Elle a donné lieu à la fracturation menue des parties lithoïdes les plus compétentes. Actuellement, ces dernières se trouvent sous la forme de massifs isolés plongés dans une matrice argileuse ou argilo-marneuse et non pas à des niveaux continus comme ils l'étaient probablement à l'origine.

La photo 1 montre très bien ce terrain, réduit en menus fragments qui tendent à lui conférer le comportement d'un massif incohérent, avec des éléments de matériau pierreux plié par les forces tectoniques et dispersé dans la matrice argileuse dont la nature écaillée - de métrique à millimétrique - la rend extrêmement sensible à l'action de l'humidité de l'air.

Le tunnel, affronté selon les principes de la Nouvelle Méthode Autrichienne, avait été excavé - à fronts opposés jusqu'à trouver la formation des argiles bigarrées. Là, de très graves problèmes se posaient d'emblée dus à l'instabilité du front de taille qui malgré la partialisation de la section comme prévu pour la classe Vb (voir fig. 16) extrudait visiblement et développait des phénomènes de convergence de la cavité dans un ordre de grandeur métrique (voir photo 2).

Il y avait eu une tentative d'éviter l'effondrement du front en le consolidant par des tubes en VTR, mais cette intervention n'avait pas donné les résultats escomptés dans la mesure où elle avait été appliquée d'une manière erronée sur la demi-section de calotte (le noyau consolidé extrudait rigidement vers l'intérieur du tunnel).

Après avoir constaté l'inutilité de toutes les tentatives d'avancer selon les méthodologies connues, l'entreprise décide, en accord avec le client, de confier la conception du tunnel à Rocksoil S.p.A. de Milan, qui avait déjà résolu des cas difficiles dans des terrains analogues.

### 3.1.1 Phase de reconnaissance

La caractérisation géotechnique des matériaux a été obtenue grâce aux tests habituels de laboratoire dont les résultats sont par ailleurs fortement influencés par l'altérabilité extrême de la matrice argileuse.

Les tests triaxiaux UU sur les argiles bigarrées révèlent des valeurs de cohésion non drainée de l'ordre de  $0,14 + 0,18$  MPa, se réduisant à  $0,03 + 0,06$  MPa à la suite de l'altération.

Les tests de résistance au niveau des contraintes efficaces donnaient des valeurs de cohésion non supérieures à  $0,01$  MPa et des valeurs de frottement maximum de 18 de pic et 8 résiduelles.

Les tests de déformabilité indiquaient des valeurs qui variaient entre 60 et 250 MPa. Divers tests d'extrusion donnaient des facteurs de stabilité extrêmement réduites, susceptibles de laisser prévoir l'apparition de phénomènes d'extrusion déjà sous des recouvrements inférieurs à 20 m.

Les vicissitudes tectoniques subies nous empêchent d'évaluer l'état de tension naturelle. Il n'existe pas d'orientation précise et continue

du tenseur des contraintes: chaque paquet de terrain a son propre état de tension qui varie donc constamment le long du profil d'excavation.

### 3.1.2 Phase de diagnostic

Lors de la phase de diagnostic, l'étude des lignes convergence-confinement montrait - en l'absence d'interventions destinées à contrôler les phénomènes de déformation - un comportement à front instable. Face à une résistance de mi-noyau pratiquement nulle, la convergence radiale à la hauteur du front de taille est une valeur finie, certes, mais de l'ordre de 50 cm, une valeur résolument trop élevée compte tenu du type de matériau en jeu. Loin du front, à défaut de confinement, la convergence atteint des valeurs carrément métriques (fig. 17).

Il convient d'ajouter que l'effet des pressions interstitielles produisait, à la suite du relâchement du terrain, une variation rapide de la teneur en eau de l'argile et par voie de conséquence une réduction du coefficient de stabilité à l'extrusion.

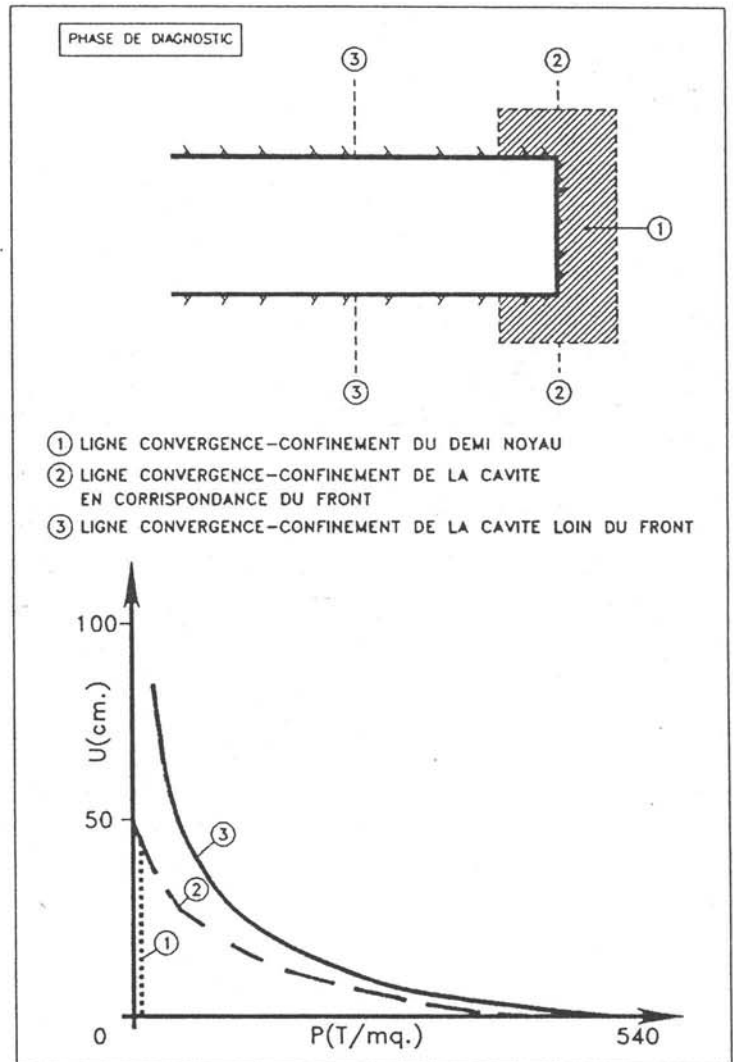


Fig. 17 tunnel San Vitale - étude des lignes convergence-confinement

### 3.1.3 Phase de thérapie

Lors de la phase de thérapie, compte tenu des caractéristiques des terrains à excaver (résolument sensibles aux variations d'humidité résultant de l'appel d'eau produit par la décompression), il s'est révélé tout à fait nécessaire d'intervenir d'une manière déterminante en amont du front, pour anticiper et pour bloquer à leur naissance les phénomènes de déformation ainsi que pour éviter de devoir fouiller plus tard dans un terrain déjà effondré et totalement altéré, incapable d'opposer quelque résistance.

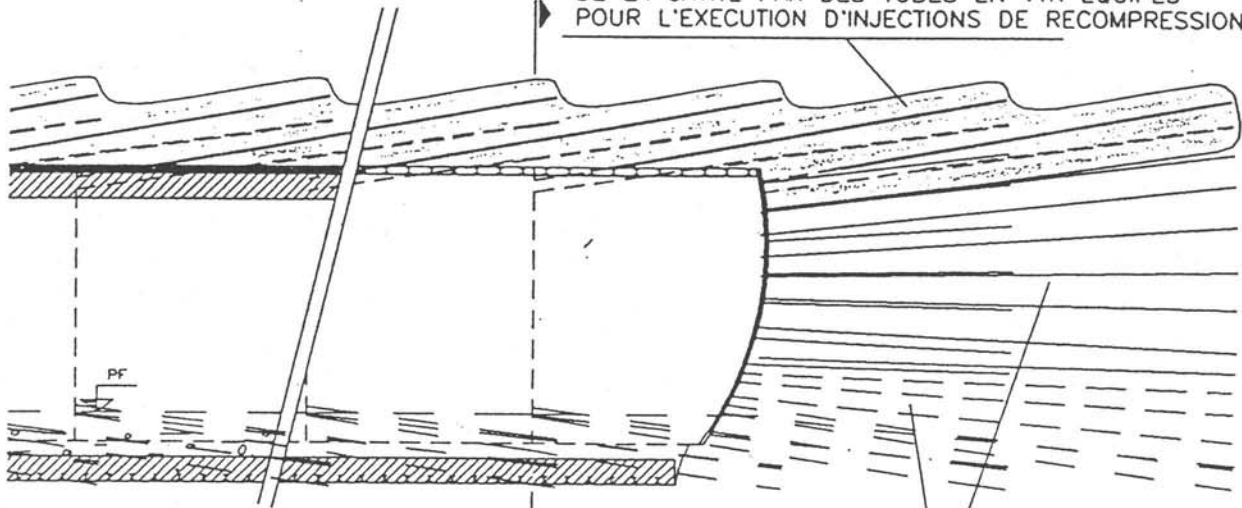
Dans la pratique, les interventions projetées ont consisté en:

- une attaque à pleine section;
- des drainages en avancement pour empêcher tout afflux d'humidité ne serait-ce que modeste vers le tunnel;

LIGNE F.S. CASERTA-FOGGIA  
Tunnel S.Vitale (1991)

THERAPIE

PRECONSOLIDATION EN AVANCEMENT AU CONTOUR DE LA CAVITE PAR DES TUBES EN VTR EQUIPES POUR L'EXECUTION D'INJECTIONS DE RECOMPRESSION



PRECONSOLIDATION EN AVANCEMENT AU CONTOUR DE LA CAVITE PAR DES TUBES EN VTR EQUIPES POUR L'EXECUTION D'INJECTIONS DE RECOMPRESSION

PRECONSOLIDATION DU NOYAU D'AVANCEMENT PAR DES TUBES EN VTR

DRAINAGES

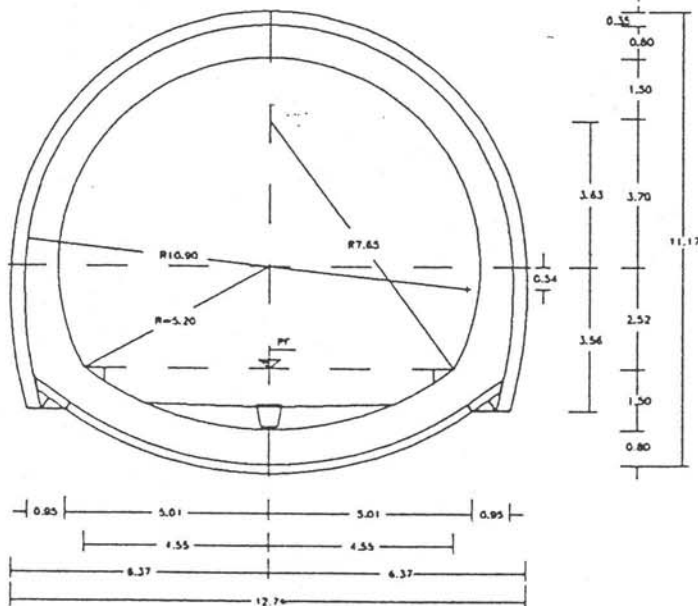
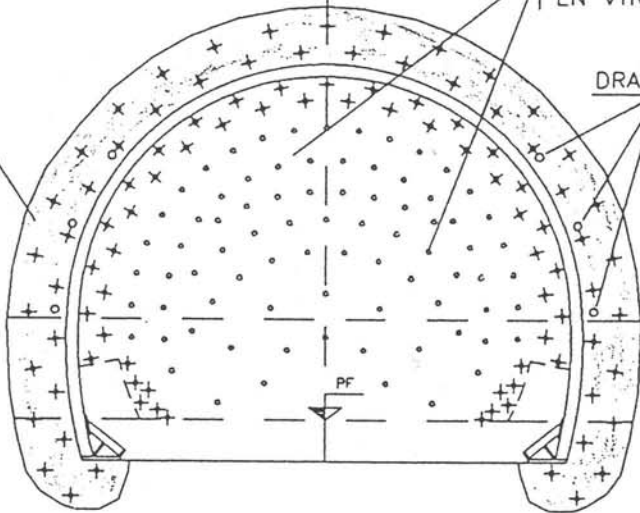


Fig. 18: tunnel San Vitale - schéma des interventions de stabilisation.

