

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

présenté par :

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

ABDELAZIZ SALIM

Ingénieur de l'Ecole Nationale des Travaux Publics

pour obtenir le titre de :

MAGISTER en Génie Civil

THEME :

TRAITEMENT DES SOLS PAR INJECTION
Approche expérimentale

Soutenu le : 14 novembre 2001 devant le jury composé de :

Président	:	M. A. BALI	Professeur, E.N.P.
Rapporteur	:	M. S. BELKACEMI	Maître de conférences, E.N.P.
Examineurs	:	M. M. T. ABADLIA	Professeur, U. Boumerdes
		Mme R. KETTAB	Chargée de cours, E.N.P.
		M. R. BOUTEMEUR	Chargé de cours, E.N.P.

ملخص

الحقن هي طريقة معالجة التربة، كثيرة الإستعمال عبر العالم. يتمثل في إدخال سائل في مسام و شقوق التربة قصد التمتين و/أو الكتامة.

تحتوي هذه المذكرة على بحث مكتبي يصف مختلف جوانب هذه التقنية، متبوع ببحثين مخبرين :

البحث الأول يهدف إلى الحصول على معرفة كافية للسلوك الفيزيائي و الميكانيكي على المدى القصير للتربة المحقونة، وهذا لإدراجه في حساب أبعاد الإرتكاز المؤقت عند حفر الأنفاق.

البحث الثاني يتمثل في التعرف على الخصائص الفيزيائية و الميكانيكية لملاط الحشور، و هو مستعمل أثناء عملية إنجاز الأنفاق بالحفارة المدرعة و هذا للتمكن من نقل الملاط إلى مكان الحقن في ظروف حسنة و التقليل من هبوط التربة عند السطح عن طريق حصر تشوه الملاط في حدود معينة.

RESUME

L'injection est un procédé de traitement des sols, très utilisé de part le monde. Elle consiste à faire pénétrer dans le sol un liquide appelé « coulis » afin de le consolider et/ou l'étancher.

Ce mémoire comprend une étude bibliographique qui traite des différents aspects de cette technique, suivi de deux études expérimentales :

La première étude vise à acquérir une connaissance plus précise du comportement physico-mécanique à court terme des sols injectés, afin de les prendre en compte dans le calcul du dimensionnement des soutènements provisoires lors du creusement des tunnels.

La deuxième étude consiste à évaluer les caractéristiques physiques et mécaniques des coulis de remplissage inertes, utilisés lors de la réalisation des tunnels creusés au tunnelier avec bouclier, pour assurer le transport du coulis au lieu d'injection (pompage) dans de bonnes conditions et de minimiser le tassement en surface en limitant la déformabilité du coulis.

ABSTRACT

Grouting is a worldwide operating procedure of soil treatment. It consist in penetrating soils with a liquid called « grout » to strengthen and/or watertight it.

This report includes a bibliographical study that treat different aspects of this technique, followed by two experimental studies.

The first study aims to acquire on short term a more accurate acquaintance of physico-mechanical behavior of soil's grouting, in order to take it in account to size the provisional retaining calculation, during tunnels excavation.

The second study aims to evaluate the physical and mechanical specifications of inert filling grout used for tunnel accomplishment digged by a tunnel-boring machine (TBM), to ensure grout transport into grouting site (pumping) in favorable conditions and minimize settlement on surface by limiting the grout deformation ability

Mots clés : Traitement ; Injection ; Coulis ; Consolidation ; Etanchement ; Imprégnation ; Remplissage ; Viscosité ; Compression ; Cisaillement ; Triaxial ; Compressibilité ; Sable.

DÉDICACE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

A ma famille

A ma nation

REMERCIEMENT

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Louange à Dieu et prière et salut sur Mohamed.

Mes remerciements vont d'abord au Docteur Smain BELKACEMI :
Maître de conférences à l'E.N.P d'Alger qui a accepté de diriger avec gentillesse
et compétence mes travaux.

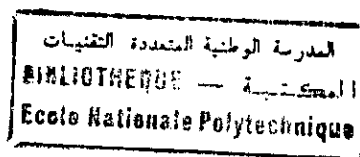
Je remercie ma famille et mes amis qui m'ont aidé et soutenu pendant la
préparation de ce mémoire.

Je remercie mes collègues enseignants de l'Université de Biskra pour leur
soutien et encouragements.

Je remercie les membres du jury qui ont accepté d'examiner ce mémoire.

SYMBOLES ET NOTATIONS

F : force
P : pression
V : volume
Q : débit
S, A : surface
m : masse
g : accélération de la pesanteur
 ϕ : diamètre
R, r : rayon
l, h, z : longueur, hauteur, profondeur
a, e, f : épaisseur
 ρ, γ : masse volumique, poids volumique
d : densité
i : gradient hydraulique
e : indice des vides
n : porosité
 ω : teneur en eau
 ω_1 : limite de liquidité
 η : viscosité
 d_{10} : diamètre correspondant à un passant de 10 %
 C_u : coefficient d'étalement
 M_F : module de finesse
E : module d'élasticité
 ν : coefficient de Poisson
k : coefficient de perméabilité
E.S : équivalent de sable
 K_o : coefficient de pression des terres au repos
 K_p : coefficient de butée
 $R_{c,T}$: résistance à la compression, à la traction
 σ, τ : contrainte normale, tangentielle
u : pression interstitielle
c : cohésion
 ϕ : angle de frottement
 λ : facteur d'augmentation de résistance
E' : module de déformation œdométrique
 m_v : coefficient de compressibilité volumétrique
 T_v : facteur temps
 C_c, C_g : indice de compression, de gonflement
 C_v : coefficient de consolidation
U : indice de consolidation moyen
 R_p : rapport pondéral



SOMMAIRE

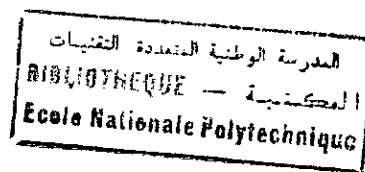
INTRODUCTION GENERALE	1
<u>PREMIERE PARTIE</u> : Synthèse bibliographique	
INTRODUCTION	4
I THEORIE ET PRINCIPE	5
1.1 INJECTION PAR IMPREGNATION	6
1.1.1 Le milieu	7
1.1.2 Le coulis	7
1.1.3 Influence du débit d'injection	8
1.1.3.1 Cas des milieux pulvérulents	8
1.1.3.2 Cas des milieux fissurés	10
1.2 INJECTION PAR CLAQUAGE	12
1.2.1 Fracturation hydraulique	12
1.2.2 Orientation des claquages	16
1.2.3 Intérêt et utilisation	18
1.3 INJECTION PAR SERRAGE	19
II COULIS D'INJECTION	22
2.1 CARACTERISTIQUES DES COULIS	23
2.2 LES SUSPENSIONS	23
2.2.1 Propriétés rhéologiques	24
2.2.2 Stabilité	25
2.2.3 Résistance mécanique	27
2.2.4 Coulis à base de ciment	29
2.2.5 Coulis d'argile traitée	34
2.3 LES SOLUTIONS	35
2.3.1 Propriétés rhéologiques	35
2.3.2 Les coulis de silicate de soude	36
2.3.3 Les résines	45
2.4 DOMAINE D'APPLICATION DES COULIS CLASSIQUES	49
2.4.1 Roches fissurées et terrains à fissures	49
2.4.2 Terrains granulaires	50

III MATERIEL D'INJECTION	51
3.1 LA PERFORATION	51
3.1.1 Par repoussage des matériaux	51
3.1.2 Par évacuation des matériaux	52
3.1.3 Perforation en souterrain	57
3.2 L'INJECTION	58
3.2.1 Préparation du coulis	58
3.2.2 Pompes d'injection	60
3.2.3 Autres appareillages	61
3.2.4 Appareils de mesure	62
IV ETUDES PREALABLES A L'INJECTION	65
4.1 ETUDE DU SITE	66
4.1.1 Etude géologique et hydrogéologique	66
4.1.2 Etude géotechnique	67
4.1.3 Environnement	67
4.2 ETUDE SPECIFIQUE	68
4.2.1 Traitement des terrains	68
4.2.2 Traitement des ouvrages	69
4.3 PLOT D'ESSAI	70
V TECHNIQUES D'INJECTION	71
5.1 INJECTION DES MILIEUX ROCHEUX	71
5.1.1 Reconnaissance et essais	71
5.1.2 Forages d'injection	71
5.1.3 Mode opératoire	73
5.1.4 Choix des coulis	74
5.1.5 Pressions d'injection	75
5.2 INJECTION DES MILIEUX PULVERULENTS	76
5.2.1 Reconnaissance et essais	76
5.2.2 Forages d'injection	76
5.2.3 Mode opératoire	77
5.2.3.1 Injection en revenant	77
5.2.3.2 Injection à l'avancement	78
5.2.3.3 Injection avec tubes à manchettes	78

5.2.4 Choix des coulis	80
5.2.5 Pressions d'injection	80
VI SUIVI ET CONTROLE DE L'INJECTION	81
6.1 CONTROLE DE LA QUALITE DES PRODUITS D'INJECTION	81
6.1.1 Conformité des constituants	81
6.1.2 Essais de convenance	82
6.1.3 Contrôle régulier des caractéristiques des coulis	83
6.2 AMELIORATION DE LA CONNAISSANCE DU MILIEU	84
6.3 CONTROLE DES PARAMETRES D'INJECTION	86
6.3.1 Contrôle des volumes et des débits	86
6.3.2 Contrôle des pressions	86
6.3.3 Systèmes d'acquisition des paramètres	86
6.4 SURVEILLANCE DES SOULEVEMENTS ET DES RESURGENCES	87
6.4.1 Soulèvements	87
6.4.2 Résurgences	89
6.5 CONTROLE DES RESULTATS	89
6.5.1 Méthodes géophysiques	89
6.5.2 Forages mécaniques in situ	89
6.5.3 Essais mécaniques au laboratoire	90
6.5.4 Contrôle direct in situ	91
6.5.5 Essais d'eau	91
6.5.6 Auscultation en forage	92
CONCLUSION	92
<u>DEUXIEME PARTIE : Etude expérimentale</u>	
INTRODUCTION	94
VII ETUDE DES PROPRIETES DES SABLES INJECTES	95
7.1 INTRODUCTION	95
7.2 MATERIAUX UTILISES	98
7.3 PROCEDURE D'INJECTION	100
7.4 PREMIERE SERIE D'ESSAIS	101
7.4.1 CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES COLONNES DE SABLE	101
7.4.2 INJECTION DES COLONNES DE SABLE	102

7.4.3 PREPARATION DES EPROUVETTES	103
7.4.4 ESSAI DE PERMEABILITE	104
7.4.5 ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE	109
7.5 DEUXIEME SERIE D'ESSAIS	110
7.5.1 INJECTION DES COLONNES DE SABLE	110
7.5.2 PREPARATION DES EPROUVETTES	111
7.5.3 ESSAI TRIAXIAL	112
7.6 CONCLUSION	123
VIII CARACTERISATION D'UN COULIS DE REMPLISSAGE INERTE	124
8.1 INTRODUCTION	124
8.2 MATERIAUX UTILISES	126
8.2.1 SABLE	126
8.2.2 FILLER	128
8.2.3 BENTONITE	129
8.2.4 COMPOSITION ET DOSAGE	129
8.3 ESSAI DE CISAILLEMENT	130
8.3.1 ESSAI LENT	130
8.3.2 ESSAI RAPIDE	142
8.4 ESSAI DE COMPRESSIBILITE	147
8.5 CONCLUSION	153
CONCLUSION GENERALE	154
<u>TROISIEME PARTIE : Annexes</u>	
A.1 HISTORIQUE	156
A.2 DOMAINE D'APPLICATION	160
A.3 JET GROUTING	166
A.4 DESCRIPTION DES ESSAIS REALISES	172
A.5 COURBES DE CONSOLIDATION	182
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	193

INTRODUCTION GENERALE



L'homme d'hier avait bâti sa civilisation par la force des bras et grâce au génie de ses inventeurs. L'homme de demain ne pourra préserver cette civilisation que par le bon choix des méthodes, la recherche de l'équilibre et la préservation de la nature.

Le domaine du bâtiment, des travaux publics et de l'hydraulique (BTPH) n'échappe pas à cette philosophie. Pour qu'il puisse se développer sainement, il faut que ses concepteurs, ingénieurs et techniciens fassent preuve de beaucoup d'imagination et de génie pour solutionner l'équation : Efficacité + Confort + Economie + Ecologie = Réussite.

Parmi les éléments qui jouent un rôle important dans cette réussite figure la connaissance du milieu et sa bonne utilisation. Dans le BTPH, ce milieu n'est autre que le sol. Par sa diversité et sa complexité, il suscite émerveillement pour les connaisseurs, tracasseries pour les novices et craintes pour les médiocres. Le sol a été souvent incriminé dans des accidents malheureux et dans les catastrophes naturelles.

La recherche du bon sol représentait un élément essentiel du projet et de sa réussite. L'expansion des villes, le fort taux d'urbanisation et l'exploitation de plus en plus grande du sous-sol a rendu cette recherche un peu obsolète. Dans les grandes agglomérations, on est souvent amené à utiliser des terrains médiocres, parfois même gagnés sur la mer et les marais. Les caractéristiques de ces terrains sont souvent insuffisantes pour résister aux efforts induits par la construction d'ouvrages très pesants et complexes. Ceci conduit souvent à l'utilisation de méthodes de traitement des sols.

Il existe plusieurs procédés de traitement, qui sont utilisés suivant le problème posé et la finalité de ce traitement. Parmi ces procédés on peut citer :

- procédés mécaniques (compactage et vibroflotation),
- procédés hydrauliques (drainage et rabattement de nappe),
- procédés thermiques (cuisson et congélation),
- procédés électriques (électro-osmose et électrochimie),
- injections et jet grouting.

Dans ce mémoire, on se limitera au procédé d'injection qui est d'ailleurs le plus fréquemment utilisé.

L'injection a été inventée par l'ingénieur français Charles BERIGNY en 1802 lors de travaux de réparation au port de Dieppe (voir annexe A.1).

La diversité de ses techniques et le grand choix des coulis, associés à la complexité du sol, fait que l'injection est perçue par ses connaisseurs comme un art.

Henri CAMBEFORT [CAM 64] disait : « Si beaucoup sont capables d'introduire du coulis dans le sol, rares sont ceux qui sont susceptibles de la faire en arrivant à un résultat satisfaisant. Et ils y arrivent parce qu'ils ont du métier.....C'est pour cela que l'injection est un Art. certains sont doués, d'autres pas. Il est probable qu'il faudra de bien nombreuses années pour qu'un cerveau électronique remplace l'artiste, à supposer que cela soit possible ! »

Le présent mémoire comporte deux parties : une synthèse bibliographique et une étude expérimentale.

➤ La synthèse bibliographique comporte 6 chapitres :

Le chapitre I est consacré au principe de l'injection et à l'une de ses théories.

Dans le chapitre II, une description détaillée est faite sur les différents coulis.

Le matériel nécessaire à la perforation et l'injection est décrit au chapitre III.

Avant d'injecter, il faudra mener des études préalables. C'est l'objet du Chapitre IV.

Le chapitre V traite des techniques d'injection dans les milieux rocheux et pulvérulents.

Le suivi et le contrôle de l'injection terminent cette synthèse au chapitre VI.

➤ L'étude expérimentale se scinde en deux parties :

La première (chapitre VII) traite de l'injection d'imprégnation et consiste à étudier les propriétés des sables injectés. Le sable est mis dans des colonnes en PVC puis injecté par un coulis chimique à base de silicate de soude. Après durcissement et extraction des éprouvettes, on effectue des essais de perméabilité, de compression simple et de cisaillement à l'appareil triaxial. Les résultats des essais nous ont permis de quantifier l'amélioration apportée au sable par le coulis.

La deuxième partie (chapitre VIII) concerne l'injection de remplissage et consiste à étudier le comportement physique et mécanique d'un coulis inerte (sans liant). On a effectué sur ce coulis, des essais de cisaillement direct à la boîte et des essais de compressibilité à l'oedomètre. Cette étude nous a renseignée sur l'influence de la teneur en eau initiale ainsi que de la finesse, quantité et nature du filler sur la résistance et la compressibilité du coulis.

Dans les annexes, on trouvera :

- un historique sur l'injection décrivant l'évolution de cette technique,
- les domaines d'application de l'injection avec quelques illustrations,
- un résumé du procédé de traitement : jet grouting,
- une description des essais réalisés,
- les courbes de consolidation de l'essai oedométrique.

PREMIÈRE PARTIE

SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

INTRODUCTION

I THÉORIE ET PRINCIPE

II COULIS D'INJECTION

III MATÉRIEL D'INJECTION

IV ÉTUDES PRÉALABLES À L'INJECTION

V TECHNIQUES D'INJECTION

VI SUIVI ET CONTRÔLE DE L'INJECTION

CONCLUSION

INTRODUCTION

L'injection consiste à pénétrer dans les vides du milieu à traiter un produit liquide susceptible de durcir dans le temps. Ce produit est appelé couramment « coulis » qui aura des caractéristiques différentes selon le but recherché, consolidation et/ou étanchement et sera mis en place, dans la majorité des cas, dans des forages traversant les vides à remplir. L'injection exige presque toujours une certaine pression pour qu'il y ait pénétration.

Les vides à remplir sont de deux sortes : les fissures qui se trouvent dans les roches et les ouvrages en maçonnerie ou en béton et les vides intergranulaires des sols pulvérulents tels que : sables, graviers et terrains alluvionnaires.

Les techniques d'injection sont nombreuses, le choix de la bonne technique dépend de plusieurs paramètres : techniques, économiques, environnementales,...

Le processus de l'injection n'est pas reproductible au laboratoire car on ne peut confectionner un « modèle » représentant les caractéristiques du terrain réel. Le comportement d'un terrain est souvent imprévisible, que ce soit pour le mathématicien ou pour le géologue.

On peut affirmer que les techniques d'injection pour résoudre un problème donné ne s'improvisent pas, même en s'appuyant sur des études théoriques sérieuses. La complexité des problèmes, de leurs conditions particulières et des techniques, fait que chaque cas nécessite une étude originale permettant de choisir la solution techniquement et économiquement la plus convenable. Par ailleurs, la méthode devra pouvoir être adaptée au fur et à mesure du déroulement des travaux en fonction des observations faites au début du traitement. C'est là que l'expérience du spécialiste prend toute sa valeur, la réussite dépendant autant de la compétence de ses ingénieurs que de la qualification de son personnel exécutant.

Il faut toujours être conscient du fait que l'expérience du chantier ne suffit plus. Devant la variété des techniques mises au point, le coût des produits nécessaires pour résoudre certains problèmes, il faut faire appel aux compétences respectives d'une équipe complète.

Dans cette synthèse bibliographique, on passera en revue les différentes facettes de cette technique qui reste, malgré son importance, très peu enseignée et peu pratiquée dans nos chantiers. Les références les plus utilisées lors de la rédaction de cette synthèse sont de Cambefort [CAM 64], Poupelloz [POU 81], Filliat [FIL 81], Dumond [DUM 88] et les recommandations de l'AFTES [AFT 75] et [AFT 91].

I THEORIE ET PRINCIPE

L'amélioration des propriétés des sols, roches ou maçonnerie par injection dépend en grande partie de la manière dont le coulis se met en place dans le milieu à traiter. Pour concevoir un projet d'injection et en déterminer les choix essentiels (type et volumes de coulis, espacement entre forages, débit et pression d'injection) il est indispensable de connaître les mécanismes généraux qui régissent la propagation des produits utilisés dans les conditions les plus variées.

Schématiquement, on peut distinguer trois techniques d'injections :

Avec des coulis fluides :

- **L'injection par imprégnation** : le coulis pénètre par l'intermédiaire des vides existants dans le milieu : fissures (en milieu cohérent ou rocheux) et/ou porosité intergranulaire (en milieu pulvérulent)
- **L'injection par claquages** : cette fois le coulis circule dans des fissures artificielles (claquages) qu'il a lui-même créé par fracturation hydraulique sous l'effet de la pression d'injection.

Avec des coulis épais :

- **L'injection par serrage** : le coulis ne circule pas dans le terrain mais le refoule par expansion de la cavité d'injection.

Ces distinctions s'expliquent aisément par une approche énergétique très simple ; d'après POUPELLOZ [POU 81] l'injection d'un volume de coulis ΔV pendant l'intervalle de temps Δt et sous une surpression P (par rapport à la pression hydrostatique) se traduit par un apport d'énergie au système coulis-terrain ΔF tel que :

$$\Delta F = P \cdot \Delta V \quad (1.1)$$

$$\Delta F = N \Delta F + (1 - N) \Delta F \quad \text{avec } 0 < N < 1 \quad (1.2)$$

Les deux termes correspondants aux parts d'énergies respectivement utilisées :

- pour provoquer la dilatation de la cavité d'injection,
- pour assurer l'écoulement du coulis dans le milieu.

N dépend essentiellement des caractéristiques rhéologiques des coulis utilisés.

$N \longrightarrow 0$ pour des coulis très fluides

$N \longrightarrow 1$ pour des coulis très épais en milieu déformable

En milieu rocheux, on considère quelque fois $N = (1 - n)$ (n : porosité)

A partir de ces considérations, on conçoit que les facteurs principaux à prendre en compte dans cette étude soient les suivants :

LES PARAMETRES LIES AU TERRAIN

Existence de vides

- valeur du coefficient de perméabilité
- nature (porosité d'interstice, fissures, karsts...)
- dimensions (désordre intergranulaire, ouverture des fissures...)
- porosité
- continuité (intercommunication entre vides...)

Données mécaniques

- Etat de contrainte naturel
- module de déformabilité
- résistance à la traction suivant les directions principales et le long des surfaces de discontinuité (diaclasses, joints de stratification)

LES PARAMETRES DE L'INJECTION

Nature des coulis

- taille des grains pour les suspensions
- viscosité (initiale et évolution dans le temps), rigidité
- stabilité (essorabilité en particulier)

Débit et pression d'injection dont dépend le déclenchement éventuel de la fracturation hydraulique.

1.1 INJECTION PAR IMPREGNATION

Hypothèse: Nous supposons que le coulis utilisé est suffisamment fluide ou le milieu suffisamment perméable pour que l'essentiel de l'énergie de l'injection soit employé à faire pénétrer le coulis à distance du point d'injection.

Pour qu'il y ait imprégnation, certaines conditions sont obligatoires ; elles concernent à la fois le milieu, les coulis et les paramètres d'injection.

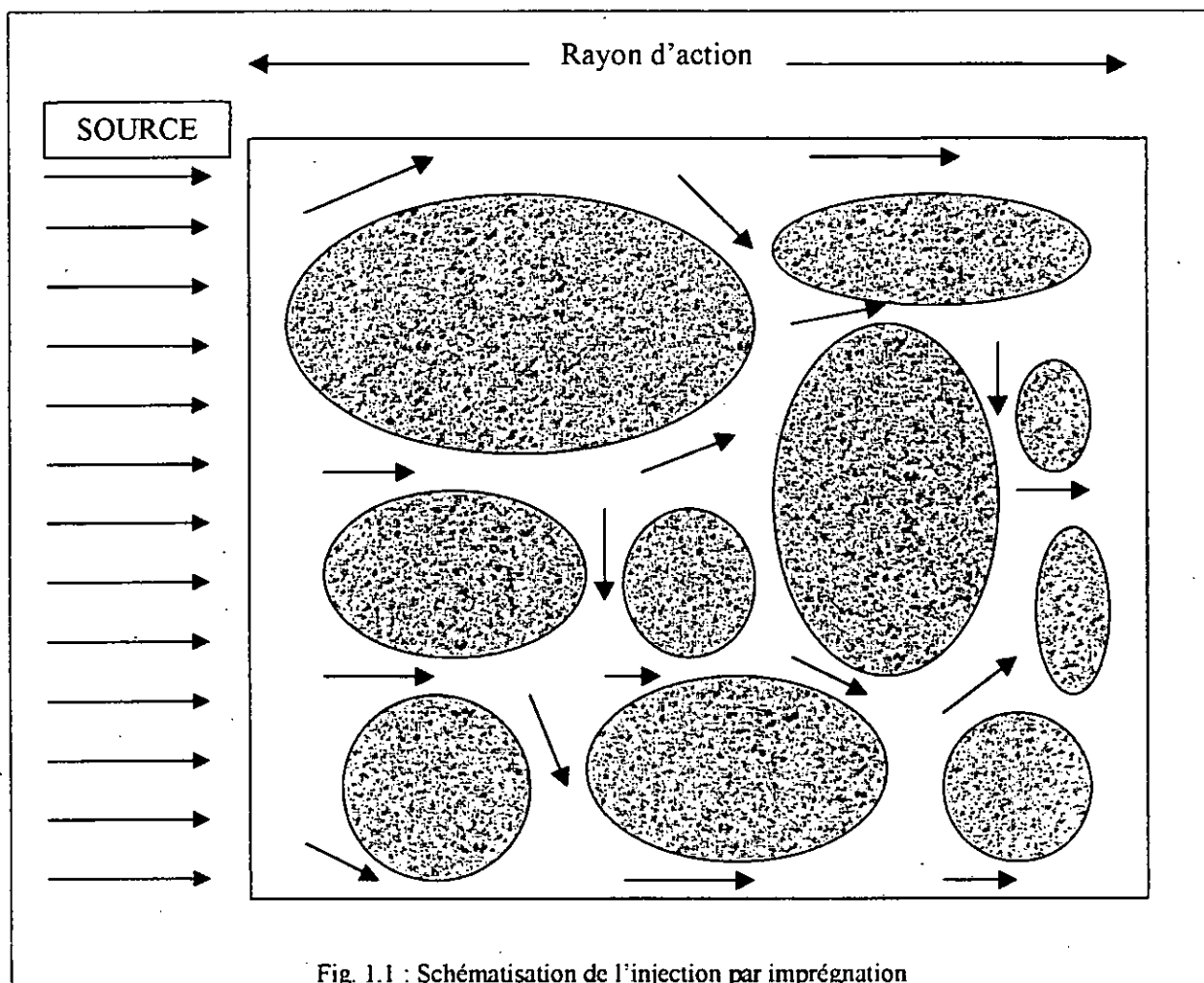


Fig. 1.1 : Schématisation de l'injection par imprégnation

1.1.1 LE MILIEU

Il doit présenter des vides intercommunicants suffisamment développés pour que la valeur du coefficient de perméabilité dépasse certaines limites que l'on peut situer vers 10^{-6} m/s pour les sols pulvérulents et 10^{-7} m/s pour les roches fissurés.

1.1.2 LE COULIS

Le coulis doit respecter des critères de pénétrabilité assez stricts. Ceux-ci concernent :

➤ d'une part pour les suspensions, la taille des particules rapportée aux dimensions des vides du milieu (d'après Johnson) :

- en terrain pulvérulent :

$$\frac{d_0 (\text{Sol})}{d_{100} (\text{Coulis})} > 10 \quad \text{ou} \quad \frac{d_{15} (\text{Sol})}{d_{85} (\text{Coulis})} > 25 \quad (1.3)$$

- en milieu fissuré :

$$\frac{e (\text{Fissure})}{d_{100} (\text{Coulis})} > 3 \quad (1.4)$$

- d'autre part pour les coulis liquides à bases de produits chimiques (mais aussi pour les suspensions), leur viscosité.

En effet, pour que la pression d'injection reste inférieure à la pression de claquage, le débit des presses doit rester inférieur à une valeur limite inversement proportionnelle à la viscosité du coulis, ceci pour un milieu donné. Or, si l'on veut que la technique d'injection soit acceptable sur le plan économique, il convient qu'elle présente un rendement suffisant sur le plan des quantités journalièrement mis en œuvre. Le débit des presses d'injection qui est habituellement compris entre 1 et 2 m³/h ne peut donc guère descendre en dessous de 0.2 à 0.3 m³/h. Seule l'injection de petites quantités de résines dans du béton ou des maçonneries s'effectue à des cadences de quelques dizaines de litres/heure.

Connaissant la viscosité du coulis, le débit d'injection minimum et la pression d'injection tolérable (pour limiter les claquages), il est possible de définir des limites d'injectabilité du terrain par les coulis liquides.

1.1.3 INFLUENCE DU DEBIT D'INJECTION

On conçoit aisément que le débit d'injection doit être le plus élevé possible dans un but d'économie sous réserve que la pression d'injection qui en découle ne dépasse pas les limites admissibles.

1.1.3.1 CAS DES MILIEUX PULVERULENTS

- structure anisotrope
- perméabilité horizontale différente de la perméabilité verticale
- écoulement plan cylindrique.

la relation entre la pression d'injection (P) et le débit (Q) s'écrit alors (DUPUIT) :

$$P = \frac{Q \varpi \eta_c}{2 \pi a K_0 \eta_0} \ln \frac{R}{r_0} \quad \text{si } P < \text{Pression de claquage} \quad (1.5)$$

a : épaisseur de la tranche injectée

P : pression du coulis au droit de la tranche d'injection (pertes de charge à travers la manchette et le coulis de gaine déduites)

K₀ : coefficient de perméabilité du terrain (à l'eau)

ϖ : poids volumique du coulis

η_c : viscosité du coulis

η₀ : viscosité de l'eau.

R : rayon d'action de l'injection

r₀ : rayon du forage

La pression est proportionnelle à la fois au débit, au terme $(\pi \cdot \eta_c)$ lequel caractérise les coulis et inversement proportionnelle à l'épaisseur de la tranche traitée.

$$\text{Le rayon d'action } R \text{ qui s'exprime par : } R = \sqrt[2]{\frac{V}{n \pi a}} \quad (1.6)$$

V : volume de coulis injecté en une phase

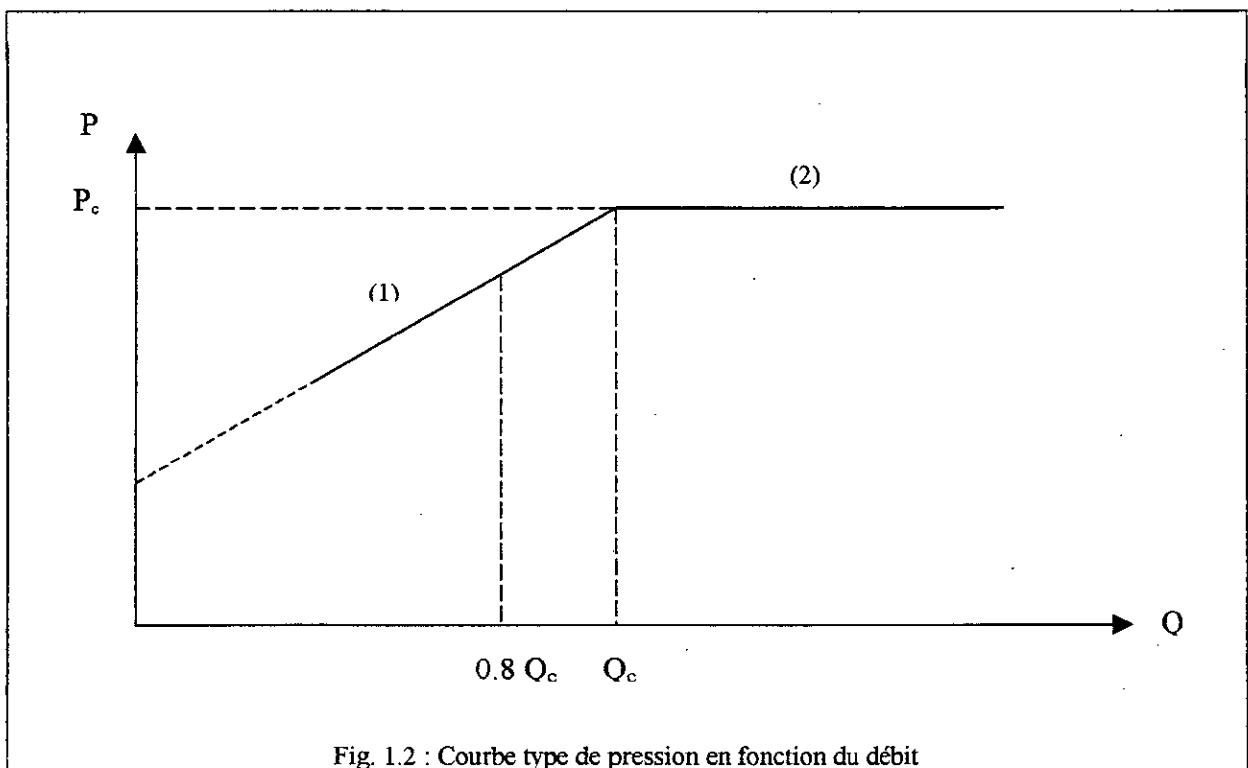
n : porosité du terrain

a une influence faible, la pression n'étant proportionnelle qu'à $\text{Ln} \sqrt[2]{V}$

La relation (1.5) ne s'applique que dans le cas d'une imprégnation parfaite, laquelle suppose que la pression d'injection reste inférieure à la pression d'initiation des claquages. Dans le cas contraire, l'apparition de fractures hydrauliques conduit à une augmentation du coefficient de perméabilité apparente du terrain.

Lorsque des claquages apparaissent l'écoulement se modifie et s'apparente à la diffusion d'un liquide en milieu fissuré. Si la nature du coulis le permet, une imprégnation partielle se produit au contact et à l'extrémité des claquages.

Ces divers calculs débouchent sur des applications pratiques en contrôle d'injection : ils permettent d'estimer un débit critique lors de l'injection d'un coulis newtonien dans un milieu pulvérulent. Il suffit pour cela d'établir la fonction $P = f(Q)$.



On peut distinguer deux parties distinctes.

- Partie (1) où P est sensiblement proportionnelle à Q. L'ordonnée à l'origine correspond aux pertes de charge dans le système d'injection. L'injection s'effectue alors principalement par imprégnation.
- Partie (2) où P ne croît pratiquement plus quand Q augmente, ce qui traduit l'existence de claquages dont l'ouverture augmente au fur et à mesure que le rayon d'action du coulis se développe.

La limite entre les deux courbes (1) et (2) correspond aux valeurs critiques Q_c et P_c du débit et de la pression.

Concrètement, le débit des presses est réglé à environ 80% du débit critique. Lorsque la valeur de celui-ci devient trop faible, il faut choisir un coulis plus fluide.

1.1.3.2 CAS DES MILIEUX FISSURES

En milieu fissuré, N.J. BAKER donne une généralisation de la formule de DUPUIT s'appliquant à la circulation d'un fluide dans chaque fracture :

$$P = \frac{6 \eta_c Q}{\pi e^3} \operatorname{Ln} \frac{R}{r_0} + \frac{3 \varpi Q^2}{20 g \pi^2 e^2} \left(\frac{1}{r_0^2} - \frac{1}{R^2} \right) \quad (1.7)$$

e : ouverture de la fissure

En négligeant le terme correspondant à l'énergie cinétique :

$$P = \frac{Q \varpi}{k' 2 \pi e} \operatorname{Ln} \frac{R}{r_0} \quad \text{avec} \quad k' = \frac{\varpi e^2}{12 \eta_c} \quad (1.8)$$

Il est à noter qu'en première approximation, la perméabilité K d'un rocher fissuré exprimée en

$$\text{m/s est voisine de : } \frac{10^6 e^3}{d} \quad (1.9)$$

e : épaisseur de la fissure en m

d : espacement entre fissures

L'influence prépondérante du facteur e, épaisseur de la fissure, ne permet pas de négliger l'ouverture Δe de celle-ci sous l'effet de la pression d'injection.

Δe s'estime en élasticité à partir de la formule de BOUSSINESQ :

$$\Delta e = \frac{4}{\pi} \frac{1 - \nu^2}{R E} F \quad (1.10)$$

ν : coefficient de poisson

E : module d'élasticité du terrain

F : force totale s'appliquant sur chaque lèvres de la fissure

$$F \# \frac{\pi R^2 P}{2 \text{Ln} \frac{R}{r_0}} \quad (1.11)$$

R : rayon du cercle sur lequel agit la force

En réintroduisant le terme Δe dans la relation de Baker, on obtient :

$$P = \frac{6 \eta_c Q \text{Ln} \frac{R}{r_0}}{\pi \left(e + \frac{2 R P (1 - \nu^2)}{E \text{Ln} \frac{R}{r_0}} \right)^3} \quad (1.12)$$

Relation de la forme $Q = A.P (e + B.P)^3$

$$A = \frac{\pi}{6 \eta_c \text{Ln} \frac{R}{r_0}} \quad B = \frac{2 R (1 - \nu^2)}{E \text{Ln} \frac{R}{r_0}}$$

Lorsque le terme $B.P$ n'est plus négligeable devant e , le débit Q devient proportionnel à P^4 .

Tous ces phénomènes correspondent à l'injection de fluides newtoniens tels que l'eau. Ils sont couramment mis en évidence lors de l'exécution d'essais de type Lugeon. En fait dans le cas de l'injection de suspensions binghamiennes, les mécanismes sont un peu différents.

- Le ciment se dépose dans la fissure soit par décantation (matrice rocheuse imperméable...) soit par essorage (roche poreuse, grès, craie...) ce qui conduit à une sorte de remblaiement hydraulique de la fissure.
- La diminution de l'épaisseur de la fissure due à ce colmatage est plus ou moins compensée par l'effet de l'augmentation de la pression qui contribue, elle, à l'ouvrir.
- La composition (notamment le rapport C/E) du coulis liquide varie en fonction de l'éloignement du forage.

Ces divers paramètres ont une influence sensible sur le pouvoir de pénétration des coulis à base de ciment, ce qui empêche de définir une limite stricte d'injectabilité de ce type de coulis.

1.2 INJECTION PAR CLAQUAGES

1.2.1 FRACTURATION HYDRAULIQUE

La rupture du terrain se produit en tout point où la somme des contraintes initiales dans le terrain, des contraintes de tractions induites par l'expansion de la cavité d'injection et des contraintes engendrées par les forces de volumes développés par la circulation du coulis (pression de courant) atteint la valeur de la résistance du sol ou de la roche dans la direction considérée.

Pour qu'il y ait claquage, il faut donc que l'une au moins des inégalités suivantes soit vérifiée.

$$\sigma_p + N \sigma_p' + (1-N) \sigma_p'' < R_{TH} \quad (1.13)$$

$$\sigma_\theta + N \sigma_\theta' + (1-N) \sigma_\theta'' < R_{TH} \quad (1.14)$$

$$\sigma_z + N \sigma_z' + (1-N) \sigma_z'' < R_{TV} \quad (1.15)$$

état initial	expansion de la cavité	pression de courant	résistance à la traction (-)
-----------------	---------------------------	------------------------	---------------------------------

R_{TH} et R_{TV} : résistance à la traction du milieu suivant des plans respectivement horizontaux et verticaux.

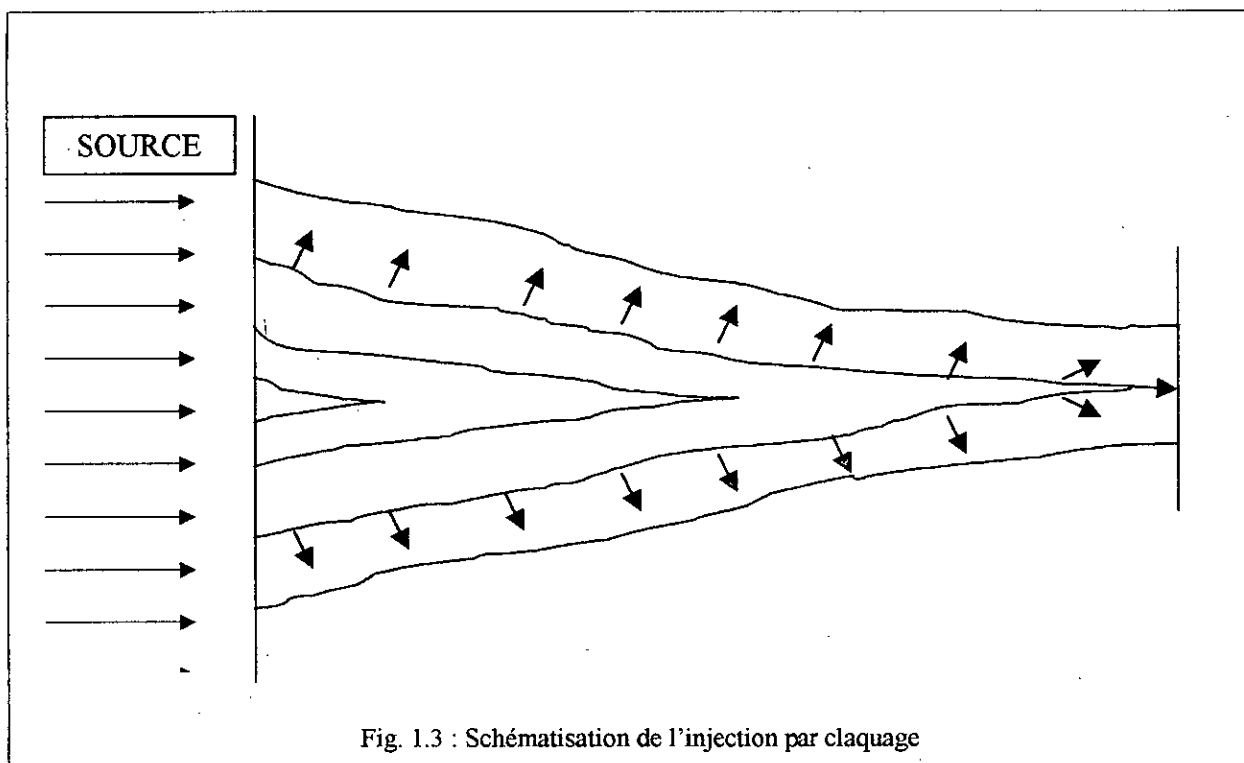


Fig. 1.3 : Schématisation de l'injection par claquage

1.2.1.1 REPARTITION DES CONTRAINTES AVANT INJECTION

A la profondeur z , les contraintes principales dans le terrain sont :

$$\sigma_1 = \gamma z \quad (1.16)$$

$$\sigma_2 = \sigma_3 = K_0 \gamma z \quad (1.17)$$

σ_1 : contrainte verticale

σ_2, σ_3 : contraintes horizontales

γ : poids volumique du terrain

$K_0 = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$: coefficient des terres au repos

- La contrainte tangentielle maximale ($\sigma_\theta = 2K_0\gamma z$ aux parois de la cavité) est inférieure à la résistance en compression simple du matériau (R_c). On peut alors faire intervenir une solution élastique et les contraintes en coordonnées cylindriques sont données par :

$$\sigma_\rho = K_0 \gamma z \left(1 - \frac{r_0^2}{\rho^2} \right) \quad (1.18)$$

$$\sigma_\theta = K_0 \gamma z \left(1 + \frac{r_0^2}{\rho^2} \right) \quad (1.19)$$

$$\sigma_z = \gamma z \quad (1.20)$$

r_0 : rayon de la cavité.

- La contrainte tangentielle maximale dépasse la résistance en compression simple du matériau. Il se développe alors un anneau plastique de rayon r_p

$$r_p = r_0 \left(\frac{2 K_0 \gamma z (K_p - 1) + R_c}{R_c (K_p + 1)} \right)^{1/(K_p - 1)} \quad (1.21)$$

Dans la zone plastique ($r_0 \leq \rho \leq r_p$) on a :

$$\sigma_\rho = \frac{R_c}{K_p - 1} \left(\left(\frac{\rho}{r_0} \right)^{K_p - 1} - 1 \right) \quad (1.22)$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{R_c}{K_P - 1} \left(K_P \left(\frac{\rho}{r_0} \right)^{K_P - 1} - 1 \right) \quad (1.23)$$

avec $K_P = \frac{1}{K_a} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$: coefficient de butée

Dans la zone élastique ($\rho \geq r_p$), il s'établit :

$$\sigma_{\rho} = K_0 \gamma z \left(1 - \frac{r_0^2}{\rho^2} \right) \quad (1.24)$$

$$\sigma_{\theta} = K_0 \gamma z \left(1 + \frac{r_0^2}{\rho^2} \right) \quad (1.25)$$

Dans les cas les plus courants, on reste en élasticité et les contraintes aux parois du forage ($\rho = r_0$) valent :

$$\sigma_{\rho} = 0 \quad (1.26)$$

$$\sigma_{\theta} = 2 K_0 \gamma z \quad (1.27)$$

$$\sigma_z = \gamma z \quad (1.28)$$

1.2.1.2 EXPANSION DE LA CAVITE D'INJECTION

Tant que l'on reste dans le domaine élastique les surcontraintes dans le terrain induites par l'expansion du forage, sous la pression d'injection P sont données par :

$$\sigma_{\rho}' = P \left(\frac{r_0}{\rho} \right)^2 \quad (1.29)$$

$$\sigma_{\theta}' = -P \left(\frac{r_0}{\rho} \right)^2 \quad (1.30)$$

$$\sigma_z' = 0 \quad (1.31)$$

Lorsque la pression devient trop importante :

$$P > H + (\sigma_2 + H) \frac{2}{1 + K_a} \quad (1.32)$$

avec $H = C \cdot \cotg \alpha$ (résistance à la traction)

Il se développe un anneau plastique et les contraintes sont légèrement modifiées.

Aux parois du forage, on peut considérer que :

$$\sigma_p' = P \quad (1.33)$$

$$\sigma_\theta' = -P \quad (1.34)$$

$$\sigma_z' = 0 \quad (1.35)$$

1.2.1.3 PRESSION DU COURANT

La pénétration du coulis dans le milieu induit des forces de courant. En considérant un écoulement de type radial (hypothèse la plus vraisemblable dans les terrains stratifiés ou pour les injections par phases successives) de rayon d'action R, la pression P_ρ du coulis à la distance ρ de l'axe du forage est égale à :

$$P_\rho = P_0 \frac{\text{Ln } \frac{R}{\rho}}{\text{Ln } \frac{R}{r_0}} \quad (1.36)$$

Le gradient hydraulique correspondant s'exprime par :

$$\frac{dP}{d\rho} = \frac{P_0}{\rho \text{Ln } \frac{R}{r_0}} \quad (1.37)$$

L'équation d'équilibre s'écrit alors :

$$\frac{d\sigma_p}{d\rho} + \frac{\sigma_p - \sigma_\theta}{\rho} - \frac{P_0}{\rho \text{Ln } \frac{R}{r_0}} = 0 \quad (1.38)$$

En tenant compte de la dilatation cubique D :

$$D = \frac{du}{d\rho} + \frac{u}{\rho} + 1 \quad (\text{en déformation plane}) \quad (1.39)$$

u : déplacement radial

l : déformation longitudinale

Et en considérant les conditions aux limites :

$$\sigma_p = P_0 \quad (\rho = r_0) \quad (1.40)$$

$$\sigma_p = 0 \quad (\rho = 0) \quad (1.41)$$

Il vient (d'après Sauvage de Saint Marc) :

$$\sigma_{\rho}'' = -P_0 \left(\frac{P_{\rho}}{2(1-\nu)P_0} - F(l) \right) \varpi \quad (1.42)$$

$$\sigma_{\theta}'' = -P_0 \left(\frac{P_{\rho}}{2(1-\nu)P_0} + F(l) \right) \varpi \quad (1.43)$$

$$\sigma_z'' = -\frac{\nu}{1-\nu} P_{\rho} \quad (1.44)$$

ν : coefficient de poisson

ϖ : poids spécifique apparent du coulis

$$\text{avec } F(l) = \frac{1}{2(1-\nu)} \frac{r_0}{\rho} + \frac{1-2\nu}{4(1-\nu) \text{Ln} \frac{R}{\rho}} \left(1 - \frac{r_0^2}{\rho^2} \right) \quad (1.45)$$

$$\text{si } \rho = r_0 \Rightarrow \sigma_{\rho}'' = 0 \quad (1.46)$$

$$\sigma_{\theta}'' = -\frac{P_0}{1-\nu} \quad (1.47)$$

$$\sigma_z'' = -\frac{\nu P_0}{1-\nu} \quad (1.48)$$

1.2.2 ORIENTATION DES CLAQUAGES

En milieu homogène (résistance à la traction du milieu égale dans toutes les directions) les claquages s'orientent selon des plans perpendiculaires à la direction de la contrainte la moins importante. (voir fig. 1.4)

En règle générale, les contraintes horizontales étant inférieures aux contraintes verticales, sauf conditions tectoniques particulières (ou surconsolidation) les premiers claquages sont verticaux en profondeur.

Près de la surface, avec des sols ou roches stratifiées, l'influence de la résistance à la traction (laquelle varie selon les directions) devient prépondérante et les claquages sont souvent horizontaux. En cours de traitement, il peut se produire une inversion dans le rapport des contraintes qui se traduit par un changement de l'orientation des claquages.

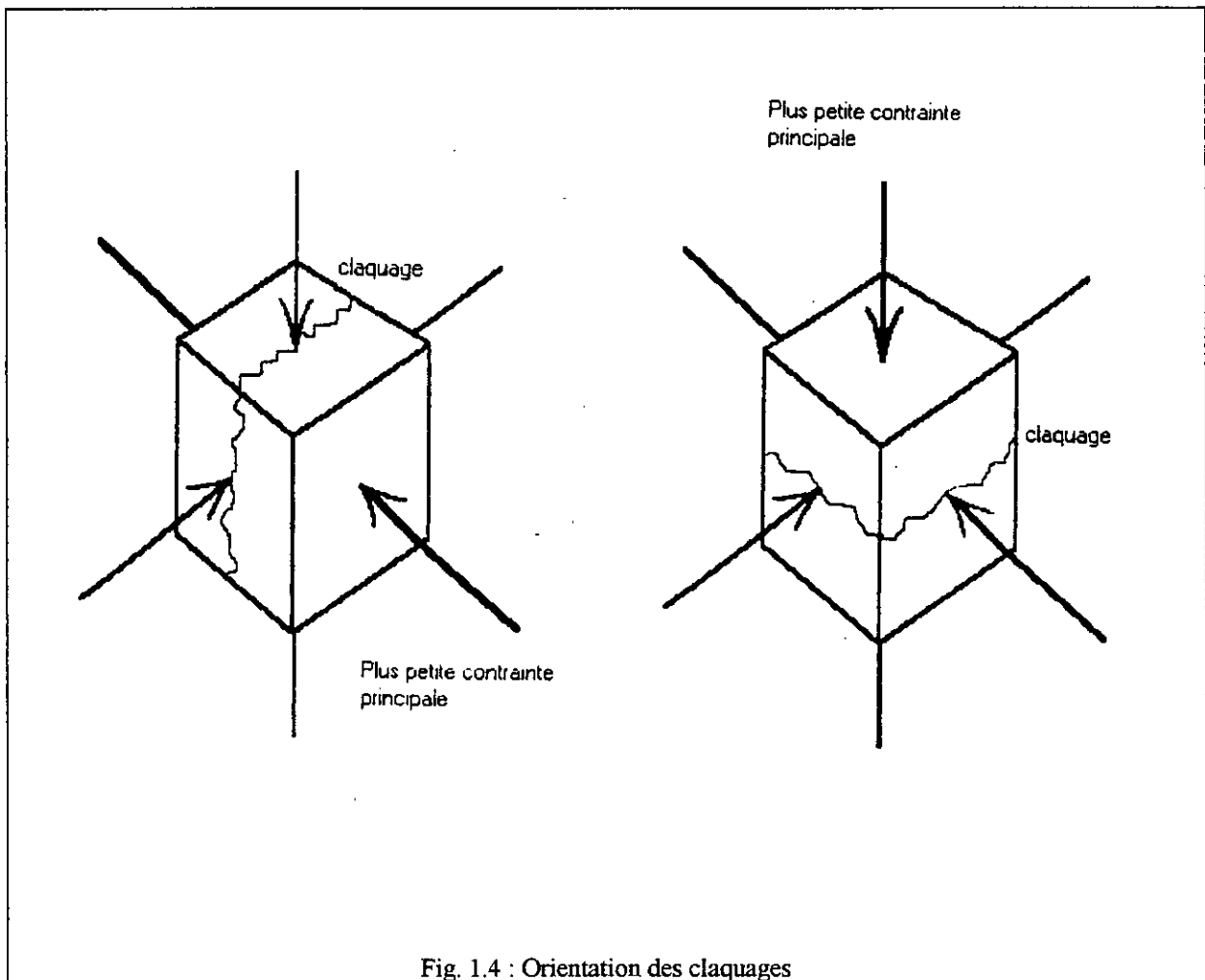


Fig. 1.4 : Orientation des claquages

La pression de déclenchement des claquages est importante à connaître. Sa détermination précise est très délicate et demanderait une connaissance approfondie du terrain. On peut cependant l'évaluer à priori de la manière suivante:

➤ Les couches sont imperméables

Les forces de volume induites par l'injection du coulis sont négligeables. La pression minimale nécessaire pour développer une fracture horizontale est égale à la contrainte verticale augmentée de la résistance à la traction du milieu dans la direction verticale.

$$P_{Cl_H} = \gamma z + R_{TV} \quad (1.49)$$

Les fractures verticales, quant à elles apparaissent pour des pressions P_{Cl_V} telles que :

$$P_{Cl_V} = 2 K_0 \gamma z + R_{TH} \quad (1.50)$$

A distance du forage, la contrainte horizontale non perturbée par le trou d'injection devient $K_0 \gamma z$ et la pression d'extension des claquages se ramène à : $K_0 \gamma z + R_{TH}$

La pression d'extension est donc plus faible que la pression de rupture.

➤ Les couches sont perméables aux coulis

Les forces de volume (pression de courant) deviennent prépondérantes. Les claquages apparaissent lorsque :

$$\sigma_{\theta} + \sigma_{\theta}'' < R_{TH} \quad (\text{claquages verticaux}) \quad (1.51)$$

$$\sigma_z + \sigma_z'' < R_{TV} \quad (\text{claquages horizontaux}) \quad (1.52)$$

$$\text{soit } 2 K_0 \gamma z - \frac{P_0}{1-\nu} < R_{TH} \quad (1.53)$$

$$\gamma z - \frac{\nu P_0}{1-\nu} < R_{TV} \quad (1.54)$$

Si la résistance à la traction est égale dans toutes les directions, c'est la première inégalité qui est atteinte en premier soit :

$$P_0 \geq (2 K_0 \gamma z - R_{TH})(1 - \nu) \quad (1.55)$$

et les claquages s'orientent selon des plans verticaux.

Il ressort de cette analyse que :

- les claquages sont en général verticaux sauf :
 - dans les terrains stratifiés (le coulis emprunte les joints de stratification)
 - en fin de traitement où les premiers claquages verticaux ont conduit à un accroissement de la contrainte horizontale tel que celle-ci dépasse la contrainte verticale.
- la pression de déclenchement des claquages verticaux est inférieure à la contrainte verticale alors que la pression de déclenchement des claquages horizontaux est voisine de celle-ci ; ceci lorsque la résistance à la traction du terrain est négligeable devant la valeur des contraintes naturelles.

Le contrôle de la pression hydraulique peut donc être utilisé pour connaître l'orientation de la fracturation hydraulique.

1.2.3 INTERET ET UTILISATION DE L'INJECTION PAR CLAQUAGE

Les claquages agissent sur le milieu de trois manières différentes :

- ils permettent la propagation du coulis jusqu'à des vides non recoupés par les forages d'injection,
- ils contribuent sous certaines conditions à l'augmentation des caractéristiques mécaniques du sol par effet de serrage,

- ils conduisent à une réduction de la perméabilité du terrain par création d'écrans constitués de veines de coulis très peu perméables qui allongent les chemins hydrauliques et par réduction de la dimension des vides du fait du serrage du milieu.

Cette technique d'injection présente l'avantage, lorsque son emploi est délibéré, d'autoriser l'utilisation de coulis peu coûteux (suspension de ciment ou d'argile ciment le plus souvent) et de débits d'injection élevés sans que la perméabilité du terrain n'intervienne.

Ses limites d'utilisation sont :

- l'effet sur l'environnement (les claquages horizontaux conduisent à des soulèvements de la surface du sol par effet de vérin...)
- la maîtrise du volume de terrain traité : les cheminements de coulis peuvent être très lointains en plan (plusieurs dizaines voire centaines de mètres...) et en profondeur, ils sont de plus très difficilement prévisibles.
- Les résultats obtenus ne sont pas toujours suffisants du fait de l'hétérogénéité du terrain traité ; en particulier dans les milieux pulvérulents sous nappe. Très souvent, l'injection par claquages est combinée avec une injection par imprégnation.

On retiendra enfin que dans les injections par imprégnation avec des coulis chimiques, il se produit le plus souvent des microclaquages qui ne peuvent être évités sous peine de réduire de manière exagérée le débit d'injection. Les microclaquages ne sont pas forcément gênants sous réserve qu'ils ne se propagent pas trop à distance. Des claquages trop épais, remplis de produits à faible cohésion (gels ou résines) constituent de plus des surfaces de ruptures potentielles.

1.3 INJECTION PAR SERRAGE OU COMPACTAGE

Nous avons vu tout au début du chapitre que la part ΔF de l'énergie apportée par l'injection d'un volume ΔV pendant l'intervalle de temps Δt et sous une pression P , sert à dilater la courbe d'injection. La déformation radiale étant une fonction croissante du rapport P/E de la pression d'injection P au module de déformation globale du terrain E , on conçoit aisément que ce type d'injection ne puisse s'effectuer que dans des terrains très déformables et au moyen de coulis non ou peu pénétrants (donc à viscosité élevée).

L'utilisation la plus courante de cette technique se rapporte aux injections de scellement de tirants ou de micropieux ; celles-ci consistent à créer dans les zones d'ancrage un bulbe en injectant en plusieurs fois un coulis de ciment suffisamment visqueux jusqu'à obtention d'une pression voisine de la pression limite du terrain telle qu'on peut la déterminer par exemple à l'aide d'essais pressiométriques. La formation du bulbe se déroule de la manière suivante:

- Dans un premier temps, l'espace annulaire tube d'injection - paroi du forage est rempli d'un coulis de ciment (C/E de 1 à 2.5) : coulis de gaine,

- on procède ensuite à l'injection d'un coulis de ciment (C/E de 2 à 2.5) par passes, le plus souvent au tube à manchettes. Tant que la gaine n'est pas rompue, le coulis se met en place entre le tube d'injection et la gaine. La rupture se produit pour une pression P de l'ordre de :

$$P = \frac{R_c f}{r_0 + \frac{f}{2}} \left(1 + \frac{E}{E_c} \frac{r_0 + \frac{f}{2}}{f} \right) \quad (1.56)$$

R_c : résistance en compression simple du coulis

f : épaisseur du coulis de gaine

E, E_c : modules de déformation du sol et du coulis

r_0 : rayon de forage

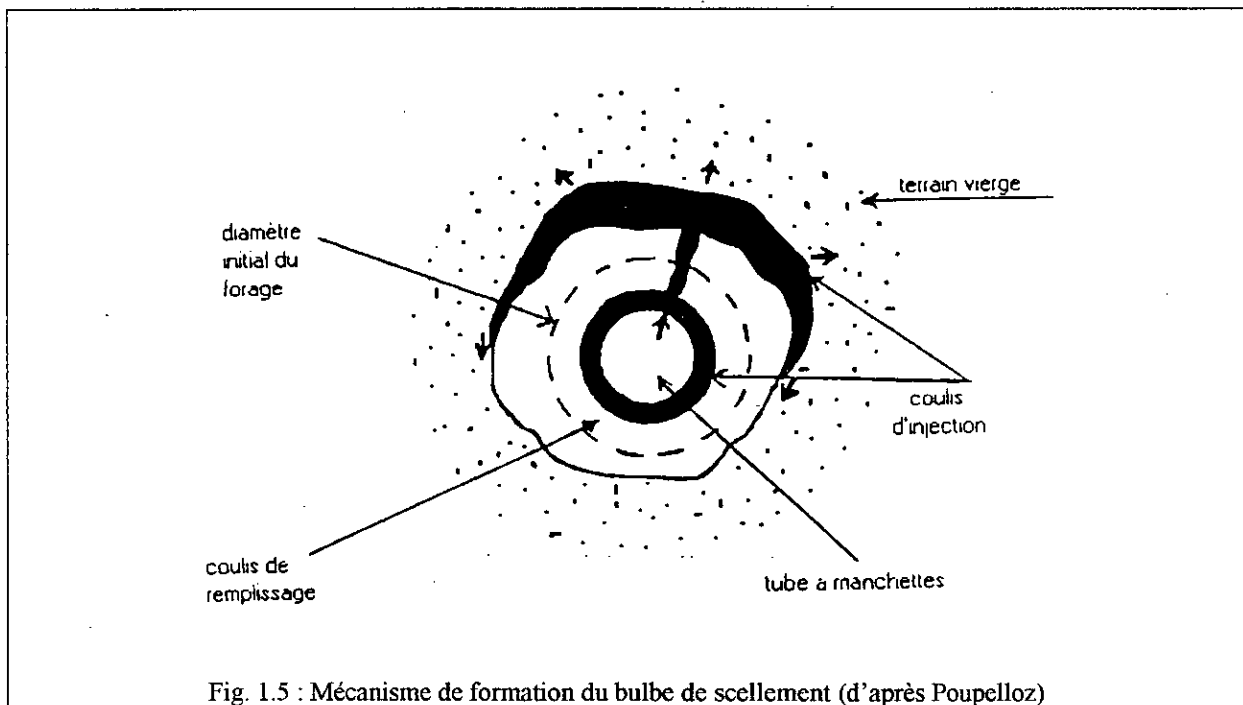


Fig. 1.5 : Mécanisme de formation du bulbe de scellement (d'après Poupelloz)

Cette rupture de gaine ne peut pratiquement être atteinte que lorsque le rapport E/E_c est inférieur à 10. Une fois la gaine rompue, le coulis s'infiltré entre le coulis de gaine et le terrain, sans pénétrer celui-ci, et contribue ainsi à l'expansion du bulbe. La pression monte progressivement au fur et à mesure de l'injection, la limite maximale correspondant à la pression limite du terrain.

Afin d'éviter le développement éventuel de claquages dans le terrain (et donc une déperdition du coulis qui ne participerait pratiquement plus au scellement) l'injection est menée en plusieurs phases, la pression croissant à chaque stade jusqu'à obtention de la pression prévue.

A proximité de la zone de scellement se crée une zone de sol consolidée. Lorsque les forages sont rapprochés (par exemple dans le cas de micropieux) une tranche de terrain peut voir ses caractéristiques mécaniques augmentées de manière notable.

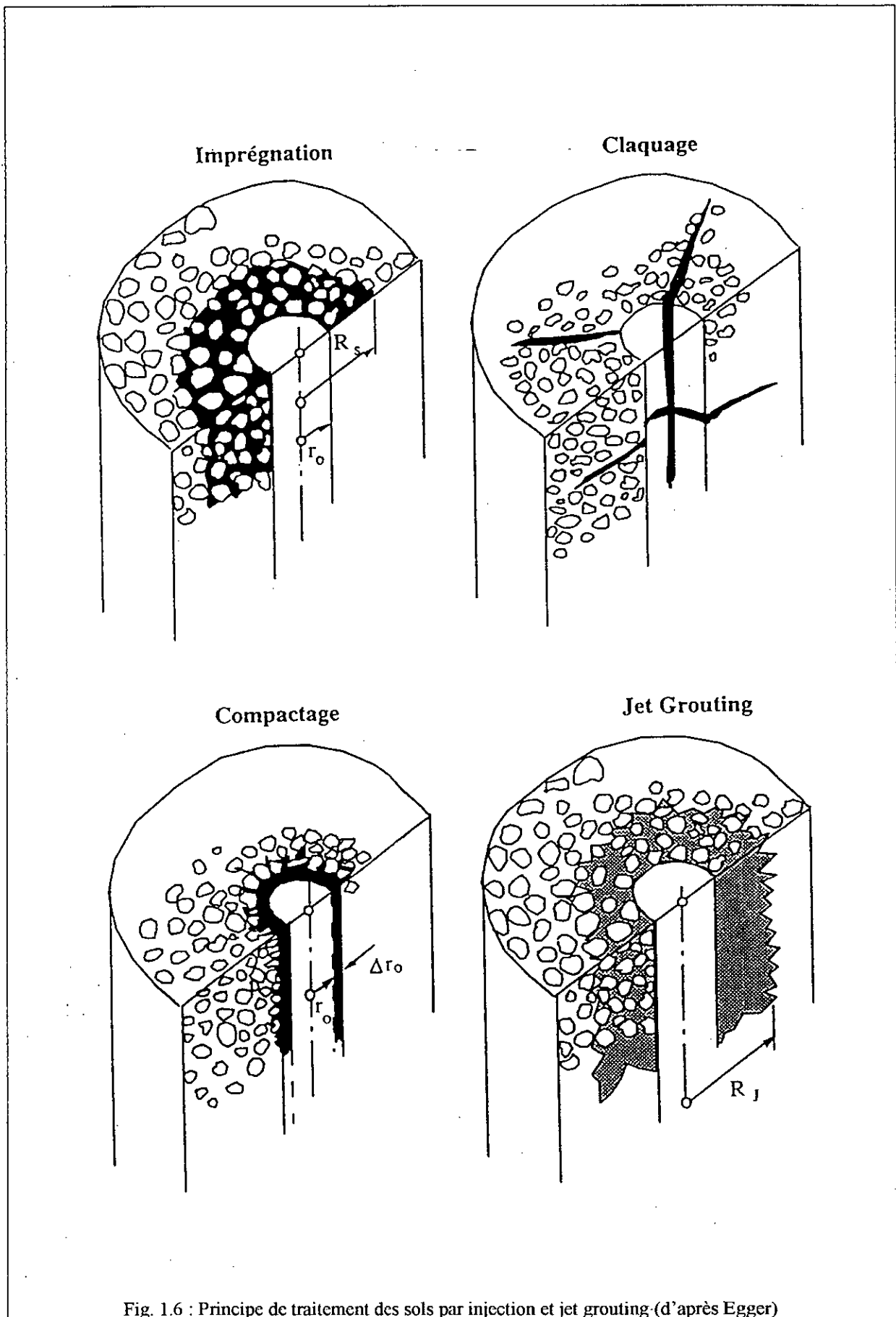


Fig. 1.6 : Principe de traitement des sols par injection et jet grouting (d'après Egger)

II COULIS D'INJECTION

L'injection consiste à faire pénétrer dans le milieu à traiter un produit liquide appelé « coulis » susceptible de durcir dans le temps.

