

MUIR WOOD LECTURE 2015

Extrusion Control Of The Ground Core At The Tunnel
Excavation Face As a Stabilisation Instrument For The Cavity.

Le Contrôle de L'Extrusion Du Noyau De Terrain Au Front
De Taille Comme Instrument De Stabilisation De La Cavité.

Prof. Ing. Pietro Lunardi - Lunardi Geoengineering, Milan (Italy)

email : pietro.lunardi@gmail.com

N° ISBN : 978-2-9701013-1-4

MAI/MAY 2015



ASSOCIATION
INTERNATIONALE DES TUNNELS
ET DE L'ESPACE SOUTERRAIN

AITES

ITA

INTERNATIONAL TUNNELLING
AND UNDERGROUND SPACE
ASSOCIATION

Muir Wood Lecture 2015 - **EXTRUSION CONTROL OF THE GROUND CORE AT THE TUNNEL EXCAVATION FACE AS A STABILISATION INSTRUMENT FOR THE CAVITY**

N°ISBN : 978-2-9701013-1-4 / MAI-MAY 2015

Layout : Longrine – Avignon – France – www.longrine.fr

The International Tunnelling and Underground Space Association/Association Internationale des Tunnels et de l'Espace Souterrain (ITA/AITES) publishes this report to, in accordance with its statutes, facilitate the exchange of information, in order: to encourage planning of the subsurface for the benefit of the public, environment and sustainable development to promote advances in planning, design, construction, maintenance and safety of tunnels and underground space, by bringing together information thereon and by studying questions related thereto. This report has been prepared by professionals with expertise within the actual subjects. The opinions and statements are based on sources believed to be reliable and in good faith. However, ITA/AITES accepts no responsibility or liability whatsoever with regard to the material published in this report. This material is: information of a general nature only which is not intended to address the specific circumstances of any particular individual or entity; not necessarily comprehensive, complete, accurate or up to date; This material is not professional or legal advice (if you need specific advice, you should always consult a suitably qualified professional).

MUIR WOOD LECTURE 2015

Extrusion Control Of The Ground Core At The Tunnel
Excavation Face As a Stabilisation Instrument For The Cavity.

Le Contrôle de L'Extrusion Du Noyau De Terrain Au Front
De Taille Comme Instrument De Stabilisation De La Cavité.

Prof. Ing. Pietro Lunardi - Lunardi Geoengineering, Milan (Italy)

email : pietro.lunardi@gmail.com

1 >> INTRODUCTION

I am truly honoured for this invitation to hold an important lecture in memory of Mr. Alain Muir Wood, one of the most eminent English engineers specialised in tunnelling, who was at the forefront in some of the most important tunnel projects of the previous century. It is known how he always insisted (one of the few of his time) «*on the need to modernise the field of underground construction and to free it from false beliefs, by applying inflexibly scientific principles during the design stage*».

In a brief but detailed manner, I therefore intend to talk about:

- the **phenomenon** which inspired me to conduct the first in-depth research on the true essence of the Deformation Response of the mass to the action of excavation;
- the methods and goals implemented during this **Research** in terms of Analysis and Control of the Deformation Response and the results garnered from “sample sites”, which brought about the formulation of a different design and construction approach;
- the **application** and final validation of the new approach in two strategic tunnelling sites;
- and finally, the studies carried out on non-linear 3D **numerical models** and on **physical models** in a reduced scale, which confirmed – also theoretically – the validity of the ideas brought about by the experimental evidence at the base of this approach.

Always remembering that the Earth's crust is made up of material that is subject to stress fields of gravitative, lithostatic and tectonic nature and which must therefore be considered a «**living thing**» that tends to deform as a reaction to excavation and therefore generate a Deformation Response which must always be the focus of any designer of underground works.

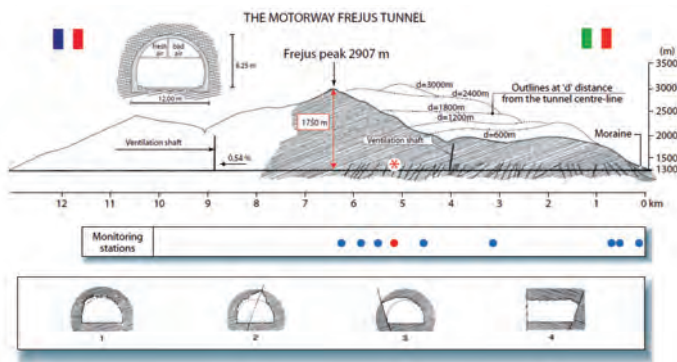


Figure 1: Frejus motorway tunnel (1975) - Longitudinal profile and location of the most significant convergence stations.

For this reason, in his honour, I would like to illustrate the rigorously scientific route that me and my collaborators have followed, inspired by the observation of a particular deformation phenomenon which occurred while tunnelling through Frejus, and the theoretical and experimental research which followed. This path led to the formulation of the Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils, an approach for planning and constructing underground works which has become universally valid for both conventional and TBM excavation in any type of ground or stress-strain condition.

1 >> INTRODUCTION

Je suis profondément honoré de votre invitation à tenir cette importante conférence magistrale en hommage à un ingénieur anglais des plus remarquables, spécialiste en excavation de tunnels qui joua un rôle majeur dans la plupart des projets les plus importants de tunnels creusés le siècle passé. Nous ne sommes pas sans le savoir, il était de ceux, peu nombreux à l'époque, qui insistaient sur «*le besoin de dépoussiérer le monde des constructions souterraines et de l'affranchir des fausses croyances appliquant à la conception des principes inflexiblement scientifiques*».

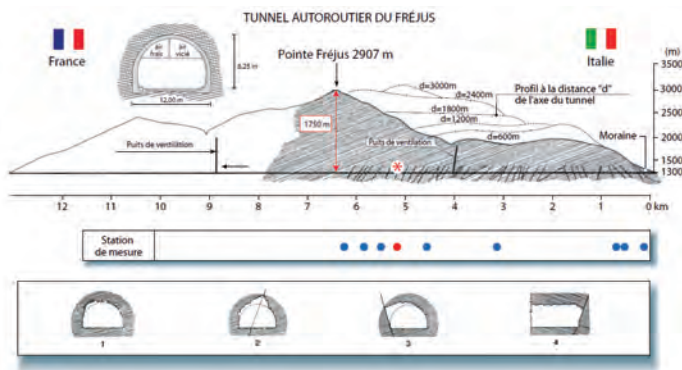


Figure 1: Tunnel autoroutier du Fréjus (1975) - Profil longitudinal et situation des stations de convergence les plus significatives.

J'ai pensé dès lors qu'il serait intéressant de refaire en son honneur le parcours rigoureusement scientifique de recherche que j'ai suivi avec l'aide précieuse de mes collaborateurs. Point de départ, les observations faites d'un phénomène singulier de déformation que j'ai pu à l'occasion du creusement du tunnel routier du Fréjus avant de parvenir à la mise au point de l'Analyse des Déformations Contrôlées des Roches et des Sols, une approche de conception et de construction des ouvrages souterrains qui s'est démontrée universellement valable pour leur réalisation, qu'il s'agisse d'une excavation conventionnelle ou d'une excavation par TBM, quel que soit le terrain, quelles que soient les conditions de contrainte-déformation.

Je vous parlerai donc d'une manière synthétique mais non moins exhaustive pour autant :

- du **phénomène** qui attira, il y a quarante ans de cela, mon attention et qui me poussa à entreprendre pour la première fois une recherche approfondie sur l'essence même de la réponse en déformation d'un massif soumis à l'action d'une excavation ;
- des modalités et des objectifs qui m'ont guidé dans cette **Recherche** pour aborder l'Analyse et le Contrôle de la Réponse en Déformation. Sans omettre les résultats obtenus dans quelques "chantiers modèles". Ce qui allait aboutir à la formulation d'une approche différente de conception et construction ;
- de l'**application** et de l'affirmation de la nouvelle approche sur deux chantiers d'excavation stratégiques ;
- enfin, des études menées sur des **modèles numériques** non linéaires 3D et sur des **modèles physiques** à échelle réduite qui ont confirmé, y compris du point de vue théorique, la justesse des intuitions découlant de l'évidence expérimentale qui est à la base même de ladite approche. Sans jamais perdre de vue que la matière qui constitue l'écorce terrestre - sujette à des régimes de contrainte de nature gravitaire, lithostatique et tectonique - est à considérer comme une «**chose vive**» qui tend à se déformer par réaction à l'action de l'excavation produisant une Réponse en Déformation qui va devenir la clé de lecture pour tout projecteurs d'ouvrages souterrains.

2 >> THE EXPERIENCE OF THE FREJUS MOTORWAY TUNNEL (1975)

Between 1975 and 1978, as the head of geomechanics, I was fortunate enough to take part in the works concerning the Frejus road tunnel on the Italian side. This was one of the most important and complex tunnelling works of its time (around 13 km in length), and also **a once in a lifetime opportunity** to monitor and to study the stress-strain behaviour of the rock mass as the overburden varies (between 50 and 1,700 m). Indeed, it was necessary to advance for about 6,400 metres (this was the length of the Italian side) through a calceschistic formation, which for 95% of the underground path remained lithologically and structurally homogeneous with joints of schistosity constantly tangent to the left haunch of the tunnel.

Despite the fact that at the time it wasn't common practice to make predictions on the deformation response of the excavation mass, in this particular case in-depth geological and geomechanic campaigns were carried out on the base of reports collected while excavating the adjacent train tunnel (almost a century before).

The resistance and deformation tests carried out on the calceschistic samples indicated the following medium values for the **main geomechanic parameters**:

- σ_{gd} = strength of the rockmass = 20 MPa ($\approx 200 \text{ Kg/cm}^2$)
- σ_f = unconfined compression strength = $86 \div 108 \text{ MPa}$ ($\approx 860 \div 1080 \text{ Kg/cm}^2$)
- E = elastic modulus = 10000 MPa ($\approx 100000 \text{ Kg/cm}^2$).

Following the indications of the above-mentioned research, advancement was carried out in full face ($\sim 90 \text{ m}^2$) by blasting, using rounds between 1 and 4,5 m and immediately stabilising the rock cavity with end-anchored steel bolts $\varnothing 24$ (3,5 \div 5 m in length) that were radially positioned around the perimeter of the cavity. Density varied according to the stability situations, acting on the interaxis, length and quality of steel. The final lining in concrete - 70 cm thick on average - was cast at around 400 m from the excavation face. Average production using this method was around 7.5 m/day.

In order to keep behaviour of the rock mass under control, an accurate and systematic monitoring of the diametrical convergences was carried out by installing - always at the face - a six-base convergence measurement station (fig. 1) each 50 m of advancement. This made it possible to thoroughly monitor the deformation response of the cavity as the overburden varied. Each of these stations was constantly read for 120 days from the moment of installation.

From the examination and comparison of the convergence curves (mm/day) of the most relevant measurement stations, the following became clear as the overburden increased (figg. 2a and 2b):

- Convergence was generally influenced by increased overburden.
- For overburden below 550 metres the values reported on the convergence curves were equal to tens of millimetres; but for overburden between 600 and 1,700 m, these same values went up to 150 \div 200 mm.
- The strongest convergences were recorded between the chainages 4,500 \div 5,800 m and not at the maximum overburden (1,700 m).
- The maximum convergence values were recorded for the base D (perpendicular to the schistosity joints).

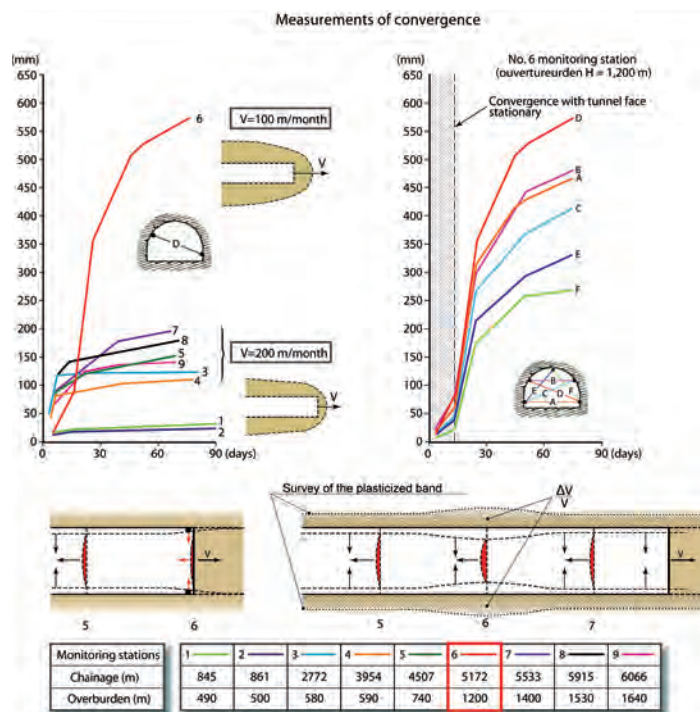


Figure 2a: Frejus motorway tunnel (1975) - Convergence measurements.

2 >> L'EXPÉRIENCE DU TUNNEL AUTOROUTIER DU FRÉJUS (1975)

Entre 1975 et 1978, j'eus la chance de participer en qualité de responsable géomécanique aux travaux de réalisation du tunnel routier du Fréjus côté italien, un ouvrage d'excavation, de tunnelling, parmi les plus importants et les plus complexes de l'époque (près de 13 Km de longueur) mais, plus encore, ce fut pour moi **une occasion unique** de monitorer et d'étudier les comportement contrainte-déformation du massif rocheux en présence de la variation des recouvrements (entre 50 et 1.700 m). Il s'agissait effectivement d'avancer sur près de 6.400 m (c'était la longueur du tronçon de la compétence italienne) dans une formation métamorphique de calcschistes lithologiquement et structurellement homogènes le long de 95 % du tracé souterrain, avec des joints de schistosité constamment tangents au rein gauche du tunnel (fig. 1). Bien que le projet ne formulât pas de prévisions quant au comportement en déformation du massif lors de l'excavation (cela ne faisait pas partie des pratiques habituelles de l'époque), il avait été supporté par une campagne géologique et géomécanique plutôt approfondie, notamment sur la base des connaissances déjà acquises au cours des excavations pour la réalisation du tunnel ferroviaire adjacent dont la construction remontait à un siècle plus tôt.

Les tests de résistance et de déformabilité pratiqués sur des échantillons de calcschiste indiquaient pour les **paramètres géomécaniques principaux**, les valeurs moyennes suivantes :

- σ_{gd} = résistance du massif = 20 MPa ($\approx 200 \text{ Kg/cm}^2$)
- σ_f = résistance à compression simple = $86 \div 108 \text{ MPa}$ ($\approx 860 \div 1080 \text{ Kg/cm}^2$)
- E = module élastique = 10000 MPa ($\approx 100000 \text{ Kg/cm}^2$).

Compte tenu de toutes ces connaissances, il fut opté d'avancer à pleine section ($\sim 90 \text{ m}^2$) à l'aide d'explosifs, avec des volées variables entre 1 et 4,5 m et une stabilisation immédiate de l'anneau de roche sur les pourtour de la cavité par des boulons en acier $\varnothing 24$ à ancrage ponctuel, de 3,5 \div 5 m de longueur, disposés radialement au périmètre de la cavité, à une densité variable en fonction des différentes situations de stabilité, agissant avec discernement sur l'interaxe, sur la longueur et sur la qualité de l'acier. le revêtement définitif de béton, d'une épaisseur de 70 cm en moyenne, était placé à 400 m environ de distance du front de taille. La production moyenne ainsi obtenue est de près de 7,5 m/jour.

Pour tenir sous contrôle le comportement du massif rocheux lors de l'excavation, il fut décidé de procéder à un monitoring méticuleux et systématique des convergences diamétrales, avec la mise en place, constamment à proximité du front, d'une station de mesure de la convergence sur six bases (fig. 1), tous les 50 m d'avancement, de manière à pouvoir obtenir les plus complètement possible la réponse en déformation de la cavité au fur et à mesure des variations des recouvrements. Chacune de ces stations de convergence fut suivie et lue avec continuité pendant 120 jours à partir du moment même de leur installation.

Il se dégagait clairement de l'examen et de la confrontation des courbes de convergence (mm/jour) des stations de mesure les plus représentatives au fur et à mesure que les recouvrements augmentaient (fig. 2a et 2b):

- que les convergences étaient en général influencées par les recouvrements croissants ;
- que les valeurs montrées sur les courbes de convergence sous des recouvrements inférieurs à 550 mètres étaient de quelques dizaines de millimètres alors qu'elles montaient jusqu'à 150 \div 200 mm pour des recouvrements compris entre 600 et 1.700 m ;
- que les convergences les plus fortes étaient enregistrées entre les p.m. 4500 \div 5800 m et non pas à la hauteur des recouvrements maximum (1.700 m) ;
- que les valeurs maximum de convergence ont été enregistrées pour la base D (perpendiculaires aux joints de schistosité).

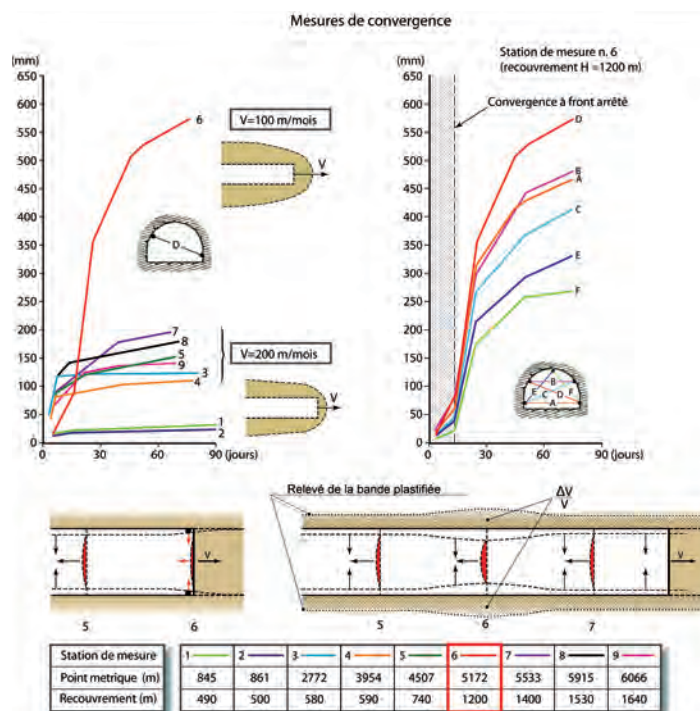


Figure 2a: Tunnel autoroutier du Fréjus (1975) - Mesures de convergence.

2 >> THE EXPERIENCE OF THE FREJUS MOTORWAY TUNNEL (1975)

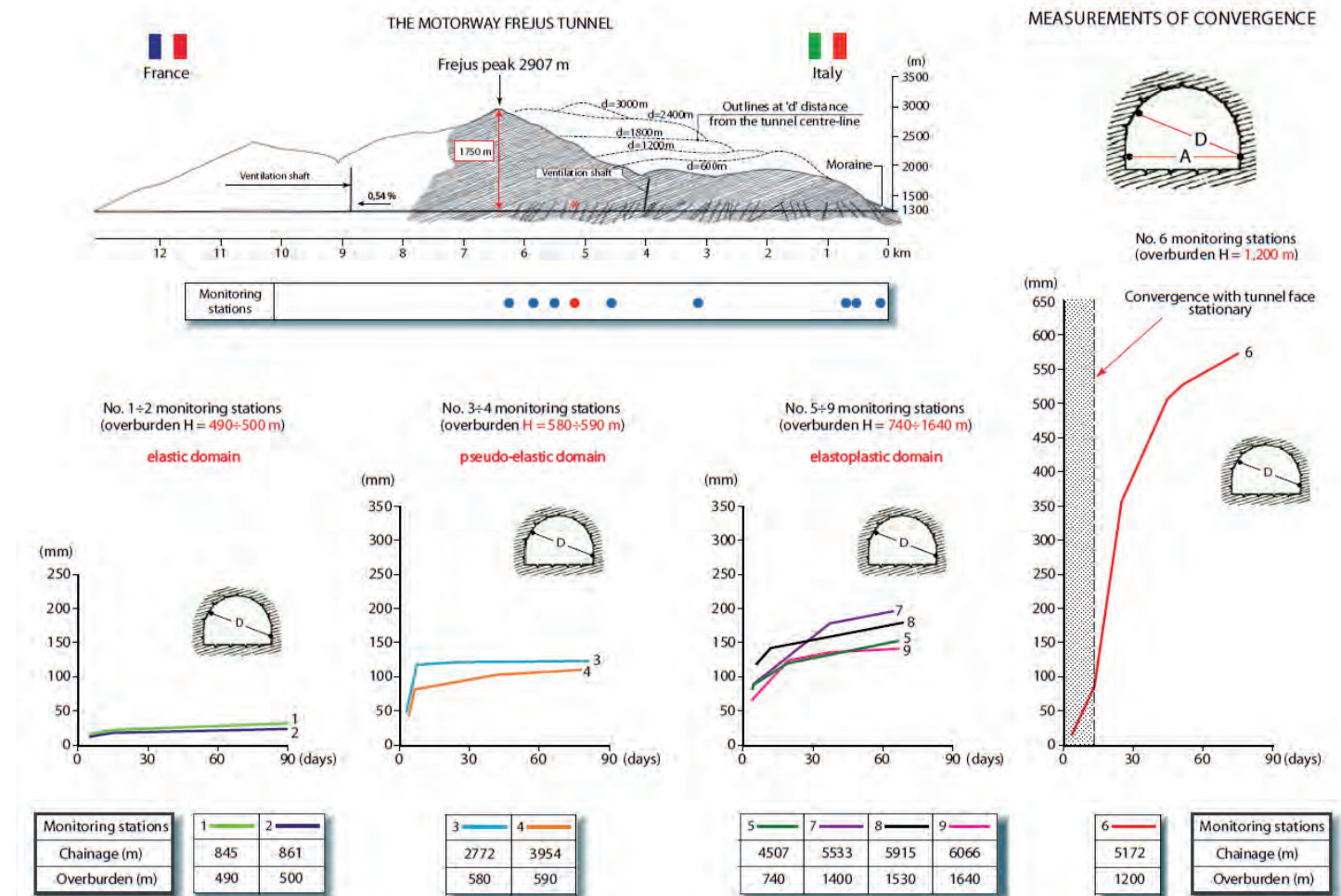


Figure 2b: Frejus motorway tunnel (1975) - Convergence measurements.

2 >> L'EXPÉRIENCE DU TUNNEL AUTOROUTIER DU FRÉJUS (1975)

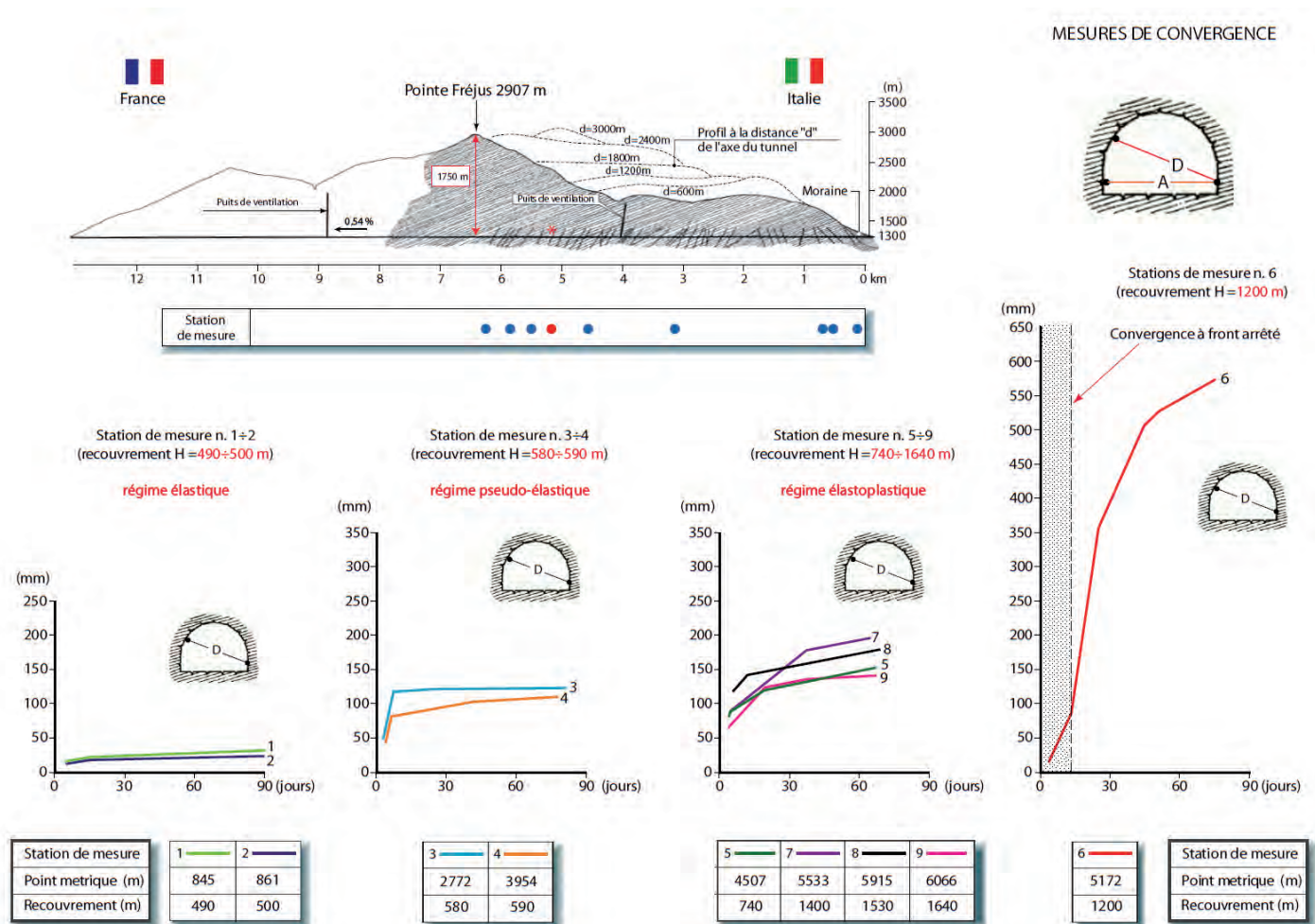


Figure 2b: Tunnel autoroutier du Fréjus (1975) - Mesures de convergence.

2 >> THE EXPERIENCE OF THE FREJUS MOTORWAY TUNNEL (1975)

Examination of the convergence curves of these bases immediately revealed an anomaly at chainage 5,172 m, with an overburden of 1,200 m, where in a station (n. 6) in no way different than the others, without particular geological accidents, on 7 August 1977 advancement had been suspended for the summer holidays and had recommenced 15 days later.

It's important to note at this point that, before interrupting the works, the rockmass around the cavity had been regularly reinforced up to one metre from the face with around 30 radial bolts per metre of tunnel (without taking any particular actions on the face itself) and that, once excavation had recommenced, rockmass reinforcement around the cavity had also resumed with the same method, continuity and rhythm in terms of 4 m rounds.

The anomaly recorded at station n. 6 installed at ch. 5,172 m at the un-advancing face, with an overburden of 1,200 m, showed a convergence of around 100 mm during the 15 days of holiday. As soon as excavation started again, the convergence recorded a sharp jump to values of 600 mm after about 3 months of measurement.

How could this phenomenon be explained?

It's certainly true that in an elastic-plastic regime a mass experiences, during the advancement phase, **plasticization phenomena** of rock surrounding the cavity with a Radius of Plasticization R_p which varies according to the **overburden** and **advance speed** respect to the profile of excavation. However, it's also true that the plasticization phenomenon produces an increase of the rock's $\Delta V/V$ volume in the plasticized band.

While downstream the excavation face this increase of $\Delta V/V$ volume translates into a convergence of the cavity (which can be kept under control to a certain limit with radial operations), upstream the face $\Delta V/V$ can only vent underneath the surface of this, as an “**extrusion**”, which upstream the face automatically produces a form of convergence of the theoretical excavation profile that can be defined as “**pre-convergence**”.

In the case of measurement station n. 6, the 15-day pause of the advance face certainly produced an increase of the plasticized band both surrounding the cavity and upstream the face. This caused extrusive movement of the ground through the face and resulting pre-convergence, which - when advancement recommenced after the 15-day break - brought about the exceptional convergence of the cavity **that could not be controlled only by radial operation** (the calceschist under high overburden showed a similar creep behaviour to that of a soft ground such as clay).

Definitively, it appeared to me from the analysis of the measurements recorded at station n. 6 at ch. 5172 that the deformation response of the cavity (convergence) could be interpreted as the final stage of a deformation phenomenon which

originates upstream the excavation face as a consequence of the extrusive behaviour of the face. This phenomenon then evolves – always upstream the excavation face – into a “pre-convergence”, which can increase and amplify the convergence of the cavity downstream the face itself.