- un pré-renforcement du noyau d'avancement par des tubes de VTR à adhérence améliorée;
- un pré-renforcement du contour de la cavité par des tubes en VTR de grosse épaisseur équipés pour l'exécution d'injections de recompression, pour créer, en avance sur l'excavation, un effet de voûte artificiel;
- un revêtement de première phase constitué de cintres et spritz-béton renforcé par fibres d'acier;
- un radier armé à l'abri du front.

Suit le revêtement de la seconde phase en béton.

Pour doser et étalonner toutes ces interventions et pour définir exactement comment le massif rocheux travaille sur le contour de l'excavation à la suite de leur effet, nous avons fait un calcul tridimensionnel aux éléments finis en champ non linéaire avec lequel nous avons simulé toutes les phases de l'avancement.

### 3.1.4 Modèle mathématique

La simulation par modèle numérique tridimensionnel de l'avancement dans un tunnel comme celui de "San Vitale" présente des difficultés dues d'une part au type de terrains traversés (matériaux cohérents avec des inclusions calcaires ne pouvant être définies qu'approximativement et de l'autre, au besoin de synthétiser les différentes phases opérationnelles en un modèle nécessairement discret.

Malgré les approximations inévitables dans des problèmes aussi complexes, la simulation par modèle numérique reste toutefois indispensable car elle représente la seule manière d'évaluer avec une approximation suffisante le poids des différentes interventions de pré-renforcement et de revêtement de la première et de la deuxième phase, mis en oeuvre dans la séquence juste.

L'adoption d'un modèle tridimensionnel au lieu d'un modèle axial-symétrique plus simple a été nécessaire pour éviter les limitations importantes que cela aurait imposé et notamment l'impossibilité de tenir compte des effets poussés de gravitation et de séparer, chronologiquement et statiquement, la mise en oeuvre des pré-renforcements et celle du radier du revêtement définitif.

Le modèle a été construit pour effectuer le calcul des déplacements et des états de contrainte en domaine élasto-plastique en tenant compte, de la manière la plus cohérente possible, des conditions réelles de renforcement et d'excavation, ainsi que des phases de construction, sans tenir compte de tous les phénomènes visqueux. En conséquence le revêtement a été introduit en tant que seul élément durcissant disposé à quelques 2.5 diamètres de distance du front.

Chacun des éléments tridimensionnels qui le constituent représente initialement une portion de terrain ayant ses propres caractéristiques géomécaniques, deviennent lors des phases (TIME) de calcul suivantes vide (excavation), terrain consolidé ou éléments structurels de

revêtement au fur et à mesure que la simulation de la construction du tunnel avance.

#### 3.1.4.1 Modélisation des tubes en VTR

Le renforcement du noyau de terrain par des tubes peut être schématisé dans un modèle mathématique de deux manières différentes.

Une première possibilité est d'adopter pour le terrain renforcé des caractéristiques mécaniques équivalentes. L'autre possibilité consiste à réaliser un maillage mixte avec des éléments tridimensionnels pour le terrain et des éléments monodimensionnels pour les tubes.

L'incertitude des paramètres géologiques, notamment en fonction de la présence de calcaire, la difficulté de définir d'une manière univoque l'interaction du tube avec le terrain (tout particulièrement compte tenu des variations des conditions physiques et mécaniques du terrain proche du front) et d'autres considérations d'ordre opérationnel et de modélisation proprement dite nous ont poussé à renoncer à adopter des paramètres équivalents en faveur du modèle mixte.

L'effet des tubes en fonction des caractéristiques limite d'adhérence sur la surface de séparation tube-béton a été reproduit le plus réellement possible. Nous leur avons attribué des valeurs de rigidité susceptibles de garantir leur fonctionnement jusqu'à atteindre des niveaux de traction compatibles avec ceux obtenus dans des tests expérimentaux.

L'analyse des charges sur les tubes et des niveaux d'extrusion du noyau après chaque "TIME" de calcul procède à cette vérification.

#### 3.1.4.2 Caractéristiques des matériaux

La situation a été modélisée en utilisant 76 groupes d'éléments tridimensionnels et 7.059 noeuds (voir le détail à la fig. 19).

Les valeurs introduites pour décrire les caractéristiques des matériaux sont conformes aux valeurs étudiées à travers des essais "in situ" et de laboratoire. Pour le terrain consolidé, nous avons adopté un module élastique correspondant à 1.5 fois celui du terrain naturel.

Pour le radier, nous avons étudié deux différentes solutions: la première prévoyait la mise in place, derrière le front de taille, de cintres à arc jouant le rôle d'entretoise, avec une excavation d'abaissement de 4 m, plus tard englobés dans la coulée de béton (calcul I). La seconde solution prévoyait directement l'activation du radier en béton et avait également pour fonction de confiner le pied du front de taille (calcul II).

L'approche du modèle, destinée à photographier une situation type représentant les conditions de tension et de déformation au cours de l'avancement des excavations a posé d'emblée le problème de recréer les conditions sur le contour en s'approchant le plus possible de la réalité et en essayant de trouver un compromis raisonnable avec l'exigence de contenir les dimensions du problème dans des limites maîtrisables.

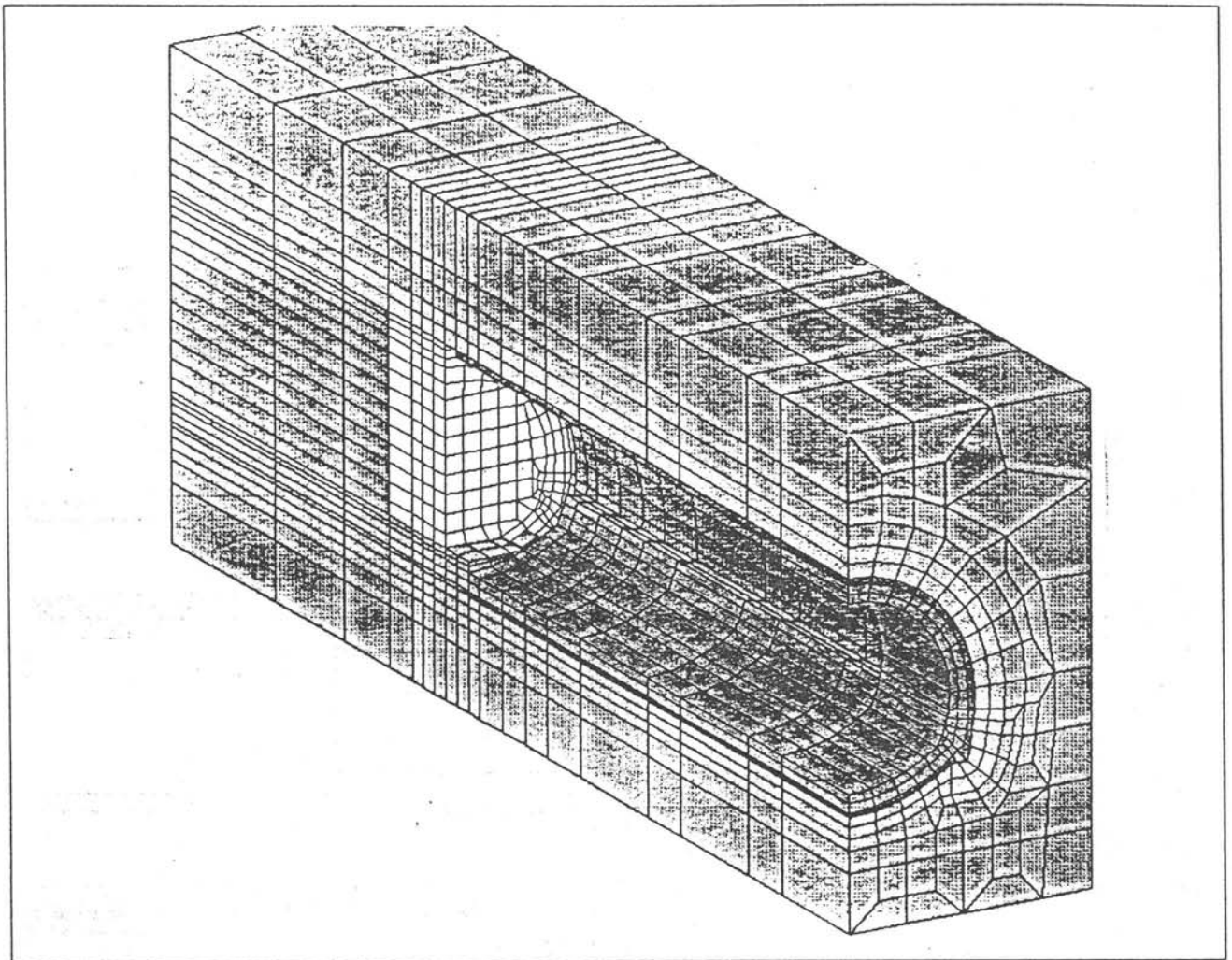


Fig. 19 tunnel San Vitale - détail du maillage tridimensionnel d'éléments finis (TIME 10).

Le besoin d'examiner une situation à régime a comporté le besoin de calculer 8 "TIME" préliminaires dont le but était de recréer - par des approximations sans cesse meilleures - les phases de démarrage de la simulation.

Au total, nous avons calculé 11 TIME (fig. 20 et 21) à partir du calcul géostatique (TIME 1) au cours desquels nous avons simulé pas par pas les différentes phases de renforcement d'excavation et de revêtement.