Les produits mis en œuvre au cours de l'injection doivent permettre une obturation des fissures, cavités ou interstices du milieu traité afin d'augmenter la résistance mécanique de celui-ci et/ou d'assurer son étanchéité. Il faut donc que, dans son état final, le produit se présente dans une forme solide de bonne résistance mécanique ou sous une forme visqueuse et rigide pour rester en place malgré les pressions hydrostatiques qui pourront le solliciter. Il doit aussi résister aux eaux agressives.

Le processus même de l'injection impose l'utilisation d'un fluide peu visqueux et surtout peu rigide, pour faciliter sa pénétration. Le rayon d'action est ainsi augmenté, la durée de l'injection réduite, le nombre de forage diminué et, en fin de compte, le coût total de l'opération ramené à une juste valeur.

Les coulis d'injection peuvent être classés en deux catégories principales :

➤ les suspensions

Les suspensions sont constituées par le mélange d'un ou plusieurs produits solides (ciment, cendres volantes, argiles...) dans un liquide qui est généralement l'eau. Suivant leur teneur en matière sèche, elles seront du type stable ou instable.

Les suspensions instables sont constituées par le mélange ciment pur dans l'eau. Les grains sédimentent rapidement dès que l'agitation cesse.

Les suspensions stables sont généralement obtenues par application des méthodes suivantes :

- augmentation de la teneur totale en matière sèche,
- incorporation dans les coulis d'un composant colloïdal minéral qui est fréquemment de la classe des bentonites,
- incorporation de silicate de soude dans les suspensions de ciment et dans les suspensions d'argile-ciment.

L'apparente stabilité obtenue est fonction du dosage des différents composants et de l'agitation. Elle est relative car à l'arrêt de l'agitation, une sédimentation plus ou moins lente apparaît.

➤ les solutions

Les solutions sont constituées par des produits chimiques (liquides ou poudres solubles) et leurs réactifs en solution ou en émulsion. Les produits les plus fréquemment utilisés sont les silicates de soude et certaines résines. Pour des cas particuliers des émulsions d'hydrocarbures peuvent être utilisées.

2.1 CARACTERISTIQUES DES COULIS

On peut distinguer quatre propriétés essentielles :

- le pouvoir de pénétration,
- la stabilité pendant la phase d'injection,
- la résistance mécanique et la pérennité,
- la facilité d'utilisation.

2.1.1 POUVOIR DE PENETRATION

Le pouvoir de pénétration du coulis est fonction, toutes choses égales par ailleurs :

- de sa fluidité (viscosité, rigidité et évolution de ces paramètres dans le temps jusqu'à la prise finale),
- de la granulométrie des constituants (dimensions respectives des particules du coulis et des vides du milieu à traiter).

2.1.2 STABILITE PENDANT LA PHASE D'INJECTION

Elle dépend :

- de l'aptitude du coulis à conserver sa concentration initiale (résistance aux phénomènes de ressué, d'essorage par filtration sous pression et de dilution),
- de son homogénéité (absence de ségrégation entre les divers constituants, de délavage sous fort courant d'eau...)

2.1.3 RESISTANCE MECANIQUE

La résistance mécanique des produits après leur prise constitue évidemment un point essentiel; le plus souvent, il convient d'étudier les caractéristiques du complexe coulis-milieu traité plutôt que celles du coulis pur. Leur évolution à terme (pérennité) doit être analysée.

2.1.4 FACILITE D'UTILISATION

Elle ne doit pas être négligée et notamment : les possibilités d'approvisionnement et de manutention, la toxicité et l'inflammabilité des constituants et des mélanges avant et après prise (travaux en souterrain...)

2.2 LES SUSPENSIONS

Ces coulis sont généralement constitués d'une suspension de ciment dans l'eau, éventuellement stabilisée soit par l'adjonction d'un agent viscosifiant (argile ou bentonite) ou gélifiant (silicate de soude), soit par malaxage à haute turbulence. L'incorporation d'une charge telle que le sable, cendres volantes de centrale thermique..., permet d'obtenir pour certaines applications des mortiers économiques.

2.2.1 PROPRIETES RHEOLOGIQUES

Le comportement des suspensions est proche du modèle de Bingham. La relation de Bingham permet de calculer l'effort nécessaire F (couple) pour produire un déplacement correspondant à un gradient de vitesse dv/dx (ou une vitesse de rotation g)

$$F = Y_v + v_p \cdot g \quad (2.1)$$

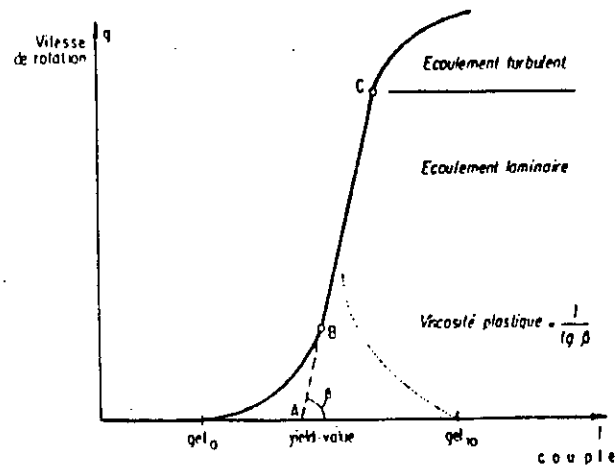


Fig. 2.1 : Comportement rhéologique d'un corps de Bingham (d'après Poupeloz)



Fig. 2.2 : Modèles de Newton et de Bingham (d'après Poupeloz)

Le fluide est ainsi caractérisé par deux paramètres:

Y_v : rigidité, cohésion, seuil de cisaillement ou Yield-value

v_p : viscosité plastique

On voit que l'écoulement de la suspension ne peut commencer qu'à partir d'un seuil minimum de pression. CARON et CAMBEFORT ont montré que la valeur de cette pression P_1 dans des sols granuleux s'exprime par :

$$P_1 = Y_v S(1 - n) \quad (2.2)$$

S: surface spécifique du sable

n: porosité

Au-delà de ce seuil, l'écoulement est régi par une loi de poiseuille :

$$F = V' \left\{ \frac{dv}{dx} \right\} \quad (2.3)$$

V' : viscosité apparente, fonction décroissante de la vitesse.

Il faut également considérer qu'avec les suspensions de ciment, la viscosité et surtout la rigidité varie en fait dans le temps. Il se produit une augmentation progressive de ces paramètres jusqu'à la prise en masse. La diminution de la teneur en eau du coulis pendant l'injection (essorage...) joue également dans le même sens.

2.2.2 STABILITE

Pendant l'injection, plusieurs phénomènes peuvent modifier sensiblement la composition de la suspension. On peut enregistrer :

- soit un épaissement par perte d'eau :
 - par ressuage ou décantation,
 - par essorage (filtration sous pression...),
- soit une dilution ou un délavage du coulis,
- soit des phénomènes de ségrégation entre constituants.

2.2.2.1 RESSUAGE

Dans une suspension, les grains de poids spécifique variant de 20 KN/m³ (cendres volantes) à plus de 30 KN/m³ (ciment) ont tendance à décanter.

Conformément à la loi de Stokes, la vitesse de sédimentation est d'autant plus rapide que les grains sont gros.

FLORENTIN et L'HERTITEAU ont défini une condition de stabilité pour un système biphasé. Elle s'exprime par:

$$F = 1.5 d (\delta_1 - \delta_2) \quad (2.4)$$

F : rigidité du milieu (en mg/cm²)

d : diamètre des grains (en mm)

δ_1 : densité des grains

δ_2 : densité du milieu

En fait, cette loi se complique pour les suspensions usuelles qui contiennent le plus souvent des particules de dimensions très variées qui, de plus, peuvent se trouver à l'état floculé.

Pratiquement, il existe plusieurs méthodes qui permettent d'améliorer la stabilité de la suspension du ciment :

- les procédés d'activation par malaxage à haute turbulence,
- l'adjonction d'argile ou de bentonite (augmentation de la viscosité),
- l'incorporation de silicate de soude (augmentation de la rigidité),
- la création d'un réseau de microbulles de gaz (coulis expansé ou expansif) lequel accroît également la rigidité.

2.2.2.2 ESSORAGE

L'essorage est un phénomène très important en injection où l'on utilise à la fois des coulis à forte teneur en eau et des pressions d'injection éventuellement élevées. Le mécanisme de la filtration est le suivant: les parois du vide dans lequel circule la suspension ne sont jamais totalement imperméable à l'eau, elles laissent donc passer celle-ci en retenant les grains d'où la formation d'un dépôt pâteux appelé « cake » qui s'épaissit progressivement.

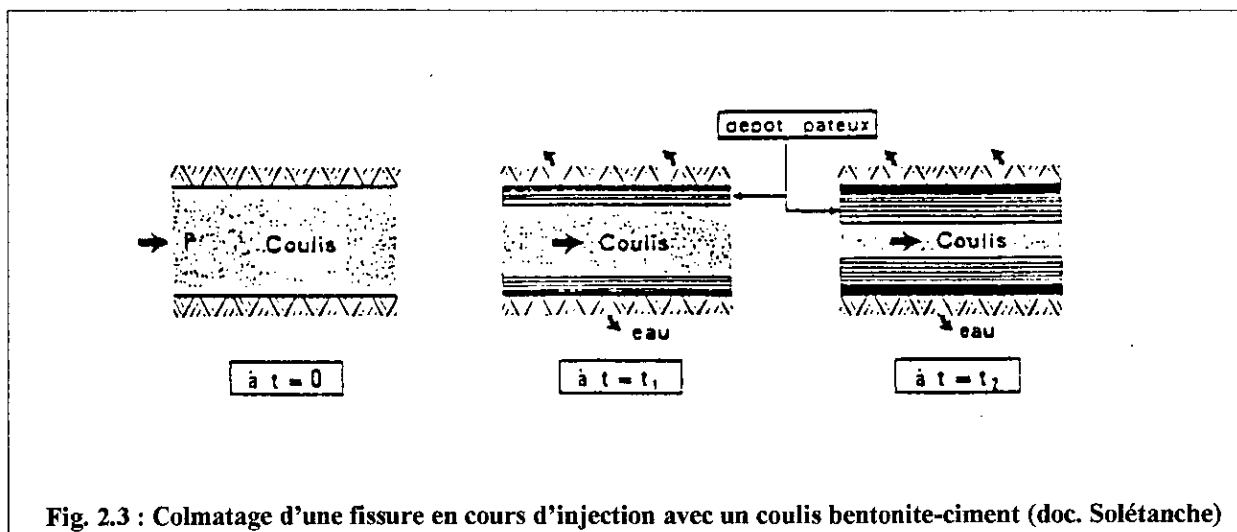


Fig. 2.3 : Colmatage d'une fissure en cours d'injection avec un coulis bentonite-ciment (doc. Solétanche)

Le phénomène bien connu des pétroliers peut facilement être simulé en laboratoire à l'aide d'un appareil appelé filtre presse.

la perte d'eau (filtrat) est :

- proportionnelle à la racine carrée du temps,
- inversement proportionnelle à la perméabilité du cake (elle-même fonction de la granulométrie des particules du coulis),
- une fonction croissante de la pression appliquée.

Concrètement, le phénomène d'essorage est une constante de l'injection des suspensions, même parfaitement "stabilisées".

Il se fait particulièrement sentir :

- pour les coulis fortement dilués,
- lorsque la pression d'injection est élevée,
- lorsque la durée d'application de cette pression est longue,
- pour les suspensions contenant des particules de diamètre important,
- lorsque le coulis remplit des vides de dimensions réduites.

2.2.2.3 DILUTION ET DELAVAGE

En l'absence de circulation active d'eau dans le terrain, il ne se pose guère de problème de dilution, un front plus ou moins marqué s'établissant entre les deux liquides (eau et coulis) de viscosité et de densité sensiblement différentes. De plus, le coulis se met en place par sédimentation.

Par contre, sous fort courant d'eau, il peut se produire un délavage du coulis avec entraînement préférentiel des éléments les plus fins. Pour lutter contre ce phénomène, il convient d'augmenter la densité, la rigidité et la viscosité de la suspension (utilisation de mortiers rigidifiés par adjonction de silicate de soude, de coulis expansés).

2.2.2.4 SEGREGATION ENTRE CONSTITUANTS

Pour certains mortiers comprenant des particules de diamètres très différents, une ségrégation à partir du forage d'injection peut se produire, surtout si le mortier n'est pas stabilisé ; les éléments les plus grossiers se déposent à proximité du forage tandis que les particules les plus fines se dispersent. Là encore, l'adjonction d'un agent viscosifiant ou rigidifiant permet de limiter ce phénomène.

2.2.3 RESISTANCE MECANIQUE

La résistance mécanique d'une suspension à base de ciment dépend essentiellement de son âge et surtout du rapport pondéral C/E. Les valeurs de C/E à prendre en compte sont celles correspondant au dosage final du coulis, c'est-à-dire après que les phénomènes de décantation et d'essorage se soient manifestés.

2.2.3.1 RESISTANCE EN COMPRESSION SIMPLE

La nature du ciment joue un rôle important, essentiellement pour les coulis dilués. D'après les résultats d'expérimentations menées dans divers laboratoires (SOLETANCHE, SIF BACHY, RODIO, ...), on s'aperçoit que les ciments alumineux supportent mal un excès d'eau et que les meilleures résistances sont obtenues par les ciments de haut fourneau devant les ciments Portland et les ciments pouzzolaniques.

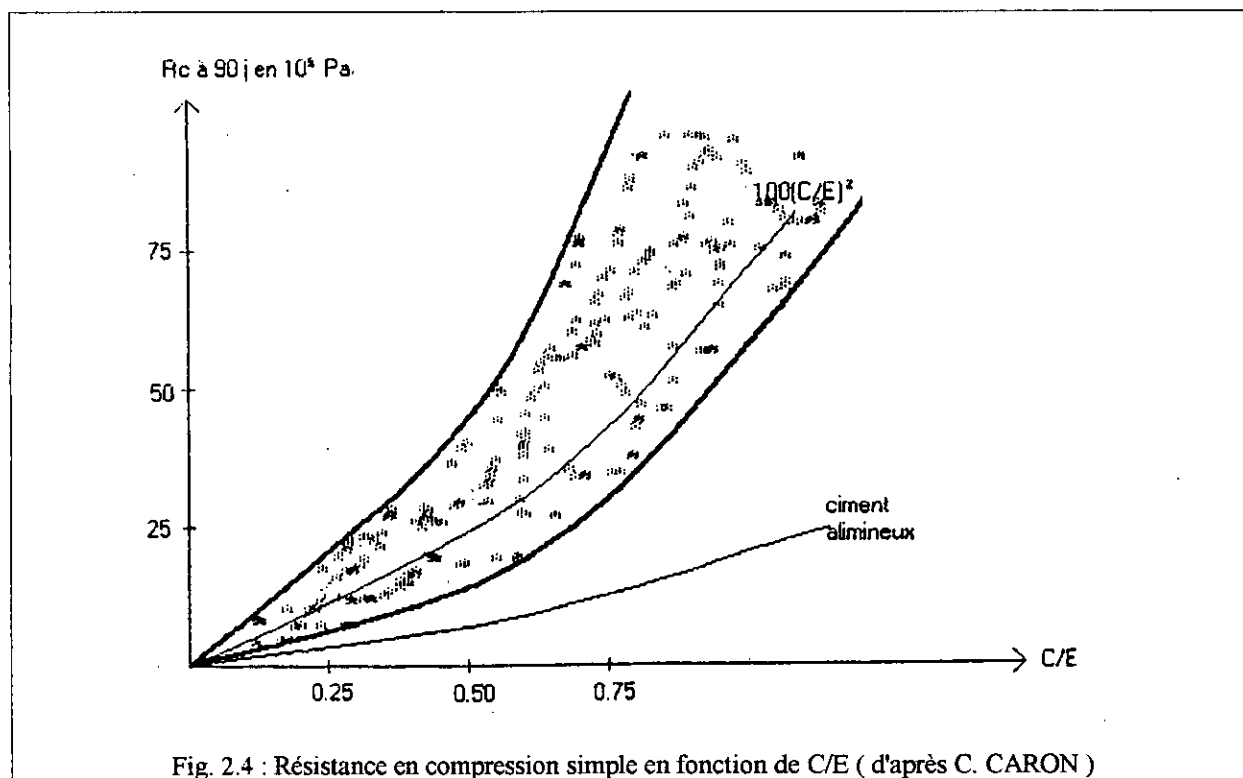


Fig. 2.4 : Résistance en compression simple en fonction de C/E (d'après C. CARON)

La relation entre R_c et C/E se présente sous la forme :

$$R_c = k \left(\frac{C}{E} \right)^2 \quad \text{pour } \frac{C}{E} < 0.7 \quad (2.5)$$

k : fonction de l'âge du mélange et de la nature du ciment

α : fonction du type de ciment (α varie approximativement de 1.4 à 3)

En moyenne, on peut adopter une règle voisine de :

$$R_c = 100 \left(\frac{C}{E} \right)^2 \quad (R_c \text{ exprimé en } 10^5 \text{ Pa}) \quad (2.6)$$

L'incorporation d'autres constituants dans la suspension ciment-eau modifié quelque peu ces valeurs :

- l'adjonction d'argile, de bentonite ou de silicate diminue légèrement les résistances (l'effet est d'autant plus sensible que le coulis est dilué),
- Les retardateurs de prise (lignosulfite, sucre,...) jouent le même rôle que les produits précédents,
- l'incorporation d'une charge inerte, par exemple sable fin, se traduit par un accroissement de la résistance, qui correspond à l'apparition d'un angle de frottement dans le matériau, la cohésion étant pratiquement conservée,
- un apport de certaines cendres volantes de centrale thermique améliore plus les résultats, grâce à l'effet pouzzolanique qui se produit avec la chaux libérée comme sous-produit de l'hydratation du ciment.

2.2.3.2 AUTRES CARACTERISTIQUES

Les coulis argile (ou bentonite)- ciment dont l'utilisation est courante dans des problèmes de soutènement (coulis de scellement de panneaux préfabriqués, voiles minces...) ont fait l'objet d'études plus poussées de leur comportement dans des conditions diverses.

On peut citer quelques résultats :

- module de déformation : de l'ordre de 200 à 400.Rc (en compression simple) et de 50 à 100.Rc sous contrainte latérale
- Résistance à la traction : de l'ordre de 30 à 50% de la résistance en compression
- perméabilité: de 5.10^{-8} m/s à 5.10^{-9} m/s suivant les dosages et surtout de la teneur en argile ou en bentonite.

2.2.3.3 PERENNITE

Les coulis et mortiers de ciment sont stables dans le temps, sous réserve :

- d'utiliser des ciments qui résistent à l'agressivité du milieu et notamment de l'eau (par exemple, ciments antiséliniteux dans des eaux à forte teneur en sulfate...),
- d'éviter le délavage et la ségrégation des constituants du coulis pendant l'injection.

La pérennité du traitement dépend quant à elle essentiellement d'une bonne conception et d'une mise en œuvre soignée de l'injection, les désordres se produisent fréquemment dans les zones non étanchées.

2.2.4 COULIS A BASE DE CIMENT

En raison de leurs caractéristiques physiques et économiques, ce sont les coulis les plus fréquemment utilisés aussi bien pour l'étanchement que pour la consolidation.

Ils sont généralement caractérisé par leur rapport C/E (ciment/eau) ou leur MS/E (matières sèches/eau).

Suivant leur composition, on peut distinguer les catégories suivantes :

- les coulis de ciment pur,
- les coulis ternaires (ajout d'argile, de bentonite ou de silicate de soude),
- les coulis de ciment avec charge (sables, filler, cendres,...)
- les coulis spéciaux (à prise accélérée, coulis cellulaires expansifs ou gonflants, coulis cellulaires expansés ou aérés, coulis mousse),
- les coulis à fonction améliorée (pénétrabilité, résistance mécanique ou résistance au délavage améliorée).

2.2.4.1 LES COULIS DE CIMENT PUR

Ces coulis sont préparés à partir de ciment dans l'eau stabilisés partiellement par un malaxage mécanique intensif. Ils se mettent en place dans les vides du milieu par remblayage hydraulique, l'eau en excès étant éliminée par essorage.

Le rapport C/E est généralement compris entre 1/10 et 1/1 pour les traitements en roches. Il peut atteindre 2/1 à 5/1 pour le scellement des tirants par exemple. Plus le rapport C/E est faible, plus le coulis est pénétrant, la limite inférieure étant imposée par la dimension des grains de ciment.

Le type de ciment est choisi en fonction des conditions d'agressivité du milieu et de son aptitude à la prise même sous faible concentration. Leur résistance mécanique est généralement très élevée (R_c entre 5 et 50 MPa) du fait de l'essorage intense... (densité sèche du dépôt voisine de 1,5).

Utilisation : consolidation des roches fissurées, collage ouvrage-terrain, injection de joint de dilatation, régénération des maçonneries.

2.2.4.2 LES COULIS TERNAIRES

L'adjonction d'agents viscosifiants (argile ou bentonite) ou rigidifiants (silicate de soude) augmente la stabilité des suspensions de ciment. Les compositions les plus courantes se caractérisent par :

- un rapport C/E compris entre 0,2 et 1 (0,5 en moyenne)
- un dosage en stabilisant voisin de 40 à 60 kg/m³ de bentonite (suivant son rendement et son temps d'hydratation), de 100 à plusieurs centaines de kg/m³ d'argile (suivant ses caractéristiques : limite de liquidité, indice de plasticité, ...) ou de 30 à 60 kg/m³ de silicate de soude (dont l'emploi est délicat : formation de grumeaux)

Toutes les catégories de ciments peuvent être utilisées. Toutefois, les mélanges de ciment alumineux ou de ciment fondu avec de la bentonite sont à proscrire.

La pénétration de ces coulis dépend là encore de leur viscosité et de leur rigidité d'une part et de leur résistance à l'essorage d'autre part.

Utilisation : le coulis argile-ciment ou bentonite-ciment est le coulis universel et économique de base des traitements de terrains par injection. Il est employé seul pour l'injection de consolidation et d'étanchement des terrains fissurés ou granulaires grossiers et en association avec d'autres coulis dans les terrains fins ou hétérogènes pour les recomprimer, combler les gros vides et permettre une utilisation postérieure plus adéquate des coulis destinés à imprégner les petits vides.

2.2.4.3 LES COULIS AVEC CHARGE

Ces coulis sont obtenus à partir des coulis précédents en substituant une partie du ciment par une charge dont les caractéristiques souhaitées sont les suivantes :

- coût minimum,
- granulométrie fine (le coulis doit pouvoir être pompé...) et si possible voisine de celle du ciment (pour éviter les ségrégations...),
- absence d'incompatibilité avec le ciment.

Les charges les plus usuelles sont : les cendres volantes, les sables fins, les fillers ou les pouzzolanes naturelles. Le rapport charge/ciment est très variable suivant les utilisations. Il peut être de 1/4 pour le traitement de fissures d'ouverture moyenne et atteindre à l'extrême 10/1 et même 20/1 (remblayage hydraulique de carrière). Les valeurs les plus usuelles sont comprises entre 2/1 et 4/1.

Utilisation : les coulis avec charges sont utilisés lorsque l'absorption et/ou la taille des vides à combler sont telles que l'aspect remplissage devient prépondérant et que l'on souhaite limiter l'évasion de coulis hors de la zone à traiter (karsts calcaires ou gypseux, fontis, fissures très ouvertes, comblement d'anciennes galeries, bourrage derrière des revêtements et, dans certains cas, comme première phase d'un traitement plus élaboré)

2.2.4.4 COULIS SPECIAUX

COULIS A PRISE ACCELEREE

Ce sont des coulis de ciment pur ou de bentonite-ciment dont les caractéristiques de prise ont été modifiées. Les temps de prise peuvent ainsi être réduits à quelques secondes.

Pour les coulis de ciment pur les additifs accélérateurs les plus fréquemment utilisés sont le chlorure de calcium et le silicate de soude. Des mélanges de ciment portland et de ciment alumineux peuvent également être employés.

Pour les coulis bentonite-ciment, le produit accélérateur généralement utilisé est le silicate de soude de rapport pondéral $R_p = 3.3$.

Utilisation : traitement de consolidation ou d'étanchement nécessitant une prise rapide du coulis (traitement de « renard » par exemple).

COULIS CELLULAIRES EXPANSIFS OU GONFLANTS

Ce sont des coulis qui subissent une augmentation de volume après leur mise en place. Ce gonflement s'obtient grâce à un dégagement gazeux au sein même du coulis. Le taux de gonflement se situe en général au-delà de 100 %.

Le gonflement s'obtient le plus fréquemment par un dégagement d'hydrogène issu de la réaction chimique entre la chaux du ciment et la poudre d'aluminium incorporée au coulis lors de sa fabrication. La stabilité du coulis peut être améliorée par addition de faibles quantités de silicate de soude.

Utilisation : ces coulis sont utilisés pour le remplissage de cavités importantes.

COULIS CELLULAIRES EXPANSES OU AERES

Ce sont des coulis qui subissent une augmentation de volume avant leur mise en place grâce à l'introduction d'un certain volume d'air par malaxage du coulis additionné d'un produit tensioactif. Cette incorporation peut être facilitée par insufflation d'air durant la phase de préparation du coulis. L'expansion du coulis est généralement comprise entre 30 et 50 %.

Utilisation : Ces coulis sont utilisés pour le remplissage de cavités sans décantation. En milieu clos, il est possible d'obtenir un effet de serrage engendré par l'existence d'une pression résiduelle durant la prise.

COULIS MOUSSE

Ils diffèrent des coulis expansifs et expansés par leur mode de préparation. Ils sont obtenus par le mélange d'un coulis de ciment et d'une mousse préparée séparément avec de l'eau et un produit tensioactif.

Ils présentent l'avantage par rapport aux coulis expansés de pouvoir être plus largement dosés en ciment. Ils associent donc légèreté et résistance mécanique.

Utilisation : identique à celle des coulis expansifs et expansés.

2.2.4.5 COULIS A FONCTIONS AMELIOREES

COULIS A PENETRABILITE AMELIOREE

Le but recherché est de permettre à un coulis de pénétrer dans des volumes (pores intergranulaires, fissures) plus petits que ceux imprégnés habituellement et de cheminer plus loin de la source d'injection.

Ceci est possible par l'abaissement de la viscosité et de la résistance au cisaillement, par augmentation de la résistance du coulis à l'essorage ou par la diminution de la dimension des grains en suspension dans le coulis.

- L'abaissement de la viscosité est obtenu, à teneur en matière sèche constante, par l'ajout d'additifs à action fluidifiante qui permettent de défloculer les amas de grains qui se forment spontanément dans le coulis. Ces additifs peuvent être dérivés de produits naturels d'origine organique (lignosulfonates) ou à partir de produit de synthèse (polyacrylate ou naphthalène sulfonate).

- L'augmentation de la résistance du coulis à l'essorage s'obtient par addition de produits qui diminuent la filtration des coulis. Ces additifs (peptisants ou polymères) agissent par dispersion des grains du coulis.
- La diminution du diamètre des grains en suspension dans le coulis consiste en une opération de subroyage et d'écrêtage des différents produits solides entrant dans la composition du coulis. C'est une méthode économiquement lourde qui permet généralement de diviser le diamètre des grains en suspension par un facteur de 2 à 3 ; soit de 15 à 5 microns (Valeur Blaine : 3500 à 8000 cm²/g)

Utilisation : injection de consolidation ou d'étanchement de sols granulaires à porosité fine et de roches finement fissurées.

COULIS A RESISTANCE MECANIQUE AMELIOREE

On cherche à augmenter la résistance finale du coulis par un traitement qui ne modifie pas les autres caractéristiques (teneur en matières sèches ou viscosité) ou par addition de matériaux économiquement plus intéressants que les composants d'origine.

- La première technique consiste à augmenter le rapport C/E. Ce gain peut être obtenu, à viscosité constante, par addition d'un plastifiant réducteur d'eau.
- La seconde technique nécessite l'ajout de produits réactifs siliceux qui se combine avec la chaux du ciment. Ces produits siliceux peuvent être d'origine naturelle (pouzzolanes réactivés) ou artificielle (cendres volantes, vapeur de silice condensée) qui sont généralement des sous-produits de l'industrie. Ces produits peuvent être accompagnés d'activants tels que la soude ou le carbonate de sodium.

Utilisation : Injection de consolidation principalement, résistance aux eaux agressives (fumée de silice).

COULIS A RESISTANCE AU DELAVAGE AMELIOREE

Le but recherché est d'éviter le délavage des coulis lorsqu'ils doivent être injectés dans des volumes largement ouverts remplis d'eau et plus particulièrement dans des volumes parcourus par un courant d'eau. On accède à ce but en accélérant la rigidification du coulis ou par augmentation de la viscosité et surtout de la cohésion du coulis.

- La rigidification qui peut être pratiquement instantanée dans certains cas empêche le délavage de se produire. Le contrôle de la vitesse de rigidification permet de régler la pénétrabilité du coulis.
- L'augmentation de la viscosité et de la cohésion des coulis à l'interface coulis-eau est obtenue par addition de floculants, coagulants ou d'épaississants d'origine organique.

Utilisation : injection d'étanchement principalement en milieu granulaire ou fissuré ouvert partiellement ou totalement, saturé en eau.

2.2.5 COULIS D'ARGILE TRAITEE

Ces coulis d'argile ne sont que des suspensions d'argile dans l'eau additionnées de produits chimiques convenables pour permettre une injection satisfaisante. L'expérience montra qu'après injection la suspension sédimente et même dans certains cas s'essore et qu'il reste dans le terrain une pâte relativement consistante.

On peut ainsi réaliser des écrans étanches susceptibles de résister à des charges d'eau appréciables. Par contre ces produits n'ont pratiquement aucune résistance mécanique. On ne peut donc pas les utiliser pour les traitements de consolidation.

Les dimensions des grains de l'argile (inférieure au centième de millimètre) lui permettent d'être utiliser pour obturer les interstices les plus fins du sol. Mais il faut pour cela que l'argile soit défloculée au maximum. Cette opération est difficile à réaliser et d'un coût parfois exorbitant.

Parmi les techniques utilisées pour défloculer les argiles on citera [CAM 64] :

- l'agitation mécanique qui ne donne pas généralement satisfaction lorsque le dosage en argile est faible,
- l'utilisation des ultrasons qui reste une technique de laboratoire, serait hors de prix lorsqu'il s'agit de traiter des quantités industrielles de coulis.
- L'augmentation du pH du coulis à une valeur voisine de 12 par ajout d'un produit chimique approprié. La stabilité de la suspension passe alors par un maximum comme l'indique les résultats du tableau suivant (d'après Cambefort) :

Tableau 2.1 : sédimentation d'un coulis d'argile en fonction du pH

pH de la solution	Sédimentation en 24 h (mm)
3.77	10
11.6	0.54
12.6	11

Si l'on remarque que la sédimentation diminue progressivement quand le pH augmente jusqu'à 12, et qu'au-delà de cette valeur elle augmente très brutalement, on comprendra pourquoi une méthode aussi simple n'est pas utilisée. On ne peut pas demander à un chantier de faire des dosages chimiques aussi précis, ni des mesures de pH exactes.

- L'emploi d'un « peptisant » convenablement choisi. Ce procédé est en général couvert par des brevets. Les résultats dépendent de la nature des argiles, de l'agent peptisant (silicate, soude, CO^3Na^2 , ...) et de la densité du coulis.

Avec la bentonite, on obtient ainsi un coulis thixotrope qui convient parfaitement pour l'injection des sables fins. Pour les autres argiles, le résultat est plus ou moins bon.

Pour ces derniers, on peut remarquer que les coulis ainsi obtenus seront stables, mais qu'une partie de la suspension n'aura pas été défloculée. Les possibilités d'injection de ces coulis seront donc inférieures à celles de la bentonite défloculée.

- L'ajout d'un gel de silice obtenu à partir de silicate de soude et d'un réactif semble être la solution la plus simple pour traiter les argiles.

Le comportement des coulis d'argile est très complexe et il est difficile de prévoir à l'avance leurs caractéristiques. Une bonne indication de départ est fournie par les limites d'Atterberg de l'argile, en particulier par la limite de liquidité. Si celle-ci est supérieure à 60 l'argile peut convenir.

Quelques essais réalisés par FLORENTIN et HERITEAU montrent que la densité sèche d'un coulis varie en raison inverse de la limite de liquidité de l'argile. Ces mêmes auteurs définissent le rendement R d'un coulis comme l'inverse de la quantité de matière sèche continue dans un mètre cube de coulis essoré ($R = 1/d_s$). En première approximation ce rendement est proportionnel à la limite de liquidité de l'argile.

2.3 LES SOLUTIONS

La pénétration des suspensions à base de ciment étant limitée par la taille des particules entrant dans leur composition, il était naturel de chercher à utiliser des solutions liquides dont la viscosité se rapproche de celle de l'eau et qui font prise dans un délai compatible avec la technique d'injection (d'une dizaine de minutes à quelques heures).

2.3.1 PROPRIETES RHEOLOGIQUES

Sur le plan rhéologique, les solutions peuvent être assimilées à des fluides newtoniens.

La relation de Newton qui s'écrit : $F = V \{dv/dx\}$ montre que le fluide présente une rigidité nulle et une viscosité indépendante du gradient de vitesse.

Une analyse de viscosité des divers coulis chimiques pendant l'intervalle de temps qui sépare leur préparation de la prise en masse met, cependant, en évidence des différences notables qui conduisent à établir une classification :

- Coulis newtoniens non évolutifs : dont la viscosité est pratiquement constante dans le temps jusqu'à la prise : c'est le cas des monomères organiques dissous dans l'eau (acrylamides, phénoplastes, aminoplastes).
- Coulis newtoniens évolutifs : dont la viscosité croît dans le temps. Appartiennent à cette catégorie essentiellement les solutions colloïdales (gels de silicate de soude, de lignochromes...).

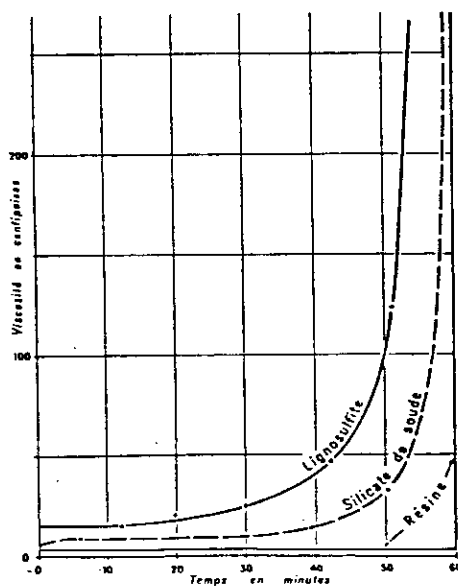


Fig. 2.8 : Comportement rhéologique de divers coulis chimiques (d'après Cambefort)

2.3.2 LES COULIS DE SILICATE DE SOUDE

Les coulis à base de silicate de soude sont des liquides composés de silicate de soude plus ou moins dilué additionné à un durcisseur. La réaction chimique du durcisseur sur le silicate conduit à la formation d'un « gel » dont les propriétés (temps de prise, synérèse, etc...) sont différentes suivant que le gel est à l'état pur ou injecté dans un terrain.

Nous distinguerons les propriétés :

- des composants du coulis,
- du coulis,
- du gel pur,
- du terrain,
- du terrain injecté.

Il est donc essentiel de faire la distinction entre les propriétés du gel pur et celles d'un terrain injecté.

L'injection de coulis à base de silicate pour imprégnation des sols est pratiquée lorsque la finesse et la faible perméabilité des terrains n'autorisent plus l'imprégnation par des coulis du type suspension.

Suivant la formule du coulis employée, le gel de silicate obtenu aura des propriétés d'étanchement et/ou de consolidation, provisoires ou permanentes.

2.3.2.1 COMPOSITION DES COULIS DE SILICATE

SILICATE DE SODIUM

Le silicate de sodium est une solution aqueuse de silice colloïdale en milieu alcalin de formule générale : $n \text{ Si O}_2, \text{ Na}_2\text{O}$ n : rapport moléculaire

Il est caractérisé par :

- son rapport pondéral $R_p = \text{SiO}_2 / \text{Na}_2\text{O}$
- sa densité, exprimée en gramme par millilitre à 20° C, en degrés Baumé (° Bé) ou en degrés Twaddle (° Tw)
- sa concentration qui est liée à la teneur en poids des divers constituants : % SiO_2 , % Na_2O , % impuretés éventuelles, % eau.
- sa viscosité qui s'exprime en : milli-Pascal-seconde (m Pa.s) ou en centipoise (cP) est fonction de R_p , du % d'extrait sec et de la température.
- son alcalinité (pH) : les silicates de soude liquides de $R_p = 3$ à 4 ont un pH de 10.5 à 11.5.

Les silicates de sodium liquides habituellement utilisés ont un rapport pondéral R_p compris entre 3 et 4 et une densité comprise entre 30° et 42° Bé (52° et 82° Tw)

REACTIFS OU DURCISSEURS

On en distingue deux grandes classes : les réactifs minéraux et les réactifs organiques

➤ Réactifs minéraux

Les réactifs minéraux contiennent des cations qui neutralisent l'alcalinité du silicate. Pour que le temps de prise soit suffisamment retardé et compatible avec le temps de mise en œuvre, le silicate doit être fortement dilué. Ils sont donc utilisés essentiellement en traitement d'étanchéité (gel mou).

Les plus employés sont : le bicarbonate de soude et l'aluminate de soude. D'autres produits minéraux tels que le chlorure de calcium ont été utilisés en consolidation de terrains. Ces derniers, qui provoquent des temps de prise presque instantanés, conduisent à des gels de très faible pénétrabilité qui ne permet pas de traiter des terrains par imprégnation. On peut citer aussi : l'acide chlorhydrique, la chaux, les sels de soude et de potasse,...

➤ Réactifs organiques :

Les réactifs organiques agissent par une réaction de saponification qui libère des acides organiques dont la cinétique peut être réglée par les proportions de chacun des constituants ; ils peuvent être utilisés indifféremment pour la préparation de gel mou (étanchéité) ou gel dur (consolidation) avec une faible dilution du silicate.

On peut citer :

- mono-ester : acétate d'éthyle,
- di-esters : mélange de succinate, adipate, glutarate de méthyle ou d'éthyle,
- tri-ester : triacétine,
- aldéhyde : glyoxal.

et d'autres plus rarement utilisés : acide citrique et carbonate d'éthyle.

EAU

L'eau utilisée pour la préparation du coulis ne doit pas contenir une trop grande proportion de matières organiques ou minérales qui pourraient modifier le processus de gélification ou altérer les qualités du gel. En particulier, l'eau de mer et les eaux saumâtres sont à exclure pour la préparation des coulis à base de silicate.

2.3.2.2 CARACTERISTIQUES DU GEL DE SILICE

Dans l'étude des caractéristiques des coulis, il convient de distinguer l'état liquide de l'état durci.

2.3.2.2.1 ETAT LIQUIDE

Les principales caractéristiques d'un coulis à base de silicate à l'état liquide sont :

VISCOSITE : C'est la caractéristique principale des coulis de silicate puisqu'elle fixe la vitesse de pénétration du coulis dans un terrain de perméabilité donnée et pour une pression d'injection donnée. Pour une température donnée, la viscosité initiale d'un coulis de silicate dépend :

- du rapport pondéral R_p du silicate et de sa concentration dans le coulis. Celle-ci s'exprime soit par le rapport β :

$$\beta = \frac{\text{volume d' eau}}{\text{volume de silicate}}$$

soit par le rapport volumétrique silicate/eau : 70/30, 50/50, 40/60 par exemple.

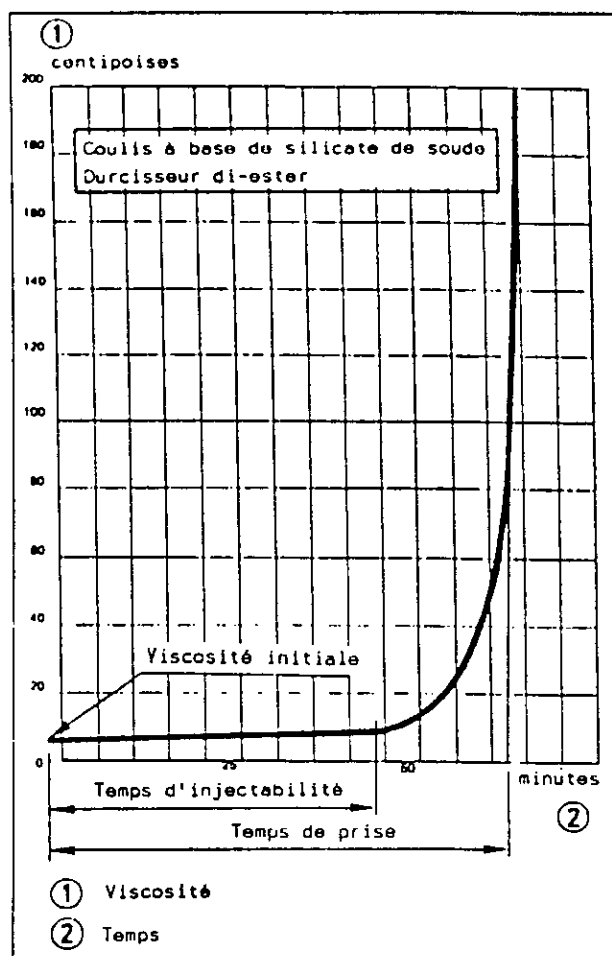
- de la nature et la concentration en réactif exprimée par le rapport α :

$$\alpha = \frac{\text{poids de réactif}}{\text{volume de silicate}}$$

La viscosité initiale est également fortement influencée par la température.

La viscosité évolutive jusqu'au temps de prise conditionne la notion de temps d'injectabilité.

Fig. 2.9 : Evolution de la viscosité en fonction du temps (d'après l'AFTES)



TEMPS DE PRISE : défini comme le temps écoulé entre le début du mélange (silicate + réactif) et l'instant où le coulis devient suffisamment rigide pour ne plus couler. C'est la deuxième caractéristique importante d'un coulis de silicate puisqu'il détermine le temps pendant lequel l'injection est possible.

La durée d'injectabilité d'un coulis qui est la période pendant laquelle la viscosité évolue peu correspond à environ $\frac{3}{4}$ du temps de prise.

Le temps de prise est généralement réglable de quelques minutes à 120 minutes et dépend :

- de la nature du silicate (rapport Rp, extrait sec),
- de la concentration en silicate,
- de la nature et de la concentration du durcisseur (taux de neutralisation),
- de la température,
- du milieu injecté (nature du sol, présence d'eau, de sels, etc...).

2.3.2.2.2 ETAT DURCI

Après gélification, le produit plus ou moins dur obtenu, présente différentes caractéristiques :

- résistance mécanique,
- expulsion d'eau (synérèse),
- résistance au délavage (ou dissolution).

Les mesures de ces caractéristiques effectuées en laboratoire, orientent le choix d'un coulis en fonction des résultats souhaités. Chacune de ces caractéristiques dépend essentiellement du dosage des divers constituants du coulis.

RESISTANCE MECANIQUE

La résistance à la compression des gels purs est fonction de:

- la concentration en silicate dans le coulis (R_p , β) : la résistance croît avec le taux de silice,
- le taux de neutralisation : la résistance croît avec le taux de neutralisation,
- la vitesse d'application de charge.

A titre indicatif, on peut dire que R_c varie de moins 0.1 MPa à 5 Mpa pour des concentrations en silicate de moins 20 % à 70 %.

La résistance mécanique du gel pur ne présente que peu d'intérêt, puisque le coulis est intimement fixé par les constituants du sol.

Afin de comparer les performances des divers réactifs et dosages en silicate, de nombreux essais ont été pratiqués sur des éprouvettes obtenues par imprégnation en laboratoire de colonnes de sables. Les conditions de ces essais ont été normalisées.

L'évolution de la résistance à la compression simple en fonction des concentrations en silicate et en réactif, mesurée sur des éprouvettes de sable de Fontainebleau injecté, est illustrée, figure ci dessous.

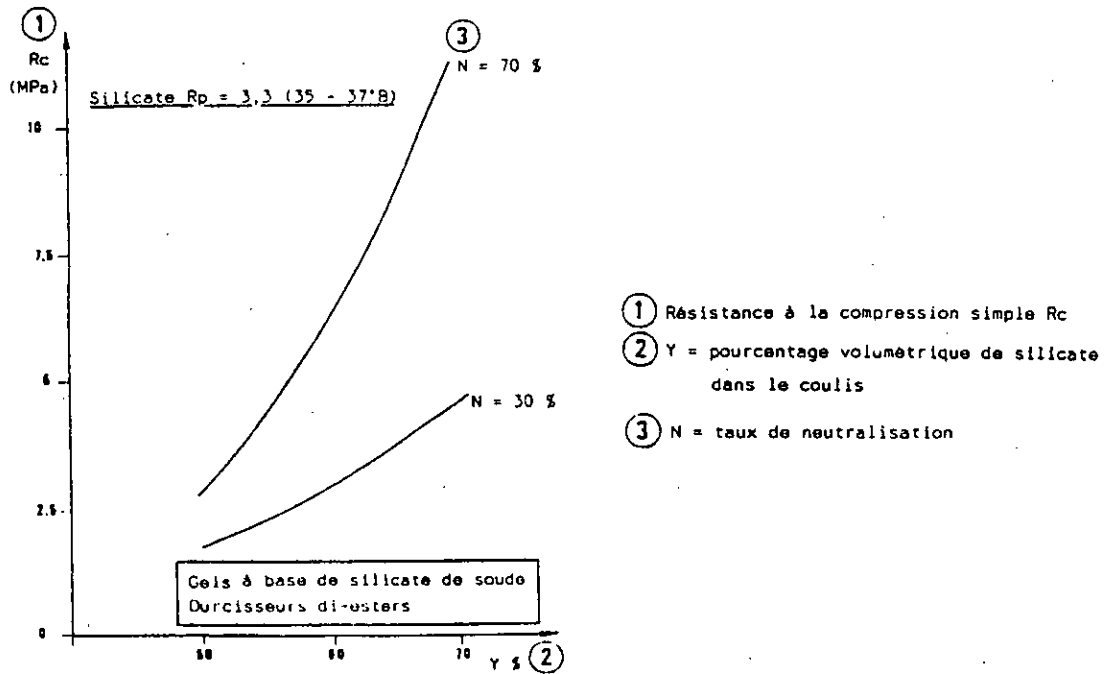


Fig. 2.10 : Résistance à la compression simple : influence de la teneur volumétrique en silicate et du taux de neutralisation (d'après l'AFTES)

SYNERESE

Elle se manifeste par une expulsion d'eau, généralement alcaline, accompagnée d'une contraction du gel. Ce phénomène dure en général trente à quarante jours après la prise.

Le phénomène de synérèse chiffré par le rapport (eau expulsée / volume de gel initial), dépend de la nature et de la concentration des différents constituants du coulis. Il peut être négligeable. Suivant la nature des durcisseurs, l'évolution du taux de synérèse peut prendre des allures différentes.

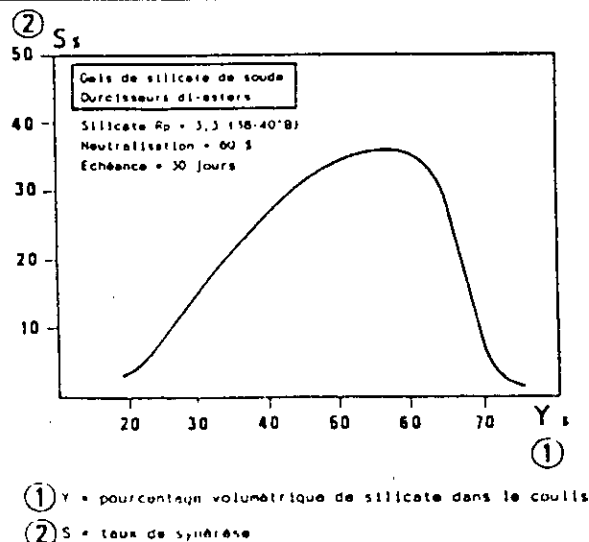


Fig. 2.11 : Synérèse sur gel pur en fonction de la teneur volumétrique en silicate (d'après l'AFTES)

RESISTANCE AU DELAVAGE

La résistance au délavage et à la dissolution du gel dépend de la concentration en silicate et du stade atteint dans la réaction de gélification, lui-même fonction de la concentration en réactif.

2.3.2.3 TYPES DE GELS

La possibilité, en faisant varier la nature et la concentration des différents constituants, d'obtenir des coulis de caractéristiques rhéologiques et mécaniques très différentes, permet leur utilisation dans un domaine très étendu.

Ainsi en fonction de la concentration du coulis en silicate, on peut distinguer : les gels mous ou gels d'étanchement et les gels durs ou gels de consolidation.

LES GELS MOUS sont des gels à très faible dosage en silicate, où le processus de gélification est obtenu le plus généralement par ajout d'un réactif minéral (bicarbonate ou aluminat de soude). Leur très faible viscosité (voisine de celle de l'eau) permet l'injection de sables très fins et ils sont utilisés pour leur étanchement. Ils ont des résistances en compression faibles. Ils peuvent également être utilisés en terrain rocheux pour l'étanchement des fissures très fines.

LES GELS DURS sont obtenus à partir de coulis fortement dosés en silicate et en réactifs organiques. La quantité de durcisseur est choisie pour atteindre le taux de neutralisation optimal. Les réactifs les plus courants sont des esters ou des aldéhydes.

Leur viscosité initiale peut atteindre 30 mPa.s pour les gels les plus concentrés. La résistance à la compression des sables traités avec ces gels varie de 0.2, 0.3 à plus de 6 MPa. Ces gels sont utilisés pour la consolidation des terrains granulaires. Ils peuvent également être injectés dans des rochers finement fissurés.

2.3.2.4 PROPRIETES DES TERRAINS TRAITES AU GEL DE SILICATE

2.3.2.4.1 GEL D'ETANCHEMENT (gel mou)

Perméabilité

Les traitements permettent en général de réduire les perméabilités jusqu'à 10^{-6} m/s et parfois, dans des cas particuliers, jusqu'à 10^{-7} m/s moyennant un traitement plus élaboré.

Résistance

Les gels d'étanchement ne confèrent pas, en général, de résistance mécanique au terrain traité. Toutefois, dans le cas de terrains granulaires fins et homogènes correspondant aux conditions optimales d'emploi (surface spécifique de 100 à 1000 cm^{-1}) des résistances maximales à la compression simple de 0.2 MPa sont obtenues pour des pressions d'injection modestes.

La résistance au cisaillement de ces gels est de l'ordre de quelques kPa.

Pérennité

La perméabilité d'un traitement peut éventuellement augmenter dans le temps sous l'effet de différents facteurs tels que : le délavage, l'érosion et la synérèse.

Pour que le phénomène de synérèse se manifeste, le gel doit être libre de contracter. Les terrains granulaires fins empêchent la contraction du gel alors qu'au contraire, les terrains plus grossiers peuvent la laisser apparaître.

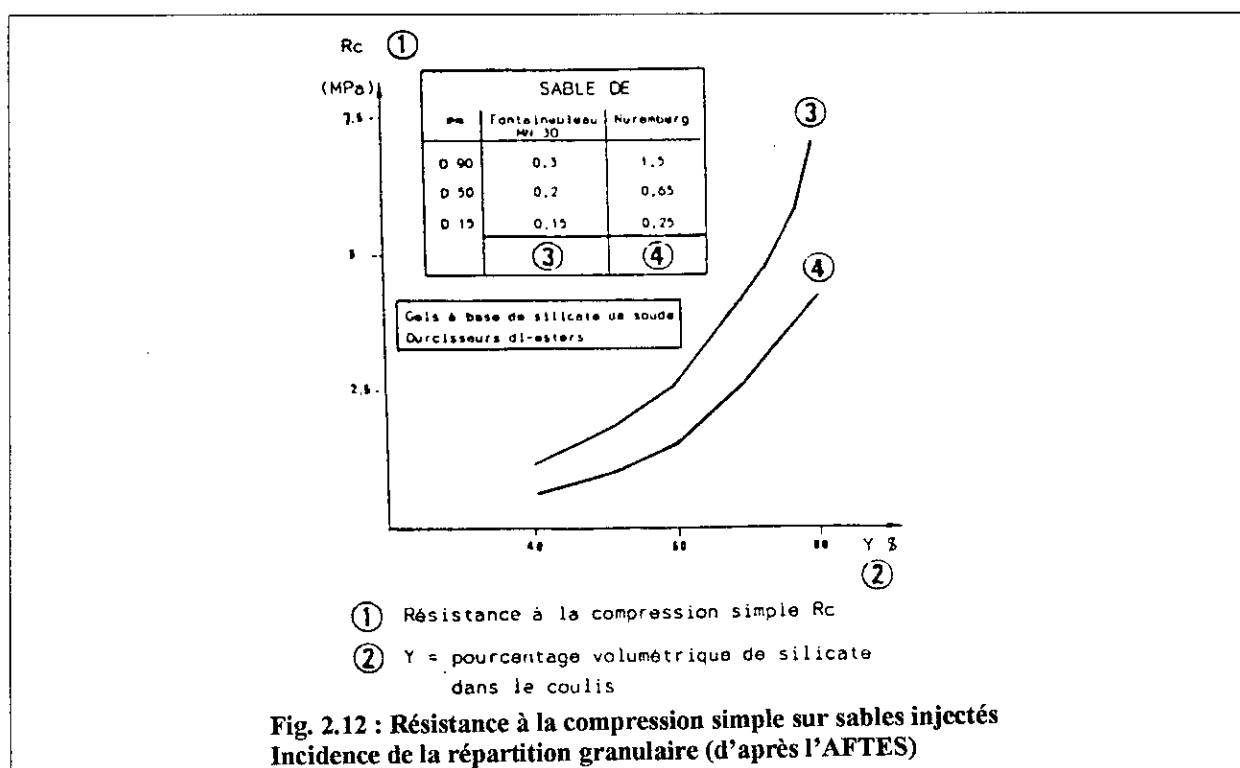
A titre d'exemple, pour les réactifs minéraux les plus couramment utilisés dans des traitements provisoires ou permanents, l'aluminate de soude donne au gel pur, les taux de synérèse les plus faibles. Il est réservé, en pratique, au traitement des terrains granulaires grossiers. Le bicarbonate de soude qui conduit à des gels à taux de synérèse plus élevé est couramment appliqué au traitement des terrains granulaires fins et très fins.

2.3.2.4.2 GEL DE CONSOLIDATION (gel dur)

Ils sont principalement utilisés pour leur faculté de conférer au terrain de la résistance mécanique. Les gels de consolidation apportent également un étanchement aux terrains traités. La résistance mécanique obtenue dépend de plusieurs familles de facteurs :

➤ Le terrain intervient par :

- la répartition granulaire : plus un terrain granulaire imprégnable sera fin et plus la résistance mécanique obtenue sera élevée,



- la compacité : elle influe dans le même sens que la finesse des grains.

➤ Le coulis intervient par :

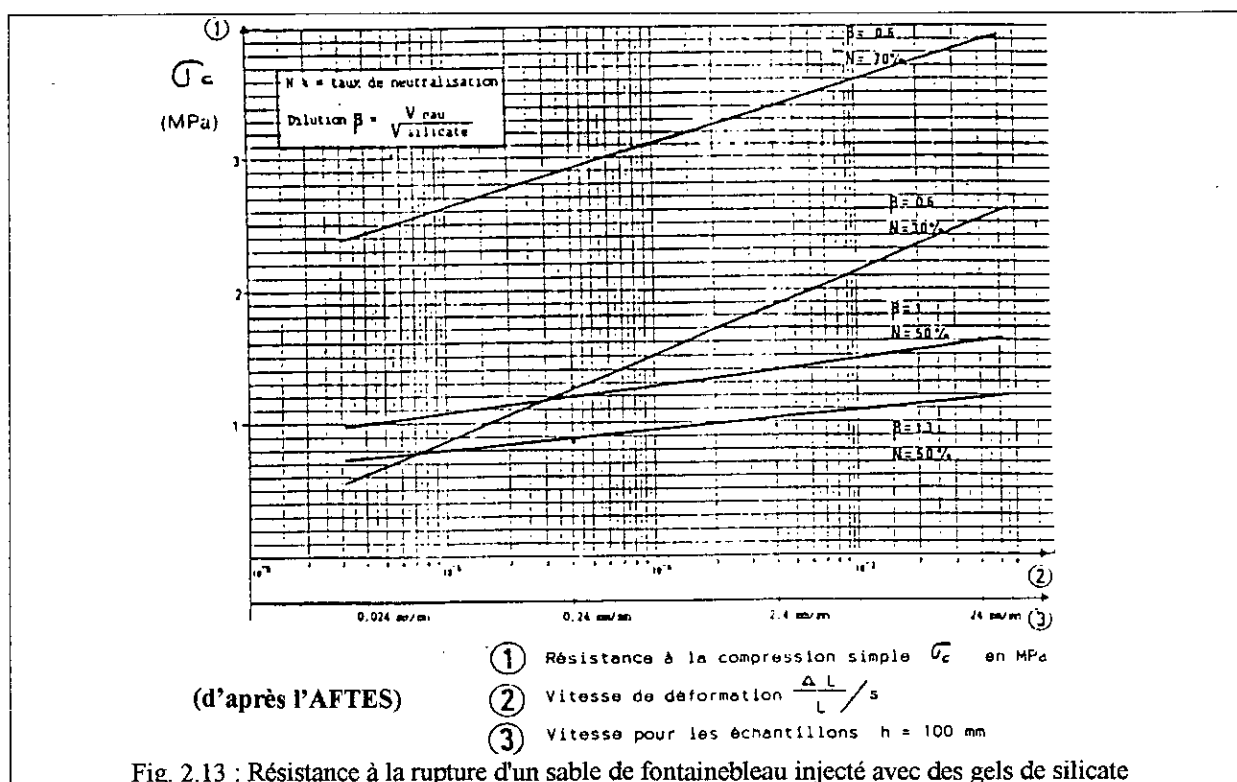
- le rapport pondéral du silicate et sa densité,
- son dosage dans le coulis (ce facteur est prépondérant),
- la nature et le dosage des durcisseurs.

➤ l'exécution de l'injection intervient par :

- le taux de remplissage des vides du terrain. Il est lié directement à la densité et à la répartition judicieuse des points d'injection, et à la durée de l'injection,
- la pression de fin d'injection atteinte. D'une façon générale, plus la pression de fin d'injection sera élevée, plus la résistance mécanique du terrain traité sera également élevée.

La quantification de la résistance mécanique est dépendante :

- du mode de sollicitation : Ce mode peut être voisin du type compression simple ou, au contraire, le terrain sous contrainte peut être confiné et la sollicitation sera du type triaxial.
- de la vitesse de sollicitation : La mesure de la résistance à la rupture d'un sable consolidé par injection d'un gel de silicate est pratiquée généralement par des tests rapides sur éprouvettes. Cependant le phénomène de rupture d'un sable injecté mis sous contrainte est rendu complexe par le caractère fluant des gels de silicate. Ce caractère rend la résistance à la rupture en compression dépendante de la vitesse de sollicitation.



2.3.2.5 APPLICATION DES GELS DE SILICATE

Dès que la structure d'un terrain ne permet plus l'injection au moyen de coulis du type suspension (granulométrie trop fine, faible perméabilité) la mise en œuvre des produits plus fluides, dont les coulis à base de silicate de soude constituent l'exemple type, devient nécessaire. Ces coulis sont en fait les produits essentiellement utilisés pour le traitement des sols granulaires.

Leur utilisation est souvent précédée par une injection de coulis à base de ciment ayant pour but le remplissage des vides les plus importants du milieu à traiter.

Leurs propriétés principales :

- liquide de faible viscosité initiale,
- coulis à temps de prise réglable,
- coulis conférant une résistance mécanique,
- coulis conférant un bon taux d'étanchement,

les rendent particulièrement intéressants du point de vue de l'injection. Ils sont d'une utilisation très souple car la modification de ces propriétés, qui dépend pour partie de la nature des composants, est surtout fonction des variations du dosage.

Tous ces paramètres sont dépendants les uns des autres, et le choix d'un coulis sera généralement orienté en fonction d'une caractéristique principale.

2.3.3 LES RESINES

Les résines sont des solutions de produits organiques dans l'eau ou dans un solvant non aqueux capable de conduire, à température ordinaire et en milieu fermé, à la formation d'un gel de propriétés mécaniques spécifiques.

On distingue différents types de résines qui se caractérisent par leur mode de réaction ou durcissement :

- La polymérisation, provoquée par l'addition de catalyseurs (ex. résines acryliques),
- La polymérisation et la polycondensation provoquées par le mélange de deux constituants (ex. résines époxy, résines aminoplastes).

En général, le temps de prise est réglable ou contrôlé par les proportions de réactifs ou constituants mis en présence.

2.3.3.1 CARACTERISTIQUES DES RESINES

Les résines présentent des caractéristiques différentes suivant leur nature et répondent à des exigences que les coulis de ciment et de silicate ne peuvent satisfaire :

- viscosité très basse,
- résistances mécaniques élevées atteintes rapidement (quelques heures),
- temps de prise réglable de quelques secondes à plusieurs heures,
- résistance à l'agressivité des eaux,
- comportement rhéologique particulier (pseudo-plastique),
- réactivité avec l'eau du terrain.

Elles sont utilisées aussi bien pour la consolidation que pour l'étanchement, là où la pérennité est nécessaire et où aucun autre coulis n'est injectable.

2.3.3.2 PRODUITS UTILISES

RESINES ACRYLIQUES

Présentation : monomères en solution aqueuse.

Réaction : par addition de catalyseurs (système REDOX) on obtient la polymérisation et la réticulation des monomères entre eux.

Dosage : le coulis est préparé par mélange de la résine avec un certain volume d'eau additionné de catalyseurs en quantités variables (0.1 à 5%) suivant le temps de prise souhaité.

Caractéristiques du coulis :

Viscosité voisine de celle de l'eau

Temps de prise réglable

Propriétés du gel : suivant le degré de réticulation, le gel est élastique ou plastique, il gonfle plus ou moins dans l'eau.

Les propriétés mécaniques sur gels purs sont faibles mais peuvent conduire à 1.5 MPa en compression simple sur sable de fontainebleau injecté.

RESINES ACRYLIQUES MODIFIEES

- avec du silicate de soude

Présentation : deux composants en solution aqueuse

Sol.1 : silicate de soude liquide + catalyseur pour la sol.2

Sol.2 : résine acrylique contenant le durcisseur de la sol.1

Réaction : gélification du silicate puis polymérisation de la résine.

Dosage : mélange des solutions 1 et 2 après dilution par 100 % d'eau.

Caractéristiques :

Faible viscosité : 2 mPa.s

Bonnes propriétés mécaniques

Gonfle dans l'eau

- avec des polymères (type latex)

Caractéristiques :

Faible viscosité : 15 mPa.s

Bonne adhérence sur béton et roches

Elastique

Très forte résistance à l'extrusion sous pression d'eau

RESINES PHENOLIQUES

Présentation : généralement sous forme de poudre à diluer à l'eau au moment de l'emploi.

Réaction : polycondensation phénol-formol par addition d'un réactif alcalin.

Caractéristiques :

Faible viscosité

Résistance en compression simple élevée sur sable injecté (couramment supérieure à 2 MPa)

RESINES AMINOPLASTES

Présentation : résine en solution aqueuse.

Réaction : polycondensation par addition d'un réactif acide.

Dosage : addition de 1 à 10 % de catalyseur.

Caractéristiques :

Viscosité variant de 10 à 100 MPa.s suivant la qualité de la résine.

Résistance en compression simple sur sable de 3 à 10 MPa.

RESINES POLYURETHANNES

- **Système aquaréactif :**

Présentation : résine liquide souvent en solution dans un solvant ou dans un plastifiant.

Réaction : réagit avec l'eau du site pour former une mousse souple ou rigide.

Dosage : addition éventuelle d'un accélérateur.

Caractéristiques : Viscosité variant de 50 à 1000 MPa.s

- **Système bi-composant :**

Présentation : résine à deux composants liquides.

Réaction : polyaddition d'un polyol sur un polyisocyanate avec formation de mousse rigide.

Dosage : mélange de deux constituants.

Caractéristiques :

Viscosité variant de 100 à 1000 MPa.s.

Résistances mécaniques pouvant être supérieures à 2 MPa.

Tableau 2.2 : application des résines

Type de résine	Nature du terrain	Application
Acrylique	Granulaire très fin Rocher finement fissuré	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Etanchement par traitement de masse ➤ Etanchéité aux gaz (mines, stockage) ➤ Consolidation jusqu'à 1.5 MPa ➤ Consolidation de milieu granulaire soumis à des vibrations
Phénolique	Granulaire très fin	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Consolidation
Aminoplaste	Schistes et charbons	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Consolidation (adhérence sur les matériaux d'origine organique)
Polyuréthane	Gros vides	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Formation de mousse pour colmatage des venues d'eau courante (résines aquaréactives) ➤ Stabilisation ou remplissage localisé (résine bi-composant)

2.4 DOMAINES D'APPLICATION DES COULIS CLASSIQUES

2.4.1 ROCHES FISSUREES ET TERRAINS A FISSURES

La perméabilité de ces terrains a deux origines :

- une perméabilité due aux fissures,
- une perméabilité de la matrice de la roche.

La dimension des ouvertures (fissures) est le facteur prépondérant dans le choix des coulis à mettre en œuvre. Le tableau suivant indique des types de coulis appropriés en fonction de l'ouverture des fissures.

Tableau 2.3 : domaines d'application des coulis en milieux fissurés

Types et dimension des vides	Types de coulis
Vides francs Karsts Fissures décimétriques	Coulis avec charge grossière (graviers) à base de ciment. Coulis cellulaire à base de ciment. Coulis à prise accélérée.
Grosses fissures : supérieures au centimètre	Coulis de ciment avec charge fine (cendre, sable fin, filler). Coulis à prise accélérée. Coulis cellulaire à base de ciment. Coulis de bentonite, argile – ciment. Mousse de polyuréthane. Aminoplaste
Fissures moyennes : 1 mm à 1 cm	Coulis de ciment pur ou additionné de bentonite, argile. Mousses synthétiques. Résine
Fissures fines : 0.5 à 1 mm	Coulis spéciaux à pénétrabilité améliorée. Gel de silicate. Résine acrylique.
Fissures très fines : inférieures à 0.5 mm Matériaux poreux	Bentonite défloculée. Gel de silicate à basse viscosité. Résine acrylique. Résine phénolique

2.4.2 TERRAINS GRANULAIRES

Les paramètres principaux de caractérisation de ces terrains sont la répartition granululaire et la compacité qui définit la dimension des vides intergranulaires. Le coefficient de perméabilité qui en découle est un facteur prédominant dans le choix des coulis à utiliser.