At the light of the above mentioned considerations, it was therefore necessary to analyse the deformation response of the ground to excavation starting from completely different assumptions than those of the past:

- 1) considering in which stress-strain conditions, how and why the extrusion of the core-face takes place. But especially:
- 2) understanding if by controlling and eliminating the extrusive behaviour of the core-face, the convergence of the cavity can also be controlled and even eliminated.

For me, finding the correct answers to these questions was of the utmost importance. I realised that this could only be researched and demonstrated by means of patient observation and large-scale experimentation!

For these reasons, thirty years ago, I started my **Research** focussed on the "analysis" and "control" of the **deformation response of the ground to the action of excavation**, in tunnels in construction and in tunnels that had been abandoned for years due to the impossibility of advancing with traditional methods, despite previously partitioning the excavation face.

The first step in this **Research** (considering the recordings made while excavating the Frejus tunnel and the complexity of the problem itself) was to individuate “**new references**”, necessary to clarify and analyse those aspects that appeared to have been ignored or studied inadequately by the current literature (fig. 3):

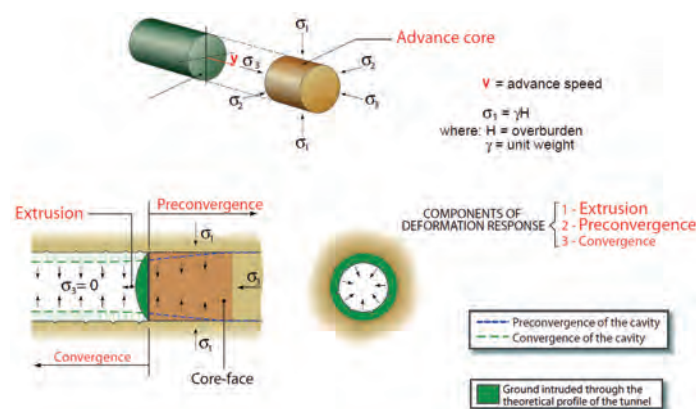


Figure 3: The new references for the Research on Deformation Response.

2 >> L'EXPÉRIENCE DU TUNNEL AUTOROUTIER DU FRÉJUS (1975)

Il ressortait immédiatement de l'examen des courbes de convergence relatives à ces bases un comportement étrangement anormal au p.m. 5.172 m - en présence d'un recouvrement de 1200 m - , où dans une station (n. 6), identique à toutes les autres et sans accidents géologiques particuliers, le 7 août 1977, les travaux d'avancement avaient été suspendus du fait des congés d'été pour être repris 15 jours plus tard.

Il convient toutefois de préciser qu'avant l'interruption des travaux, sur le pourtour de la cavité, le massif avait été régulièrement consolidé jusqu'à un mètre du front avec 30 boulons radiaux par mètre de tunnel (sans interventions particulières sur le front même) et qu'une fois les travaux de creusement repris, la consolidation de la cavité avait retrouvé, elle aussi, les mêmes modalités, continuité et cadence en termes de volées de 4 m.

La convergence anormale relevée par la station n. 6 installée au p.m. 5.172 m en proximité du front et à front arrêté, sous 1.200 m de recouvrement, mettait en évidence - au cours des 15 jours d'arrêt - une convergence de près de 100 mm. Avec la reprise des excavations d'avancement, la convergence faisait enregistrer une brusque flambée jusqu'à atteindre des valeurs de 600 mm au bout de 3 mois de mesures.

Ce phénomène, comment s'expliquait-il ?

S'il est vrai qu'en régime élastoplastique du massif, sur le contour d'un tunnel en phase d'avancement, il se produit des **phénomènes de plastification** de la roche dont l'extension R_p (rayon de plastification) varie, par rapport au profil d'excavation, en fonction des **recouvrements** en jeu et de la **vitesse d'avancement** du front, il est tout aussi vrai qu'à l'intérieur de la bande plastifiée le phénomène de plastification produit une augmentation de volume $\Delta V/V$ de la roche.

Tandis qu'en aval du front d'excavation cette augmentation de volume $\Delta V/V$ se traduit par la convergence de la cavité (qui est, dans certaines limites, contrôlable grâce à des interventions radiales), en amont du front, $\Delta V/V$ ne peut trouver de débouché qu'à travers la surface de celui-ci, sous la forme «**d'extrusion**» qui produit automatiquement, en amont du front, une forme de convergence du profil théorique d'excavation qui peut être défini de «**préconvergence**».

Dans le cas de la station de mesure n. 6, l'arrêt du front de taille pendant 15 jours avait incontestablement produit une augmentation de la bande plastique sur le contour de la cavité aussi bien qu'en amont du front. D'où l'amorce d'un mouvement d'extrusion du terrain à travers le front et la préconvergence consécutive qui, à la reprise de l'avancement des excavations, au terme des 15 jours d'arrêt, avait à son tour déclenché la convergence exceptionnelle de la cavité qui aurait été **incontrôlable avec un confortement radial seulement** (sous les hauts recouvrements, le calcschiste avait révélé un comportement à fluage pratiquement assimilable à celui d'un terrain mou du type argile).

En définitive, il se dégageait de l'analyse des mesures enregistrées par la station n. 6 au p.m. 5172 m que la réponse en déformation de la cavité (convergence) aurait pu être interprétée comme le dernier stade d'un phénomène de déformation ayant son origine en amont du front

de taille en tant que conséquence du comportement extrusif au front, pour évoluer, encore en amont du front de taille, en «préconvergence», phénomène qui peut à son tour stimuler et amplifier la convergence de la cavité en aval de lui.

À la lumière de ces considérations, il apparaissait indispensable d'analyser la réponse en déformation du terrain à l'excavation en partant de principes totalement différents de ceux du passé :

- 1) en se demandant dans quelle condition de contrainte-déformation, comment et pourquoi se produisait l'extrusion du noyau-front, mais, plus encore,
- 2) essayant de comprendre si, contrôlant et éliminant artificiellement le comportement extrusif du noyau-front, il aurait été possible de contrôler la convergence de la cavité jusqu'à l'éliminer.

Il me parut absolument indispensable de trouver une réponse correcte à ces deux questions tout comme il m'apparut clairement que la réponse ne pouvait être cherchée et démontrée qu'à travers un travail patient d'observation et d'expérimentation sur une grande échelle !

C'est pourquoi, il y plus de trente-cinq ans de cela, j'éprouvai le besoin d'entreprendre une **Recherche** consacrée à «l'**analyse**» et au «**contrôle**» de la **réponse en déformation du terrain à l'action de l'excavation et de l'avancement**, dans les tunnels en construction et dans des tunnels abandonnés depuis plusieurs années à cause de l'impossibilité d'avancer en se basant sur les interventions conventionnelles bien qu'il ait été procédé à une partialisation poussée de la section d'excavation.

Condition fondamentale dès le début de la **Recherche**, compte tenu des résultats de nos observations au cours de la réalisation du tunnel du Fréjus et de la complexité du problème à l'étude : déterminer en matière de Réponse en Déformation, de «**nouvelles références**», points d'appui indispensables pour éclaircir et approfondir certains aspects qui paraissaient insuffisamment étudiés, voire carrément ignorés par la littérature courante (fig. 3) :

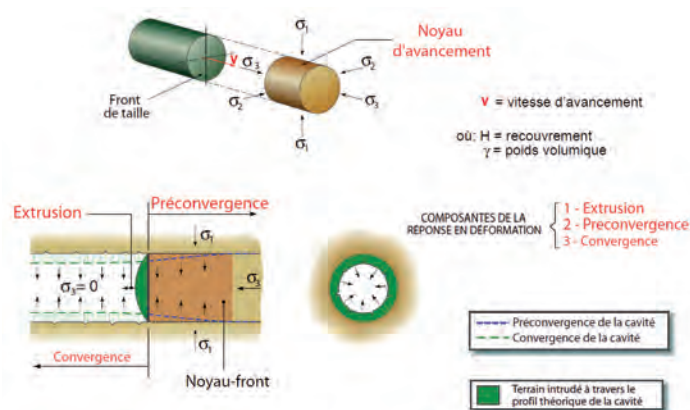


Figure 3: Les nouvelles références pour la Recherche en matière de Réponse en Déformation.

3 >> THE RESEARCH

- **Advance core or core-face**, meaning the volume of ground upstream the excavation face, cylindrical in shape and 1.5 times the diameter of the tunnel in longitude;
- **Extrusion**, meaning the primary component of the Deformation Response, which develops mainly within the core-face and manifests itself through the surface of the excavation face, parallel to the axis of the tunnel in longitude;
- **Pre-convergence**, meaning the second component of the Deformation Response, in the convergence of the theoretical excavation profile upstream the face.

Said **Research**, that continued for over 30 years, taking into consideration more than 1,000 kilometres of tunnel and hundreds of thousands of excavation faces, was conducted through three main phases (fig. 4).

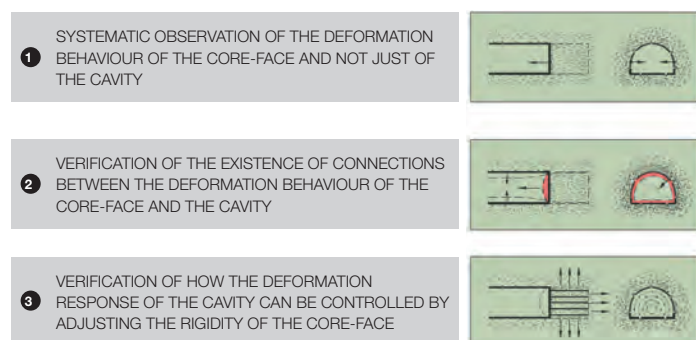


Figure 4: The three phases of Research regarding the Deformation Response

The first phase of Research was mostly dedicated to the systematic observation of the stress-strain response of the core-face (and not of the sole cavity as was common practise) with attention to the following phenomena: **extrusion** of the core-face, **pre-convergence** of the cavity and **convergence** of the cavity and subsequent signs of instability. The visual observations which were systematically carried out inside the tunnels (all of which were under my responsibility in different roles) made it possible to associate the following signs of instability to these **three fundamental components of Deformation Response**. Said signs are localised at the core-face (a) and at the outline of the cavity (b), in function of the intensity of the existing stress-strain field as well as in function of the ground behaviour in an elastic, elastic-plastic and failure field:

- gravitative detachments, spalling and failure of the face (in the case of the core-face);
- gravitative detachments, spalling and collapse of the cavity (in the case of the cavity).

respectively for deformations in the elastic, elastic-plastic and failure field.

During this observational phase, that was conducted through the use of systematic visual and instrumental controls, **it became ever so unbelievable that in the past the Deformation Response had been assumed to be solely attributable to and representable by the convergence of the cavity.**

On the other hand, the in-depth analysis of the amount of data regarding the three components of the Deformation Response and regarding the following signs of instability observed on the core-face and on the outline of the cavity, made it possible to attribute the phenomena to three fundamental types of stress-strain behaviour of the rockmass at the excavation face: stable, extrusive (or stable in the short-term) and unstable. At this point I began to wonder if by observing the deformation phenomena at the excavation face it would have been in some way possible to predict the type and entity that the phenomena at the outline of the cavity would have presented, at a certain distance from the excavation face.

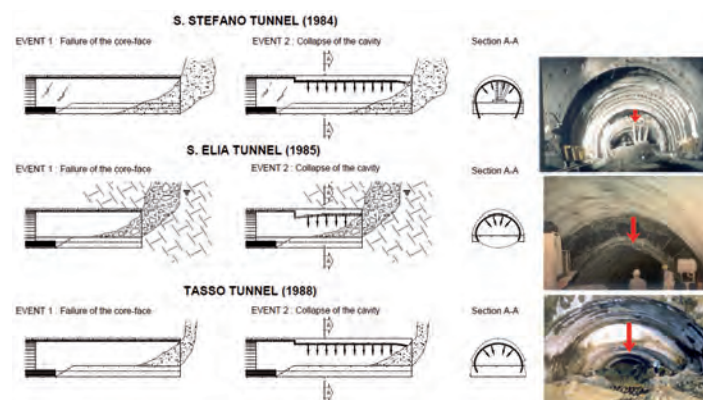


Figure 5: Three striking cases of core face failure followed by the collapse of the cavity in already-lined tunnels.

3 >> LA RECHERCHE

- le **noyau d'avancement ou noyau-front**, défini par le volume de terrain qui se trouve en amont du front de taille, de forme pratiquement cylindrique et de dimension longitudinale de l'ordre de 1,5 fois le diamètre du tunnel ;
- l'**extrusion**, définie comme la composante primaire de la Réponse en Déformation, qui se développe dans une large mesure à l'intérieur du noyau-front et se manifeste à travers la surface du front de taille, en sens longitudinal parallèlement à l'axe du tunnel ;
- la **préconvergence**, définie comme la composante secondaire de la Réponse en Déformation, dans la convergence du profil théorique d'excavation en amont du front ;

La **Recherche**, qui s'est poursuivie pendant plus de 30 ans, sur plus de 1.000 kilomètres de tunnels et sur des centaines de milliers de fronts de taille, s'est déroulée fondamentalement à travers trois phases (fig. 4).

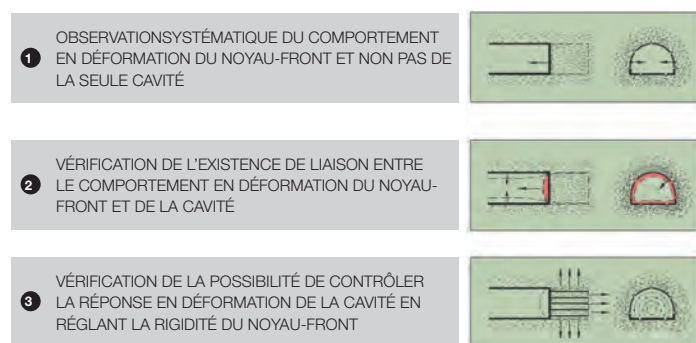


Figure 4: Les trois phases de la Recherche en matière de Réponse en Déformation



La **première phase de Recherche** fut essentiellement consacrée à l'observation systématique du comportement de contrainte-déformation du noyau-front et non pas de la

seule cavité comme cela est couramment pratiqué, en particulier en ce qui concerne les phénomènes d'**extrusion** du noyau-front, de **préconvergence** de la cavité et de **convergence** de la cavité de même que pour ce qui est des manifestations d'instabilité qui s'ensuivent. Les observations visuelles menées systématiquement de l'intérieur des galeries, de l'excavation desquelles j'étais, à divers titres, responsable, nous permirent d'associer à ces **trois composantes fondamentales de la Réponse en Déformation**, les manifestations d'instabilité consécutives, localisées sur le noyau-front (a) et sur le pourtour de la cavité (b), en fonction de l'intensité du champ contrainte-déformation existant et du comportement du terrain en champ élastique, élastoplastique et de rupture :

- chutes de blocs sous l'effet de leur poids, écaillages et écroulement du front (dans le cas du noyau-front);
- chutes de blocs sous l'effet de leur poids, écaillages et collapse de la cavité (dans le cas de la cavité);

pour les déformations en champ élastique, élastoplastique et de rupture respectivement.

Au cours de cette phase d'observation - qui fut menée à travers des contrôles systématiques visuels et instrumentaux - **il parut plus que jamais, impensable et incroyable que par le passé, la Réponse en Déformation du terrain à l'action de l'excavation ait pu être considérée réductible et représentable à la seule convergence de la cavité.**

Par ailleurs, l'analyse approfondie de la masse de données collectées sur les trois composantes de la Réponse en Déformation et les manifestations d'instabilité observées sur le noyau-front et sur le pourtour de la cavité qui en découlent, nous menaient à attribuer de toute évidence les phénomènes à trois types fondamentaux de comportement en contrainte-déformation du massif de terrain au front de taille : stable, extrusif ou stable à court terme et instable. À ce stade, je commençai à me demander si - à travers l'observation des phénomènes de déformation au front de taille - il ne serait pas en quelque sorte possible de faire des prévisions sur le type et sur l'importance qu'auraient pris ces mêmes phénomènes sur le pourtour de la cavité, à une certaine distance du front de taille.

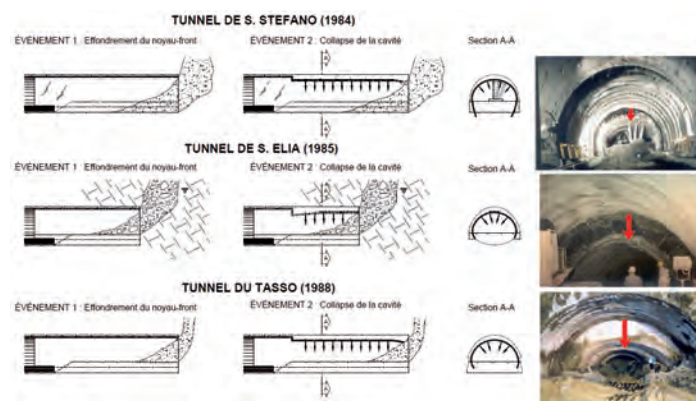


Figure 5: Trois cas spectaculaires d'effondrement du front de taille suivi du collapse de la cavité bien que déjà revêtue.

3 >> THE RESEARCH

Here began the **second phase of Research** (fig. 4), or verification of the existence or not of links between the stress-strain behaviour of the core-face and that of the cavity.

This was carried out by means of systematic observation of deformation events of the face and of the cavity, accompanied by accurate topographic measurements, and in-depth analysis of all the data collected - especially regarding the chronological succession of the observed phenomena - in function of the systems, phases and cadences of excavation which were adopted each time .

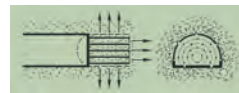
The following findings were of great importance:

- influence of the advance speed on the entity of the deformation phenomena of the face and of the cavity, using the same excavation and stability systems;
- existence of a close link between the extrusion phenomena of the core-face and the pre-convergence and convergence phenomena;
- existence of close links between the failure of the core-face and the collapse of the cavity even if already stabilised, but without the final invert;
- the chronological dependency of the deformation phenomena of the cavity, which always follow and depend on the same ones which involve the ground core at the excavation face.

There have been many cases of unstable excavated tunnels in difficult stress-strain situations, which brought about the following conclusions.

The most significant cases of excavation-face failure, followed by the collapse of the cavity, are those of tunnels constructed in a partitioned face without a final invert, if only at the distance of a few diameters of excavation from the advance face (fig. 5). These phenomena suggested a consequent interpretation which on one side brought about the definition of an ideal “**extrusion surface**”, which is identifiable with the surface of the excavation face (see fig. 6), and on the other side led to conclude that, the more that tunnel construction needs to face difficult stress-strain situations, **the more important it becomes to advance in full face rather than in partitioned face**. Partitioning doesn't allow the work-site to keep the final invert close to the excavation face, moreover to advance in full face avoids mobilising large volumes of plasticised ground which tend to flow from the work plane of the tunnel and can cause failure of the crown.

Considering the close links (in qualitative and chronological terms)



that emerged between the deformation behaviour of the core-face and that of the cavity, it was clear that a **third phase of experimental Research** needed to be

put into place (fig. 4) with the objective, on one side, of verifying whether the deformation response of the cavity could be controlled by intervening on the rigidity of the core-face, and with the need, on the other side, of creating new technologies capable of improving the rigidity of the core-face with **reinforcement** and **protection** actions. In this manner, the core-face itself could become an **instrument for preventively stabilising the cavity**.

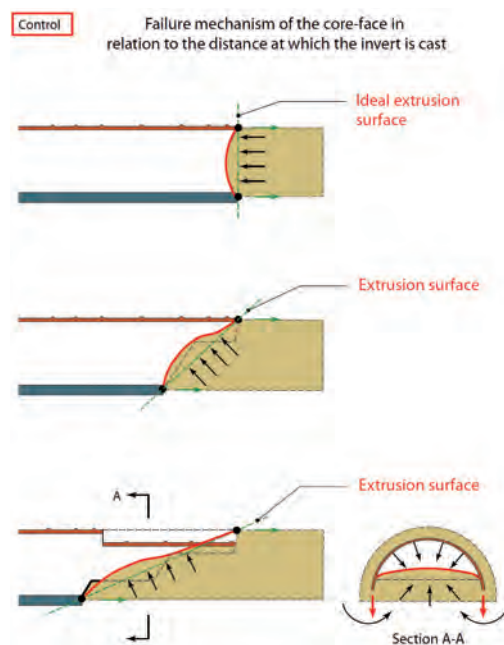


Figure 6: Definition of «extrusion surface».

3 >> LA RECHERCHE

C'est ainsi que commença la **deuxième phase de la Recherche**



(fig. 4), à savoir la vérification de l'existence ou de l'absence de liens entre le comportement en contrainte-déformation du noyau-front et celui de la cavité.

Cette phase se fit à travers l'observation systématique des événements en déformation du front et de la cavité, accompagnée de mesures topographiques méticuleuses suivies de l'analyse approfondie de toutes les données collectées, tout particulièrement en ce qui concerne l'importance et la succession chronologique des phénomènes observés, en fonction des systèmes, des phases et des cadences d'excavation qui avaient été adoptés d'une fois à l'autre.

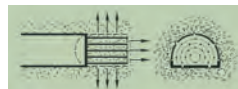
Il s'en dégagea des manifestations d'une évidence impressionnante:

- l'influence de la vitesse d'avancement sur l'importance des phénomènes de déformation du front et de la cavité, à systèmes d'excavation et de stabilisation égaux ;
- l'existence d'un lien étroit entre le phénomène d'extrusion du noyau-front et les phénomènes de préconvergence et convergence de la cavité
- l'existence de liens étroits entre l'effondrement du noyau-front et le collapse de la cavité bien que déjà stabilisée mais dépourvue du radier définitif;
- la dépendance chronologique des phénomènes de déformation relatifs à la cavité qui sont toujours consécutifs et dépendants de ceux qui impliquent le noyau de terrain au front de taille.

Innombrables sont les cas de manifestations d'instabilité de tunnels creusés en présence de situations de contrainte-déformation difficiles qui ont abouti aux conclusions ci-dessus.

Rappelons, parmi les cas les plus significatifs de phénomènes d'effondrement des fronts de taille suivis du collapse de la cavité, ceux de tunnels réalisés à section partialisée, non pourvus du radier définitif, si ce n'est à une distance de plusieurs diamètres d'excavation du front de taille (fig. 5). Ces phénomènes nous poussèrent à une interprétation qui s'ensuit logiquement et aboutit, d'une part, à la définition de «**surface d'extrusion**» idéale, qui s'identifie à la surface du front de taille (voir fig. 6) et, de l'autre, à conclure que **plus la réalisation des tunnels devra affronter des situations de contrainte-déformation difficiles, plus il sera indispensable d'avancer à pleine section plutôt qu'à section partialisée dans la mesure où la partialisation empêche le chantier de garder le radier définitif en proximité du front de taille. Ce faisant, nous évitons effectivement la mobilisation d'importants volumes de terrain plastifié, qui tendent à refluer du plan de travail du tunnel mettant la calotte dans des conditions de collapse.**

Vu les liens qualitatifs et chronologiques étroits qui s'étaient dégagés



entre le comportement en déformation du noyau-front et celui de la cavité, nous crûmes bon de passer à la **troisième phase de Recherche** expérimentale

(fig. 4) dans le but bien précis de vérifier d'une part si en intervenant sur la rigidité du noyau-front il serait possible de contrôler la Réponse en Déformation de la cavité avec, d'autre part, l'exigence de mettre au point de nouvelles technologies ciblées, améliorant la rigidité du noyau-front par des interventions de **renforcement** et de **protection**, pour en faire un **instrument de stabilisation préventive de la cavité.**

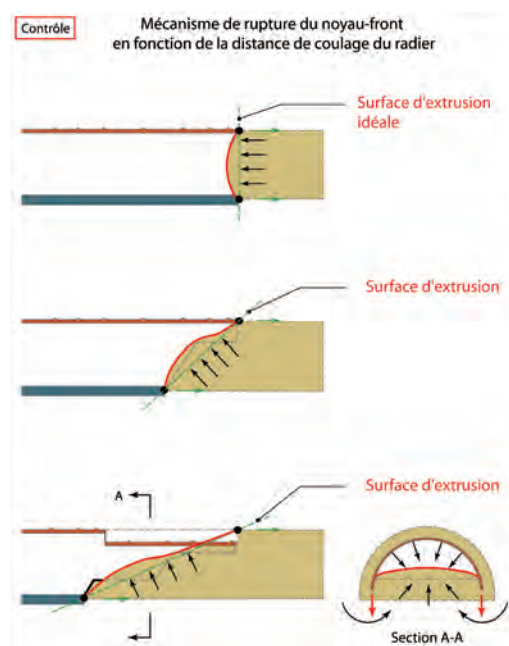


Figure 6: Définition de «surface d'extrusion».

3 >> THE RESEARCH

Clearly, this experimental phase needed to be coordinated, in first analysis, with the possibility of monitoring the effectiveness of those actions which were expected from time to time to improve the rigidity of the core-face, such as:

- The «**extrusion tests in triaxial cell**», in laboratory, with the aim of being able to analyse in depth and then predict, by means of uncostly experiments in a reduced scale, the phenomenon of the extrusion of the core-face of a tunnel. These tests have then become an important design tool for tunnels that need to be excavated in soft cohesive soils, allowing an accurate prediction of the extrusive phenomenon (fig. 7).

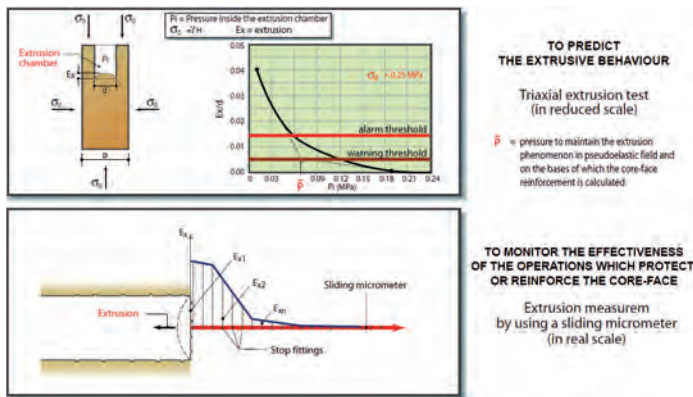


Figure 7: Extrusion tests and measurements.

- The **measurements in real scale of the extrusion of the core-face**, carried out on the site by means of a «**sliding micrometre**», about 3 excavation diameters long and with measurement points each metre, inserted into the core-face. In absolute terms, these measurements give the longitudinal deformation of the core-face ground both in function of time and of advancement (fig. 7).

For other aspects, this experimental phase also required (as regards the application of new technologies necessary to guarantee shear-tensile strength) original special instruments and materials that had never before been used on tunnel construction sites.

Having identified the instruments and special materials, a series of new operations to be performed **upstream the excavation face** were conceived and applied. These are defined as being «**conservative**» in that they are capable of reducing the stress on the core-face and keeping the minor principal confinement stress σ_3 on values greater than zero (fig. 8): operations which **protect** the core-face, and are therefore capable of conserving the natural strength and deformability traits of the core-face; operations which **reinforce** the core-face, capable of acting directly on the consistency of the advance core and improving its natural shear-tensile strength and deformability (fig. 9).

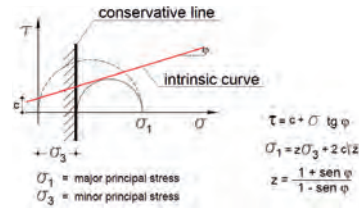


Figure 8: Conservative action on a Mohr plane.

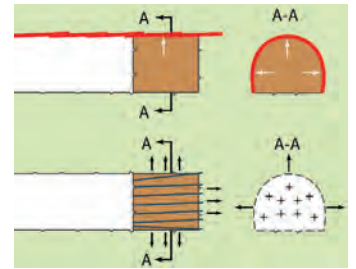


Figure 9: Actions for protection (above) and reinforcement (below) of a core face.

Amongst the operations **which protect the core-face**:

- **Truncated-cone «umbrellas»** created by juxtaposing, along the excavation outline, partially co-penetrated (overlapped) sub-horizontal columns of ground improved by means of jet-grouting (first experiment ever: Udine Tarvisio, railway line, Campiolo tunnel, year 1983).
- **Fibre-reinforced shotcrete shells** carried out around the line of extrados of the future tunnel by means of full-face mechanical pre-cutting technique, using the pre-cut itself as formwork (first experiment ever: Sibari-Cosenza railway line, tunnel n. 2, year 1985).