Pour chaque "TIME", nous obtenons les déplacements de tous les noeuds du maillage, les déformations et les efforts dans tous les éléments actifs à l'instant pris en considération et de plus, le cas échéant, la plasticisation et/ou la rupture par traction des éléments représentatifs du terrain.

### 3.2 Analyse des résultats

Nous examinerons ci-après quelques résultats concernant les derniers TIME du calcul autrement dit les TIME les plus significatifs car ils se rapprochent mieux que les autres de la situation réelle. Sans indication contraire, nous nous référerons aux résultats du calcul II.

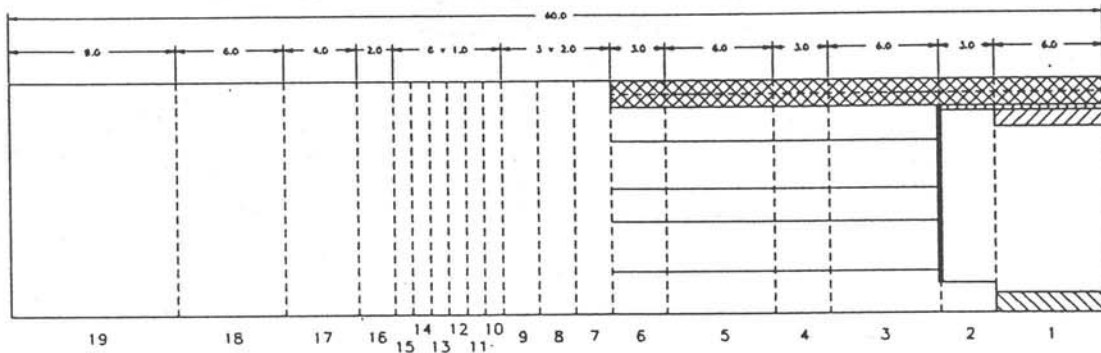
La situation examinée prévoit un noyau consolidé par tubes en VTR de 18 m avec 9 m de superposition, une couronne de terrain pré-renforcé

# TUNNEL S. VITALE - CALCUL II

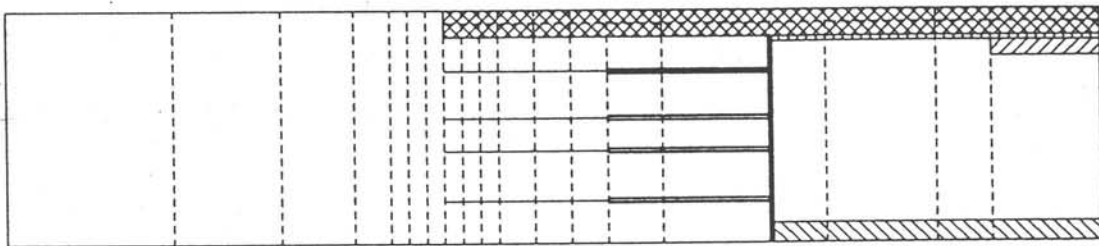
## PHASES DE CALCUL

TIME

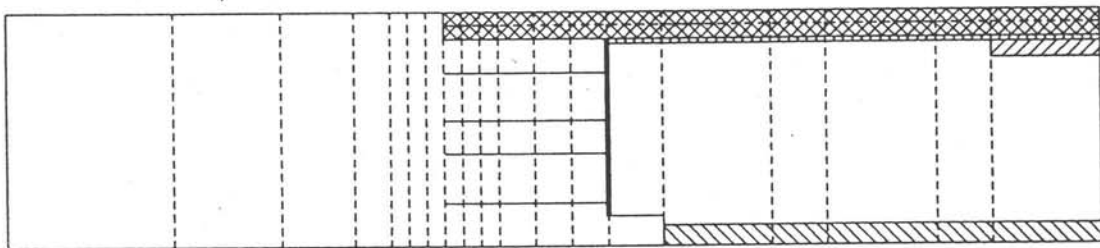
2



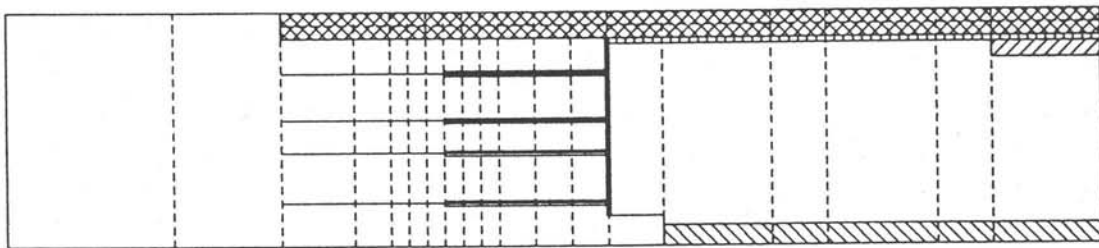
3



4



5



6

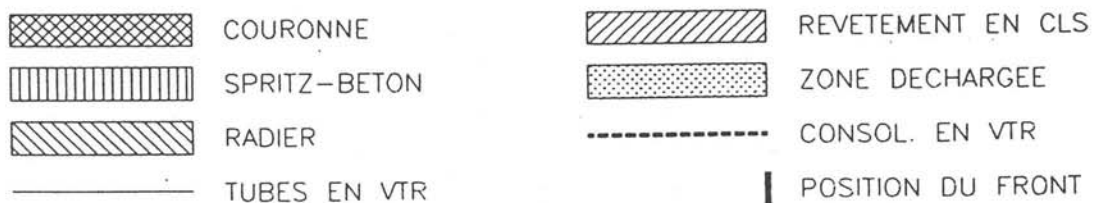
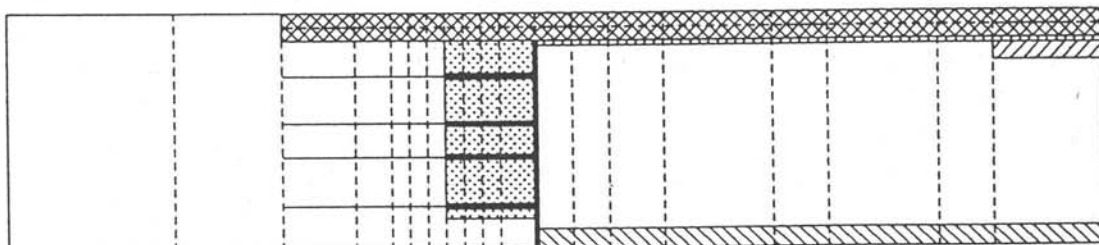