Pour des sables propres, une bonne appréciation du coefficient de perméabilité peut être calculé à partir de la courbe de distribution granululaire en appliquant la relation :

$$K \text{ (m/s)} = A \cdot 10^{-2} \cdot (D_{15})^2 \quad (\text{formule de Sherard})$$

A = 0.2 à 0.6 avec une valeur la plus fréquente de 0.35

D₁₅ : dimension de la maille du tamis en mm, laissant passer 15 %, en poids, de sable.

Tableau 2.4 : domaine d'application des coulis en terrains granulaires

COULIS		Consolidation (C) Ou Etanchement (E)	 Domaine d'application courant  Domaine limité par le prix de revient																	
CIMENT		C																		
ARGILE-CIMENT		E																		
COULIS AVEC CHARGES		E																		
COULIS CELLULAIRE		C																		
GEL D'ARGILE BENTONITE défloculée rigidifiée		E																		
COULIS à pénétration améliorée		EC																		
EMULSION DE BITUME		E																		
GEL DE SILICE	Consolidation	Concentré	C																	
		Faible viscosité	C																	
	Etanchement	Concentré	E																	
		Très dilué	E																	
RESINES	ACRYLIQUE		E																	
	PHENOLIQUE		C																	
CARACTERISTIQUES DU TERRAIN		Perméabilité		10 ⁻⁷	10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹	1									
		Initiale k (m/s)																		
		Alluvions grossières, prétraitées Alluvions fines (graviers et sable, sables, sables silteux)									Terrains grossiers, éboulis Alluvions grossières									

III MATERIEL D'INJECTION

Les travaux d'injection comportent deux opérations distinctes : la perforation du terrain et l'injection proprement dite. Ces opérations nécessitent un matériel précis qui dépend de la nature du sol, de la morphologie du terrain et des conditions de travail.

3.1 LA PERFORATION

La perforation des terrains est l'action qui consiste à créer un espace cylindrique soit par repoussage latéral des matériaux sur la périphérie soit par leur évacuation. Le matériel de foration doit être adapté aux conditions d'exécution du chantier (accessibilité, profondeur de perforation, type de terrain et matériaux à forer, etc ...)

3.1.1 PAR REPOUSSAGE DES MATERIAUX

Ce procédé est utilisé dans les terrains tendres. On distingue deux variantes :

3.1.1.1 Fonçage par percussion : le train de sonde, terminé par une crépine robuste à pointe, est composé d'éléments de tubes courts de 1,50 mètres filetés, et assemblés au fur et à mesure de leur enfoncement obtenu en frappant à la masse ou au mouton un chapeau ou tête de battage qui protège le filetage supérieur (fig. 3.1a)

3.1.1.2 Fonçage par injection : pour faire pénétrer dans le terrain une colonne de tubes, on peut injecter à sa base de l'eau sous forte pression. Ce jet désagrège les matériaux lavés et expulse les fines particules rencontrées sur la périphérie en créant un vide dans lequel descend la colonne suspendue à un engin de levage. On réalise ainsi un forage à la lance soit au moyen d'une pointe précédant une crépine à son extrémité (pointe filtrante : fig. 3.1b) soit au moyen d'une crépine à tiroir mobile (fig. 3.1c).

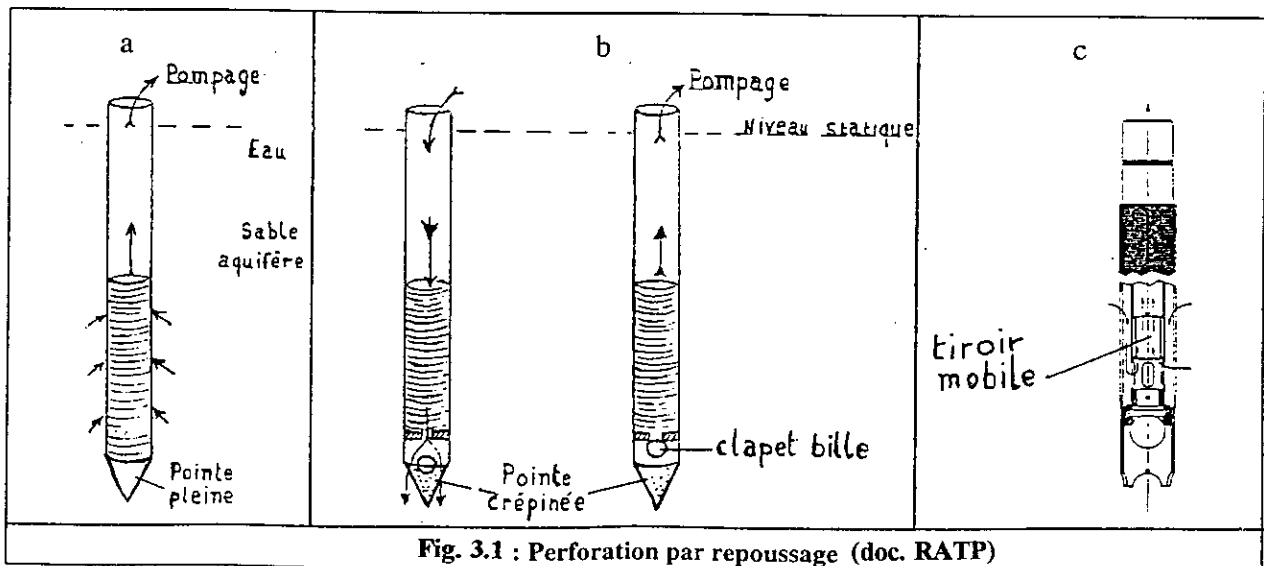


Fig. 3.1 : Perforation par repoussage (doc. RATP)

On utilise de l'eau dont la pression est donnée par une pompe centrifuge. De la boue peut être utilisée jusqu'à 7 bars ; on a alors une évacuation partielle des matériaux et la colonne de fonçage peut être retirée sans risque d'éboulement. Pour les grandes profondeurs jusqu'à 70 mètres environ, on utilise des pompes à piston et clapets, la pression peut atteindre 100 bars.

3.1.2 PAR EVACUATION DES MATERIAUX

Toutes les méthodes par évacuation des matériaux font appel à un engin de levage ; ils comportent tous un mât, un trépied, un derrick ou une glissière, munis de poulies, câbles ou chaînes formant un mouflage relié à un treuil mécanique, électrique ou hydraulique.

On distingue trois procédés : percussion, havage et rotation.

3.1.2.1 Perforation par percussion : Ce procédé (le plus ancien) consiste à soulever un outil lourd et à le laisser retomber sur le terrain à perforer. Après un certain avancement, il faut remonter le trépan pour extraire les sédiments broyés au moyen d'une curette, cuillère ou soupape.

Ce procédé est tout indiqué pour les formations dures : calcaires, dolomies, anhydrites, grès. Les formations tendres doivent être tubées à l'avancement. On peut atteindre une profondeur de 1000 mètres avec un diamètre de 200 mm à 1 mètre. Cette méthode de perforation est déconseillée dans les terrains plastiques ou les galets alluvionnaires.

3.1.2.2 Perforation par havage : Ce procédé est très employé lorsqu'on veut réaliser des trous peu profonds et de grands diamètres.

On place sur le terrain un élément de tubage denté à la base et on descend à l'intérieur une benne preneuse à coquilles qui effectue le forage proprement dit. Le tube descend par son propre poids ou par un mouvement louvoyant provoqué mécaniquement.

3.1.2.3 Perforation par rotation : un outil, monté au bout d'un train de sonde est animé d'un mouvement de rotation de vitesse variable et d'un mouvement de translation verticale accompagné d'une pression verticale (poids ou pression d'un vérin hydraulique ou pneumatique), permet la foration.

C'est le procédé le plus utilisé. Il existe deux méthodes : perforation par rotation à sec pour les terrains granulaires et perforation par rotation avec un fluide pour tous les types de terrains.

Perforation par rotation à sec : L'outil qui est monté au bout du train de sonde, excave et emmagasine les matériaux. Lorsque le magasin est rempli, on remonte l'ensemble, on le vide en surface et on recommence (fig. 3.2). Il est monté en général sur camion. Il se compose d'un mât, un treuil et un moteur.

Les outils utilisés sont, soit des tarières à hélices, soit des godets (ou buckets) à fond ouvrant, équipés de lames de coupe. Pour les passages durs des couronnes à dents périphériques rechargées à la stellite ou au carbure de tungstène permettent le découpage de la roche.

Cette méthode de foration est adaptée aux terrains tendres et mi-durs jusqu'à 100 bars de résistance à la compression. On peut atteindre avec ce procédé une profondeur maximale de 100 mètres et les diamètres courants vont de 0.40 à 2 m.

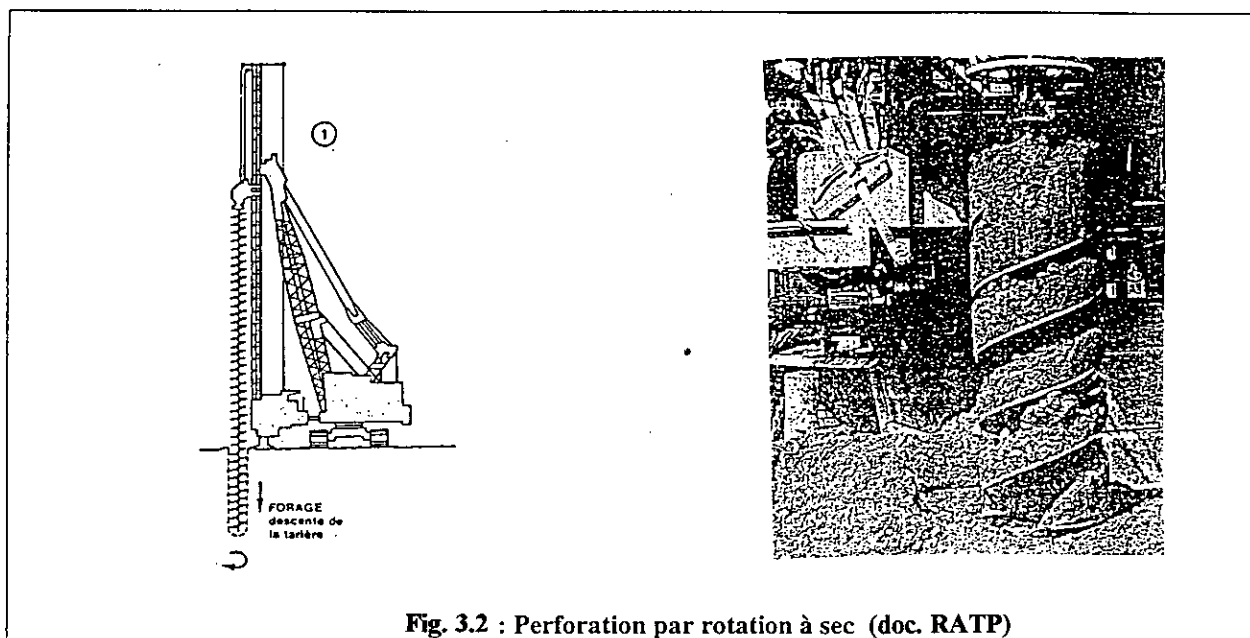


Fig. 3.2 : Perforation par rotation à sec (doc. RATP)

Perforation par rotation avec un fluide : Un train de sonde muni à sa base d'un outil de coupe tourné, une boue dont la composition et la consistance sont fonction du terrain rencontré circule à l'intérieur du train de sonde creux et de l'outil lui-même. Ceci provoque la remontée des déblais détachés du fond par l'outil de coupe (fig. 3.3).

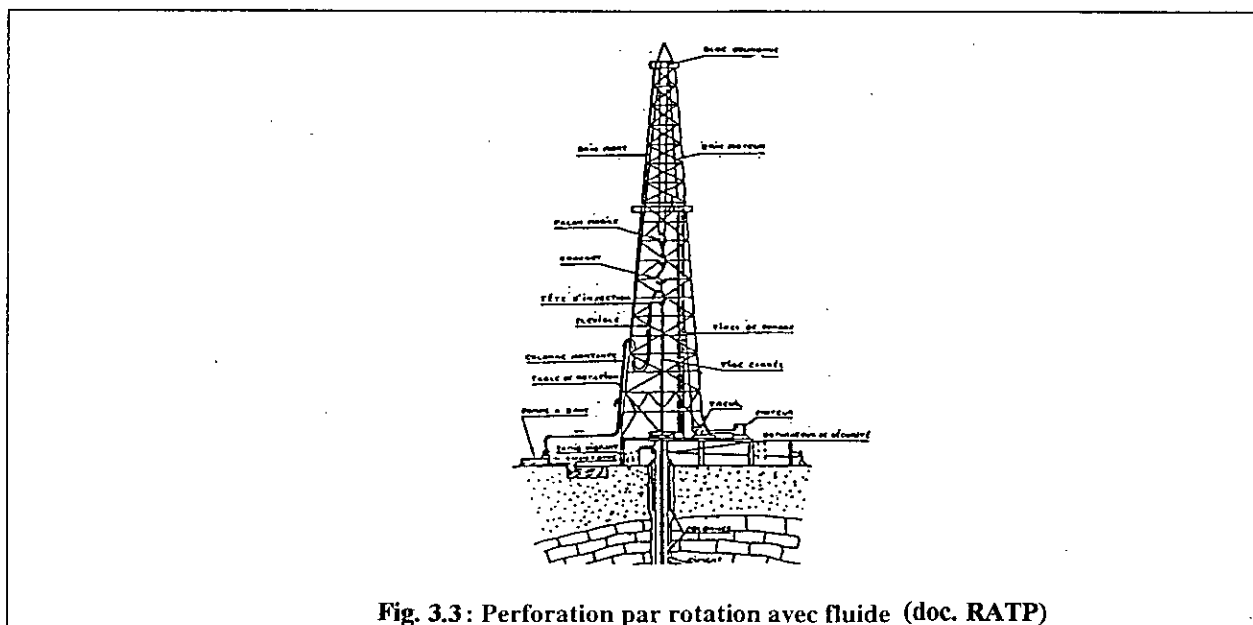


Fig. 3.3 : Perforation par rotation avec fluide (doc. RATP)

Il comprend comme pour les forages à sec, un mât équipé d'un moufle fixe et d'un autre mobile auquel est suspendu le train de sonde ; celui-ci est composé de haut en bas : d'une tête d'injection, des tiges, des masses tiges et de l'outil de coupe.

Les tiges et les masses tiges transmettent le mouvement de rotation à l'outil tout en servant de canalisation à la boue, leur longueur normalisée est de 6 ou 9 mètres.

La tête d'injection supporte la totalité du poids de la garniture, elle est reliée à la pompe de forage par l'intermédiaire d'un flexible. Les pompes sont du type à pistons et clapets, leur puissance hydraulique varie de 10 à 2000 chevaux.

Les outils de forage sont de trois types :

- les outils à lames (fig. 3.4a),
- les outils à molettes (fig. 3.4b),
- les outils à couronnes (fig. 3.4c),
- les outils au diamant (fig. 3.4d).

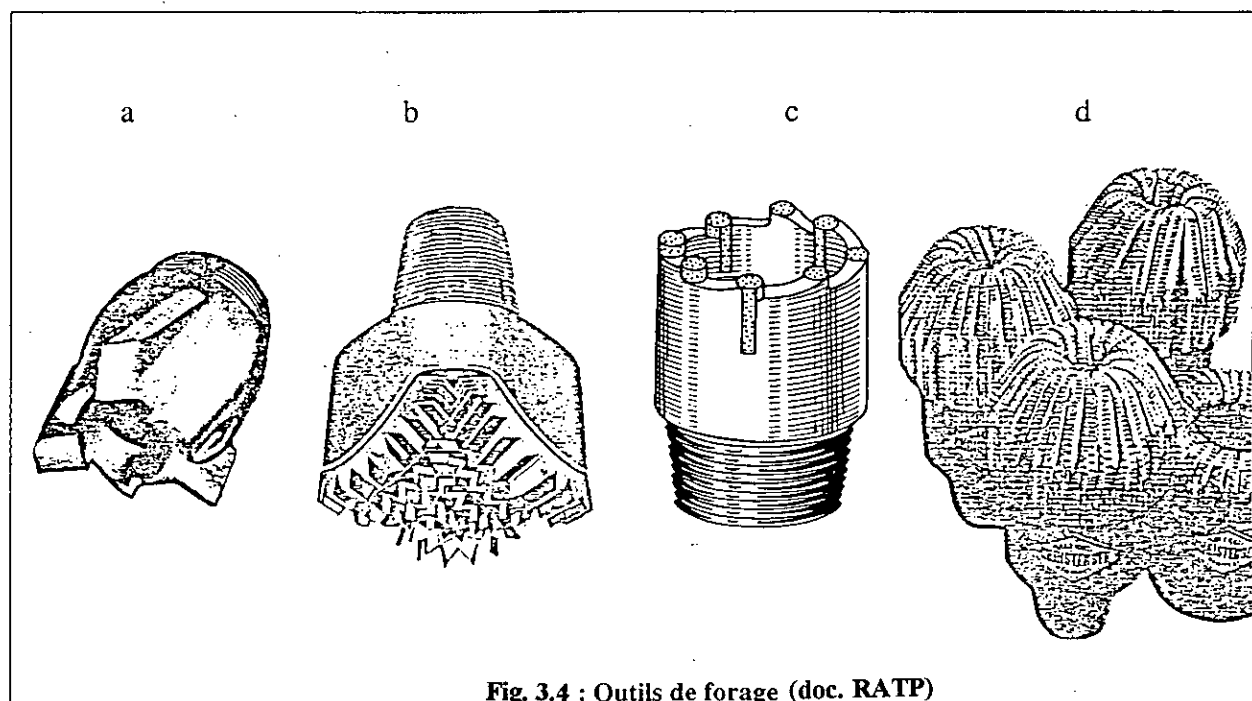


Fig. 3.4 : Outils de forage (doc. RATP)

La technique de la perforation est simple dans les principes mais difficile dans la pratique. Le foreur intervient sur trois éléments :

- Le poids sur l'outil,
- La vitesse de rotation,
- Le débit, pression et composition de la boue de forage.

Les fluides de circulation

Le fluide de circulation le plus utilisé est la boue à la bentonite ; c'est un mélange colloïdal d'une variété d'argile, la bentonite de densité 2.6 finement broyée. La dimension des particules est inférieure au micron. Elle s'hydrate en présence d'eau en formant un produit visqueux ou gélatineux connu sous le nom de gel.

Selon sa qualité, la bentonite peut absorber de 12 à 25 fois son volume en eau. La surface spécifique est de 4 à 5 m² par gramme.

Une analyse permanente de la boue doit être effectuée pendant le forage afin de lui maintenir des caractéristiques rhéologiques optimales qui sont :

- Densité : elle est mesurée à l'aide d'un densimètre (balance à boue : fig. 3.5). Au départ, elle est voisine de 1.10 et peut atteindre 2.30 par l'ajout de produits inertes lourds tels que le sulfate de baryum ou baryte.

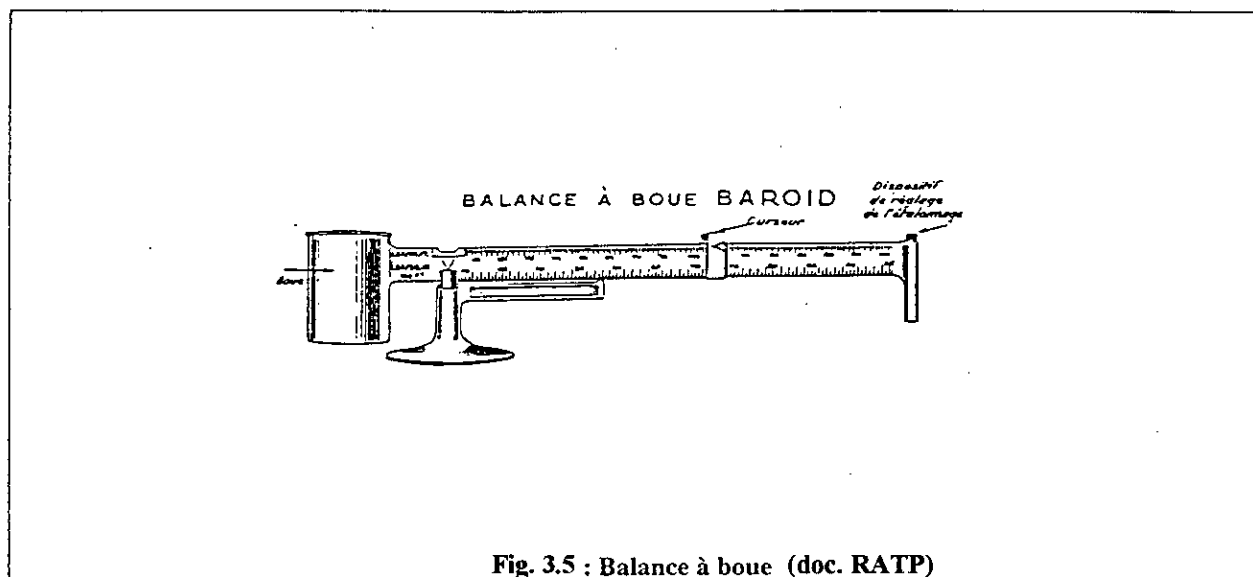


Fig. 3.5 : Balance à boue (doc. RATP)

- Viscosité : elle est mesurée au moyen d'un viscosimètre (entonnoir MARSH : fig. 3.6) ; sa valeur est obtenue par le temps d'écoulement d'un litre de boue filtrée au travers d'un évier de ϕ 4.74 mm disposé à la base d'un entonnoir de capacité 1.5 litres. La boue doit être pompable. La viscosité est liée à la teneur en matières solides ajoutées ou provenant du terrain foré. On doit la maintenir entre 35'' et 60'' Marsh. Elle est ajustée par apport d'eau ou de bentonite ou encore de pyrophosphate, tanin, lignite, etc...
- pH : il doit être compris entre 7.5 et 9.5. On l'augmente par l'apport de soude et on le diminue par l'ajout de polyphosphates acides ou neutres. Les modifications de pH interviennent par apport de gypse ou d'anhydrite provenant du terrain rencontré.

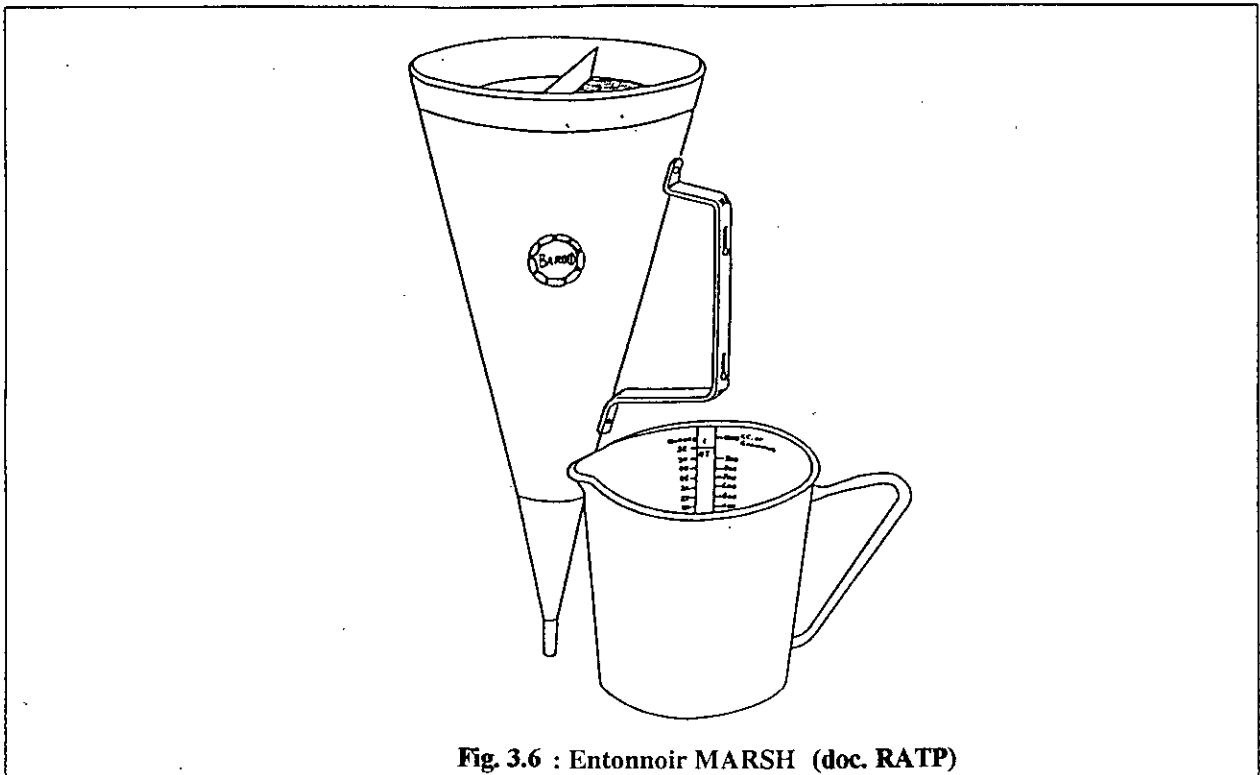


Fig. 3.6 : Entonnoir MARSH (doc. RATP)

- Filtrat : Il est mesuré au filtre presse muni d'un évent (fig. 3.7). On applique pendant 30 mn une pression de 7 bars sur un échantillon de boue de 100 cm³. Le filtrat est recueilli dans une éprouvette graduée placée sous l'évent, la valeur du filtrat doit être inférieure à 20 cm³ à faible profondeur et comprise entre 5 et 10 cm³ à grande profondeur. Le filtrat est ajusté par rajout de bentonite ou d'amidon.

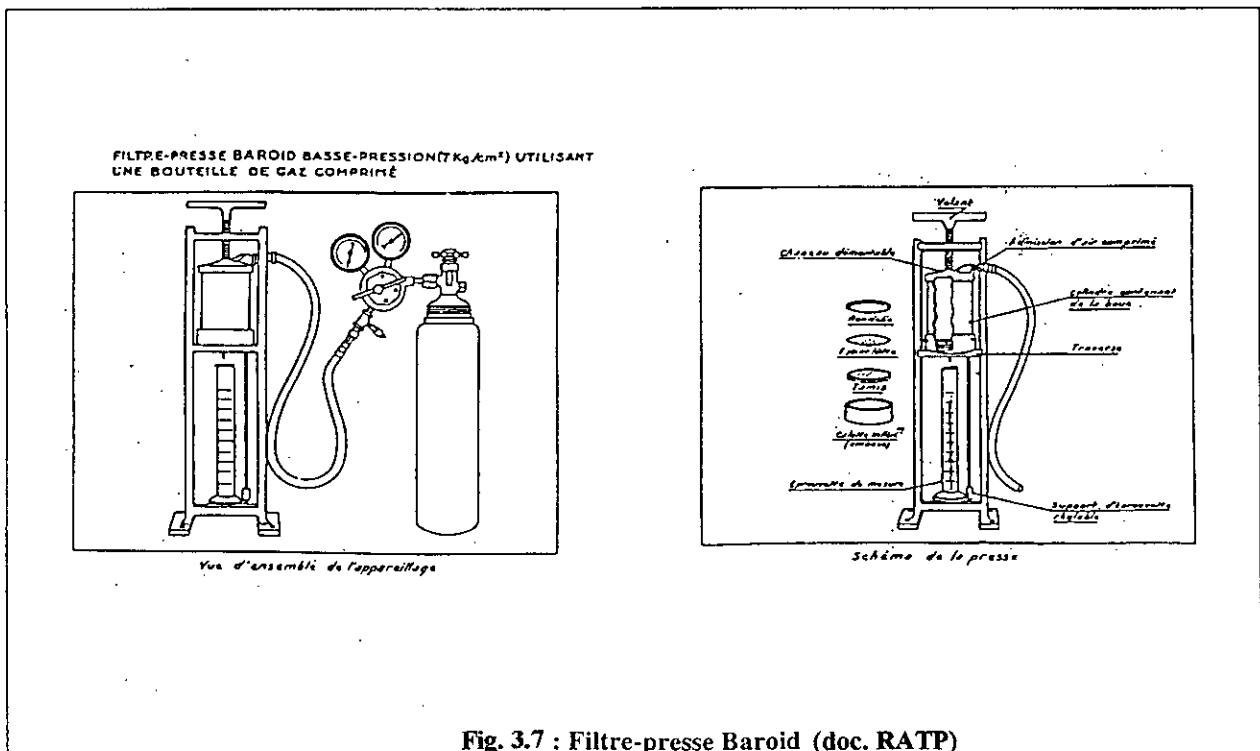


Fig. 3.7 : Filtre-pressé Baroid (doc. RATP)

- Teneur en sable : Elle est mesurée par lavage de la boue dans un élutriomètre (fig. 3.8). Sa valeur doit être inférieure à 3 %. Le dessablage est obtenu par passage de la boue dans un tamis vibrant équipé d'une toile filtrante de 200 mailles par pouce carré. Une boue chargée en sable amène une usure rapide du matériel : pompes, clapets, train de tige et une dépense d'énergie de pompage plus élevée.

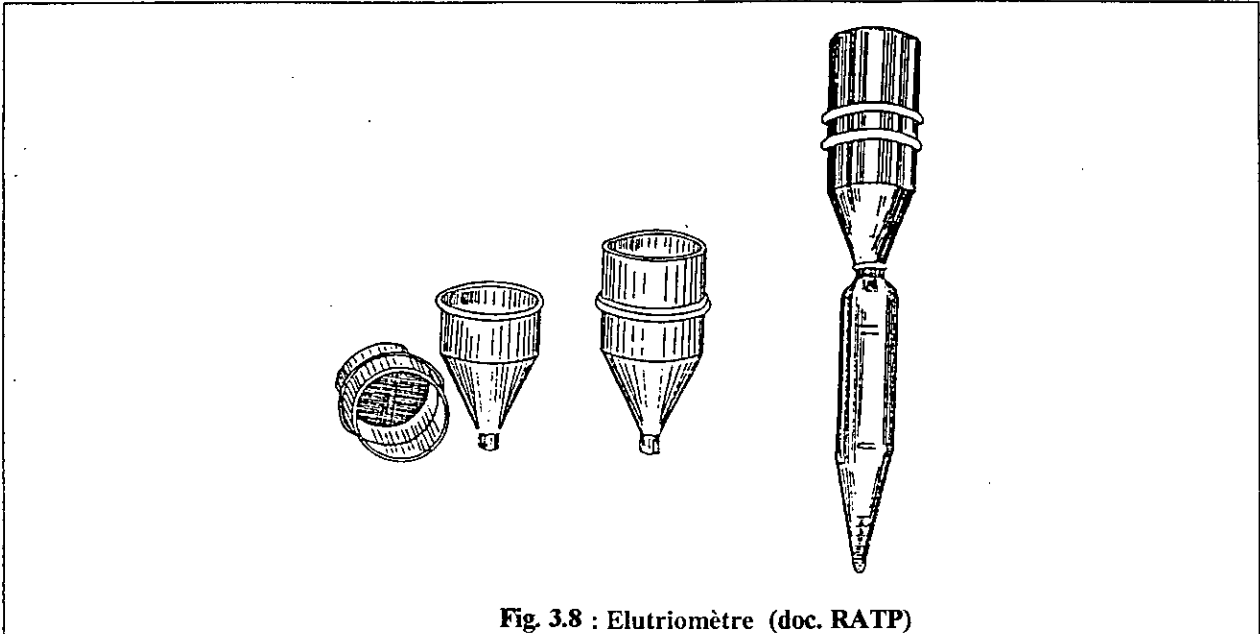


Fig. 3.8 : Elutriomètre (doc. RATP)

Préparation de boue : La bentonite doit être versée dans l'eau en cours de brassage énergétique et non l'inverse : 1 sac de 50 kg de bentonite doit être déversé en continu dans l'eau agitée sur une durée de 15 mn. L'agitation doit être poursuivie pendant au moins une heure avant l'emploi pour obtenir une hydratation complète.

3.1.3 PERFORATION EN SOUTERRAIN

Pour les travaux d'injection en souterrain et particulièrement pour les tunnels, on utilise un matériel léger qui peut se mouvoir à l'intérieur dans un espace exigü. On distingue deux cas : les terrains durs ou rocher et les terrains meubles.

En présence de terrains durs, deux techniques principales de foration sont utilisées :

- la rotation simple,
- la roto-percussion au moyen d'un marteau fond de trou ou bien d'un marteau perforateur pour les faibles profondeurs.

En présence de terrains meubles, deux techniques sont utilisées :

- la foration avec mise en place d'un tubage à l'avancement,
- la foration sans tubage, avec fluide de perforation.

Le tableau ci-après fournit les caractéristiques générales des matériels les plus utilisés dans les travaux souterrains (d'après l'AFTES).

Tableau 3.1 : caractéristiques des matériels de forage dans les travaux souterrains

Ouverture de galerie (m)	Type de foreuse	Diamètre (mm)	Couple (m.kg)	Vitesse (tr/min)	Masse (T)
< 2.5 m	Marteau perforateur pneumatique manuel.	30 à 50	X	X	0.01 à 0.05
	Petit châssis équipés de marteaux pneumatiques.	30 à 65			0.05 à 1
	Stoppeur et semi-stoppeur (utilisé pour soulager le foreur du poids du marteau).	30 à 65			0.1
> 2.5 m	Foreuses sur châssis équipées d'un marteau en tête (hydraulique ou pneumatique).	65 à 100	200 à 300	50 à 150	1.5 à 15
	Foreuses sur châssis équipées d'une rotative et d'un marteau fond de trou.	80 à 200	200 à 600	50 à 100	1.5 à 15

3.2 L'INJECTION

On peut diviser les travaux d'injection en trois opérations plus ou moins distinctes : préparation du coulis, injection du coulis et contrôle de l'injection. Ceci nécessite l'utilisation de matériels divers, choisis selon la nature du terrain, l'importance des travaux, les contraintes urbaines et écologiques, etc...

3.2.1 PREPARATION DU COULIS

Dans la chaîne de préparation du coulis, on trouve successivement les matériels suivants silo et vis d'extraction pour les produits pulvérulents (ciment, bentonite),

- convoyeur à bande pour les charges (sable, cendre),
- cuves pour les liquides (silicate, résines, adjuvants),
- système de pesage et dosage des matériaux (balance, pompe doseuse, bacs jaugés),
- malaxeurs.

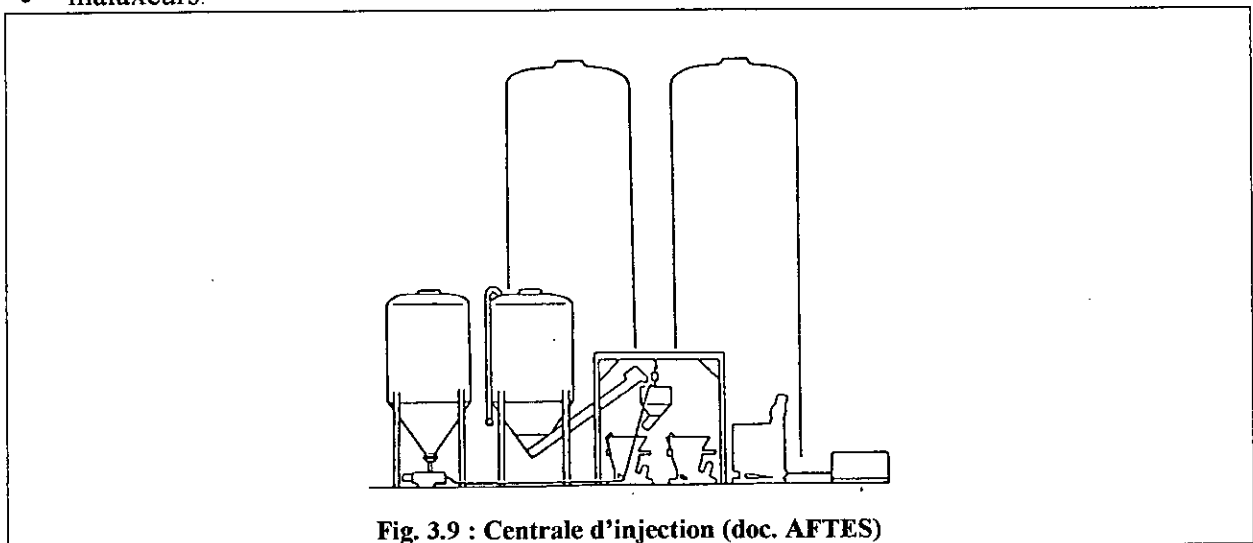


Fig. 3.9 : Centrale d'injection (doc. AFTES)

Suspensions stables et instables

Jusqu'en 1945, la préparation des coulis a été réalisée dans des mélangeurs à simple ou double cuve avec agitateur lent évitant la sédimentation des coulis de ciment. Depuis cette date sont apparus les malaxeurs spéciaux (mélangeur haute turbulence) permettant la fabrication des coulis et mortiers activés, stables et thixotropes. Tous ces malaxeurs sont caractérisés par des turbines ou systèmes de cylindres tournant à des vitesses de 1200 à 3000 tr/mn.

Les coulis malaxés sont généralement stockés dans des cuves de reprise ou des "patouilleurs".

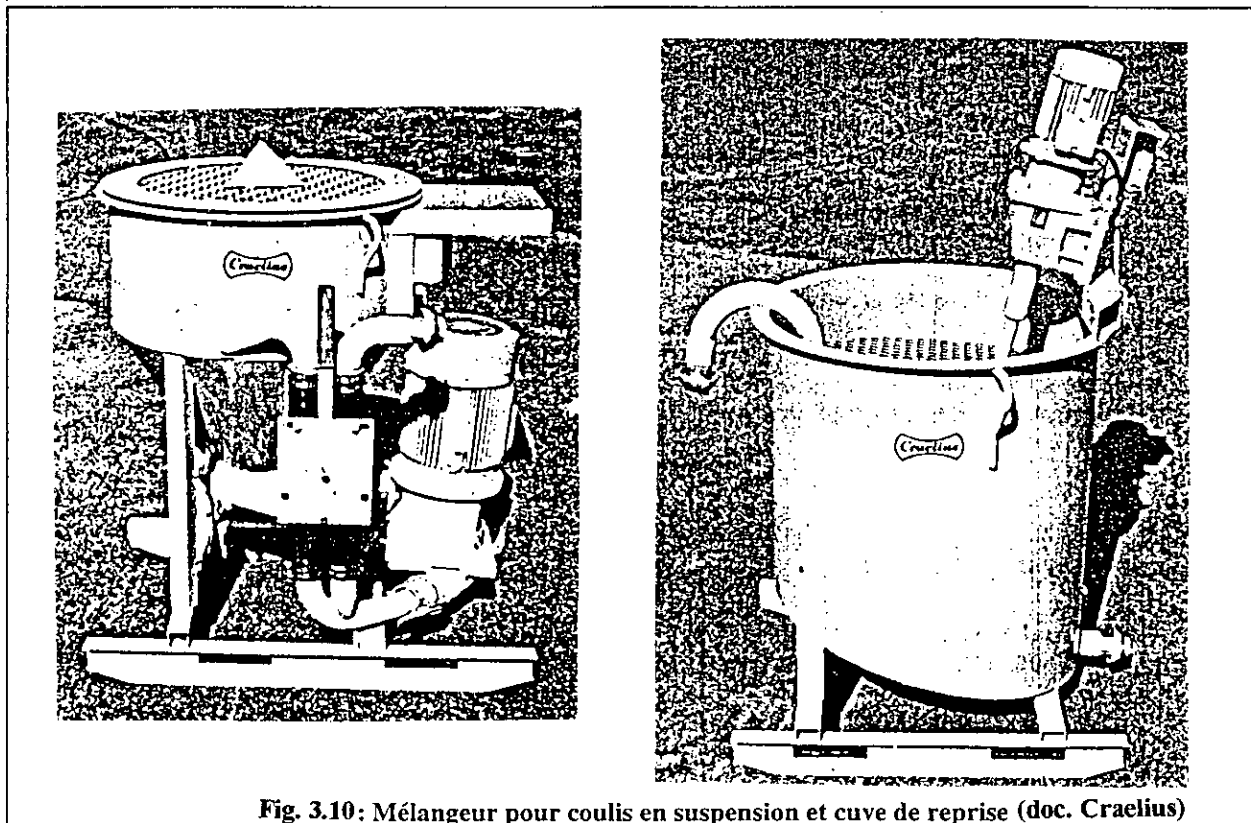


Fig. 3.10: Mélangeur pour coulis en suspension et cuve de reprise (doc. Craelius)

Les produits sont approvisionnés en sacs pour les petites quantités, plus généralement en silos avec bascules doseuses et vis transporteuses. La quantité d'eau requise est mesurée par doseurs ou compteurs.

Coulis liquides

Le malaxage est réalisé le plus souvent à l'aide de mélangeur à turbines genre Rayneri. Les produits de base sont généralement stockés en silos ou containers fermés.

Les dosages s'effectuent au moyen, soit de récipients doseurs volumétriques munis habituellement de vannes automatiques de remplissage et vidange, soit de pompes doseuses multicorps à réglage de proportions indépendant du débit. L'homogénéisation des mélanges peut nécessiter également un malaxage intensif (cas des émulsions, par exemple).

3.2.2 POMPES D'INJECTION

Les pompes utilisées le plus couramment sont essentiellement :

- Les pompes à pistons plongeurs dites "presses", permettant des pressions élevées et des débits requis pour les traitements importants à base de suspensions, et même dans certains cas de coulis liquides. L'utilisation de la transmission hydraulique (fig. 5.11) à la place du moteur à air a permis un gain considérable en souplesse et en précision.
- Les pompes à membrane sont réservées généralement aux gros débits et coulis plus ou moins chargés.

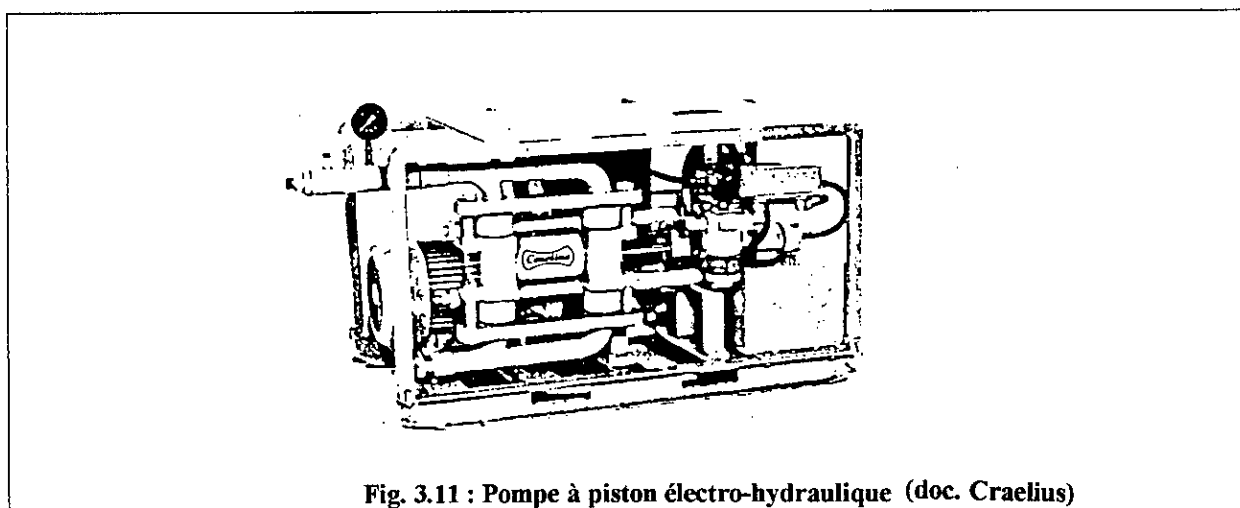


Fig. 3.11 : Pompe à piston électro-hydraulique (doc. Craelius)

Tableau 3.2 : gamme de débit et de pression de différents types de pompes.

Type de pompes	Débit (m ³ /h)	Pression maximale (MPa)
Pompes à pistons pour injection	0.3 à 2.0	10
Pompes à pistons pour remplissage	1 à 10	10
Pompes volumétriques rotatives	0.5 à 30	0.8

Pour les coulis liquides et les traitements d'imprégnation délicats, des unités spéciales permettent d'injecter avec des débits et des pressions rigoureusement contrôlés. Ce type de matériel est spécialement destiné au traitement des terrains pulvérulents en milieu urbain.

Pour les chantiers importants, on a intérêt à regrouper dans une centrale d'injection toutes les opérations de stockage, de préparation et de pompage des coulis. Ce groupement facilite l'automatisation de plus en plus poussée des différentes opérations, ainsi que la centralisation des appareils de mesure, contrôle et enregistrement. Les coulis sont refoulés par conduites de diamètres appropriés jusqu'au point d'utilisation, des liaisons téléphoniques assurant les transmissions entre le champ de travail et le poste de commande à la centrale.

3.2.3 AUTRE APPAREILLAGE

Pour l'injection des terrains meubles, toute méthode passe par l'équipement des forages de tubes spécifiques constitués généralement de tubes à manchettes (T.A.M.) de diamètre compris entre 33.6 et 42 mm (fig. 3.12).

Le TAM est composé d'éléments tubulaires en PVC ou métalliques dans certains cas, raccordés entre eux par manchonage ou par vissage. Les manchettes sont formées d'anneaux de caoutchouc, placés au niveau des ajours du tube, qui jouent le rôle de clapets anti-retour. Elles sont espacées de 33 cm ou 50cm, l'extrémité du tube à manchettes correspondant à la base du forage doit être obturée.

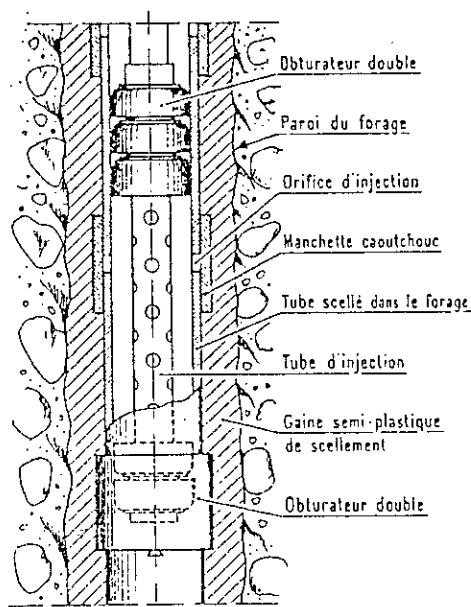


Fig. 3.12 : Schéma d'un tube à manchettes (d'après Cambefort)

Parmi les équipements des forages qui joue un rôle important, on citera : l'obturateur. Il permet l'injection des terrains par tranches. On peut classer les obturateurs en trois catégories principales :

Obturateurs à écrasement : Une pile de rondelles de caoutchouc est comprimée entre deux flasques au niveau désiré, et s'applique ainsi fortement sur les parois du forage. Ce type d'obturateur fonctionne bien et convient pour les forages de, relativement, grands diamètres,

Obturateurs à cloches : La fermeture de l'espace annulaire entre colonne d'injection et surface latérale du forage est assurée par une série de cloches en cuir ou en caoutchouc qui s'appliquent contre les parois du trou sous l'effet de la pression d'injection. Ce genre d'appareil nécessite des forages bien calibrés sans irrégularités : c'est ainsi qu'ils sont utilisés avec succès dans les tubes à manchettes (obturateurs doubles) pour l'injection des terrains pulvérulents.

Obturbateurs gonflables : Ce sont des gaines cylindriques que l'on gonfle à l'aide d'un fluide auxiliaire (air ou eau). Ils sont très efficaces car généralement de grande longueur, et conviennent dans les cas difficiles (roches de mauvaise qualité, voire terrains meubles).

Ce type d'appareil remplace les appareils auto-gonflables dits à "perte de charge", qui sont progressivement abandonnés.

Tous ces outillages peuvent être utilisés soit en obturbateur simple, mis en place au sommet de la tranche à injecter, soit en obturbateur double. Dans ce cas, deux dispositifs analogues sont incorporés à l'obturbateur qui ferme l'espace annulaire au-dessus et au-dessous de la tranche injectée.

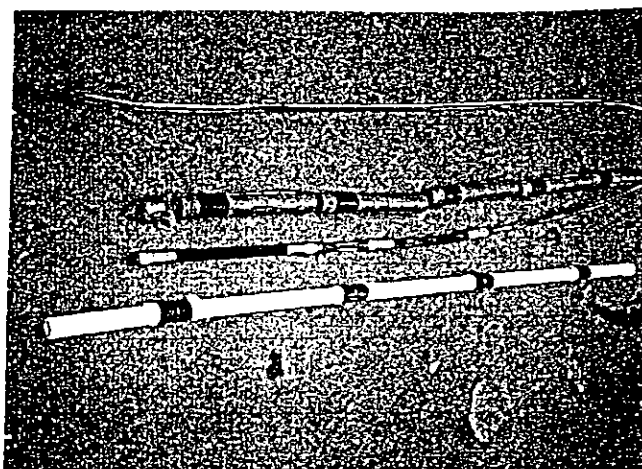


Fig. 3.13 : Tubes à manchettes et obturbateurs (SOLETANCHE BACHY)

3.2.4 APPAREILS DE MESURE

Une centrale d'injection doit comporter un dispositif de contrôle de la pression d'injection. On peut les classer en deux catégories : les manomètres et les capteurs de pression.

Les manomètres à cadran ou enregistreurs (fig. 3.14) sont placés en tête du forage à injecter et ils sont montés sur la conduite par l'intermédiaire d'un dispositif protecteur (protège manomètre). Ils permettent de visualiser instantanément la pression d'injection.

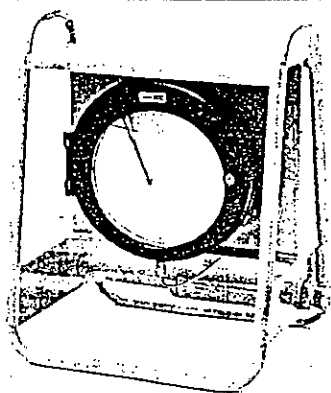


Fig. 3.14 : Enregistreur de pression (doc. Craelius)

Les capteurs de pression quant à eux permettent de suivre en continu la pression d'injection. Ils peuvent être placés soit à la sortie de la pompe d'injection, soit en tête de forage.

En ce qui concerne les quantités injectées, on relève systématiquement le nombre des cuves ou gâchés de coulis mis en œuvre. La répartition du débit d'injection entre plusieurs pompes peut être mesurée efficacement par l'intermédiaire de dispositifs mécaniques ou électriques permettant le comptage et l'enregistrement du nombre de coups de piston (pompes à pistons-plongeurs). On utilise aussi un débitmètre électromagnétique où le coulis traverse un champ électrique modulé par le débit.

Ces appareils de mesure sont, en général, reliés à un ordinateur. Cet outil permet un contrôle et une visualisation instantanée des paramètres d'injection et ainsi, procéder à des corrections si c'est nécessaire. Le système de pilotage permet de gérer les actions suivantes :

- affichage sur écran des paramètres de 2 à 16 presses (courbes, barographe, valeurs),
- régulation en débit,
- régulation en pression,
- arrêt automatique de la presse (refus, volume, conduite vide, etc ...)
- gestion des réinjection d'une tranche.

Les principales données enregistrées en continu sont : le débit, la pression et le volume.

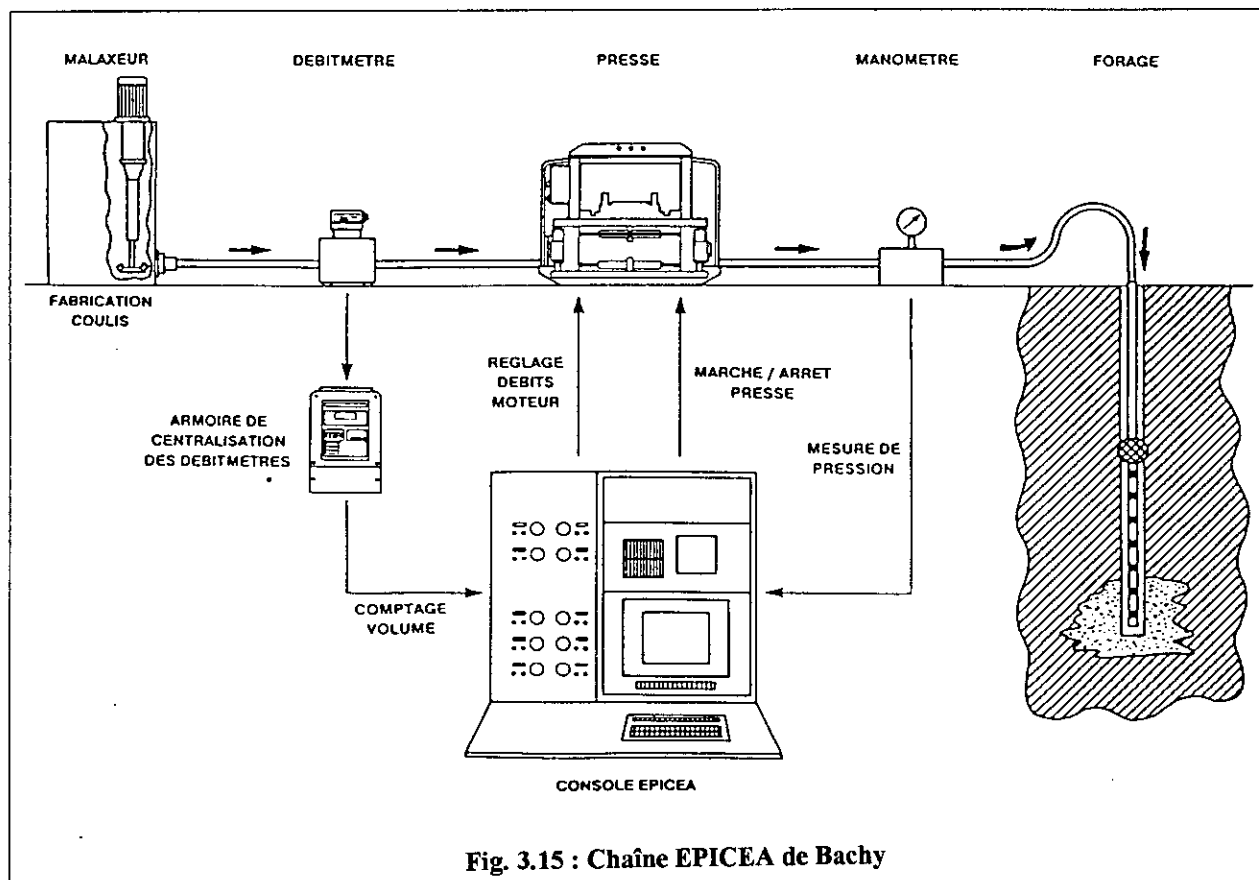
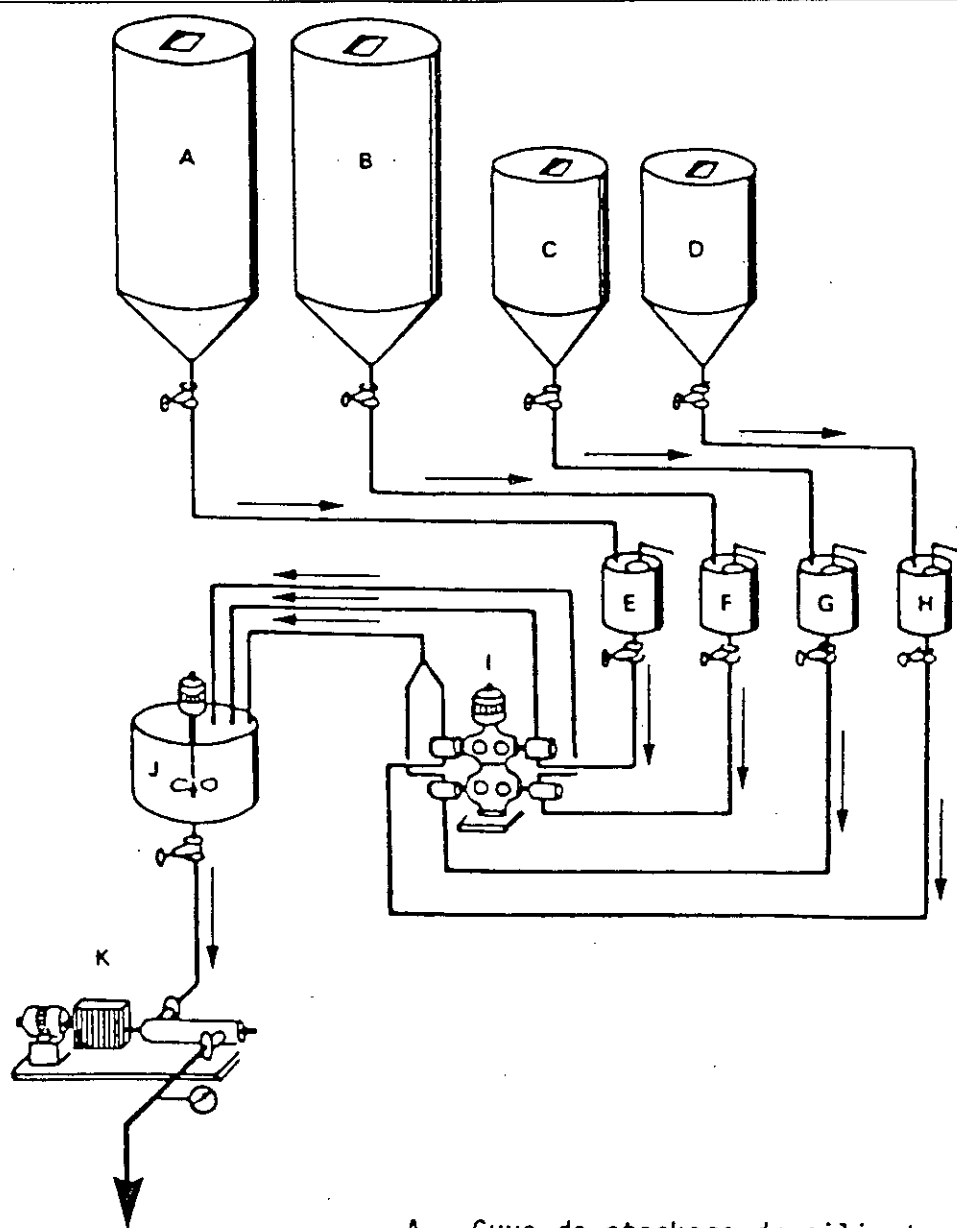


Fig. 3.15 : Chaîne EPICEA de Bachy



- A - Cuve de stockage du silicate
- B - Cuve de stockage de l'eau
- C - Cuve de stockage du Durcisseur 600 B ou C
- D - Cuve de stockage du durcisseur 600 E
- E - F - G - H - Bacs à niveau constant
- I - Pompe doseuse à 4 corps
- J - Bac de mélange des produits
- K - Presse d'injection

Fig. 3.16 : Schéma simplifié d'une centrale d'injection au gel de silicate (doc. Rhône Poulenc)

IV ETUDES PREALABLES A L'INJECTION

Il est important de définir la méthodologie des études à réaliser pour préciser au mieux les conditions d'exécution des injections lorsque l'utilisation de cette technique est envisagée.

Le schéma ci-dessous montre de manière simple les différentes étapes de l'étude d'un projet de traitement (d'après l'AFTES).

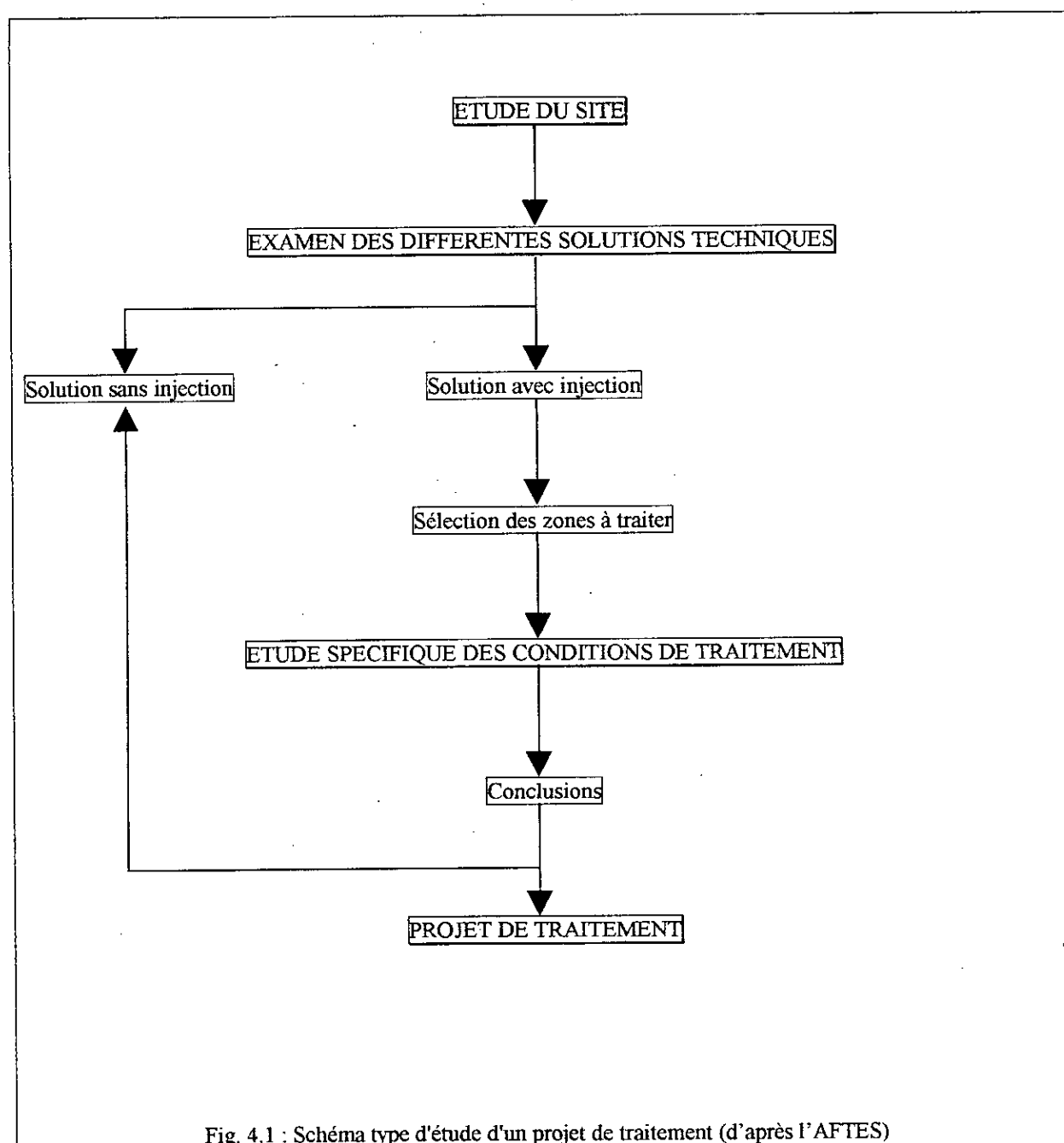


Fig. 4.1 : Schéma type d'étude d'un projet de traitement (d'après l'AFTES)

4.1 ETUDE DU SITE

Cette étude doit permettre au projecteur d'acquérir une connaissance suffisante des terrains ou de l'ouvrage à consolider ou à étancher, pour qu'il puisse déterminer les solutions techniques envisageables sur le plan:

- du coût,
- des délais,
- des conséquences sur l'environnement.

Il n'y a donc pas de modèles de ce genre d'étude; l'importance et la nature des reconnaissances seront fonctions de la complexité du site et de celle de l'ouvrage à réaliser.

4.1.1 ETUDE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE

L'étude du site doit aboutir à la détermination de la structure géologique et des données hydrogéologiques non seulement au droit de l'ouvrage mais aussi dans tout le secteur susceptible d'être influencé par les travaux.

Elle comporte classiquement :

- le recensement et l'interprétation des documents existants :
 - documents topographiques aux diverses échelles,
 - cartes géologiques,
 - sondages et études déjà réalisées.

Le résultat est généralement l'établissement des coupes géologiques prévisionnelles, qui rendent compte de la structure géologique et hydrogéologique globale. A partir de cette analyse, il est alors possible d'orienter les reconnaissances et études ultérieures en fonction des problèmes posés par les formations en présence.

- le levé géologique de surface. Il complète autant que possible les informations recueillies au stade précédent (contour géologique, stratigraphie, tectonique, indice d'altération et d'érosion, hydrologie),
- la géophysique éventuellement en utilisant les techniques adaptées au problème posé :
 - sismique et ses dérivées,
 - électrique en cas de contraste de résistivité,
 - microgravimétrie pour la recherche de cavités ou de vides à faible profondeur.

➤ les forages :

- carottés pour une analyse fine de la stratigraphie, prélèvement d'échantillons à fin d'analyse et essais de perméabilité dans les horizons aquifères.
- destructifs avec enregistrement de paramètres et diagraphies qui après étalonnage sur des sondages carottés permettent une reconnaissance rapide et fine de la stratigraphie, des horizons ouverts et des vides.

Les problèmes hydrauliques des terrains portent essentiellement sur les points suivants :

- ◆ définitions des aquifères : niveau piézométrique, alimentation, sens d'écoulement et gradient,
- ◆ perméabilité des terrains,
- ◆ composition chimique de l'eau,

Et demandent spécifiquement :

- l'inventaire des points d'eau (sources, plans d'eau),
- des études de circulation par traceurs,
- des essais en sondage (perméabilité : essais Lugeon et Lefranc, piézométrie).

4.1.2 ETUDE GEOTECHNIQUE

Cet aspect de l'étude tend à mieux définir la nature, les caractéristiques physiques et mécaniques des terrains à partir soit d'essais au laboratoire sur des échantillons carottés :

- Granulométrie, densité, surface spécifique, porosité,...
- Résistance mécanique

soit d'essais in situ :

- Pressiomètre, pénétromètre, dilatomètre, S.P.T.,...

4.1.3 ENVIRONNEMENT

Au stade de l'étude il sera procédé au recensement des ouvrages voisins susceptibles d'être influencés par les travaux (soulèvement modification du niveau des nappes par effet de barrage, résurgences de coulis...). On tentera donc de collecter tous les documents relatifs aux conditions et caractéristiques d'exécution ainsi qu'aux servitudes éventuelles afférentes à ces ouvrages. L'impact hydrogéologique du projet doit également être envisagée dès l'étude générale.