Amongst the **operations of core-face reinforcement**:

- **pre-reinforcement of the core-face**, for lengths equal to or more than 1.5 times the diameter of excavation, **by means of tubes or structural elements in fibre glass** fixed to the ground with cement mortar and with an intensity which varies in function of the increase of core rigidity required (first experiment ever: AV Firenze-Roma railway line between Florence and Figline Valdarno, Talleto tunnels, Caprenne, Tasso, Terranova Le Ville, Crepacuore and Poggio Orlandi, year 1985);
- **pre-reinforcement of the core-face**, for lengths equal to or more than 1.5 times the diameter of excavation, **by means of horizontal jet-grouting** or, alternatively, by means of traditional injection methods.

In addition to these operations on the core-face, in order to guarantee a greater stability of this with reference to its extrusive behaviour, **it was finally found necessary to shape the excavation face concavely and to cast the final invert at the face itself.**

The third phase of research began in 1983 and has not yet been fully completed. It's mainly experimental and is focused on controlling the deformation response of the ground as the excavation face advances. It has taken place during the construction of many tunnels in difficult stress-strain conditions, some of which were abandoned for many years due the impossibility of advancing even by means of partitioning the face.

3 >> LA RECHERCHE

À l'évidence, cette phase expérimentale devait s'accompagner, en première analyse, de la possibilité de monitorer l'efficacité des interventions décidées d'une fois à l'autre en vue d'améliorer la rigidité du noyau-front, notamment :

- les «tests d'extrusion en cellule triaxiale», en laboratoire, dans les but de pouvoir analyser à fond, puis prévoir, par des expérimentations relativement peu coûteuses, à échelle réduite, les phénomènes de l'extrusion du noyau-front d'un tunnel. Ces tests sont devenus un instrument important dans la conception des tunnels à creuser dans des terrains cohérents tendres permettant une bonne prévision du phénomène d'extrusion (fig. 7) ;

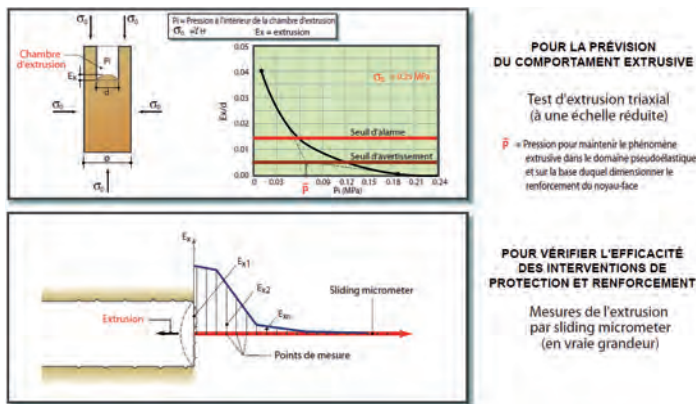


Figure 7: Tests et mesures d'extrusion.

- les mesures à échelle réelle d'extrusion du noyau-front, effectuées sur le chantier en équipant le noyau-front d'un **extrusomètre horizontal** («sliding micrometer») doté de points de mesure à chaque mètre et d'une longueur d'environ 3 diamètres au moins d'excavation. Ces mesures fournissent, en termes absolus, la déformation longitudinale subie par le terrain constituant le noyau-front, en fonction du temps tout aussi bien qu'en fonction de l'avancement (fig. 7).

Par ailleurs, cette phase expérimentale devait, en ce qui concerne l'application des nouvelles technologies capables de garantir la résistance au cisaillement-traction du noyau-front, s'accompagner de la mise au point d'équipements spéciaux originaux et de matériels qui n'avaient jamais été utilisés dans les chantiers de tunnels.

Les équipements et les matériels spéciaux une fois déterminés, il fut pensé à toute une série de nouvelles interventions à effectuer en amont du front de taille, dites interventions «conservatives» du fait de leur capacité d'empêcher le détensionnement du noyau-front et de conserver la contrainte principale mineure σ_3 de confinement sur des valeurs supérieures à zéro (fig.8); interventions de **protection** du noyau-front, capables de garantir la conservation des caractéristiques naturelles de résistance et de déformabilité du noyau-front ; interventions de **renforcement** de celui-ci, capables d'agir directement sur la consistance du noyau d'avancement et d'améliorer ses caractéristiques naturelles de résistance au cisaillement-traction et de déformabilité (fig. 9).

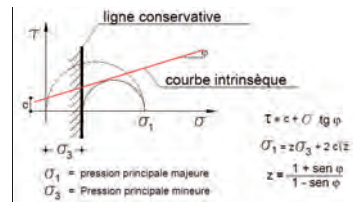


Figure 8: L'action conservative représentée sur le plan de Mohr.

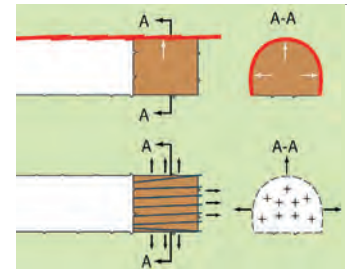


Figure 9: Action des interventions de protection (en-haut) et de renforcement (en-bas) du noyau-front.

Parmi les **interventions de protection** rappelons:

- les **parapluies tronconiques** constitués par la mise en place, le long du profil d'excavation, de colonnes subhorizontales, partiellement intercalées de terrain consolidé par jet-grouting (première expérimentation mondiale absolue : ligne de chemins de fer Udine-Tarvisio, tunnel Campiolo, 1983);
- les **coques en béton projeté** renforcé de fibres de verre, réalisées le long du profil d'excavation par prédécoupage mécanique à pleine section, avec l'utilisation du prédécoupage même dans le terrain comme coffrage (première expérimentation mondiale absolue : ligne de chemins de fer Sibari-Cosenza, tunnel n. 2, 1985);

Parmi les **interventions de renforcement** définies et mises au point, rappelons :

- le **prérenforcement du noyau-front**, pour des profondeurs non inférieures à 1,5 fois le diamètre d'excavation, **par tubes ou éléments structuraux en fibre de verre** fixés au terrain par du mortier ciment à intensité variable en fonction de l'augmentation de rigidité que l'on entend lui conférer (première expérimentation mondiale absolue: ligne de chemins de fer Grande Vitesse Florence-Rome, entre Florence et Figline Valdarno, tunnels du Talleto, Caprenne, Tasso, Terranova Le Ville, Crepacuore et Poggio Orlandi, 1985) ;
- la **prérenforcement du noyau-front**, pour des profondeurs non inférieures à 1,5 fois le diamètre d'excavation, **par jet-grouting horizontal** ou, comme alternative, par les injections conventionnelles déjà prévues par la littérature classique.

Enfin, pour compléter ce qui se fait sur le noyau-front, en vue de garantir sa meilleure stabilité vis-à-vis d'un comportement extrusif, **le besoin se fit sentir de modeler différemment le front de taille, de lui conférer une forme concave et de réaliser le radier définitif en proximité même du front.**

La troisième phase de Recherche, qui a commencé en 1983 et que je ne considère pas, même à ce jour, encore tout à fait achevée, présente donc un caractère résolument expérimental tourné vers le contrôle de la Réponse en Déformation du terrain à l'excavation d'avancement du front de taille. Elle s'est exercée au cours de la construction de nombreux tunnels dans des conditions de contrainte-déformation difficiles quand ils n'avaient pas été carrément abandonnés depuis plusieurs années face à l'impossibilité d'avancer, même à section partialisée.

3 >> THE RESEARCH

Amongst these, I would like to briefly describe two significant sample tunnels: the «San Vitale» tunnel, on the Caserta-Foggia railway line; and the «Vasto» tunnel, on the Ancona-Bari railway line.

3.1 THE EXPERIENCE OF THE SAN VITALE TUNNEL (1990)

Excavation of the «San Vitale» tunnel (fig. 10) – 4,200 m in length and 12 m in diameter - began in 1986 on the basis of a NATM (New Austrian Tunneling Method) based design. To overcome the difficulties of tunnel advancement in a heavily tectonic formation of varicoloured clays ($C' = 0.01 \text{ MPa} = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi' = 8 \div 18^\circ$) under a overburden which was variable up to around 150 m, it required partitioned-face excavation in class Vb and radial bolting downstream the face.

As soon as excavation reached the varicoloured clays, the advance core experienced evident extrusion phenomena and radial convergences up to 1.5 m, which forced excavation to a halt. In 1991, a few years later, the design was given to me and I decided to follow a different advance criterion in accordance with

a new project approach taking into account the results of a new geotechnical campaign. Said results confirmed the possibility of controlling the deformation phenomena of the cavity by acting on the advance core with actions of protection and reinforcement. In this occasion, the project used for the first time the previously described “extrusion tests in triaxial cell”, the results of which were used to evaluate the reinforcement intensity of the fibreglass tubes which needed to be applied to the core-face in order to keep it stable and to limit extrusion to acceptable levels. Very briefly, the design called for the following:

- constant advancement in full face 1) having previously protected the core-face with a ring of ground which had been reinforced with fibre-glass tubes capable of high-pressure recompression injections, and 2) having reinforced the core-face with fibre-glass tubes inserted into the face;
- 1st phase lining with steel ribs and fibre-reinforced shotcrete;
- systematically casting the final invert and kickers within half diameter from the face;
- casting the final concrete lining at no more than three diameters from the face.

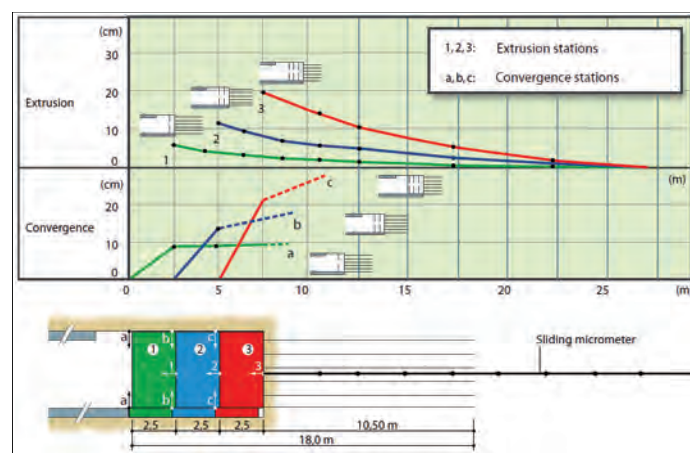


Figure 11: San Vitale tunnel (1991) - Combined extrusion and convergence measurements.

In order to calibrate the advance system, the deformation phenomena were constantly being monitored, thus balancing the stabilization operation between the face and the cavity while work was underway. To verify that the predictions made and the project itself were correct, a continuous monitoring of deformation phenomena was operated by using for the first time systematic and contemporary measurements of core-face extrusion and cavity convergence (fig. 11).

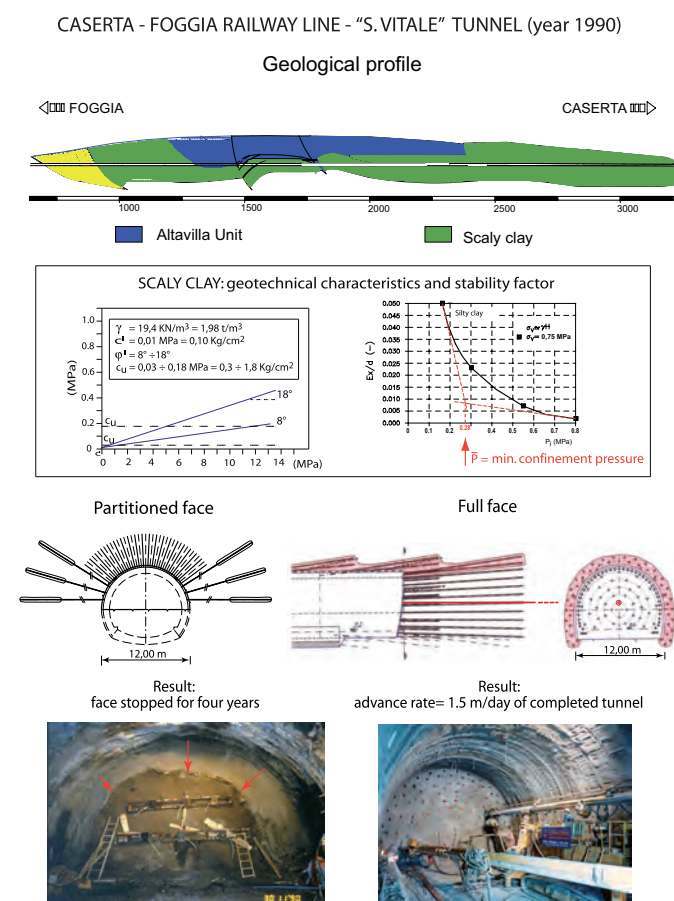


Figure 10: The experience of the «San Vitale» tunnel.

3 >> LA RECHERCHE

Parmi eux, nous estimons utile de citer rapidement l'exemple de deux **chantiers échantillons** particulièrement significatifs : celui de «San Vitale», sur la ligne de chemins de fer Caserte-Foggia et celui du tunnel de «Vasto», Ancône-Bari.

3.1 L'EXPÉRIENCE DU TUNNEL DE SAN VITALE (1990)

Le creusement du tunnel de «San Vitale» (fig. 10), 4.200 m de longueur et 12 m de diamètre, avait commencé en 1986 sur la base d'un projet adopté selon les critères de la NATM (Nouvelle méthode autrichienne) qui prévoyait - pour surmonter les difficultés de l'avancement du tunnel dans une formation d'argiles de différentes couleurs fortement tectonisée ($c' = 0,01 \text{ Mpa} = 0,1 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi' = 8 \div 18^\circ$), sous un recouvrement variable jusqu'à 150 m environ - l'excavation en classe Vb à sections partialisées et l'exécution d'un boulonnage radial en aval du front.

Le tunnel aussitôt arrivé aux argiles de différentes couleurs, il se produisait des phénomènes très importants d'extrusion du noyau d'avancement et des convergences radiales atteignant des valeurs de près de 1,5 m,

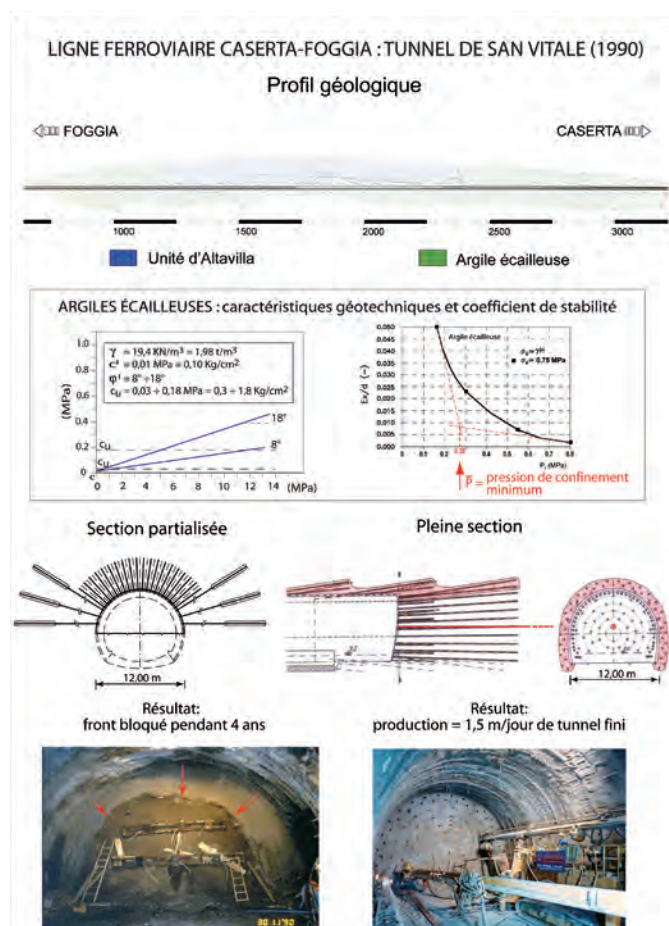


Figure 10: L'expérience du tunnel de «San Vitale».

qui obligèrent de bloquer les travaux d'excavation. En 1991, au bout de quelques années d'arrêt du chantier, la conception me fut confiée. J'adoptai donc pour les 1.800 m de tunnel restants un critère différent d'avancement selon une approche conceptuelle tout à fait nouvelle qui tenait compte des évidences qui s'étaient manifestées grâce à une campagne géotechnique rénovée qui confirmaient la possibilité de contrôler les phénomènes de déformation de la cavité opérant sur le noyau d'avancement des interventions de protection et de renforcement. C'est en cette occasion que la conception se prévalut pour la première fois des "tests d'extrusion en cellule triaxiale" déjà cités. C'est sur la base de leurs résultats que fut évaluée l'intensité du renforcement par des tubes en fibre de verre, à pratiquer sur le noyau-front, pour le conserver stable et limiter les manifestations d'extrusion à des valeurs retenues correctes. Disons très rapidement que le projet prévoyait :

- un avancement toujours à pleine section 1) après protection du noyau-front par un anneau de terrain consolidé par des tubes en fibre de verre, équipés pour l'exécution d'injections de recompression pratiquées à haute pression et 2) après son renforcement par des tubes en fibre de verre opérés sur le front ;
- le revêtement de la phase 1 constitué de cintres et de béton projeté renforcé de fibres ;
- la coulée systématique du radier définitif et des banquettes dans l'espace d'un demi-diamètre du front ;
- le coulage du revêtement définitif en béton à suivre à un maximum de trois diamètres du front.

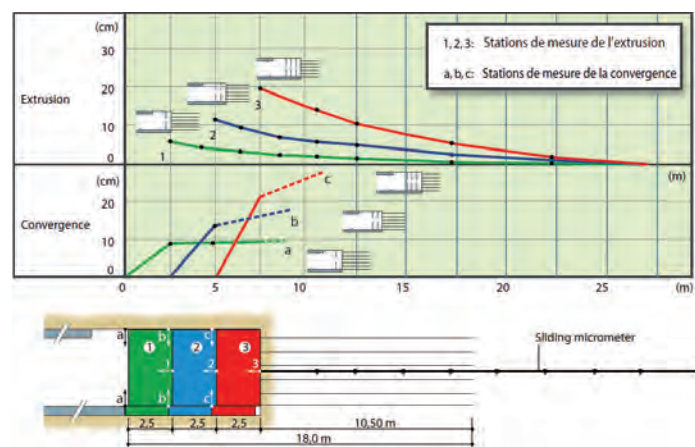


Figure 11: Tunnel de «San Vitale» (1991) - mesures combinées d'extrusion et de convergence.

Pour étalonner le système d'avancement adopté, équilibrant utilement en cours de travail les interventions de stabilisation entre le front et la cavité, et pour vérifier la justesse des prévisions conceptuelles et, partant, du projet lui-même, il fut pratiqué un monitoring continu des phénomènes de déformation. En particulier, il fut procédé pour la première fois à des mesures systématiques et simultanées d'extrusion du noyau-front et de convergence de la cavité (fig. 11) qui confirmèrent au-delà de tout

3 >> THE RESEARCH

These measurements confirmed without a doubt how the convergence of the cavity downstream the excavation face could be kept under control by correctly hardening the core-face of the tunnel. Indeed, a reduction due to the face advancement of the depth of the core-face reinforced with fibre-glass tubes caused a systematic increase of the core-face's extrusion and cavity's convergence. The progressive rise of extrusion and convergence curves revealed the increasing difficulties for the deformation phenomena to exhaust themselves. The combined extrusion and convergence measures have since then become essential in establishing (when constructing a tunnel in difficult conditions) the moment in which advancement should cease in order to newly reinforce the core-face and restore the necessary depth for the reinforced core-face, thus maintaining the extrusion and therefore the convergence of the cavity within the limits permitted and established by the design.

Proceeding in accordance with these new criteria, the work was completed with average productions of around 50 m/month, which is outstanding and exceptionally regular when considering the type of ground in play.

It is particularly important to remember that the stress measurements of the San Vitale tunnels' final lining is being measured to this day, and show very low levels (from 4 to 8 Mpa = 40 ÷ 80 kg/cm²). It is therefore safe to say that containment of convergence (obtained by hardening the core-face) lasts over time especially in terms of long-term loads on the linings.

3.2 THE EXPERIENCE OF THE VASTO TUNNEL (1991)

The Vasto tunnel (fig. 12) is 12 m in diameter and its overburden varies between 0 and 150 m. It needed to be excavated for around 6,200 m underground the hilltop town of Vasto (Pescara). The terrains were mostly silty clayey ($c' = 0,02 \text{ Mpa} = 0,2 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi' = 24^\circ$). At the depth of the cavity, the ground was saturated with water and extremely sensitive to contact with air. Advance work had begun in 1984 on the northern side and had been in half-face, temporarily protected by a lining of ribs, shotcrete and electro-welded mesh. The final lining in reinforced concrete was one metre thick and was cast in half face at the excavation face, while the tunnel sidewalls were then cast for underpinning. Finally, the invert was cast at several diameters from the excavation face.

The work had proceeded in this manner (while severe collapses continued to occur) until April 1990, when at ch. Km 38 + 075, under 38 m of overburden, a disastrous instability event took place at the excavation face, followed by enormous deformations which, for over 40 m downstream, brought the cavity (which had already been lined in half face) to finally collapse (fig. 12). The entity of the situation was such that work was forced to a halt.

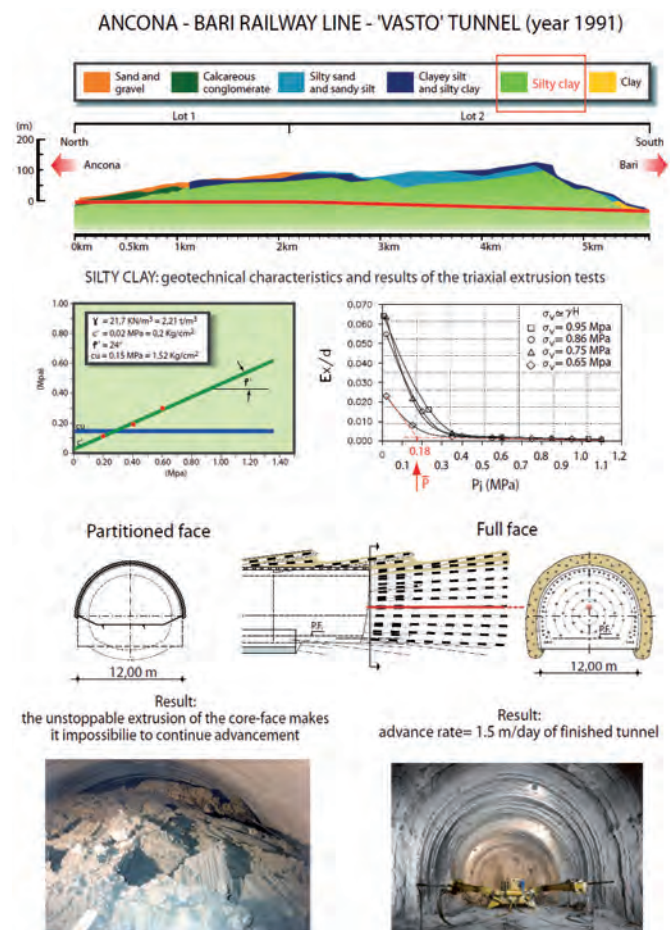


Figure 12: The expérience of the «Vasto» tunnel.

I was therefore called in this situation as well, in order to save the tunnel and to finish excavation. I put a new design into action, which by taking advantage of the knowledge acquired during the Research, turned the original project on its head: proposing full-face advancement with previous protection and reinforcement of the core-face.

Taking into consideration the variability of the grounds in question, three different section types were designed, which differed exclusively for the type of treatment that needed to be executed in order to protect the core-face (either horizontal jet grouting, or mechanical pre-cutting, or a ring of ground reinforced by means of valved fibreglass tubes and high-pressurized injections). However, common to all three section types was core-face reinforcement by means of fiberglass tubes operated at the face. In every case a first-phase lining of ribs and shotcrete was planned, immediately closed with a final invert at the face and the subsequent casting of the final lining of concrete.

3 >> LA RECHERCHE

soupçon, la possibilité de contrôler la convergence de la cavité en aval du front de taille en conférant au noyau-front du tunnel la rigidité voulue. Il fut effectivement évident que la diminution - du fait de l'avancement - de la profondeur du noyau-front consolidé par des tubes en fibre de verre s'accompagnait systématiquement d'une augmentation de l'extrusion du noyau-front et de la convergence de la cavité, avec des courbes d'extrusion et de convergence qui s'accroissaient progressivement, signal d'une difficulté sans cesse croissante des phénomènes de déformation à disparaître. Les mesures combinées d'extrusion et de convergence sont devenues dès lors indispensables pour stabiliser, au cours de la construction d'un tunnel dans des conditions difficiles, le moment où il est nécessaire d'arrêter l'avancement pour procéder à un nouveau renforcement du noyau-front et rétablir la profondeur de noyau-front consolidé pour garder l'extrusion et, par voie de conséquence, la convergence de la cavité dans les limites consenties et établies par le projet.

Agissant selon ces nouveaux critères, il fut possible de mettre fin à l'ouvrage avec des productions moyennes d'environ 50 m/mois, excellentes si l'on tient compte du type de terrains traversés et plus encore, exceptionnellement régulières.

Il est particulièrement important de rappeler que les mesures de contrainte dans le revêtement définitif du tunnel de San Vitale, qui continuent à ce jour d'être encore relevées, montrent des contraintes très réduites (de 4 à 8 Mpa = 40 ÷ 80 kg/cm²) prouvant que le confinement des convergences dans un tunnel, obtenu en augmentant la rigidité du noyau-front, reste durable dans le temps et qu'il a donné d'excellents résultats surtout en fait de charges à long terme sur les revêtements.

3.2 L'EXPÉRIENCE DU TUNNEL DE VASTO (1991)

Le tunnel de Vasto (fig. 12), 12 m de diamètre et recouvrements variables de 0 à 150 m, devait être creusé sur quelque 6.200 m dans le sous-sol de la colline sur laquelle se situe la ville de Vasto (Pescara), fait d'un ensemble de terrains constitués de limon-argile ($c' = 0,02 \text{ Mpa} = 0,2 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi' = 24^\circ$). À la profondeur de la cavité, les terrains se présentaient saturés d'eau et fortement sensibles au contact de l'air. Les travaux d'avancement avaient commencé en 1984 à l'attaque Nord, selon un projet qui prévoyait l'excavation à demi-section, immédiatement protégée par un revêtement provisoire constitué de cintres, béton projeté et grille électrosoudée. Le revêtement définitif de béton armé, un mètre d'épaisseur, était jeté à demi-section tout à fait en proximité du front de taille tandis que les piédroits du tunnel étaient jetés par la suite comme chevalement. Pour finir, la coulée du radier complétait l'intervention à une distance de plusieurs diamètres du front de taille.

De la sorte, les travaux s'étaient prolongés entre un accident sérieux et un autre, jusqu'au mois d'avril 1990, lorsqu'au Km p.m. 38 + 075, sous 38 m de recouvrement, il se produisit un désastre à savoir l'instabilité du front de taille qui provoquait, sur un tronçon de plus de 40 m, en aval, des déformations extrêmement importantes qui entraînaient le collapse de la cavité bien que déjà revêtue à demi-section (fig. 12). La situation était suffisamment grave pour entraîner l'impossibilité de poursuivre les travaux

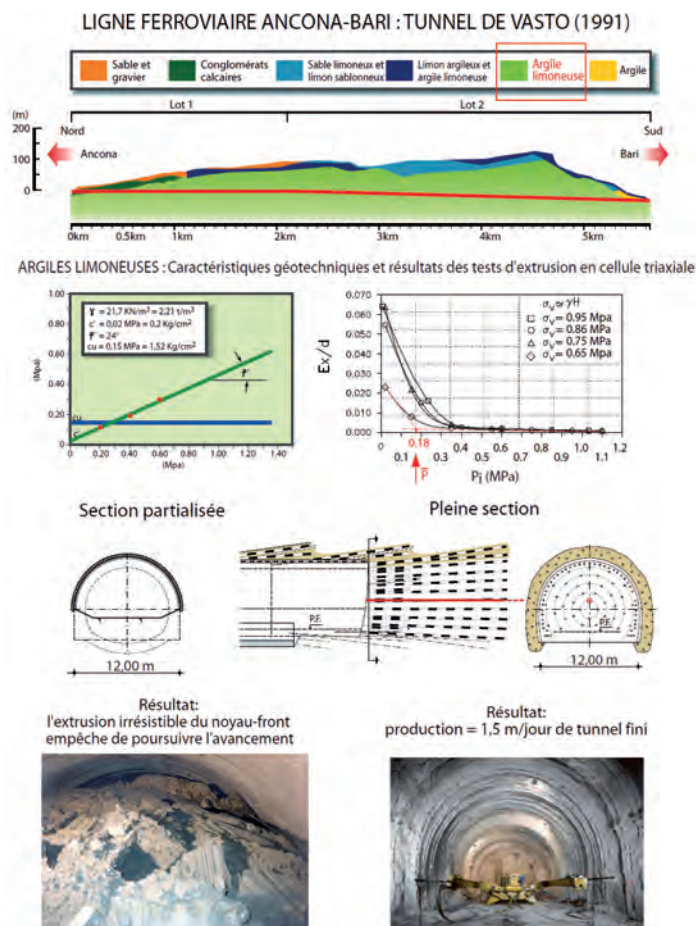


Figure 12: L'expérience du tunnel de «Vasto».