Fig. 20



# TUNNEL S. VITALE - CALCUL II

## PHASES DE CALCUL

TIME

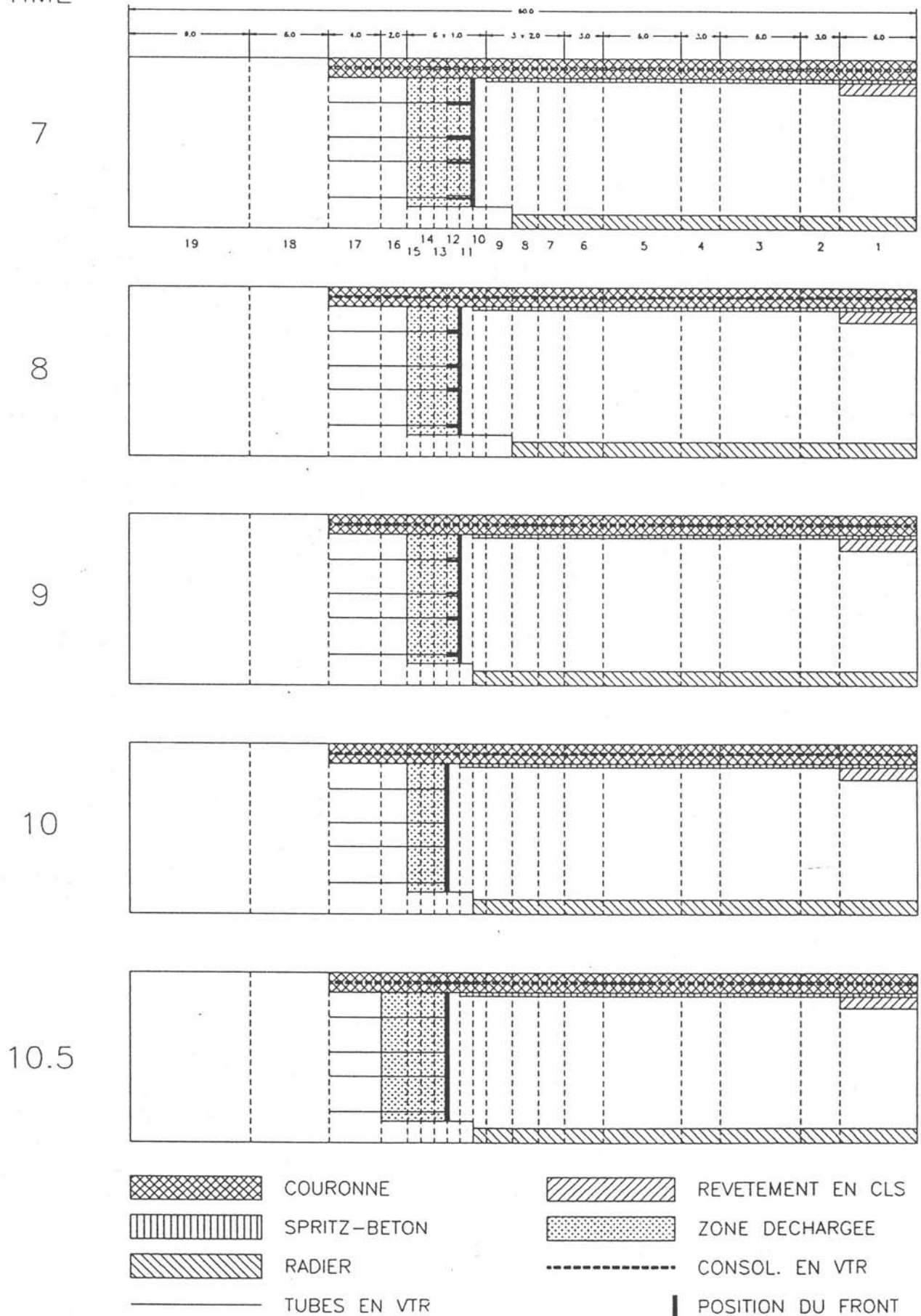


Fig. 21

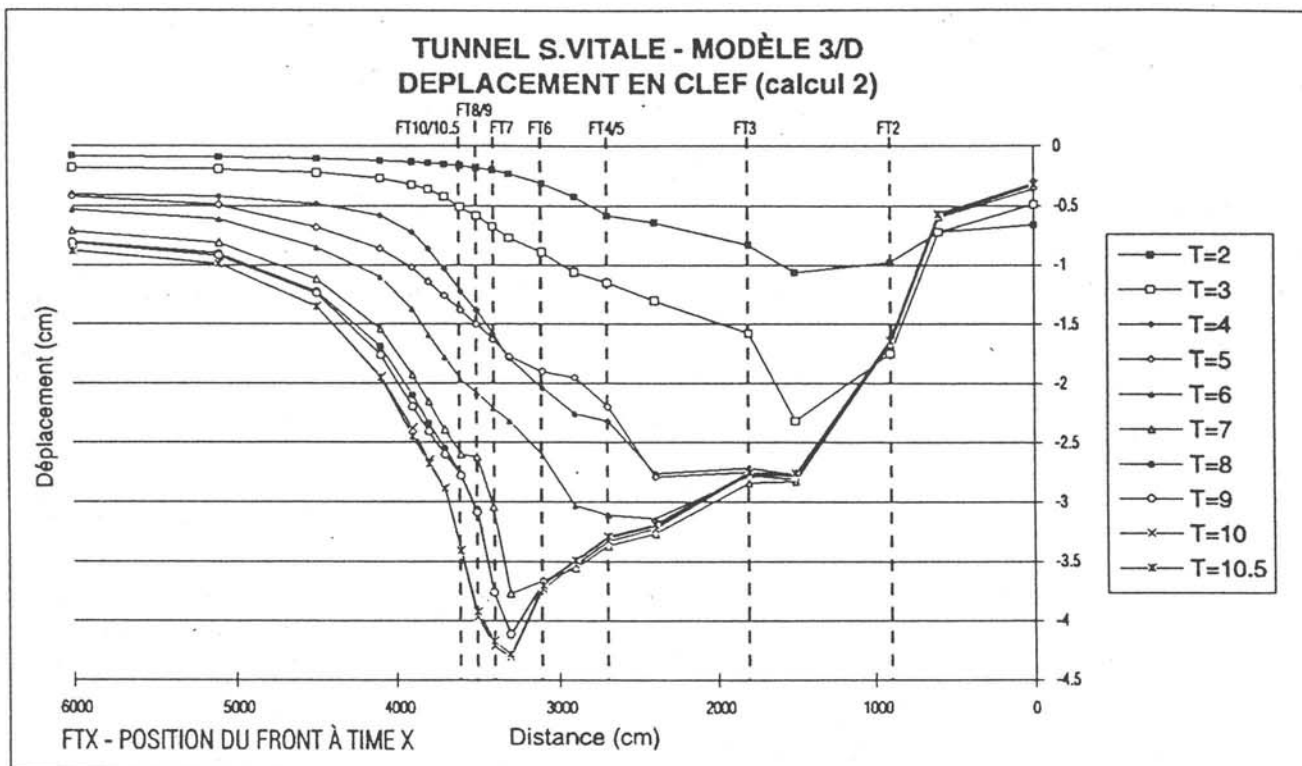


Fig. 22

d'une épaisseur de 150 cm, un prérevêtement par spritz-béton renforcé de fibres de 35 cm, un revêtement et un radier de 110 cm.

La fig. 22 documente les résultats dans les TIME de calcul. Nous l'avons déjà dit, les TIME les plus significatifs sont les TIME 9 et 10 qui représentent:

- TIME 9: la pose du radier (L = 3 m);
- TIME 10: l'excavation d' 1 mètre de noyau + la pose du spritz-béton et des cintres (L = 1 m) + le vicillissement partiel du béton du radier.

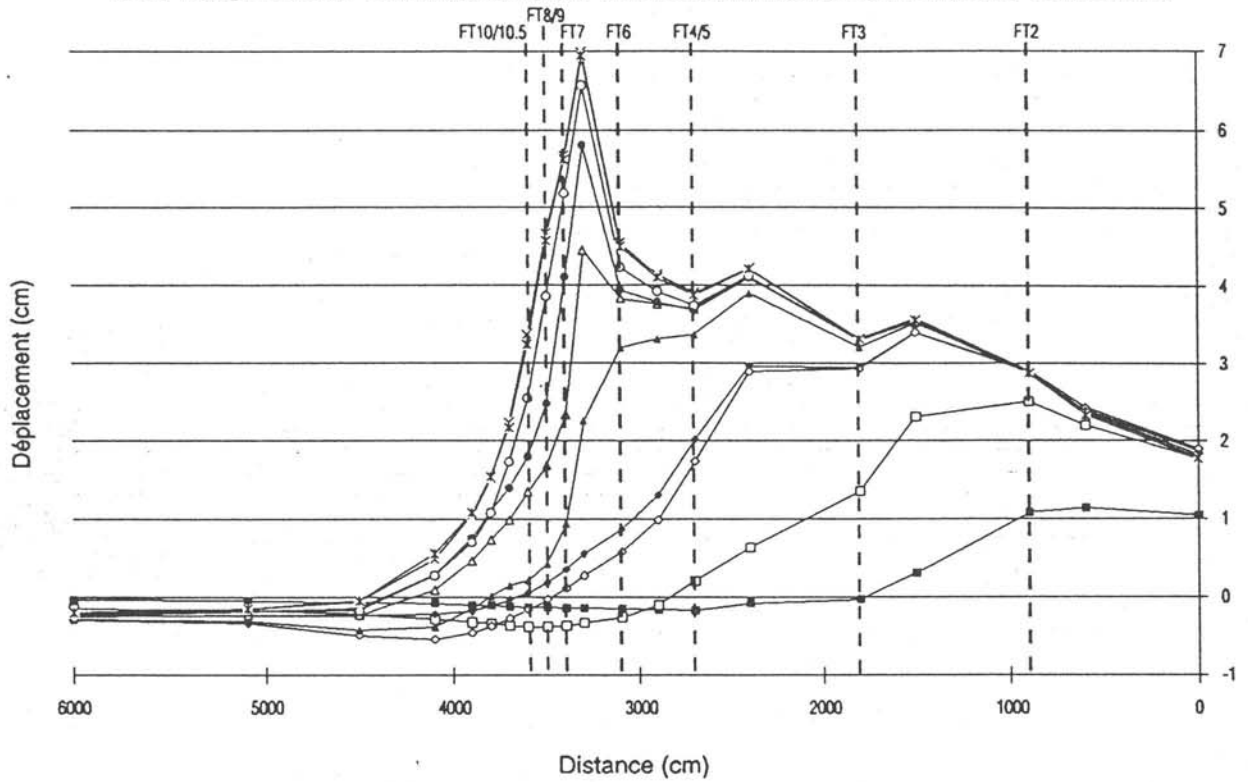
Nous négligerons la description du TIME 10.5 calculé pour étudier l'effet d'éventuelles surcharges d'eau, peu significatif en ce qui nous concerne.

Les tassements au niveau de la clef de voûte indiquent une valeur maximum calculée à peine supérieure à 4 cm, à 3 mètres environ du front. La forte pente des courbes à proximité du front, dans les derniers TIME notamment, indique un fort gradient de tassement de la voûte: l'avancement de 1 m de l'excavation produit une augmentation du tassement correspondant à 25% du tassement total.

Dans le calcul où les cintres jouent un rôle d'entretoise, le tassement de la voûte était supérieur d'environ 10% environ (fig. 23). Cette différence est à attribuer à l'action de confinement du pied du front exercée par le radier dans le calcul II.

De même, les soulèvements sont plus accentués dans la première solution avec l'entretoise que dans la seconde avec le radier à peine coulé et avec un module initial supposé égal à 1500 MPa.

### TUNNEL S.VITALE - MODÈLE 3/D DÉPLACEMENT VERTICAL SUR LE BAS AVEC LA CINTRE INFÉRIEURE



FTX - POSITION DU FRONT À TIME X

### TUNNEL S.VITALE - MODÈLE 3/D DÉPLACEMENT VERTICAL SUR LE BAS AVEC RADIER

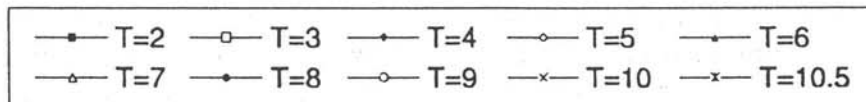
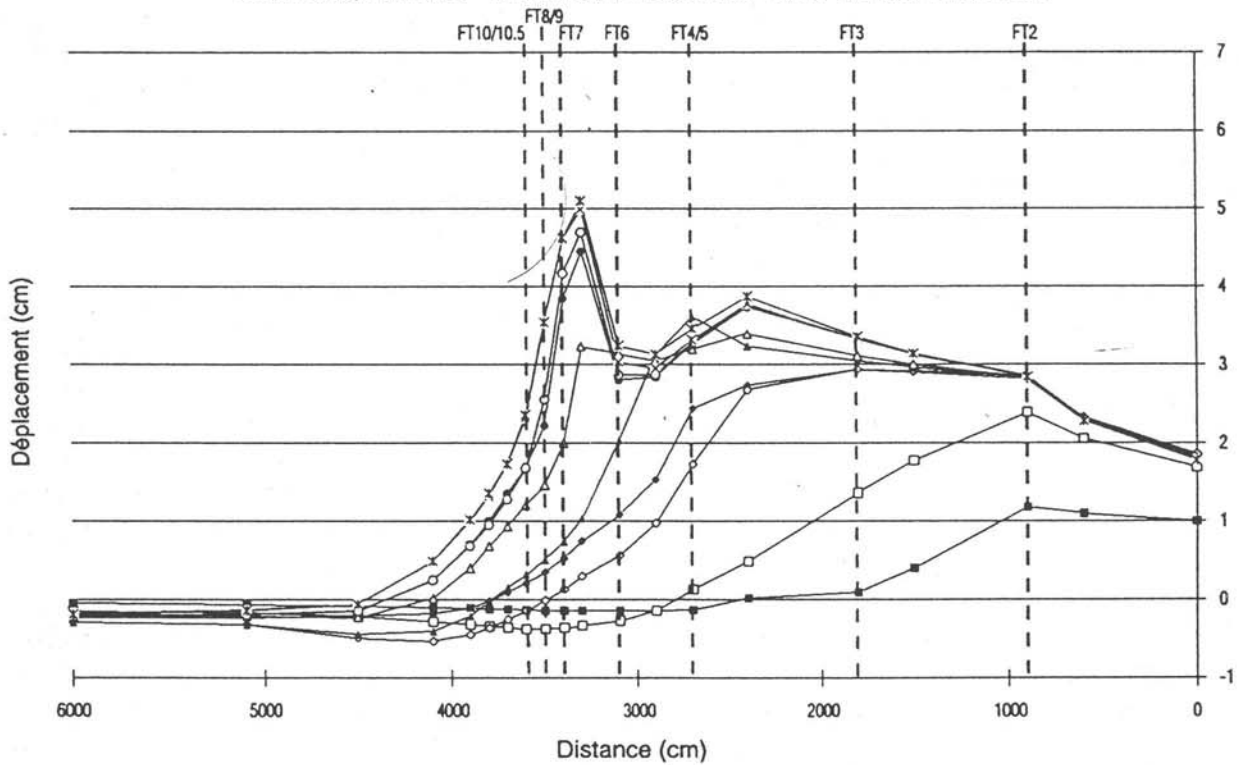