4.1.4 CONCLUSION DE L'ETUDE DU SITE

La synthèse des études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques doit permettre de définir dans leur principe les conditions techniques et financières d'exécution de l'ouvrage et d'en prévoir les incidences possibles sur l'environnement.

Le projecteur doit donc, à ce stade de l'étude, effectuer un choix des zones, et des solutions qui le conduiront à une deuxième phase d'étude dite "études spécifiques" au cours de laquelle seront précisés dans le détail les éléments nécessaires à l'élaboration du projet final.

Si le principe du traitement par injection est envisagé, des études spécifiques d'un caractère bien particulier doivent être effectuées.

4.2 ETUDES SPECIFIQUES

Elles doivent être axées sur quatre préoccupations essentielles :

- définition précise des objectifs du traitement et des critères de réception des travaux,
- optimisation de la technique d'injection,
- mise au point des méthodes de contrôle des résultats,
- analyse des conséquences prévisibles des travaux sur l'environnement.

Les investigations complémentaires peuvent être réalisées

- depuis la surface,
- à partir d'ouvrages divers (galeries, puits, caves...),
- à l'avancement, depuis le front de taille (détection d'accidents géologiques notamment à forte profondeur).

4.2.1 TRAITEMENT DES TERRAINS

Les terrains peuvent être classés du point de vue de leur traitement par injection en trois grandes catégories :

- les milieux recelant des cavités (karsts, mines, carrières, galeries désaffectées...)
- les rochers fissurés
- les terrains meubles (alluvions, éboulis, sables...)

Un accent tout particulier doit être mis sur l'utilisation des méthodes de diagraphie associées à l'exécution de forages destructifs. Celles-ci peuvent en effet être mises en œuvre non seulement lors des études préliminaires mais aussi pendant le traitement proprement dit, ce qui permet dans de nombreux cas d'affiner voire d'adapter le programme d'injection grâce aux informations nombreuses recueillies à l'occasion de la perforation des forages d'injection.

4.2.2 TRAITEMENT DES OUVRAGES

L'étude du site ayant permis de cerner le contexte géologique et géotechnique relatif à l'ouvrage et d'en déduire dans certains cas les causes des désordres ou de malfaçons on doit s'attacher à examiner de très près le dossier de chantier de construction de l'ouvrage ou les archives sur les points suivants :

- nature et stabilité des terrains environnant,
- méthode de construction,
- structure et matériaux constitutifs de l'ouvrage,
- incidents survenus à la construction.

Il est souhaitable que ces informations soient complétées par les résultats fournis par des dispositifs d'auscultation (mesure de déformation et de contrainte) mis en place sur l'ouvrage pendant ou après sa construction.

A partir de ces éléments, une reconnaissance spécifique s'avère indispensable du moins pour les ouvrages anciens. Elle doit commencer par la mise à jour d'un relevé d'avaries après un examen visuel très détaillé.

Systématiquement, on doit procéder :

- à une campagne de sondages carottés dans la maçonnerie et dans le terrain dont le nombre et la répartition sont définis à partir du relevé d'avaries,
- à l'examen endoscopique d'un grand nombre (1/3 par exemple) de ces sondages,

Ces reconnaissances ponctuelles peuvent être utilement complétées par :

- des travaux d'excavation jusqu'au terrain encaissant (fenêtres, puits, etc.) avec relevés graphiques et photographiques,
- le prélèvement d'échantillons pour la détermination au laboratoire de la nature, de la résistance mécanique et de l'altération des matériaux constituant le terrain et la maçonnerie.

Eventuellement, on peut utiliser les procédés suivants, qui ne peuvent se substituer totalement aux reconnaissances classiques énoncées ci-dessus. Il s'agit :

- de forages destructifs avec enregistrement des paramètres dont l'exploitation peut être intéressante au cours des forages des trous d'injection pour la localisation des zones fissurées, des vides et du contact ouvrage-terrain.
- des méthodes d'auscultation non destructives à base de géophysique (sismique, électrique) qui peuvent être réalisées préalablement à la définition du plan de sondages mais à la condition que la situation y soit favorable.

4.3 PLOT D'ESSAI

Les études spécifiques précédemment examinées pour les travaux d'injection permettent de définir un processus théorique d'injection à partir des paramètres relevés et interprétés.

L'importance ou la complexité du projet, le manque de points de référence, conduisent souvent à exécuter un plot d'essai de traitement soit au stade des études ce qui est préférable soit au démarrage des travaux proprement dits.

Le plot d'essai doit être réalisé dans la zone la plus représentative de l'ensemble des travaux d'injection à effectuer et des difficultés qui seront rencontrées sur le chantier. Dans le cas où plusieurs types distincts de zones seraient à injecter, il faudra dans la mesure du possible faire autant de plots d'essai qu'il y a de zones. Dans la réalisation du plot d'essai, on doit rechercher trois buts bien distincts :

- Sur le plan de la méthode, juger des moyens à mettre en œuvre pour la réalisation des forages, pour l'équipement de ceux-ci, pour la méthode d'injection, pour la disposition, l'espacement et la profondeur des forages, vérifier le bon choix du coulis en particulier en fonction des pressions admissibles (étalonnage de la relation débit-pression).
- Sur le plan du contrôle, le plot d'essai doit permettre de juger si la finalité des travaux de traitement du terrain peut être atteinte.
- A partir des données techniques, des qualités et des quantités de produits mis en œuvre sur le plot d'essai, on peut définir la dépense probable qu'entraînera le traitement d'un certain volume de terrain.

Les résultats de ces essais ne seront réellement significatifs que si les volumes de terrain traités sont suffisamment importants pour que les effets d'échelle puissent être négligés.

V TECHNIQUES D'INJECTION

A cause de leur grande diversité d'application, les techniques d'injection sont nécessairement complexes et variées. Les dispositions techniques et les modalités d'exécution seront différentes suivant que l'on veut étancher ou consolider un terrain soit à titre provisoire, soit définitive.

D'autres facteurs interviennent dans le choix de la technologie à adopter pour résoudre un problème déterminé: nature du terrain, conditions de l'environnement, incidence économique. Pour cela chaque problème nécessite une étude particulière.

On peut considérer deux grandes catégories suivant le milieu à injecté :

- injection des milieux rocheux : traitement des fissures plus ou moins importantes dans un terrain compact et résistant,
- injection des milieux pulvérulents : étanchement et consolidation des terrains granulaires (sables, graviers et alluvions).

5.1 INJECTION DES MILIEUX ROCHEUX

L'étanchement et la consolidation des roches fissurées relèvent généralement de la même technologie d'injection, la seule variable étant la nature du coulis mis en œuvre. Les modalités d'exécution sont au contraire très différentes suivant le degré de fissuration de la roche et la dimension des vides.

Devant un problème déterminé, le spécialiste devra donc pouvoir disposer du maximum de renseignements pour pouvoir adopter une technologie efficace: la première phase de travail, qui correspond aux reconnaissances et essais sur site, est toujours primordiale.

5.1.1 RECONNAISSANCE ET ESSAIS

La reconnaissance complète d'un site déterminé doit faire la synthèse d'études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques et permettre de définir les conditions techniques et financières d'exécution de l'ouvrage projeté.

(voir § IV:études préalables à l'injection).

5.1.2 FORAGES D'INJECTION

Le traitement d'un rocher par injection impose des forages de petit diamètre. Par l'augmentation de la vitesse de circulation du coulis dans des forages de section limitée, on diminue les risques d'obturation des fissures au voisinage immédiat du trou.

5.1.2.1 Mode de perforation

Pour les faibles profondeurs on peut utiliser un marteau perforateur. Pour les forages profonds on utilise la sondeuse rotative carotière ou bien les perforatrices modernes (rotatives ou rotopercutantes) d'une grande puissance avec injection d'un fluide de circulation à débit et pression élevés.

La profondeur des forages est généralement limitée par la valeur admissible de la déviation.

5.1.2.2 Disposition et espacement

La disposition des forages découle en premier lieu du problème posé et notamment du projet de génie civil. Les conditions topographiques, géologiques et géotechniques du site, les conditions hydrauliques particulières propres à certains ouvrages et les possibilités d'exécution doivent être vérifiés.

Pour les voiles d'étanchéité, l'écartement des forages peut être d'autant plus grand que le rocher est plus fissuré. D'autre part les quantités de coulis à injecter seront d'autant plus grandes que les forages seront plus écartés, si l'on veut réaliser un écran continu. Un écran d'étanchéité au rocher comporte en général une seule ligne de forages verticaux, inclinés ou auréolaires suivant les nécessités.

L'espacement entre forages peut varier de 2 à 6 m selon les pressions admissibles. Cet écartement pouvant être même supérieur dans certains cas (voile au large d'un barrage). Des écrans multilinéaires sont parfois nécessaires dans certains cas de roches très fracturées ou karstiques.

Pour les problèmes de consolidation, la maille peut varier, selon les cas, de 1 à 3 m, la densité des forages est plus forte pour les milieux à fissuration fine ou lorsque la pression d'injection doit être limitée.

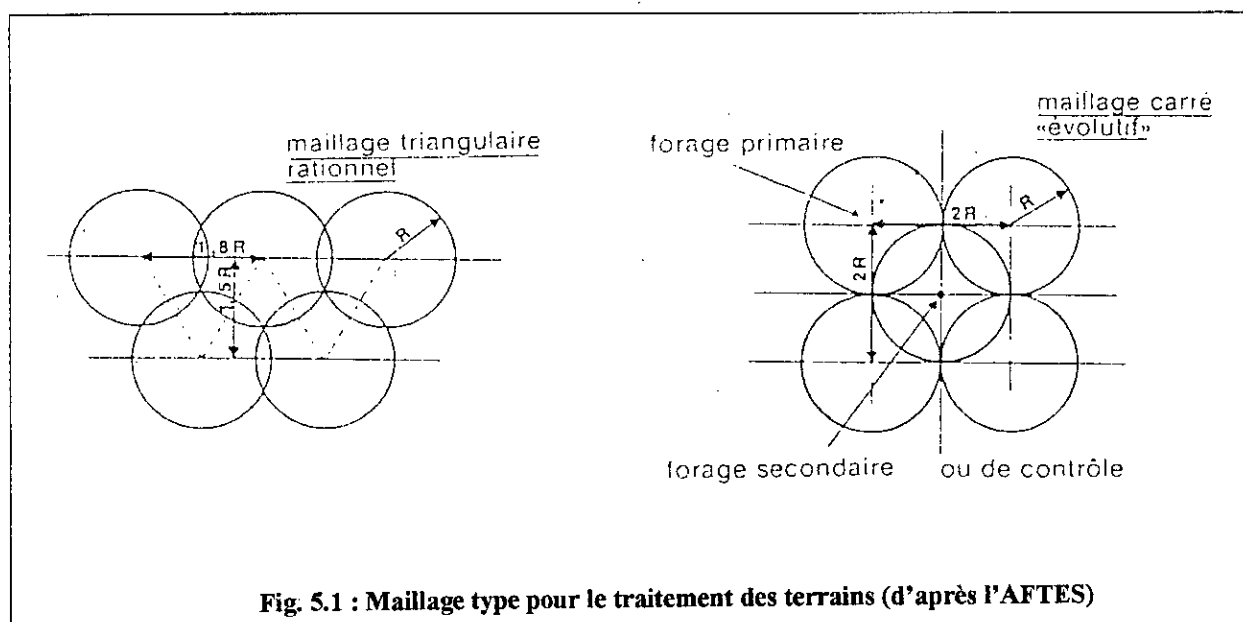


Fig. 5.1 : Maillage type pour le traitement des terrains (d'après l'AFTES)

5.1.3 MODE OPERATOIRE

L'injection par branchement direct en tête de forage sur toute la hauteur de ce dernier est généralement réservée au traitement superficiel. Dans tous les autres cas, on procède par "passes" ou tranches successives, de deux à cinq mètres de longueur, parfois plus, selon les caractéristiques du milieu et sa fissuration.

L'injection par tranches successives peut se faire suivant trois méthodes principales :

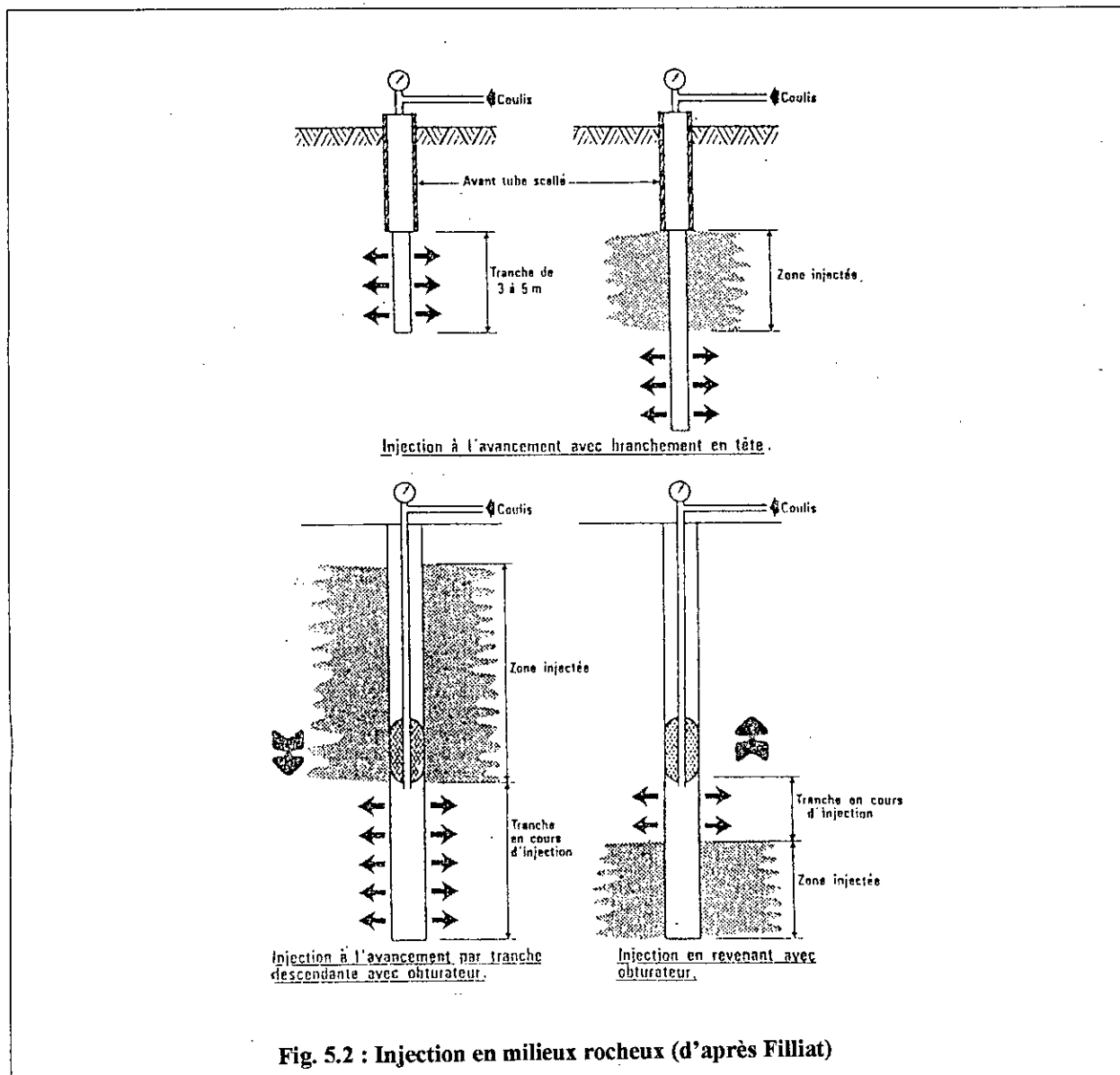
- injection à l'avancement du forage par branchement en tête,
- injection à l'avancement du forage avec obturateur en tête de tranche,
- injection en revenant (en remontant lorsque l'on fore vers le bas) avec obturateur en tête de tranche.

La troisième méthode est la moins onéreuse, car elle rend indépendante l'exécution des forages et les injections. Elle implique par contre une qualité suffisante du rocher. Cette méthode est généralement appliquée pour l'exécution de voiles d'étanchéité dans des rochers compacts peu fissurés.

La deuxième méthode est la plus sûre et la plus efficace. Elle procure l'avantage de créer un toit protecteur pour l'injection des couches profondes, et évite les résurgences en surface. Elle nécessite, par contre, des immobilisations et déplacements des perforatrices et, pour chaque tranche, le reforage du coulis de la zone préalablement injectée.

L'injection à l'avancement sans obturateur est généralement limitée à certains cas spéciaux : injection à l'avancement en galerie où le traitement d'accidents géologiques aquifères se fait par forages subhorizontaux, injectés à très forte pressions sur toute leur longueur.

En règle générale, on réalise le traitement par "serrage progressif". On part d'un maillage lâche puis on l'affine avec des forages intermédiaires. Au besoin, si les vides sont importants, on réalise en première phase un encagement du volume à traiter de façon à éviter des déperditions de coulis lointaines et inutiles lors du traitement proprement dit.



5.1.4 CHOIX DES COULIS

La plupart des coulis sont à base de ciment, dont la granulométrie a une influence sur la conduite et l'efficacité des injections. Il suffit d'une petite quantité de grains grossiers pour provoquer un blocage à proximité immédiate du forage. Pour cette raison, on utilise souvent un ciment à fine mouture.

En outre, le nombre de fissures présentes dans une tranche d'injection donnée est primordial. On est souvent amené à utiliser successivement des coulis de types différents, généralement de moins en moins chargés en matières sèches, au fur et à mesure de la progression du traitement et l'obturation des vides de plus en plus petits. Par contre, lorsque l'on se trouve dans un terrain finement fissuré on peut être amené à faire appel à une silicatisation avant d'injecter du ciment ou de l'argile-ciment. Ceci diminue l'essorage du coulis (perte d'eau) et permet aux fissures d'être obturées à plus grande distance du point d'injection.

5.1.5 PRESSIONS D'INJECTION

On distingue d'une part la pression d'injection (variable) à laquelle s'exécute l'injection d'une tranche de terrain donnée, d'autre part, la pression de refus qui est la pression maximale fixée à priori, et qui ne doit jamais être dépassée. Cette pression de refus peut atteindre des valeurs élevées jusqu'à 10 MPa et doit prendre compte :

- la nature du terrain: fissuration, déformabilité,
- la nature du coulis (stable ou instable),
- la situation de la tranche injectée (distance par rapport à la surface libre),
- la pression hydrostatique,
- le but recherché (étanchement ou consolidation).

Il est recommandé de procéder par étapes successives à pression progressivement croissante jusqu'à atteindre la pression de refus tout en évitant les résurgences et les risques d'effet de vérin hydraulique.

En Europe, on utilise souvent la règle suivante : la pression de refus, exprimée en bars est égale à la profondeur de la tranche, exprimée en mètre.

On notera que la nature des fissures, leurs orientations, ainsi que les caractéristiques mécaniques du rocher à traiter, conditionnent la valeur des pressions d'injection et de refus.

Sous l'effet de la pression, il peut se produire dans les roches tendres des claquages qui sont de véritables fissures artificielles. Les claquages verticaux peuvent être bénéfiques en serrant le terrain et en bloquant les fissures existantes. Par contre les claquages horizontaux qui se produisent lorsque la contrainte verticale, égale au poids des terres, devient la contrainte minimale, causent un soulèvement du terrain sans efficacité pour le traitement et dangereux pour les constructions en surface.

Une pression de refus élevée est presque toujours un facteur de succès lorsque l'on cherche à améliorer le module de déformation d'un massif rocheux, dont les caractéristiques mécaniques sont originellement insuffisantes ou affaiblies par décompression lors de travaux d'excavation.

5.2 INJECTION DES MILIEUX PULVERULENTS

Le traitement des terrains pulvérulents est entré dans une phase nouvelle lors de l'apparition des coulis bien adaptés à ces injections et de méthodologie qui leur sont propres. Un choix judicieux des coulis et de leur combinaison permet ainsi de réaliser des traitements efficaces d'étanchéité comme de consolidation dans les milieux aussi hétérogène que ceux que constituent généralement les alluvions.

5.2.1 RECONNAISSANCE ET ESSAIS

Les sols sablo-graveleux, de part leur nature même, sont difficiles à reconnaître par sondage. Le carottage rotatif ne permet pas de prélèvement d'échantillons corrects, sauf dans des sables fins homogènes où l'utilisation de carottiers spéciaux donne souvent de bons résultats.

Pour les sables et graviers, un prélèvement de terrains remaniés permet d'avoir une idée plus ou moins exacte de la granulométrie de ces terrains.

Actuellement et grâce aux techniques de carottage par vibro-percussion, on peut obtenir des échantillons remarquables et représentatifs. Il est possible ainsi de réaliser des coupes de terrains alluvionnaires d'une précision surprenante

(voir §IV : études préalables à l'injection).

5.2.2 FORAGES D'INJECTION

La perforation est réalisée selon les cas soit en percussion, soit en rotation à l'eau claire avec tubage de revêtement provisoire systématique. Il y a aussi utilisation des techniques de rotoperçusion pneumatique ou hydraulique. La méthode "Duplex" est l'équivalent de ces techniques, mais avec utilisation de la rotation seule. Il faut citer enfin la rotation sans tubage, avec boue bentonitique ou coulis argile-ciment comme fluide de circulation, méthode dérivée du forage Rotary.

Les risques de déviation entraînant une limitation des longueurs de forage, surtout en perforation sub-horizontale souvent nécessaire en souterrain.

Pour les étanchements, on est la plupart du temps amené à réaliser plusieurs lignes parallèles de forages. L'espacement peut varier selon les cas de 1.50 à 5 m entre forages sur chaque ligne, et de 1 à 3 m entre lignes. Pour la réalisation de fonds étanches, le maillage des forages peut être beaucoup plus lâche, soit de 5 à 10 m suivant la perméabilité des terrains.

Dans le cas de consolidation, le réseau de forages répartis dans la masse à traiter doit être tel que le maillage soit, dans les zones les moins favorables, au moins égale au minimum requis. Il est généralement compris entre 1.50 et 2 m en milieu urbain, mais peut descendre à 1 m dans des terrains peu perméables ou être porté à 2.50 m ou plus dans certains cas très favorables.

5.2.3 MODE OPERATOIRE

Comme pour les massifs rocheux, on utilise la technique d'injection par tranches de terrain successives. Les méthodes d'exécution sont cependant différentes et ont été adaptées à la nature des terrains à traiter.

5.2.3.1 Injection en revenant

C'est la méthode la plus simple. Elle consiste à battre un tube dans le sol jusqu'à l'horizon le plus profond à atteindre, et à injecter en remontant par tranches successives au fur et à mesure que l'on arrache le tube provisoire de revêtement.

Pour les traitements à faible profondeur, on utilise des pointes perforées battues, puis extraites par tranches courtes.

Un autre procédé, s'inspirant partiellement de la technique des tubes à manchettes, consiste à mettre en place sur toute la hauteur du forage une colonne de tubes ou de tiges lisses scellées au terrain par un coulis plastique (gaine). Un clapet placé à la base du tube permet l'injection au fur et à mesure de l'extraction de la colonne, tout en interdisant les remontées internes du coulis.

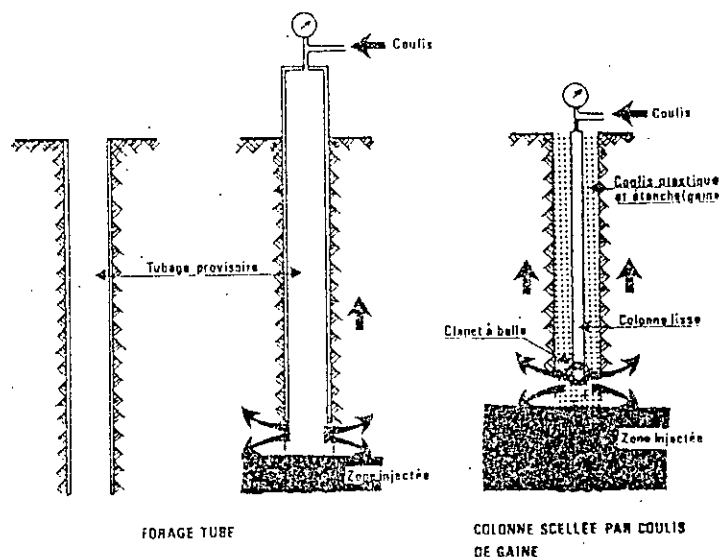


Fig. 5.3 : Injection en revenant (d'après Filliat)

5.2.3.2 Injection à l'avancement

Elle ne se pratique qu'avec la perforation en rotation et présente l'avantage du "toit" protecteur, évitant ainsi les résurgences et remontées de coulis. Elle nécessite un reforage systématique de toute la longueur du forage au-dessus de la tranche injectée lorsque l'on procède par branchement en tête.

On peut procéder également en injectant par les tiges de forage traversant un presse-étoupe fixé d'autre part sur un tube avant trou scellé sur quelques mètres au terrain. Cette technique peut être utilisée avec profit pour l'injection de gel de silicate.

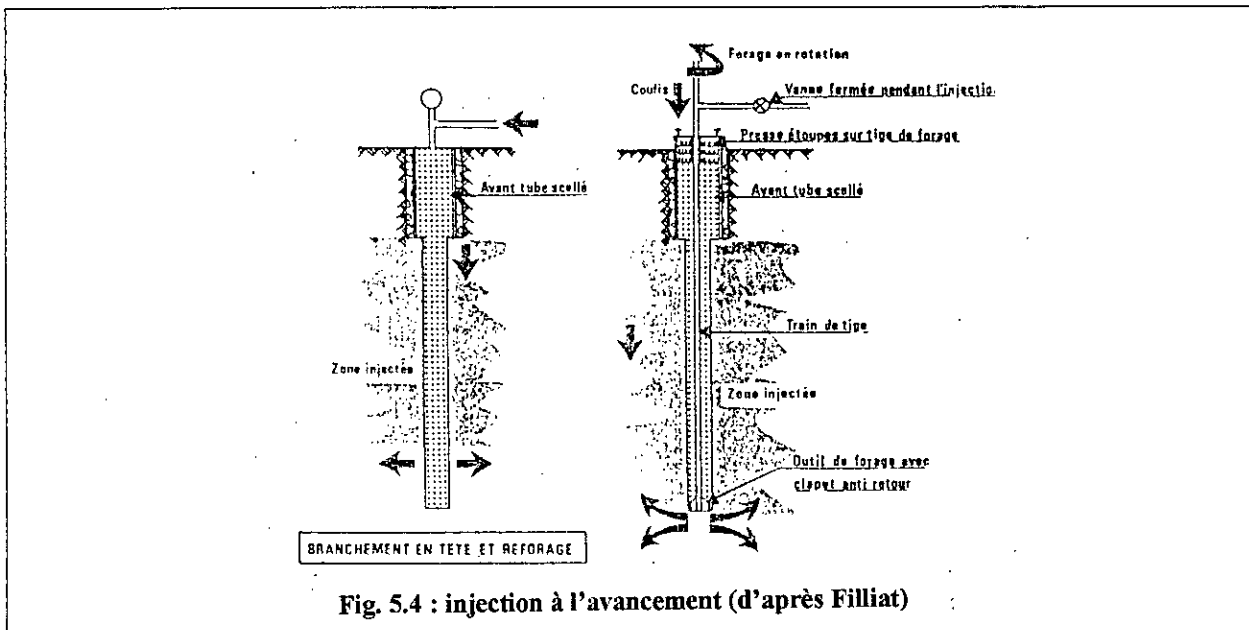


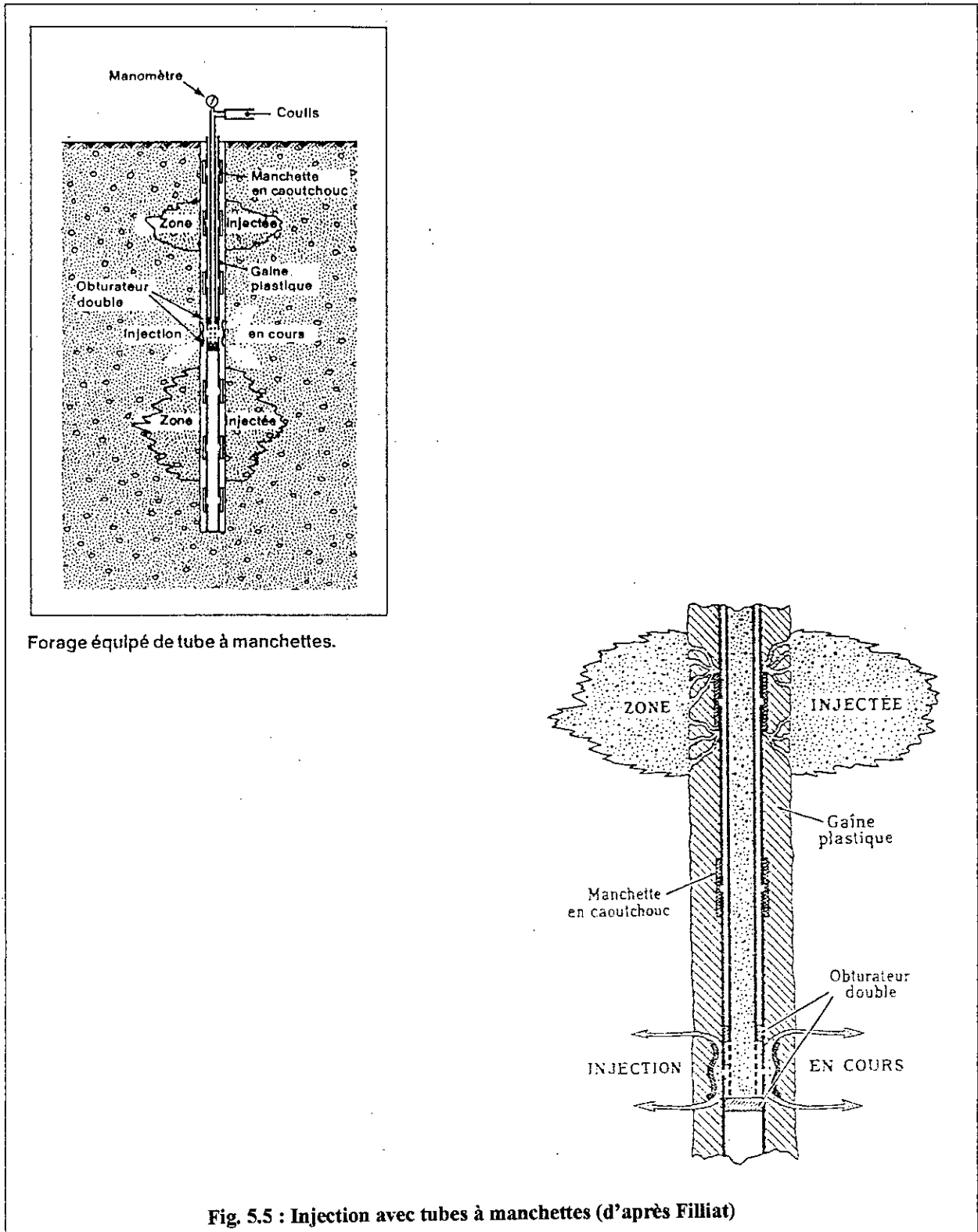
Fig. 5.4 : injection à l'avancement (d'après Filliat)

5.2.3.3 Injection avec tubes à manchettes

Cette technique a permis de rendre indépendant les opérations de forage et d'injection et permet des reprises d'injection dans le même forage, autant de fois que l'on veut, sans avoir à reforer.

Les opérations d'injection, par tranches successives de 0.33 m en principe, peuvent être menées soit à l'avancement, soit en revenant depuis l'extrémité des forages. Le tube à clapets ou "manchettes" est scellé au terrain encaissant par un coulis spécial dit "coulis de gaine". L'injection d'un horizon déterminé ne pourra se faire qu'avec claquage de cette gaine, à l'aide d'un double obturateur assurant la fermeture du tube de part et d'autre de la manchette en cours d'injection.

La méthode d'injection par tubes à manchettes permet de garantir la qualité du traitement exécuté. Elle a toutefois ses limites, en particulier, lorsque l'on met en œuvre de très hautes pressions (tubes à manchettes tordus sous l'effort des contraintes transmises dans le sol). Elle ne convient pas non plus au traitement des massifs rocheux (élasticité trop faible du milieu ne permettant pas le claquage de la gaine).



Les principes du serrage progressif et de l'encagement des volumes à traiter restent valables pour les terrains pulvérulents comme pour le rocher. Pour les consolidations, on peut être amené, dans certains cas, à partir au contraire du cœur du massif, dans le but soit d'éviter l'emprisonnement de l'eau du site, soit de réduire les risques de soulèvement.

5.2.4 CHOIX DES COULIS

L'hétérogénéité qui caractérise fréquemment les milieux pulvérulents impose souvent l'emploi de deux ou même trois types différents de coulis dans un même terrain (ciment ou argile-ciment, gel de silicate, résine). Pour les liquides newtoniens, qui sont très pénétrants, on est amené à limiter les volumes injectés en se basant sur l'expérience et le pourcentage de vides du terrain, compte tenu des déperditions éventuelles.

5.2.5. PRESSIONS D'INJECTION

Les notions de pressions d'injection et de pressions de refus exposées pour les massifs rocheux restent valables. Il faut cependant rappeler que les traitements par injection des terrains pulvérulents, à base de suspensions stables ou liquides newtoniens sont basés beaucoup plus sur une limitation des quantités injectées que sur l'obtention d'un refus. La notion de pression de refus est moins nette que dans le cas de coulis instables, puisqu'il n'y a pas de sédimentation des grains; elle existe cependant pour les suspensions dites stables par effet d'essorage ou filtration de l'eau des coulis sous pression. En ce qui concerne les liquides, la pression d'injection, fonction du débit, sera en principe constante jusqu'à la gélification ou prise, puis augmentera au fur et à mesure de la progression de l'imprégnation du terrain.

La pression d'injection varie naturellement beaucoup selon les caractéristiques du terrain, les conditions du site et son environnement, etc. En ce qui concerne les voiles d'étanchéité, on peut atteindre des valeurs analogues à celles indiquées pour les massifs rocheux, soit 5 MPa à grande profondeur. Pour les consolidations, on peut aller jusqu'à 15 MPa (failles aquifères sous haute pression). Le plus souvent, les conditions d'environnement imposent des valeurs beaucoup plus modestes, soit 0.5 à 2 MPa, lorsqu'on risque de désorganiser dangereusement le terrain. Il faut procéder alors par imprégnation du milieu au moyen de coulis très fluides injectés à faible débit afin d'éviter tout claquage et tout soulèvement de terrain. Les claquages peuvent cependant être bénéfiques dans certains cas et sont alors le signe de l'efficacité de certains traitements.

Dans le domaine de la consolidation, on peut utiliser le claquage systématique du terrain, préalablement injecté avec des coulis liquides, pour augmenter ses caractéristiques mécaniques d'ensemble. Toutefois, cette technique ne peut être évidemment appliquée que lorsque les conditions de l'environnement l'autorisent.

VI SUIVI ET CONTROLE DE L'INJECTION

La nature des travaux d'injection et leurs complexités exigent un suivi rigoureux et des contrôles continus. L'objectif des contrôles est de s'assurer de la conformité technique des produits injectés, des méthodes utilisées et des performances du milieu injecté en fonction des études préalables réalisées et des résultats d'éventuels plots d'essai. En outre, ces contrôles doivent pouvoir s'intégrer comme une démarche normale dans le cadre de la réalisation des travaux d'injection.

6.1 CONTROLE DE LA QUALITE DES PRODUITS D'INJECTION

Ces essais ont pour but de contrôler que l'on peut fabriquer sur chantier des produits dont la formulation et les caractéristiques ont été établies avec des matériels de laboratoire. Ces essais sont appelés essais de convenance. Ils doivent porter sur [POU 81] :

- la conformité des constituants approvisionnés,
- le processus de fabrication des produits d'injection,
- la mesure de leurs caractéristiques réelles.

6.1.1 CONFORMITE DES CONSTITUANTS

Des prélèvements des constituants sont effectués sur le chantier et sont soumis à des identifications en laboratoire :

➤ Ciment

- poids spécifique,
- surface spécifique,
- fausse prise,
- temps de prise,
- expansion à chaud et à froid,
- masse volumique du mortier,
- essais de compression et de flexion,
- chaleur d'hydratation,
- identification chimique
- granulométrie.

➤ **Bentonite**

- teneur en eau,
- poids spécifique,
- limite de liquidité,
- % retenu à l'état humide par le tamis de 0.08 mm,
- concentration pour obtenir 40 s à l'entonnoir de Marsh.

➤ **Sable**

- granulométrie,
- équivalent de sable,
- teneur en eau,
- poids spécifique.

➤ **Silicate de soude**

- mesure de densité,
- mesure de température,
- mesure de la teneur en Na_2O

➤ **Eau de gâchage**

- pH,
- salinité,
- teneur en matières organiques,
- teneur en matières en suspension.

6.1.2 ESSAIS DE CONVENANCE

Chaque produit d'injection est fabriqué selon la formule retenue. Après un contrôle des dosages, de l'ordre d'introduction des constituants dans le malaxeur et des durées de malaxage, on procède aux essais suivants :

➤ **sur coulis de ciment** on mesure :

- la densité à la balance Baroid,
- la température,
- la viscosité au cône de Marsh,
- la décantation,

puis on confectionne des éprouvettes 4×4×16 cm, qui seront conservées, après la prise du coulis, dans l'eau à 20° C. Ces éprouvettes seront soumises aux essais de flexion simple à 7, 14 et 28 jours, ainsi qu'à la mesure de la masse volumique correspondante.

➤ **sur mortiers** on mesure :

- la densité à la balance Baroid,
- la température,
- la viscosité au cône Prepakt ou similaire à celui des essais en laboratoire,
- la décantation en 3 heures,

puis on confectionne des éprouvettes 4×4×16 cm qui seront soumises aux même essais que dans le cas des coulis.

➤ **Gel de silicate** on contrôle :

- la densité à la balance Baroid,
- le dosage,
- le temps de prise par la méthode du becher renversé,

puis on confectionne des éprouvettes selon une méthode tirée des recommandations en vigueur (l'A.F.T.E.S recommande la méthode des éprouvettes moulées), et on fait l'essai de compression simple après avoir ramené l'éclatement de l'éprouvette à 2.

Des essais similaires seront réalisés en laboratoire :

- temps de prise par la mesure de la viscosité ou de la résistance au cisaillement avec un scissomètre,
- essai à la colonne de sable et confection d'éprouvettes pour des essais de compression simple selon la méthode des colonnes injectées (selon l'A.F.T.E.S).

On effectuera aussi des mesures de synérèse des gels de silicate selon la méthode de mesure de décantation des coulis.

6.1.3 CONTROLE REGULIER DES CARACTERISTIQUES DES COULIS

Les caractéristiques des coulis sont établies à deux niveaux :

- lors de l'étude en laboratoire de formulation des différents produits d'injection,
- lors des essais de convenance pour les confirmer à partir de l'utilisation de matériels de chantier et de constituants disponibles.

Les contrôles réguliers des caractéristiques des coulis doivent se situer à deux niveaux :

➤ Contrôles instantanés qui permettent de corriger les caractéristiques des coulis avant leur injection. Nous retiendrons essentiellement les mesures suivantes :

- densité (coulis – mortiers – produits chimiques),
- viscosité (coulis – mortiers),
- temps de prise (produits chimiques),
- la température qui peut expliquer certaines divergences.

Ils doivent être exécutés plusieurs fois par jour et surtout lors du changement de formulation d'un produit d'injection nécessitant un nouveau réglage des appareils.

➤ Contrôles différés qui imposent souvent, par leur non-conformité, des travaux supplémentaires. Nous considérons les mesures suivantes :

- décantation à 3 heures (coulis et mortiers), elle est en relation avec la viscosité,
- résistance à la compression simple à 7, 14 et 28 jours.

6.2 AMELIORATION DE LA CONNAISSANCE DU MILIEU

Un des moyens les plus efficaces pour améliorer notre connaissance du milieu traité est l'enregistrement des paramètres de forage. Ces paramètres doivent faire l'objet d'une interprétation à deux niveaux :

- une interprétation immédiate qui doit permettre de relever les anomalies qui sont mises en évidence par l'aspect différentiel des enregistrements en fonction de la profondeur et les valeurs extrêmes des plages de mesure,
- une interprétation différée qui permet de préciser l'hétérogénéité des terrains par rapport à des sondages de référence selon des critères qualitatifs :
 - la vitesse instantanée d'avancement est inversement proportionnelle à la dureté de la roche, la compacité ou la consistance des sols,
 - le poids sur l'outil est proportionnel à la dureté,
 - la pression du fluide de perforation est fonction de la perméabilité du sol,
 - le couple appliqué à l'outil peut renseigner sur l'adhérence du terrain à l'outil,
 - la percussion réfléchie caractérise la qualité d'une roche.

A titre d'exemple nous citerons un exemple d'un système expert appelé ENPASOL de l'entreprise française Solétanche qui permet de mesurer, numériser, enregistrer et stocker huit (08) paramètres. Un logiciel appelé ELISE permet de traiter les informations recueillies et d'interpréter les huit paramètres en temps réel.

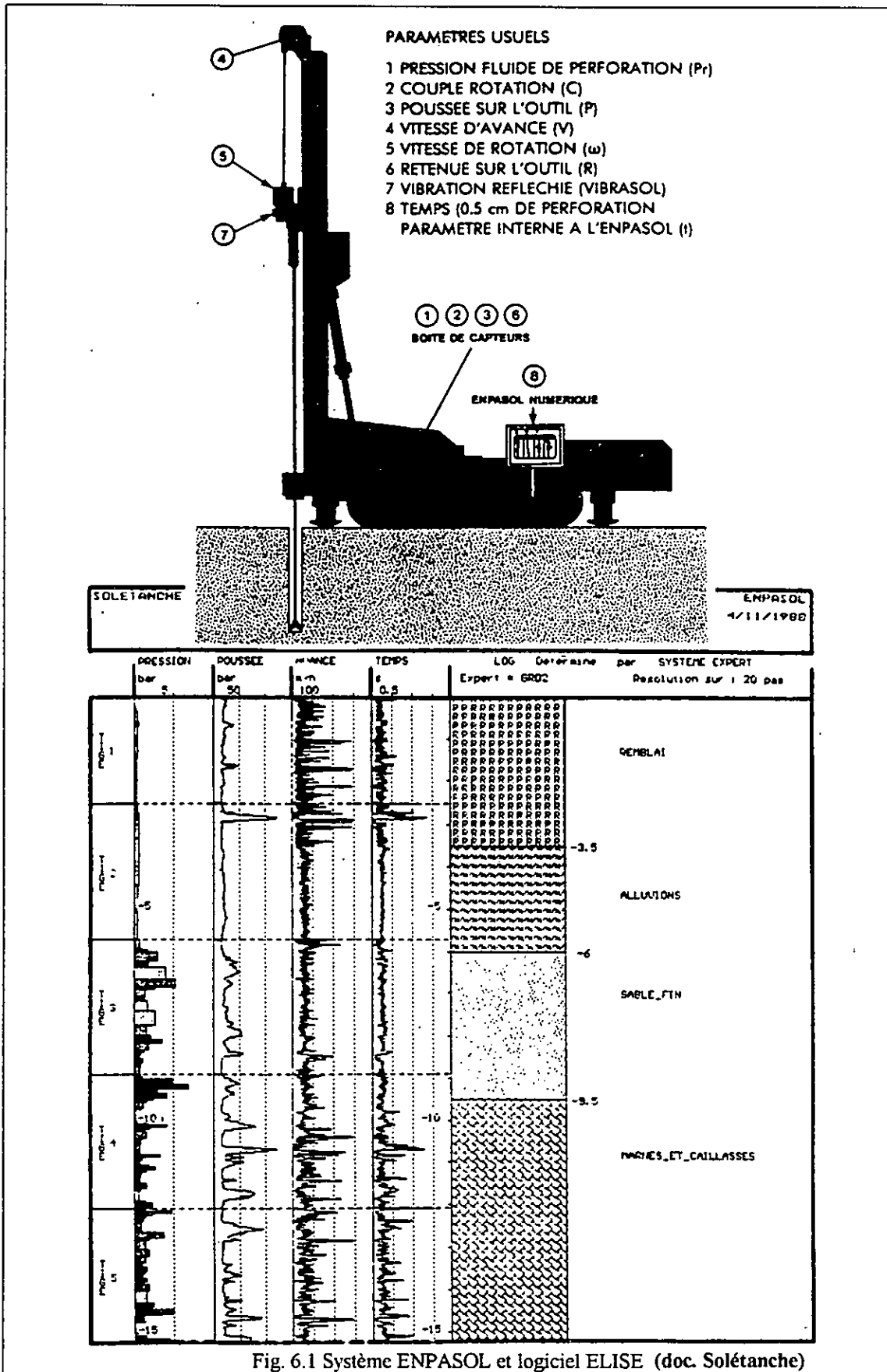


Fig. 6.1 Système ENPASOL et logiciel ELISE (doc. Solétanche)

6.3 CONTROLE DES PARAMETRES D'INJECTION

Cette opération est absolument nécessaire au bon déroulement du traitement et au niveau d'une centrale d'injection, on doit retrouver ces dispositifs dont le bon fonctionnement est à vérifier continuellement.

6.3.1 CONTROLE DES VOLUMES ET DES DEBITS

Les appareillages de mesure pouvant être utilisés sont les suivants :

- compte-coups de pistons: système le plus simple, facile à utiliser et à enregistrer mais manquant parfois de précision. Une adaptation intéressante de ce système est un appareil d'enregistrement en continu du débit instantané du volume injecté.
- bacs doseurs volumétriques: système précis, fiable sous réserve d'un entretien continu, ne donnant pas les débits instantanés, mais permettant d'enregistrer les volumes injectés.
- débitmètres: ces appareils sont de type électromagnétique ou à ultrasons (effet Doppler). Ils manquent de précision dans les gammes des faibles débits et pour les pompes à piston.
- en mesurant simultanément le poids et le volume du coulis dans un bac, on en déduit sa densité, que l'on peut enregistrer en continu en même temps que les volumes et les débits.

6.3.2 CONTROLE DES PRESSIONS

La chaîne de contrôle des pressions comprend généralement:

- à la sortie de chaque pompe d'injection, un manomètre enregistreur ainsi qu'un manomètre à lecture directe, protégés par un amortisseur de pression.
- en tête de forage, un manomètre à lecture directe, avec vanne de décharge pour le cas de montée en pression intempestive.

6.3.3 SYSTEMES D'ACQUISITION DES PARAMETRES

Ces systèmes sont utilisés sur les chantiers importants ou difficiles pour en faciliter la gestion et le contrôle. Ils assurent diverses fonctions par exemple:

- mesure des paramètres (capteurs de pression, débitmètres),
- saisie, traitement,
- stockage des données et restitution numérique ou graphique,
- gestion de l'injection et régulation.

A titre d'exemple nous citerons deux systèmes d'acquisition, de contrôle et de gestion de l'injection :

Le système SINNUS de l'entreprise Solétanche : il permet la surveillance permanente des injections en cours et la visualisation en temps réel de toutes les informations utiles. Il interrompt automatiquement l'injection lorsque la quantité prévue a été passée ou lorsque la pression devient excessive. Le logiciel CHAIRLOC permet de gérer une base de données complète contenant toutes les informations du chantier, dans celles acquise par SINNUS.

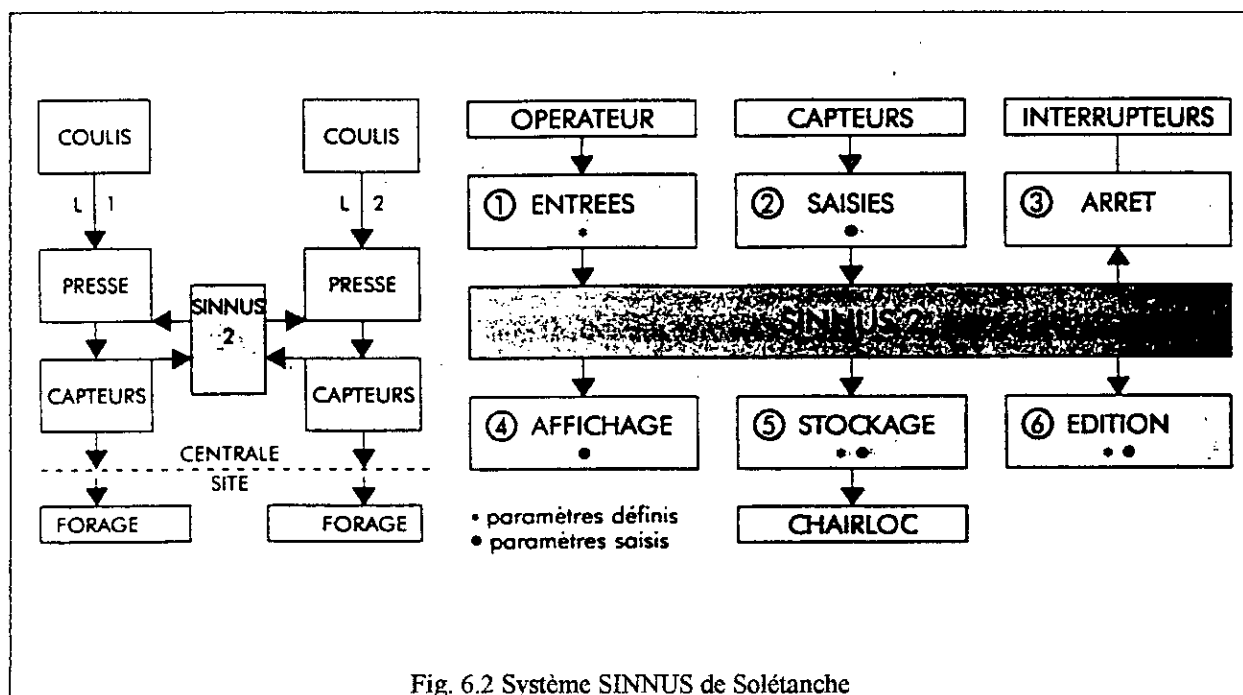


Fig. 6.2 Système SINNUS de Solétanche

Le système EPICEA de l'entreprise Bachy : il a été conçu pour répondre de manière fiable à la nécessité de mesurer, contrôler et interpréter les pressions, débits et volumes de coulis différents, injectés tranche par tranche à partir d'une centrale multi-presses. Le logiciel EPILOG assure les fonctions de dépouillement et de traitement graphique et statique des données. (voir §III, fig. 3.15)

6.4 SURVEILLANCE DES SOULEVEMENTS ET DES RESURGENCES

6.4.1 SOULEVEMENT

En milieu urbain ou à proximité d'ouvrages d'art, il est indispensable de suivre, par des nivellements fréquents, les soulèvements dus aux injections et de les maintenir dans les limites raisonnables en jouant par exemple sur les débits d'injection, les distances entre points d'injection simultanée, sur les quantités mises en œuvre par passe ou sur les quantités totales.

Dans les cas délicats, des systèmes (laser ou autres) peuvent être utilisés pour détecter instantanément des mouvements atteignant une amplitude prédéterminée.

Les fissures existantes sur les bâtiments doivent faire l'objet d'un suivi (mesures d'ouverture des fissures).

Dans certains cas, la pression d'injection peut être limitée automatiquement à une valeur prédéterminée :

- soit par un limiteur de pression pour les pompes à air comprimé.
- soit directement par un réglage de la pression maximale du fluide hydraulique pour les pompes à commande hydraulique.

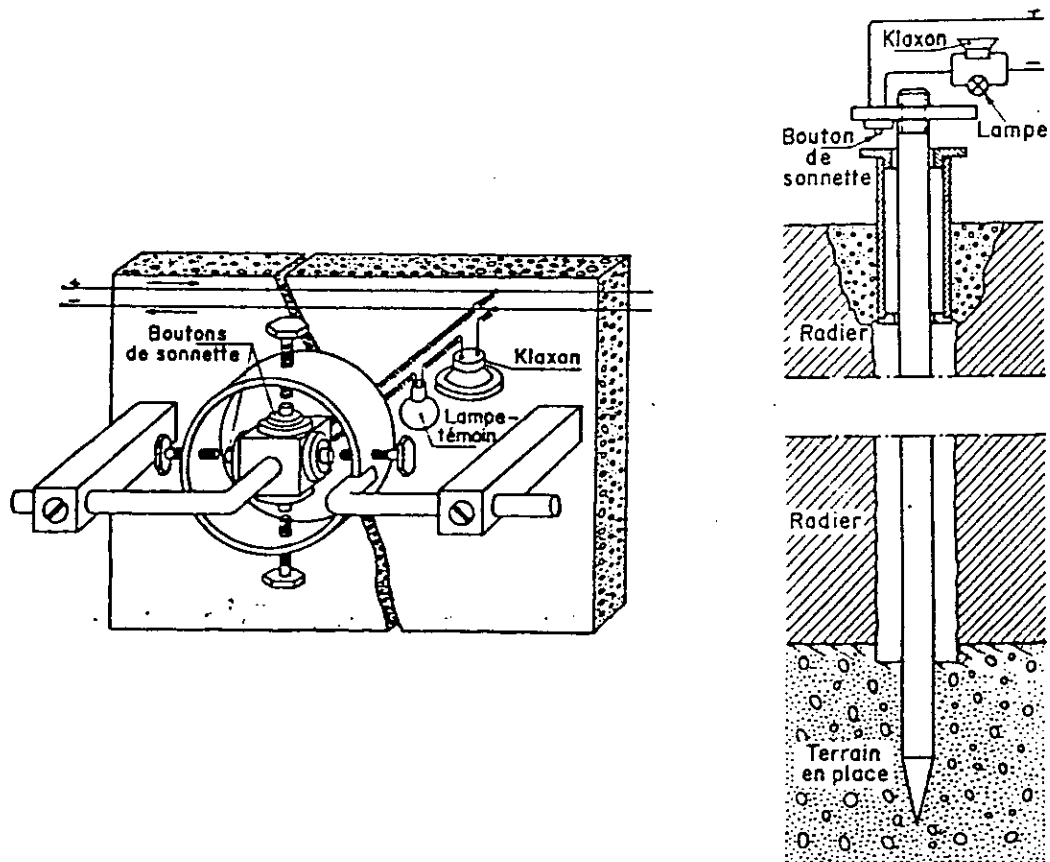


Fig. 6.3 : Contrôle de l'ouverture d'une fissure et des soulèvements du sol (d'après Cambefort)

6.4.2 RESURGENCES

Il faut toujours chercher à les éviter ou à les arrêter, d'où la nécessité d'une surveillance attentive de tous les points où elles sont susceptibles de se produire : égouts, caves, ...

Indépendamment des pertes de coulis qu'elles engendrent, elles peuvent être à l'origine de défauts du traitement.

6.5 CONTROLE DES RESULTATS

L'évaluation de l'efficacité d'un traitement par injection peut s'effectuer de deux manières complémentaires :

- Pendant l'injection proprement dite par une analyse des résurgences de coulis éventuelles, des modifications dans l'écoulement naturel de la nappe, des soulèvements du sol ainsi que par l'interprétation de l'évolution des pressions d'injection en fonction des volumes mis en place, du débit des pompes et des caractéristiques du coulis.
- A l'issue d'une phase de traitement ou à la fin des travaux par un contrôle au sein même du milieu injecté dont le but est de vérifier si les objectifs fixés ont été atteints (critère de perméabilité, de résistance mécanique, volume traité).

Ce contrôle a posteriori des améliorations obtenues fait appel à des méthodes analogues à celles réalisées au cours des reconnaissances spécifiques : la comparaison entre les valeurs enregistrées avant et après traitement en est ainsi facilitée.

Les procédés de contrôle auront un caractère global que l'on étalonnera éventuellement par des mesures ponctuelles.

6.5.1 METHODES GEOPHYSIQUES

La mesure de caractéristiques géophysiques du terrain susceptibles d'une évolution notable au cours du traitement (à vérifier et étalonner au stade du plot d'essai ou en début de contrôle) peut être un moyen de contrôle global renseignant sur l'homogénéité "en grand" d'un traitement. A titre d'exemple, nous citerons l'utilisation possible de la sismique transparence par transmission directe entre 2 forages.

6.5.2 FORAGES MECANIQUES "IN SITU"

6.5.2.1 FORAGES CAROTTES

Ils seront effectués à partir de la surface pour des ouvrages peu profonds ou à partir de puits, galeries ou autres excavations annexes pour les ouvrages profonds.

Ils ne permettent pas toujours des prélèvements représentatifs du résultat de l'injection, en particulier dans les sols où l'action du carottage peut fragmenter la carotte bien que le traitement ait été effectué correctement.

Par contre, le résultat est généralement bon dans les roches injectées et dans les sables fins homogènes si le diamètre du carottier est suffisant (100 mm minimum), de même que pour la vérification du traitement à la périphérie d'ouvrages en service où on associera avec succès l'utilisation d'endoscope au sondage.

Associés à la mesure du RQD, ils peuvent renseigner sur la localisation des zones améliorées.

6.5.2.2 FORAGES DESTRUCTIFS

Ils peuvent constituer un moyen rapide (à l'avancement) de s'assurer de l'efficacité du traitement (étanchement, par exemple). De plus, les progrès réalisés dans l'enregistrement des paramètres font que ces forages peuvent donner des indications extrêmement fiables sur la localisation des zones améliorées, ainsi que des indications sur les paramètres physiques et les caractéristiques hydrauliques.

6.5.2.3 PENETROMETRE, SPT

L'essai pénétrométrique, bien que généralement non adapté aux travaux souterrains, peut être utilisé pour le contrôle de traitement dans les sables si les caractéristiques pénétrométriques initiales sont bien connues. Essai ponctuel, il peut donner certaines indications sur l'amélioration des caractéristiques physiques du milieu traité.

6.5.2.4 PRESSIOMETRE

Ce type d'essai intéresse le contrôle de traitement des sols d'une manière ponctuelle.

L'essai pressiométrique est un essai in situ, qu'il est facile de réaliser avant et après traitement; il donne des caractéristiques à court terme de déformation et de rupture. On peut même concevoir de laisser les sondes en place pendant le traitement pour être sûr d'intéresser le même terrain lors des deux séries d'essais.

6.5.2.5 DILATOMETRE

L'essai au dilatomètre est le correspondant pour le rocher de l'essai pressiométrique pour les sols. Il donne de bons résultats quant à l'évolution des caractéristiques de déformabilité.

6.5.3 ESSAIS MECANIQUES EN LABORATOIRE

Les essais sont réalisés sur des prélèvements en sondage ou en excavation pour le cas de traitement de consolidation. L'essai simple le plus couramment effectué est l'essai de résistance à la compression simple.

Les méthodes de calcul des ouvrages couramment utilisées exigent que soit connue la courbe intrinsèque du matériau et les caractéristiques de déformabilité. Dans ce cas, on est conduit à définir et à contrôler des caractéristiques à atteindre par le matériau traité. Ces essais doivent donner des indications sur l'amélioration apportée.

6.5.4 CONTROLE DIRECT "IN SITU"

L'observation et les mesures en terrain excavé sont le meilleur moyen de reconnaître l'efficacité du traitement. Ces observations peuvent être facilitées par :

- la coloration du coulis dans la masse si la nature et la couleur naturelle du milieu permettent les observations: fluorescéine, bleu de méthylène, éosine, rhodamine.
- l'utilisation d'indicateurs colorés appliqués sur le terrain (phtaléine du phénol).

Les terrassements constituent également un moyen d'accès à la zone traitée à partir desquels peuvent être effectués des sondages, des essais in situ et des prélèvements pour essais de laboratoire.

Des essais peuvent être effectués à partir de terrassements, visant à la détermination de la déformabilité et des caractéristiques de rupture du terrain traité (essais de plaque, essais au vérin, essais de cisaillement).

L'exécution d'un anneau de mesure dans un tronçon de galerie reste cependant le meilleur moyen d'apprécier le comportement du terrain traité (déformation, pression sur le revêtement).

Dans le domaine de l'étanchéité, des mesures de débit peuvent être directement réalisées sur les excavations.

6.5.5 ESSAIS D'EAU

Leur utilisation pour contrôler un traitement d'étanchement est évidente. Ils constituent également un procédé indirect de vérification d'un traitement de consolidation, surtout si le matériau originel présentait une perméabilité importante.

Ces essais (généralement essais Lefranc dans les sols, essais Lugeon dans les roches) doivent être effectués en nombre suffisant pour tenir compte des hétérogénéités du terrain et détecter les éventuels défauts de traitement.

Les mesures piézométriques rendent compte des perturbations hydrogéologiques apportées à l'environnement par le traitement (cas d'ouvrages peu profonds) ou renseignent sur l'efficacité d'un traitement (baisse de la pression d'eau au voisinage d'une galerie profonde après traitement d'un accident géologique)

L'utilisation de traceurs, chimiques ou isotopiques, peut préciser la vitesse de circulation dans les formations. Il en est de même avec les mesures au micro moulinet en forage.

6.5.6 AUSCULTATION EN FORAGE

Il s'agit d'une vision ou d'une traduction la plus directe possible de la géométrie intérieure et des caractéristiques du forage. Les techniques sont variées:

- endoscopie,
- photos, caméra,
- écho-sondeur, ...

Leur mise en oeuvre est souvent délicate demandant une bonne technicité de la part des intervenants.

CONCLUSION

L'injection est souvent la solution la plus adéquate à de nombreux problèmes d'instabilité et d'infiltration. Elle est presque incontournable dans les projets de barrages et de tunnels.

La complexité du matériau sol, le grand choix des techniques et la diversité des coulis d'injection, exige une étude préalable rigoureuse et profonde. Une fois le choix de la technique et du coulis fixé, une étude expérimentale est systématiquement menée au laboratoire afin de s'assurer de l'efficacité de l'injection et de déterminer qualitativement et quantitativement l'apport du coulis au sol. On doit pouvoir optimiser ce traitement en fixant les différents paramètres du coulis (viscosité initiale, temps de prise, ...) et de la technique choisie (débit d'injection, pression critique, ...)

Les modèles de petites dimensions ne peuvent pas prendre en considération tous les paramètres d'un massif de sol. Néanmoins leur utilisation est indispensable à cause des avantages qu'ils procurent : facilité de mise au point, rapidité d'exécution, coût relativement bas, ...

Une étude expérimentale sur site est souhaitable afin de vérifier les résultats des essais menés au laboratoire. Les plots d'essai et les essais d'eau (essai Lugeon, Lefranc ou autres) permettent d'affiner le choix du coulis et les paramètres d'injection.

DEUXIÈME PARTIE

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

INTRODUCTION

VII ETUDE DES PROPRIÉTÉS DES SABLES
INJECTÉS

VIII CARACTÉRISATION D'UN COULIS DE
REPLISSAGE INERTE

CONCLUSION GÉNÉRALE

INTRODUCTION

La saturation des réseaux de transport en surface a eu pour effet le développement des réseaux souterrains. Lorsqu'on réalise les tunnels en site urbain, on est souvent confronté à des difficultés techniques dues à la proximité des constructions et la présence de divers réseaux souterrains (conduite d'eau potable, collecteur d'eau pluviale, ...). La méthode de creusement retenue, tout en assurant un bon rendement, doit minimiser les effets néfastes sur l'environnement.

Le creusement se fait essentiellement par l'une des deux méthodes suivantes :

- La méthode classiques : on utilise des machines à attaque ponctuelle et le soutènement provisoire est composé de profilés métalliques et de béton projeté.

Pour pouvoir travailler dans de bonnes conditions de sécurité, on effectue souvent une **injection d'imprégnation** du sol concerné par le creusement pour éviter l'éboulement du front de taille et les venues d'eau importantes.

- La méthode de creusement à l'aide d'un tunnelier mécanisé : le creusement, le soutènement, l'évacuation des déblais et la pose du revêtement final se fait par le tunnelier.

Lors de la pose du revêtement final composé en général de voussoirs en béton armé préfabriqués, on injecte un **coulis de remplissage** entre l'extrados des voussoirs et le parement du terrain excavé. Son rôle est de transmettre les charges du massif de sol au revêtement et de minimiser les tassements en surface.

Les deux types d'injection cités plus haut sont traités dans cette deuxième partie de ce mémoire :

Le chapitre VII de cette étude traite de l'injection d'imprégnation en la modélisant expérimentalement afin de déterminer quantitativement l'amélioration en résistance et en étanchement apporté par le coulis.

Le chapitre VIII de cette étude est consacré aux coulis de remplissage inertes par la détermination des caractéristiques mécaniques et physiques à court et long terme.

VII ETUDE DES PROPRIETES DES SABLES INJECTES

7.1 INTRODUCTION

L'injection par imprégnation des sols granulaires fins ne peut pas se faire avec un coulis classique du type bentonite-ciment-eau. Une des solutions envisageables est d'utiliser des coulis chimiques à base de silicate de sodium mélangé à un durcisseur (minéral pour les gels mous et organique pour les gels durs). L'appellation coulis chimiques marque essentiellement le fait que les coulis utilisés sont dépourvus de grains en suspension. Cette propriété les distingue des coulis à base de ciment et d'argile.

Pour mener à bien l'étude expérimentale de l'injection, il faut choisir un modèle décrivant le sol. Le choix de ce modèle pose le problème de représentativité ; il est en effet très difficile de reproduire à petite échelle toutes les caractéristiques d'un massif infini, comme par exemple son hétérogénéité et sa déformabilité. D'après Cambefort [CAM 64] tous les modèles de petites dimensions sont biaisés car ils ne permettent pas de déformation élastique du milieu, comme les massifs de dimensions infinies et ils sont par conséquent trop restrictifs. C'est pourtant une restriction que nous devons accepter pour la mise au point des nouveaux coulis. Il n'est pas envisageable de multiplier les essais en vraie grandeur qui sont longs et très chers.

Une multitude de dispositifs expérimentaux ont été développés par les laboratoires de recherches, certains ont fait l'objet de normes (voir figures suivantes).

Cette étude vise à acquérir une connaissance plus précise du comportement physico-mécanique à court terme (essai de perméabilité, essai triaxial, essai de compression) des sols injectés permettant la prise en compte de ce type de matériau dans le calcul du dimensionnement des soutènements provisoires lors du creusement d'un tunnel.