Dans ce cas comme dans l'autre, consulté pour trouver une solution qui permette de sauver le tunnel et de mener à bonne fin le creusement, je mis sur pied un nouveau projet qui tirant profit des connaissances acquises grâce à la recherche, bousculait radicalement le projet initial et prescrivait un avancement constamment à pleine section après protection et renforcement du noyau-front.

En particulier, compte tenu en particulier de la variabilité des terrains en présence, il fut procédé à projeter trois différentes sections types qui ne se différenciaient exclusivement que par le type de traitement pour réaliser la protection du noyau-front (jet-grouting horizontal ou prédécoupage mécanique ou anneau consolidé par des tubes en fibre de verre valvulés et injectés à haute pression), alors qu'elles avaient toutes les trois en commun son renforcement par des tubes en fibre de verre pratiqués sur le front. Tous les cas prévoyaient l'exécution d'un revêtement de première phase constitué de cintres et de béton projeté, immédiatement fermé par le radier définitif à proximité du front, et par le jet de béton du revêtement définitif.

3 >> THE RESEARCH

By following these new criteria for advancement, excavation recommenced and production quickly reached an average level of 50 m/month of finished tunnel. A far cry from the few metres/month recorded while using the original design.

A combination of face-core extrusion measurements and cavity convergence measurements confirmed what had already become clear while working on the San Vitale tunnel: the convergence would increase as the strengthening of the core-face decreased. It was also clear that the advancement velocity heavily influenced the measured convergence values, with significantly lower values at higher velocities.

As is the case of the San Vitale tunnel, the stress measurements of the final lining are very small to this day (7,9 Mpa = 79 kg/cm² max), thus proving that hardening the core-face can contain convergence in the tunnel over time and also in terms of loads on the linings.

3.3 CONCLUSIONS DRAWN FROM THE RESEARCH

Analysing the results in the three phases of Research has brought the following results:

1. The role of convergence was reduced as the last stage of Deformation Response under excavation action, which begins upstream the excavation face from the extrusive behaviour of the core-face, and then evolves into «pre-convergence», which can increase and amplify the convergence downstream the core-face itself;
2. there is a strict correlation between the extrusive behaviour of the tunnel's core-face and what occurs downstream the same, in the cavity;
3. the extrusive behaviour of the core-face always and inevitably influences the behaviour of the cavity;
4. controlling the extrusive behaviour of the core-face also controls the deformation behaviour of the cavity;
5. in function of the different possible stress-strain situations, the behaviour of the ground upstream the excavation face (reducing to zero the minor principal stress σ_3 following the advancement of the face) can be indicatively traced back to three different situations: stable core-face (elastic field), short term stable core-face (elastic-plastic field), unstable core-face (failure field) which, in simplified terms, can be associated with three main behaviour categories: A, B and C (fig. 13);
6. these categories (A, B and C) are foreseeable in the design phase, according to the geological, hydro-geological, geotechnical and geo-mechanical traits of the grounds. They can be ascertained by means of extrusion tests in triaxial cell and modern 3D numerical modelling;

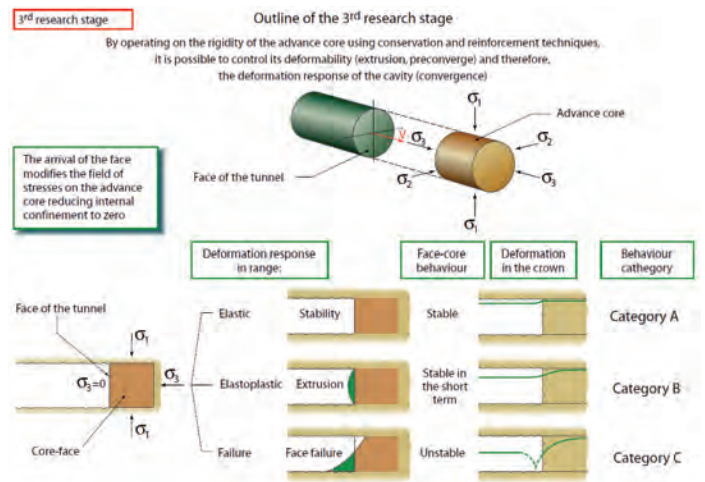


Figure 13: Overview of the Third Phase of Research.

7. at this point, the designer's main task is to prevent the instability of the core-face by preparing stability measures on the core-face itself able to reduce to a minimum the extrusive phenomena beyond the elastic threshold. In other words, the designer must return foreseeable category B and C extrusive behaviours to the levels of category A. To achieve this, he must correctly operate on the core-face's shear-tensile strength so as to make it an **effective instrument for stability of the cavity** (fig. 14):

- with operations of reinforcement and/or protection of the core-face **upstream the core-face**;

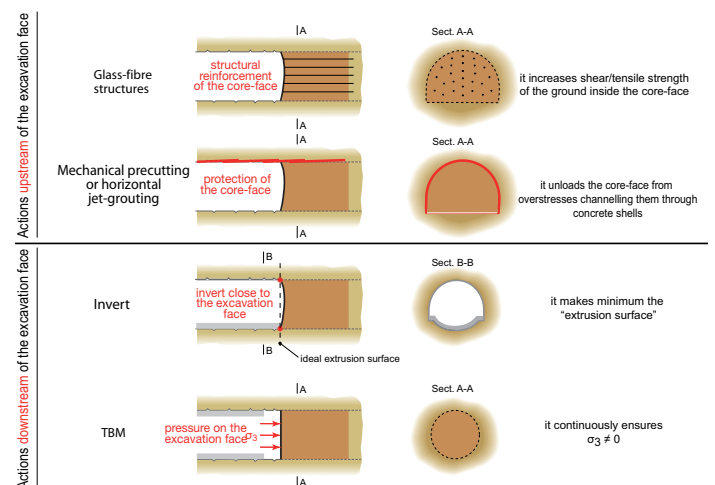


Figure 14: Operations which turn the core-face into an effective instrument for stabilisation.

3 >> LA RECHERCHE

L'adoption des nouveaux critères d'avancement nous permet de reprendre les travaux d'excavation et d'atteindre rapidement des valeurs moyennes de production de près de 50 m/mois de tunnel fini contre les quelques petits mètres/mois enregistrés lors de l'application du projet initial.

Les lectures combinées des mesures d'extrusion du noyau-front et de convergence de la cavité confirment les évidences déjà apparues au chantier du tunnel de San Vitale, montrant des valeurs de convergence qui augmentaient au fur et à mesure que diminuait l'efficacité de la consolidation du noyau-front. Elles mirent notamment en évidence une influence très claire de la vitesse d'avancement du front sur les valeurs de convergence mesurées, avec des valeurs significativement plus réduites en présence de vitesses plus élevées.

Tout comme observé pour le tunnel de San Vitale, les mesures de contrainte dans le revêtement définitif du tunnel de Vasto soulignent, même à présent, des contraintes, bien que très réduites (7,9 Mpa = 79 kg/cm² max) démontrant ainsi que le confinement des convergences dans le tunnel, obtenu par le raidissement du noyau-front, se prolonge dans le temps et qu'il donne d'excellents résultats en fait de charges sur les revêtements.

3.3 CONCLUSIONS TIRÉES DE LA RECHERCHE

L'analyse des résultats obtenus par les trois phases de la Recherche nous a permis d'en arriver aux conclusions suivantes :

1. le rôle de la convergence se voyait ramené à celui de dernier stade de la Réponse en Déformation à l'action de l'excavation, qui naît en amont du front de taille du comportement extrusif du noyau-front, pour évoluer en «préconvergence», laquelle à son tour peut accentuer et amplifier la convergence en aval ;
2. il existe une corrélation étroite entre le comportement extrusif du noyau-front d'un tunnel et ce qui se passe en aval dans la cavité ;
3. le comportement extrusif du noyau-front conditionne toujours et inévitablement le comportement de la cavité ;
4. contrôlant le comportement extrusif du noyau-front, nous réussissons à contrôler également celui de la cavité ;
5. en fonction des différents états de contrainte-déformation possibles, le comportement du terrain en amont du front de taille peut, lorsque la contrainte principale mineure σ_3 consécutive à l'avancement du front s'annule, se ramener à titre d'indication à trois différentes situations : noyau-front stable (champ élastique), noyau-front stable à court terme (champ élastoplastique), noyau-front instable (champ de rupture) auxquelles, en simplifiant, il est possible d'associer respectivement trois catégories de comportement fondamentales : A, B et C (fig. 13) ;
6. ces catégories de comportement A, B et C sont prévisibles dans la phase conceptuelle, sur la base des caractéristiques géologiques, hydrogéologiques, géotechniques et géomécaniques des terrains, grâce aux tests d'extrusion en cellule triaxiale et aux possibilités actuelles de la modélisation numérique en 3D ;

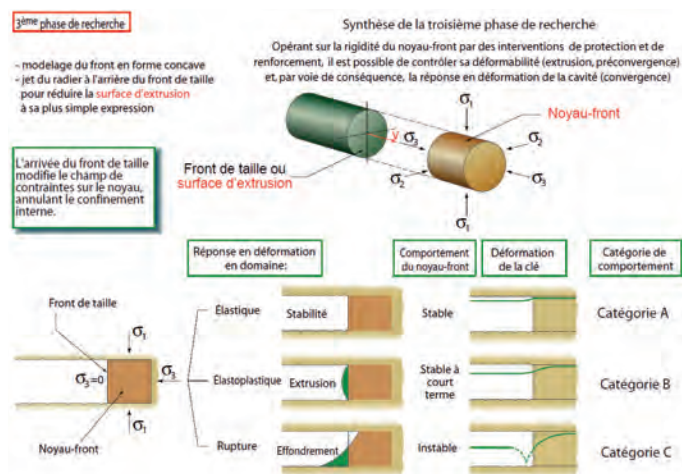


Figure 13: Synthèse de la Troisième Phase de Recherche.

7. la tâche principale du projeteur est, à ce stade, de prévenir les situations d'instabilité du noyau-front, prévoyant des mesures nécessaires à sa stabilisation, capable de réduire à leur plus simple expression les phénomènes éventuels d'extrusion au-delà du seuil d'élasticité. En d'autres termes, le projeteur doit se préoccuper de ramener les comportements en extrusion prévisibles dans les catégories B et C à ceux propres à la catégorie de comportement A opérant efficacement sur la résistance au cisaillement-traction du noyau-front de manière à en faire **un instrument efficace de stabilisation pour la cavité** (fig. 14):

- par des interventions à réaliser **en amont du front de taille**: de renforcement et/ou de protection du noyau-front;

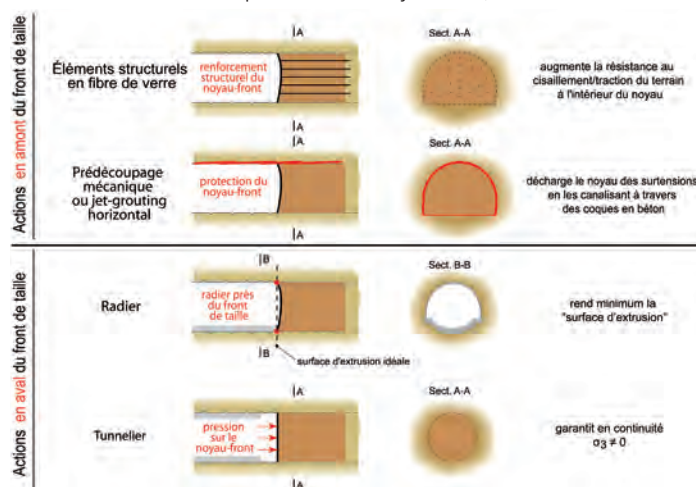


Figure 14: Interventions faisant du noyau-front un instrument efficace de stabilisation de la cavité.

3 >> THE RESEARCH

- with operations **downstream the excavation face**: such as the systematic casting of the final invert at the excavation face to minimise the “extrusion surface” and constant confinement of the face ($\sigma_3 > 0$) exerted by means of a TBM. Speaking of TBMs, have we ever asked ourselves the secret to the increasing success of TBMs or mechanization of excavation for most types of grounds encountered when tunnelling? **Well, the answer is clearly due to the confinement action (σ_3) which the machine constantly applies to the core-face during advancement. This action maintains the original tri-axial coaction in the ground mass within finite values, until the cavity can be confined during work by means of pre-lining or prefabricated segment lining.**

For these reasons, the more difficult the stress-strain situation is, the more imperative advancing in full face becomes.

Definitively, if the stress-strain behaviour of a tunnel depends on that of the core-face and operations on said core-face are capable of controlling the cavity's behaviour, the result is that core-face behaviour can be used as a reference for tunnel design and construction. Following this consideration, more than 25 years ago

The Analysis of Controlled DEformation in Rocks and Soils (A.DE.CO.-R.S). was developed. This approach studies tunnels as a three-dimensional problem (no longer only in the cross section as before) and, for the first time, clearly separates the design and construction phases. Tunnel **longitudinal** and **cross** section types (designed using the core-face itself as a stabilisation instrument) can therefore be applied in the construction phase without having to change the operations at the face during construction, except for small variations which have previously been quantified and designed in the design phase, in function of the expected deformation response or extrusive behaviour which is then effectively measured on site.

This assures reliable design predictions, also in terms of times and construction costs, and linear site production despite the type of terrain and stress-strain conditions. It further assures safety levels **never reached with other approaches, especially those which require partitioning of the excavation face for excavating in difficult stress-strain conditions.**

3 >> LA RECHERCHE

- par des interventions à réaliser en **aval du front de taille** : comme le coulée systématique du radier définitif tout près du front de taille, afin de minimiser la “surface d’extrusion”, ou comme le confinement du front ($\sigma_3 > 0$) pratiqué avec continuité par un tunnelier. À propos de tunnelier, nous sommes-nous jamais demandé quel est le secret du succès sans cesse croissant des tunneliers autrement dit de la mécanisation de l’excavation dans la plupart des terrains qui peuvent se présenter dans le monde du tunnelling ? **Fort bien ! La réponse est implicite dans l’action de confinement (σ_3) que la machine exerce constamment au cours de l’avancement des excavations sur le noyau-front, action qui permet de maintenir la coaction triaxiale, initialement présente dans le massif, sur des valeurs finies jusqu’à la mise en place du confinement de la cavité à travers des interventions de prérevêtement ou de revêtement de voussoirs préfabriqués.**

Il s’ensuit que plus les situations de contrainte-déformation que nous affrontons sont difficiles et plus il devient impératif d’avancer toujours à pleine section.

En définitive, si le comportement en contrainte-déformation d’un tunnel dépend de celui du noyau-front et si agissant sur celui-ci il est possible d’exercer un contrôle efficace sur le comportement de la cavité, il est logique d’admettre que le comportement du noyau-front peut être pris comme référence aux fins de la conception et de la construction des tunnels. C’est sur la base de cette considération que prit forme, il y a plus de 25 ans, l’approche de conception et de construction selon **l’Analyse des Déformations Contrôlées dans les Roches et dans les Sols (A.DE.CO.-R.S.)**. Cette approche qui étudie le tunnel comme un problème à trois dimensions au lieu de se référer exclusivement à sa section transversale - comme cela avait été pratiqué jusqu’alors - a séparé pour la première fois et très nettement le moment de la conception du moment de la construction. Les sections types **longitudinales** et **transversales**, projetées en utilisant le noyau-front comme un instrument de stabilisation, pourront dès lors être appliquées à la phase de construction sans besoin d’apporter des altérations, en pleine construction, aux travaux au front - si ce n’est de petites variations déjà prévues et quantifiées au niveau de la conception - en fonction de la réponse en déformation ou du comportement extrusif prévus et puis effectivement mesurés *in situ*.

La méthode assure donc : des prévisions fiables au niveau de la conception, y compris en termes de temps et de coût de construction, des productions de chantier linéaires, indépendamment du type de terrain et des conditions de contrainte-déformation affrontés enfin, des niveaux de sécurité pour la main-d’œuvre jamais atteints par d’autres approches, en particulier, celles qui dans des conditions de contrainte-déformation difficiles prévoient la partialisation systématique de la section d’excavation.

4 >> APPLICATION OF THE NEW APPROACH TO TWO STRATEGIC PROJECTS

The validity of this new design and construction approach for tunnelling has been confirmed by over 1,000 km of successful underground works in extremely difficult grounds and stress-strain situations. By applying the new concepts derived from the Research, the works were finalized in complete accordance with the costs and times guaranteed during the final design phase (before the sites were opened).

4.1 NEW HIGH SPEED RAIL LINE BETWEEN BOLOGNA AND FLORENCE (ITALY 1996-2005)

With so many examples to choose from, one of the most significant projects is that which required 104 Km of tunnel: 84 Km of which for the line (140 m² of section) and 20 Km of access or service tunnels. From 1996 to 2005 this was one of most important tunnelling sites in the world: the site for the construction of the new high speed rail line from Bologna to Florence (fig. 15).

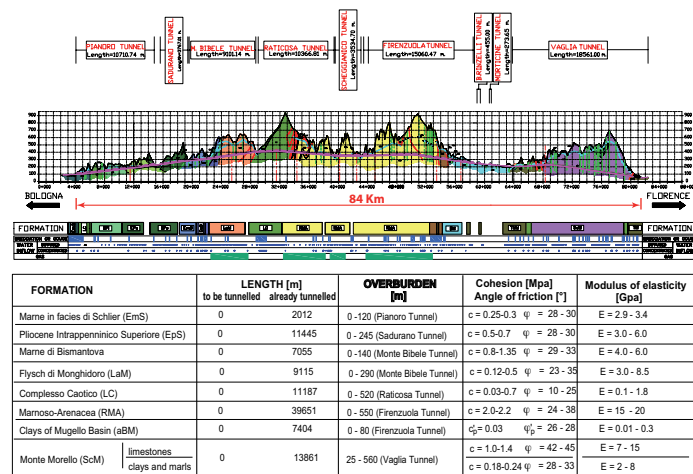


Figure 15: High speed rail line between Bologna and Florence - Geological profile and average characteristics of formations.

All the line tunnels were excavated conventionally due to the extreme variability of the ground and the difficult excavation situations (a wide and inhomogeneous variety of soils, some of which were also affected by gas and by water: from flyschoid formations to scaly clays and argillites, to loose soils, with overburden between 0 and 600 m). Indeed, TBM excavation was deemed too risky, except for the Ginori service tunnel (10 km in length, 5.6 m in diameter and under 5 bars of water pressure) which was excavated in marly-arenaceous flysch with a double-shield Wirth TBM.

The CAVET consortium was given the operation on the basis of a final project which had been drawn out according to the Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils. Having considered the reliability of the design, said Consortium accepted to take on, for a lump sum of 4.209 billion Euros, all risks of construction, including geological risks. Construction began in 1996 and finished in 2005, exactly in line with the expected times and costs, satisfying both the client and the contractor. Counting only the line tunnels, in this period of time 45 faces were active at the same time, and production reached 1,600 m/month.

E.G: Figure 16 shows the section type designed for excavation of the Raticosa tunnel, in a chaotic complex of highly squeezing scaly clays, under 550-600 m of overburden (Behaviour category C).

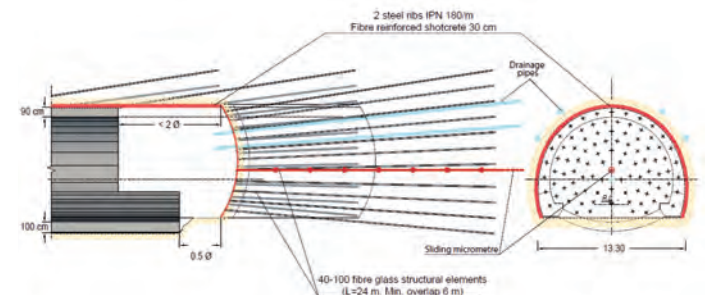


Figure 16: High speed rail line between Bologna and Florence - Section type used for excavation of the «Raticosa» tunnel.

4 >> APPLICATION DE LA NOUVELLE APPROCHE À 2 PROJETS STRATÉGIQUES

La validité de cette nouvelle approche pour projeter et construire des tunnels a été démontrée par les succès obtenus avec la réalisation de plus de 1.000 km d'ouvrages dans les terrains et dans les conditions de contrainte-déformation les plus difficiles, réalisés en appliquant les nouveaux concepts, issus de la Recherche, dans le respect le plus total des coûts et des temps prévus au niveau de la conception exécutive autrement dit celle qui précède immédiatement l'ouverture des chantiers.

4.1 NOUVELLE LIGNE FERROVIAIRE À GRANDE VITESSE BOLOGNE-FLORENCE (ITALIE 1996-2005)

Parmi les nombreux exemples disponibles, nous avons choisi celui qui, avec 104 Km de tunnels à réaliser, dont 84 Km de ligne, de 140 m² de section et 20 Km de galeries d'accès ou de service, a été entre les années 1996 et 2005, le chantier le plus important de tunnelling: nous parlons bien sûr du chantier de construction de la nouvelle ligne ferroviaire GV entre Bologne et Florence (fig. 15).

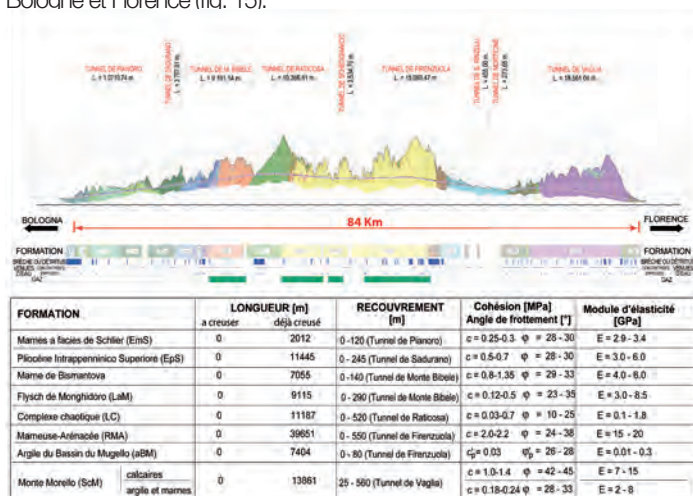


Figure 15: Ligne ferroviaire G.V. Bologne-Florence - Profil géologique et caractéristique moyennes des formations traversées

Du fait de l'extrême variabilité des terrains à traverser et des conditions difficiles d'excavation (il fallait affronter une très grande variété de terrains non homogènes, parfois intéressés par la présence d'eau et de gaz) : des formations flyschoides aux argiles écailleuses et aux argillites, jusqu'aux terrains meubles, avec des recouvrements variables entre 0 et 600 m) tous les tunnels de ligne furent creusés par excavation conventionnelle du fait qu'il nous avait semblé trop risqué de recourir au tunnelier, à l'exception de la galerie de service Ginori, de près de 10 km de longueur, 5,6 m de diamètre et sous 5 bar de pression d'eau, qui fut creusée dans un flysch marneux - arénacé en utilisant un tunnelier Wirth à bouclier double.

La réalisation de l'ouvrage fut confiée - sur la base d'un projet exécutif rédigé selon les principes de l'Analyse des DÉformations Contrôlées dans les Roches et dans les Sols - à Consorzio CAVET lequel après avoir estimé les prévisions du projet affrontées selon cette approche suffisamment fiables, accepta, pour la somme forfaitaire de 4,209 milliards d'euro, de prendre sur soi tous les risques de la construction, y compris les risques géologiques. La construction commença donc en 1996 pour s'achever en 2005, dans le respect le plus total des temps et des coûts prévus, à la grande satisfaction du maître d'ouvrage tout autant que du maître d'œuvre. Durant cette période de temps, en ne calculant que les tunnels de ligne, il est arrivé de voir jusqu'à 45 fronts actifs au même moment permettant ainsi d'atteindre une production moyenne de bel et bien 1.600 m/mois.

La figure 16 nous montre à titre d'exemple le schéma d'une section type projetée pour l'excavation du tunnel Raticosa, dans un complexe chaotique d'argiles écailleuses hautement résistantes, sous 550-600 m de recouvrement (Catégorie de comportement C).

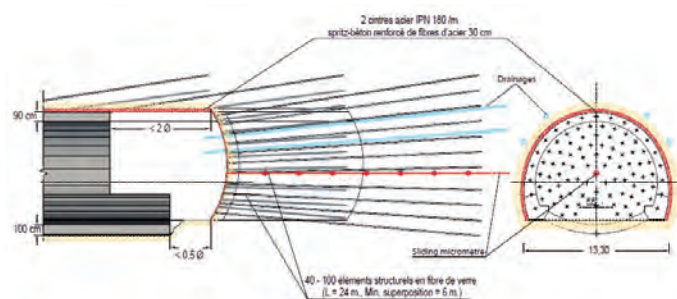


Figure 16: Ligne ferroviaire G.V. Bologne-Florence - Section type projetée pour l'excavation du tunnel «Raticosa».

4 >> APPLICATION OF THE NEW APPROACH TO TWO STRATEGIC PROJECTS

Scaly clays are known to be extremely sensitive to decompression and lose cohesion if confinement drops to zero. It was therefore necessary to guarantee the stability of the core-face, reinforcing it adequately, and to then adopt a first-phase lining closed by a rigid invert constantly at the excavation face of the tunnel. Despite the severity of the stress-strain conditions and the weightiness of the stabilization operations, daily production averaged 1.5 m of finished tunnel. Despite the well known difficulty of excavating Apennine masses, the production graphs of fig. 17 show that, for all 104 Km of tunnel for the new high speed rail line, production was exceptionally linear and never dropped below 1.5 m/day of finished tunnel, even in the most difficult ground. This is proof of the versatility and high performance of using the core-face as an instrument for tunnel stability, in accordance with the Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils. Today, the stress measurements of the final linings of the Bologna – Florence high-speed railway show maximum stress readings in the order of $7 \div 8 \text{ Mpa}$ ($70 \div 80 \text{ Kg/cm}^2$), which once again proves how the core-face as a stabilisation instrument is able to control cavity convergence both in the short and in the long term.

Safety was also heavily improved by using the above approach (especially when compared to other conventional excavation methods that are still used outside of Italy to this day), indeed there were no fatalities at the excavation faces while constructing the 104 km of tunnel for the Bologna-Florence high-speed railway.

The fact that excavation of this work - unique in size, complexity and financial commitment – was concluded in full compliance with the expected construction times and costs, as well as in utmost safety conditions for the workers engaged at excavation faces, served as final validation of the correctness of those conclusions drawn from the evidence of the Research and of the validity of the resulting Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils design and construction approach.