Fig. 23

TUNNEL S.VITALE - MODÈLE 3/D  
L'EXTRUSION AU FRONT

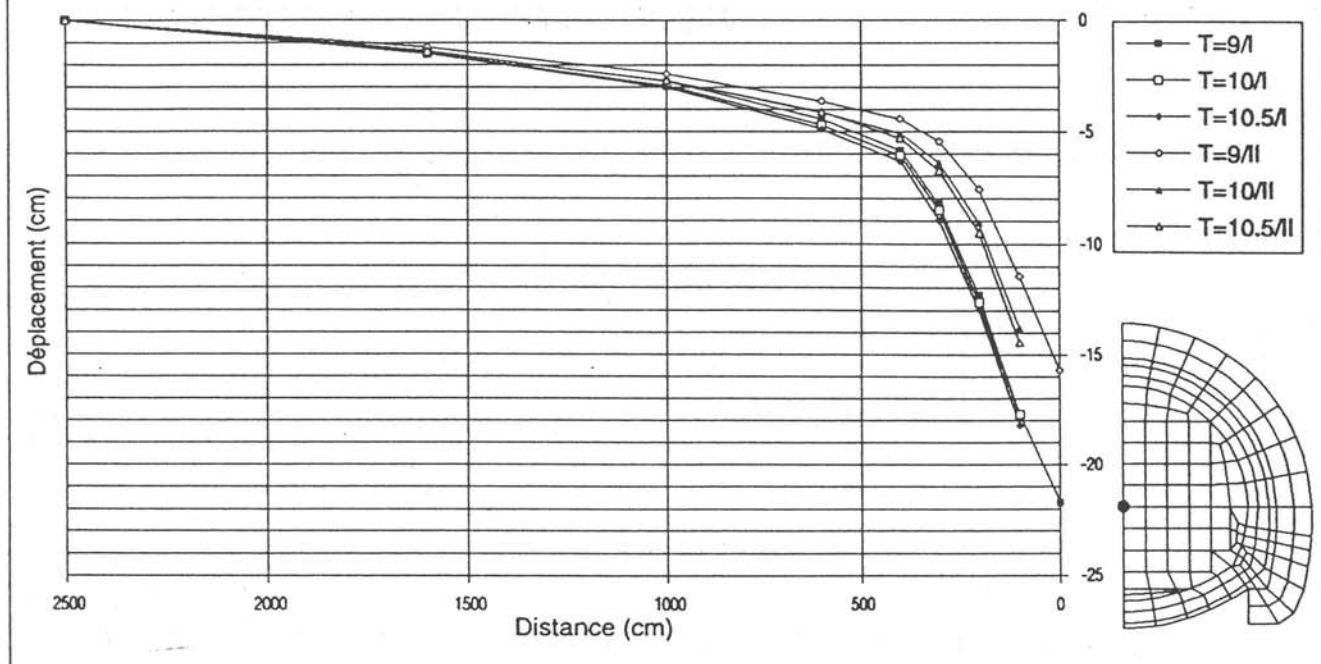


Fig. 24

Le calcul a notamment mis en évidence l'importance de confiner le front non seulement dans la zone centrale moyenne haute mais également à la périphérie, pour anticiper le plus possible l'activation du radier et de prérevêtement.

Tout cela indique que les cinématiques activés par les phases d'excavation avec des terrains ayant des paramètres mécaniques différents peuvent être contrôlés par une bonne intensité des interventions de renforcement. Dans ce cas, le calcul laisse entendre que la variation de la cohésion de pic de 0.7 à 0.5 MPa et de la cohésion résiduelle de 0.1 à 0,05 MPa peut être gérée en augmentant la densité des tubes en VTR de 35% environ.

Dans le modèle, les tubes dans le noyau sont disposés rigoureusement parallèles à l'axe longitudinal du tunnel. Compte tenu des cinématiques activés au cours de l'excavation du noyau, il est donc impossible de déduire un comportement à découpage significatif. Il convient également de signaler que le niveau de détail de la grille tridimensionnelle ne permet pas la lecture d'informations relatives à la stabilité de zones très proches du front et qui pourraient être impliquées par des problèmes d'instabilité tout à fait locale.

Les résultats du modèle de calcul n'excluent donc pas que le tube en VTR puisse exercer une action de stabilisation sur le front, avec une action de soutien au cisaillement.

L'étude de cet effet, extrêmement lié aux caractéristiques géomécaniques et morphologiques réelles du matériau autour du tube, exigerait une modélisation plutôt complexe et plus problématique. Nous estimons que la qualité et la fiabilité des résultats pourrait être en tout état de cause compromise par la grossièreté inévitable des données normalement disponibles.

Les tubes les plus chargés sont systématiquement proches des zones les plus plasticisées et se trouvent dans la partie moyenne du front, à une hauteur proche de celle de la largeur maximum de la section.

Le diagramme de la figure 24 concernant la position du front ( $x = 0$ ) du TIME 9, montre les déplacements (longitudinaux) sur différents points d'un tube. Nous observons que les différences entre les deux calculs (indiqués dans les légendes par "I" et "II") dépassent difficilement 10%.

L'examen des résultats en couleur - malheureusement non reproductibles ici - montre clairement l'importance de la fonction de pré-revêtement qui opère en parallèle avec la couronne qui se trouve à l'arrière. Le rapport élevé des modules élastiques des 2 matériaux souligne le fonctionnement prédominant au niveau d'arc du spritz cintré qui réunit les poussées dérivant de l'avancement de l'excavation.

La couronne, pour son compte, équilibre, dans la zone située au-dessus du plan des centres, les poussées dirigées vers le spritz et vers le noyau, dont elle dévie le flux à l'intérieur, à la hauteur de la base des piédroits.

Le calcul confirme l'importance d'un bon renforcement au pied de la couronne afin d'éviter le poinçonnage du terrain naturel et afin permettre le fonctionnement correct de l'arc de calotte.

Les contraintes principales maximum calculées dans la couronne sont de l'ordre de 5.5 MPa contre  $2.0 \div 2.2$  MPa du terrain avant le renforcement.

Dans le spritz, la contrainte maximum calculée dans la section homogénéisée est égale à 20 MPa. La disposition des tensions principales montre la capacité de la couronne à développer elle aussi un fonctionnement en forme d'arc.

Dans la section homogénéisée, le radier présente des contraintes principales maximum de l'ordre de 13 MPa avec une tendance très poussée à la concentration dans la partie haute de la base des piédroits

### 3.1.5 Phase opérationnelle

Encouragés par la qualité des résultats du modèle mathématique, nous avons procédé à son application pratique.

La figure 25 montre les phases de réalisation de l'intervention.

Après avoir procédé au pré-renforcement du noyau et du pourtour de la cavité, nous répétons 4 fois les opérations d'excavation, de lancement du cintre et d'exécution du spritz-béton. Après quoi la section est fermée par le radier et les bases des piédroits qui englobent les 4 derniers cintres.

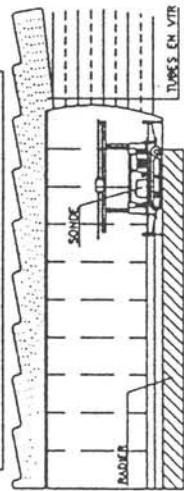
Le cycle d'avancement procède par  $8 \div 10$  m de tunnel selon les conditions du terrain. A ce stade, la partie active du pré-renforcement du noyau et du pourtour de la cavité étant terminée,

# CREUSEMENT A PLEINE SECTION PAR PRECONSOLIDATION DU NOYAU

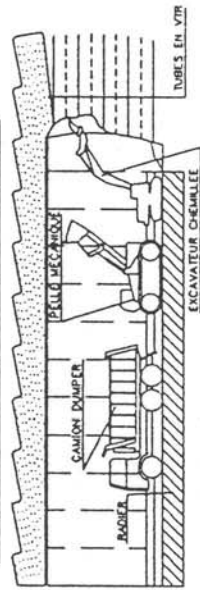
## Phases d'exécution

THERAPIE

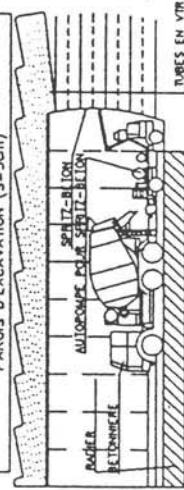
PHASE 1 - PRECONSOLIDATION DU NOYAU ET DU TERRAIN AU CONTOUR AVEC TUBES IN VTR



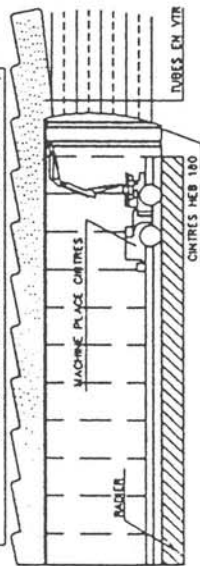
PHASE 2 - EXECUTION DU CREUSEMENT D'AVANCEMENT (m.l. 0.70 : 1.00 A PLEINE SECTION)



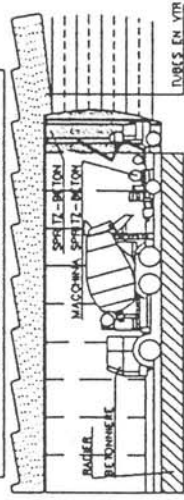
PHASE 3 - EXECUTION DE LE SPRITZ-BETON SUR LE FRONT D'AVANCEMENT ET AU CONTOUR DE LA CAVITE PAR LA PROTECTION DE LES PEROIS D'EXCAVATION (S=5cm)



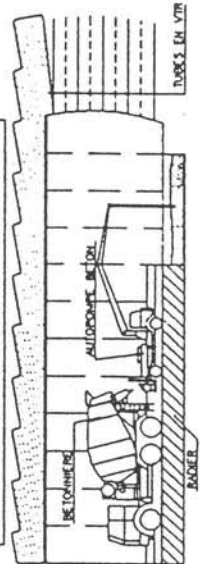
PHASE 4 - MISE EN OUVRE DE LE CINTRE SOUS LE CREUSEMENT EXECUTE A LA PHASE 2 (AVEC LA MISE EN PLACE DE LA COFRAGE DE LIAISON)



PHASE 5 - L'ACHEVEMENT DU REVETEMENT EN SPRITZ-BETON (S=35cm)



PHASE 6 - L'EXCAVATION ET L'EXECUTION DU JET DU RADER ET BASE DE PIEDROT



PHASE 7 - SUCCESSIVEMENT JET DU REVETEMENT EN SPRITZ-BETON ARME

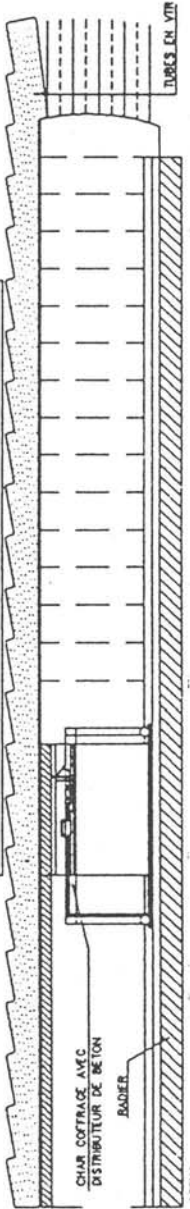


Fig. 25

celui-ci est refait. Pour réduire les temps morts, cette opération est faite simultanément aux coulées.