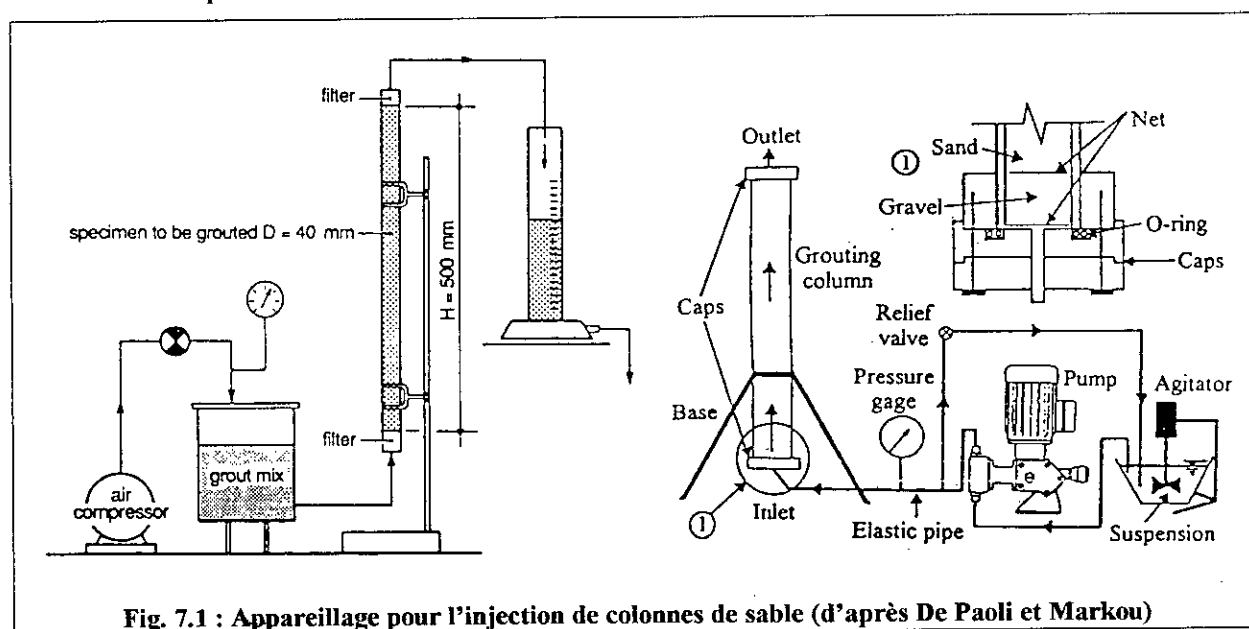
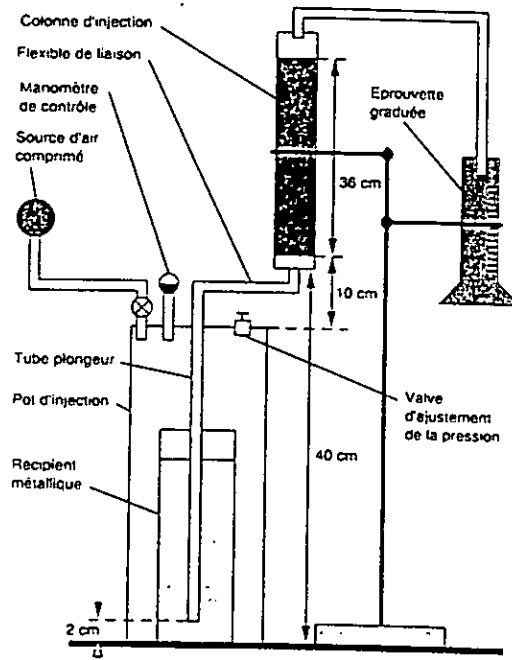


Fig. 7.1 : Appareillage pour l'injection de colonnes de sable (d'après De Paoli et Markou)



- Dispositif de l'essai - d'injectabilité
à la colonne de sable - (NF P 18-891).

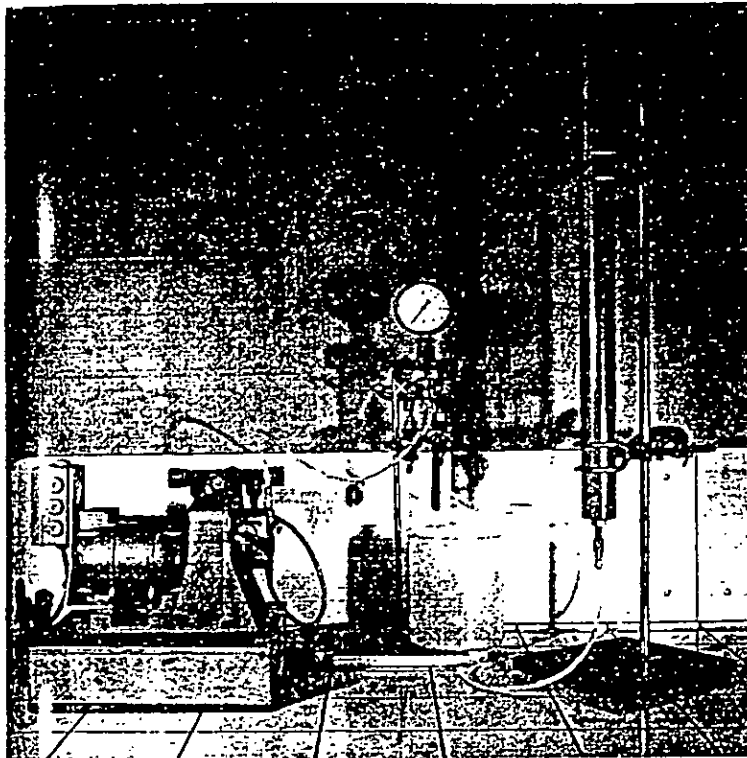
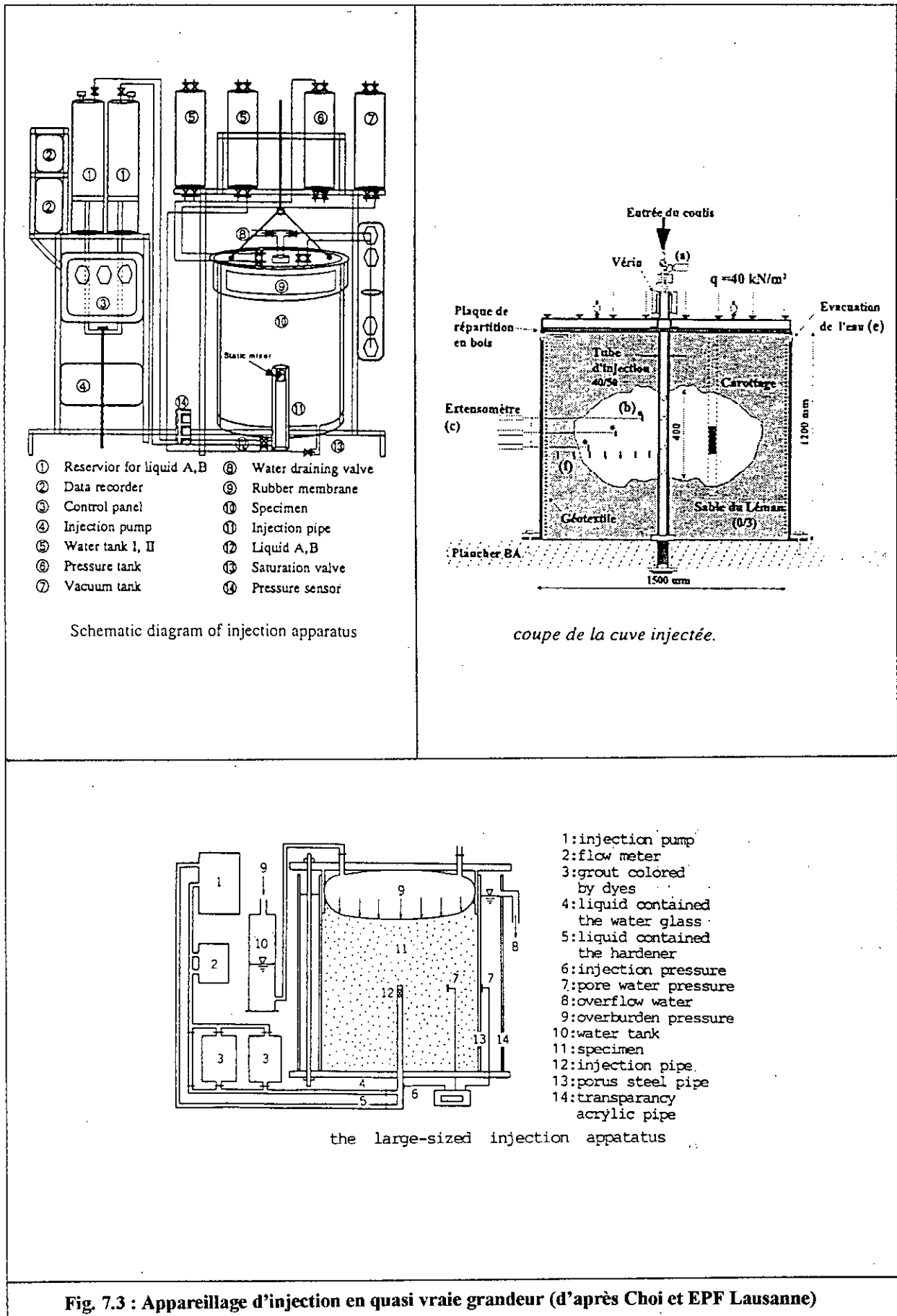


Fig. 7.2 : Norme française pour l'injection des colonnes de sable (d'après Luong)



Schematic diagram of injection apparatus

coupe de la cuve injectée.

the large-sized injection appatatus

Fig. 7.3 : Appareillage d'injection en quasi vraie grandeur (d'après Choi et EPF Lausanne)

7.2 MATERIAUX UTILISES

Pour cerner au mieux l'effet de l'injection sur le comportement des sols, on a décidé de travailler avec trois sables différents. La différence est caractérisée par la répartition granulométrique (fig. 7.4), quantifiée par le coefficient d'étalement $C_u = d_{60}/d_{10}$.

Sable de Fontainebleau: NE34 équivalent au MN30

C'est un sable fin, blanc, quarteux à grains angulaires. Sa teneur en silice est supérieure à 99 %. Il est caractérisé par un étalement très faible : $C_u \approx 1.4$

Sable de Seine

C'est un sable d'oued, caractérisé par un étalement important : $C_u \approx 3.2$

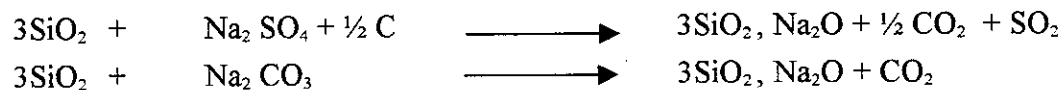
Sable d'Hostun

C'est un sable utilisé comme matériau modèle dans le domaine de la géotechnique. Il est de couleur gris-blanc à beige-rosé, sa teneur en silice est de 99.17 %. Le diamètre moyen d_{50} ressort à 0.35 mm, ce qui classe ce sable comme un sable moyen : $C_u \approx 2.4$

Coulis

Le coulis utilisé pour cette étude est un coulis chimique à base de silicate de soude mélangé à un réactif organique (durcisseur) de la série des 600 de l'entreprise Rhône-Poulenc.

Le silicate de sodium est une solution aqueuse de silice colloïdale en milieu alcalin de formule : $n \text{ SiO}_2, \text{ Na}_2\text{O}$ n : rapport moléculaire



Le silicate de soude est caractérisé par la teneur en silice et en soude, en d'autre terme par le rapport pondéral $R_p = \text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$

Les silicates de soude liquides habituellement utilisés ont un rapport pondéral compris entre 3 et 4, une densité comprise entre 30° et 42° Bé et un pH de 10.5 à 11.5.

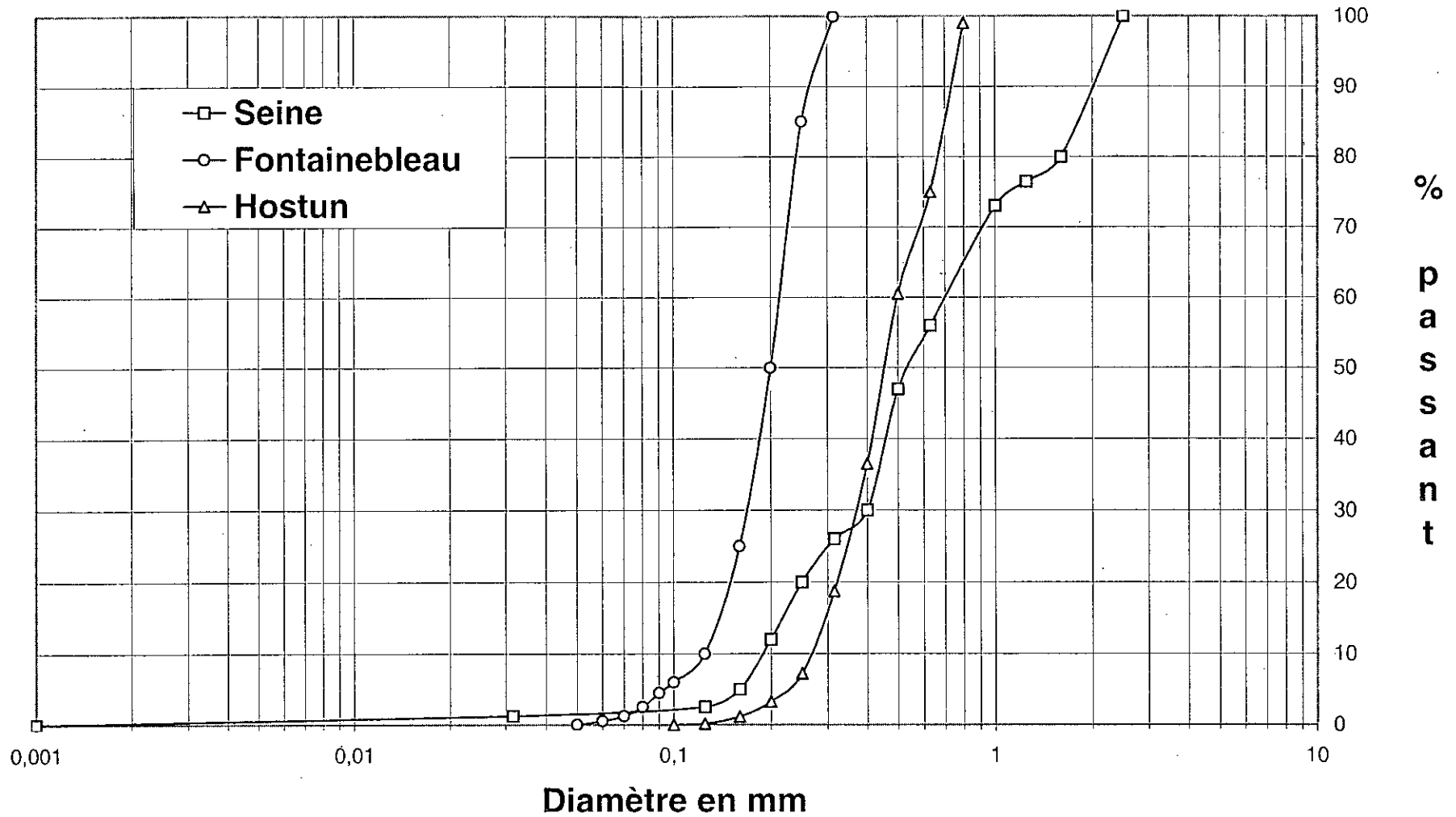
Les paramètres retenus pour caractériser la composition d'un gel par unité de volume, sont : la teneur en réactif, la dilution du silicate et le taux de neutralisation N (%)

De façon schématique, on peut dire qu'un silicate de soude en solution aqueuse se transforme en gel, plus ou moins résistant, par rupture de l'équilibre interne silice-soude. Cette rupture s'obtient, dans le cas de l'utilisation de réactifs organiques du type esters, par élimination d'une certaine quantité de soude par neutralisation avec les acides apportés par le réactif.

Des études en laboratoire ont montré de façon indiscutable que la pérennité des gels immergés dans l'eau était directement liée au taux de neutralisation.

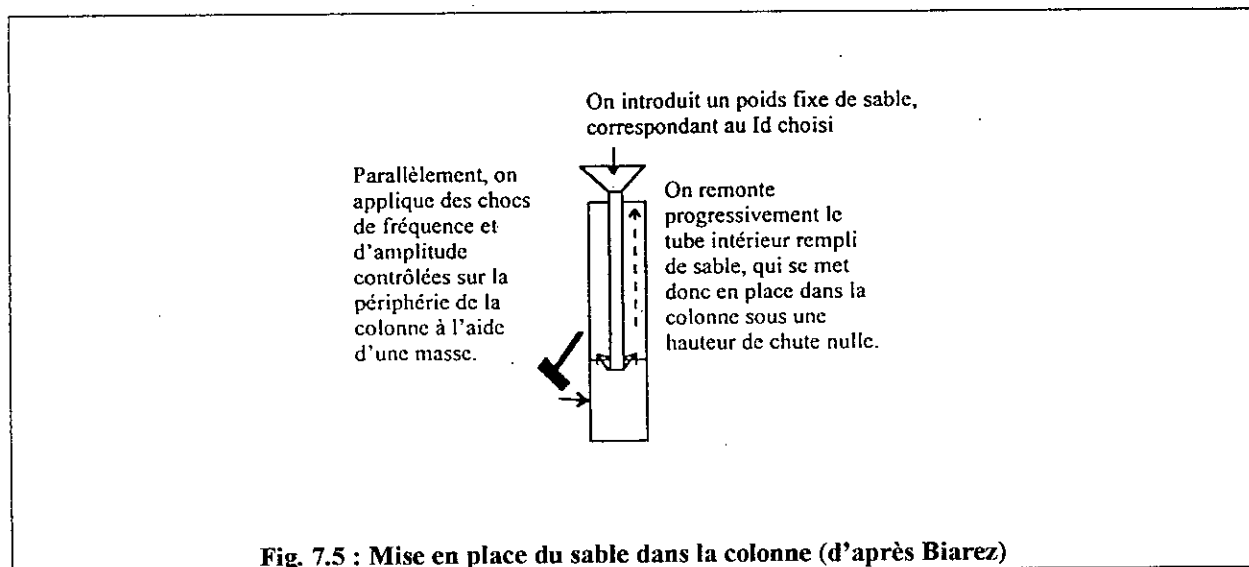
Le réactif de Rhône-Poulenc (série 600) est un mélange d'esters méthyliques et éthyliques de diacides.

Fig. 7.4 : Courbes granulométriques des sables de l'étude



7.3 PROCEDURE D'INJECTION

Le matériau à injecter (sable) est mis en place dans une cellule (colonne) d'injection, composée d'un tube transparent en PVC ($\Phi = 81 \text{ mm}$, $l = 50 \text{ cm}$), enserré entre deux embases métalliques au moyen de trois tiges filetées. Le sable est mis en place sec de telle sorte qu'on est une hauteur de chute nulle (fig. 7.5). Il est compacté par une série de chocs sur la paroi du tube.



Un robinet à la base de la colonne permet, à l'aide d'une pompe, d'injecter le produit désiré tout en contrôlant le débit d'entrée. Un capteur de pression permet de suivre l'évolution de la pression d'injection (similaire à fig. 7.1). La procédure d'injection retenue est la suivante :

- La colonne de sable est, dans un premier temps, saturée avec de l'eau avec un débit constant,
- Ensuite, on injecte le coulis choisi avec ce même débit, pour un volume égal à $2 \div 2.5$ fois le volume des vides,
- La colonne injectée est ensuite conservée en milieu humide pendant 7 jours (cas des coulis chimiques).

Cette procédure permet d'obtenir, de manière reproductible, des échantillons parfaitement cylindriques de sables de référence injectés.

Le but de la manipulation est d'imprégner la sable et non de le claquer. Pour cela, on utilise des débits relativement faibles (5 à 10 litres par heure) et on surveille les pressions affichées sur le manomètre. Un bon traitement exige à une élévation régulière de la pression. Les claquages se manifestent par des chutes brutales de pression.

Après la durée de conservation, les colonnes sont coupées aux bonnes longueurs et les éprouvettes sont extraites des tubes à l'aide d'une scie électrique.

L'opération d'injection a été effectuée deux fois, 12 colonnes au total ont été injectées.

7.4 PREMIERE SERIE D'ESSAIS

On a injecté 2 colonnes pour chaque sable : 2F (pour Fontainebleau) + 2S (pour Seine) + 2H (pour Hostun). Cette première série a servi aux essais de perméabilité et de compression simple.

La longueur des colonnes est d'environ 50 cm et le diamètre de 81 mm.

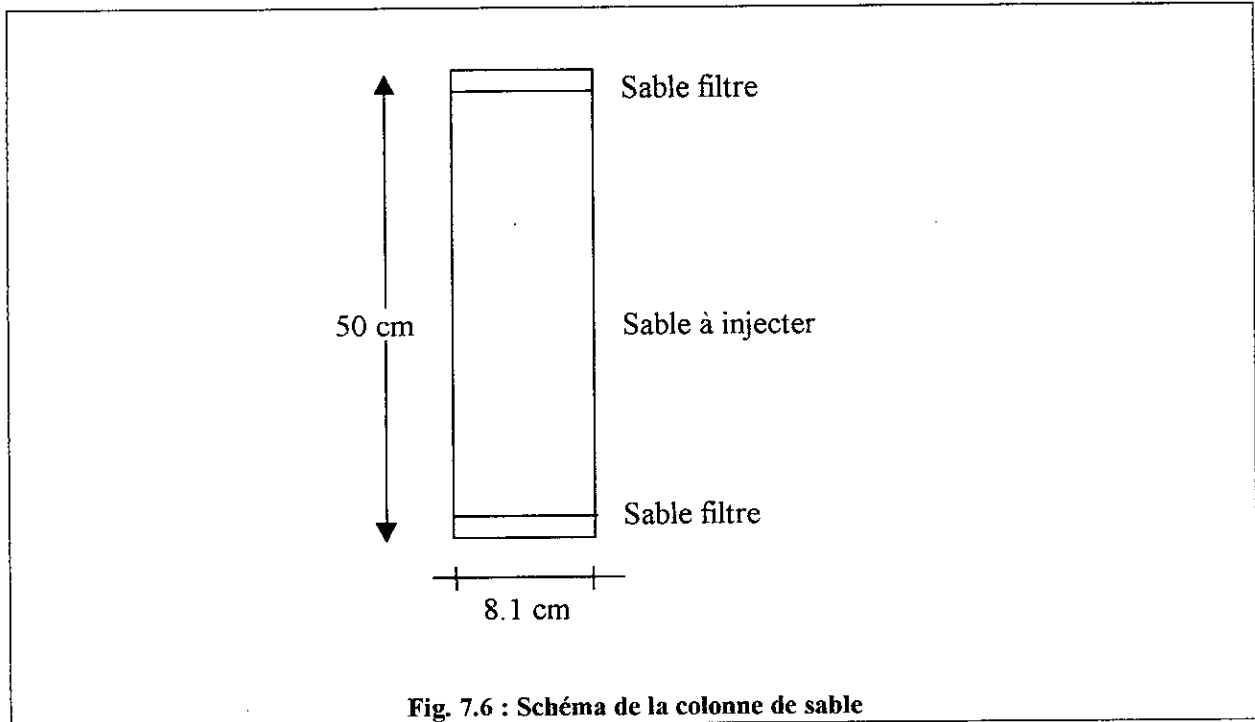


Fig. 7.6 : Schéma de la colonne de sable

La longueur exploitable varie entre 45 et 47 cm.

7.4.1 CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES COLONNES

L'imprécision de la mesure des longueurs des colonnes (due au mélange sable filtre – sable testé à l'interface) ne nous permet d'avoir qu'une valeur approximative de la densité.

$$V = \pi \frac{\phi^2}{4} h = \frac{m}{\gamma} \Rightarrow \gamma = \frac{4m}{\pi \phi^2 h} = d \cdot \gamma_{\text{eau}}$$

$$\gamma_{\text{eau}} = 1 \text{ g/cm}^3 \Rightarrow d = \frac{4m}{\pi \phi^2 h}$$

m : masse du sable testé,

ϕ : diamètre de la colonne,

h : hauteur du sable testé,

γ : poids volumique du sable testé.

Connaissant la masse du sable qu'on met dans la colonne et la hauteur de celle-ci, on détermine la densité.

Tableau 7.1 : Densité des sables

Sable	Fontainebleau		Seine		Hostun	
Colonne	F1	F2	S1	S2	H1	H2
m (g)	4100	4100	4700	4700	4090	4200
H (cm)	45.5	45.5	47	47.2	46	47
d	1.7	1.7	1.9	1.9	1.7	1.7

m : masse du sable mis dans la colonne

h : hauteur du sable testé dans la colonne

Tableau 7.2 : Indice des vides et porosité

Sable	Psec (g)	Psat (g)	Vv (ml)	Vt (ml)	Vs (ml)	e	n
F1	7319	8165	846	2374	1528	0.55	36
F2	7306	8141	835	2374	1539	0.54	35
S1	7876	8495	619	2452	1833	0.34	25
S2	7694	8324	630	2462	1832	0.34	26
H1	7296	8114	818	2400	1582	0.52	34
H2	7275	8112	837	2452	1615	0.52	34

Psec : poids de la colonne de sable sec (y compris les accessoires)

Psat : poids de la colonne de sable saturé (y compris les accessoires)

Vt : volume total de l'éprouvette de sable

Vv : volume des vides de l'éprouvette de sable

Vs = Vt - Vv : volume du solide de l'éprouvette de sable

e = Vv/Vs : indice des vides

n = Vv/ Vt × 100 : porosité en %

7.4.2 INJECTION DES COLONNES

Le coulis est à base de silicate de sodium et d'un durcisseur 600C de l'entreprise Rhône Poulenc. Pour permettre une imprégnation parfaite, on injecte en excès, c'est à dire que le volume injecté est égal à 2 ÷ 2.5 fois le volume des vides. Les proportions des constituants du coulis pour une formulation classique sont : 50/50+60

silicate de sodium : n × 500 ml

eau ordinaire : n × 500 ml

durcisseur 600C : n × 60 ml

Pour avoir une quantité de coulis suffisante, on a pris n = 4 ⇒ 2 litres de silicate de sodium + 2 litres d'eau + 0.24 litre de durcisseur. Le mélange a été réalisé par centrifugation pendant 3 mn. Au cours de l'injection, on mélange de temps à autre le coulis avec une baguette afin de maintenir l'homogénéité.

Sable de Fontainebleau : 2 colonnes F1 et F2

F1: L'injection a été menée avec une faible pression jusqu'à un volume injecté de 600 ml. La pression croît ensuite régulièrement jusqu'à atteindre 0.7 bar à l'arrêt. Le coulis ressort de l'éprouvette à partir d'un volume injecté égal à 830 ml environ. ($V_{\text{vide}} = 845.8 \text{ ml}$)

F2: Pression faible jusqu'à un volume injecté de 500 ml. Ensuite, augmentation régulière de la pression jusqu'à 0.75 bar à l'arrêt. Le coulis ressort de l'éprouvette à partir d'un volume injecté égal à 820 ml environ. ($V_{\text{vide}} = 835.2 \text{ ml}$)

Sable de Seine : 2 colonnes S1 et S2

S1: Pression faible jusqu'à un volume injecté de 400 ml. Ensuite, augmentation régulière de la pression jusqu'à 0.5 bar à l'arrêt.

S2: Pression faible jusqu'à un volume injecté de 500 ml. Ensuite, augmentation régulière de la pression jusqu'à 0.45 bar à l'arrêt. Le coulis ressort de l'éprouvette à partir d'un volume injecté égal à 650 ml environ. ($V_{\text{vide}} = 630 \text{ ml}$)

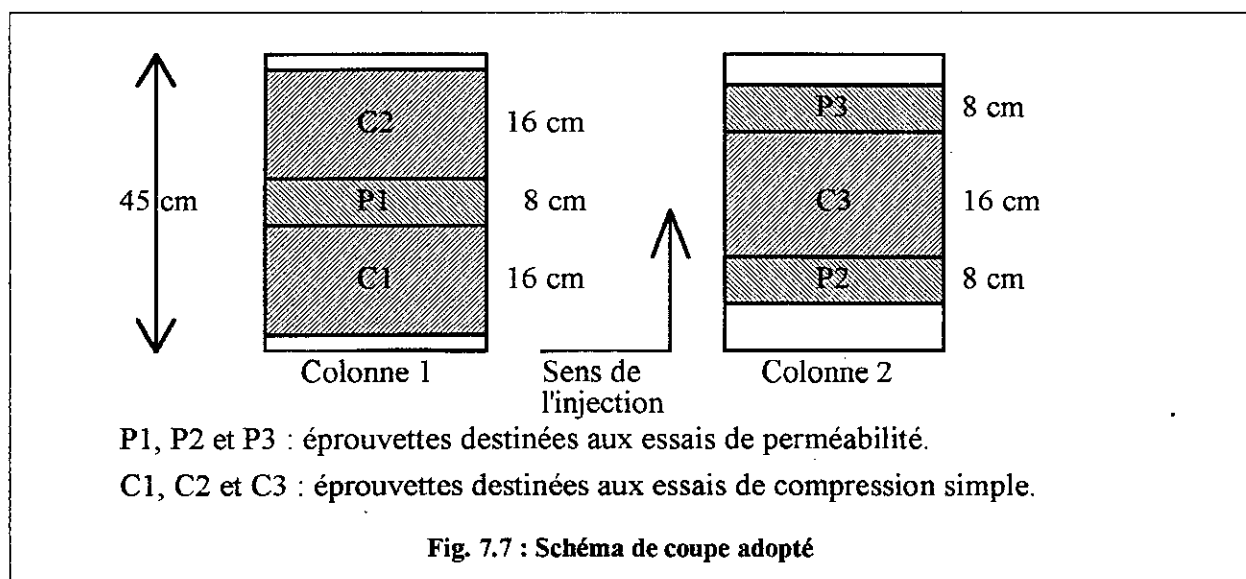
Sable d'Hostun : 2 colonnes H1 et H2

Pour les deux éprouvettes H1 et H2, l'injection a été menée à faible pression pendant toute la durée de celle-ci. Le coulis ressort de l'éprouvette pour un volume injecté égal à 800 ml environ. ($V_{\text{vide}} = 817.6 \text{ ml}$ et 837.5 ml)

7.4.3 PREPARATION DES EPROUVETTES

On dispose de deux colonnes pour chaque sable et les dimensions des éprouvettes doivent être telles que : $h = 2 \times \phi$ pour l'essai de compression simple et $h = \phi$ pour l'essai de perméabilité.

La longueur exploitable des colonnes est d'environ 45 cm. On doit effectuer deux ou trois essais de perméabilité et de compression simple. On a adopté le schéma de coupe suivant :



La position de l'éprouvette au sein de la colonne est importante car on a constaté une différence de densité entre le haut et le bas de la colonne. L'autre facteur est la qualité du traitement, qui est, normalement, meilleur à la base de la colonne.

7.4.4 ESSAI DE PERMEABILITE

Les éprouvettes ont été mises dans les perméamètres le septième jour de leur injection. Les dimensions des éprouvettes sont : $h = \phi \approx 81 \text{ mm}$

Avant d'appliquer la pression de percolation, on applique une pression latérale suffisante pour plaquer la membrane qui enveloppe l'éprouvette sur celle-ci et éviter ainsi une perte de pression à travers la paroi latérale de l'éprouvette.

Les pressions lues sur le manomètre doivent être toujours corrigées. Ces corrections sont d'étalonnage et de dénivellation (position de l'éprouvette par rapport à la source de pression). On a appliqué une pression de 0.20 bar, la correction d'étalonnage est de + 0.05 bar et la dénivellation est de -1.5 m :

$$p = 0.20 + 0.05 - 0.15 = 0.10 \text{ bar}$$

La formule utilisée pour le calcul du coefficient de perméabilité à l'eau est la formule classique de Darcy :

$$v = K.i = \frac{Q}{S} \Rightarrow K = \frac{Q}{S.i}$$

v: vitesse apparente de l'écoulement

Q: débit à travers une section S

i: gradient hydraulique = $\frac{p}{h}$

p: pression de percolation en cm

h: hauteur de l'éprouvette en cm

Observations

- L'essai a duré un peu plus de 4 jours et on a effectué 9 mesures à raison de deux mesures par jour minimum.
- L'eau recueillie est pesée avec une balance de précision.
- L'eau recueillie à la première mesure était très colorée (coloration du coulis). La coloration a presque disparu à la deuxième mesure et totalement pour les mesures suivantes.
- La quantité d'eau recueillie augmente d'une mesure à l'autre.

Résultats

Tableau 7.3 : perméabilité à l'eau des sables injectés (voir fig. 7.8, 7.9 et 7.10)

Mesure	Temps en heure	S. de Fontainebleau		S. de Seine		S. d'Hostun	
		P1 en 10^{-7} m/s	P2 en 10^{-7} m/s	P1 en 10^{-7} m/s	P2 en 10^{-7} m/s	P1 en 10^{-7} m/s	P2 en 10^{-7} m/s
1	2.74	1.73	1.94	1.52	1.63	2.57	2.17
2	20.27	5.46	4.00	2.99	3.71	3.85	4.49
3	27.95	7.38	4.28	3.38	4.13	4.09	5.06
4	44.93	7.66	4.48	3.80	4.67	4.49	5.33
5	51.51	8.66	4.71	4.55	5.33	5.14	5.65
6	70.14	8.10	4.40	5.11	5.36	5.24	5.29
7	76.16	9.10	4.81	6.62	5.89	6.06	5.73
8	92.33	8.52	4.49	6.63	5.47	5.72	5.31
9	99.19	7.47	3.93	5.98	4.76	5.06	4.70

P1 et P2 : éprouvettes testées.

Commentaires

- La différence constatée entre les deux éprouvettes du même sable provient probablement du facteur de densité qui joue un rôle très important et du traitement inégal le long de la colonne.
- L'augmentation brutale du coefficient de perméabilité est due certainement au délavage du coulis. Ceci est visible à la coloration de l'eau recueillie lors de la première et deuxième mesure.
- Le phénomène de diminution de la perméabilité en fin d'essai et qui a été constaté pour toutes les éprouvettes est dû probablement à la concentration de grains fins au niveau des filtres, ce qui fait décroître artificiellement la perméabilité de l'éprouvette.
- N'ayant à notre disposition que deux essais de perméabilité pour chaque sable injecté, on prendra pour le coefficient de perméabilité la plus grande valeur entre les deux essais :

Fontainebleau : $K = 9 \cdot 10^{-7}$ m/s

Seine : $K = 7 \cdot 10^{-7}$ m/s

Hostun : $K = 6 \cdot 10^{-7}$ m/s

- Sachant que le coefficient de perméabilité des sables vierges (avant injection) est de l'ordre de 10^{-4} m/s [MIR86 et autres], on constate que le gain en étanchement est d'au moins 10^2 m/s pour les trois sables.

Fig. 7.8 : Perméabilité à l'eau (sable de Fontainebleau injecté)

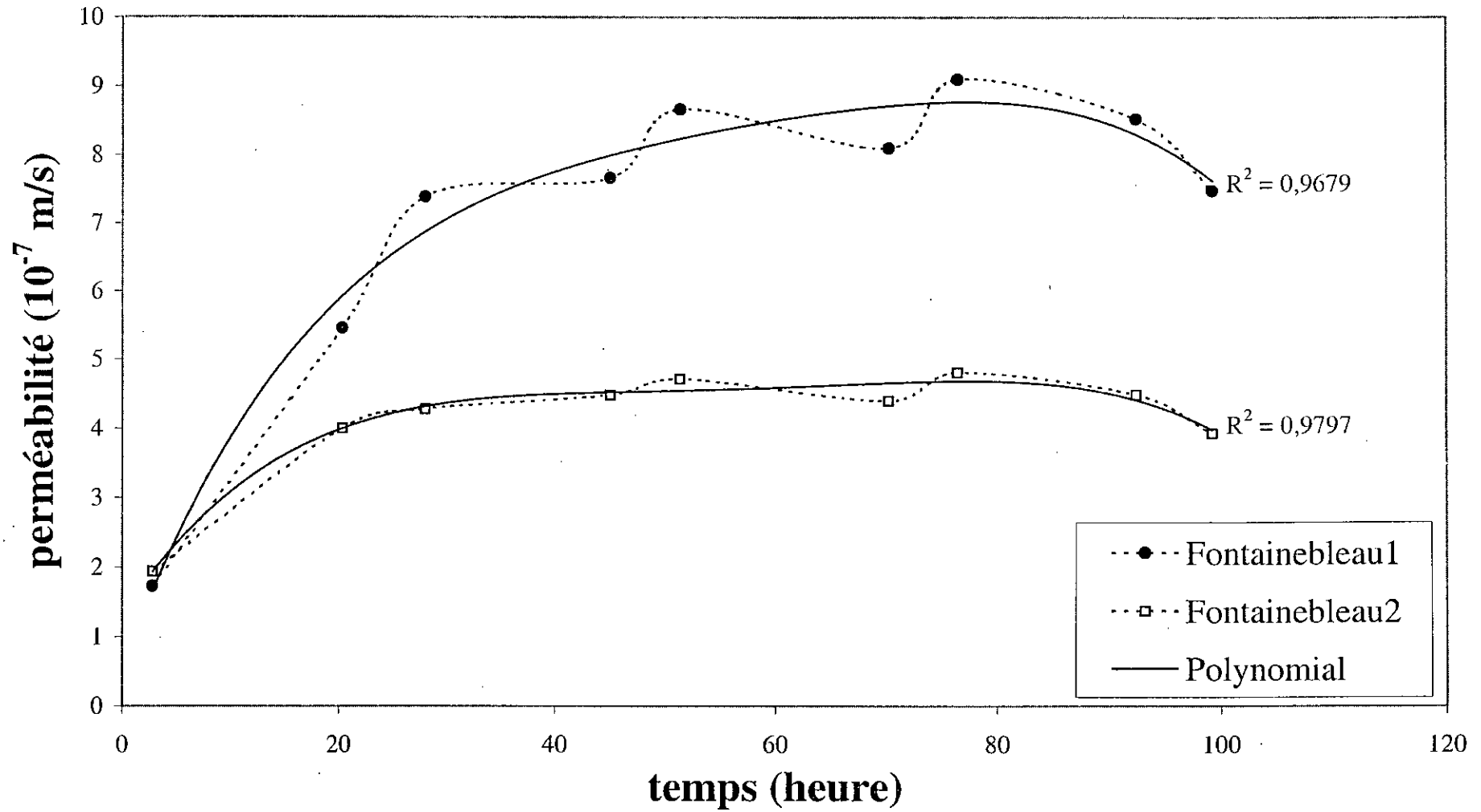


Fig. 7.9 : Perméabilité à l'eau (sable de Seine injecté)

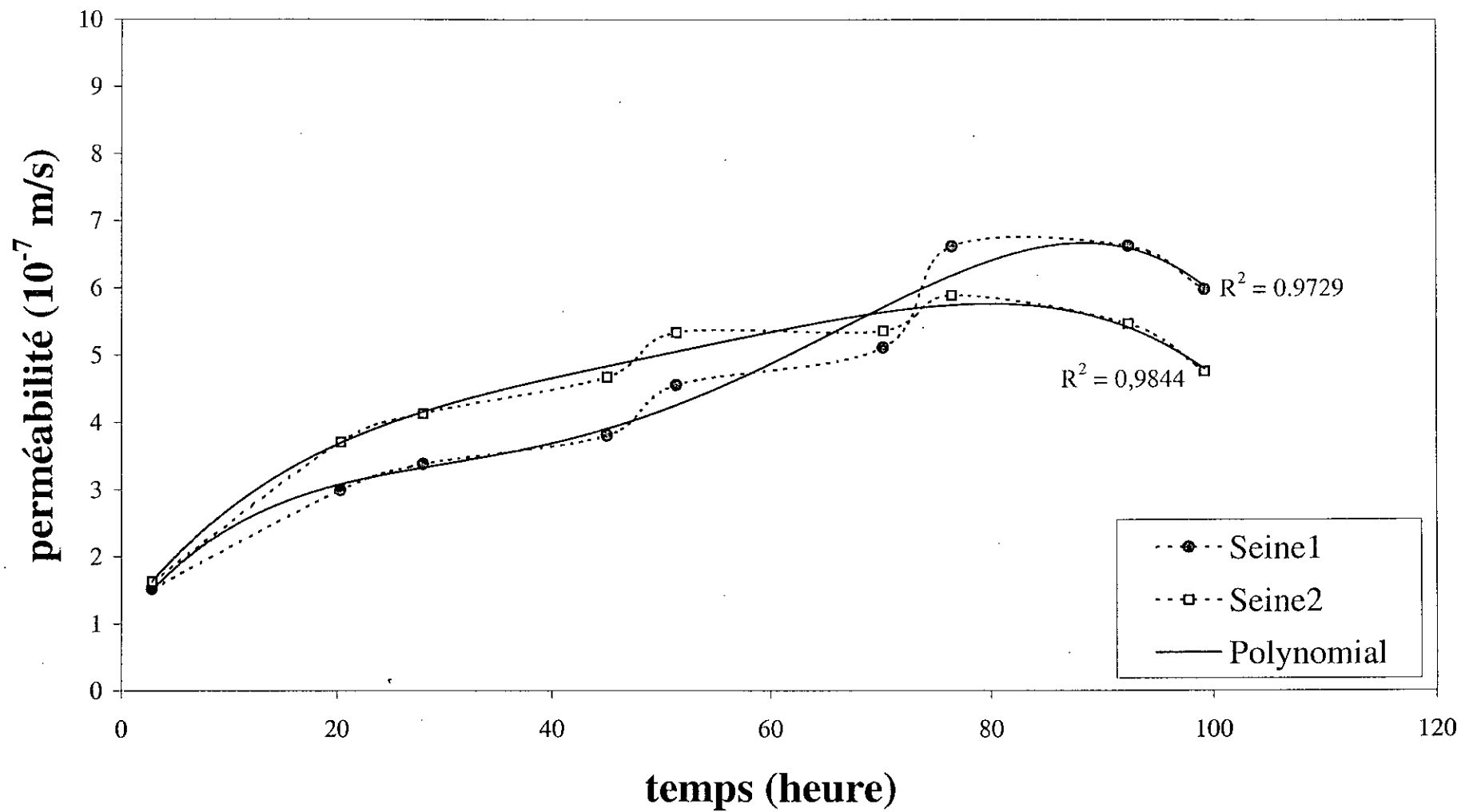
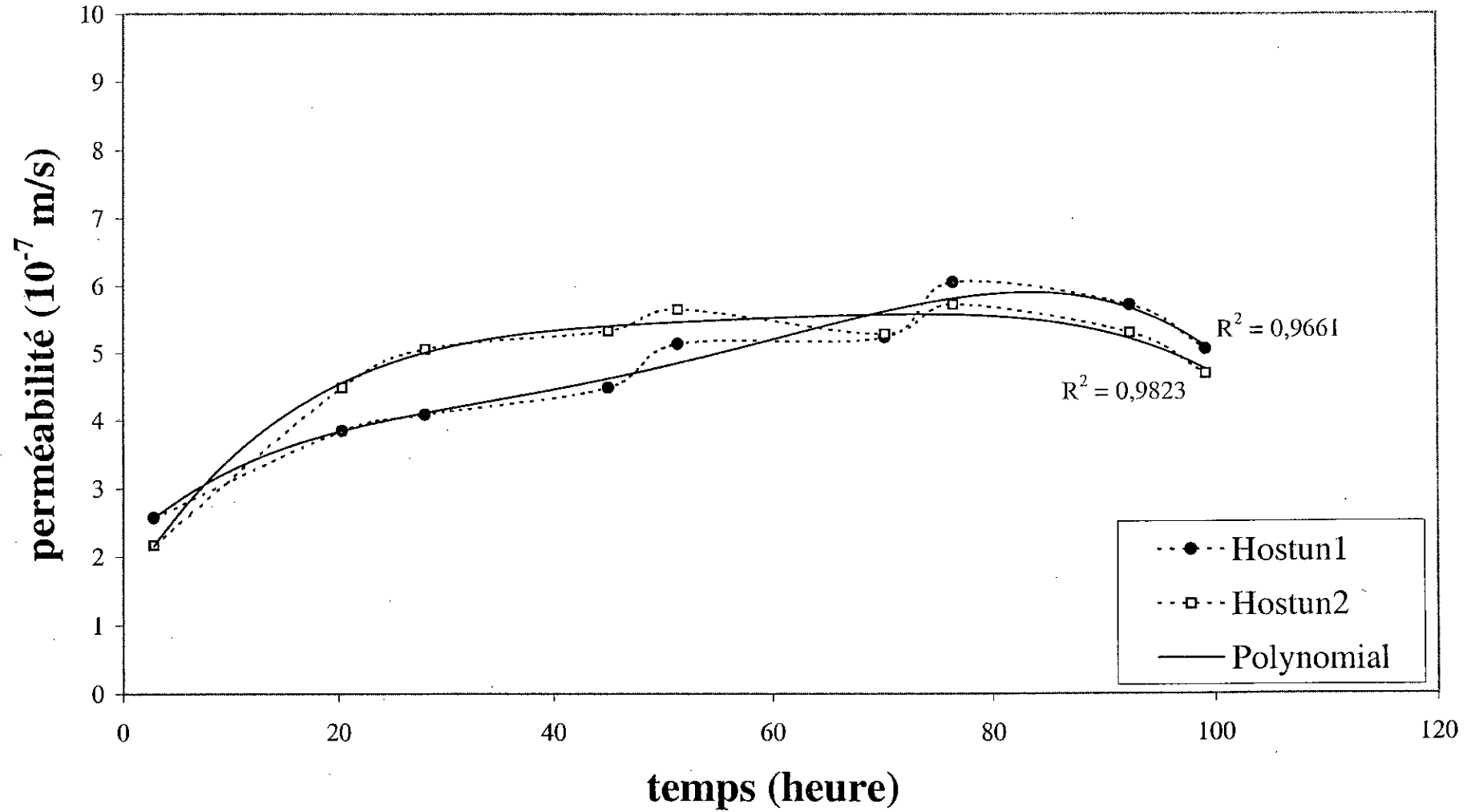


Fig. 7.10 : Perméabilité à l'eau (sable d'Hostun injecté)



7.4.5 ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE

Les essais ont été effectués au 8ème jour de la date d'injection. Les dimensions des éprouvettes sont : $\phi = 81 \text{ mm}$; $h = 160 \pm 2 \text{ mm}$

Pour diminuer l'effet des irrégularités constaté au niveau des bases des éprouvettes et à défaut d'un système d'antifretage, on a placé du papier cartonné entre l'éprouvette et la plaque de chargement.

L'appareil utilisé affiche, au fur et à mesure du déroulement de l'essai, la valeur des charges appliquées jusqu'à la rupture puis se fixe sur cette dernière.

La vitesse d'écrasement a été fixée à 5 mm/mn, ce qui représente une vitesse assez élevée pour empêcher le drainage de l'éprouvette pendant l'essai.

Observations

- Pour chaque sable, on a effectué 3 essais de compression simple.
- Les trois éprouvettes du même sable se trouvent à des endroits différents au sein de la colonne injectée.

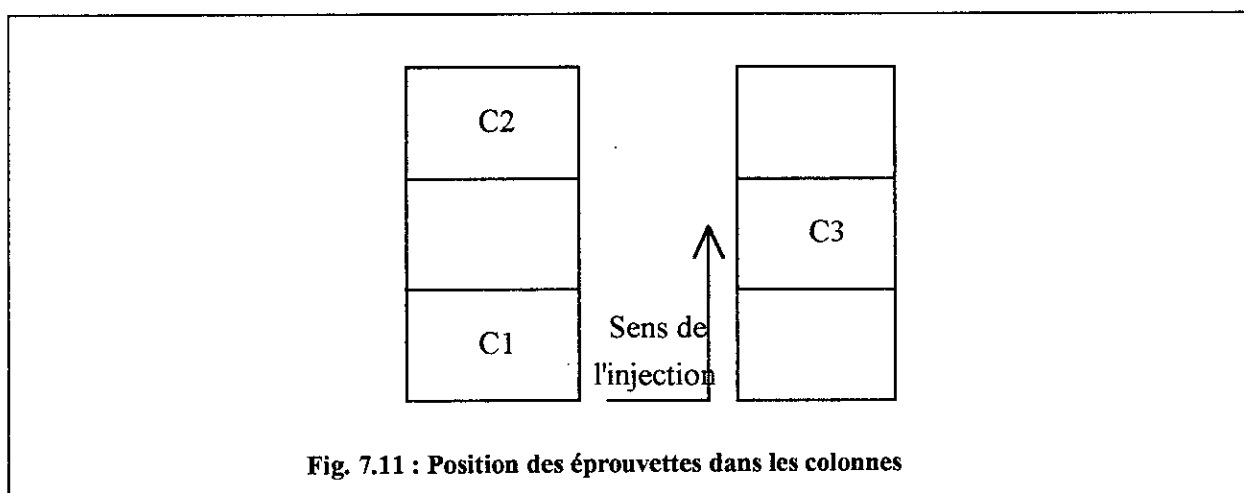


Fig. 7.11 : Position des éprouvettes dans les colonnes

Résultats et commentaires

Tableau 7.4 : résistance à la compression simple des sables injectés

Eprouvette	S. de Fontainebleau (MPa)	S. de Seine (MPa)	S. d'Hostun RF (MPa)
C2	1.313	0.608	0.968
C3	1.493	0.664	1.039
C1	1.445	0.746	1.026

- Lors de l'extraction des éprouvettes du tube en PVC, l'opération de démoulage avec une scie électrique a laissé des entailles sur les parois des éprouvettes. Ces entailles peuvent avoir une influence sur le plan de rupture et sur les valeurs de résistance.
- La relative basse résistance du sable de Seine injecté peut provenir des impuretés (argile, matières organiques) qu'il contient.
- L'écart entre les mesures est relativement faible ; il varie entre 5.7 % et 12.7 %.
- On constate que pour les sables de Fontainebleau et d'Hostun, la meilleure résistance a été enregistrée non pas à proximité de la source d'injection, mais plutôt au milieu de la colonne. Ceci confirme les résultats des études antérieures [MIR86] qui affirment que le traitement est meilleur en s'éloignant un peu du point d'injection.
- Les valeurs moyennes de résistances sont :

Fontainebleau : $\sigma_c = 1.42 \text{ MPa}$

Seine : $\sigma_c = 0.67 \text{ MPa}$

Hostun : $\sigma_c = 1.01 \text{ MPa}$

7.5 DEUXIEME SERIE D'ESSAIS

Comme pour la première série, on a injecté 2 colonnes pour chaque sable en utilisant le même coulis avec les mêmes proportions.

Vu l'imprécision de la mesure des longueurs des éprouvettes, on prendra comme valeurs de densité les mêmes que celles de la première série. Il faut noter que cette imprécision est due essentiellement au mélange qui se fait entre le sable filtre et le sable testé, lors de la mise en place de ces derniers dans la colonne. Il est difficile de distinguer une limite franche entre les deux sables.

Les phases de remplissage des colonnes et d'injection du coulis sont exactement les mêmes que pour la première phase.

Les éprouvettes recueillies sont destinées aux essais triaxiaux.

7.5.1 INJECTION DES COLONNES

Sable de Fontainebleau : 2 colonnes F3 et F4

F3: L'injection a été menée avec une faible pression jusqu'à un volume injecté de 700 ml. A partir de ce volume, la pression croît régulièrement jusqu'à atteindre 0.45 bar à l'arrêt. Le coulis ressort de l'éprouvette à partir d'un volume injecté égal à 800 ml environ.

F4: Pression faible jusqu'à un volume injecté de 500 ml. Ensuite, augmentation régulière de la pression jusqu'à 0.7 bar à l'arrêt.

Sable de Seine : 2 colonnes S3 et S4

S3: Pression faible jusqu'à un volume injecté de 600 ml. Ensuite, augmentation régulière de la pression jusqu'à 0.4 bar à l'arrêt. Le coulis ressort de l'éprouvette à partir d'un volume injecté égal à 550 ml environ

S4: Pression faible jusqu'à un volume injecté de 400 ml. Ensuite, augmentation régulière de la pression jusqu'à 0.45 bar à l'arrêt. Le coulis ressort de l'éprouvette à partir d'un volume injecté égal à 600 ml environ.

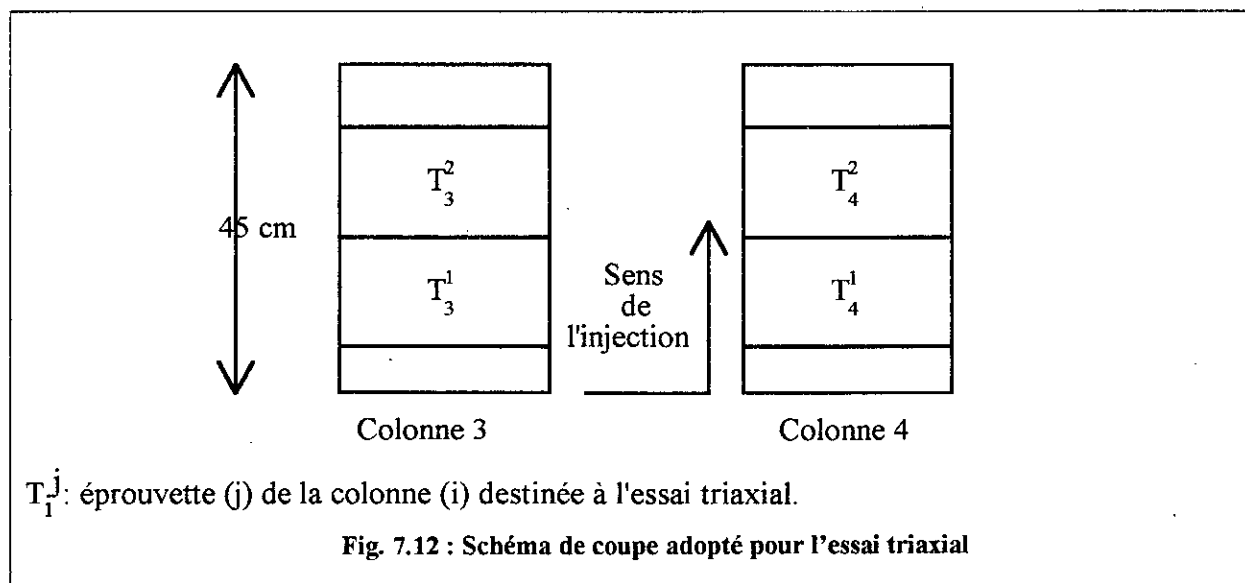
Sable d'Hostun : 2 colonnes H3 et H4

Pour les deux éprouvettes H3 et H4, l'injection a été menée à faible pression pendant toute la durée de celle-ci. Le coulis ressort de l'éprouvette pour un volume injecté égal à 800 ml environ.

7.5.2 PREPARATION DES EPROUVETTES

On dispose de deux colonnes injectées pour chaque type de sable. Les dimensions des éprouvettes sont : $h = 2 \phi \approx 160$ mm. La longueur exploitable est d'environ 45 cm.

On doit réaliser trois essais triaxiaux pour chaque sable injecté. Pour cela, on a adopté le schéma de coupe suivant :



La position initiale de l'éprouvette dans la colonne est importante, la densité et la qualité du traitement en dépendent.

Pour avoir des éprouvettes bien traitées et de densité élevée, on a découpé les éprouvettes de façon à se rapprocher de la source d'injection tout en évitant la première tranche de sable où il y a mélange entre le sable filtre et le sable testé.

7.5.3 ESSAI TRIAXIAL

L'essai triaxial a été réalisé avec un appareil triaxial dont la cellule est conçue pour recevoir des éprouvettes de 100 mm de diamètre.

Les pressions de consolidation appliquées ont été choisies en concordance avec des essais antérieurs à cette étude [SPA 90]. On a utilisé les valeurs $\sigma_3 = 0.2, 0.3$ et 0.4 MPa.

La vitesse de l'application de la charge était de 1 mm/mn. Un dynamomètre placé au-dessus de la cellule, nous permet de relever la charge appliquée chaque quart de tour c'est à dire chaque 0.25 mm de déplacement axial.

Pour ce type d'essai (CU), les paramètres de résistance sont :

C_{u0} : cohésion consolidée non drainée ou cohésion apparente minimale

λ_{Cu} : facteur d'augmentation de la cohésion

Résultats (voir figures 7.13, 7.14 et 7.15).

$\phi_0 = 81$ mm, $S_0 = 51.53$ cm². La pression de consolidation est σ_3 et le déviateur de contraintes $\sigma_1 - \sigma_3 = P/S$. P est la charge appliquée et S la section corrigée :

$$S = S_0(1 + 1.5\varepsilon_h)$$

ε_h : déformation longitudinale de l'éprouvette.

On relève les valeurs maximales de la charge appliquée à la rupture des éprouvettes.