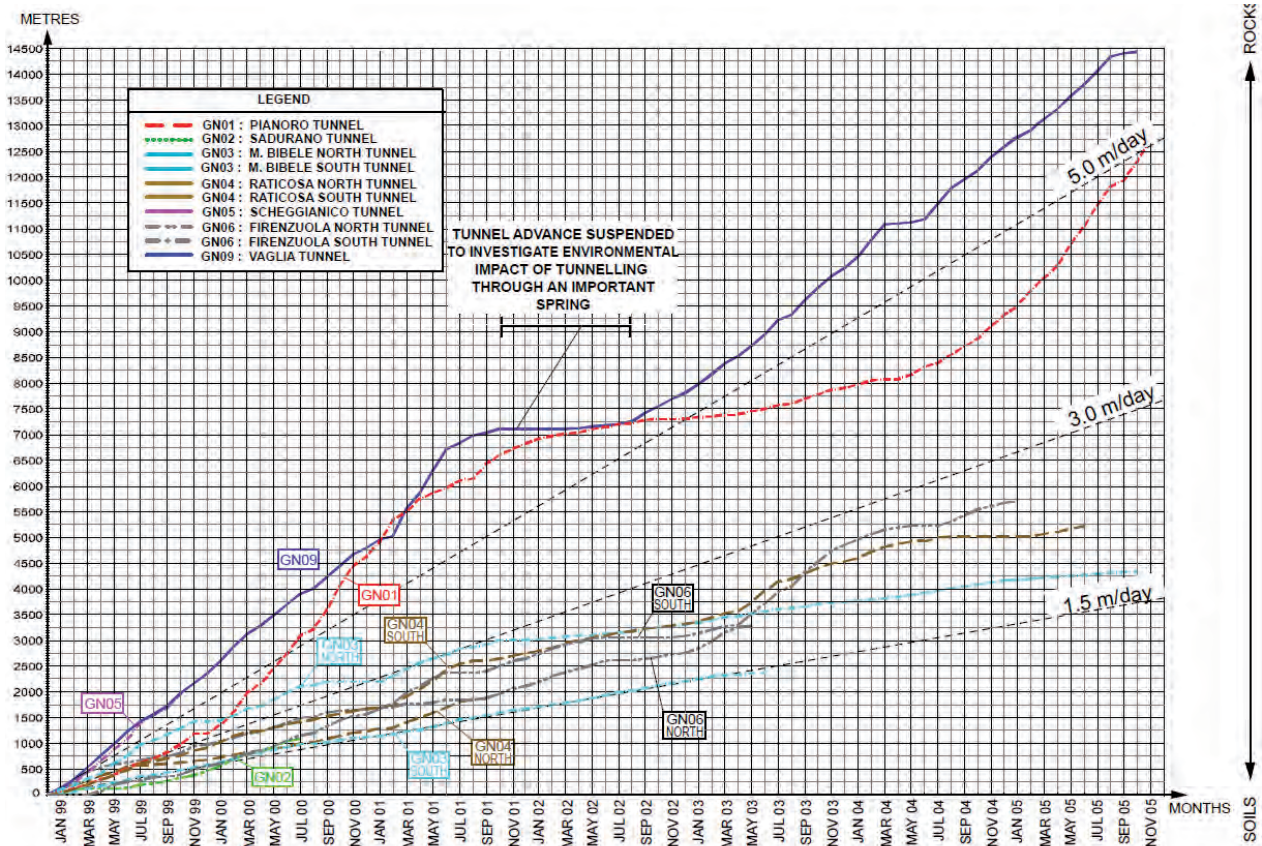


Figure 17: High speed rail line between Bologna and Florence - Productions obtained in different stress-strain conditions

4 >> APPLICATION DE LA NOUVELLE APPROCHE À 2 PROJETS STRATÉGIQUES

Les argiles écailleuses, la chose est connue, sont extrêmement sensibles à la décompression et perdent leur cohésion si le confinement descend à zéro. Il était donc de la plus haute importance d'assurer avant tout la stabilité du noyau-front et de la renforcer efficacement puis d'adopter un revêtement de première phase, fermé par un radier rigide tenu toujours en proximité du front de taille du tunnel. Malgré la sévérité des conditions de contrainte-déformation présentes et le poids des interventions de stabilisation pratiquées, les productions obtenues ont atteint en moyenne 1,5 m /jour linéaires et constants de tunnel fini. Malgré la difficulté d'excavation bien connue des massifs Apennins, il convient de souligner que - les graphiques de production présentés par la fig. 17 nous le montrent très clairement - pour tous les 104 Km de tunnels réalisés pour la nouvelle ligne ferroviaire GV/GC, les productions enregistrées ont été exceptionnellement linéaires et jamais inférieures à 1,5 m/jour de tunnel fini, même dans les terrains les plus difficiles, démontrant de la sorte la polyvalence extrême et les performances excellentes qu'il était possible d'obtenir en utilisant correctement - au cours de la phase d'excavation - le noyau-front en tant qu'instrument de stabilisation du tunnel, comme prévu par l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols. Même pour les tunnels réalisés pour la Grande Vitesse ferroviaire entre Bologne et Florence, les mesures

de contrainte dans les revêtements définitifs n'ont jamais cessé à ce jour de montrer des valeurs de contrainte maximum de l'ordre de $7 \div 8 \text{ Mpa}$ ($70 \div 80 \text{ Kg/cm}^2$), chose qui démontre bien qu'en se servant du noyau-front comme d'un instrument de stabilisation il est possible de contrôler la convergence de la cavité à court aussi bien qu'à long terme.

Notons enfin, pour confirmer le saut de qualité immense que l'approche objet de cette présentation a permis d'accomplir **en matière de sécurité** (par rapport aux systèmes d'excavation conventionnels qui sont d'ailleurs encore utilisés hors d'Italie), qu'il n'y a eu, au cours de la réalisation des 104 Km de tunnels pour la nouvelle ligne ferroviaire à Grande Vitesse entre Bologne et Florence, aucun accident mortel sur les fronts d'excavation.

La réalisation des travaux d'excavation de cet ouvrage, unique par ses dimensions, sa complexité et l'effort financier impliqué de même que par le respect total des durées et des coûts de construction, sans oublier bien sûr la sécurité acquise à l'égard de la main-d'œuvre travaillant sur les fronts d'excavation, fut la confirmation de la justesse des conclusions tirées des évidences de la Recherche et de la validité de l'approche de conception et de construction de l'Analyse des DÉformations CONTRôlées dans les Roches et dans les Sols qui en a découlé.

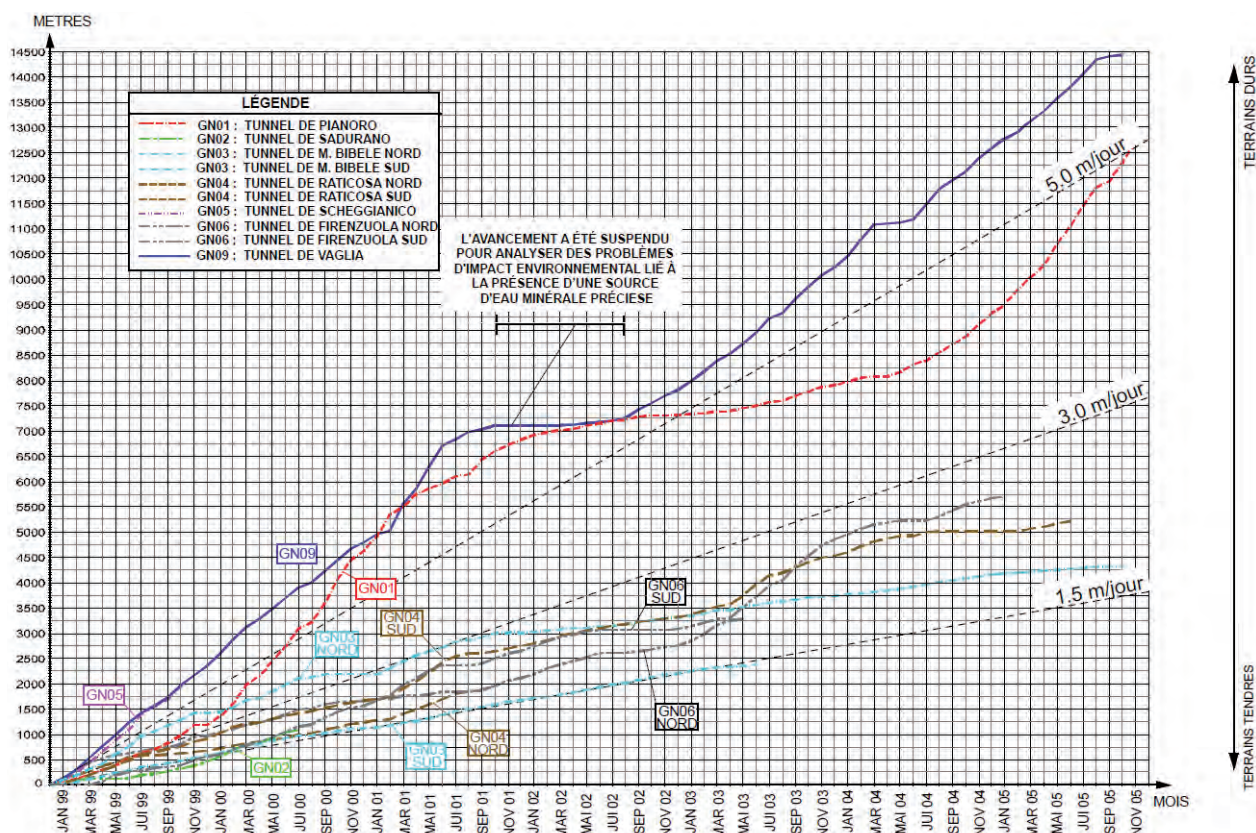


Figure 17: Ligne ferroviaire G.V. Bologne-Florence - Productions obtenues dans les différentes conditions géomécaniques et de contrainte-déformation rencontrées

4 >> APPLICATION OF THE NEW APPROACH TO TWO STRATEGIC PROJECTS

4.2 NEW HIGH SPEED RAIL LINE BETWEEN MARSEILLE AND LYON: THE TARTAIGUILLE TUNNEL (FRANCE 1997)

Excavation of the Tartaiguille tunnel (180 m² in section), for the new railway line "TGV Méditerranée" Lyon – Marseille (fig. 18), began for both entrances (North and South) in February 1996. The initial approach consisted of advancing in partitioned face, excavating the heading with road-heading equipment and the bench (about 200 m back) with a jackhammer.

At the end of September 1996, while excavating the Aptien marls, convergence at the southern face raised well-above the expected values and reached 60 mm during excavation of the heading, and 150 mm during that of the bench. This caused fissuring and cracking in the shotcrete pre-lining.

Soon, excavation needed to face the worst stretch on both sides: 900 m through the feared "Lower Stampien" formation, which alternated strata of marls, clays and silts, with a high percentage (75%) of montmorillonites which were highly sensitive to air humidity and at risk of swelling ($c' = 0.05 \text{ Mpa} = 0.005 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi' = 18^\circ$). Those in charge were quite worried and had therefore conducted an integrative geognostic campaign. The revision of the initial project had proven that the systems used previously were inadequate for the Stampien clays. These systems required partitioning of the excavation face which would have caused unacceptable deformation phenomena.

In order to solve the problem, in 1997 the SNCF (Société National du Chemin de Fer), formed a study group ("Comité de pilotage") with the technicians of the French Railways themselves, the G.I.E. TARTAIGUILLE consortium, the Coyne et Bellier consultants, the Terrasol-Simecsol consortium geotechnicians and the CETU. Said group started consulting the greatest European tunnelling experts and invited them to present a design solution capable of facing the clayey stretch both in safety and in line with the contracted timetable.

Following examination of the various proposals, none of which guaranteed safety and reliability (especially regarding the construction times), SNCF, passing through the G.I.E. TARTAIGUILLE consortium, looked at the Italian proposal's charts which I had put forward and which specified predictions and guarantees on the necessary times and costs. In March 1997 I was therefore given the detailed design of the 860 m of tunnel which needed to be constructed.

The new design solution radically changed the traditional design criteria in favour of those proposed by the Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils: full-face advancement (with control of deformation phenomena by means of the reinforcement of the core-face used as a stabilisation instrument), casting of the final invert at the face and final lining within 20 ÷ 40 m.

Sizing of the reinforcing operations on the advance core was carried out, in first analysis, by means of reworking the extrusion tests. This was then verified with 3D finite element models in elastic-plastic field, capable of taking into account complex phenomena such as creep and swelling.

G.I.E. TARTAIGUILLE recommenced advance works on the tunnel in July 1997, under strict supervision of the designer, who kept a trusted engineer on the site for the full duration of the work.

The new advance system respected the contractual timetable of the works with an industrialised production of 1.7 m/day, which was even above the design phase prediction of 1.4 m/day. The tunnel was completed after just a year after recommencing with the full-face system, about 1 month and a half ahead of schedule.

LYON-MARSEILLE TGV MEDITERRANEE - "TARTAIGUILLE" TUNNEL (year 1997)

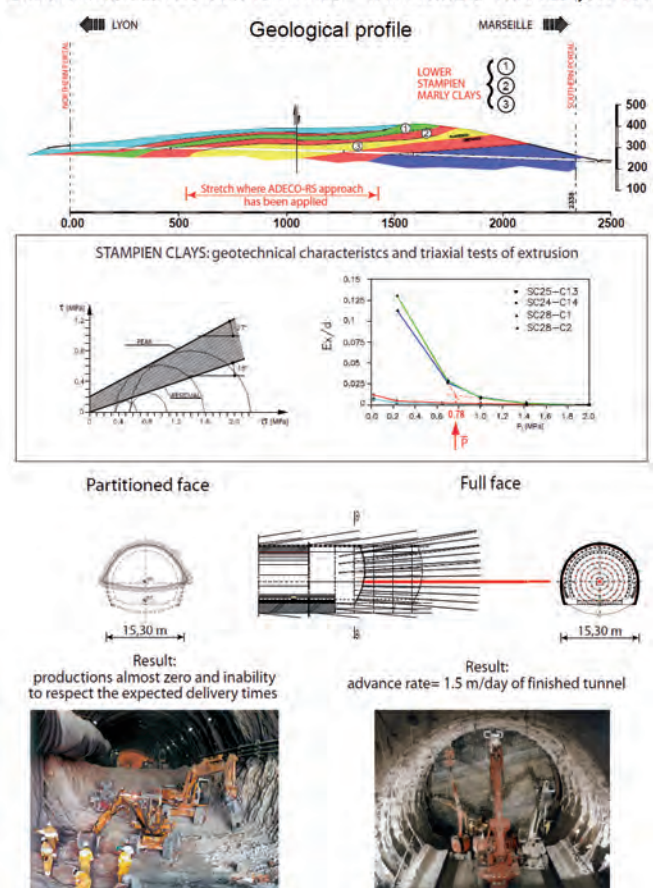


Figure 18: The experience of the «Tartaiguille» tunnel.

4 >> APPLICATION DE LA NOUVELLE APPROCHE À 2 PROJETS STRATÉGIQUES

4.2 NOUVELLE LIGNE FERROVIAIRE À GRANDE VITESSE LYON-MARSEILLE: LE TUNNEL DE TARTAGUILLE (FRANCE 1997)

Les opérations d'excavation du tunnel Tartaiguille (180 m² de section), pour la nouvelle ligne ferroviaire "TGV Méditerranée" Lyon-Marseille (fig. 18), avaient commencé sur les deux entrées (Nord et Sud) en février 1996. Le système d'attaque initial prévoyait d'avancer à section partialisée creusant la demi-section supérieure à l'aide d'un équipement ponctuel et le stross - 200 m environ plus en arrière - à l'aide d'un marteau.

Fin septembre 1996, au cours de l'excavation dans les marnes de l'Aptien, les convergences au front Sud augmentaient bien au-delà des valeurs prévues par le projet jusqu'à atteindre, au cours de l'excavation de la demi-section supérieure, 60 mm et au cours de l'étranglement, 150 mm, déterminant des fissurations importantes et des écaillages dans le revêtement en de béton projeté.

Très vite, les excavations allaient devoir affronter, sur deux fronts d'avancement opposés, le tronçon le plus difficile - 900 m de longueur - dans une formation à craindre du Stampien Inférieur, constituée d'une succession stratifiée de niveaux de marnes, d'argiles et de limons avec un pourcentage très élevé (75%) de montmorillonite extrêmement sensible à l'humidité de l'air et donc très gonflante ($c' = 0,05 \text{ Mpa} = 0,005 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi' = 18^\circ$). Les responsables des travaux, décidément préoccupés, avaient mené une campagne géognostique intégrative et la révision du projet initial qui suivit avait bien montré l'impossibilité de poursuivre le travail dans les argiles du Stampien avec les systèmes d'attaque établis qui prévoyaient la partialisation de la section d'excavation dans la mesure où cela aurait comporté des phénomènes de déformation d'une gravité inacceptable.

Pour parvenir à une solution permettant de surmonter le problème, la SNCF (Société Nationale des Chemins de Fer Français) créait, début 1997, un groupe d'étude ("Comité de pilotage") constitué des techniciens des Chemins de Fer Français, de la société G.I.E. TARTAGUILLE, des conseils Coyne et Bellier, des consultants géotechniciens de Terrasol-Simecsol et du CETU. À son tour, ce groupe consultait les plus grands experts européens de tunnelling les invitant à préparer une solution conceptuelle permettant de traverser le tronçon argileux en toute sécurité et dans le respect des temps prévus par le contrat.

Après avoir examiné plusieurs propositions, aucune desquelles n'offrait des garanties de sécurité et de fiabilité, surtout pour ce qui était des temps d'exécution, en mars 1997, encouragée par les conditions de la proposition italienne munie de prévisions et de garanties précises sur les temps et les coûts que je lui transmis, en mars 1997, la SNCF me confiait, par l'intermédiaire de G.I.E. TARTAGUILLE, le projet exécutif des 860 m de tunnel encore à réaliser.

La nouvelle solution conceptuelle modifiait radicalement les critères conventionnels et se tournait résolument vers ceux proposés par l'approche selon l'Analyse des DÉformations Contrôlées dans les Roches et dans les Sols : avancement à pleine section, après une régulation des phénomènes de déformation à travers le renforcement du noyau-front qui va servir d'instrument de stabilisation, coulage du radier définitif à proximité du front et coulage du revêtement définitif à une distance de 20 à 40 m.

Le dimensionnement des interventions de consolidation du noyau d'avancement fut effectué, en première analyse, à travers la réélaboration des tests d'extrusion, après quoi il fut vérifié à travers des modèles aux éléments finis 3D en champ élastoplastique, capables de tenir compte de phénomènes complexes comme ceux dus au fluage et au gonflement.

Les travaux d'avancement du tunnel furent repris par la société G.I.E. TARTAGUILLE en juillet 1997, sous un contrôle très sévère de ma part. Tant et si bien que j'imposai dans ce but la présence au chantier d'un de mes ingénieurs pendant toute la durée des travaux.

Le nouveau système d'avancement adopté permit de respecter les temps prévus par le contrat pour la livraison de l'ouvrage, avec des productions qui, grâce à l'industrialisation des différentes phases opérationnelles atteignirent 1,7 m/jour, dépassant carrément le 1,4 m/jour moyen garanti lors de la phase de projet. Le tunnel fut achevé moins d'un an après la reprise des travaux avec le système à pleine section, autrement dit avec près de un mois et demi d'avance sur le programme prévu de neuf mois.

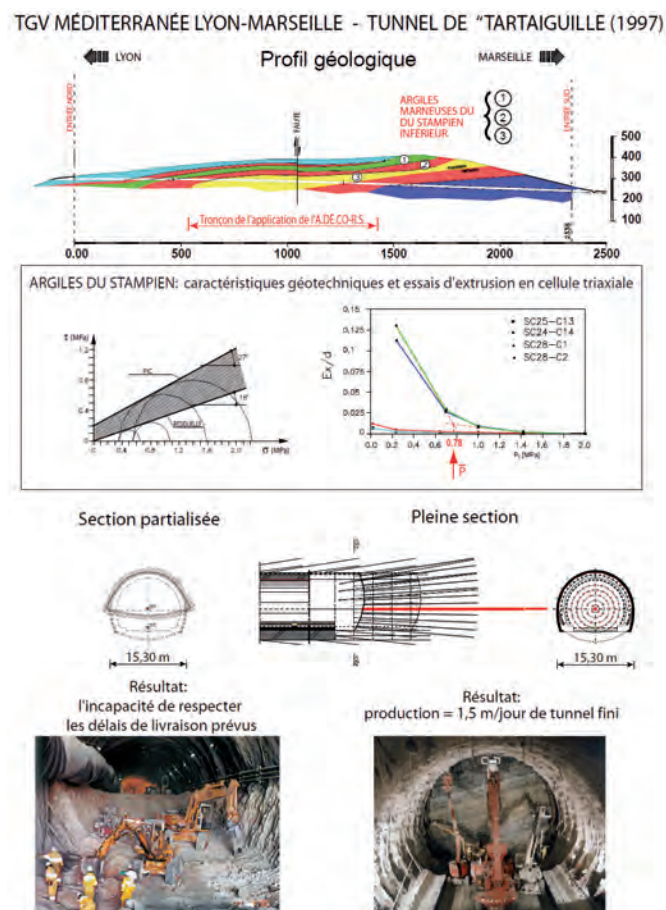


Figure 18: L'expérience du tunnel de «Tartaiguille».

5 >> THEORETICAL STUDY ON NUMERICAL AND PHYSICAL MODELS

Recently, a theoretical study on the results of Research and on the experience gathered on many tunnels constructed using the Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils was launched in collaboration with the Polytechnic University of Milan. Said study aims to better frame the results of the Research as well as to develop simplified but universal calculation procedures, capable of taking into account the three-dimensional problem of underground construction and subsequent factors. The main result of this study will be to create a reduced-scale physical model of a tunnel in advancement in different stress-strain conditions.

Preliminarily to the realization of the physical model, numerical finite element analyses were carried out on three-dimensional models (using the MIDAS GTS NX code), this served to highlight the mechanical and geometrical parameters which condition the response of deep tunnels excavated in homogeneous clay strata, with regard to phenomena developing in the core-face following advancement. The analyses are summarised below, and were based on simplified hypotheses: homogeneous isotropic material with perfectly plastic-elastic behaviour in undrained conditions (the undrained cohesion c_u is the only constitutive parameter related to the material strength) and rigid lining of the tunnel which ends exactly at the face. The 3D model was built according to ratio H/D (where H is the overburden on the tunnel and D is the equivalent diameter) which guarantees against local failure mechanisms involving superficial layers. For the sake of brevity, more detailed information on the numerical model has here been omitted, it is enough to say that several dimensions for the model and diverse spatial discretization were taken into account to assess the reliability of the numerical results.

The results of the numerical analyses, taking into account both the natural core-face (non-reinforced) and the reinforced core-face, are separately reported below.

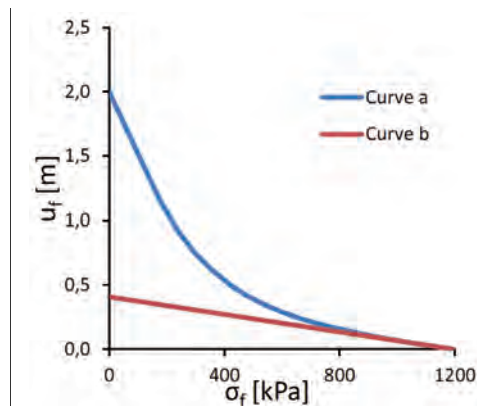


Figure 19: Elastic (b) and elastoplastic (a) characteristic curves of the face.

5.1 CASE OF THE NATURAL CORE-FACE (NOT REINFORCED)

The first calculation step consisted of bringing the model to its initial stress conditions under the sole force of gravity, excavation was then simulated according to various modalities (both as regards movement control and load control), this garnered similar results: the graphic in figure 19 reports in terms of a characteristic curve - meaning the progress of the medium face extrusion u_f of varying the medium horizontal pressure $\sigma_f (= \sigma_3)$ which contains it - both the elastic-plastic behaviour (curve a) and the purely elastic behaviour (curve b).

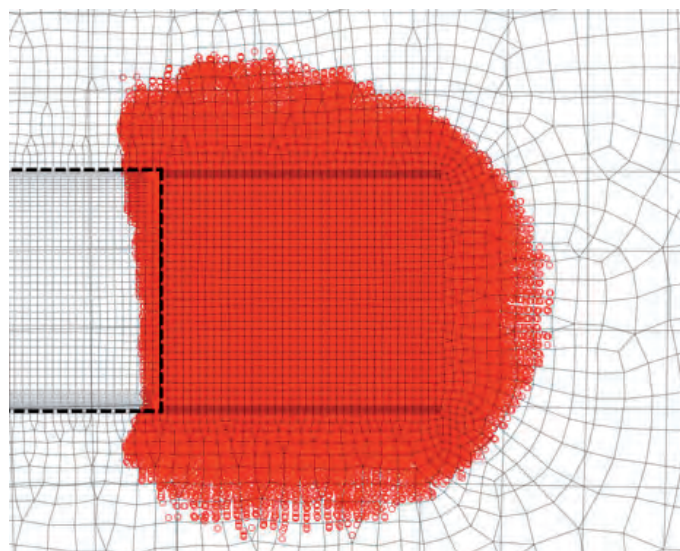


Figure 20: Lateral view of the model in the proximity of the tunnel face-visualization of the plastified zone.

Analysis of the numerical results clearly shows that the progressive reduction of confinement pressure at the face, which simulates the advancement of excavation, causes, in the given conditions, plasticization of the core-face (fig. 20) and channelling of the horizontal stress flowlines (fig. 21a). This coincides with a progressive increase of normal ground pressures on the lining for a length equal to about one diameter of excavation.

5 >> APPROFONDISSEMENT SUR DES MODÈLES NUMÉRIQUES/PHYSIQUES

Récemment, pour mieux encadrer du point de vue théorique les résultats de la Recherche faite jusqu'à ce jour et les expériences acquises sur les tunnels innombrables réalisés grâce à l'approche selon l'Analyse des DÉformations COntrollées dans les Roches et dans les Sols et également pour mettre au point, dans la mesure du possible, des procédures de calcul simplifiées mais universelles, capables de tenir compte de la tridimensionnalité du problème de l'excavation d'un ouvrage dans le sous-sol ainsi que de tous les facteurs principaux en jeu, nous avons entamé, en collaboration avec le Politecnico de Milan, un approfondissement théorique des résultats de la recherche et des expériences acquises dans le nombre infini de tunnels réalisés, sur des modèles numériques et physiques à échelle réduite. Cet approfondissement a pour élément d'intérêt majeur la réalisation d'un modèle physique à échelle réduite d'un tunnel en avancement, dans différentes conditions de contrainte-déformation.

Préliminairement à la réalisation du modèle physique, des analyses numériques furent faites sur des modèles tridimensionnels aux éléments finis (utilisant le code MIDAS GTS NX), dans le but de mettre en évidence les paramètres mécaniques et géométriques qui conditionnent la réponse de tunnels profonds creusés dans des couches homogènes d'argile, avec une attention particulière aux phénomènes qui se développent dans la zone du noyau-front par suite de l'avancement. Les analyses dont nous résumerons ci-après les résultats, ont été effectuées sur la base de quelques hypothèses simplificatrices : matériau homogène isotrope à comportement élastique parfaitement plastique dans des conditions non drainées (le seul paramètre constitutif lié à la résistance est la cohésion non drainée c_u), revêtement du tunnel rigide qui se termine exactement en proximité du front. Le modèle 3D a été réalisé dans un rapport H/D (où H est le recouvrement sur le tunnel et D le diamètre équivalent de celle-ci) susceptible d'empêcher que des mécanismes de rupture ne puissent se développer dans les couches superficielles. Pour plus de brièveté, nous omettons des informations plus exhaustives sur les caractéristiques du modèle numérique. Il suffira de dire que pour évaluer la fiabilité des résultats numériques obtenus nous avons considéré différentes dimensions pour le modèle et différentes discrétisations spatiales.

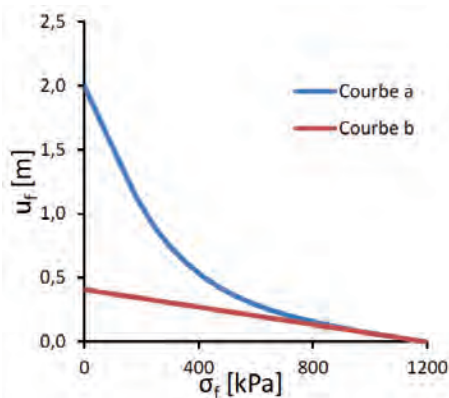


Figure 19: Courbe caractéristique du front selon les résultats de l'analyse élastoplastique (courbe a) et de l'analyse élastique (courbe b).

Ci-après, nous présentons et discutons séparément les résultats des analyses numériques effectuées en considérant le noyau-front naturel (non renforcé) et le noyau-front renforcé.

5.1 CAS DU NOYAU-FRONT NATUREL (NON RENFORCÉ)

Une fois effectué un premier calcul pour amener le modèle aux conditions d'effort initiales, sous la seule force de la gravité, nous avons commencé à simuler l'excavation selon différentes modalités, tant en contrôle de déplacement qu'en contrôle de charge, obtenant des résultats similaires, synthétisés en termes de courbe caractéristique (autrement dit d'évolution de l'extrusion moyenne du front u_f selon les variations de la pression horizontale moyenne σ_f ($=\sigma_3$) de confinement qui agit sur lui) dans le graphique de la figure 19, dans le cas de comportement élastoplastique (courbe a) aussi bien que dans le cas de comportement purement élastique (courbe b).