Procédant sur deux fronts, nous avons pu réaliser entre le mois de l'octobre 1992 et le mois d'avril 1993 (191 jours de travail) 471 m de tunnel (environ 2,2 m/j, avec des pointes de 3 m). Réduisant davantage encore les temps morts et améliorant l'efficacité déjà bonne du chantier, nous prévoyons obtenir d'ici la fin de l'année des productions moyennes de l'ordre de 35 m/mois sur chaque front.

### 3.1.6 Phase de vérification en cours de chantier

Le comportement du tunnel est constamment tenu sous contrôle notamment pour la mise au point du système. Les résultats des mesures, confrontés aux résultats des calculs, nous permettent de vérifier d'une manière fiable la correction du projet et des interventions.

Il suffit, pour avoir une idée de l'intensité des contrôles et des mesures effectués, d'examiner le tableau de la figure 26 qui montre que sur 640 m de tunnel quelques 1990 données ont été globalement relevées.

Notamment, les convergences sont systématiquement mesurées. Dans la section de terrain analogue à celui qui a été pris en considération dans le modèle aux éléments finis, ces convergences ont été de 7 cm. Il est intéressant d'analyser leur comportement à l'intérieur d'un cycle complet de travail.

La figure 27 montre que le sillage des convergences tend à augmenter pour les derniers cintres du cycle lorsque nous nous approchons de la fin du pré-renforcement utile et que le terrain est dans des

STATIONS DE CONVERGENCE					NOMBRE DE LECTURE EFFECTUÉ
CÔTÉ	SECTION COMPRIS ENTRE LA PROGR.	ml DE TUNNEL	NOMBRE STATIONS	DISTANCE MOYENNE	
CASERTA	105+188.00 - 104+768.00	420.00	92	4.57	1464
FOGGIA	103+351.60 - 103+572.00	220.40	30	7.35	
TOTAL		640.40	122	5.25	
STATIONS DE MONITORAGE					
STATION EXTERIEUR: PROGR. 105+158.50					
				n°2 INCLINOMETRES	36
				n°3 EXTENSOMETRES	69
STATION INTERIEUR:					
PROGR. 105+188.00				n°3 CELS DE PRESSION	63
PROGR. 105+176.00				n°3 CELS DE PRESSION	57
PROGR. 105+166.00				n°3 CELS DE PRESSION	51
PROGR. 105+136.00				n°4 CELS DE PRESSION	36
PROGR. 105+121.00				n°5 CELS DE PRESSION	80
PROGR. 104+978.50				n°2 CELS DE PRESSION	16
PROGR. 103+373.00				n°2 CELS DE PRESSION	8
TOTAL LECTURE EFFECTUÉ					1880

Fig. 26: tableau récapitulatif du monitoring du tunnel San Vitale.





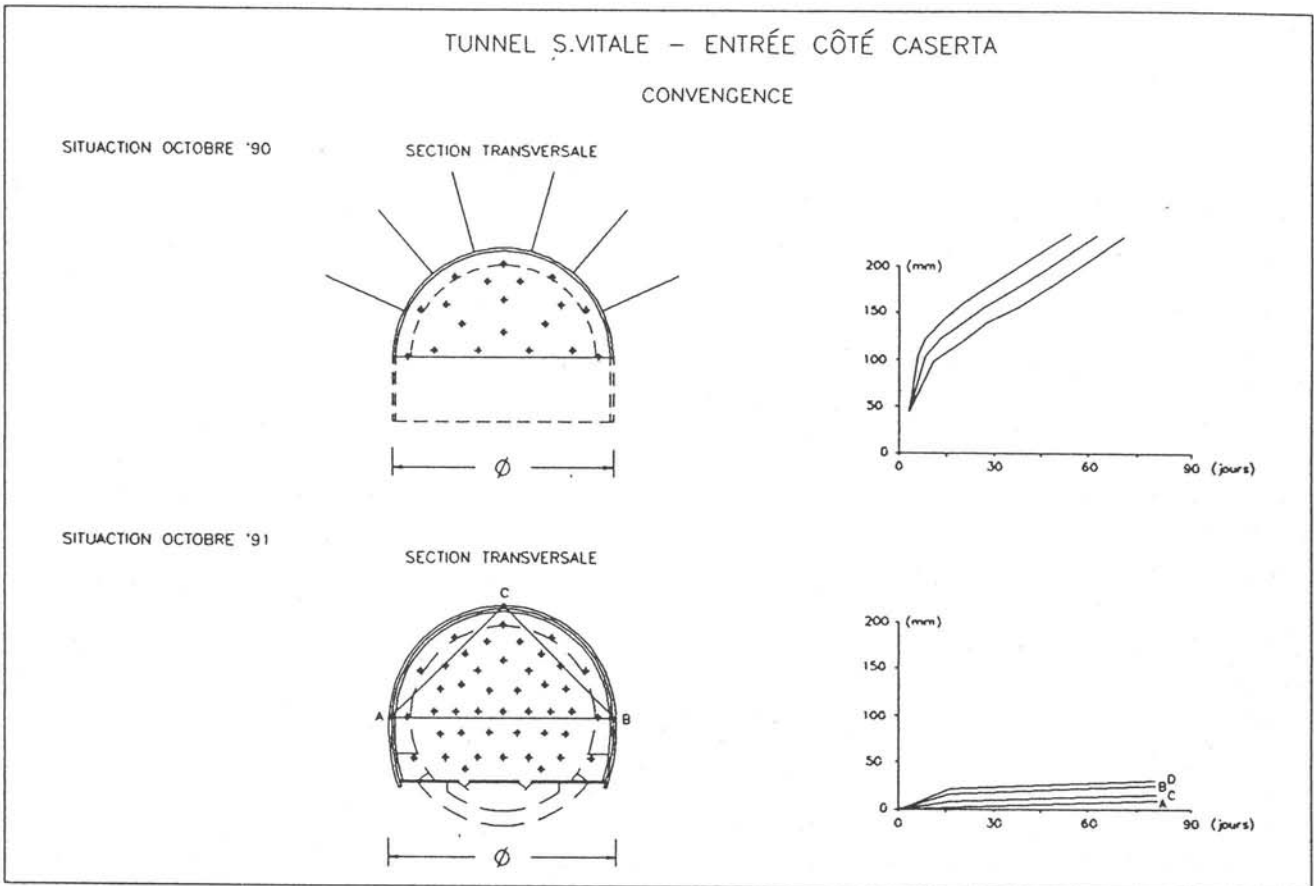


Fig. 28

conditions plus dégradées. Ceci démontre clairement l'influence de la rigidité du noyau sur le comportement en déformation à venir de la cavité.

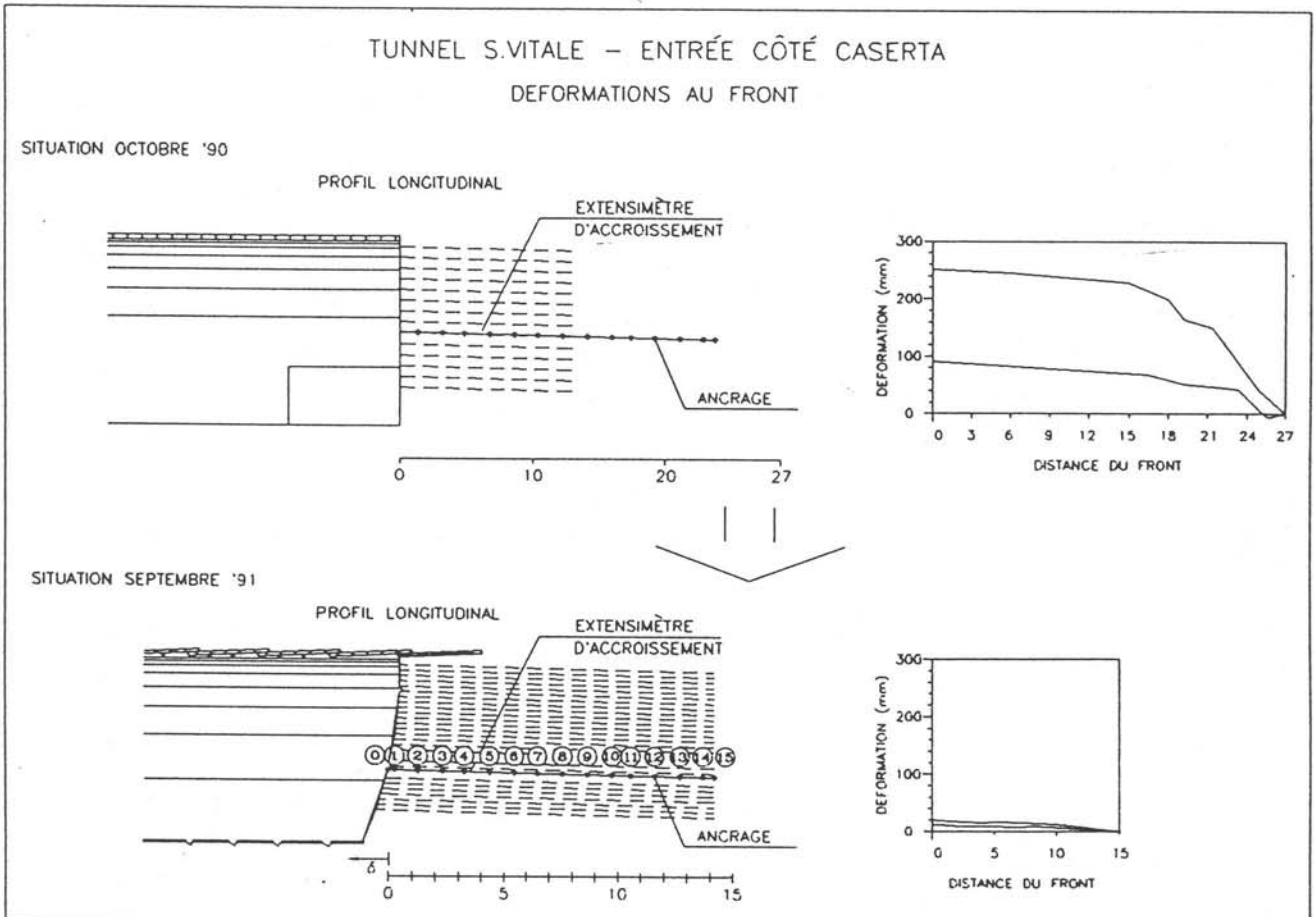


Fig. 29

Nous voyons bien que chaque coulée du radier stabilise (c'est pourquoi il est nécessaire de la faire sur le front!) complètement les convergences des cintres qu'il englobe.