Tableau 7.5 : contrainte normale à la rupture

Sable	Eprouvette	h (cm)	σ_3 (MPa)	Pmax (N)	Δl (mm)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (MPa)	σ_1 (MPa)
Fontainebleau	F ₃ ¹	16.4	0.2	10469	8.0	1.90	2.10
	F ₄ ¹	16.4	0.3	13061	8.75	2.34	2.64
	F ₄ ²	16.4	0.4	15313	11.5	2.69	3.09
Seine	S ₃ ¹	16.5	0.2	9847	8.0	1.78	1.98
	S ₄ ²	16.4	0.3	12031	7.75	2.18	2.48
	S ₃ ²	16.3	0.4	13163	8.75	2.36	2.76
Hostun	H ₃ ¹	16.3	0.2	9133	10.5	1.61	1.81
	H ₄ ¹	16.1	0.3	10781	8.5	1.95	2.25
	H ₄ ²	16.2	0.4	13878	11.0	2.30	2.70

Fig. 7.13 : Courbes contraintes-déformations (sable de Fontainebleau injecté)

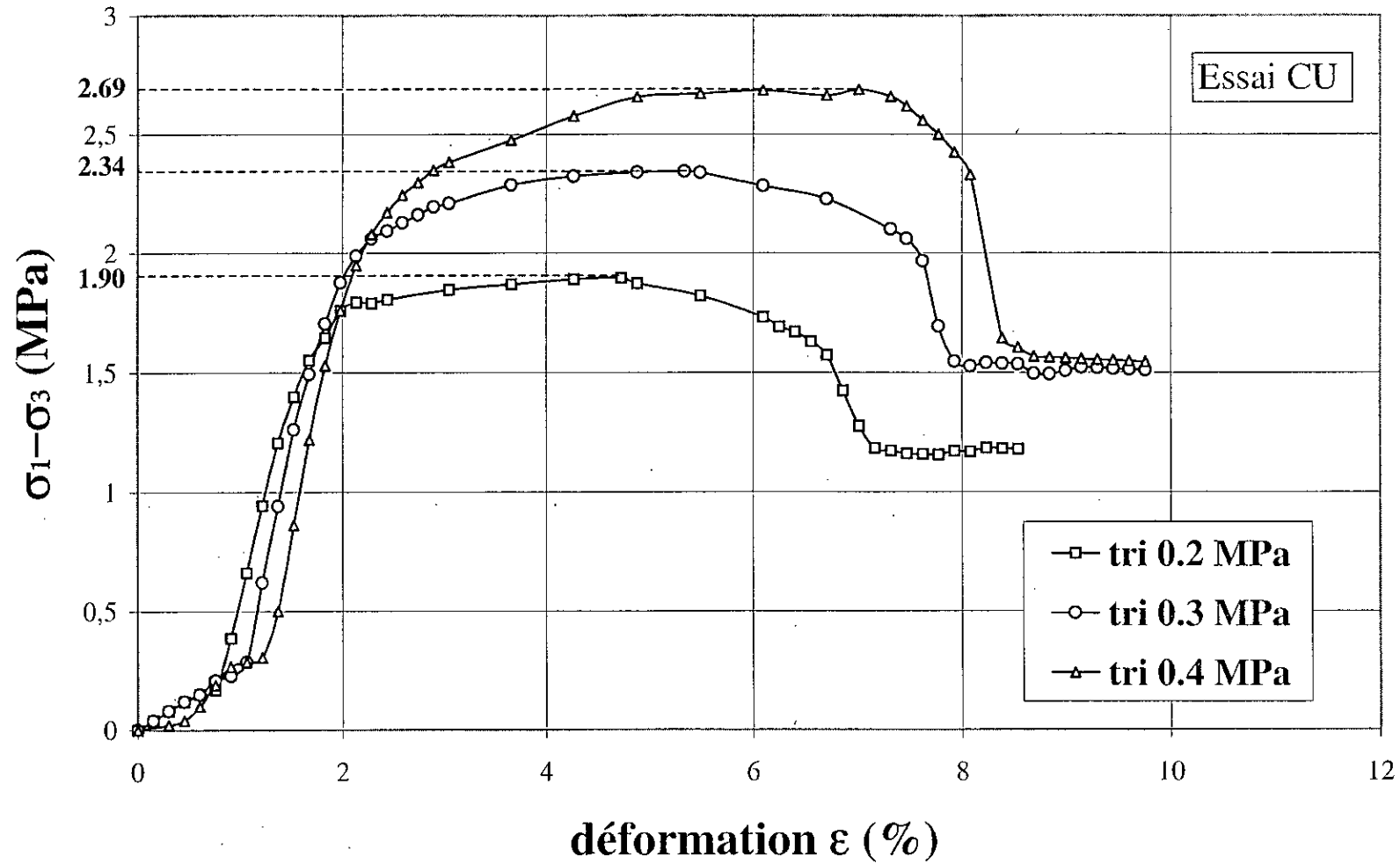


Fig. 7.14 : Courbes contraintes-déformations (sable de Seine injecté)

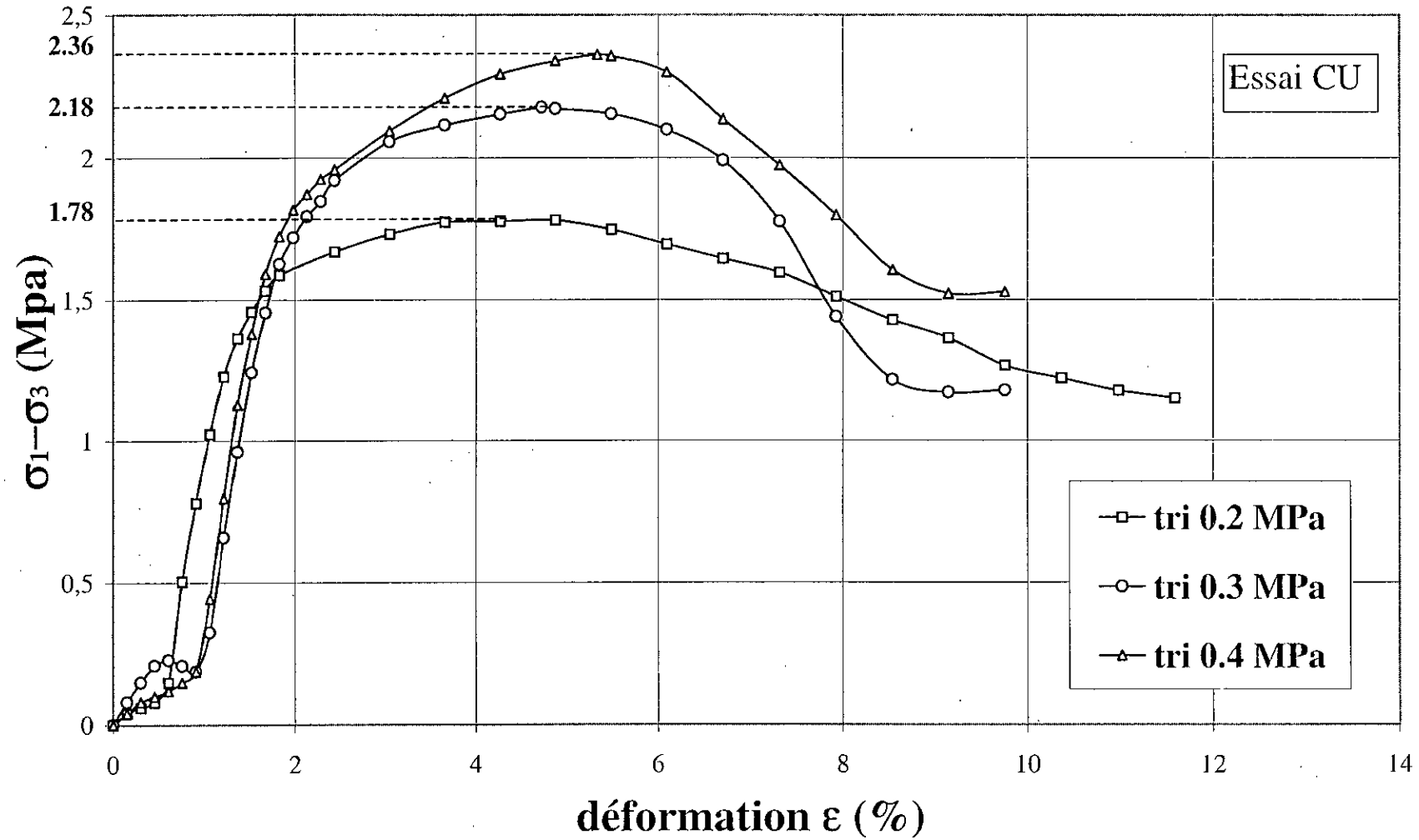
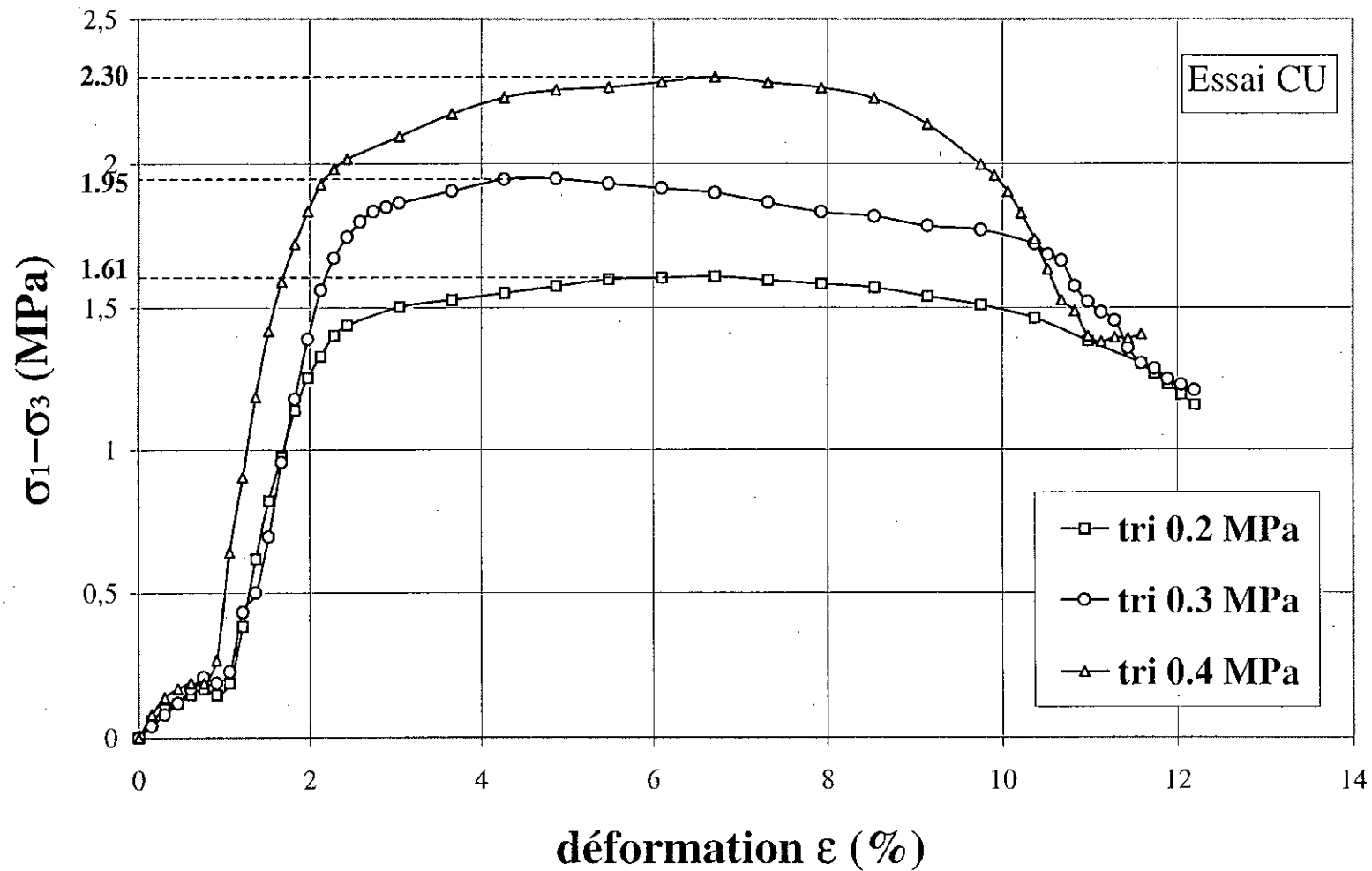


Fig. 7.15 : Courbes contraintes-déformations (sable d'Hostun injecté)



Exploitation des résultats (voir figures 7.19, 7.20 et 7.21)

Pour chaque type de sable, on trace les cercles de Mohr correspond aux trois états de contraintes : Centre du cercle $C = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$

$$\text{Rayon du cercle } r = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

La tangente horizontale de chaque cercle, nous donne sur l'axe τ la cohésion non drainée : C_{u1} , C_{u2} et C_{u3} (voir figures 7.16, 7.17 et 7.18). En traçant la courbe $C_u = f(\sigma_c)$, on détermine les paramètres de résistance pour ce type d'essai : C_{u0} et λ_{Cu}

Tableau 7.6 : paramètres de résistance du sable de Fontainebleau injecté

Eprouvette	F_3^1	F_4^1	F_4^2
σ_3 (MPa)	0.20	0.30	0.40
σ_1 (MPa)	2.10	2.64	3.09
c (MPa)	1.15	1.47	1.74
r (MPa)	0.95	1.17	1.34
C_u (MPa)	0.95	1.17	1.34

$$C_{u0} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{Cu} = 1.97$$

Tableau 7.7 : paramètres de résistance du sable de Seine injecté

Eprouvette	S_3^1	S_4^2	S_3^2
σ_3 (MPa)	0.20	0.30	0.40
σ_1 (MPa)	1.98	2.48	2.76
c (MPa)	1.09	1.39	1.58
r (MPa)	0.89	1.09	1.18
C_u (MPa)	0.89	1.09	1.18

$$C_{u0} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{Cu} = 1.45$$

Tableau 7.8 : paramètres de résistance du sable d'Hostun injecté

Eprouvette	H_3^1	H_4^1	H_4^2
σ_3 (MPa)	0.20	0.30	0.40
σ_1 (MPa)	1.81	2.25	2.70
c (MPa)	1.00	1.27	1.55
r (MPa)	0.80	0.97	1.15
C_u (MPa)	0.80	0.97	1.15

$$C_{u0} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{Cu} = 1.72$$

Fig. 7.16 : Cercles de Mohr (sable de Fontainebleau injecté)

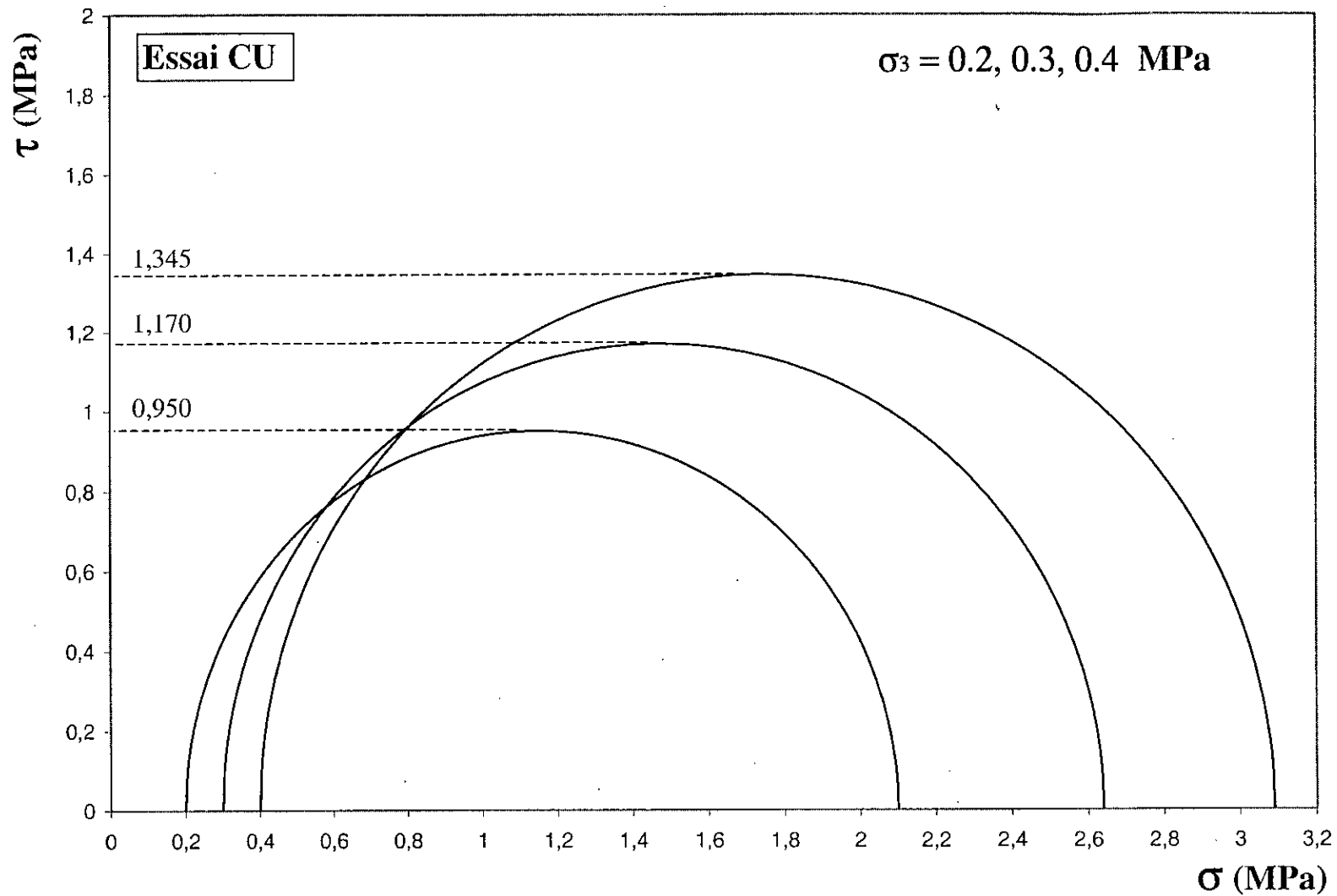


Fig. 7.17 : Cercles de Mohr (sable de Seine injecté)

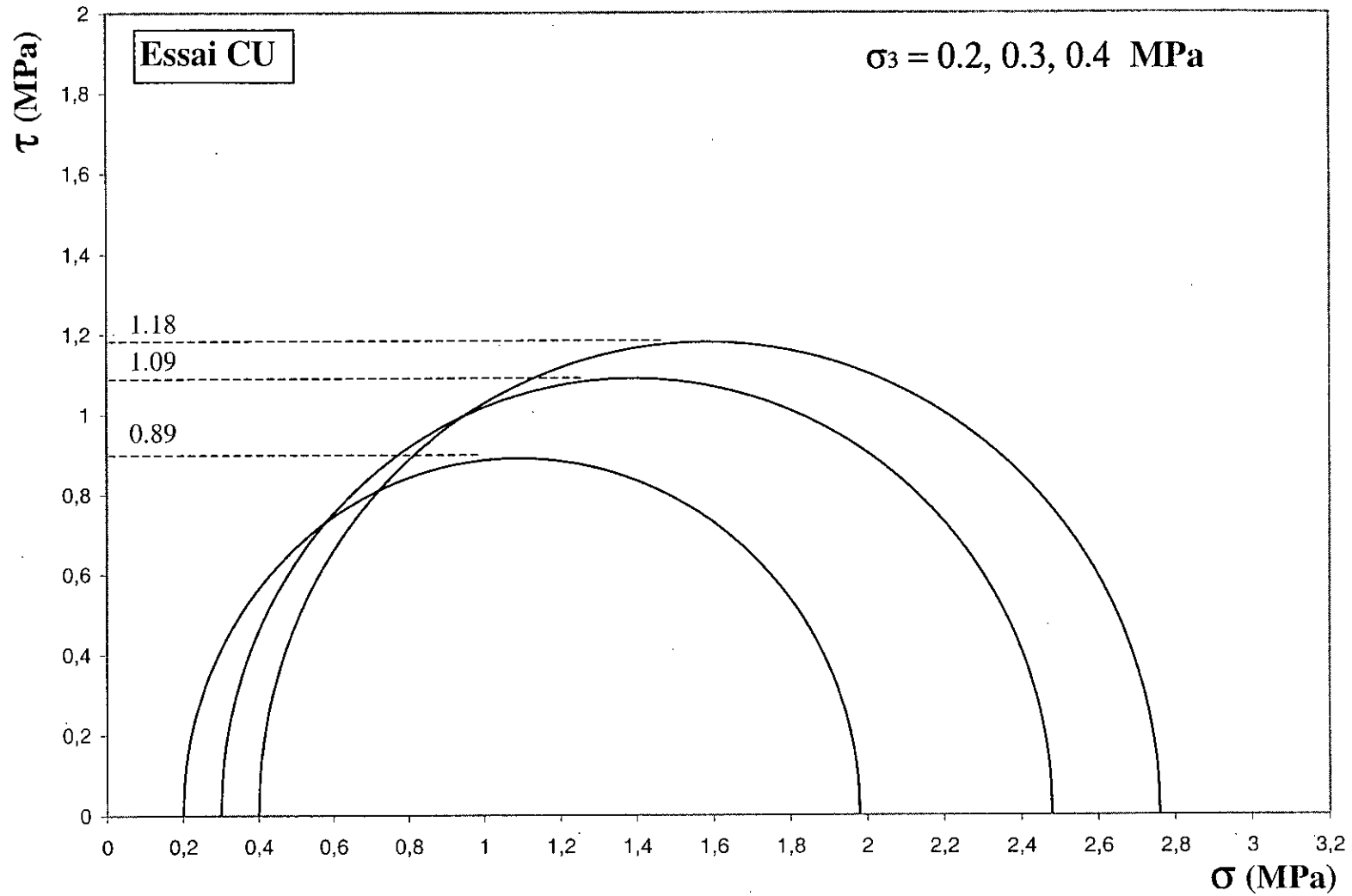


Fig. 7.18 : Cercles de Mohr (sable d'Hostun injecté)

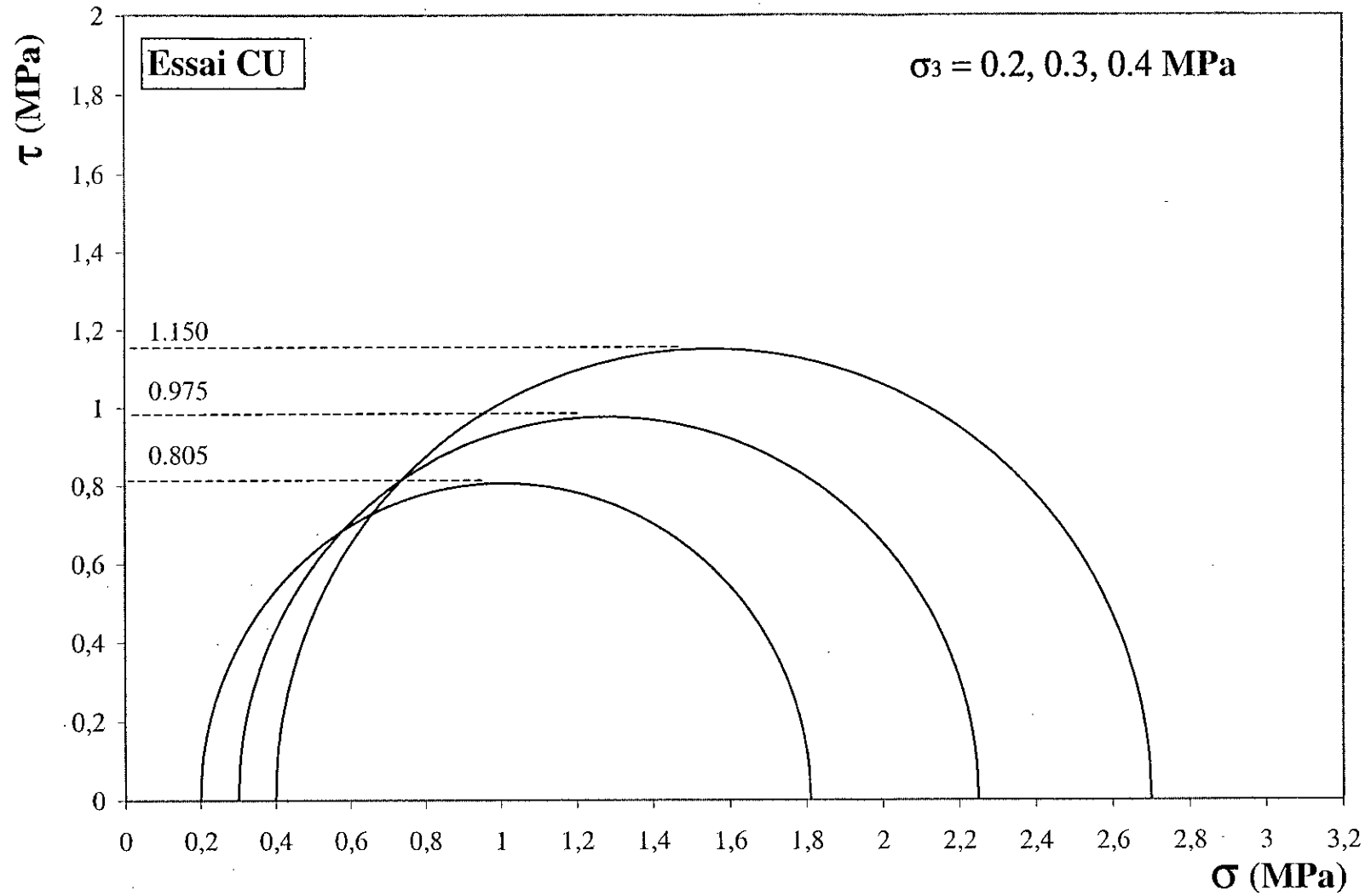


Fig. 7.19 : Courbe cohésion-contrainte de confinement (sable de Fontainebleau injecté)

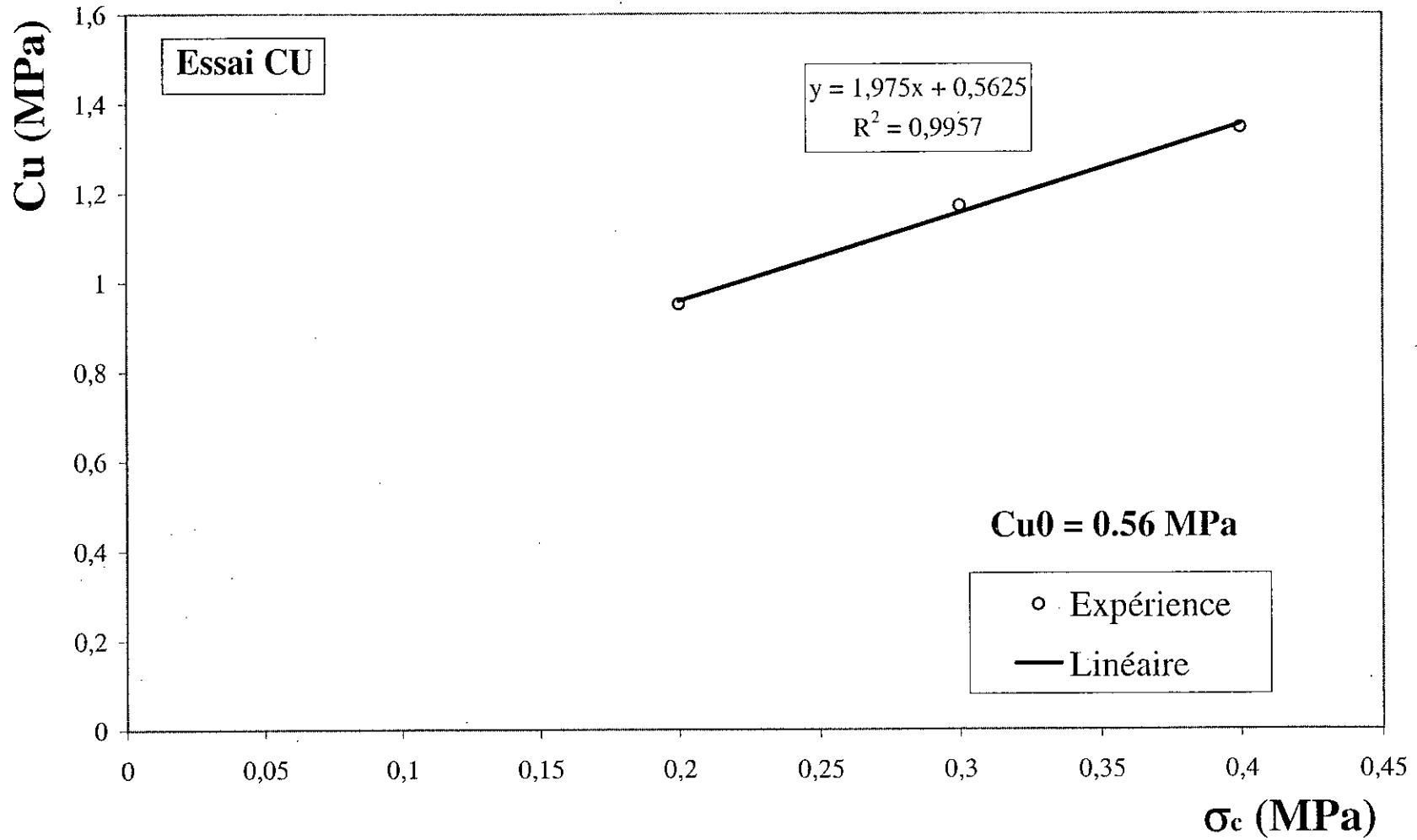


Fig. 7.20 : Courbe cohésion-contrainte de confinement (sable de Seine injecté)

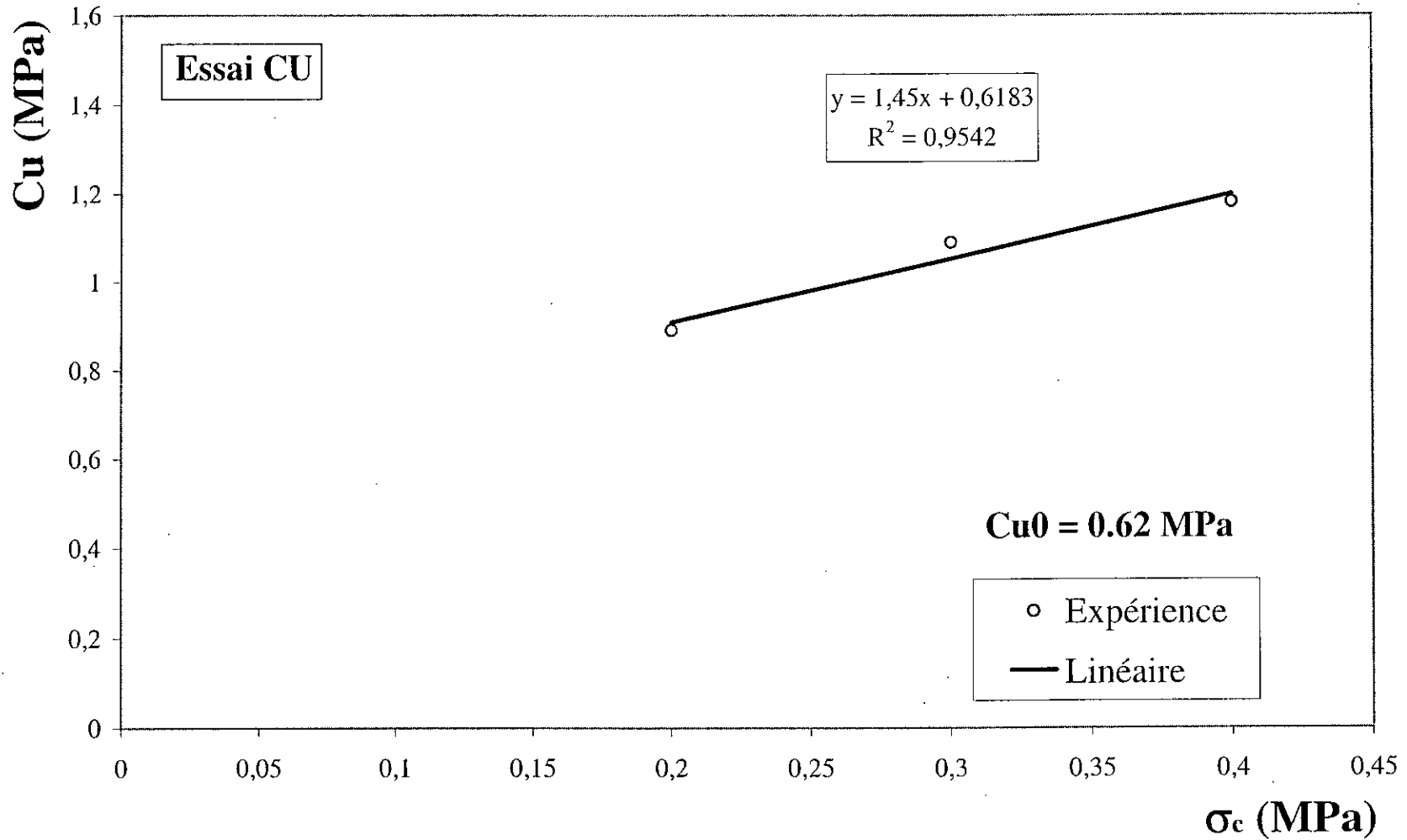
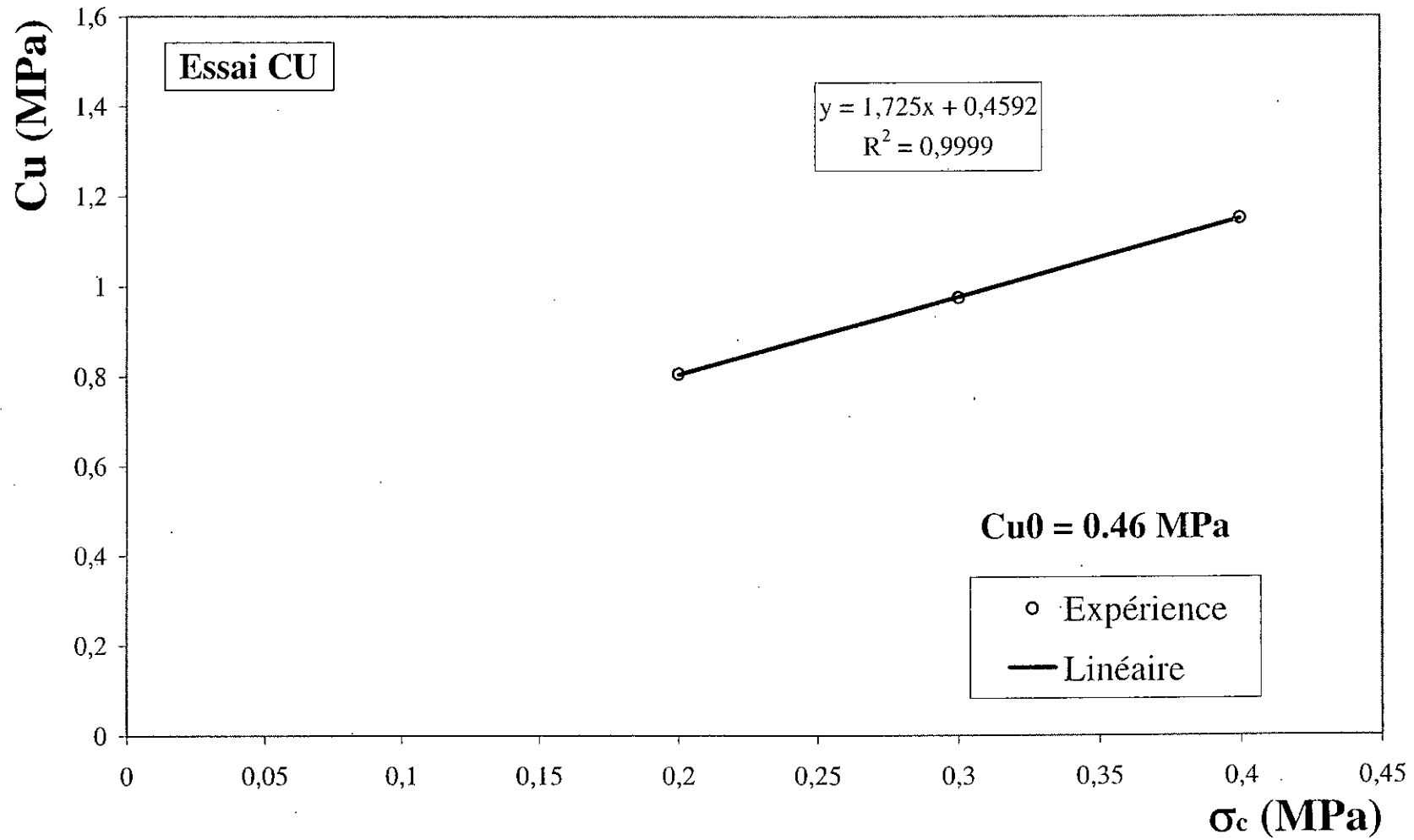


Fig. 7.21 : Courbe cohésion-contrainte de confinement (sable d'Hostun injecté)



7.6 CONCLUSION

Cette étude a permis de mettre en évidence l'apport en étanchement et en résistance du coulis dans un sable injecté.

Le dispositif d'injection a permis d'avoir des éprouvettes de sable injecté par imprégnation de forme cylindrique et régulière.

Pour les essais de perméabilité, il y a eu une hausse assez brutale de la perméabilité dès les premières heures de l'essai. On constate que le traitement est totalement délavé dès le deuxième jour. Ce phénomène est peut être accentué par la solubilité du gel. Malgré cela, le gain en étanchement se situe au environ de 10^2 m/s pour les trois sables.

Les éprouvettes de sables injectés avec du gel de silicate ont atteint une résistance à la compression simple comprise entre 6 et 15 bars. Il faut lier ces résultats à la vitesse d'application de la charge (5 mm/mn pour cette étude) car le gel a une faible raideur et un comportement fluant.

L'essai triaxial nous a renseigné sur le comportement à court terme des sables injectés par l'apport d'une cohésion apparente minimale C_{u0} .

Le sable étant un matériau purement frottant, il acquière après injection, une cohésion voisine de celle du coulis. Ce phénomène est expliqué par CAMBEFORT [CAM 67] dans son ouvrage : Injection des sols (tome 1) : « Comme le coulis possède une certaine cohésion, son injection a pour effet de remplacer un sol uniquement pulvérulent par un sol ayant à la fois une cohésion et un angle de frottement interne. Celui-ci est le même qu'avant injection et la cohésion est celle du coulis ».

Concernant la technique de préparation des colonnes de sable, on a constaté que la densité varie en diminuant du bas vers le haut. Ceci a une influence sur les résultats ; les écarts de résistance peuvent atteindre 100 % [MIR 86].

VIII CARACTERISATION D'UN COULIS DE REMPLISSAGE INERTE

8.1 INTRODUCTION

Dans les tunnels réalisés au tunnelier mécanisé avec bouclier, et lorsque le revêtement en voussoirs est mis en place à l'intérieur de la jupe arrière du bouclier, une injection de remplissage (ou bourrage) est indispensable pour remplir le vide laissé par le tunnelier entre l'extrados des voussoirs et le parement du terrain excavé (vide annulaire).

La qualité, la pérennité et la précision de l'ouvrage terminé dépendent en grande partie des conditions de réalisation de cette injection, et plus particulièrement des types de mortier utilisés et des différents facteurs intervenants lors de leur mise en œuvre.

On peut distinguer deux grandes familles de coulis de remplissage selon l'activité et la vitesse de prise ;

- les coulis dits actifs, qui contiennent une part non négligeable de ciment (ou d'un liant équivalent) et qui font prise relativement rapidement, c'est-à-dire entre quelques dizaines de minutes et quelques heures.
- les coulis dits inertes ou semi-inertes, qui ne font pas prise ou qui ont une prise très lente au bout de plusieurs jours et pour lesquels les risques de bouchage des conduites au niveau du tunnelier sont très réduits. Il s'agit de mortiers à base de sables, filler, bentonite, cendres volantes, ...

Le rôle du remplissage à l'aide d'un coulis de remplissage inerte est double :

➤ a court terme, il doit avoir les fonctions suivantes :

1. il doit s'opposer aux déformations du terrain encaissant après le passage du tunnelier,
2. il doit éviter les déformations des anneaux de revêtement constitués de voussoirs en sortie de la jupe du tunnelier,
3. il doit être de mise en œuvre aisée, c'est-à-dire pompable dans des conduites de diamètre relativement réduit.

Pour assurer ces fonctions le coulis doit être peu déformable, suffisamment résistant et assez fluide pour permettre son transport du lieu de fabrication aux points d'injection.

➤ à long terme, il doit assurer la transmission des efforts de confinement entre le terrain et le revêtement. Il doit être stable dans le temps et présenter éventuellement des caractéristiques d'étanchéité.

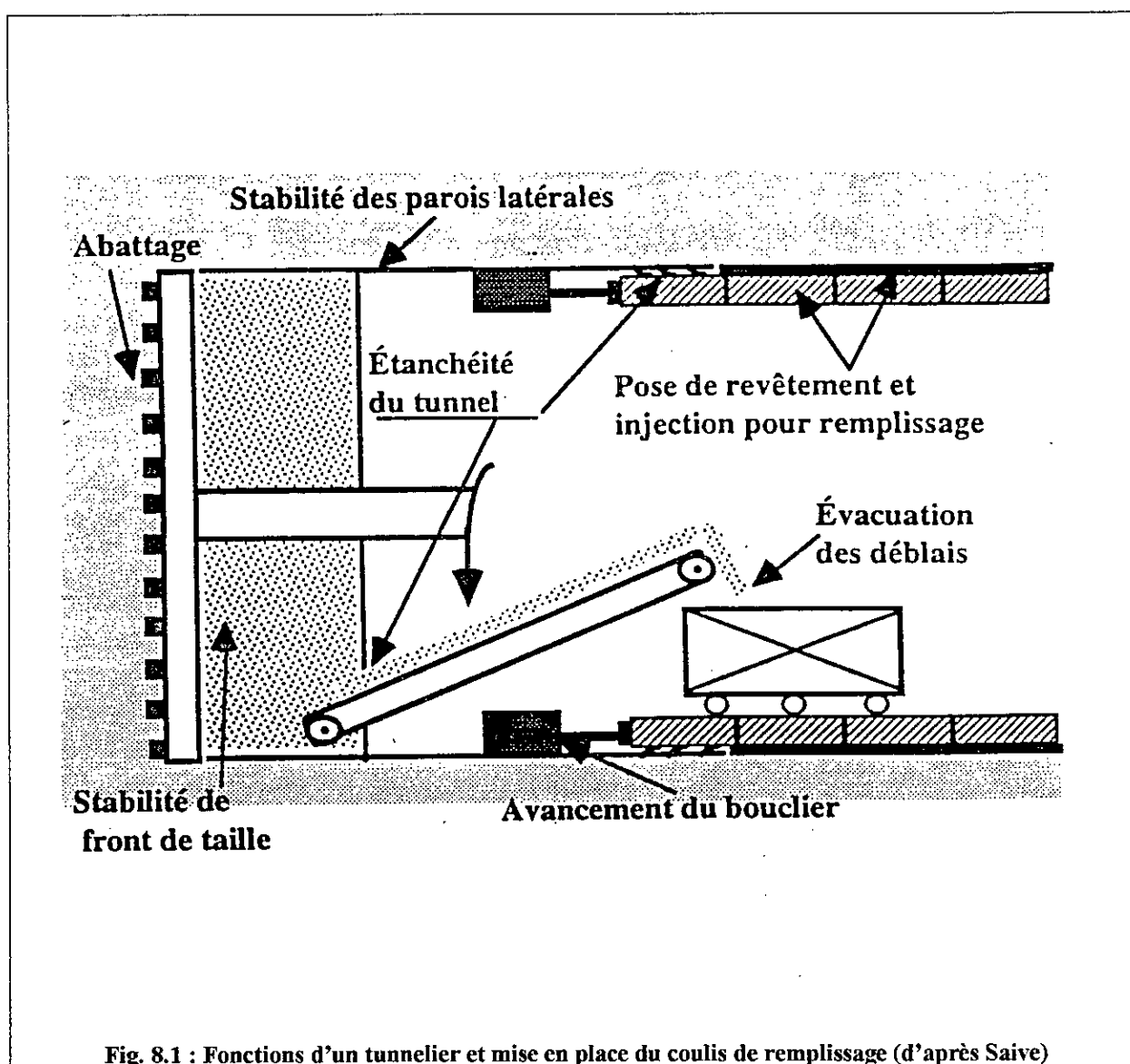
Par résistance, il y aura lieu d'examiner la notion de résistance au cisaillement de préférence à la notion de résistance à la compression simple plus couramment utilisée.

L'objectif de cette étude est de caractériser un coulis inerte aux cours de deux phases :

- l'état initial et intermédiaire correspondant à la phase de fabrication et du transport du coulis,
- l'état final correspondant à la mise en place du coulis dans le vide annulaire et son évolution dans le temps.

Les principaux essais réalisés sur le coulis sont des essais de mécanique des sols car ils modélisent assez bien le problème traité. Il s'agit de :

- l'essai de cisaillement direct à la boîte qui nous informe sur la résistance et la fluidité du coulis,
- l'essai de compressibilité à l'oedomètre qui met en évidence la déformabilité du coulis source de tassement du terrain.



8.2 MATERIAUX UTILISES

Le coulis expérimenté est un coulis inerte composé de sable, filler, bentonite et eau.

Sable : c'est un sable roulé tamisé à 5 mm, provenant de l'oued Djedi (région de Biskra).

Filler : c'est la fraction fine d'un sable concassé à partir d'un tout venant d'oued.

Bentonite : c'est une bentonite de forage.

Eau : c'est de l'eau ordinaire de robinet.

8.2.1 SABLE

Tableau 8.1 : Analyse granulométrique 'tamisage à sec'

Tamis (mm)	Refus Cumulés		Tamisât (%)
	Poids	%	
5	0.00	0.00	100.00
2.5	201.03	10.05	89.95
1.25	408.53	20.42	79.58
0.63	728.90	36.44	63.56
0.315	1287.80	64.39	35.61
0.16	1744.40	87.22	12.78
0.08	1917.00	95.85	4.15
Fond	1998.31	100.00	0.00

Tableau 8.2 : équivalent de sable

Prise	1	2	3
h_1	10.8	9.8	9.5
h'_2	8.6	8.65	8.3
h_2	7.5	6.9	7.1
$ESV = (h'_2/h_1) \times 100$	79.63	88.26	87.37
$ES = (h_2/h_1) \times 100$	69.44	70.41	74.73
ESV moy.	85.08		
ES moy.	71.52		

Fig. 8.2 : Courbe granulométrique du sable

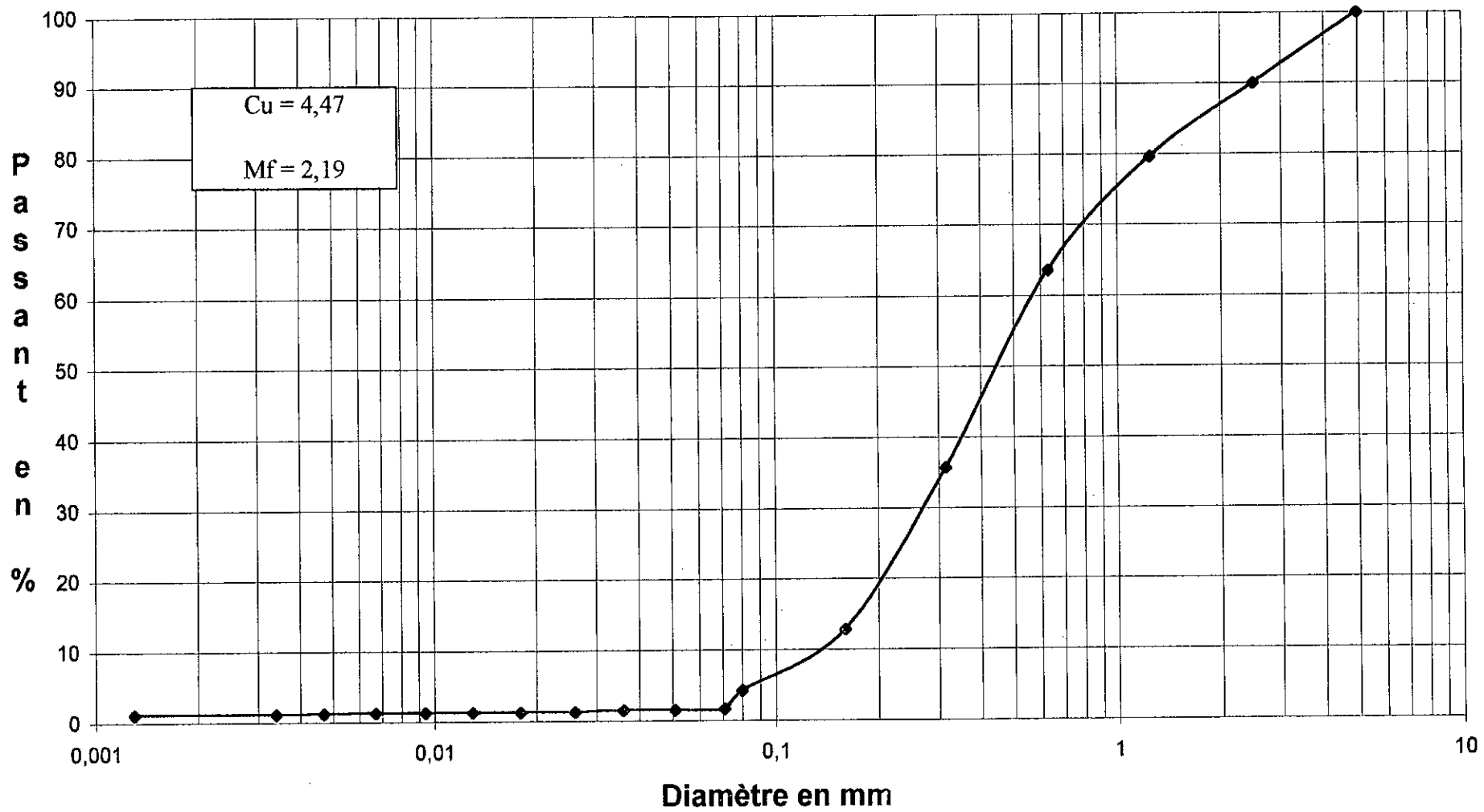


Tableau 8.3 : Masse volumique absolue

M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	ρ_s
165.06	50	196.18	2.65

Tableau 8.4 : Teneur en eau naturelle

P_h (g)	P_s (g)	P_{eau} (g)	ω (%)
100	97.75	2.25	2.3

Autres paramètres :

Equivalent de sable à 10 % de fines = 70 %

Valeur de bleu de méthylène $V_{Bta} = 2.14$ (test à la tache)

8.2.2 FILLER

Tableau 8.5 : Analyse granulométrique 'humide'

Tamis (mm)	Refus cumulés (%)	Tamisât (%)
0.63	0	100
0.315	17.81	82.19
0.08	35.16	64.84

Tableau 8.6 : Sédimentométrie (fraction 0/0.08 mm)

Δt	T (C°)	R	$R' = R + C_m$	Ct	D (mm)	$R'' = R' + C_d + C_t$	P (%) = K.R''
30	26.4	20	20.5	3.1	0.063	19.6	80.16
60	26.4	18	18.5	3.1	0.046	17.6	71.98
120	26.4	17.2	17.7	3.1	0.033	16.8	68.71
240	26.4	15.5	16	3.1	0.024	15.1	61.76
480	26	14.9	15.4	3	0.017	14.5	59.3
900	26	13.5	14	3	0.013	13	53.17
18000	26	12	12.5	3	0.009	12.5	51.12
3600	26	11	11.5	3	0.0066	10.5	42.94
7200	26	10.2	10.7	3	0.0047	9.7	39.67
14400	26	9	9.5	3	0.0034	8.5	34.76

Tableau 8.7 : Masse volumique absolue

M_1	M_2	M_3	ρ_s
165.09	50	196.3	2.66

Tableau 8.8 : Teneur en eau naturelle

P_h (g)	P_s (g)	P_{eau} (g)	ω (%)
100	97.2	2.82	2.9

8.2.3 BENTONITE

Tableau 8.9 : Tamisage par lavage (au tamis 0.08 mm)

P_{tot} (g)	Refus (g)	Tamisât (g)	Tamisât (%)
50	9.89	40.11	80.22

Tableau 8.10 : Masse volumique absolue

P_1	P_2	P_3	ρ_s
165.15	29	183.09	2.62

Tableau 8.11 : Teneur en eau naturelle

P_h (g)	P_s (g)	P_{eau} (g)	ω (%)
100	95.21	4.79	5.03

Tableau 8.12 : Limite de liquidité : Par l'utilisation de la formule : $\omega_l = \omega \times (n/25) \times E 0.121$

ω (%)	N	ω_l (%)	ω_l moy. (%)
257.045	26	258	261
259.905	29	265	

8.2.4 COMPOSITION ET DOSAGE DU COULIS

Pour la composition et le choix des quantités des constituants du coulis, on s'est inspiré des études faites antérieurement et notamment celles effectuées au laboratoire géotechnique de l'INSA de Lyon sous la direction du Pr KASTNER (voir [BEC95] et [ALM96]).

Sachant que la nature des matériaux est différente de point de vue physique, chimique, minéralogique et hygrométrique, on a choisi une première composition qui servira de base à d'autres études ultérieures :

Sable 0/5	1290 Kg/m ³ de coulis
Filler	602 Kg/m ³
Bentonite	14 Kg/m ³
Eau	244 l/m ³

La quantité d'eau a été augmentée car on a remarqué que la fluidité du coulis était insuffisante. On est passé de 11.35 % à 14.47 % de teneur en eau initial.

8.3 ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT

8.3.1 ESSAI LENT

Le but de cette essai est de déterminer la résistance au cisaillement en contraintes totales par l'apport de deux paramètres : c et ϕ (voir annexe A.4)

Les premiers essais ont été effectués sur un coulis à base de filler 0/0.630 mm. On a effectué deux essais avec des teneurs en eau relativement proches : 14.47 % et 14.05 % (coulis C11 et C12). On s'est contenté de ces deux teneurs en eau car on a remarqué qu'à partir d'une certaine teneur en eau, l'influence sur la résistance au cisaillement est négligeable. Ceci est dû au fait que l'eau en excès quitte l'échantillon à travers les pierres poreuses.

On a étudié l'influence de certains paramètres :

- La finesse du filler, en prenant des fractions différentes : 0/630 mm, 0/080 mm et 0/200 mm (coulis C11, C21 et C22).
- La quantité de filler, en diminuant de 30 % puis de 50 % par rapport à la composition initiale (coulis C22, C31 et C32).
- La qualité du filler, en changeant la nature de celui-ci. On a utilisé, à la place du filler provenant du concassage de pierres ramenées d'oued, un filler recueilli de l'essai Los Angeles (pierres propres).

Tableau 8.13 : coulis testés et leurs caractéristiques

Coulis	sable	Filler	Bentonite	eau
C11	57.88 %	27 % 0 / 630 μ m	0.62 %	14.47 %
C12	57.88 %	27 % 0 / 630 μ m	0.62 %	14.47 %
C21	57.88 %	27 % 0 / 80 μ m	0.62 %	14.47 %
C22	57.88 %	27 % 0 / 200 μ m	0.62 %	14.47 %
C31	63 %	20.58 % 0 / 200 μ m	0.68 %	15.74 %
C32	66.92 %	15.61 % 0 / 200 μ m	0.72 %	16.73 %
C41	57.88 %	27 % 0 / 200 μ m « filler récupéré de l'essai Los Angeles sur pierres propres »	0.62 %	14.47 %

Résultats des essais

Tableau 8.14 : contrainte de cisaillement (voir figures 8.3, 8.4, 8.6, 8.8, 8.10 et 8.11)

Coulis	Essai	Chargement (KPa)	Tassement (mm)	ω_i/ω_f (%)	τ (KPa)
C11	1	30	0.138	16.13/13.49	22.40
	2	50	0.225	16.68/14.80	37.26
	3	100	0.230	16.30/12.98	74.42
C12	1	30	0.179	15.50/12.53	22.34
	2	50	0.300	15.91/12.40	49.40
	3	100	0.445	15.43/12.81	78.28
C21	1	30	0.890	15.87/11.67	23.35
	2	50	0.920	15.47/11.88	31.92
	3	100	0.970	16.16/10.86	57.97
C22	1	30	0.248	15.89/10.77	20.28
	2	50	0.720	16.71/11.62	27.15
	3	100	0.868	16.59/11.80	45.47
C31	1	100	0.680	16.10/11.04	52.44
C32	1	100	0.471	16.33/11.70	54.34
C41	1	100	0.960	15.83/09.56	37.84

Analyse des résultats

- Pour la quasi-totalité des coulis testés, les courbes contraintes-déformations ne présentent pas de pic, mais tendent plutôt vers un palier. Ce palier est d'autant plus élevé que la contrainte normale appliquée est importante.
- Le tassement des échantillons est fonction de la finesse et de la quantité de filler.

➤ Influence de la finesse du filler (Coulis C11 , C21 et C22)

Tableau 8.15 : paramètres de résistance (voir figures 8.5, 8.7 et 8.9)

Coulis	Fraction (μm)	C' (KPa)	ϕ' (°)
C11	0/630	1.95	36
C21	0/80	7.36	25.27
C22	0/200	9.16	18.83

Fig. 8.3 : Courbes contraintes-déformations (C11) ; cisaillement direct : essai lent

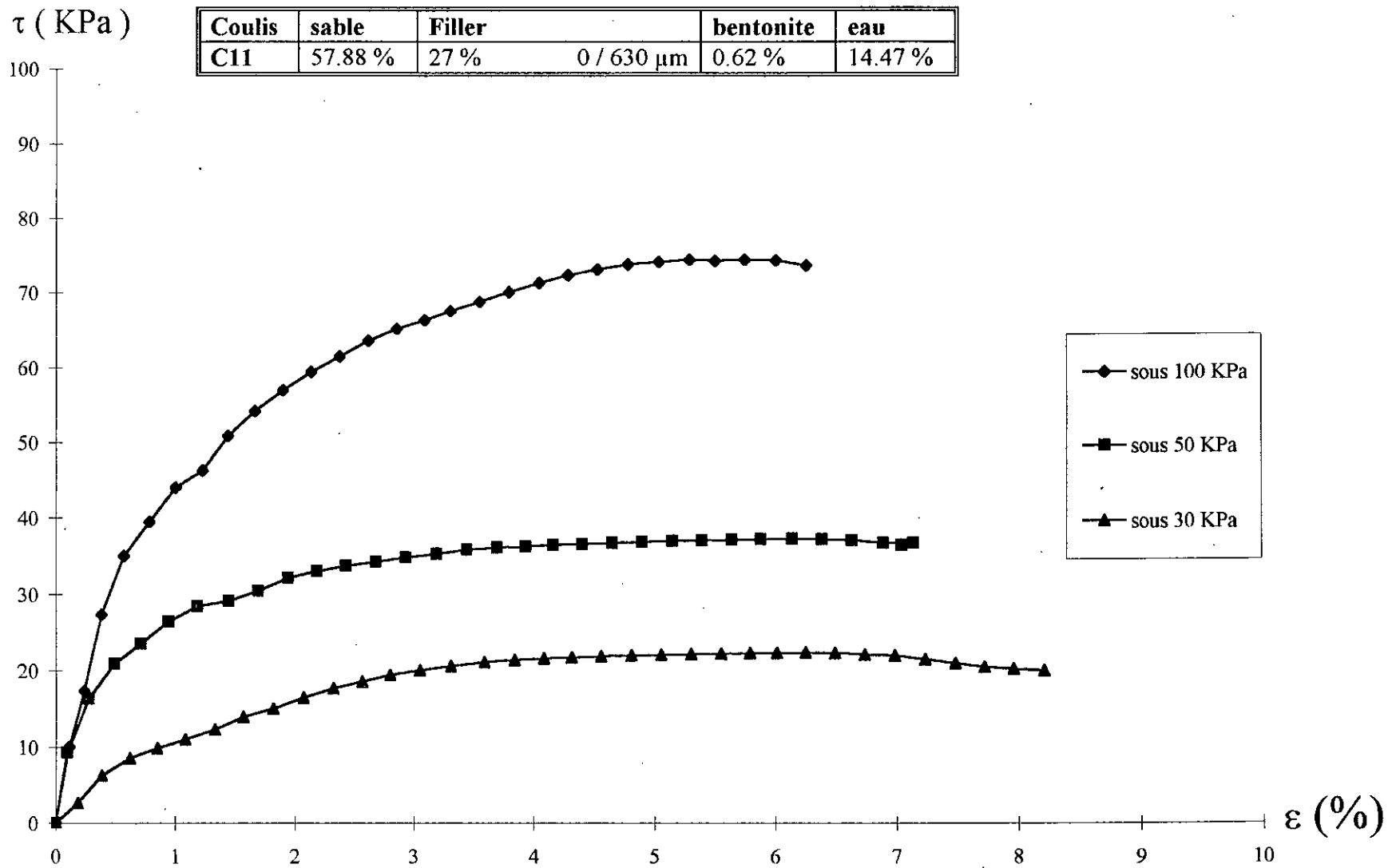


Fig. 8.4 : Courbe intrinsèque (coulis C11) ; cisaillement direct : essai lent

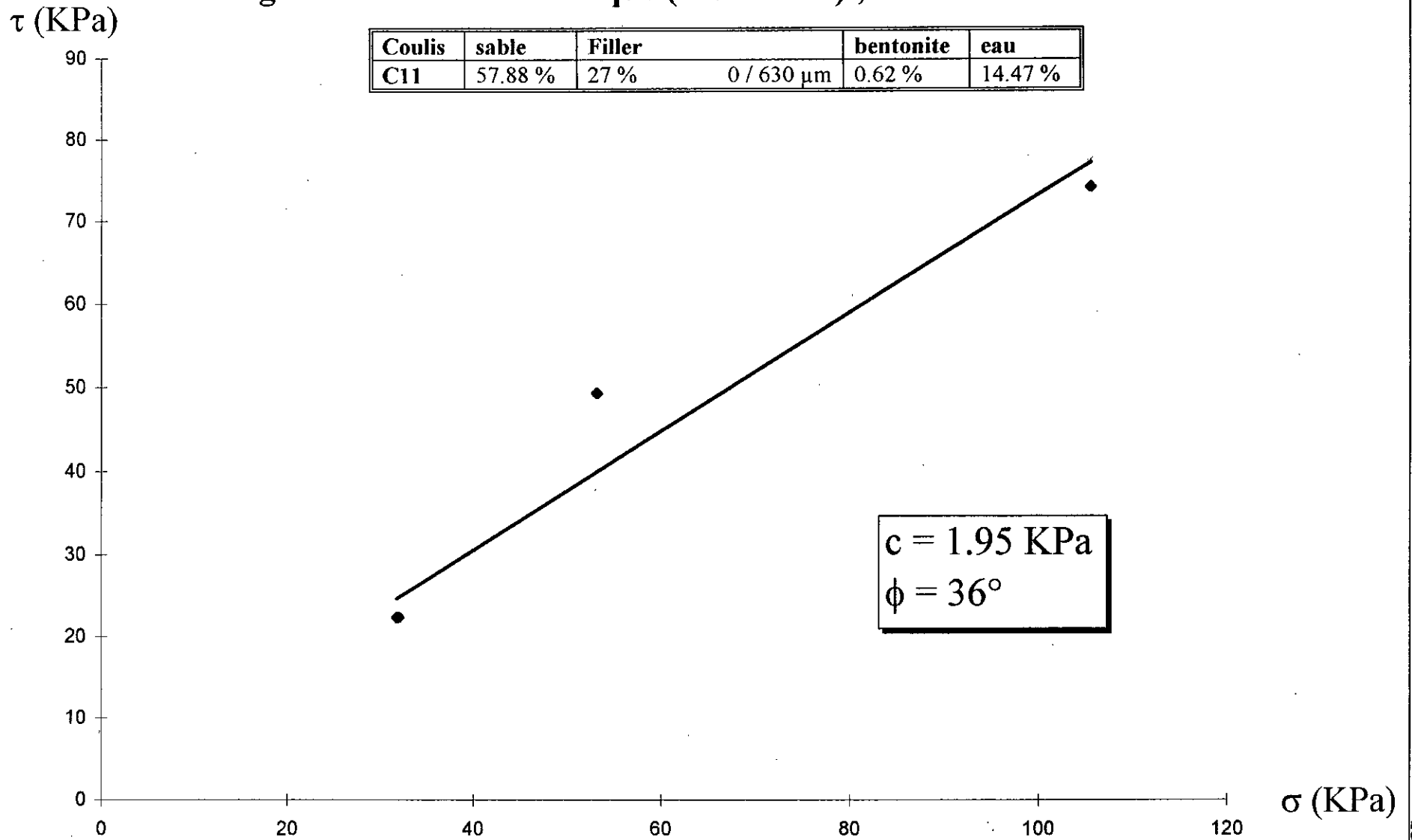


Fig. 8.5 : Courbes contraintes-déformations (C12) ; cisaillement direct : essai lent

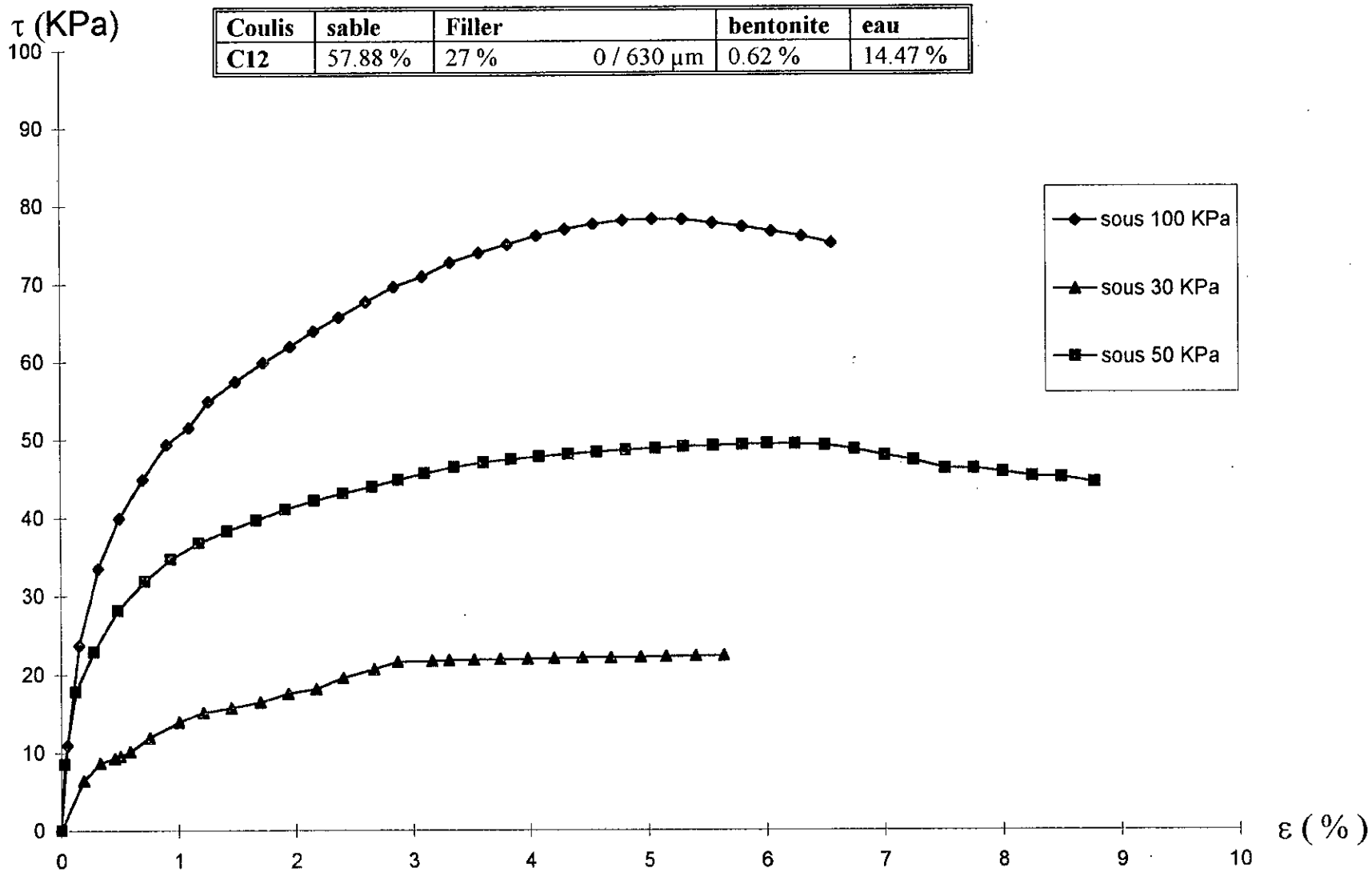


Fig. 8.6 : Courbes contraintes-déformations (C21) ; cisaillement direct : essai lent

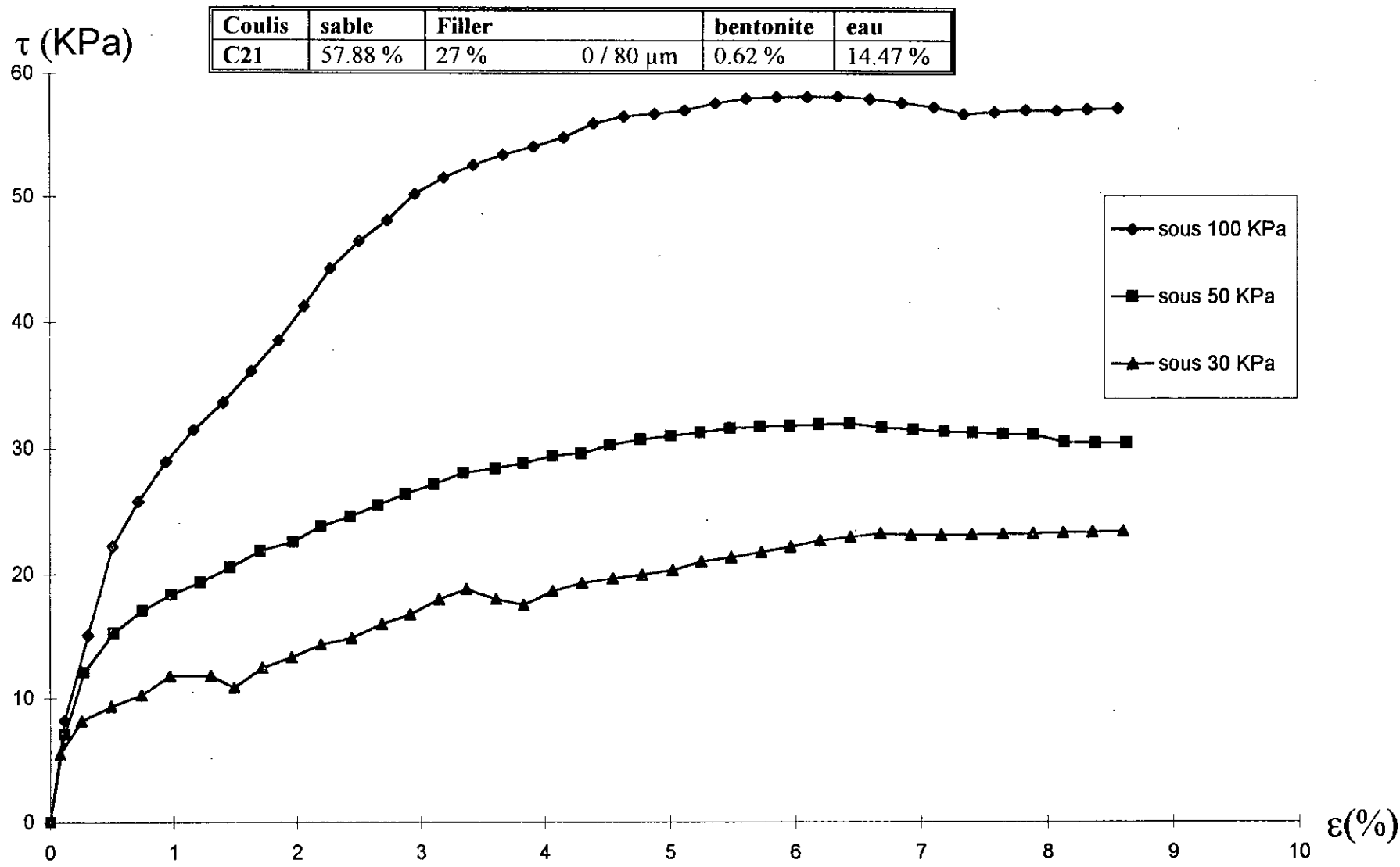


Fig. 8.7 : Courbe intrinsèque (coulis C21) ; cisaillement direct : essai lent

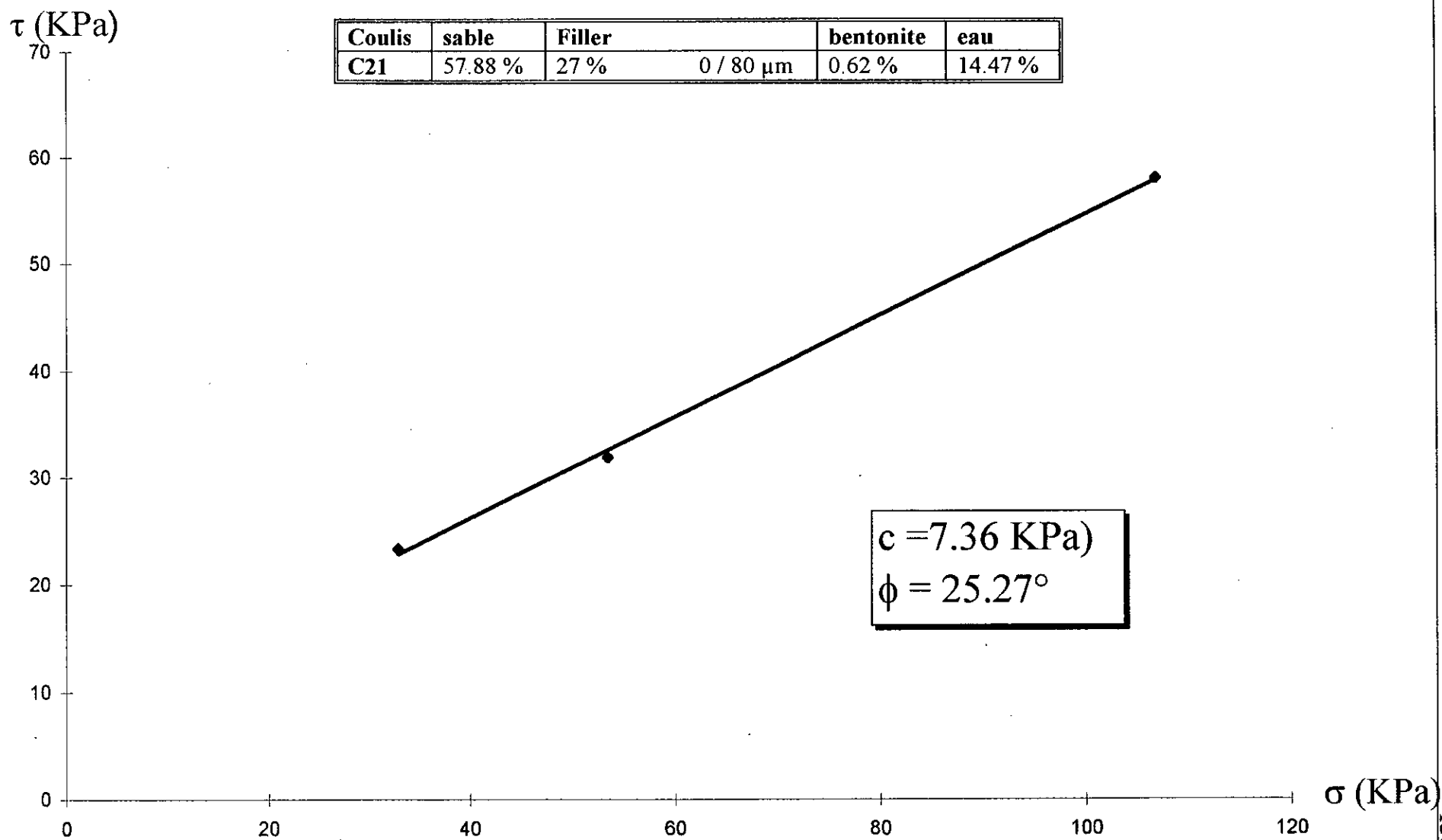


Fig. 8.8 : Courbes contraintes-déformations (C22) ; cisaillement direct : essai lent

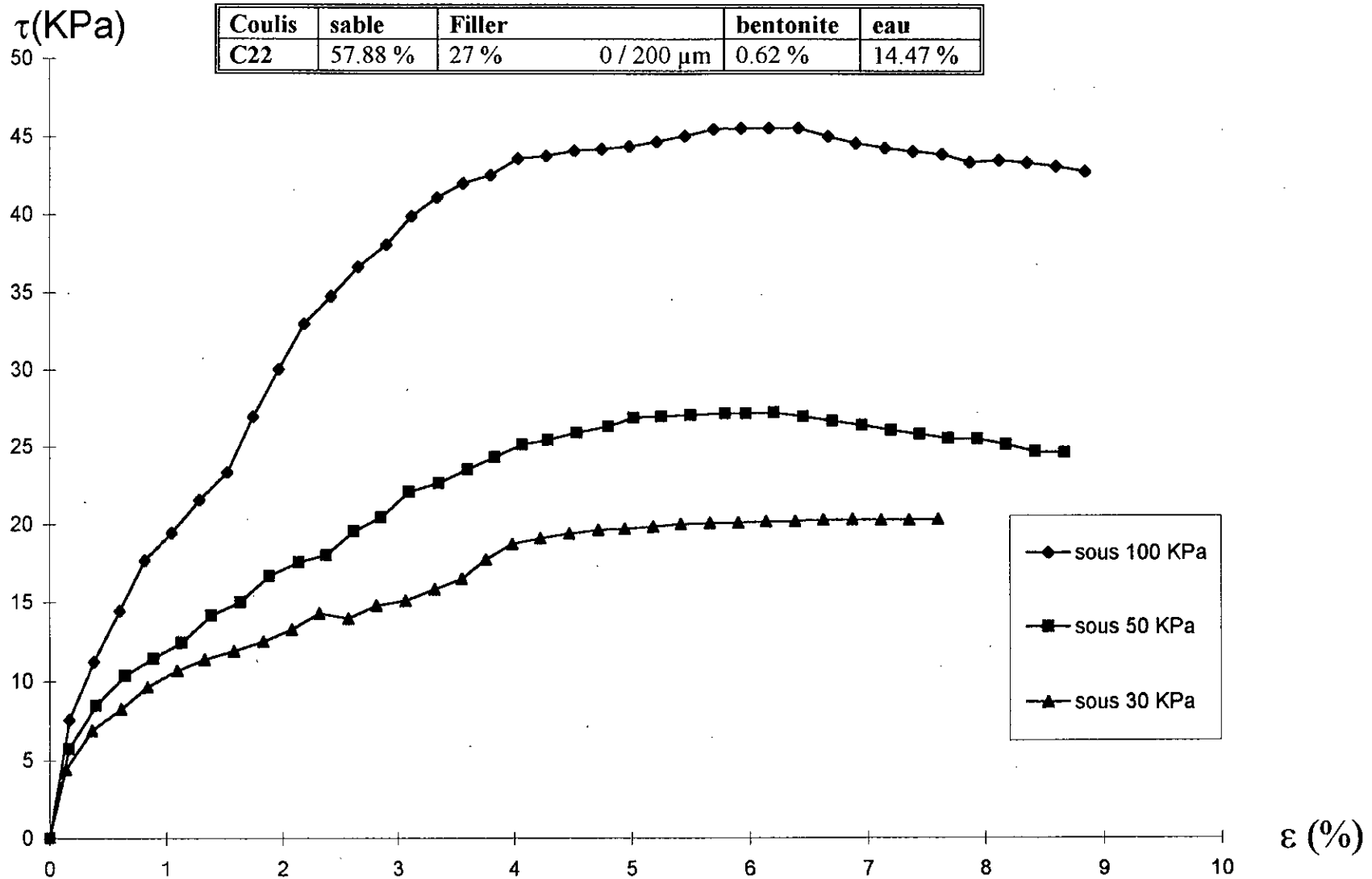
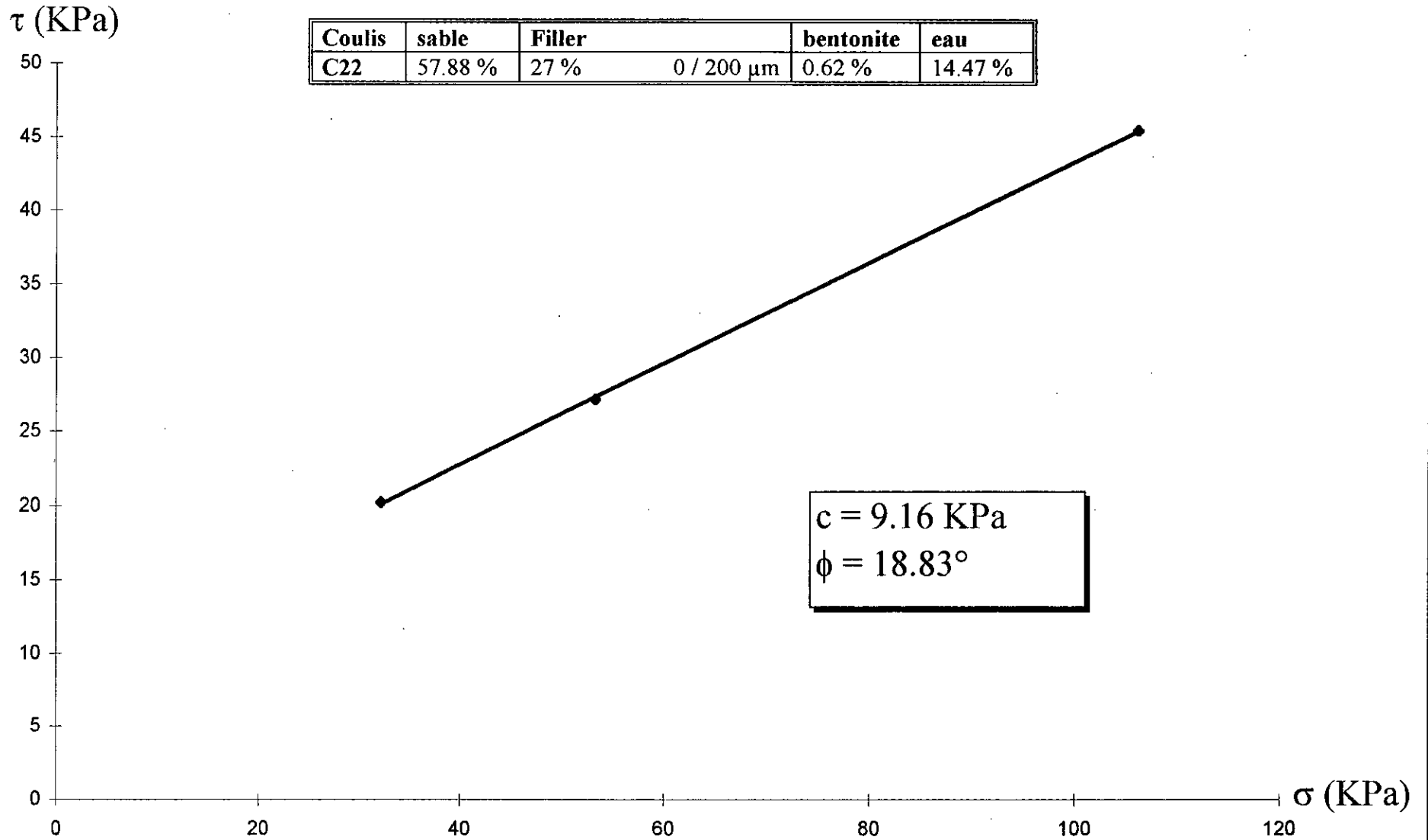


Fig. 8.9 : Courbe intrinsèque (coulis C22) ; cisaillement direct : essai lent



- Le tassement augmente avec la finesse du filler. Par exemple pour $\sigma = 50$ KPa, on est passé de 0.225 mm pour C11 (0/630 μm) à 0.720 mm pour C22 (0/200 μm) puis à 0.920 mm pour C21 (0/80 μm).
- Concernant la résistance au cisaillement, on constate une diminution (C21 et C22 par rapport à C11) surtout lorsque la charge normale est importante. L'augmentation dans la finesse du filler a induit une chute de l'angle de frottement.