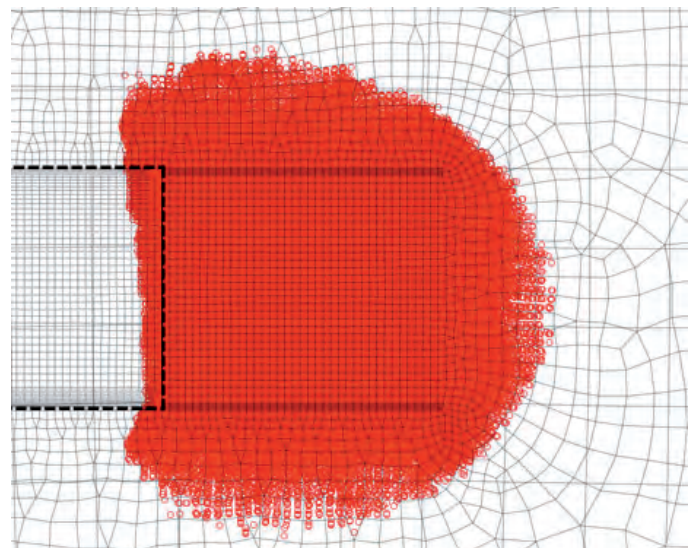


Figure 20: Vue latérale du modèle au front de taille : la visualisation des zones plastifiées

L'analyse des résultats numériques a montré clairement que l'annulation progressive de la pression de confinement au front qui simule l'excavation d'avancement, aboutit, dans les conditions données, à la canalisation des lignes de flux des efforts horizontaux et à la plastification du noyau-front (fig. 20a) qui s'accompagne d'une augmentation progressive des pressions normales exercées par le terrain sur les revêtement pour une zone d'une longueur d'environ un diamètre d'excavation.

5 >> THEORETICAL STUDY ON NUMERICAL AND PHYSICAL MODELS

Of particular importance is the evolution of the extrusive mechanism where the ground within a band surrounding the lined tunnel flows towards the excavation face (fig. 21 and 22). This is a spatially evolving phenomenon where the plasticization of the ground around the tunnel lining continues to extend in a longitudinal direction behind the face (fig. 21a, 21b, 21c).

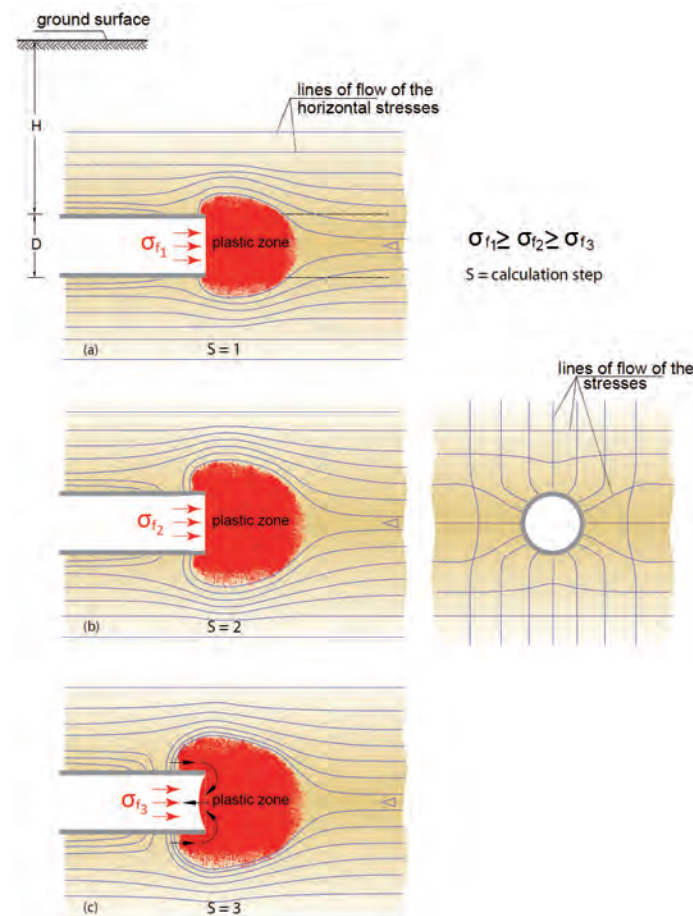


Figure 21: Plastic deformation of the face core and channelling of the horizontal-stress flowlines which give way to a spacial evolution phenomenon starting from the extrusive mechanism shown by the black arrows.

It must be mentioned that the representation of the horizontal stress flowlines and plasticization of the ground surrounding the tunnel shown in Fig. 21 is affected by the schematisation of the numerical model that is preparatory to the physical model which will be shown later, in which excavation is simulated in load control with a stationary face. In real life, the plasticisation of the ground surrounding the cavity is an irreversible phenomenon, and as the face advances it affects the entire length of the tunnel.

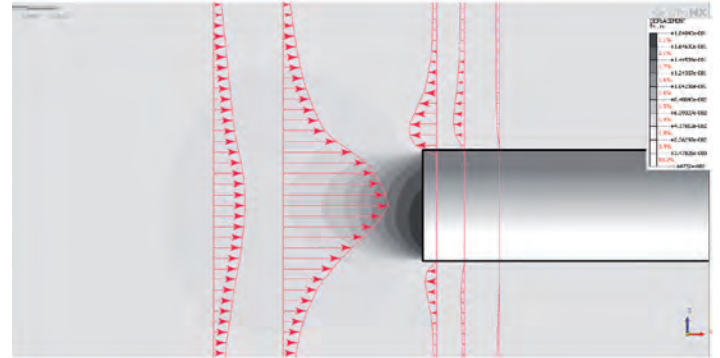


Figure 22: Diagrams of the horizontal movement at various distances from the excavation face.

What is illustrated above is also reflected in terms of characteristic curve. Indeed, if the characteristic curve of the face (curve a of fig. 19) is normalized so as to be graphically independent from the elastic residual extrusive displacement ($u_{r,el}$) and from the initial stress state (σ_0) the result is the curve in fig. 23, which never reaches a vertical asymptote: its rigidity progressively reduces but never nullifies, showing a ductile behaviour with hardening that is not a consequence of the material constitutive relationship but instead of the hardening caused by the spatial propagation of the plasticisation band.

In summary:

- the system's three-dimensionality governs the response of the "geo-structure" both from a cinematic and static point of view (evolution of the displacement field and evolution of the stress field, respectively);
- the standard limit analysis approach cannot be used to represent the system response in that it never reaches failure conditions.

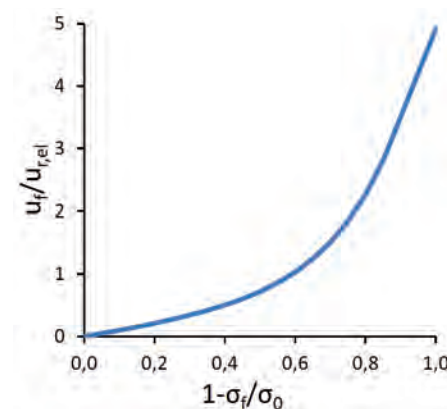


Figure 23: Normalization of the curve in figure 19.

5 >> APPROFONDISSEMENT SUR DES MODÈLES NUMÉRIQUES/PHYSIQUES

En particulier, l'évolution d'un mécanisme extrusif s'est révélée, où le terrain dans une bande sur le pourtour du tunnel revêtu reflue vers le front de taille (fig. 21 et 22). Il s'agit d'un phénomène spatialement évolutif où la plastification du terrain sur le pourtour du revêtement du tunnel continue à s'étendre en direction longitudinale à l'arrière du front (fig. 21a, 21b, 21c).

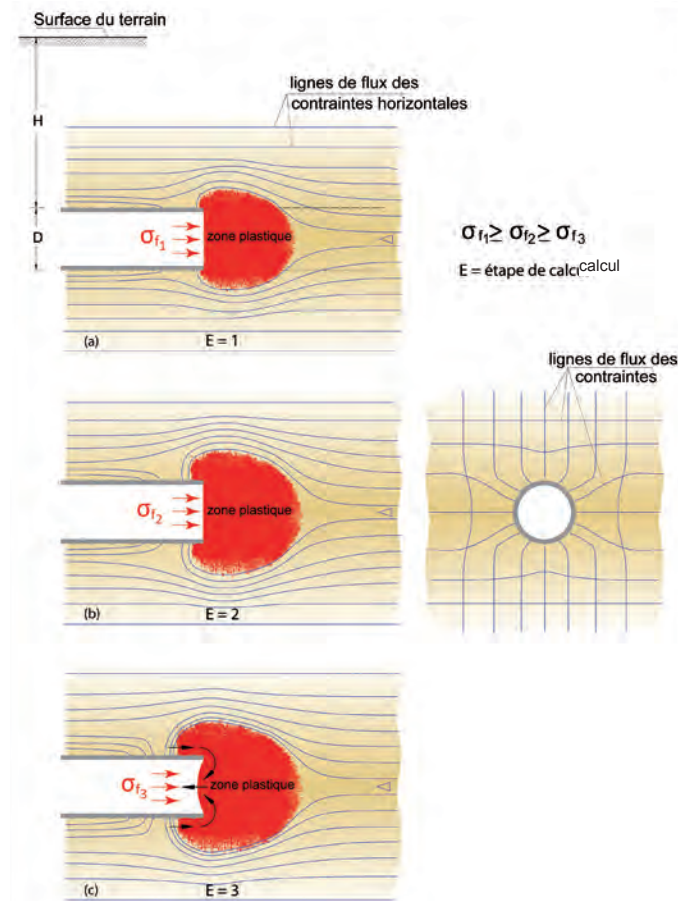


Figure 21: La plastification du noyau-front et la canalisation des lignes de flux des contraintes horizontales donnent lieu à un phénomène spatialement évolutif qui est à l'origine du mécanisme extrusif souligné par les flèches noires.

Naturellement, la représentation des lignes de flux des contraintes horizontales et de la plastification du terrain sur le pourtour du tunnel, montrée sur la figure 21, se ressent des schématisations faites dans le modèle numérique qui précède et prépare le modèle physique, que nous illustrerons plus loin, où l'excavation est simulée sous contrôle de la charge mais gardant le front arrêté. En fait, au fur et à mesure que le front avance, la plastification du terrain sur le pourtour de la cavité, étant un phénomène irréversible, intéressera toute la longueur du tunnel.

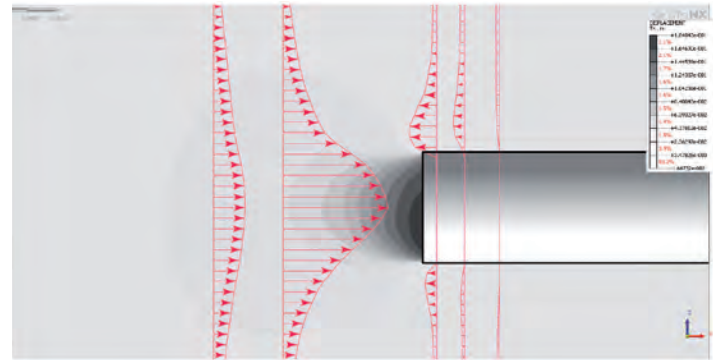


Figure 22: Diagrammes des déplacements horizontaux à des distances différentes du front de taille.

Ce qui vient d'être affirmé se retrouve évidemment aussi en termes de courbe caractéristique. Effectivement, si la courbe caractéristique du front se normalise (courbe a de la fig. 19) de manière à la rendre graphiquement indépendante du déplacement extrusif résiduel élastique (u_{rel}) et de l'état d'effort naturel (σ_0) nous obtenons le diagramme de la courbe de la fig. 23, qui n'atteint jamais une asymptote verticale: sa rigidité se réduit progressivement sans jamais s'annuler, montrant un comportement ductile avec un écrouissage qui ne dépend pas du lien constitutif mais qui est la conséquence de l'écroutissement dû à la propagation spatiale de la zone plastifiée.

En définitive, il est possible d'affirmer que :

- la tridimensionnalité du système régit la réponse de la "géostructure" à la fois d'un point de vue cinématique (évolution du champ de déplacements) et d'un point de vue statique (évolution du champ de contraintes) ;
- l'approche standard de l'analyse limite ne peut pas être utilisée pour représenter la réponse du système car il n'atteint jamais les conditions de rupture.

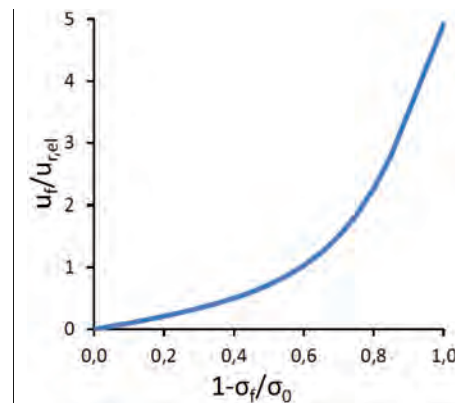


Figure 23: Normalisation de la courbe de la figure 19.

5 >> THEORETICAL STUDY ON NUMERICAL AND PHYSICAL MODELS

If every calculated characteristic curve is normalised according to the modified stability ratio $N^* = K_0^a N$ in which:

$$N = \frac{\gamma \left(H + \frac{D}{2} \right) + q}{Cu}$$

[Broms and Bennermark's stability ratio, 1967]
 $a = 0.82$
 $q = \text{overload}$
 $K_0 = \text{coefficient of earth pressure at rest}$

The final result is useful and interesting.

Despite the great dispersion of geomechanic and geometric parameters taken into consideration, it has been found that all calculated characteristic curves belong to the same characteristic curve independently from the value of K_0 and all other parameters (fig. 24). This is an important result in that said curve allows us to predict extrusive phenomena of the core-face of a tunnel as the σ_f value varies only by knowing: the overburden H , the diameter of the tunnel D , the coefficient of earth pressure at rest K_0 , and the geomechanic parameters of ground γ , c_u , and E .

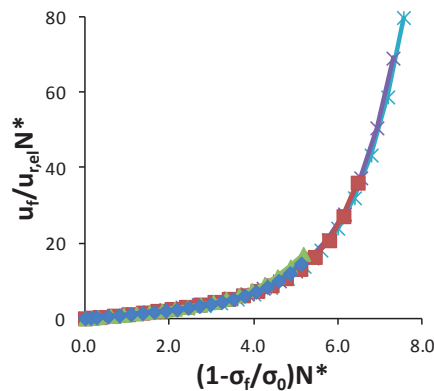


Figure 24: Characteristic «Mother» curve in the plane $u_r/u_{r,el} N^* - N^* (1 - \sigma_f/\sigma_0)$

The designer therefore needs to evaluate N^* , in order to calculate the ratio: $u_r/u_{r,el}$ by means of the characteristic curve of fig. 24. Using elastic three-dimensional numerical analyses he then calculates $u_{r,el}$ which lead to the calculation of u_r . This allows designers to predict the extrusion of the core-face for horizontal confinement pressures σ_f different than zero. The «mother curve» in fig. 24 is also very convenient to determine the effectiveness of the operation designed to reinforce the core-face: simply by comparing the results garnered from the reinforced system with said curve.

Please keep in mind that the above result is based on a frictionless ground in undrained conditions, with a lining which is much more rigid than the ground itself and which ends at the face. Despite this, it has been observed that even significant variations of the lining's rigidity cause negligible changes in the characteristic curve of extrusion when compared to the mother curve presented above (fig. 25).

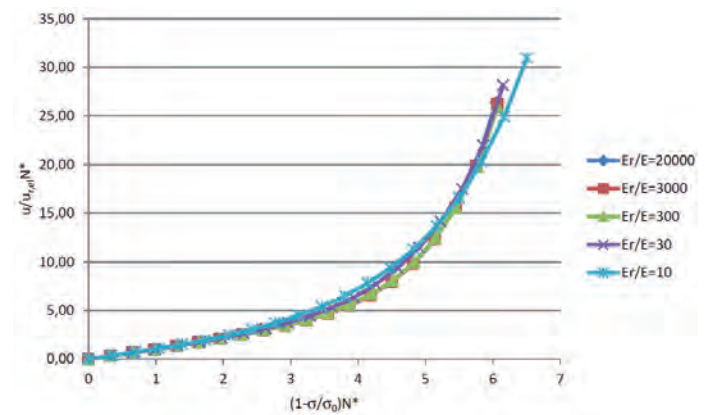


Figure 25: Normalised characteristic curves calculated for linings of varying rigidity.

5.2 CASE OF THE REINFORCED CORE-FACE

The numerical model has also given us useful results for studying the behaviour of a tunnel excavated after reinforcing the core-face. In particular, reinforcement by means of fibreglass structures. Two adimensional geometric parameters were mainly taken into consideration: the ratio $l = L/D$, with L reinforcement length and the ratio $\alpha = A_f/A$, with area A of the tunnel cross section and A_f , total area of the reinforcement sections.

When $\alpha = 100\%$ then the reinforcement of the core-face is complete and yield can only take place along the side surface of the equivalent reinforced cylinder, in ground placed upstream the reinforced volume.

5 >> APPROFONDISSEMENT SUR DES MODÈLES NUMÉRIQUES/PHYSIQUES

Si nous normalisons chaque courbe caractéristique calculée en fonction du rapport d'instabilité modifié $N^* = K_0^a N$ où :

$$N = \frac{\gamma \left(H + \frac{D}{2} \right) + q}{Cu}$$

[rapport d'instabilité défini par Broms et Bennermark, 1967]
 $a = 0,82$
 $q = \text{surcharge}$
 $K_0 = \text{coefficient de pression au repos}$

Nous obtenons un résultat particulièrement utile et intéressant.

Nous avons effectivement constaté que malgré la grande dispersion de paramètres géomécaniques et géométriques considérés, toutes les courbes caractéristiques calculées numériquement appartiennent d'une façon surprenante à une même courbe caractéristique, indépendamment de la valeur de K_0 et de tous les autres paramètres (fig. 24). Il s'agit d'un résultat extrêmement important car cette courbe permet de faire une prévision des phénomènes d'extrusion du noyau-front d'un tunnel en cas de variation du confinement horizontal σ_r , en ne partant que de la connaissance du recouvrement H , du diamètre du tunnel D , du coefficient de poussée à repos K_0 , et des paramètres géomécaniques du terrain γ , c_u , et E .

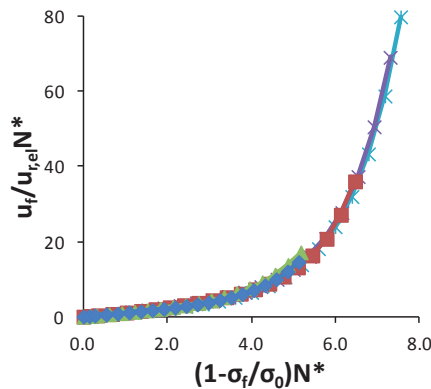


Figure 24: Courbe caractéristique «Mère» dans la plan $u_r/u_{el} N^* - N^* (1 - \sigma_r/\sigma_0)$

Dans ce but, le projeteur devra partir de l'évaluation de N^* , puis, à travers la courbe caractéristique de la fig. 24, il pourra estimer le rapport u_r/u_{el} . Par des analyses numériques élastiques tridimensionnelles, il déterminera u_{el} pour calculer enfin u_r . Ceci lui permet de fournir une prévision de l'extrusion du noyau-front y compris pour des pressions horizontales de confinement σ_r autres que zéro. La «Courbe Mère» de la fig. 24 est extrêmement valable même pour évaluer l'efficacité de l'intervention projetée pour le renforcement u noyau-front: tout simplement en confrontant avec cette courbe les résultats obtenus par le système renforcé.

Il est important de rappeler que ce résultat a été obtenu en tenant compte d'un terrain dépourvu de frottement, dans des conditions non drainées, et d'un revêtement extrêmement rigide par rapport au terrain, qui se termine en proximité du front. Il est arrivé toutefois que des variations, parfois très significatives, de la rigidité du revêtement aient mené à des écarts négligeables de la courbe caractéristique de l'extrusion par rapport à celle de la Courbe Mère figurant ci-dessus, (fig. 25).

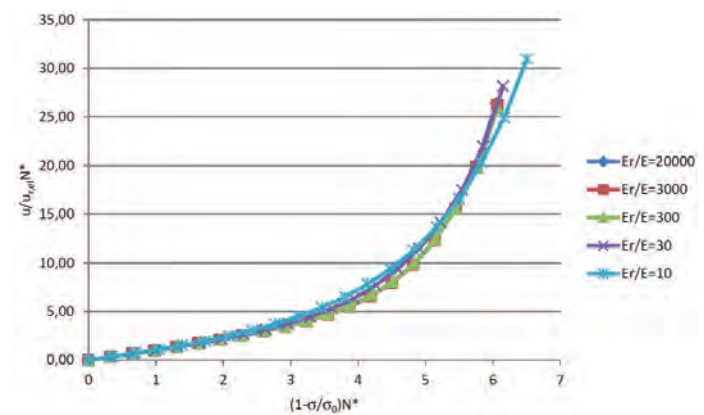


Figure 25: Courbes caractéristiques normalisées calculées pour revêtements de rigidité différente

5.2 CAS DU NOYAU-FRONT RENFORCÉ

Le modèle numérique a fourni des résultats très utiles, même pour étudier le comportement d'un tunnel creusé après un renforcement du noyau-front. Nous avons pris tout particulièrement en considération le renforcement obtenu à l'aide d'éléments structuraux en fibre de verre. Pour évaluer son efficacité, nous nous sommes concentrés principalement sur deux paramètres géométriques adimensionnels : le rapport $l = L/D$, avec L longueur du renforcement et le rapport $\alpha = A_r/A$, A étant l'aire de la section transversale du tunnel et A_r étant l'aire globale des sections des renforcements.

Lorsque $\alpha = 100\%$ le renforcement du noyau-front est complet et la limite d'élasticité ne peut intervenir que le long de la surface latérale du cylindre renforcé équivalent, dans le terrain situé en amont du volume renforcé.

5 >> THEORETICAL STUDY ON NUMERICAL AND PHYSICAL MODELS

For simplicity, the results of these calculations presuppose perfectly elastic reinforcements, which are positioned in parallel to the longitudinal axis of the tunnel in constant spacing. They are depicted in fig. 26: the effect of reinforcement is clearly visible and their effectiveness appears to be progressively growing as the length increases (the l values considered are between 0.25 and 1). Furthermore, the same results have also shown that reinforcing the advance core completely has three main results:

1. If failure does occur, it develops in an area far from the face.
2. Increase of normal ground pressure on the lining decreases in growing values of l until disappearing entirely.
3. The "equivalent face" positioned between the ground and the face of reinforced volume, is never totally relieved due to the shear stress which develops on the side surface of the reinforced cylinder.

In order to assess the influence of α , fig. 27 shows the normalised characteristic curves for α values equal to 100%, 4.5%, 1% and 0%, calculated at $l=1$. Take note that for this value of l a significant improvement of the mechanical response of the system only takes place starting from values of α which are utterly unacceptable and unrealistic ($\alpha = 4.5\%$).

Conversely, if l is increased up to a value of 2 the response changes significantly (fig. 28) and the effectiveness of reinforcement is evidently satisfactory for $\alpha = 1\%$.

This is due to the variation of mechanical processes developing inside the system: as is clear in fig. 29, if reinforcement is long enough, then plasticization will extend along a small volume of ground and reinforcement may remain anchored to an area of ground upstream the core face in an elastic field

For the sake of brevity, the results of all the other l values taken into consideration will not here be shown. All that needs to be said is that in each case it was clear that if reinforcement is not sufficient ($l < 1.5$) for the effectiveness of anchoring, plasticization propagates affecting greater volumes of ground, and also affecting the entire length of reinforcement which consequently loses most of its effectiveness.

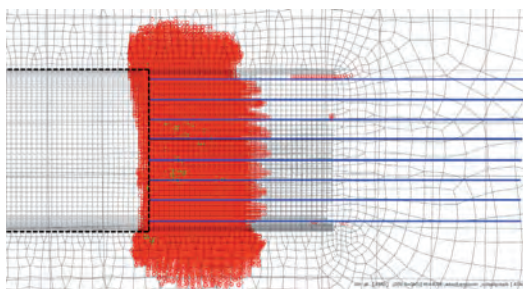


Figure 29: Areas subject to plastic deformation

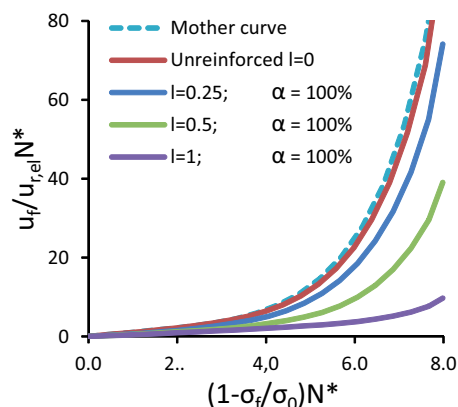


Figure 26: Normalised characteristic curves for $\alpha = 100\%$

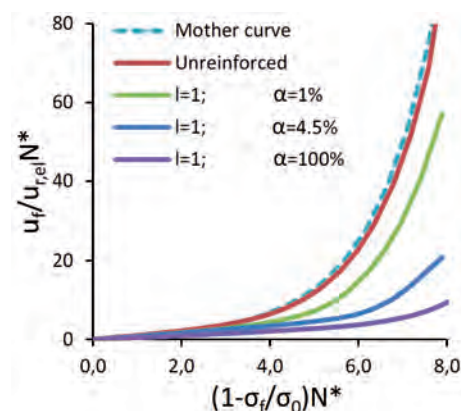


Figure 27: Normalised characteristic curves for $l=1$

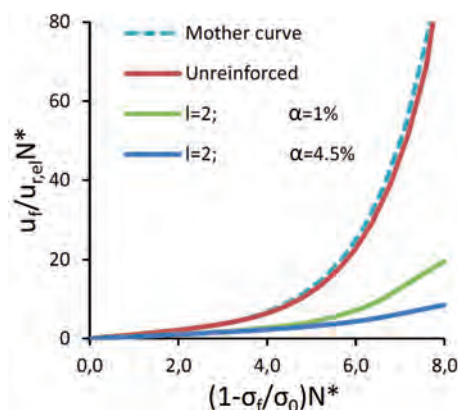


Figure 28: Normalised characteristic curves for $l=2$

5 >> APPROFONDISSEMENT SUR DES MODÈLES NUMÉRIQUES/PHYSIQUES

Les résultats des calculs effectués en supposant pour plus de simplicité des renforcements parfaitement élastiques, positionnés parallèlement à l'axe longitudinal du tunnel avec un espacement constant, sont présentés à la fig. 26 : l'effet des renforcements est bien visible et leur efficacité paraît progressivement croissante au fur et à mesure qu'augmente leur longueur (nous avons pris en considération des valeurs de l compris entre 0,25 et 1)

Ces mêmes résultats ont par ailleurs souligné que renforcer totalement le noyau d'avancement suppose trois conséquences principales :

1. s'il se produit, le mécanisme de rupture se développe dans une zone loin du front ;
2. l'augmentation de la pression normale du terrain sur le revêtement diminue pour des valeurs croissantes de l , jusqu'à disparaître ;
3. le "front équivalent", placé à l'interface entre le sol et le front du volume renforcé, n'est jamais totalement déchargé à cause des contraintes de découpage qui se développent sur la surface latérale du cylindre renforcé.

Pour évaluer l'influence de α , fig. 27, nous avons représenté les courbes caractéristiques normalisées pour des valeurs de $\alpha = 100\%$, 4,5%, 1% et 0%, calculées pour $l = 1$. Nous notons que pour cette valeur de l , une amélioration significative de la réponse mécanique du système n'a lieu qu'à partir de valeurs de α totalement inacceptables et non réalistes ($\alpha = 4,5\%$).

Si au contraire l augmente jusqu'à une valeur de 2, la réponse change significativement (fig. 28) et il est évident que l'efficacité des renforcements est assez satisfaisante pour $\alpha = 1\%$.

Cela est dû à la variation des processus mécaniques qui se développent à l'intérieur du système : comme le montre la fig. 29, si les renforcements sont suffisamment longs, les plastifications s'étendent à l'intérieur d'un petit volume de terrain et les renforcements peuvent rester ancrés à une zone de terrain en amont du noyau-front encore en champ élastique.

Pour plus de brièveté, nous ne montrons pas les résultats relatifs à toutes les autres valeurs de l prises en considération. Ici, il nous suffira de dire que dans tous les cas, il s'est avéré que lorsque l'efficacité de l'ancrage des renforcements n'est pas suffisante ($l < 1,5$) les plastifications se propagent intéressant des volumes de terrain de dimensions supérieures, impliquant la longueur tout entière des renforcements qui perdent par voie de conséquence, une grande partie de leur efficacité.