Il est intéressant d'observer, sur la figure 28, la comparaison entre le comportement des convergences mesurées en octobre 1990 - lorsque nous avançons à mi-section avec des tubes, des cintres et du spritz-béton et le comportement des convergences mesurées en septembre 1991 alors que nous procédions à pleine section après avoir adopté le système de conservation.

Auparavant, à la suite de l'amorce de plasticisations étendues dans le terrain au front et sur le pourtour de l'excavation, les convergences n'arrivaient pas à se tasser, avec les conséquences négatives que nous avons déjà décrites. Aujourd'hui, les valeurs de convergence sont nettement plus réduites et tendent surtout à la stabilité.

Au-delà des convergences, des mesures sont faites également au niveau de l'extrusion à l'aide d'appareils de mesure des tassements par accroissements, introduits dans le noyau d'avancement.

La figure 29 nous montre qu'alors qu'en octobre 1990 tout le paquet de terrain consolidé se déplaçait rigidement vers l'intérieur de l'excavation, donnant lieu à des extrusions moyennes du front de 20 cm, avec le nouveau traitement, celles-ci ne dépassent jamais 2 cm.

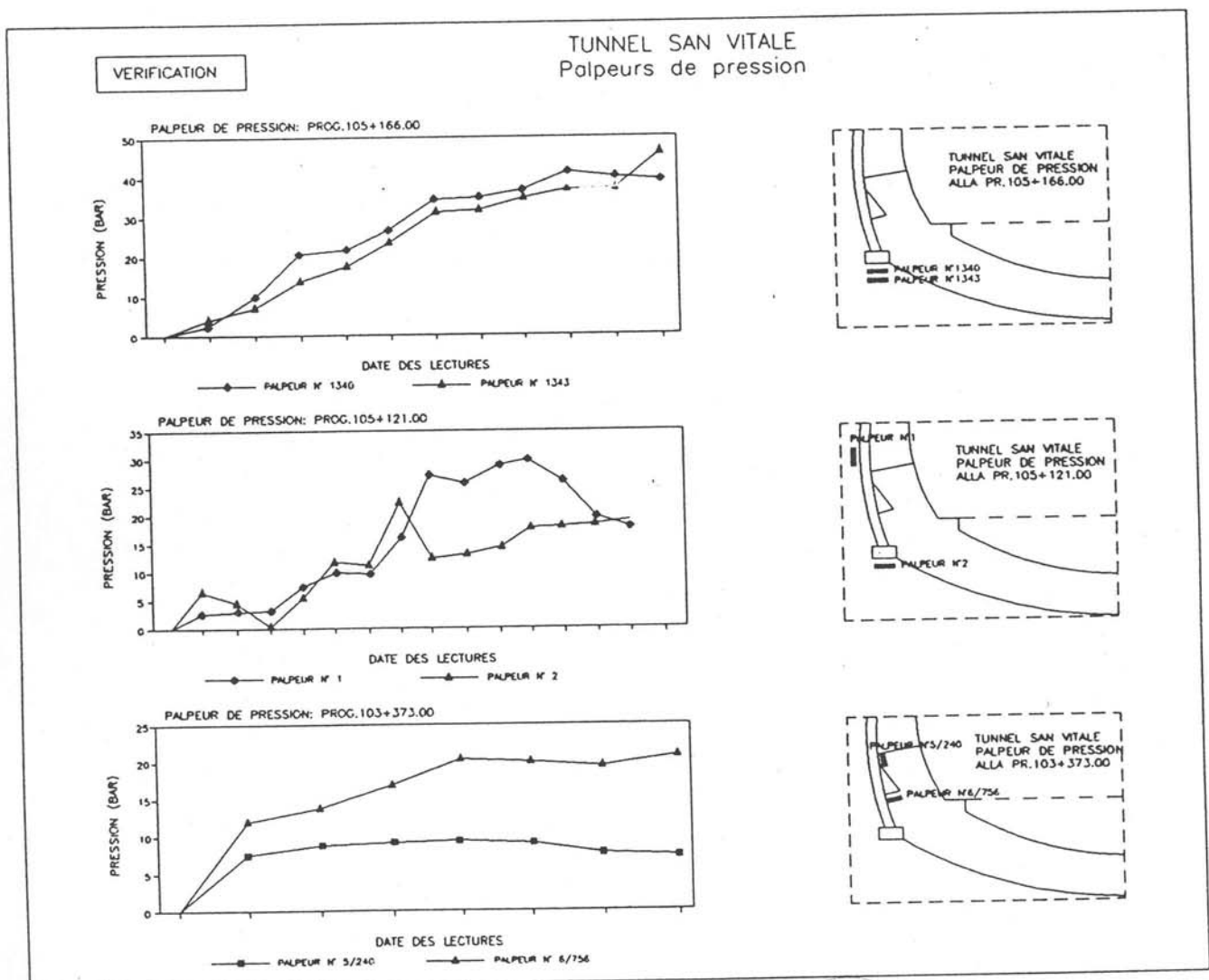


Fig. 30

En voulant confronter ces résultats avec ceux obtenus par le modèle mathématique, il est fondamental de ne pas perdre de vue que le modèle numérique ne prenait pas en considération les déformations visqueuses: il n'y pas à s'étonner donc qu'il fournisse des valeurs de convergence qui sont à peu près le tiers des valeurs mesurées sur le chantier. Les choses changent en ce qui concerne les extrusions du noyau: la confrontation semble indiquer que les tubes en VTR - qui ne sont pas assujettis de par leur nature à des phénomènes visqueux manifestes - réussissent à travers leur interaction avec le terrain à maintenir le front dans un domaine de déplacements que nous pouvons ramener à ceux d'un modèle élastoplastique.

Il est bon de préciser que ces lectures se réfèrent à des excavations dans un terrain meilleur par rapport à celui qui a été adopté dans le modèle numérique.

Enfin, les pressions de contact terrain-cintre sont systématiquement relevées. Sous le pied aussi bien que dans le sens radial. Les valeurs mesurées donnent respectivement jusqu'à 50 bar sous le pied et 10+20 bar dans le sens radial (fig. 30).

### 3.1.7 Instruments

Les mesures ont été effectuées par des instruments de mesure courants. Nous avons tenu tout particulièrement compte de la solidité et de la fiabilité des appareils ainsi que de leur simplicité d'usage.

Compte tenu de leur nouveauté, les mesures d'extrusion méritent quelques mots.

Elles ont été réalisées en introduisant sur le front d'avancement, horizontalement à l'intérieur du noyau, sur une profondeur de 15 mètres, une colonne de mesure du tassement du type de celle indiquée sur la fig. 31. Elle comprend un tube guide à l'extérieur duquel sont disposées les ancrages servant de point de repère.

Nous mesurons la distance entre ces points de repère et la tête de la colonne qui est battue topographiquement. Une fois que nous

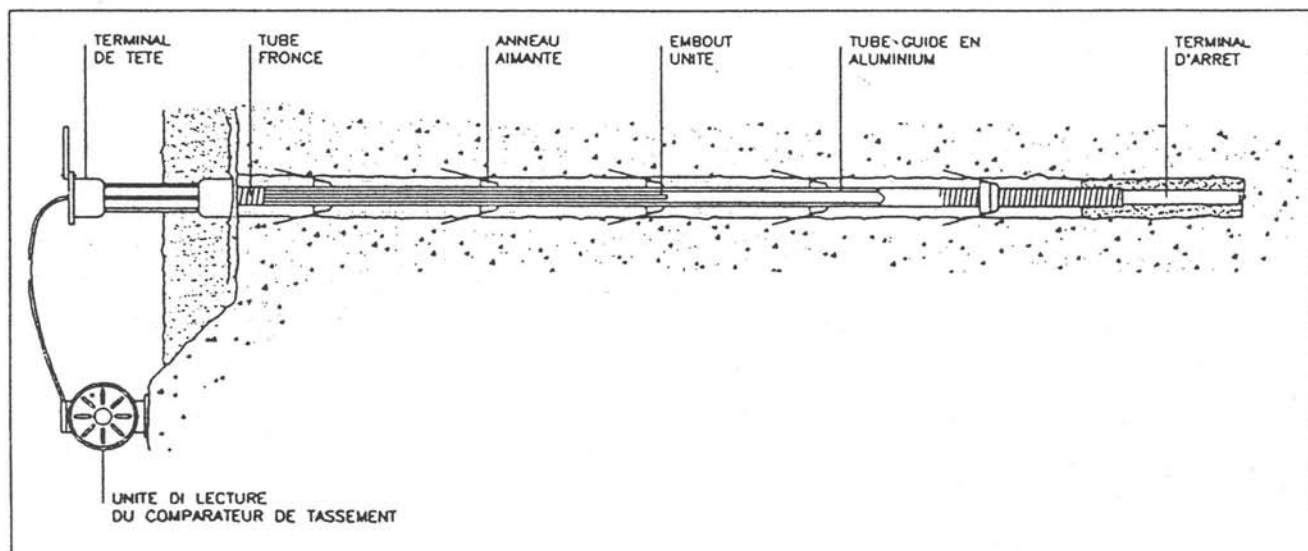


Fig. 31: tunnel San Vitale - schéma d'une colonne de mesure d'extrusion .