Tableau 8.16 : Teneur en eau initiale et finale et perte d'eau

σ (KPa)	30			50			100		
	ω_i	ω_f	$\Delta\omega$	ω_i	ω_f	$\Delta\omega$	ω_i	ω_f	$\Delta\omega$
C11	16.13	13.49	2.64	16.68	14.80	1.88	16.30	12.98	3.32
C21	15.87	11.67	4.2	15.47	11.88	3.60	16.16	10.86	5.30
C22	15.89	10.77	5.12	16.71	11.62	5.09	16.59	11.80	4.80

- On remarque que la perte d'eau pendant l'essai est plus importante pour les coulis C21 et C22 par rapport à C11.
- **Influence de la quantité de filler** (Coulis C22, C31 et C32)
- Dans cette série d'essai, on s'est contenté d'un seul palier de chargement ($\sigma = 100$ KPa) afin d'évaluer la variation de τ en fonction de la quantité de filler.

Tableau 8.17 : Teneur en eau, tassement et contrainte de cisaillement

Coulis	Filler (%)	ω_i (%)	ω_f (%)	$\Delta\omega$ (%)	Δh (mm)	τ (KPa)
C22	27	16.59	11.80	4.79	0.868	45.47
C31	20.58	16.10	11.04	5.06	0.680	52.44
C32	15.61	16.33	11.70	4.63	0.471	54.34

- En diminuant la quantité de filler de 30 % (coulis C31), La résistance au cisaillement a augmenté sensiblement. Ceci est dû à l'augmentation de l'angle de frottement.
 - La diminution de 50% de la quantité de filler (coulis C32) n'a apporté qu'une légère augmentation de τ , ceci est peut être dû au fait que la quantité de filler restante ne joue qu'un rôle secondaire dans le comportement du coulis et par conséquent le coulis a un comportement proche du sable.
- **Influence de la nature du filler** (Coulis C22 et C41)
- Dans cette série d'essai, on s'est contenté d'un seul palier de chargement ($\sigma = 100$ Kpa) afin d'évaluer la variation de τ en fonction de la nature du filler (fraction 0 / 200 mm).

Fig. 8.10 : Courbes contraintes-déformations ; cisaillement direct : essai lent

$\sigma' = 100 \text{ KPa}$

Coulis	sable	Filler	bentonite	eau
C22	57.88 %	27 % 0 / 200 μm	0.62 %	14.47 %
C31	63 %	20.58 % 0 / 200 μm	0.68 %	15.74 %
C32	66.92 %	15.61 % 0 / 200 μm	0.72 %	16.73 %

$\tau \text{ (KPa)}$

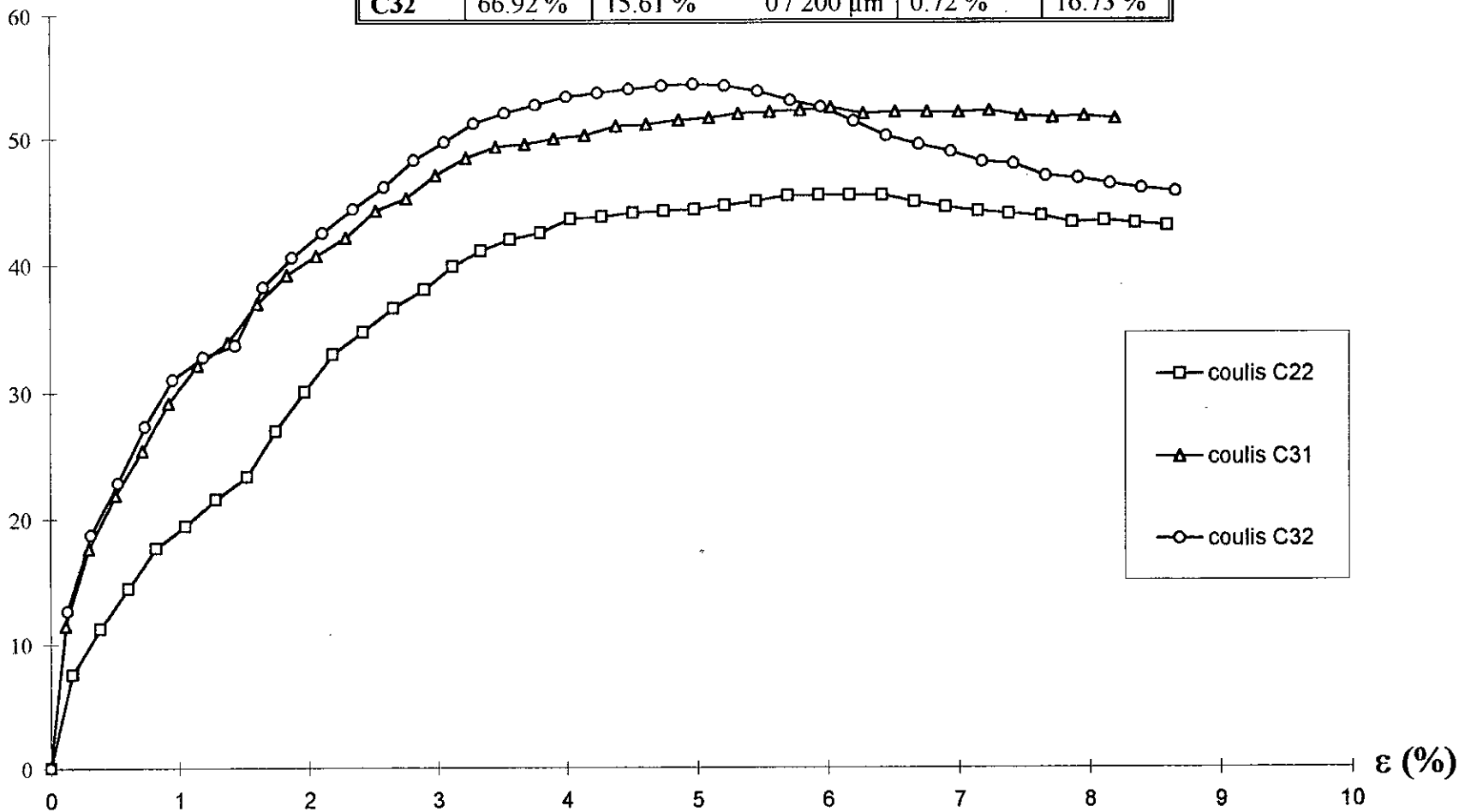


Fig. 8.11 : Courbes contraintes-déformations ; cisaillement direct : essai lent

$\sigma' = 100 \text{ KPa}$

$\tau \text{ (KPa)}$

Coulis	sable	Filler	bentonite	eau
C22	57.88 %	27 % 0 / 200 μm	0.62 %	14.47 %
C41	57.88 %	27 % 0 / 200 μm	0.62 %	14.47 %

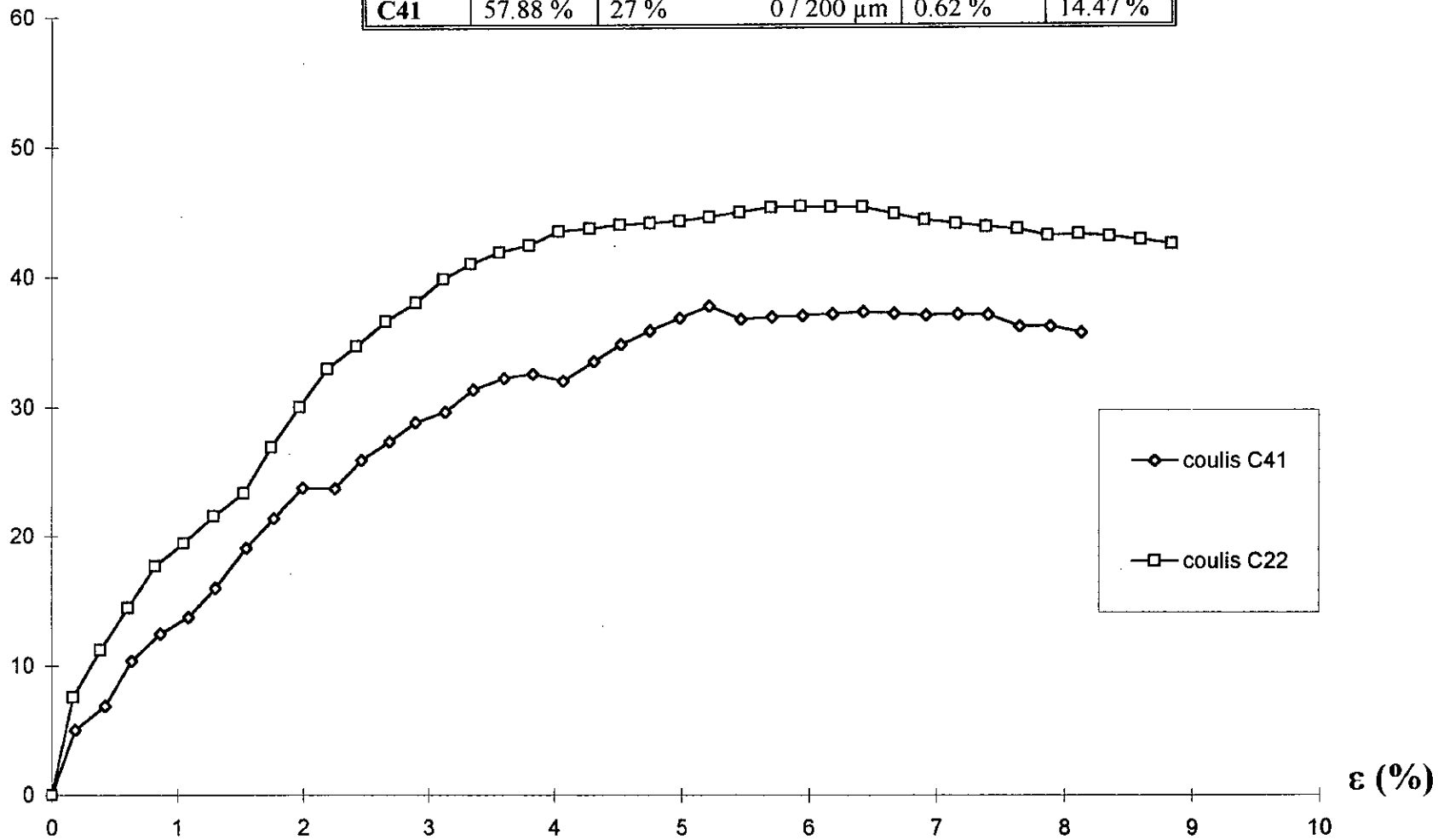


Tableau 8.18 : Teneur en eau, tassement et contrainte de cisaillement

Coulis	ω_i (%)	ω_f (%)	$\Delta\omega$ (%)	Δh (mm)	τ (KPa)
C22	16.59	11.80	4.79	0.868	45.47
C41	15.83	9.56	6.27	0.960	37.84

- Le coulis C41 a donné des résultats moins bons que le coulis C22 : expulsion d'une quantité plus grande d'eau, tassement plus important et résistance plus basse.
- Pour pouvoir expliquer ces résultats, il faut faire à une étude minéralogique de la roche concassée (calcaire, silice ou autre) .

8.3.2 ESAIS RAPIDES

Les essais rapides ont pour but d'étudier le coulis à l'état frais, c'est à dire à la phase de transport du coulis et sa mise en place dans le vide annulaire. Pour cela le coulis doit être assez fluide pour ne pas gêner le pompage et ne pas obstruer les conduites .

Résultats des essais

Le paramètre le plus important est la fluidité. On a effectué 3 essais avec les teneurs en eau : $\omega_1 = 16.78\%$, $\omega_2 = 16.23\%$ et $\omega_3 = 13.60\%$. La fraction de filler utilisée est 0/0.630 mm.

Tableau 8.19 : paramètres de résistance (voir figures 8.12 à 8.15)

ω (%)	16.78			16.23			13.60		
σ (KPa)	15	30	50	15	30	50	15	30	50
τ (KPa)	10.2	14.29	16.02	13.20	22.05	32.75	14.81	23.89	38.42
C (Kea)	8.37			5.27			4.25		
ϕ (°)	8.29			26.11			31.37		

Analyse de résultats

- Les courbes contraintes-déformations ont une allure en dents de scie surtout pour des charges normales élevées. Ceci est dû, à notre avis, à la fraction grosse du sable qui a tendance à freiner le chariot lorsque la vitesse de cisaillement est élevée. La dimension de la boîte (6 cm × 6 cm) n'est pas convenable pour ce type de matériau.
- La résistance au cisaillement non drainé augmente avec la diminution de la teneur en eau initiale. L'angle de frottement varie de la même manière, tandis que la cohésion varie inversement. En diminuant l'eau, on se rapproche du comportement d'un sable.
- Pour ce type d'essai, le facteur ϕ ne représente pas un angle de frottement mais caractérise plutôt une diminution de la porosité due à l'augmentation de la pression de confinement.

Fig. 8.12 : Courbes contraintes-déformations ; cisaillement direct : essai rapide
teneur en eau : $\omega_1=16.78\%$ (filler 0/0.630 mm)

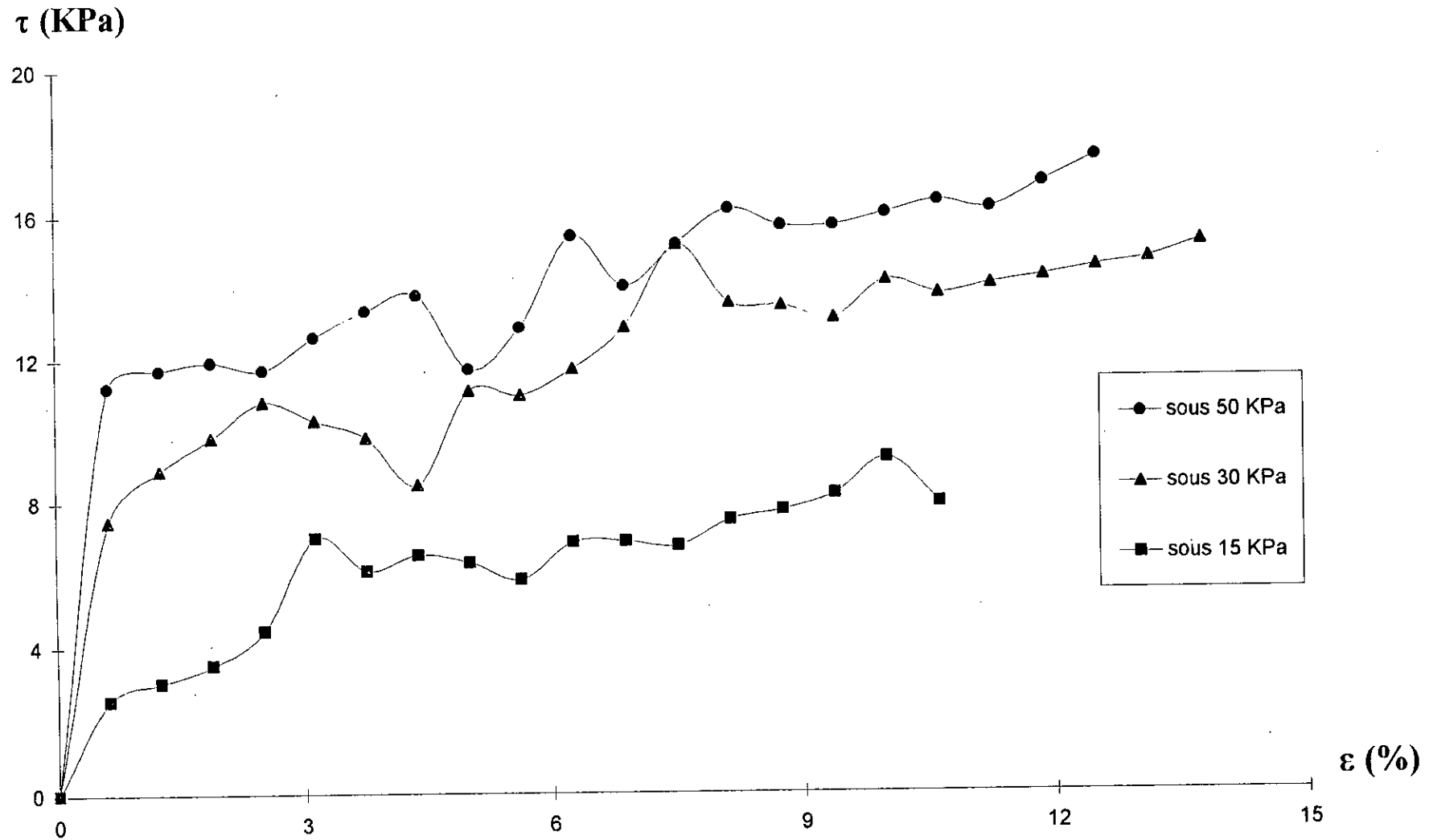


Fig. 8.13 : Courbes contraintes-déformations ; cisaillement direct : essai rapide
teneur en eau : $\omega_2=16.23\%$ (filler 0/0.630 mm)

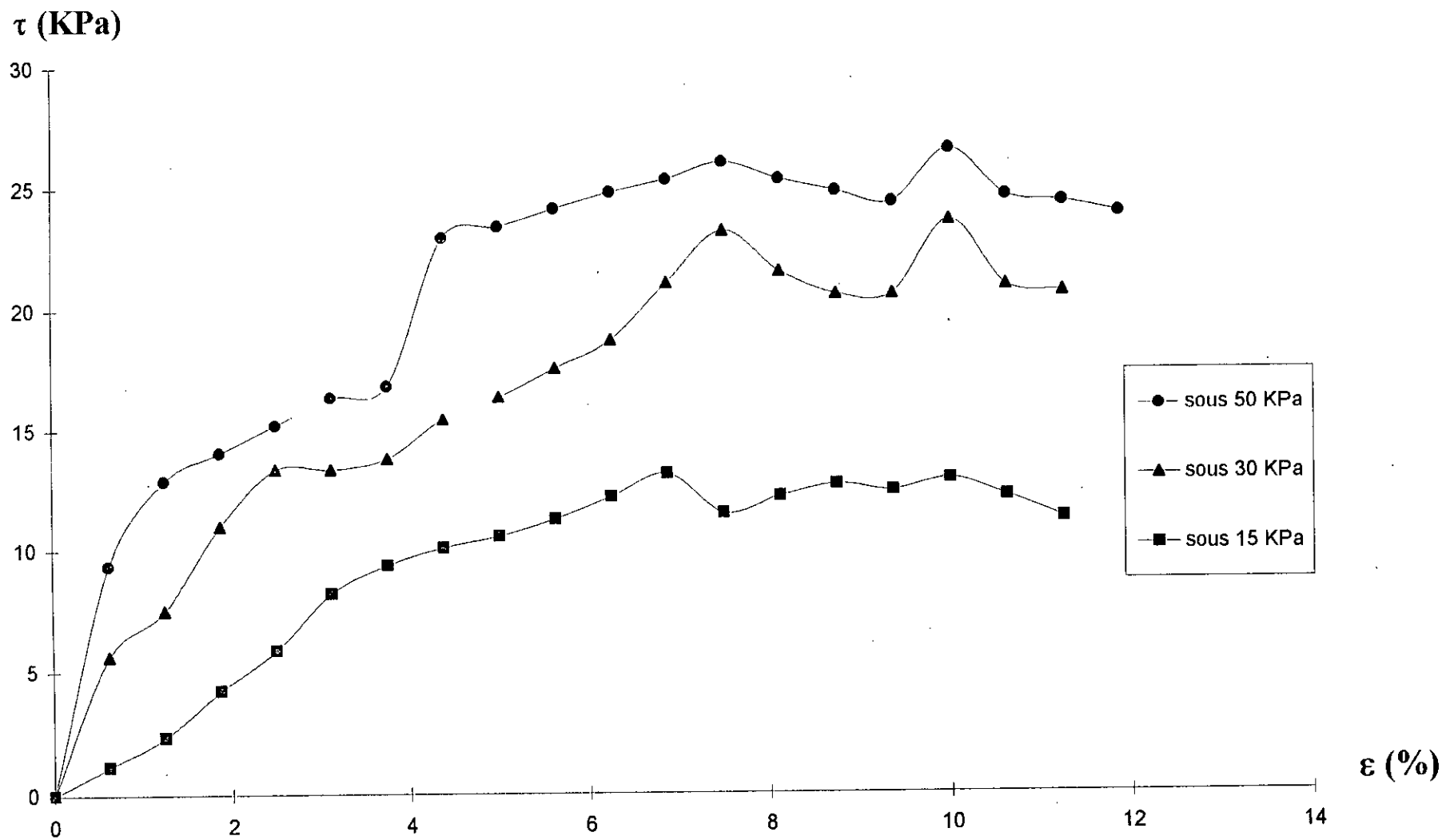


Fig. 8.14 : Courbes contraintes-déformations ; cisaillement direct : essai rapide
teneur en eau : $\omega_3=13.60\%$ (filler 0/0.630 mm)

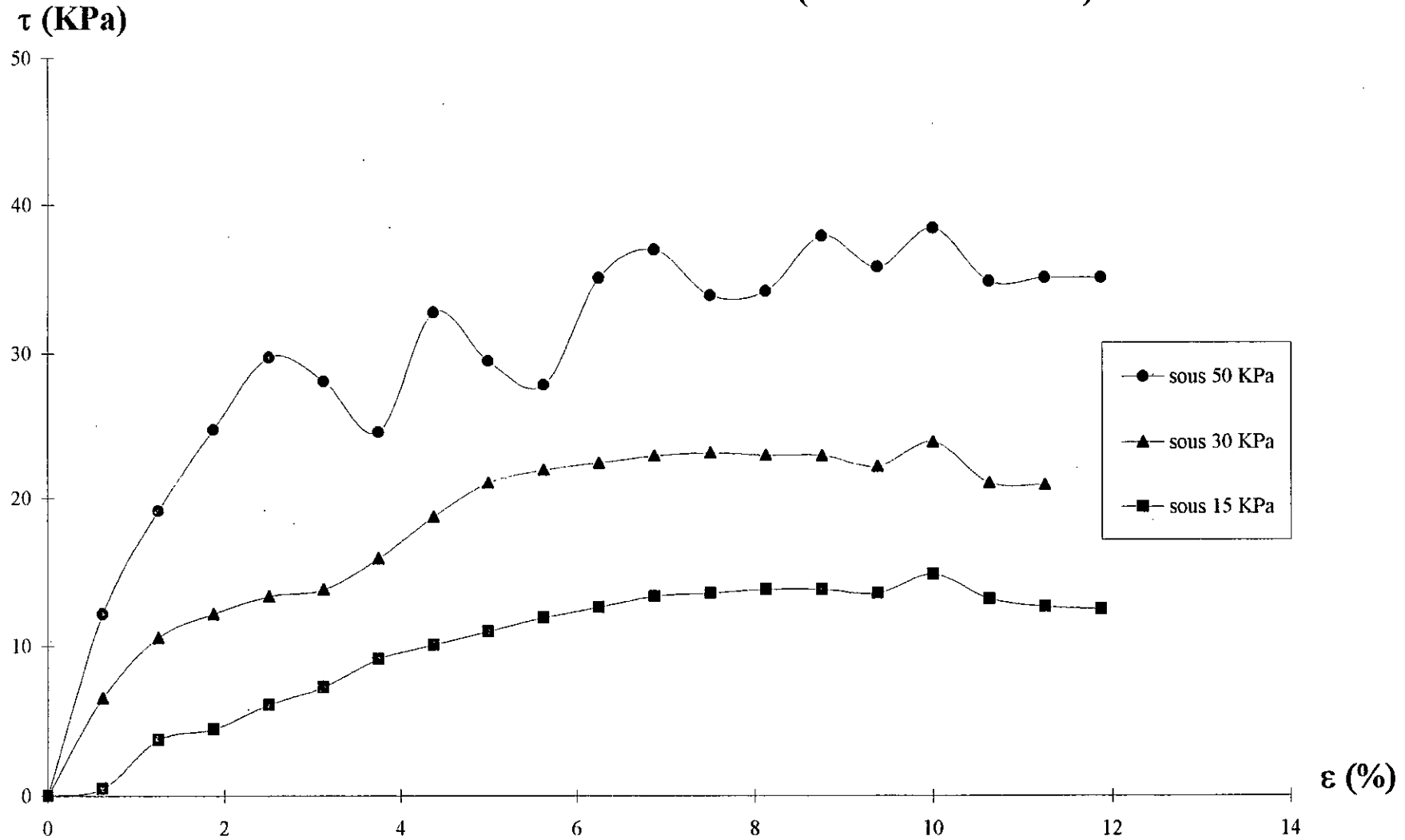
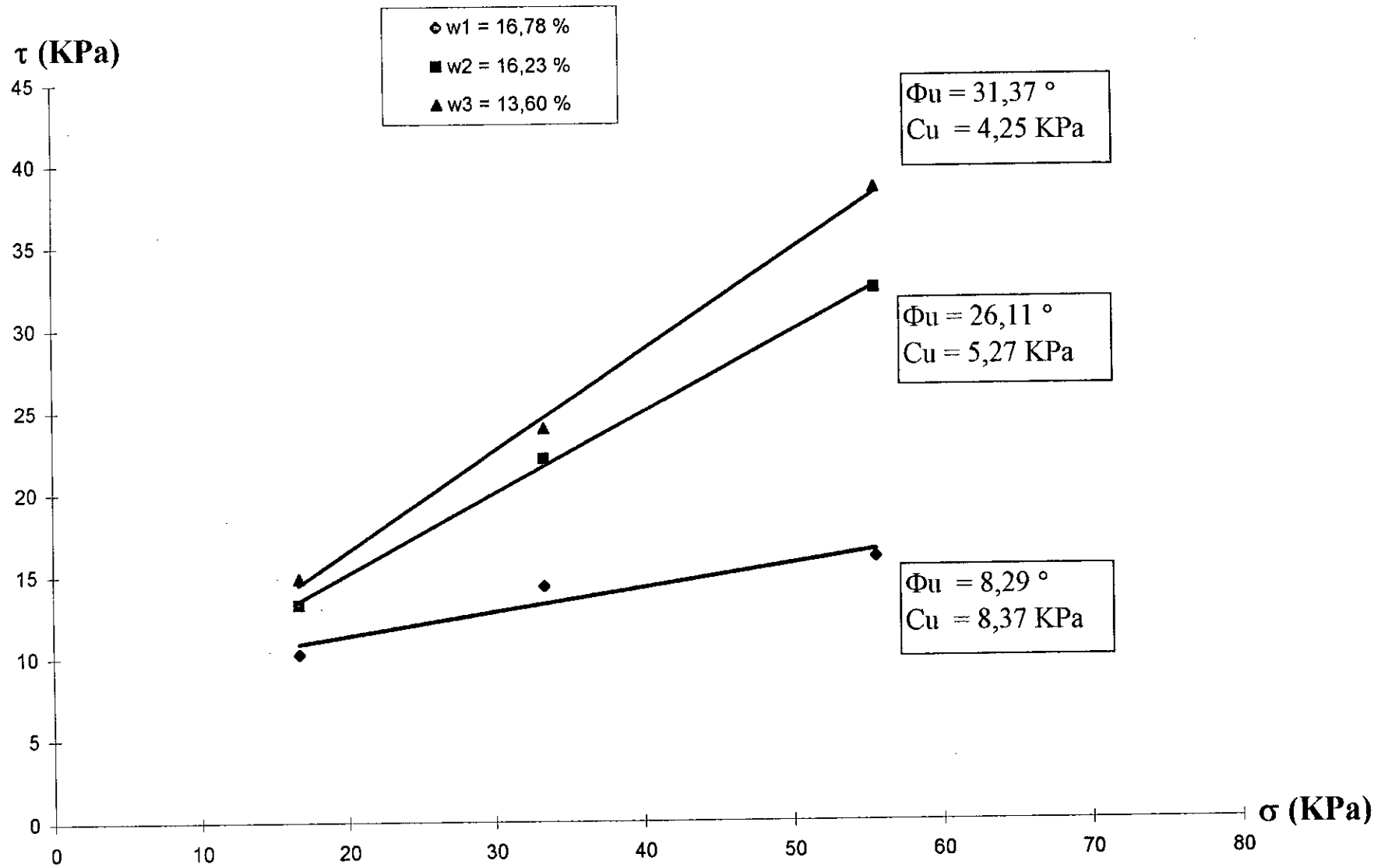


Fig. 8.15 : Courbes intrinsèques ; cisaillement direct : essai rapide



8.4 ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

Le but de cette essai est de mettre en évidence la compressibilité du matériau : relation entre le tassement et la contrainte effective, et d'étudier la consolidation du matériau : évolution du tassement dans le temps.

On a choisi deux fractions de filler : 0/630 μm et 0/80 μm , les autres paramètres restant à peu près constants. Caractéristiques de la cellule oedométrique : $S = 20 \text{ cm}^2$ et $H_0 = 2 \text{ cm}$

Résultats des essais

Tableau 8.20 : paramètres du coulis C1 (filler 0/630 μm)

σ' (KPa)	0	25	50	100	200	400	800
$H = H_0 - \Delta h$ (mm)	20	19.84	19.75	19.60	19.35	19.09	18.78
ΔH (mm)		0.16	0.09	0.15	0.25	0.26	0.31
$\Delta H / H \cdot 10^{-3}$		8.00	4.54	7.59	12.75	13.44	16.24
$\Delta\sigma'$ (KPa)		25	25	50	100	200	400
m_v		0.320	0.182	0.152	0.127	0.067	0.041
E' (MPa)		3.12	5.51	6.59	7.84	14.88	24.63
$C_v \cdot 10^{-7}$ (m^2/s)		13.40	6.85	12.10	5.13	8.88	9.60
$K \cdot 10^{-9}$ (m/s)		4.3	1.2	1.8	0.7	0.6	0.4

Tableau 8.21 : paramètres du coulis C2 (filler 0/80 μm)

σ' (KPa)	0	25	50	100	200	400	800
$H = H_0 - \Delta h$ (mm)	20	19.18	18.89	18.67	18.39	18.10	17.81
$\Delta H = H_i - H_{i+1}$		0.82	0.29	0.22	0.27	0.29	0.29
$\Delta H / H \cdot 10^{-3}$		41.10	15.02	11.86	14.79	15.77	16.02
$\Delta\sigma'$ (KPa)		25	25	50	100	200	400
m_v		1.644	0.601	0.237	0.148	0.079	0.040
E' (MPa)		0.61	1.66	4.22	6.76	12.68	24.97
$C_v \cdot 10^{-7}$ (m^2/s)		3.57	8.96	11.60	18.10	12.60	10.50
$K \cdot 10^{-9}$ (m/s)		5.9	5.4	2.8	2.7	1.0	0.4

Fig. 8.16 : Courbe de consolidation (coulis C1) ; Essai oedométrique ($\sigma' = 100$ KPa)

sable	Filler	Bentonite	eau
57.88 %	27 % 0 / 630 μm	0.62 %	14.47 %

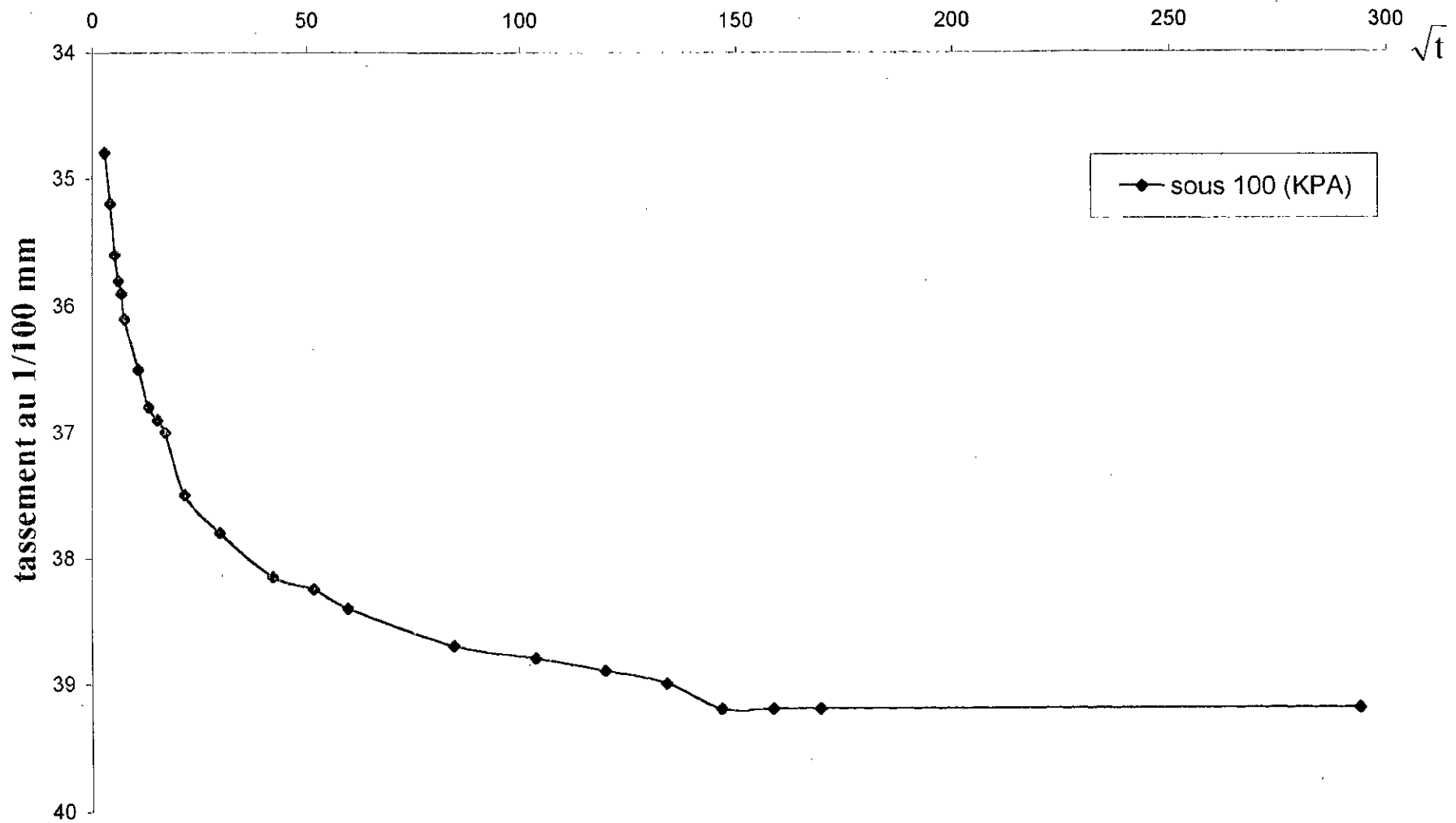


Fig. 8.17 : Courbe de consolidation (coulis C2) ; Essai oedométrique ($\sigma' = 100$ KPa)

sable	Filler	bentonite	eau
57.88 %	27 % 0 / 80 μm	0.62 %	14.47 %

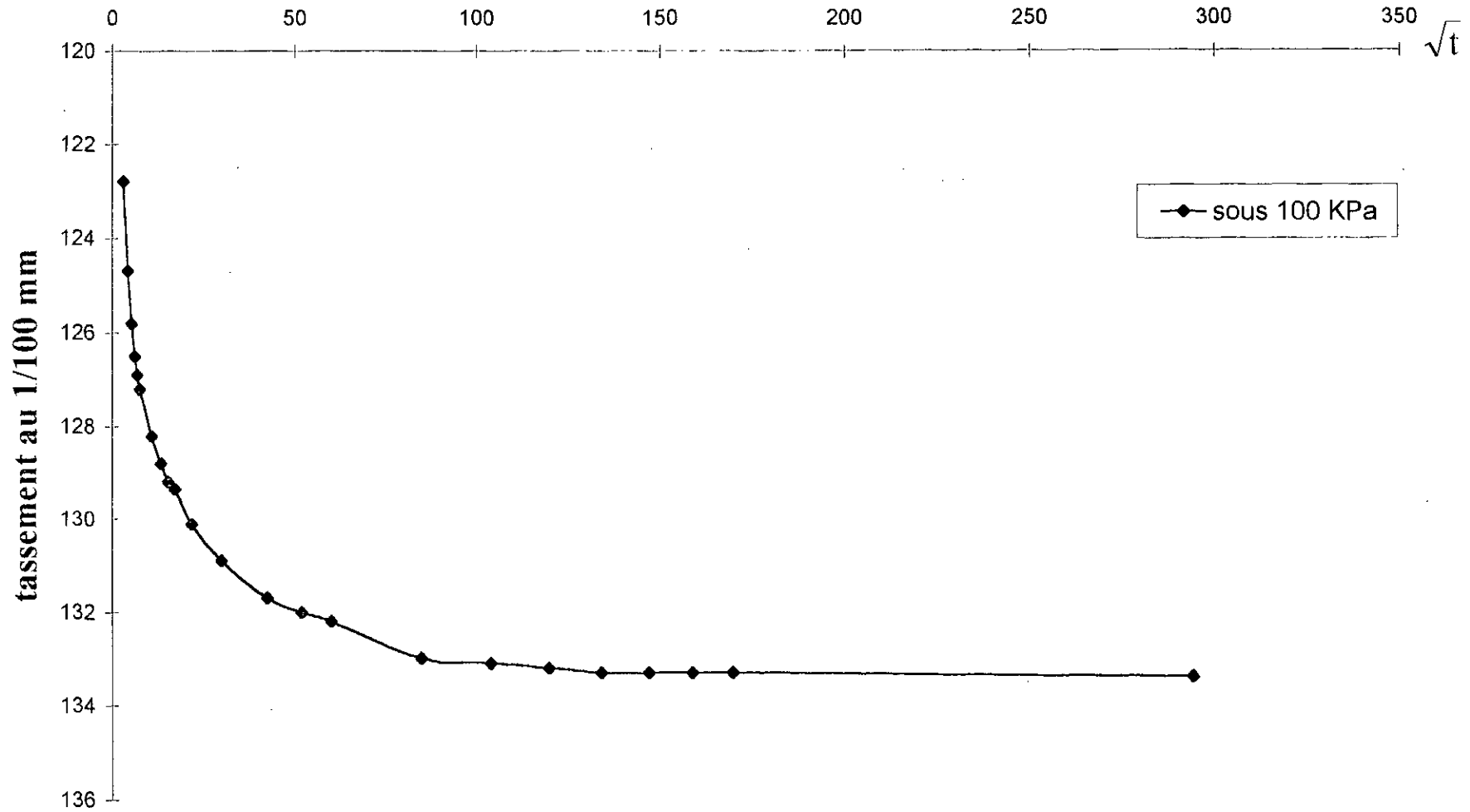


Tableau 8.22 : comparaison entre les paramètres des coulis C1 et C2

Coulis	C1	C2
Filler (μm)	0/630	0/80
$\omega_i(\%) / \omega_f(\%)$	16.68/12.67	16.16/10.85
$\sigma_{\text{init. appliquée}}$	25	25
$\Delta H_{\text{init.}}(1/100 \text{ mm})$	15.50	82.20
$C_v \cdot 10^{-7} \text{ (m}^2/\text{s)}$	5.13 – 13.40	3.57 - 18.10
C_c	0.061	0.063
C_g	0.015	0.016
$E' \text{ (MPa)}$	3.12 – 24.63	0.61 – 24.97
$K \cdot 10^{-9} \text{ (m/s)}$	0.4 – 4.3	0.4 – 5.9

Consolidation expérimentale et sur site

Pour estimer la durée de consolidation, on prend l'exemple du métro de Lyon en France. Les principales caractéristiques sont :

- Les voussoirs forment un anneau d'un diamètre de 6 m.
- Le vide annulaire à une épaisseur de 13 cm.
- Les caractéristiques du terrain font que le drainage ne se fait que sur une face.

En prenant comme valeur moyenne de $C_v = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, on peut estimer la durée correspondant à 90 % de la consolidation primaire sur le chantier en utilisant la formule :

$$t_{90} = \frac{T_{v90} \cdot H_{90}^2}{C_v} \text{ avec } T_{v90} = 0.848$$

- Pour l'essai oedométrique : $H_{90} = 20/2 \text{ mm}$ (demi-épaisseur de l'échantillon)

$$t_{90} = \frac{0.848 \times 0.02^2}{10^{-6}} = 339.2 \text{ s} = 5 \text{ mn et } 39 \text{ s}$$

- Pour le chantier : $H_{90} = 13 \text{ cm}$ (épaisseur totale du vide annulaire)

$$t_{90} = \frac{0.848 \times 0.13^2}{10^{-6}} = 14331.2 \text{ s} = 238.85 \text{ mn} = 3 \text{ h, } 58 \text{ mn et } 51 \text{ s}$$

Analyse des résultats

- A teneur en eau initiale à peu près égale, le coulis C2 tasse beaucoup plus que le coulis C1. On remarque que C2 perd 5.31 % de son eau, tandis que C1 ne perd 4.01 %.

Fig. 8.18 : Courbe de compressibilité (coulis C1) ; Essai oedométrique

sable	Filler	bentonite	eau
57.88 %	27 % 0 / 630 μm	0.62 %	14.47 %

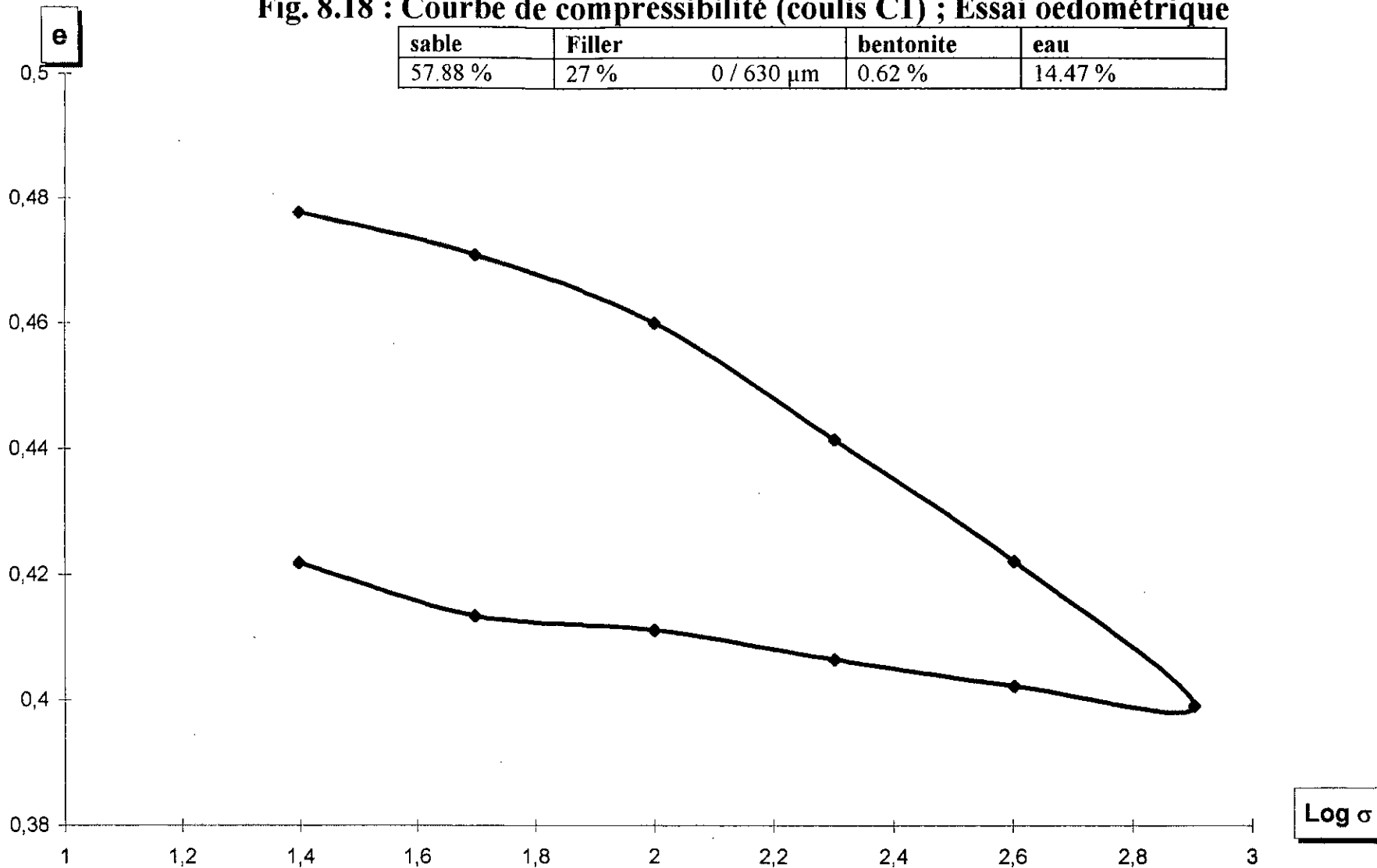
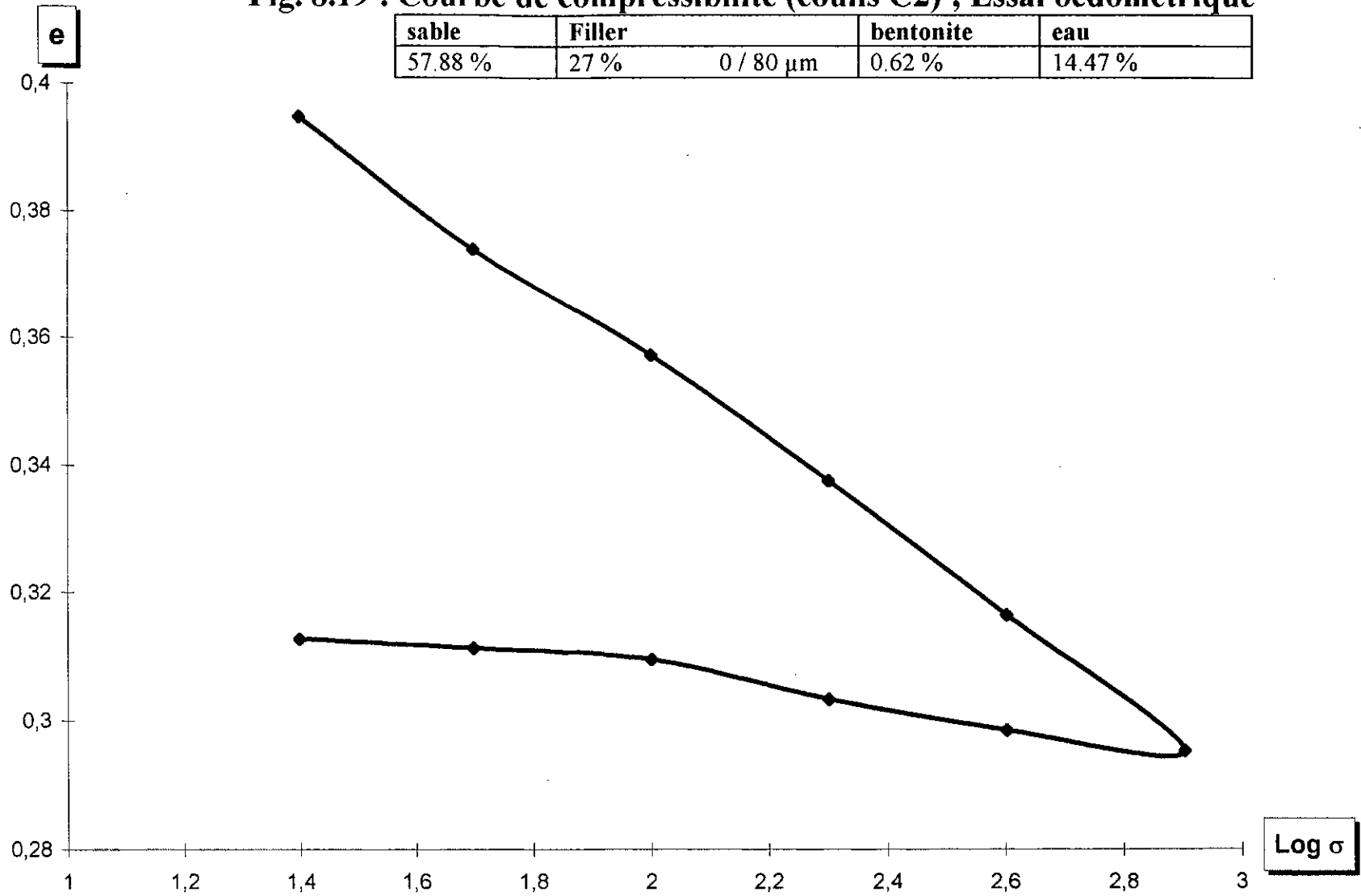


Fig. 8.19 : Courbe de compressibilité (coulis C2) ; Essai oedométrique



- Le tassement se fait durant les premières heures de l'essai pour C2. Par contre, il s'étale sur les 24 heures pour C1.
- Le coefficient de consolidation C_v , qui caractérise la vitesse de consolidation est du même ordre pour les deux coulis, avec un étalement plus important pour C2.
- L'indice de compression C_c et de décompression C_g sont à peu près égales pour les deux coulis.
- Le module oedométrique E' , qui est inversement proportionnel au tassement, a une valeur initiale plus grande pour C1 ; dû au tassement initial plus faible. Ensuite, les valeurs ont tendance à se rapprocher.
- 90 % de la consolidation primaire se fait au bout de 4 heures sur chantier.

8.5 CONCLUSION

- La quantité et la finesse du filler joue un rôle très important sur les caractéristiques de résistance. On passe d'un comportement quasi-sableux à un comportement fortement cohérent en variant ces deux paramètres.
- On peut dire que pour faciliter le transport du coulis on a intérêt à augmenter la teneur en eau. D'un autre côté, on sait qu'un excès d'eau peut induire des tassements après essorage. Ceci nous incite à modérer la fluidité du coulis en fonction de la distance de transport et de la puissance des pompes
- Les valeurs du coefficient de perméabilité sont très faibles, il serait judicieux de les comparer avec celles obtenues avec un essai de perméabilité.

CONCLUSION GENERALE

- Parmi les procédés de traitement des sols, l'injection occupe une place de choix de par les solutions qu'elle procure aux ingénieurs confrontés aux problèmes d'instabilité, d'infiltration, de tassement et autres. La diversité des techniques et le grand choix des coulis ont fait qu'elle soit utilisée dans le monde entier dans des chantiers aussi divers que compliqués : tunnels, barrages, routes, bâtiments, etc.
- L'injection par imprégnation d'un milieu pulvérulent avec un coulis chimique lui procure un gain en étanchement et en résistance assez important pour en tenir compte dans :
 - le dimensionnement du soutènement provisoire lors du creusement des tunnels par les méthodes classiques,
 - le choix des paramètres de creusement lorsqu'on utilise un tunnelier mécanisé.
- On peut fabriquer un coulis de remplissage inerte compatible avec la nature du terrain, pouvant être transporté facilement (pompage) au lieu d'injection et présentant une déformabilité minimale afin de limiter les tassements, en jouant sur la quantité d'eau, ainsi que sur la finesse, quantité et nature du filler. Cela exige une étude spécifique menée à l'avance et des mises au point au cours des travaux d'injection.
- Pour estimer la pompabilité du coulis, au lieu d'utiliser l'essai de cisaillement rapide, il serait préférable de chercher un essai d'écoulement à l'aide d'un cône de dimension appropriée et l'associer au scissomètre.
- Cette étude a été très bénéfique de point de vue pratique car elle a permis de manipuler plusieurs matériaux, d'effectuer un nombre important d'essais au laboratoire, de visiter des chantiers d'injection (tunnel, barrage) et de rencontrer des spécialistes en la matière.
- La recherche actuelle dans le domaine de l'injection s'intéresse essentiellement :
 - A la détermination de nouveaux critères de pénétrabilité des coulis,
 - A la modélisation numérique de l'injection,
 - Au développement des coulis à base de ciment ultra-fin,
 - A l'étude de l'impact de l'injection des coulis chimiques sur l'environnement,
 - A la maîtrise de l'injection par compactage et du jet grouting (rayon d'action),
 - A l'utilisation de l'injection de compensation afin de contrôler les tassements durant le creusement des tunnels en site urbain.

TROISIÈME PARTIE

ANNEXES

A.1 HISTORIQUE

A.2 DOMAINE D'APPLICATION

A.3 JET GROUTING

A.4 DESCRIPTION DES ESSAIS RÉALISÉS

A.5 COURBES DE CONSOLIDATION

A.1 HISTORIQUE *

Le procédé d'injection a été inventé en 1802 par le Français Charles BERIGNY. Il a été employé par cet ingénieur pour réparer l'écluse de Chasse de Dieppe. La première mention de ce travail dans la littérature technique est un renvoi de bas de page dans le mémoire publié par BERIGNY en mars 1826 au sujet de l'amélioration de la navigation entre le Havre et Paris.

Les annales des Ponts et Chaussées avaient publié en 1831 deux mémoires, qui présentaient l'emploi très satisfaisant des injections. Les auteurs de ces mémoires, rendaient hommage à BERIGNY pour son invention, mais se plaignaient de ce qu'aucun détail n'avait été publié pour enseigner son emploi à d'autres praticiens. En 1832, BERIGNY donnait une description complète de son invention.

Dans son mémoire de 1826 relatif à la navigation sur la seine et sur une note de bas de page, où il déclare que les excavations faites à Dieppe atteignaient jusqu'à 5 ou 6 m au-dessous du niveau des basses mers, et il ajoute ceci :

"Les filtrations étaient si abondantes et si énergiques, que sans le secours de notre procédé d'injection sous l'œuvre et sans tous les moyens employés jour et nuit pour échelonner les difficultés afin de les combattre partiellement, il eût fallu renoncer à fonder à une aussi grande profondeur.

"Les injections consistaient à introduire un mortier de pouzzolane sous la plate-forme avec des corps de pompes armés de pistons sur lesquels une pression peu considérable suffisait pour exercer une grande action, le mortier mou... s'étendait à une grande distance, réagissait puissamment dans tous les sens, et remplissait ainsi tous les vides qui se trouvaient entre la plate-forme et la maçonnerie pratiquée dans les cases de grillage en charpente.

Dans la construction de l'écluse elle-même, BERIGNY décida d'injecter du mortier au lieu de la glaise ; il était en effet convaincu qu'il pouvait ainsi accroître la capacité portante de la fondation détériorée, car le mortier pouvait pénétrer la couche inférieure du gravier et le rendre étanche. Il se rendait compte qu'avant d'injecter ce mortier, il fallait enlever la boue molle qui avait pu pénétrer dans les cavités sous la fondation, ce qu'il réalisa par un procédé d'aspiration.

Entre 1802 et 1809, BERIGNY utilisa des injections de pouzzolane pendant la construction de l'écluse conduisant au nouveau bassin à flot de Dieppe et ce fut la première occasion où l'on utilisa des injections comme procédé de construction et non pas simplement comme une technique de réparation.

* tiré en grande partie de l'article de Glossop [GLO60]

En 1831, MARY publia une description des travaux de construction d'une écluse à Froissy sur le canal de la Somme. C'est ici qu'il signale le travail de BERIGNY à Dieppe. Il ajoute qu'il ne connaît aucune publication du procédé employé. Il déclare qu'il a acquis sa propre expérience en 1820 sur une écluse du canal de Saint-Quentin.

Toujours en 1831, CHARRIE publia un mémoire sur l'emploi des injections, sous le titre significatif "Note sur les bétonnages par injection".

En 1837, RAYNAL publia un mémoire décrivant pour la première fois l'emploi des injections pour réparer une maçonnerie endommagée. Il indique qu'il a employé le procédé d'injection avec succès dans de nombreux cas, pour étancher des fuites à travers des maçonneries défectueuses dans des murs d'écluses.

En 1839, BEAUDEMOULIN a décrit un exemple particulièrement intéressant de l'emploi du coulis pour renforcer la fondation d'un pont à Tours.

En 1841, COLLIN, qui est connu pour ces travaux de précurseur sur la stabilité des talus d'argiles, publia un mémoire concernant l'emploi des injections pour réparer les ouvrages hydrauliques. Il décrit le travail qu'il a exécuté sur la digue de Grosbois, sur le canal de Bourgogne. C'est là qu'il inventa une pompe qui permet de produire une pression continue.

En 1842, DUFRESNE exposa les réparations exécutées sur l'écluse du port de Cherbourg.

En 1845, un ingénieur américain William E. NORTHEN employa une pompe à percussion pour injecter un coulis de ciment dans la fondation d'une canalisation ; il employa ce même procédé en 1854 pour renforcer une pile en maçonnerie à Westford sur la route de New-Haven.

En 1851, BEAUDEMOULIN publia un long mémoire sur la construction des fondations par coulage de béton sous l'eau. A la fin de ce mémoire, il résumait ses propres expériences pratiques concernant le procédé d'injection de BERIGNY. Ce mémoire a été la dernière mention de l'injection dans le génie civil en France pendant de longues années.

Le principe de l'injection ne fût pourtant pas oublié. Bien que les méthodes relativement simples décrites jusqu'ici soient restées en usage jusqu'à la fin du XIX^{ème} siècle, des perfectionnements importants apparurent bientôt dans la technique des tunnels et la technique des mines. Mais c'est seulement au début du XX^{ème} siècle que l'on a apprécié de nouveau complètement la valeur de ce procédé dans le génie civil, et c'est depuis cette date que son emploi s'est répandu largement et que sa technique s'est améliorée considérablement.

Entre 1900 et 1920, des progrès considérables ont été réalisés au niveau du matériel d'injection. C'est ainsi qu'on est passé des pompes en bois manuelles aux pompes en acier électro-hydrauliques à pression et débit contrôlés.