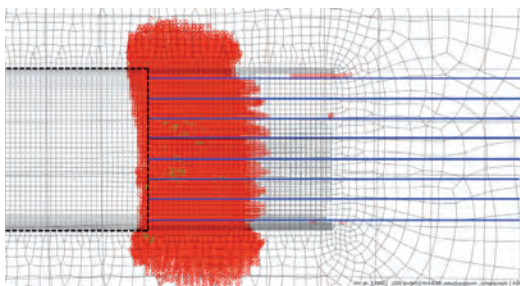


Figure 29: Zones sujettes à des déformations plastiques

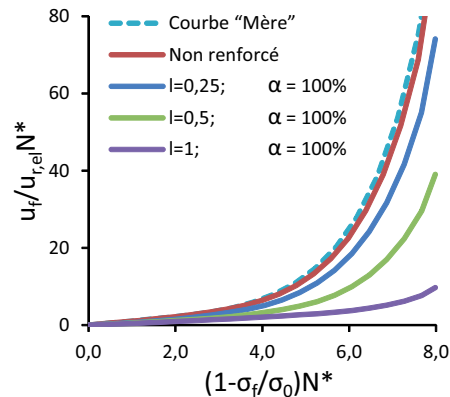


Figure 26: Courbes caractéristiques normalisées pour $\alpha = 100\%$

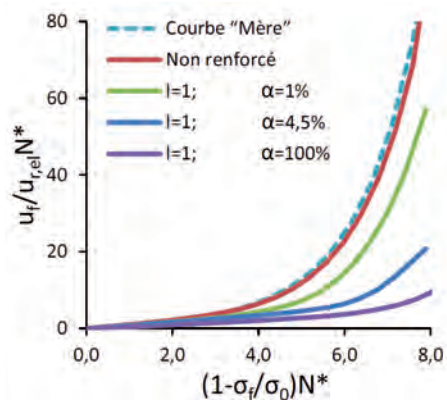


Figure 27: Courbes caractéristiques normalisées pour $l=1$

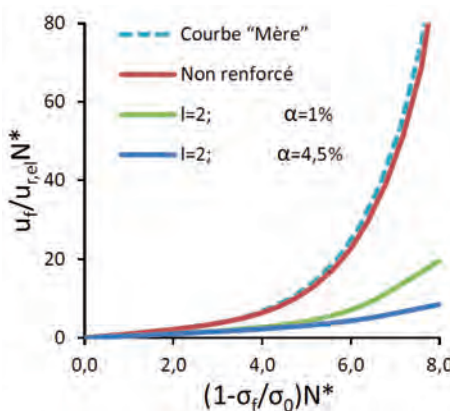


Figure 28: Courbes caractéristiques normalisées pour $l=2$

5 >> THEORETICAL STUDY ON NUMERICAL AND PHYSICAL MODELS

5.3 EXPERIMENTS ON PHYSICAL MODELS IN A REDUCED SCALE

Following the results of the numerical models, a physical model was built in order to experiment (in a reduced scale) excavation of a deep tunnel in cohesive and saturated ground. In particular, experiments focussed on the experimental definition of the characteristic curve of non-reinforced core-faces and of reinforced ones. Experiments also focussed on defining the corresponding field of ground displacements in a band which is in contact with the face and the outline of the tunnel.

The model (illustrated in fig. 30) is made up of a base and three vertical wooden walls. The fourth wall was made in 3 cm thick Perspex in order to allow observation of ground behaviour during the experiment.

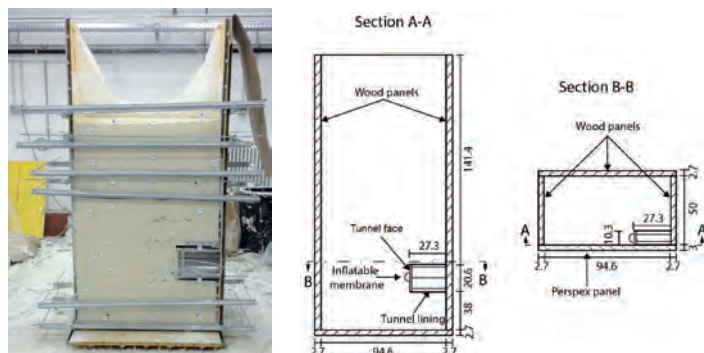


Figure 30: Reduced-scale model for experimental tests.

The lining of the tunnel was built in a semi-cylindrical cavity of stainless steel with an internal diameter of 206 mm and a thickness equal to 1.5 mm. The face of the tunnel was built using a plate of stainless steel 10 mm thick. Three threaded rods were linked to the face panel in order to move the face towards the tunnel. In order to measure pressure on the face, a latex membrane was fixed to the face which was then filled with pressurized air and linked to a pressure gauge (Fig. 31).

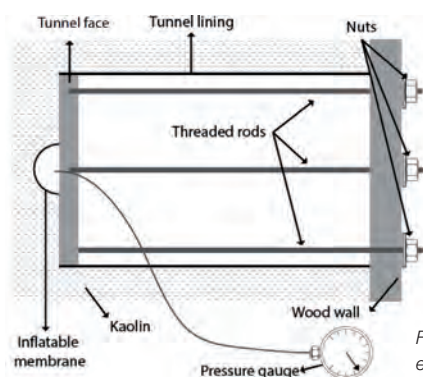


Figure 31: Diagram of the experimental apparatus.

Great care was taken in preparing the terrigenous material used for the experiments. Lab-produced kaolin was chosen for the task, with a water content equal to 160 % and a corresponding void ratio equal to 4.16. Thanks to a draining apparatus, said kaolin consolidated itself naturally under its own weight inside the experimental model.

Great care was taken in preparing the terrigenous material used for the experiments. Lab-produced kaolin was chosen for the task, with a water content equal to 160 % and a corresponding void ratio equal to 4.16. Thanks to a draining apparatus, said kaolin consolidated itself naturally under its own weight inside the experimental model.

More details on the device and on preparation of the experimental ground will be given in future communications.

Unloading of the face following excavation was simulated by progressively withdrawing the plate in steps of 0.625 mm. At the same time, after allowing the system time to find a new balance state, the displacements of the ground particles adjacent to the Perspex panel were observed. To this end, a PIV (Particle Image Velocimetry) technique was used, which makes it possible to reconstruct the field of ground displacements by confronting high-resolution images taken in subsequent instants of time.

For experiments on the reinforced core-faces, the device was modified in order to insert fibreglass rods in the face (fig. 32). A gap of 0.5 mm was created in order to avoid friction between the face and the internal profile of the lining. Furthermore, in order to avoid spillage of kaolin from the model during the first phases of consolidation, a lock (bound to the lining) was positioned behind the face, which transmitted the geostatic stress directly onto the lining and stopped the face from moving.

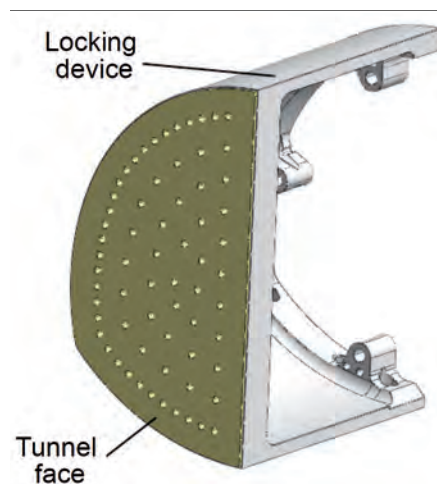


Figure 32: Face equipped for the insertion of reinforcements and lock set at the black.

5 >> APPROFONDISSEMENT SUR DES MODÈLES NUMÉRIQUES/PHYSIQUES

5.3 APPROFONDISSEMENT EXPÉRIMENTAL SUR DES MODÈLES PHYSIQUES À ÉCHELLE RÉDUITE

Sur la base des indications obtenues par la modélisation numérique, nous avons réalisé un modèle physique pour expérimenter sur une échelle réduite l'excavation d'un tunnel profond en terrain cohérent saturé. Les essais ont concernées en particulier la définition expérimentale de la courbe caractéristique des noyaux-fronts non renforcés et renforcés ainsi que l'identification du champ de déplacement correspondant du terrain dans une bande sur le contour du tunnel.

Le modèle, comme le montre la fig. 30, est constitué d'une base et de trois parois verticales en bois. La quatrième paroi est réalisée par un panneau en Perspex de 3 cm d'épaisseur pour permettre d'observer directement le comportement au terrain au cours de l'essai.

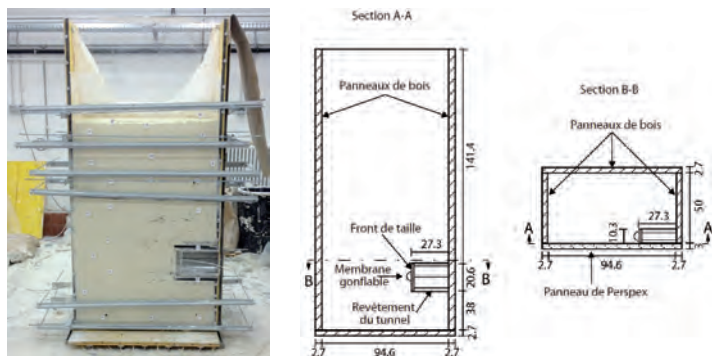


Figure 30: Le modèle physique à échelle réduite réalisé dans les essais

Le revêtement du tunnel a été réalisé avec un câble semi-cylindrique en acier inoxydable, diamètre interne de 206 mm, épaisseur de 1,5 mm. Le front du tunnel a été réalisé par une plaque en acier inoxydable d'une épaisseur de 10 mm. Trois barres filetées connectées à la plaque permettent de déplacer le front vers l'intérieur du tunnel. Pour réussir à évaluer la pression sur le front, il a été procédé à fixer sur la plaque du front une membrane en latex remplie d'air sous pression et reliée à un manomètre (Fig. 31).

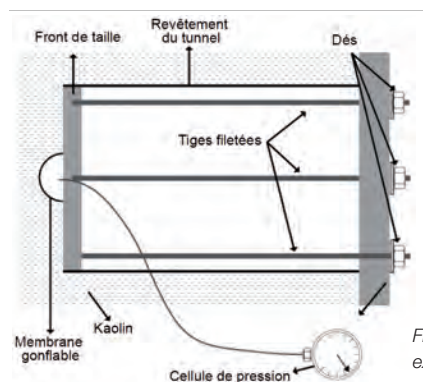


Figure 31: Détail de l'appareil expérimental.

Une grande attention a été accordée à la préparation du terrain à utiliser pour les essais. Le choix est tombé sur un kaolin reconstitué en laboratoire avec une teneur en eau de 160 %, correspondant à un indice des vides de 4,16 qui, grâce à l'utilisation d'un appareil drainant, a subi une consolidation naturelle sous l'effet de son propre poids à l'intérieur de l'appareil expérimental.

Nous renvoyons, le cas échéant, à des communications futures pour ce qui est des détails plus amples sur l'appareillage et sur la préparation du terrain à tester.

La décharge du front qui a suivi l'action d'excavation a été simulée en reculant progressivement la plaque qui le représente pour des distances de 0,625 mm. Parallèlement, après avoir laissé le temps au système d'atteindre un nouvel état d'équilibre, nous avons observé les déplacements subis par les particules de terrain adjacentes au panneau en Perspex. Dans ce but, nous avons adopté la technique PIV (Particle Image Velocimetry) qui permet de reconstituer le champ de déplacements du terrain en confrontant les images haute résolution obtenues à des moments ultérieurs.

Pour l'exécution des essais sur des noyaux-fronts renforcés, l'appareillage a été modifié de manière à pouvoir introduire dans le front des barres en fibre de verre (fig. 31). Pour éviter le frottement entre le front et le profil intérieur du revêtement nous avons prévu un espace de 0,5 mm. Pour éviter plutôt la fuite de kaolin du modèle dans les phases initiales de la consolidation, nous avons positionné à l'arrière du front un dispositif de blocage géostatique directement sur le revêtement et empêche le déplacement du front.

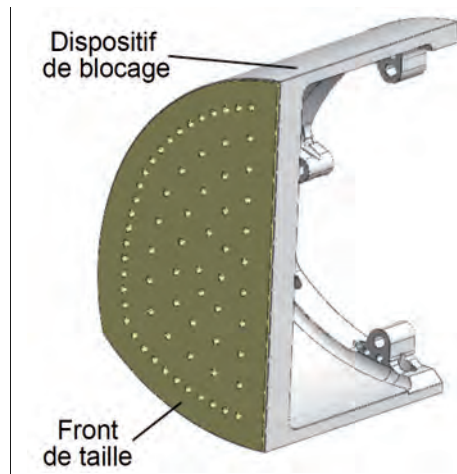


Figure 32: Le front disposé pour l'introduction des renforcements et du dispositif de blocage.

5 >> THEORETICAL STUDY ON NUMERICAL AND PHYSICAL MODELS

A series of improvements were made to increase the precision of the experiment and to partially automatize the phase of face unloading. In particular, a piston – connected to the face with rolling steel bars (fig. 33). A load cell was placed between the piston and the bars and set between to rose joints. This cell was capable of measuring the pressure on the face, while a laser movement sensor (outside of the device) accurately measured the face's displacements.

Following consolidation, the experiments (conducted in load control) followed these phases:

1. Increase of the piston's pressure to reach the initial geostatic pressure.
2. Release of the lock from the lining.
3. Progressive reduction of pressure σ_f with the piston and measurement of face displacement, while taking a series of PIV (Particle Image Velocimetry) photograms.

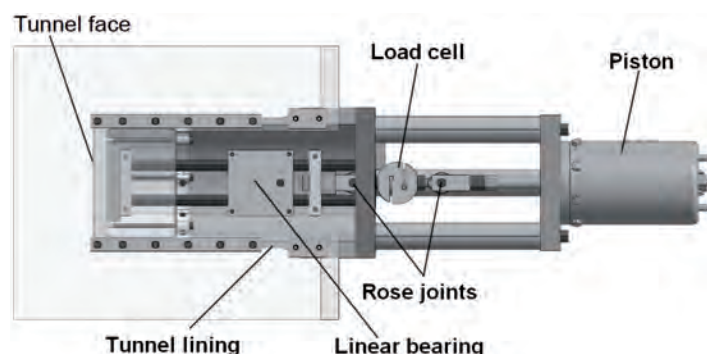


Figure 33: Detail of the improved device to carry out tests on reinforced core-face

5.3.1 Results of experiments on physical models in a reduced scale

The tests on physical models in a reduced scale serve the following purposes:

- verify the capacity of the numerical model to foresee the real behaviour of the system;
- confirm the evolutive mechanism of the extrusive phenomenon identified by the numerical modelling and represented in fig. 21;
- verify the validity of the “mother curve” identified by the results of the numerical model and to predict the importance of extrusive phenomena at the tunnel face as well as to assess the necessary reinforcement operations of the core-face;

- confirm the effect of core-face strengthening as a function of length and the intensity of reinforcement (previously underlined by the numerical modelling).

To this aim, the following program of tests was set up:

- a first series of experimental calibration tests (varying the test speed) to determine the optimal speed at which the viscous behaviour of material no-longer influences results;
- a second series of tests with a non-reinforced core-face (varying the overburden and the degree of consolidation of material) and corresponding numerical analyses to verify the conformity of results;
- a third series of tests with a reinforced core-face (varying the number, positioning and length of reinforcements) and numerical analyses.

The experimental calibration tests have just been completed during the preparation of the present text. Figure 34 reports the results of one of these tests in terms of a characteristic curve of the face. Notice the effect of relaxation obtained by measuring, at a fixed movement, the variation in time of the pressure at the face. In conformity with what had been programmed, the experimental results were simulated by FEM analyses, taking into consideration a linear variation of undrained cohesion and Young's modulus. The green characteristic curve shown on the normalised plane $u_f / u_{r,e} N^* - (1 - \sigma_f / \sigma_0) N^*$ in figure 35 was obtained from the numerical analysis.

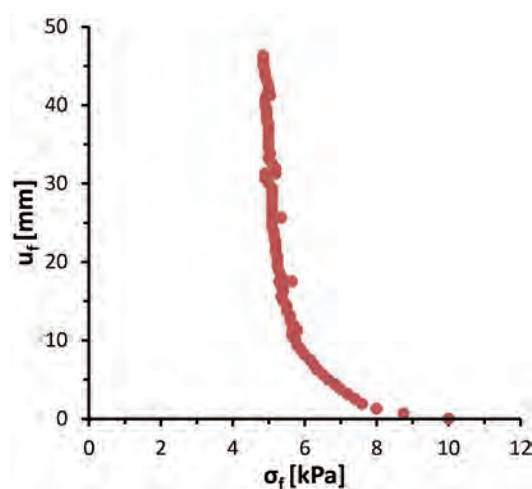


Figure 34: Characteristic curve of the face obtained from a physical model test.

5 >> APPROFONDISSEMENT SUR DES MODÈLES NUMÉRIQUES/PHYSIQUES

Ce fut l'occasion d'introduire de nombreuses améliorations destinées à augmenter la précision des essais et pouvoir automatiser en partie la phase de décharge du front. Nous avons notamment introduit un piston relié au front par des barres en acier libres de courir sur des douilles (fig. 32). Entre le piston et les barres, une cellule de charge comprise entre deux rotules permet de relever les pressions sur le front tandis qu'un capteur de déplacement laser, situé à l'extérieur de l'appareil permet de mesurer avec précision ses déplacements.

La consolidation une fois assurée, les essais effectués sous contrôle de charge, se sont succédé selon les phases suivantes :

1. augmentation de la pression du piston jusqu'à atteindre la pression géostatique initiale ;
2. libération du blocage du revêtement ;
3. réduction progressive de la pression σ_f à l'aide du piston, mesure simultanée des déplacements du front et photographies pour la PIV (Particle Image Velocimetry).

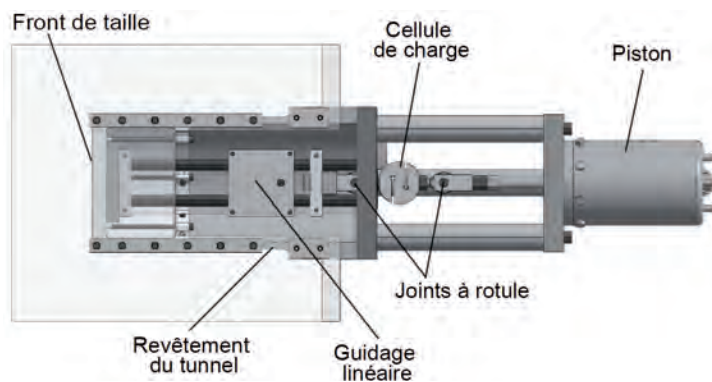


Figure 33: Détail de l'appareillage élaboré pour l'exécution des essais, noyau-front renforcé.

5.3.1 Les résultats obtenus à partir des essais sur des modèles physiques à échelle réduite

Les essais sur des modèles physique à échelle réduite ont pour but de :

- vérifier la capacité du module numérique de prévoir le comportement réel du système ;
- confirmer le mécanisme évolutif du phénomène extrusif déterminé à travers la modélisation numérique déjà présenté à la fig. 21 ;
- vérifier la validité de la "Courbe Mère" déterminée sur la base des résultats du module numérique pour prévoir l'importance des processus sur le front d'un tunnel et dimensionner les interventions de renforcement du noyau éventuellement nécessaires ;

- confirmer l'effet de la consolidation du noyau-front par rapport à la variation de la longueur et de l'intensité des renforcements déjà mis en évidence par la modélisation numérique.

Pour poursuivre notre but, nous avons établi le programme suivant de essais :

- exécution d'une première série d'essais d'étalonnage en variant la vitesse d'exécution du test, pour déterminer la vitesse optimale à suivre et supprimer toute son influence au comportement visqueux du matériau sur les résultats ;
- exécution d'une deuxième série d'essais avec un noyau-front naturel en variant le recouvrement et le degré de consolidation du matériau; exécution d'analyses numériques correspondantes pour vérifier la conformité des résultats ;
- exécution d'une troisième série d'essais avec un noyau-front renforcé en variant le nombre, la disposition et la longueur des renforcements ; exécution d'analyses numériques.

Au moment même où nous écrivons vient de se terminer l'exécution des essais d'étalonnage. La figure 34 montre les résultats d'un de ces essais en termes de courbe caractéristique du front. Nous remarquons l'effet du relâchement obtenu en mesurant, le déplacement une fois fixé, la variation dans le temps de la pression au front. Conformément à ce qui a été programmé, les résultats expérimentaux ont été simulés par une analyse MEF tenant compte d'une variation linéaire de la cohésion non drainée et du module de Young. L'analyse numérique a donné lieu à la courbe caractéristique (courbe verte de la figure 35) sur le plan normalisé $u_f/u_{rel}N^* - (1 - \sigma_f/\sigma_0)N^*$.

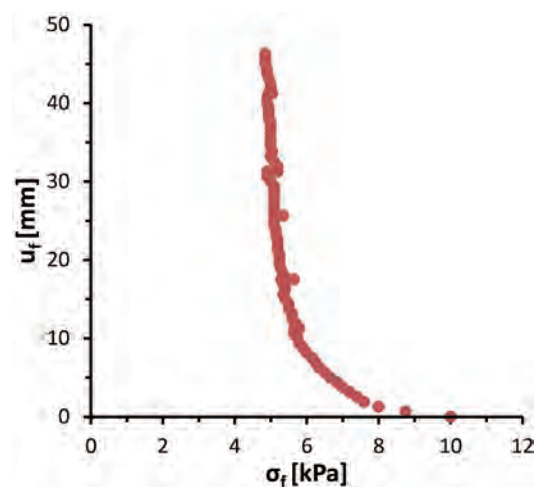


Figure 34: Courbe caractéristique du front obtenue à partir d'un essai sur modèle physique.

5 >> THEORETICAL STUDY ON NUMERICAL AND PHYSICAL MODELS

Normalisation of experimental data and numerical results was carried out by using the undrained cohesion which was assessed at the axis of the tunnel and by defining the remaining elastic movement from the initial inclination of the characteristic curve on the plane $u_f - \sigma_f$.

Figure 35 also shows in red the points corresponding to the results obtained from the experimental test on a physical model. Notice the substantial correspondence between the numerical results and the experimental results: in particular, the points obtained at the end of the relaxation phases (points A, B, C, D and E) coincide almost perfectly with the curve obtained numerically (green curve). The same figure presents in yellow the «mother curve» which was obtained by the numerical analyses with a constant c_u (fig. 24). Notice that, despite the fact that the field of ground movements is quite influenced locally by the variation of c_u , the global response of the system in terms of characteristic curve doesn't show significant variations.

Definitively, the results of the experimental tests on the physical model carried out so far are encouraging, and show an excellent correspondence with the results of the numerical model and with what has been observed on the field when excavating many tunnels in complex stress-strain conditions. It also seems to confirm the validity of the «mother characteristic curve». This can be used positively in order to define the diagnosis and therapy which must be prescribed during the design phase.

Complete results regarding the tests on physical models in a reduced scale will be reported in a future publication.

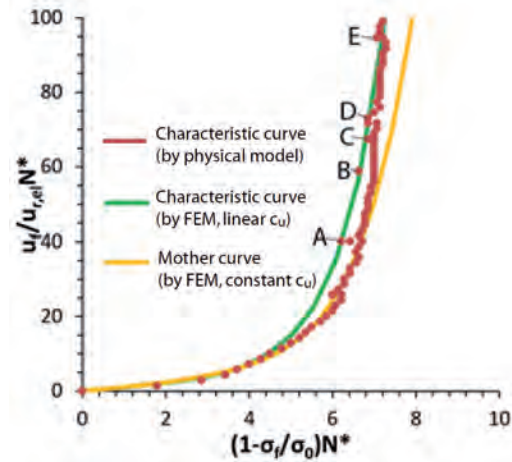


Figure 34: Characteristic curve of the face in the normalized plane $u_f / u_{f,el} N^* - N^* (1 - \sigma_f / \sigma_0)$

5 >> APPROFONDISSEMENT SUR DES MODÈLES NUMÉRIQUES/PHYSIQUES

La normalisation tant des données expérimentales que des résultats numériques a été effectuée en utilisant la cohésion non drainée évaluée au niveau de l'axe du tunnel et en définissant le déplacement résiduel élastique à partir de la pente initiale de la courbe caractéristique sur le plan $u_f - \sigma_f$.

La figure 35, montre également, en rouge, les points correspondant aux résultats obtenus par l'essai sur le modèle physique. Nous remarquons un accord très net entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux. En particulier, les points obtenus au terme des phases de relâchement (points A, B, C, D et E) coïncident presque parfaitement avec la courbe numériquement obtenue (courbe verte). La même figure indique en jaune la «Courbe Mère» obtenue par les analyses numériques avec c_u constante (fig. 24). Nous pouvons noter - bien que localement le champ de déplacements du terrain soit très influencé par la variation de c_u que la réponse globale du système en termes de courbe caractéristique ne révèle pas de variations significatives.

En définitive, les premiers résultats des essais sur modèle physique pratiqués à ce jour sont encourageants et font preuve d'un accord parfait avec l'évidence des résultats obtenus par le modèle numérique et avec ce que nous avons pu observer en réalité au cours de l'excavation de nombreux tunnels en présence de conditions de contrainte-déformation complexes. La validité de la «Courbe Mère» semble, elle aussi, plus que confirmée. Elle peut être utilisée avec profit pour définir le diagnostic et la thérapie à prescrire dans la phase de conception.

Les résultats définitifs des essais, à peine disponibles, seront présentés à l'occasion d'une prochaine publication.

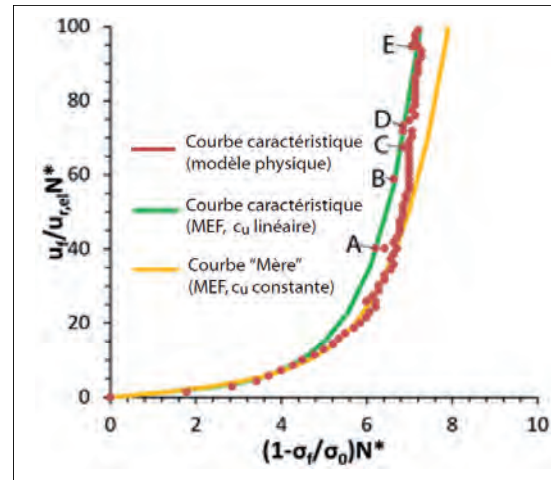


Figure 35: Courbes caractéristiques du front sur le plan normalisé $u_f/u_{f,el} N^* - N^* (1 - \sigma_f/\sigma_0)$

6 >> FINAL REMARKS

As the great philosopher Karl Popper famously concluded in his Intellectual Biography, research is an «Unended Quest». One that for science and technology began at the end of the XVI century and has developed more and more up to the discoveries and technologies of present day.

In the case of civil engineering, Popper's axiom is clearly pertinent to modern underground and overground works alike.

In our case, speaking about underground works, we may say that we have tried (and hopefully succeeded) to follow the aspirations of two fathers of underground construction such were Ladislaus von Rabcewicz ("Tunnels should be driven full face whenever possible, although (today) this cannot always be done....") (Rabcewicz, 1964) and Alan Marshall Muir Wood ("The strategy for a project needs therefore to be fashioned in considerable detail before major resources are committed") (Muir Wood, 2002). It was our aim to meet the goals that they had set before us.

For this reason I have here recounted the rigorously scientific path which me and my esteemed collaborators followed in formulating the Analysis of Controlled Deformations in Rocks and Soils.

A design and construction approach for underground works which in the last decades has proven to be universally valid, both conventionally and with TBM, in any sort of ground and stress-strain condition.

Indeed, starting from the particular deformation phenomenon which occurred during construction of the Frejus motorway tunnel:

1. **the extrusive phenomenon** of the core-face was found to be the most significant component of Deformation Response in the mass under excavation action;
2. we carried out in-depth theoretical and experimental research **in terms of** Deformation Response **Analysis** of the mass under excavation action. This allowed us to prove without a reasonable doubt that the extrusive phenomenon of the core-face is directly responsible for the evolution of the following cavity convergence phenomena, and therefore of its stability;
3. we consequently studied, actualised and perfected the systems and instruments necessary to measure said Deformation Response and all of its components, especially the extrusive component (cause) and convergence (effect – which up to then had been the main focus of study);
4. we continued our Research **in terms of Control** of said Deformation Response and we identified, actualised and perfected the instruments and the technologies necessary to control the extrusion phenomenon of the core-face as well as to transform

the core-face itself into an effective instrument for cavity stability in the short and long term. We were able to point out that: **if tunnel stability problems can't even be solved at the excavation face (where the static problem is three-dimensional due to the presence of the core-face), they certainly can't be solved away from the face (where the problem becomes plane)!** **In this phase we highlighted how the success of extrusion deformation phenomena control is directly linked to the choice of full-face advancement or, more simply, to the choice of the "ideal extrusion" surface;**

5. we finalised the results of our research into a design and construction approach which we called Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils. A name which was chosen exclusively for the manner in which it recalls the rigorously scientific approach that we used in formulating said approach;

6. finally, after applying the Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils on over 1,000 km of tunnel in various types of terrain and in diverse stress-strain conditions, we were finally able to demonstrate that designing and constructing tunnels in accordance with industrial criteria (meaning in full compliance with the designed construction times and costs) is possible before construction begins, with the guarantee of regular production and **exceptional safety for workers.**

I would also like to remind all that the results of the numerical and physical models – which for the sake of simplicity took into account the case of a purely cohesive ground in undrained conditions – can also be extended to the case of competent rocks under heavy overburden. Their behaviour, as we saw when excavating the Frejus tunnel, is quite similar to that of soft grounds such as clays.