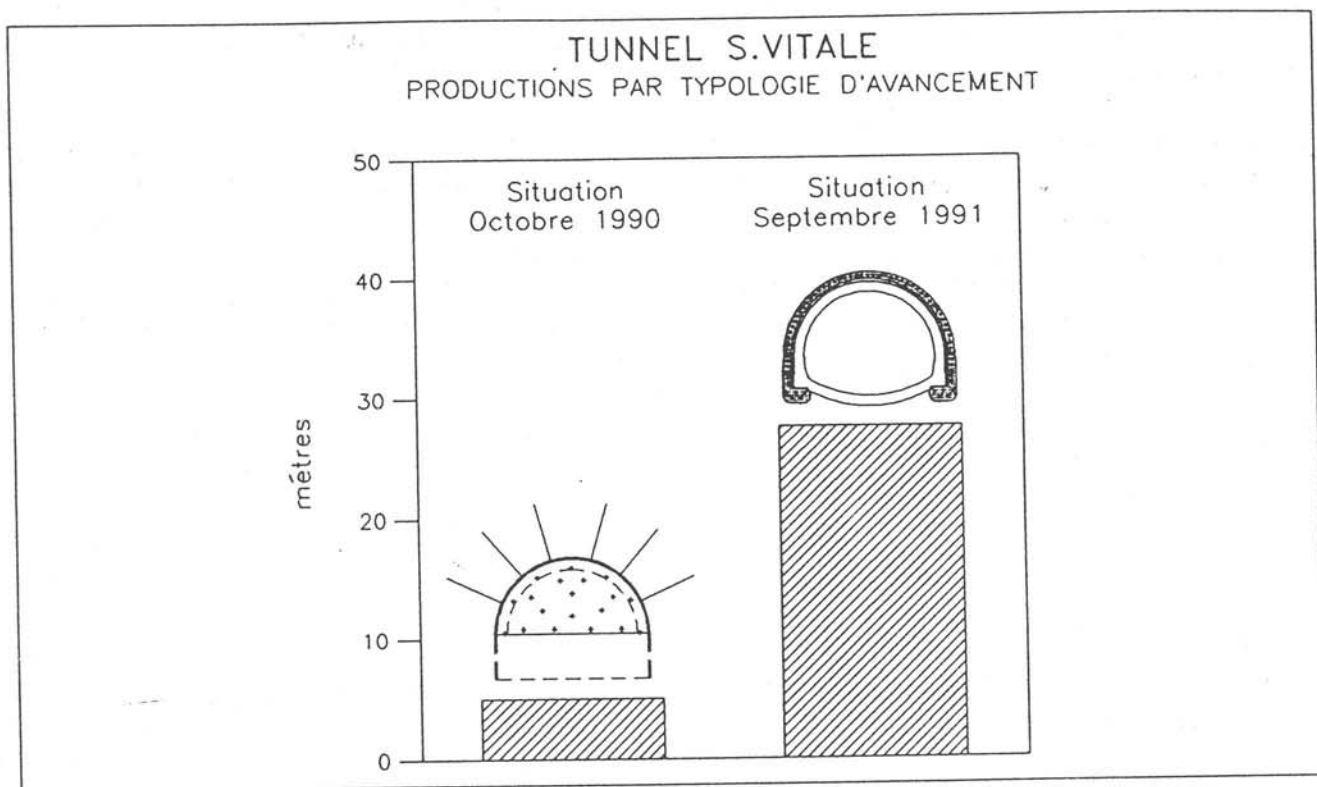


Fig. 32

connaissions les déplacements de la tête, nous obtenons les déplacements absolus subis en profondeur par le terrain.

#### 4. Conclusions

La figure 32 confronte les productions obtenues avec les deux typologies d'attaque utilisées. Nous voyons qu'avec la Nouvelle Méthode Autrichienne, l'avancement moyen était tant que nous avons réussi à avancer - de 5 m/mois contre les 30 actuels.

C'est un résultat qui se passe de commentaires et qui explique pourquoi les interventions en conservation trouvent une si vaste application dans le domaine des ouvrages en souterrain. Pour la toute première fois ces interventions permettent d'affronter l'excavation - même dans les terrains les plus difficiles - avec les mêmes productions et avec la même sécurité que pour les tunnels pratiqués dans des terrains de bonne consistance.

Aujourd'hui, l'introduction des interventions en conservation nous a offert les instruments de construction nécessaires à opérer avec succès et efficacité quel que soit le type du terrain. Il nous est enfin possible de planifier les constructions en souterrain tout comme nous le faisons, depuis de longues années déjà, avec les constructions en surface.

#### Bibliographie

- [1] P. LUNARDI, 1993 - Nuovi criteri di progetto e costruzione per una corretta pianificazione delle opere in sotterraneo, Rapport Général du Congrès "La realizzazione delle grandi opere in sotterraneo" - Verona, 27-28 Mai 1993

[2] LUNARDI P., MONGILARDI E., TORNAGHI R., 1986 - Il preconsolidamento mediante jet-grouting nella realizzazione di opere in sotterraneo, Rapport Général du Congrès International sur "Grandi Opere Sotterranee", Florence, 8-11 Juin 1986

[3] GOLINELLI G., LUNARDI P., PERELLI CIPPO A., 1991 - La prima applicazione del jet-grouting in orizzontale come precontenimento dello scavo di gallerie in terreni incoerenti. Conférence International sur "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo", Milan, 18-20 Mars 1991, II: 187, 202

[4] LUNARDI P., 1992 - Il consolidamento del terreno mediante jet-grouting. Quarry and Construction, N. 3

[5] LUNARDI P., BINDI R., FOCARACCI A., 1989 - Nouvelles orientations pour le project et la construction des tunnels dans des terrains meubles. Etudes et experiences sur le preconfinement de la cavite et la preconsolidation du noyau au front. Colloque International "Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble", Paris, 7-10 Fèvrier 1989





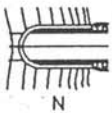
[6] ARSENA F.P., FOCARACCI A., LUNARDI P., VOLPE A., 1991 - La prima applicazione in Italia del pretaglio meccanico. Conférence International sur "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo", Milan, 18-20 Mars 1991, II: 549, 556

[7] LUNARDI P., 1991 - Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo. Conférence International sur "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo", Milan, 18-20 Mars 1991, II: 567, 580






[8] LUNARDI P., FOCARACCI A., GIORGI P., PAPACELLA A., 1992 - Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation. Conférence International sur "Towards New Worlds in Tunnelling", Acapulco, 16-20 Mai 1992, II: 897, 908.

[9] LUNARDI P., 1990 - Un nouveau systeme constructif pour la realisation de tunnel de grande portee dans terrains non coherents: l'"Arc Cellulaire". Colloque International "Les fondations des grands ouvrages", Paris, I:227, 237.

[10] LUNARDI P., 1991 - L'impiego del jet-grouting per l'attacco di gallerie in terreni soffici. Conférence International sur "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo", Milan, II: 227, 234.

ANNÉE	COMMETTANT	TRAVAIL	Ø [m]					 N
				L [m]	L [m]	L [m]	L [m]	
1983	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel Campiolo	12	170				
1984	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel M. Palis	12	200				
1984	F.S.	PAOLA-COSENZA Tunnel Santomarco	7	150				
1984	F.S.	COMO-CHIASSO Tunnel M. Olimpino	12	800				
1985	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel S.Leopoldo	12	50				1
1985	ANAS	MESSINA-PALERMO Tunnel S.Etio	15	150x2				1
1985	F.S.	SIBARI-COSENZA Tunnel 1,2,3,4	10	1300	2300	2300		
1986	F.S.	BARI-TARANTO Tunn. Madonna del Carm.	12	200				2
1986	F.S.	BARI-TARANTO Tunnel S.Francesco	12	100				2
1986	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel Malborghetto	12	150				1
1987	Comune Campinas	Sottopasso scalo ferroviario	14	300x2				2
1987	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel Camporosso	12	650				2
1987	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel S.Rocco	12	600				
1988	ANAS	AUT. DEI TRAFORI Tunnel Valsesia	15	600				
1988	ANAS	S.S. 42 Tunnel Lovere	11	200				
1988	MM	PASSANTE FERR. MILANO Stazione Venezia	30				250	
1988	F.S.	DIRETT. ROMA-FIRENZE Tunn. Talleto e Caprenne	8	2500	2800	2800		4
1988	F.S.	DIRETT. ROMA-FIRENZE Tunnel Tasso	12	150		1650		2
1988	F.S.	DIRETT. ROMA-FIRENZE Tunn. Terranova le Ville	12	200	1800	2200		3
1988	F.S.	DIRETT. ROMA-FIRENZE Tunnel Poggio Orlandi	13	250		600		2
1988	F.S.	DIRETT. ROMA-FIRENZE Tunnel Crepacuore	13	60		120		2
1989	ANAS	TANGENZ. CATANZARO Tunnel S.Giovanni	12		400	400		2
1989	ANAS	S.S. 42 Tunn. Costa Volpino	11			200		1
1989	Acqued. Pugliese	Acquedotto di Ofanto	5			200		3
1989	F.S.	TARGIA-SIRACUSA Tunnel di Siracusa	12		1000	1000		
1989	R.A.V.	AUT. AOSTA-M. BIANCO Tunnel Villeneuve	12	275x2				2

Tab. 1 projects réalisées par Rocksoil S.p.A. de Milan.

ANNÉE	COMMETTANT	TRAVAIL	Ø [m]					
				L [m]	L [m]	L [m]	L [m]	N
1989	R.A.V.	AUT. AOSTA-M. BIANCO Tunnel Avise	12	290x2				4
1989	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel Tarvisio	16	1000				1
1989	SAT	AUT. LIVORNO-CIVITAV. Tunnel Malenchini	12	900x2				2
1989	SAT	AUT. LIVORNO-CIVITAV. Tunnel Rimazzano	12	900x2		900x2		2
1990	Comune di Roma	Sottopasso via Cristoforo Colombo	12,5	150				
1990	ANAS	S.S. 1 Tunnel Montenero	11	150x2		2350x2		2
1990	LAURO	S.S. 38 Tunn. Valmagg. Bolladore	12	150				4
1990	COGEFAR	S.S. 38 Tunnel Mondadizza	12	60				1
1990	CARIBONI	S.S. 38 Tunn. Le Prese e Verzedo	12	100				2
1990	LODIGIANI	S.S. 38 Tunnel San Antonio	12	40				2
1990	TECNO_ SVILUPPO	S.S. 38 Tunnel Tala	12	80				2
1990	SECOL	S.S. 38 Tunnel Cepino	12	70				1
1990	R.A.V.	AUT. AOSTA-M. BIANCO Tunnel Leverogne	12	270x2				2
1990	R.A.V.	AUT. AOSTA-M. BIANCO Tunnel Villerot	12	240x2				4
1990	R.A.V.	AUT. AOSTA-M. BIANCO Tunnel Les Crêtes	12	450x2				2
1990	MM	MILANO Sottop. tangenziale Est	11	70				2
1991	ANAS	S.S. 510 Lotti 5,6,7	11	900		400		15
1991	ANAS	S.S. 237 Tunnel Sabbio	11	300				3
1991	F.S.	CASERTA-FOGGIA Tunnel S.Vitale	12		300	1300		
1991	ANAS	S.S. 62 Tunnel M. Barro	11	100x2				1
1991	PIZZA_ ROTTI	S.S. 470 Tunnel Lenna	12	30				
1992	ANAS	E 45 Tunnel Quarto	11	100x2		200x2		3
1993	F.S.	ANCONA-BARI Tunnel Vasto	10	1270	1850	4970		
1993	F.S.	FIRENZE-EMPOLI Tunnel S.Vito	12	130		200		1
1993	F.S.	FIRENZE-EMPOLI Tunnel Bellosguardo	12	125		360		2
1993	ANAS	S.S. 106 Tunnel Lofiri	11	90x2		90x2		2
1993	INTER_ METRO	METROPOLITANA DI ROMA Staz. Baldo degli Ubaldi	21		120	120		

Tab. 2 projects réalisées par Rocksoil S.p.A. de Milan.