In conclusion, I assure you that I don't have the presumption of changing the minds of those that have been designing tunnel for years as a two-dimensional or plane problem, and have been using partitioning as the only solution for difficult geotechnical and geomechanic problems. However, I do hope that the new generations which are approaching this fascinating discipline learn to face tunnel design with an approach that – by analysing and controlling the deformation response of ground to the excavation action – may guarantee the systematic choice of full-face advancement above all in the case of difficult stress-strain situations. This was the aspiration that Ladislaus von Rabcewicz confided to me during a visit of his to the Gran Sasso tunnel construction site (Italy), in the early 70s.

6 >> CONCLUSION

«La recherche n'a jamais fin» est la conclusion d'un célèbre essai de Karl Popper et la synthèse la plus pertinente des suggestions de la science et de la technique qui s'est manifestée vers le XVIème siècle pour se développer de plus en plus puissamment pour en arriver aux découvertes et aux réalisations de l'homme contemporain.

Il va de soi que, dans le domaine des ouvrages de génie civil, l'axiome de Popper s'applique fort bien aux réalisations d'avant-garde, en surface autant que dans le sous-sol.

Dans notre cas, s'agissant de sous-sol, nous pouvons affirmer avoir, grâce à la recherche, tenté, et sans doute réussi, à donner une teneur aux aspirations des deux pères des constructions en souterrain que sont Ladislaus von Rabcewicz ("Tunnels should be driven full face whenever possible, although (today) this cannot always be done...") (Rabcewicz, 1964) et Alan Marshall Muir Wood ("The strategy for a project needs therefore to be fashioned in considerable detail before major resources are committed") (Muir Wood, 2002), essayant de répondre aux vœux qu'ils avaient exprimés.

J'ai pensé dès lors qu'il serait intéressant de refaire en son honneur le parcours rigoureusement scientifique de recherche que j'ai suivi avec l'aide précieuse de mes collaborateurs avant de parvenir à la mise au point de l'Analyse des Déformations Contrôlées des Roches et des Sols, une approche de conception et de construction des ouvrages souterrains qui s'est révélée, ces dernières décennies, universellement valable pour leur réalisation qu'il s'agisse d'une excavation conventionnelle ou d'une excavation par TBM, quel que soit le terrain, quelles que soient les conditions de contrainte-déformation.

Partant d'un phénomène singulier de déformation qui s'était produit au cours des travaux du tunnel autoroutier du Fréjus,

1. nous avons défini, dans le **phénomène d'extrusion** du noyau-front, la composante la plus significative de la Réponse en Déformation du massif à l'action d'excavation;

2. nous nous sommes livrés à une recherche théorique et expérimentale approfondie **en termes d'Analyse** de la Réponse en Déformation du massif sous l'action d'excavation qui nous a permis de démontrer au-delà de tout doute raisonnable, que le phénomène de l'extrusion du noyau-front est directement responsable de l'évolution des phénomènes de convergence et partant de stabilité qui suivent;

3. nous avons étudié, réalisé et mis au point les instruments et les systèmes capables de mesurer cette réponse en déformation dans tous ses éléments, laissant la priorité avant tout à l'élément extrusion (qui en est la cause) puis, à celui le plus fréquemment traité jusqu'alors, à savoir la convergence (qui en est l'effet);

4. nous avons poursuivi la recherche **en termes de Contrôle** de cette Réponse en Déformation autrement dit nous avons conçu, réalisé et mis au point les instruments et les technologies permettant de contrôler le phénomène d'extrusion du noyau-front et de transformer ce même

noyau-front en un outil efficace de stabilisation de la cavité à court et à long terme. Non sans mettre bien en évidence que : **si les problèmes de stabilité d'un tunnel ne sont pas complètement résolus au front de taille alors que le problème statique est encore tridimensionnel grâce à la présence du noyau-front, ils ne pourront certes pas l'être à distance du front lorsqu'il devient bidimensionnel ! C'est encore dans cette phase que nous avons démontré que le succès du contrôle des phénomènes de déformation et d'extrusion est indissolublement lié au choix de l'avancement à pleine section ou plus simplement au choix de la surface d'"extrusion idéale";**

5. nous avons donc encadré les résultats de la recherche dans une approche de conception et de construction que nous avons appelé Analyse des Déformations Contrôlées dans les Roches et dans les Sols exclusivement pour nous rappeler par son nom le parcours rigoureusement scientifique suivi pour la mettre au point;

6. nous avons enfin prouvé, appliquant l'Analyse des Déformations Contrôlées dans les Roches et dans les Sols sur plus de 1000 Km de tunnels réalisés dans les types les plus divers de terrain et dans les conditions les plus diverses de contrainte-déformation, qu'il est possible de projeter et de construire des tunnels sur des bases et selon des critères industriels autrement dit dans le respect le plus total des temps et des coûts de construction prévus au niveau du projet tout en garantissant des productions régulières très élevées et une **sécurité absolue de la main-d'œuvre**.

Je désire vous rappeler par ailleurs que les résultats obtenus par l'étude sur des modèles numériques et physiques où - pour plus de simplicité - nous n'avons pris en considération que le cas d'un terrain purement cohérent dans des conditions non drainées -, peuvent parfaitement s'étendre aux cas des roches compétentes sous de forts recouvrements, dont le comportement est - nous le déduisons du phénomène observé sur le Tunnel du Fréjus - assimilable à celui des terrains tendres comme l'argile.

Pour conclure, je désire vous rassurer immédiatement sur un point. Loin de moi la présomption de faire changer d'idée à ceux qui projettent depuis des décennies des tunnels comme si le projet d'un tunnel était un problème bidimensionnel ou plan prévoyant pour tout remède - dans des situations géotechniques ou géomécaniques difficiles - la partialisation du forage au front. Je nourris toutefois l'espoir que les nouvelles générations qui se dévoueront à cette fascinante discipline sachent aborder la conception par une approche correcte qui garantisse - à travers l'analyse et le contrôle de la réponse en déformation du terrain sous l'action d'excavation - le choix systématique de l'avancement à pleine section à plus forte raison quand il s'agit d'affronter des situations de contrainte-déformation difficiles. Ce que souhaitait et que m'a confié Ladislaus von Rabcewicz en personne à l'occasion de sa visite en Italie, au tunnel du Gran Sasso, vers le début des années 70.

6 >> SYMBOLS

A	area of the tunnel face
A_r	total area of reinforcement sections
c_u	undrained cohesion
D	equivalent diameter of tunnel
E	Young's ground modulus
E_r	Young's tunnel lining modulus
H	overburden on the tunnel
K_0	coefficient of earth pressure at rest
L	length of the core-face reinforcements
l	L/D ratio
N	Broms and Bennermark's stability ratio
N^*	modified stability ratio
q	overload
u_f	medium face extrusive displacement
u_r	medium residual extrusive displacement
$u_{r,el}$	medium elastic residual extrusive displacement
α	A_r/A ratio
γ	unit weight of ground
σ_0	initial stress state in the ground
σ_f	horizontal confinement pressure onto the face
σ_3	minor principal stress
σ_2	intermediate principal stress
σ_1	major principal stress

6 >> SYMBOLES

A	aire du front de taille
A_r	aire globale des sections des renforcements insérés dans le noyau-front
c_u	cohésion non drainée
D	diamètre équivalent du tunnel
E	module de Young du terrain
E_r	module de Young du revêtement
H	recouvrement
K_0	coefficient de pression des terres au repos
L	longueur des renforcements insérés dans le noyau-front
I	rapport L/D
N	rapport d'instabilité défini par Broms e Bennermark [1987]
N^*	rapport d'instabilité modifié
q	surcharge
u_f	déplacement extrusif moyen du front
u_r	déplacement extrusif moyen résiduel du front
$u_{r,el}$	déplacement extrusif moyen résiduel élastique
γ	poids spécifique apparent du terrain
σ_0	contrainte initiale dans le terrain
σ_f	pression horizontale de confinement qui agit sur le front de taille
σ_3	contrainte principale mineure
σ_2	contrainte principale intermédiaire
σ_1	contrainte principale majeure

7 >> BIBLIOGRAPHY

- [1] Rabcewicz, L. 1964. "The New Austrian Tunnelling Method", Part one, Water Power, November.
- [2] Broms, B.B., Bennermark, H., 1967. Stability of clay at vertical openings, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 91, No. 1
- [3] Lunardi, P. 1979. Applicazioni de la Mecanique des Roches aux Tunnels Autoroutiers. Exemple des tunnels du Fréjus (côte Italie) et du Gran Sasso. Conferenza all'I.T.B.T.P. - Parigi, 4 ottobre 1979, Revue Francaise de Geotechnique, No. 12, 5-43.
- [4] Lunardi, P., Louis C. 1984. Méthodes de présoutènement et pré-étanchement pour les travaux en souterrain. Journées d'études internationales, November, Lyon
- [5] Lunardi, P., Mongilardi, E., Tornaghi, R. 1986. Il preconsolidamento mediante jet-grouting nella realizzazione di opere in sotterraneo. ITA-AITES World Tunnel Congress 1986 «Large Underground Openings», Florence, Volume 2, 601 – 612.
- [6] Camargo Guazzelli, J.L., Lunardi P. 1988. Túnel de Campinas: evolución del diseño y problemas de operación. ITA-AITES World Tunnel Congress 1986 «Tunnels and Water», Madrid, Volume 1, 145 – 154.
- [7] Lunardi, P., Bindi, R., et al. 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.
- [8] Lunardi, P. 1990. The Cellular Arch Method: technical solution for the construction of the Milan Railway's Venezia Station. Tunnelling and Underground Space Technology, 9.
- [9] Golinelli, G., Lunardi, P., Perelli Cippo, A. 1991. La prima applicazione del jet-grouting in orizzontale come precontenimento delle scavo di gallerie in terreni incoerenti. SIG International Conference «Soil and Rock Improvement in Underground Works», Milan, Volume 1, 187 – 202.
- [10] Arsenà, F.P., Lunardi P., Volpe, A. et al. 1991. La prima applicazione in Italia del pretaglio meccanico. SIG International Conference «Soil and Rock Improvement in Underground Works», Milan, Volume 2, 549 – 556.
- [11] Lunardi, P. 1991. Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo. SIG International Conference «Soil and Rock Improvement in Underground Works», Milan, Volume 2, 567 – 580.
- [12] Lunardi, P., 1992. Il consolidamento del terreno mediante jet-grouting. Quarry and Construction
- [13] Lunardi, P., Giorgi, P., Papacella, A. et al. 1992. Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation. ITA-AITES World Tunnel Congress «Towards New Worlds in Tunnelling», Acapulco.
- [14] Lunardi, P., Granata, R., Mongilardi, E. 1992. Shotcreting applied to shell construction in the precutting tunnelling method. ITA-AITES World Tunnel Congress «Towards New Worlds in Tunnelling», Acapulco, 697 – 706.
- [15] Lunardi, P., Bindi R., et al. 1993. Technical and financial planning of underground works: the «ADECORDS» method. 6th European Forum of Economic Engineering, Bocconi University, Milan.
- [16] Lunardi, P. 1993. Nuovi criteri di progetto e costruzione per una corretta pianificazione delle opere in sotterraneo. SIG Conference within the SAMOTER on «La realizzazione delle grandi opere in sotterraneo», Verona
- [17] Lunardi, P. 1993. Fibre-glass tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils. Seminar within the SAIE on «The application of fiber Reinforced Plastics (FRP) in civil structural engineering», Bologna
- [18] Lunardi, P. 1993. La stabilité du front de taille dans les ouvrages souterrains en terrain meuble: études et expériences sur le renforcement du noyau d'avancement. Symposium international «Renforcement des sols: expérimentations en vraie grandeur des années 80», Paris
- [19] Kovári, K. 1994 "On the Existence of NATM, Erroneous Concepts behind NATM", Tunnel, 1, 1994.
- [20] Lunardi, P., 1994. Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols", Article in three parts: Quarry and Construction, March 1994, March 1995, April 1996
- [21] Lunardi, P. 1995. L'importanza del precontenimento del cavo in relazione ai nuovi orientamenti in tema di progetto e costruzione di gallerie. Gallerie e grandi opere in sotterraneo, 45
- [22] Lunardi, P. 1995. Fibre-glass tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils. Materials Engineering, 1995, Vol. 6, No. 1-2, 107-165.
- [23] Lunardi, P. 1997. Ground improvement by means of jet-grouting. Ground improvement, vol. I, n. 2.

7 >> BIBLIOGRAPHIE

- [1] Rabcewicz, L. 1964. "The New Austrian Tunnelling Method", Part one, Water Power, novembre.
- [2] Broms, B.B., Bennermark, H., 1967. Stability of clay at vertical openings, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 91, No. 1
- [3] Lunardi, P. 1979. Applications de la Mécanique des Roches aux Tunnels Autoroutiers. Exemple des tunnels du Fréjus (côté Italie) et du Gran Sasso. Conférence à l'I.T.B.T.P. - Paris, 4 octobre 1979, Revue Française de Géotechnique, No. 12, 5-43.
- [4] Lunardi, P., Louis C. 1984. Méthodes de présoutènement et pré-étanchement pour les travaux en souterrain. Journées d'études internationales, novembre, Lyon
- [5] Lunardi, P., Mongilardi, E., Tornaghi, R. 1986. Il preconsolidamento mediante jet-grouting nella realizzazione di opere in sotterraneo. ITA-AITES World Tunnel Congress 1986 «Large Underground Openings», Florence, Volume 2, 601 – 612.
- [6] Camargo Guazzelli, J.L., Lunardi P. 1988. Túnel de Campinas: evolución del diseño y problemas de operación. ITA-AITES World Tunnel Congress 1986 «Tunnels and Water», Madrid, Volume 1, 145 – 154.
- [7] Lunardi, P., Bindi, R., et aut. 1989. Nouvelles orientations pour le projet et la construction des tunnels dans des terrains meubles. Études et expériences sur le préconfinement de la cavité et la préconsolidation du noyau au front. Colloque International «Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble, Paris.
- [8] Lunardi, P. 1990. The Cellular Arch Method: technical solution for the construction of the Milan Railway's Venezia Station. Tunnelling and Underground Space Technology, 9.
- [9] 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. SIG International Conference «Soil and Rock Improvement in Underground Works», Milan, Volume 1, 187 – 202.
- [10] Arsenà, F.P., Lunardi P., Volpe, A. et aut. 1991. La prima applicazione in Italia del pretaglio meccanico. SIG International Conference «Soil and Rock Improvement in Underground Works», Milan, Volume 2, 549 – 556.
- [11] Lunardi, P. 1991. Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo. SIG International Conference «Soil and Rock Improvement in Underground Works», Milan, Volume 2, 567 – 580.
- [12] Lunardi, P. 1992. Il consolidamento del terreno mediante jet-grouting. Quarry and Construction
- [13] Lunardi, P., Giorgi, P., Papacella, A. et aut. 1992. Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation. ITA-AITES World Tunnel Congress «Towards New Worlds in Tunnelling», Acapulco.
- [14] Lunardi, P., Granata, R., Mongilardi, E. 1992. Shotcreting applied to shell construction in the precutting tunnelling method. ITA-AITES World Tunnel Congress «Towards New Worlds in Tunnelling», Acapulco, 697 – 706.
- [15] Lunardi, P., Bindi R., et al. 1993. Technical and financial planning of underground works: the «ADECO-RS» method. 6th European Forum of Economic Engineering, Bocconi University, Milan.
- [16] Lunardi, P. 1993. Nuovi criteri di progetto e costruzione per una corretta pianificazione delle opere in sotterraneo. SIG Conference within the SAMOTER on «La realizzazione delle grandi opere in sotterraneo», Verona
- [17] Lunardi, P. 1993. Fibre-glass tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils. Seminar within the SAIE on «The application of fiber Reinforced Plastics (FRP) in civil structural engineering», Bologna
- [18] Lunardi, P. 1993. La stabilità del front de taille dans les ouvrages souterrains en terrain meuble : études et expériences sur le renforcement du noyau d'avancement. Symposium international «Renforcement des sols: expérimentations à échelle réelle des années 80», Paris
- [19] Kovári, K. 1994 "On the Existence of NATM, Erroneous Concepts behind NATM", Tunnel, 1, 1994.
- [20] Lunardi, P., 1994. Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols", Article in three parts: Quarry and Construction, March 1994, mars 1995, Avril 1996
- [21] Lunardi, P. 1995. L'importanza del precontenimento del cavo in relazione ai nuovi orientamenti in tema di progetto e costruzione di gallerie. Gallerie e grandi opere in sotterraneo, 45
- [22] Lunardi, P. 1995. Fibre-glass tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils. Materials Engineering, 1995, Vol. 6, No. 1-2, 107-165.
- [23] Lunardi, P. 1997. Ground improvement by means of jet-grouting. Ground improvement, vol. I, n. 2.

7 >> BIBLIOGRAPHY

- [24] Lunardi, P. 1997. Aspetti progettuali e costruttivi della galleria "Vasto". Quarry and Construction, 8
- [25] Lunardi, P. 1997. The influence of the rigidity of the advance core on the safety of tunnel excavation. Gallerie e grandi opere sotterranee, 52
- [26] Lunardi, P. 1997. La liaison à grande vitesse Bologne-Florence. Mines et Carrières, October
- [27] Lunardi, P. 1997. Pretunnel advance system, Tunnels and Tunnelling International, October
- [28] Lunardi, P. 1998. Convergence-confinement ou extrusion-préconfinement? Colloque "Mécanique et Géotechnique " (Jubilé scientifique de Pierre Habib), Paris
- [29] Lunardi, P. et al. 1998. Quality Assurance in the Design and Construction of Underground Works. Proceedings of the International Conference on "Underground Construction in Modern Infrastructure", Stockholm
- [30] Thut, A., Alonso, E., Lloret A., Amstad Ch., Kovari K., Lunardi P. 1999. Weltweite Erfahrungen mit dem Gleitmikrometer in der Geotechnik. Proceedings of the Christian Veder Kolloquium "Die Beobachtungsmethode in der Geotechnik", Graz
- [31] Lunardi, P. et al. 1999. The Bologna to Florence high speed railway line: progress of underground works. ITA-AITES World Tunnel Congress «Challenges for the 21st century", Oslo
- [32] Lunardi, P. et al. 1999. La ligne à grande vitesse Bologne-Florence: avancement des travaux souterrains. Mines & Carrières, Vol. 81, October
- [33] Lunardi, P. 1999. Une methode de construction innovante pour elargir les tunnels routiers, autoroutiers et ferroviaires sans interrompre la circulation; son application au tunnel de Nazzano sur l'autoroute A1 Milan-Naples, Proceedings of the Conference on "Instandsetzung von Tunneln", Olten
- [34] Andre, D., Dardard, B., Bouvard, A., Carmes, J. 1999. La traversée des argiles du tunnel de Tartaguille. Tunnels et ouvrages souterrains, No. 153.
- [35] Lunardi, P., 1999. The "Tartaguille" tunnel, or the use of the ADECO-RS approach in the construction of an "impossible" tunnel", Gallerie e grandi opere sotterranee, No. 58.
- [36] Martel J., Roujon M., Michel D., 1999. TGV Méditerranée - Tunnel de Tartaguille: méthode pleine section", Proceedings of the International Conference on "Underground works: ambitions and realities", Paris.
- [37] Lunardi, P. 2000. Design & constructing tunnels – ADECO-RS approach", Tunnels and Tunnelling International, special supplement to the May issue.
- [38] Lunardi, P. 2000. Tunnelling under the Via Appia Antica in Rome. Tunnels & Tunnelling International, April
- [39] Kovári, K., Lunardi, P. 2000. On the observational method in tunnelling. Proceedings of the International Conference on «Geotechnical and Geological Engineering", Melbourne.
- [40] Lunardi, P. 2000. Tunnelling under the Mugello Racing Circuit incorporating the ADECO-RS approach. Tunnel, No. 8
- [41] Lunardi, P. et al. 2001. Modern tunnelling in Italy for the high speed railway line. Proceedings of the 6th International Symposium at BAUMA, Monaco
- [42] Lunardi P., Bindi, R. 2001. The evolution of reinforcement of the advance core using fibre glass elements for short and long term stability of tunnels under difficult stress-strain conditions: design, technologies and operating methods", ITA-AITES World Tunnel Congress "Progress in Tunnelling after 2000", Milan.
- [43] Lunardi, P. et al. 2001. Action to reduce the hydrogeological impact produced by underground works. ITA-AITES World Tunnel Congress "Progress in Tunnelling after 2000", Milan
- [44] Lunardi, P. et al. 2001. The ADECO-RS approach in the design and construction of the underground works of Rome to Naples High Speed Railway Line: a comparison between final design specification, construction design and "as built". ITA-AITES World Tunnel Congress "Progress in Tunnelling after 2000", Milan.
- [45] Lunardi, P. et al. 2001. Risk assessment in tunnel design. ITA-AITES World Tunnel Congress "Progress in Tunnelling after 2000", Milan.
- [46] Muir Wood, A.M. 2002. Tunnel vision. Ingenia, Royal Academy of Engineering, 11, 13-17.
- [47] Lunardi, P. 2003. Widening the load at Nazzano. Tunnels & Tunnelling International, July.
- [48] Lunardi, P., Bindi, R., Cassani, G. 2006. Prime evidenze e risultati dell'impiego dell'approccio ADECO-RS per la realizzazione di oltre 73 Km di gallerie di linea", Strade e Autostrade, No. 1.
- [49] Lunardi, P., Bindi, R., Cassani, G. 2007. From the ADECO-RS approach to the tunnelling industrialisation. Proceedings of the International Conference on "Tunnels, drivers of change", Madrid

7 >> BIBLIOGRAPHIE

- [24] Lunardi, P. 1997. Aspetti progettuali e costruttivi della galleria "Vasto". Quarry and Construction, 8
- [25] Lunardi, P. 1997. The influence of the rigidity of the advance core on the safety of tunnel excavation. Gallerie e grandi opere sotterranee, 52
- [26] Lunardi, P. 1997. La ligne à grande vitesse Bologne-Florence. Mines et Carrières, octobre
- [27] Lunardi, P. 1997. Pretunnel advance system, Tunnels and Tunnelling International, octobre
- [28] Lunardi, P. 1998. Convergence-confinement ou extrusion-préconfinement? Colloque "Mécanique et Géotechnique " (Jubilé scientifique de Pierre Habib), Paris
- [29] Lunardi, P. et aut. 1998. Quality Assurance in the Design and Construction of Underground Works. Proceedings of the International Conference on "Underground Construction in Modern Infrastructure", Stockholm
- [30] Thut, A., Alonso, E., Lloret A., Amstad Ch., Kovari K., Lunardi P. 1999. Weltweite Erfahrungen mit dem Gleitmikrometer in der Geotechnik. Proceedings of the Christian Veder Kolloquium "Die Beobachtungsmethode in der Geotechnik", Graz
- [31] Lunardi, P. et aut. 1999. The Bologna to Florence high speed railway line: progress of underground works. ITA-AITES World Tunnel Congress «Challenges for the 21st century", Oslo
- [32] Lunardi, P. et aut. 1999. La ligne à grande vitesse Bologne-Florence: avancement des travaux souterrains. Mines & Carrières, Vol. 81, October
- [33] Lunardi, P. 1999. Une méthode de construction innovante pour élargir les tunnels routiers, autoroutiers et ferroviaires sans interrompre la circulation; son application au tunnel de Nazzano sur l'autoroute A1 Milan-Naples, Proceedings of the Conference on "Instandsetzung von Tunneln", Olten
- [34] Andre, D., Dardard, B., Bouvard, A., Cames, J. 1999. La traversée des argiles du tunnel de Tartaiguille. Tunnels et ouvrages souterrains, No. 153.
- [35] Lunardi, P., 1999. The "Tartaiguille" tunnel, or the use of the ADECO-RS approach in the construction of an "impossible" tunnel", Gallerie e grandi opere sotterranee, No. 58.
- [36] Martel J., Roujon M., Michel D., 1999. TGV Méditerranée - Tunnel de Tartaiguille: méthode pleine section", Proceedings of the International Conference on "Underground works: ambitions and realities", Paris.
- [37] Lunardi, P. 2000. Design & constructing tunnels – ADECO-RS approach", Tunnels and Tunnelling International, special supplement to the May issue.
- [38] Lunardi, P. 2000. Tunnelling under the Via Appia Antica in Rome. Tunnels & Tunnelling International, Avril
- [39] Kovári, K., Lunardi, P. 2000. On the observational method in tunnelling. Proceedings of the International Conference on «Geotechnical and Geological Engineering", Melbourne.
- [40] Lunardi, P. 2000. Tunnelling under the Mugello Racing Circuit incorporating the ADECO-RS approach. Tunnel, No. 8
- [41] Lunardi, P. et aut. 2001. Modern tunnelling in Italy for the high speed railway line. Proceedings of the 6th International Symposium at BAUMA, Monaco
- [42] Lunardi P., Bindi, R. 2001. The evolution of reinforcement of the advance core using fibre glass elements for short and long term stability of tunnels under difficult stress-strain conditions: design, technologies and operating methods", ITA-AITES World Tunnel Congress "Progress in Tunnelling after 2000", Milan.
- [43] Lunardi, P. et aut. 2001. Action to reduce the hydrogeological impact produced by underground works. ITA-AITES World Tunnel Congress "Progress in Tunnelling after 2000", Milan
- [44] Lunardi, P. et aut. 2001. The ADECO-RS approach in the design and construction of the underground works of Rome to Naples High Speed Railway Line: a comparison between final design specification, construction design and "as built". ITA-AITES World Tunnel Congress "Progress in Tunnelling after 2000", Milan.
- [45] Lunardi, P. et aut. 2001. Risk assessment in tunnel design. ITA-AITES World Tunnel Congress "Progress in Tunnelling after 2000", Milan.
- [46] Muir Wood, A.M. 2002. Tunnel vision. Ingenia, Royal Academy of Engineering, 11, 13-17.
- [47] Lunardi, P. 2003. Widening the load at Nazzano. Tunnels & Tunnelling International, July.
- [48] Lunardi, P., Bindi, R., Cassani, G. 2006. Prime evidenze e risultati dell'impiego dell'approccio ADECO-RS per la realizzazione di oltre 73 Km di gallerie di linea", Strade e Autostrade, No. 1.
- [49] Lunardi, P., Bindi, R., Cassani, G. 2007. From the ADECO-RS approach to the tunnelling industrialisation. Proceedings of the International Conference on "Tunnels, drivers of change", Madrid

7 >> BIBLIOGRAPHY

- [50] Lunardi, P. 2008. Design and construction of tunnels. Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils (ADECO-RS), Springer, Berlin.
- [51] Lunardi, P. 2012. ADECO-RS guarantees observance of times and costs in the construction of underground works. The 5th Global Tunnel Congress – China 2012, Beijing
- [52] Lunardi, P. 2014. The underground as a resource and reserve for new spaces; ADECO-RS as an effective tool to be able to realize them. ITA/AITES World Tunnel Congress «Tunnels for a better life», Iguassu Falls.
- [53] Lunardi, P., Barla, G. 2014. Full face excavation in difficult ground. Proceedings of the 63rd Geomechanics Colloquy, Salzburg
- [54] Lunardi, G., Cassani, G., Bellocchio, A. 2014. The construction of two tunnels (at Sochi) in difficult stress-strain conditions: the results of the first real comparison between NATM and ADECO-RS. AFTES International Congress, Lyon
- [55] Di Prisco C., Lunardi P., C., Flessati, L., Frigerio, G. 2015. Numerical and theoretical analyses of the mechanical behaviour of tunnel faces. Submitted for publication in Geotechnique.

7 >> BIBLIOGRAPHIE

- [50] Lunardi, P. 2008. Design and construction of tunnels. Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils (ADECO-RS), Springer, Berlin.
- [51] Lunardi, P. 2012. ADECO-RS guarantees observance of times and costs in the construction of underground works. The 5th Global Tunnel Congress – China 2012, Beijing
- [52] Lunardi, P. 2014. The underground as a resource and reserve for new spaces; ADECO-RS as an effective tool to be able to realize them. ITA/AITES World Tunnel Congress «Tunnels for a better life», Iguassu Falls.
- [53] Lunardi, P., Barla, G. 2014. Full face excavation in difficult ground. Proceedings of the 63rd Geomechanics Colloquy, Salzburg.
- [54] Lunardi, G., Cassani, G., Bellocchio, A. 2014. The construction of two tunnels (à Sochi) in difficult stress-strain conditions: the results of the first real comparison between NATM and ADECO-RS. AFTES International Congress, Lyon
- [55] Di Prisco C., Lunardi P., C., Flessati, L., Frigerio, G. 2015. Numerical and theoretical analyses of the mechanical behaviour of tunnel faces. Soumis pour publication sur Geotechnique.