Le grand essor des injections ne date que de 1920-1930, époque où la construction des chemins de fer a été remplacée par celle des barrages.

Cette injection accessoire pour l'édification des ouvrages classiques, est devenue essentielle. Grâce à elle il était possible de supprimer les circulations d'eau susceptibles de contourner les barrages. Aucun autre procédé ne permettait d'arriver à ce résultat aussi économiquement.

Cette époque a été marquée par le professeur LUGEON qui a permis de fixer certaines règles à la fois logiques et libérales, qui sont encore appliquées à l'heure actuelle. C'est grâce à ces règles que les injections ont eu une telle efficacité en Europe. C'est lui qui est à l'origine du procédé qui permet d'améliorer la structure du rocher. Il n'a considéré l'injection que comme un art en évitant de faire intervenir des considérations mathématiques toujours discutables, contrairement aux apparences, quand il s'agit de sciences naturelles.

En 1914, l'injection des roches fissurées était assez bien maîtrisée, il restait celle des alluvions sablo-graveleuses. A cette époque, la limite d'injectabilité se situait au gravier moyen.

En 1926, un grand bond en avant a été réalisé avec l'invention des coulis chimiques par l'allemand H. JOOSTEN. Cette technique consistait à injecter dans les sables et graviers d'abord du silicate de sodium, puis du chlorure de calcium pour obtenir un gel. Cette injection étanche et consolide à la fois. Mais ce procédé est onéreux, inopérant dans les sables fins et son rayon d'action est faible.

Les gels de silicate à prise retardée plus pénétrants, et un peu moins chers se sont un petit peu développés, puis avec beaucoup moins de succès les injections d'émulsions de bitumes.

Il a fallu l'apparition en 1938 des coulis d'argile traitée préconisés par A. MAYER, bien supérieurs aux coulis d'argile de BERIGNY, puis surtout, quelques années plus tard, des coulis d'argile-ciment, pour que l'injection des alluvions devienne un procédé relativement bon marché.

Le développement le plus significatif pour les coulis chimiques s'est fait après la 2^{ème} guerre mondiale en Allemagne, pour réparer les dommages causés par la guerre. On avait repoussé la limite d'injectabilité jusqu'au sable fin et des études sur les propriétés mécaniques des sols injectés ont été faites systématiquement.

A la même époque, un dispositif révolutionnaire avait été développé en France, c'est le *tube à manchettes*. Ce dispositif permet de bien cibler la zone d'injection en procédant par tranches successives et de réinjecter, si c'est nécessaire, à tout niveau de la couche.

Ce n'est qu'au début des années 60 que l'on a su conduire convenablement les travaux d'injection. Grâce, notamment au développement important réalisé sur le matériel d'injection et l'amélioration de la finesse du ciment. Ces deux facteurs ont permis d'injecter les roches fissurées jusqu'à 0.08 mm d'épaisseur et les sables jusqu'à 0.6 mm de diamètre. Les nombreuses études faites par les pétroliers pour la fracturation hydraulique des puits ont apporté leur contribution à ce résultat.

L'étape suivante, fût le retour aux produits chers. Ce sont les résines organiques, aussi fluides que l'eau en cours d'injection, mais qui après polymérisation, transforment le sol en un « béton » de bonne résistance.

A partir de 1980, les coulis chimiques deviennent indésirables dans de nombreux pays à cause des effets néfastes sur l'environnement et notamment sur les nappes phréatiques. Le jet-grouting devient le successeur de l'injection des coulis chimiques dans de nombreux cas pratiques.

La dernière décennie de ce deuxième millénaire a connu d'intenses travaux dans ce domaine et notamment dans la recherche de nouveaux coulis à base de ciments ultra-fins et de coulis chimiques inorganiques injectables en une seule fois.

A.2 DOMAINE D'APPLICATION

Les techniques d'injection ont des applications très variées qui peuvent être réparties en fonction de critères généraux tels que les suivantes :

- destination de l'ouvrage,
- site urbain ou non urbain,
- profondeur et géométrie de l'ouvrage,
- nature du terrain,
- étanchement ou consolidation,
- travaux provisoires ou définitifs,
- travaux préventifs ou curatifs.

2.1 APPLICATIONS DES INJECTIONS

2.1.1 CONSTRUCTION DE TUNNELS

Traitement préalable des terrains depuis la surface ou injection à l'avancement à travers un masque bétonné :

- réseaux métropolitains,
- tunnels routiers,
- galeries d'égouts,
- conduites forcées.

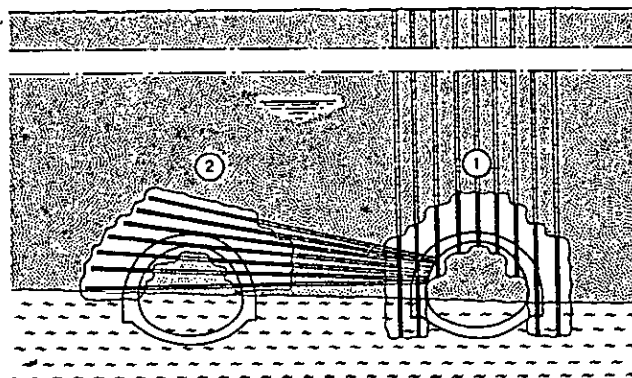


Fig. A.2.1 : Injections successives dans un projet de métro (doc. Solétanche)

2.1.2 CONSTRUCTION DE BARRAGES

- réalisation de voiles d'étanchéité,
- consolidation des massifs instables,
- collage entre les ouvrages en béton et le terrain.

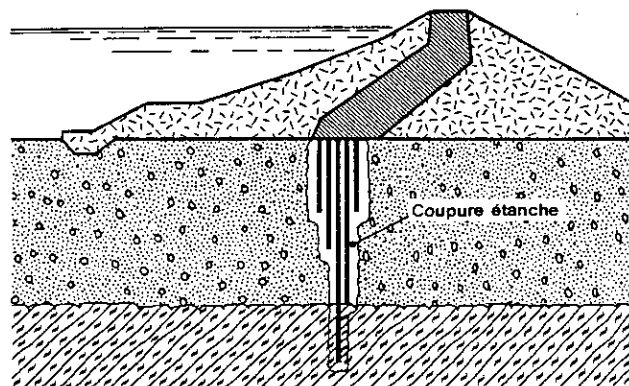


Fig. A.2.2 : Barrage en terre, coupure étanche verticale (doc. Solétanche)

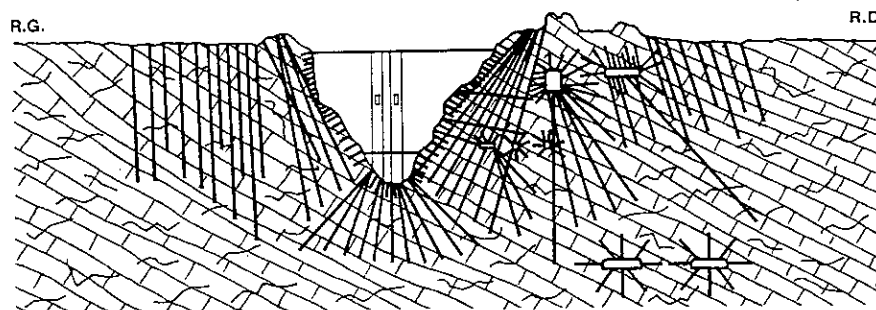


Fig. A.2.3 : Barrage voûte, voile d'étanchéité (doc. Solétanche)

2.1.3 CREUSEMENT DE FOUILLES

- consolidation et étanchement des parois,
- réalisation de fonds de fouilles étanches.

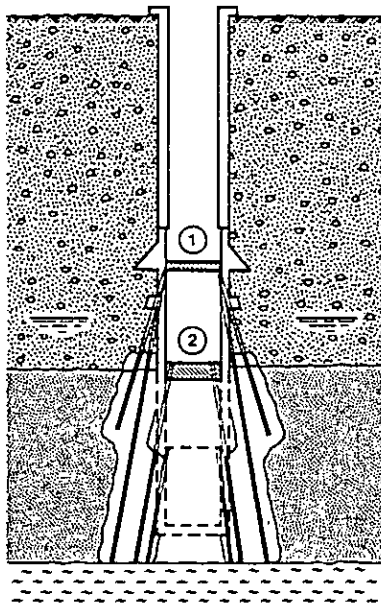


Fig. A.2.4 : Sables fins bouillants, consolidation pour le creusement d'un puits (doc. Solétanche)

2.1.4 REPRISE EN SOUS-ŒUVRE

- consolidation des fondations d'ouvrages ou d'immeubles,
- amélioration de l'étanchéité des ouvrages.

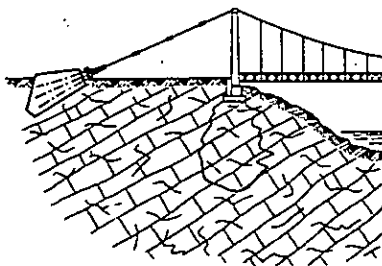


Fig. A.2.5 : Roche fissurée, consolidation sous un pylône de pont (doc. Solétanche)

2.1.5 ROUTES ET VOIES FERREES

- stabilisation profonde de remblai,
- réalisation de massifs d'appui pour ouvrages d'art.

2.1.6 MINES ET CARRIERES

- consolidation des massifs d'avancement,
- remplissage des vides dans les anciennes carrières souterraines.

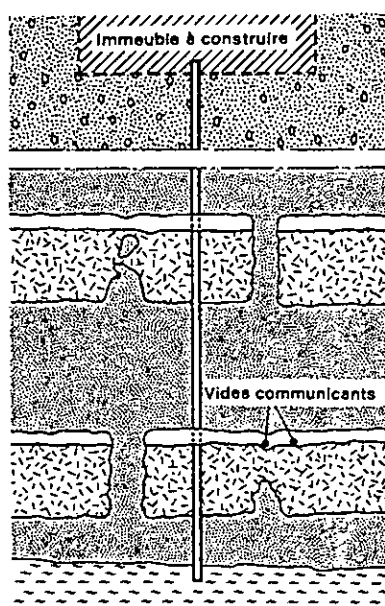


Fig. A.2.6 : Carrière souterraine, remplissage des vides (doc. Solétanche)

2.1.7 FORAGES PETROLIERS

- colmatage des pertes de circulation,
- consolidation des couches difficiles.

Pour l'emploi des techniques d'injection aux travaux souterrains, on retient deux grandes familles de traitement :

2.2 TRAITEMENT DU TERRAIN AVANT CREUSEMENT

Le terrain concerné peut être :

- un terrain meuble,
- un rocher fissuré,
- un terrain comprenant des cavités à remplir.

Ce traitement a le plus souvent pour objectif : la consolidation et /ou l'étanchement.

2.2.1 CONSOLIDATION

Si le terrain a une faible résistance mécanique, l'injection de consolidation, lorsqu'elle est possible, a pour but de l'améliorer en permettant ainsi :

- l'exécution plus aisée et plus sûre des excavations,
- la traversée des zones difficilement franchissables par les méthodes traditionnelles (terrains incohérents, bouillants)
- le franchissement des zones où les conditions d'environnement sont défavorables.

2.2.2 ETANCHEMENT

Les injections d'étanchement permettent la réalisation d'écran réduisant notablement les circulations souterraines telles que : air, eau, hydrocarbures... Elles autorisent aussi le creusement dans des conditions acceptables tant pour le travail que pour l'environnement :

- dans des roches de bonne tenue, mais fissurées et fracturées fortement aquifères,
- dans des terrains très perméables dont la stabilité peut devenir insuffisante sous l'effet de l'eau.

En général, les injections de consolidation ont également un effet d'étanchement et sous la nappe les deux effets sont souvent recherchés pour les travaux souterrains.

2.3 TRAITEMENT DES OUVRAGES

On distingue en général le traitement des ouvrages neufs de ceux des ouvrages anciens.

2.3.1 TRAITEMENT D'OUVRAGES NEUFS

Les injections pratiquées sur un ouvrage neuf ont un rôle de consolidation par intervention sur les zones situées à l'extrados du revêtement. A cette consolidation on peut associer un rôle plus ou moins prononcé d'étanchement suivant le type d'injection pratiqué.

2.3.1.1 INJECTION DE REMPLISSAGE

En ouvrage souterrain, les injections de remplissage sont destinées à combler les vides situés à l'arrière du revêtement. Ces injections contribuent à réduire les causes d'altération du terrain, à favoriser une bonne répartition des efforts sur l'ensemble de la voûte, et à éviter le desserrage du massif.

2.3.1.2 INJECTIONS DE COLLAGE OU DE SERRAGE

Les injections de collage ou de serrage sont généralement effectuées après les injections de remplissage pour parfaire la liaison du terrain au revêtement et assurer un léger traitement du terrain encaissant. Par rapport aux injections de remplissage, la pression sera plus élevée et le coulis plus fluide. La valeur de pression sera adaptée à la résistance du revêtement.

2.3.1.3 INJECTIONS DE CONSOLIDATION

Pratiquées après les injections de remplissage et de collage, elles permettent d'améliorer les caractéristiques mécaniques d'un anneau du terrain, d'épaisseur adaptée aux conditions du milieu.

2.3.1.4 AUTRES TRAITEMENTS

- Raccordement à un dispositif général d'étanchéité ou à d'autres ouvrages.
- Voiles auréolaires de protection s'opposant à des circulations dommageables (par exemple, eaux agressives autour des ouvrages).

2.3.2 TRAITEMENT D'OUVRAGES ANCIENS

A ces ouvrages, selon leur état, on peut appliquer les différentes techniques mentionnées. Cependant les pressions d'injection utilisées seront plus faibles. Ces pressions sont à fixer en fonction de la nature et de l'état du terrain et du revêtement.

La régénération du revêtement peut s'avérer nécessaire. Cette opération est délicate dans le cas d'un revêtement en maçonnerie de moellons ou de briques. L'altération, souvent due à la circulation d'eau dans l'épaisseur du revêtement, diminue les caractéristiques d'étanchéité ou mécanique de celui-ci. L'injection de régénération a pour but de diminuer la porosité du revêtement, améliorant ainsi sa résistance et son étanchéité.

A.3 JET GROUTING *

On désigne par jet grouting un procédé de construction utilisant un jet de fluide à haute énergie cinétique pour déstructurer un terrain et le mélanger avec un coulis liquide.

L'idée du jet grouting est née au Royaume Uni à la fin des années 50. Une première réalisation au Pakistan, bien que couronnée de succès, n'eut pas de suite. Il fallut attendre le début des années 70 pour voir l'idée reprise au Japon, avec des matériels différents. Depuis, cette technique s'est développée dans le monde entier, les procédés se sont multipliés et leur domaine d'application dans la construction n'a cessé de s'étendre.

3.1 PRINCIPE DU JET GROUTING

Il ne s'agit pas exactement d'une technique d'injection, mais plutôt d'un procédé de mélange hydrodynamique terrain-coulis visant à former un « béton de sol » in situ dans la masse du terrain. C'est pourquoi on emploie aussi le terme « jet-mix », lequel qualifie mieux les phénomènes physiques impliqués et le rôle du terrain constituant partiellement le mélange final.

Le jet grouting fait appel, séparément ou en combinaison, à trois phénomènes physiques :

- déstructuration du terrain par un jet à très grande vitesse,
- extraction d'une partie du terrain jusqu'à la surface par les fluides de jetting,
- incorporation d'un liant apporté par le coulis.

Le traitement se déroule généralement ainsi (fig. 3.1) :

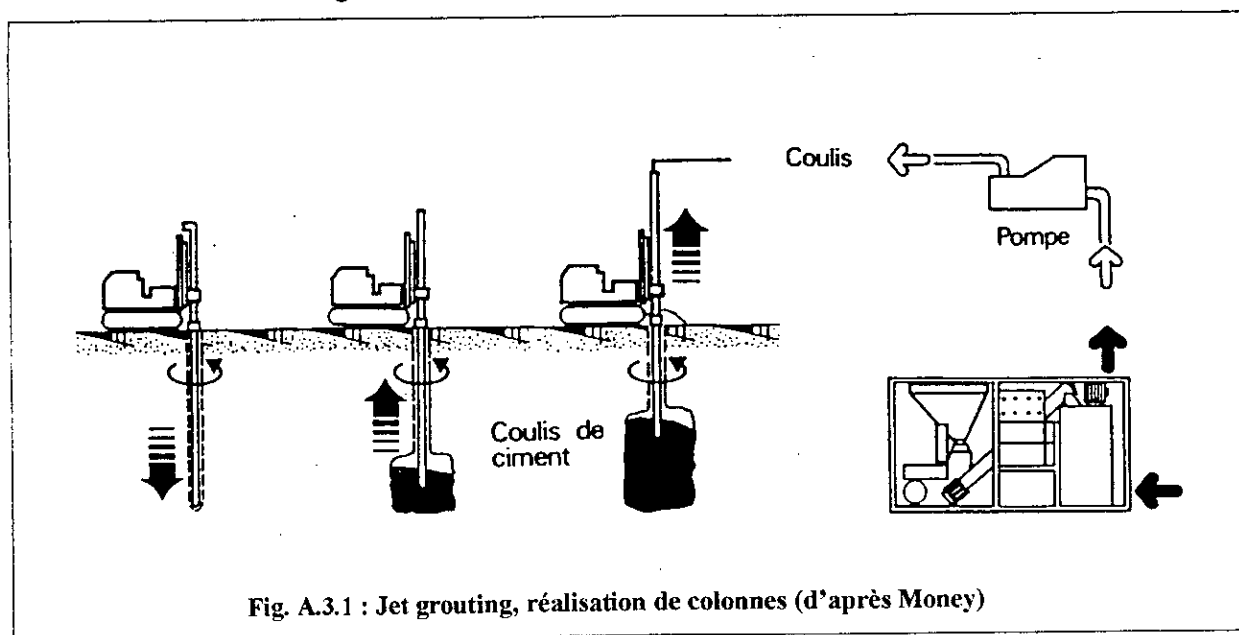


Fig. A.3.1 : Jet grouting, réalisation de colonnes (d'après Money)

* Résumé de l'article de J. MOREY [MOR92]

- réalisation d'un forage de petit diamètre (100 à 200 mm) sur la hauteur à traiter,
- dans ce forage, mise en vitesse d'un jet de fluide envoyé par une pompe à haute pression à travers une ou plusieurs buses de petit diamètre (1 à 10 mm) placées sur un « moniteur » au pied d'un train de tiges de diamètre 70 à 100 mm,
- remontée lente des tiges, avec mise en rotation pour former une colonne de béton de sol avec le coulis envoyé sur la hauteur traitée depuis le pied du train de tiges.

Pendant la phase du jet, les volumes en excès du mélange sol-ciment (appelés « spoil ») doivent ressortir librement en tête de forage (sinon, l'excès de matériaux risque de « claquer » le terrain et de créer des désordres au voisinage) et être évacué du chantier au fur et à mesure.

Le résultat (diamètre, composition, résistance des colonnes) dépend :

- des paramètres du traitement (vitesses de translation et de rotation des tiges, pression et débit des fluides utilisés, dosage du coulis),
- des caractéristiques du terrain en place (nature, granulométrie, composition, compacité),
- de la méthode employée (jet simple, double ou triple).

3.2 PRINCIPALES METHODES

3.2.1 Jet simple (fig. 3.2)

Dans ce procédé, le fluide du jet destructeur est le coulis lui-même, qui assure les trois fonctions de base : déstructuration, extraction et incorporation.

Une partie importante de l'énergie cinétique du jet est dissipée par frottement dans le terrain mis en suspension et le spoil formé devient parfois trop visqueux pour remonter librement jusqu'en tête de forage.

3.2.2 Jet double (fig. 3.2)

Si on protège le jet de coulis à très grande vitesse par un jet d'air annulaire, le rayon d'action du jet destructeur en face du même terrain se trouve considérablement augmenté par le cône d'air enveloppant.

Dans ce procédé, le rôle de l'air est aussi d'améliorer les possibilités d'extraction du terrain en place.

3.2.3 Jet triple (fig. 3.2)

Dans ce procédé, les fonctions déstructuration et extraction du terrain sont obtenues par un jet double d'eau et d'air séparément de la fonction d'incorporation du liant assurée par un jet de coulis envoyé simultanément à basse pression (quelques MPa), généralement par une buse inférieure.

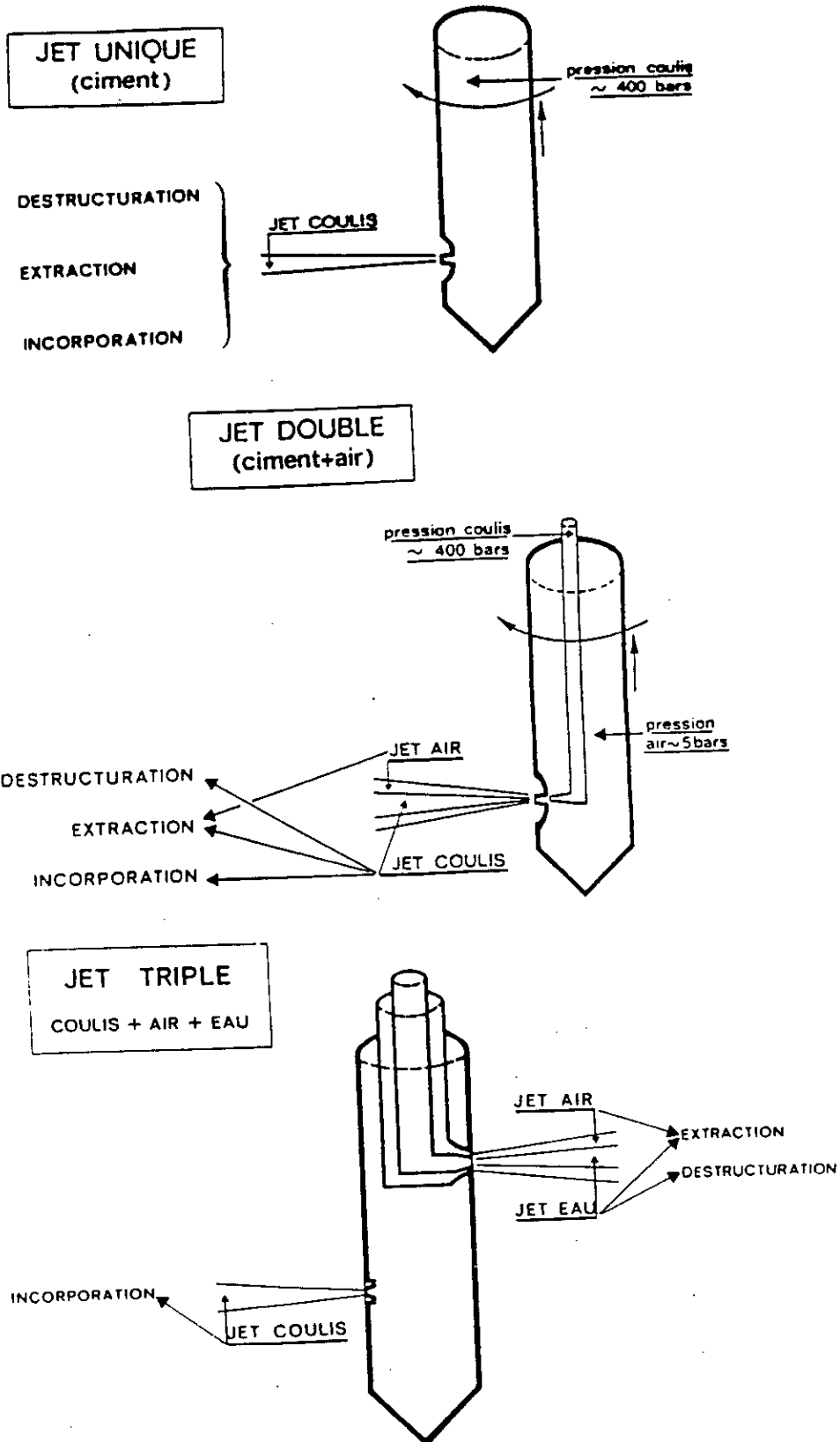


Fig. A.3.2 : Jet grouting, principales méthodes (d'après Money)

3.3 DOMAINES D'APPLICATION

- Le premier domaine type d'application est celui du traitement des terrains meubles non ou difficilement injectables tels que les limons et argiles, que l'on cherche généralement à consolider, quelquefois à étancher (cas des limons et sables très fins).
- La recherche d'une résistance mécanique élevée, l'existence d'une couverture faible, l'interdiction d'emploi de produits chimiques, ou plus simplement l'économie du projet peuvent conduire à l'utilisation des procédés du jet pour la consolidation et l'étanchement de terrains meubles injectables par ailleurs sans problèmes, tels que les sables et graviers.
- Le fait que les procédés du jet grouting soient mis en œuvre à partir de forages en petit diamètre leur confère une grande souplesse d'utilisation, en particulier pour la fermeture de fenêtres localisées dans des rideaux de palplanches, des murs en pieux sécants ou en paroi moulée (passage d'une canalisation, dégrafage de palplanches, joints défailants, etc.) et pour réaliser des protections d'ouvrages depuis la surface en présence d'obstacles enterrés.

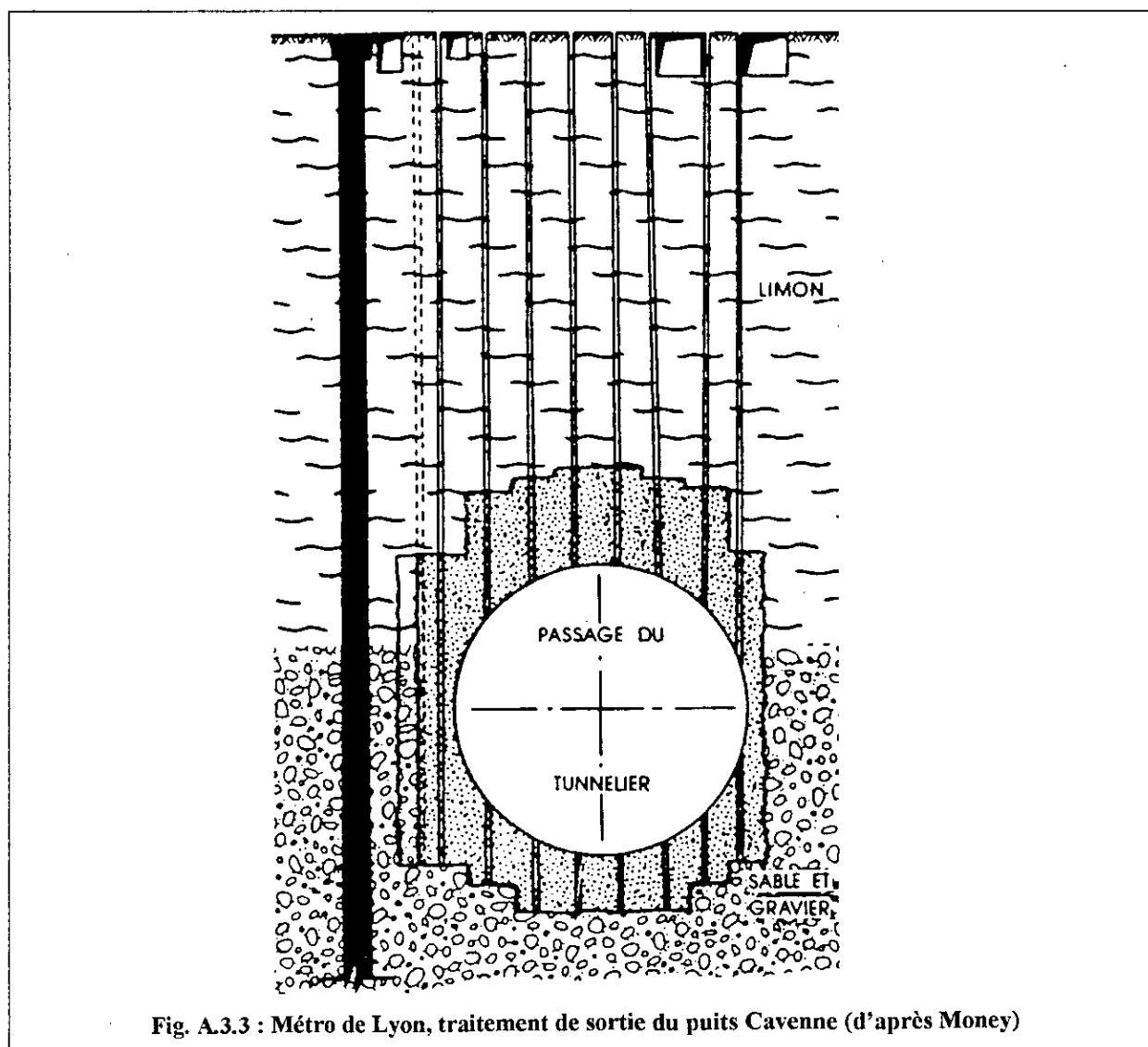
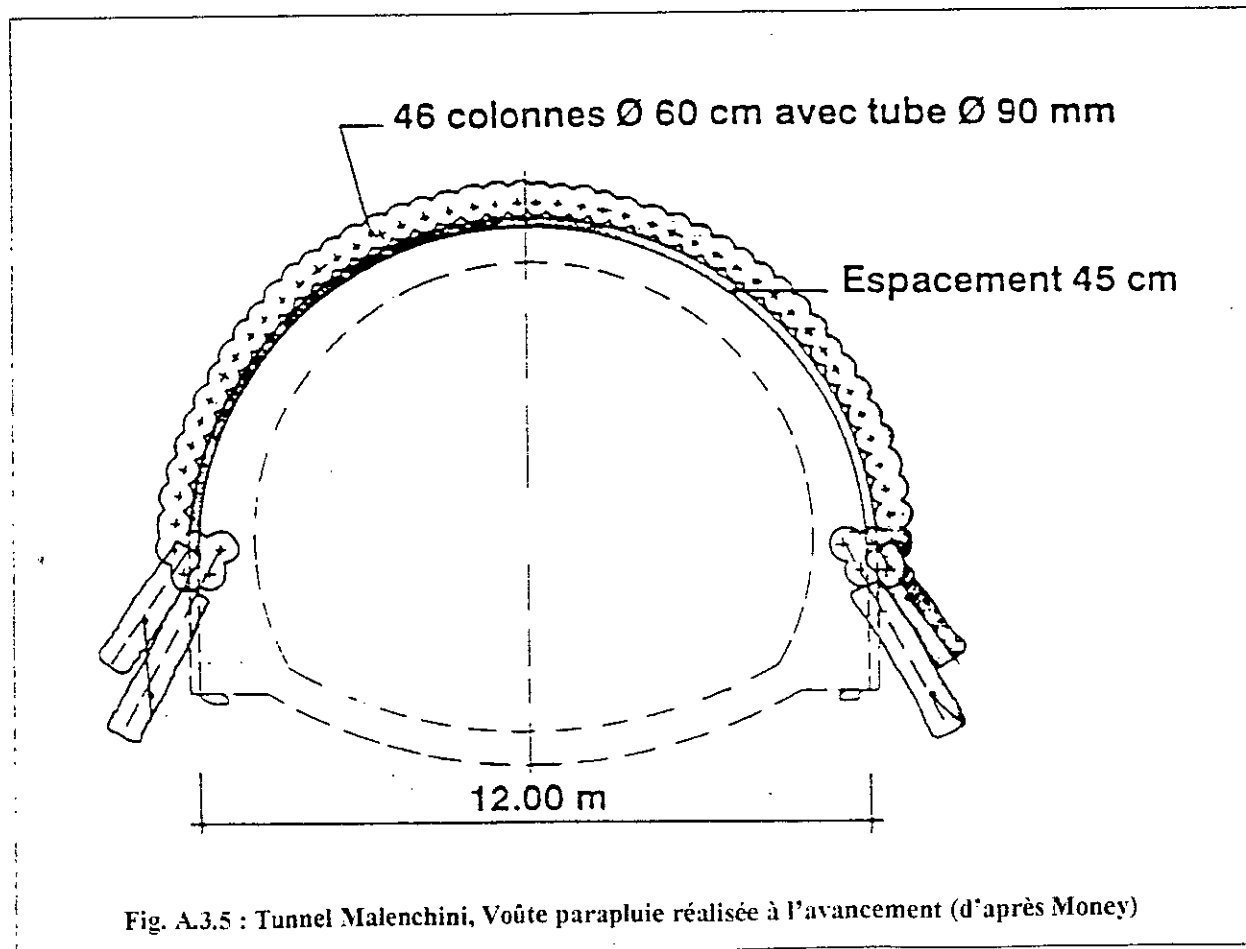
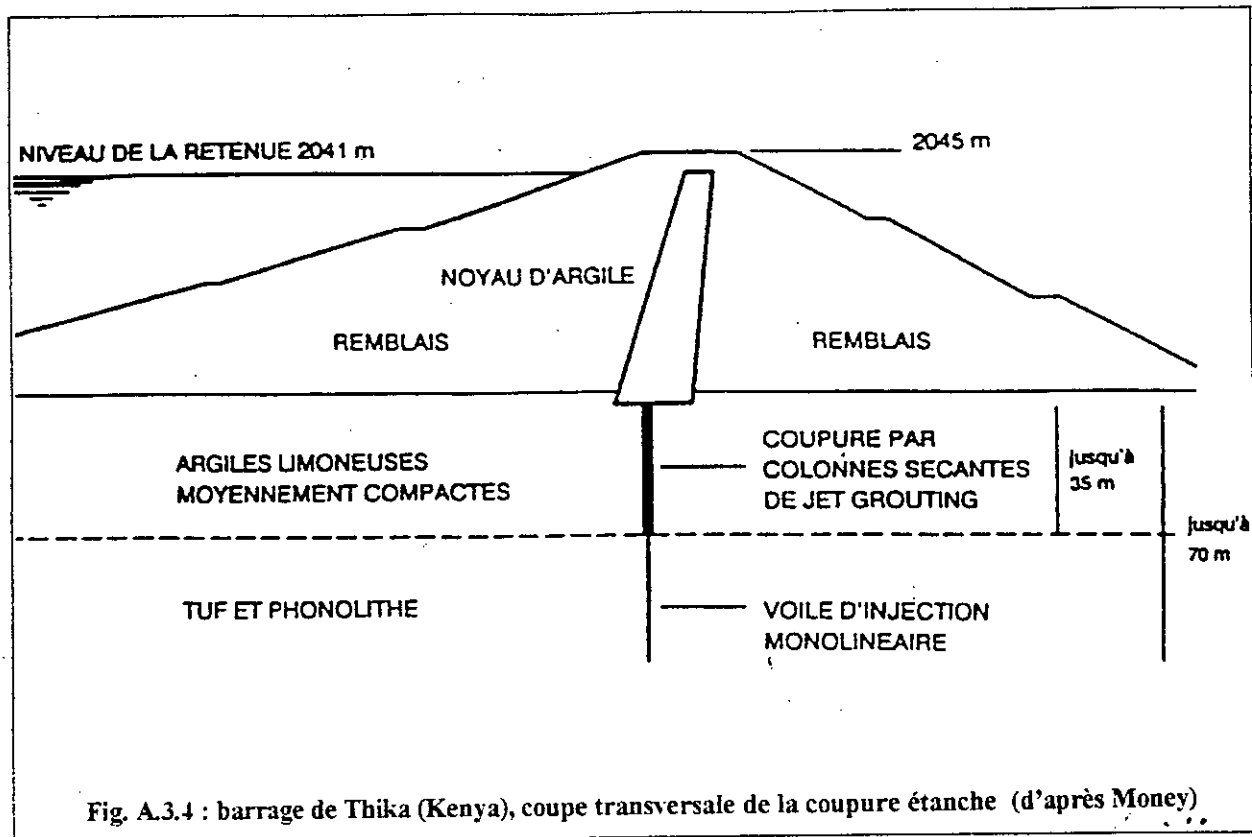


Fig. A.3.3 : Métro de Lyon, traitement de sortie du puits Cavenne (d'après Money)



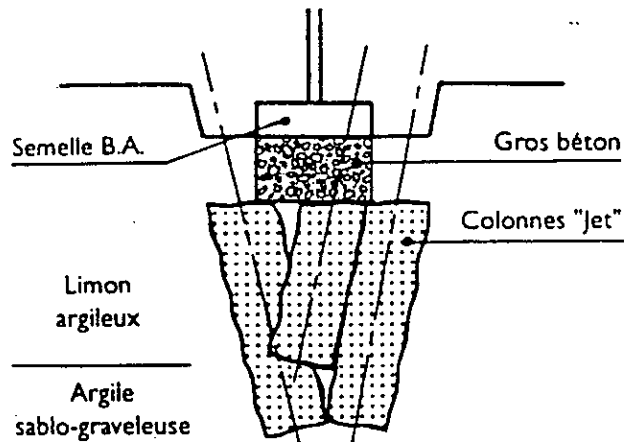


Fig. A.3.6 : Salle de sport de Servas, reprise en sous oeuvre d'un poteau isolé (d'après Money)

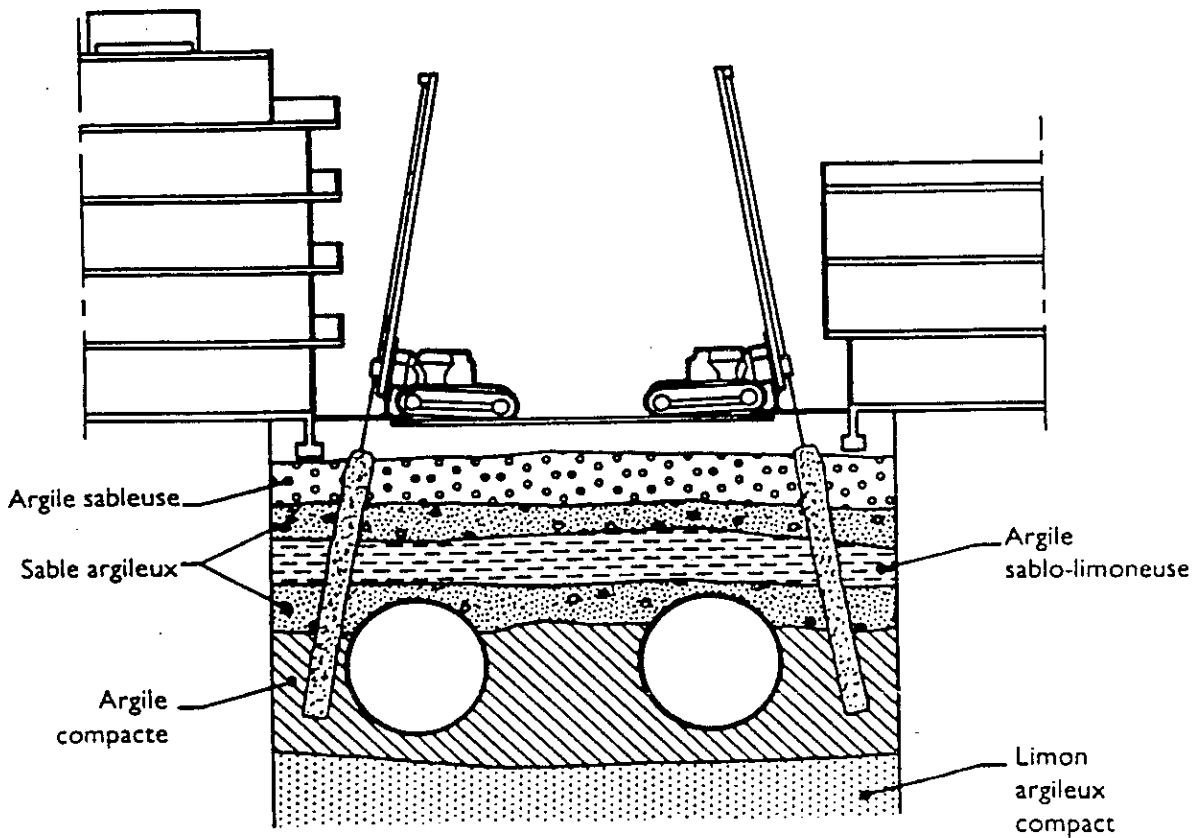


Fig. A.3.7 : Métro de Caracas, protection d'immeubles au droit du passage de tunneliers (d'après Money)

A.4 DESCRIPTION DES ESSAIS REALISES

4.1 ESSAIS SUR SABLES INJECTES

Essai de perméabilité

L'essai consiste à mesurer le coefficient de perméabilité d'un échantillon de sol injecté et le comparer au coefficient du sol non injecté pour quantifier l'amélioration des propriétés d'étanchement du sol.

Les dimensions des éprouvettes cylindriques sont : $\Phi = h \approx 81 \text{ mm}$

L'éprouvette est mise dans un perméamètre à paroi rigide puis soumise à sa partie inférieure à une pression d'eau. L'étanchéité latérale est assurée par une membrane en plastique, soumise à une pression latérale suffisante pour empêcher l'écoulement de l'eau à partir de la paroi de l'éprouvette.

Le coefficient de perméabilité K est calculé à partir de la formule classique (Darcy)

$$Q = K.S.i.t$$

Q : volume de l'eau recueilli pendant la durée t

S : section de l'éprouvette

i : Gradient hydraulique

K est exprimé en m/s ou en Darcy ($1 \text{ m/s} = 10^5 \text{ Darcy}$)

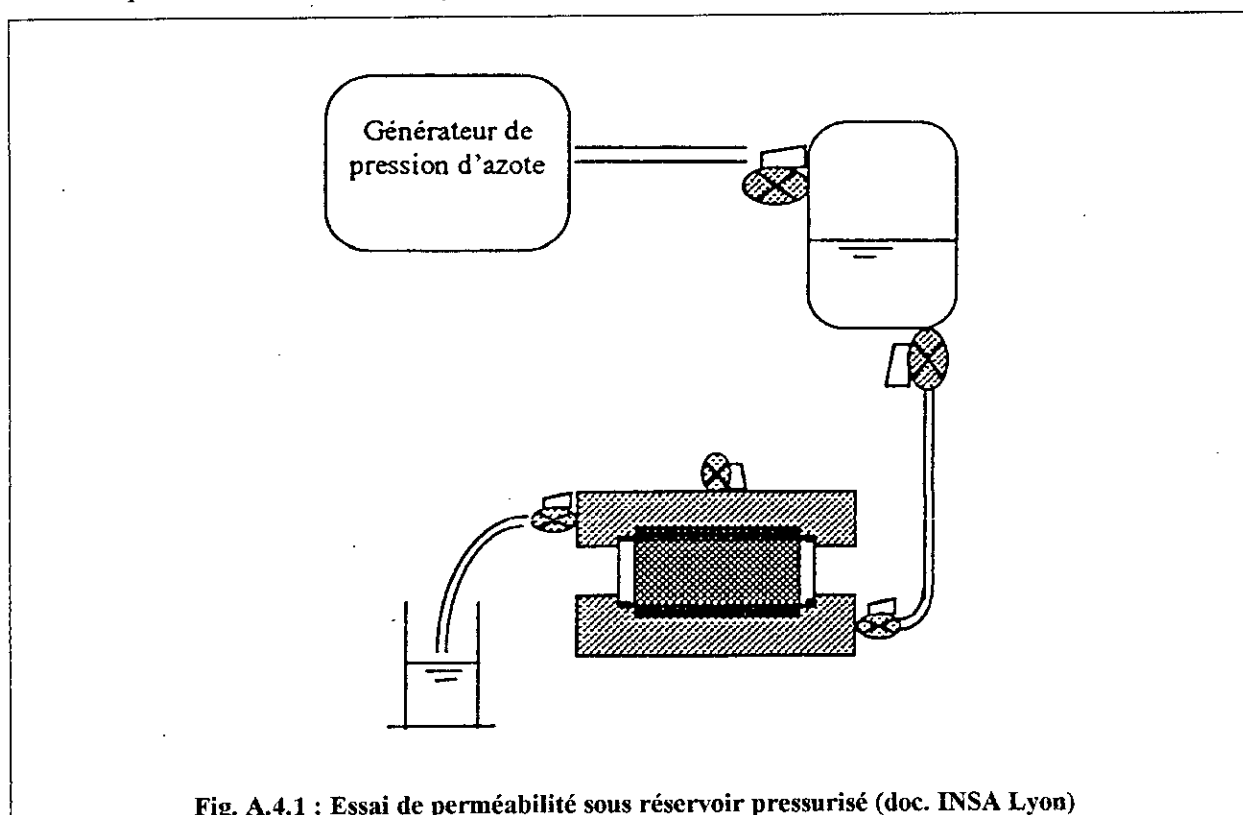


Fig. A.4.1 : Essai de perméabilité sous réservoir pressurisé (doc. INSA Lyon)

Essai de compression simple

Cet essai permet de mesurer la résistance à la compression simple du sol injecté. C'est une forme particulière de l'essai triaxial UU (avec $\sigma_3 = 0$). L'éprouvette cylindrique d'élancement égal à deux environ ($\Phi = 81 \text{ mm}$, $h \approx 160 \text{ mm}$) est placée entre les deux plateaux d'une presse et soumise à des charges croissantes jusqu'à la rupture. La vitesse d'écrasement doit être suffisamment grande pour qu'aucun drainage ne puisse se produire pendant l'essai.

La relation $R_c = \frac{4P}{\pi D^2}$ donne en fonction de la charge appliquée P à la rupture et le diamètre de l'éprouvette D , La valeur de la résistance à la compression R_c .

Essai triaxial

Cet essai permet de déterminer la résistance au cisaillement du sol injecté par l'apport de deux paramètres, qui sont :

C : la cohésion du sol

φ : l'angle de frottement interne du sol

$$\tau = C + \sigma \cdot \text{tg}\varphi$$

L'essai consiste à soumettre l'éprouvette d'élancement voisin de deux, à un champ de contrainte qui a pour composantes :

- une pression uniforme de consolidation σ_3 , appliquée par l'intermédiaire d'un fluide (généralement de l'eau),
- une contrainte axiale σ_1 , appliquée sur les deux faces planes de l'éprouvette.

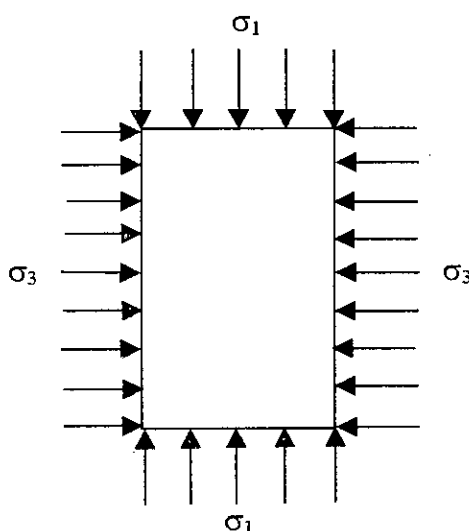
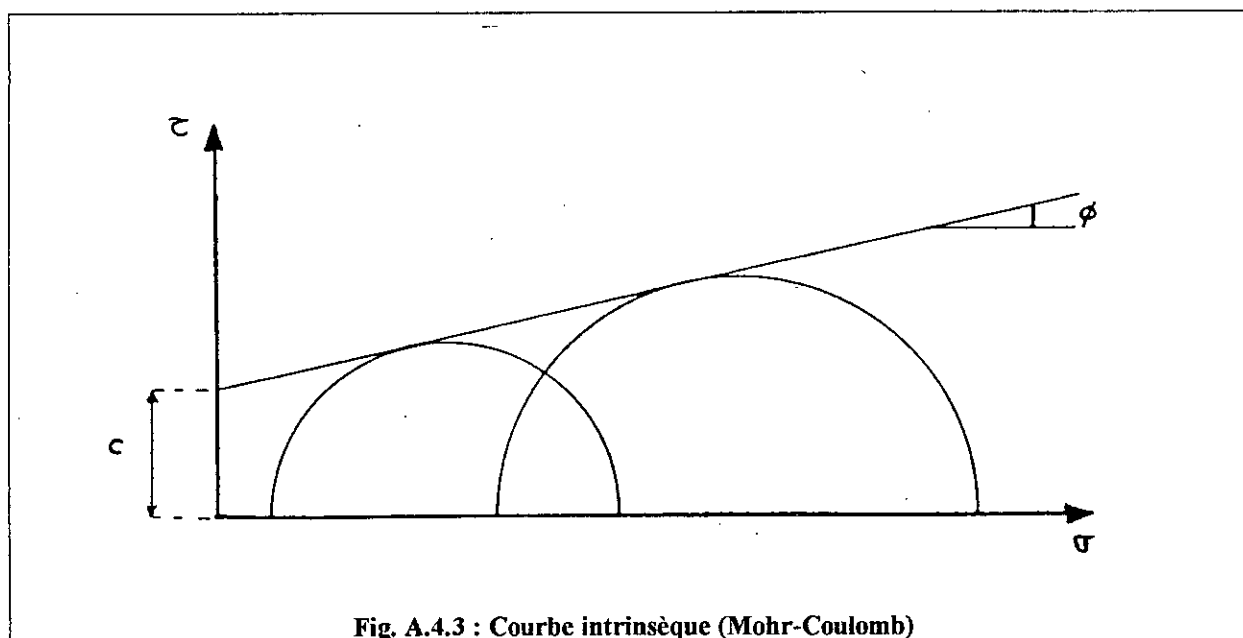


Fig. A.4.2 : Etat des contraintes en triaxial classique

On fait croître le déviateur jusqu'à la rupture de l'échantillon. On relève les valeurs du déviateur à la rupture pour différentes pressions de consolidation et on trace les cercles de Mohr correspondants. La courbe enveloppe de ces cercles est, pour une plage de valeurs de σ_3 donnée, assimilée à une droite (droite intrinsèque), caractérisé par l'ordonnée à l'origine C et la pente φ (fig. A.4.3).



L'appareil triaxial permet de faire trois types d'essai :

- **Essai non consolidé, non drainé : UU**

Il correspond au comportement à court terme du sol. L'application de la pression de consolidation σ_3 et le cisaillement sont effectués à drainage fermé.

La résistance non drainée du sol est exprimée en contraintes totales (σ, τ).

Les paramètres de résistances sont : C_{uu} et φ_{uu} , $\varphi_{uu} = 0$ pour les sols saturés.

$$\tau = C_{uu} + \sigma \cdot \text{tg} \varphi_{uu}$$

- **Essai consolidé drainé : CD**

Il correspond au comportement à long terme du sol. Chaque éprouvette est consolidée (à drainage ouvert) sous une pression de consolidation σ_3 et cisailée à drainage ouvert sous cette même pression. La contrainte normale (ou déviateur) doit être appliquée de manière à obtenir une vitesse de déformation assez lente pour que la pression interstitielle soit nulle à chaque instant.

La résistance drainée du sol est exprimée en contraintes effectives (σ', τ').

Les paramètres de résistance sont : C' et φ'

$$\tau' = C' + \sigma' \cdot \text{tg} \varphi'$$

- **Essai consolidé, non drainé : CU**

Il correspond à un comportement particulier du sol, c'est à dire que le sol a subi une consolidation pendant un temps suffisant et ensuite il est cisailé sans drainage.

L'essai permet d'étudier la variation de la résistance au cisaillement non drainé du sol en fonction de la pression de consolidation.

Chaque éprouvette est consolidée (à drainage ouvert) sous une pression de consolidation σ_c , puis cisailée à volume constant (à drainage fermé) sous cette même pression.

A chaque pression de consolidation σ_c correspond une cohésion C_u . En traçant la courbe $C_u=f(\sigma_c)$ on déterminera les paramètres de résistances, qui sont C_{u0} et λ_{Cu} (fig. A.4.4).

C_{u0} : cohésion consolidée non drainée : cohésion apparente minimale

λ_{Cu} : facteur d'augmentation de résistance en contraintes totales

Si on mesure la pression interstitielle u durant l'essai, on pourra déterminer les paramètres effectifs du sol en utilisant la relation : $\sigma' = \sigma - u$

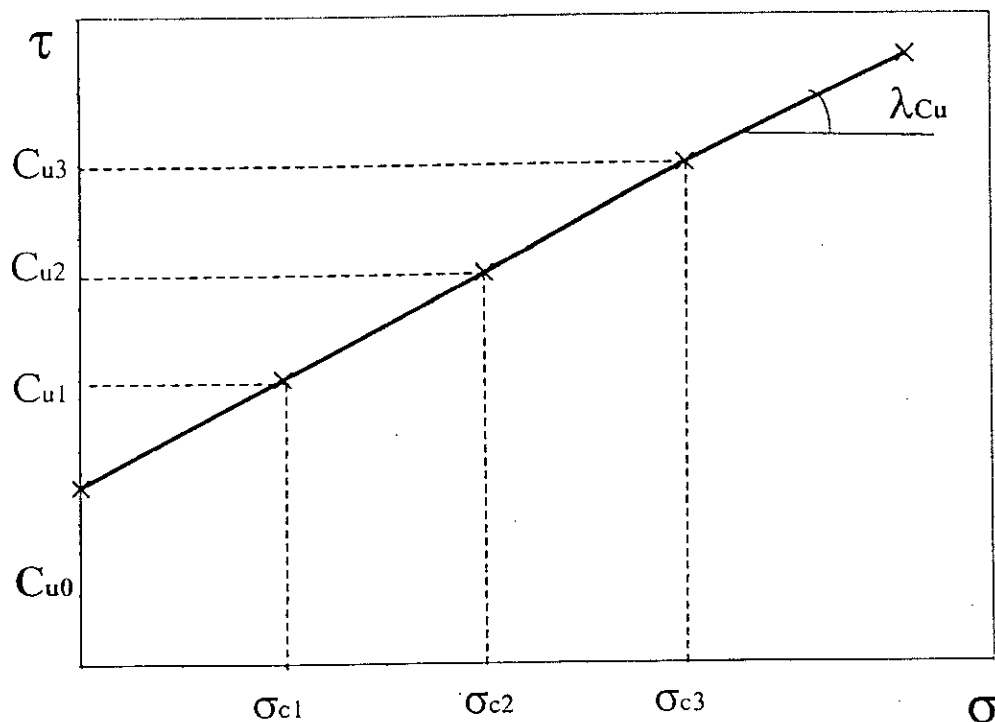


Fig. A.4.4 : Cohésion non drainée en fonction de la pression de consolidation

4.2 ESSAIS SUR COULIS DE REMPLISSAGE INERTE

En plus des essais d'identification des matériaux utilisés, on a effectué deux types d'essai sur le coulis de remplissage :

- Essai de cisaillement direct à la boîte,
- Essai de compressibilité à l'oedomètre.

Essai de cisaillement direct

Essai lent

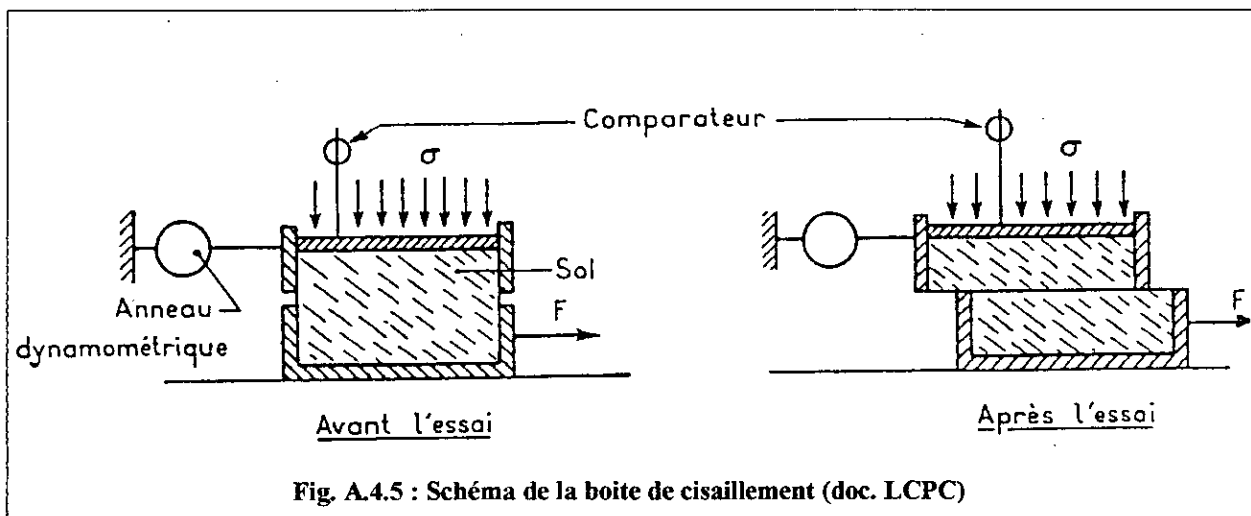
But de l'essai : détermination de la résistance au cisaillement des sols par la détermination de deux paramètres C et φ : $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$

Conditions initiales : Chaque échantillon de sol est consolidé avant l'expérience pendant une durée de 24h , sous la même contrainte normale σ que celle qu'elle subira pendant l'essai. La vitesse de cisaillement est suffisamment lente ($10\mu\text{m}/\text{min}$) pour que la pression interstitielle de l'eau puisse se dissiper et être considérée comme nulle à chaque instant ($u=0$). Il en résulte que $\sigma = \sigma'$; On obtient par conséquent : $\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi' + c'$

Principe : l'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale σ déterminée.

La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante . La force totale de cisaillement F est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure . Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon.

L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée.



La déformation horizontale de l'échantillon à l'instant t est : $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$

l : longueur de l'éprouvette ($l = 6 \text{ cm}$) et $\Delta l = V.t$ avec V : vitesse de cisaillement

La contrainte de cisaillement τ à l'instant t a pour valeur : $\tau = \frac{F}{A'}$

$A' = l(l - \Delta l)$: section corrigée de l'éprouvette.

En traçant la courbe $\tau - \varepsilon$, on peut déterminer la résistance au cisaillement de l'éprouvette pour chaque pallier de chargement et qui correspond au maximum de la courbe.

Portés sur un graphique les points ayant pour abscisse la contrainte normale et pour ordonnée la contrainte de cisaillement correspondant à la rupture, on obtient approximativement une droite inclinée ; elle fournit la cohésion C' et l'angle de frottement ϕ' .

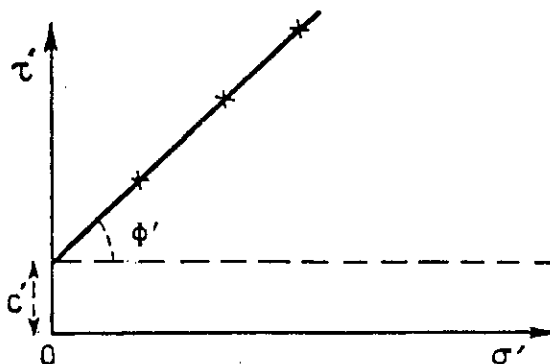


Fig. A.4.6 : Courbe intrinsèque d'un essai lent

Essai rapide

Le comportement étudié est à court terme, il permet d'analyser le coulis à l'état frais : phase de pompage et de mise en place du coulis dans le vide annulaire.

En portant sur un graphique la contrainte normale en abscisse et la contrainte de cisaillement correspondant à la rupture en ordonnée, on obtient une droite parallèle à l'axe des abscisses pour les sols saturés. Tandis que pour les sols non saturés la droite présente une pente ϕ .

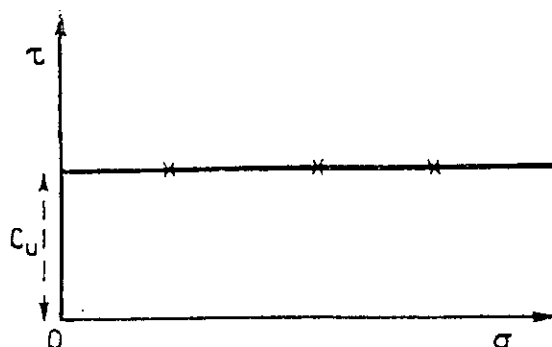


Fig. A.4.7 : courbe intrinsèque d'un essai rapide sur sol saturé

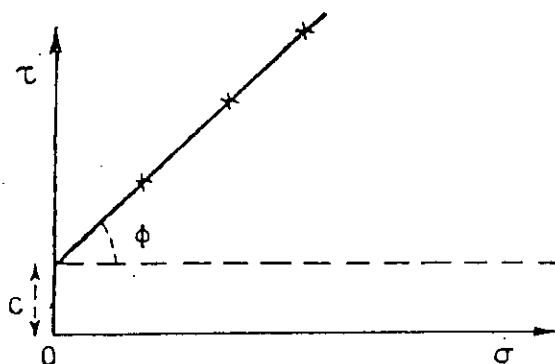


Fig. A.4.8 : courbe intrinsèque d'un essai rapide sur un sol saturé

Essai de compressibilité à l'oedomètre

Définition : Il consiste à appliquer sur un cylindre de sol saturé des charges d'intensités croissantes puis décroissantes, et à mesurer pour chaque charge les variations d'épaisseur de l'échantillon en fonction du temps.

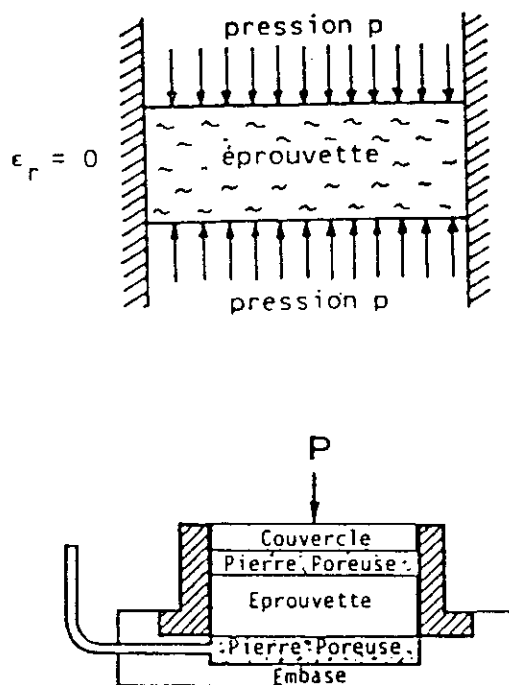


Fig. A.4.9 : Principes des oedomètres et coupe schématique d'une cellule oedométrique (doc. LCPC)

Type d'essai : Etude de la compressibilité et de la consolidation d'un matériau cohérent (à faible perméabilité).

But de l'essai :

- Mettre en évidence la compressibilité du matériau : Relation entre le tassement et la contrainte effective.
- Etudier la consolidation du matériau : Evolution du tassement en fonction du temps.

Principe de l'essai : La principale caractéristique de cet essai est l'interdiction totale de l'échantillon de se dilater radialement. Les déformations produites sont donc unidirectionnelles et ne s'exercent que suivant le sens vertical qui correspond à la pression sur le piston.

L'essai réalisé est du type compressibilité par paliers, ce qui nous permet d'avoir à la fois des indications sur la compressibilité du matériau et sur sa vitesse de consolidation. Pour se faire, il est indispensable de saturer l'éprouvette.

Paramètres :

➤ **LA COMPRESSIBILITE :** $\Delta h/h = f(\sigma')$

Elle caractérise les relations σ - ε du sol atteintes après l'équilibre sous l'action d'une surcharge donnée.

Module oedométrique (E')

Il traduit le rapport entre l'incrément de charge, donc de σ et le tassement.

$$E' = -\Delta\sigma' / (\Delta h/h) = 1/m_v$$

Où m_v = coefficient de compressibilité volumétrique = $\Delta v / \Delta\sigma'$

E' n'est pas constant est varie à la fois avec σ' et $\Delta\sigma'$

Indice de compression (C_c)

Il représente le coefficient de proportionnalité entre l'indice des vides et le logarithme des contraintes appliquées ; de manière pratique, il se caractérise par la 2ème partie de la courbe de la compressibilité expérimentale

$$C_c = -\Delta e / \Delta \log \sigma'$$

Indice de gonflement (C_g)

Il représente la pente initiale de la courbe de déchargement.

$$C_g = -\Delta e / \Delta \log \sigma'$$

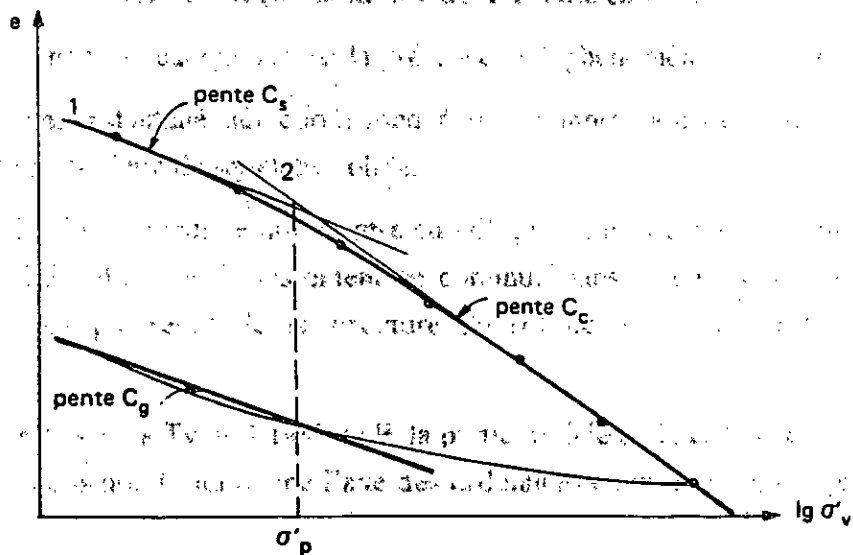


Fig. A.4.10 : Schématisation de la courbe de compressibilité (doc. LCPC)

➤ LA CONSOLIDATION

Coefficient de consolidation (C_v)

$$C_v = K \times E' / \gamma_w$$

où : K : coefficient de perméabilité.

E' : module oedométrique.

γ_w : poids volumique de l'eau.

Degré de consolidation moyen (U)

U est fonction du seul facteur-temps T_v puisqu'il correspond à :

$U = \text{Tassement à l'instant } t / \text{Tassement final}$

$$T_v = (C_v \times t) / H^2$$

avec : H = distance de drainage (épaisseur ou demi-épaisseur de l'échantillon suivant que le drainage se fait sur une ou deux faces) au début du palier de chargement considéré.

A.5 COURBES DE CONSOLIDATION

Type d'essai : essai de compressibilité à l'oedomètre

Dimensions des cellules : $S = 20 \text{ cm}^2$, $H_0 = 2 \text{ cm}$

Matériaux : coulis C1 : filler 0/630 μm

coulis C2 : filler 0/80 μm

Fig. A.5.1 : Courbe de consolidation (coulis C1) ; Essai oedométrique

sable	Filler	Bentonite	eau
57.88 %	27 % 0 / 630 μm	0.62 %	14.47 %

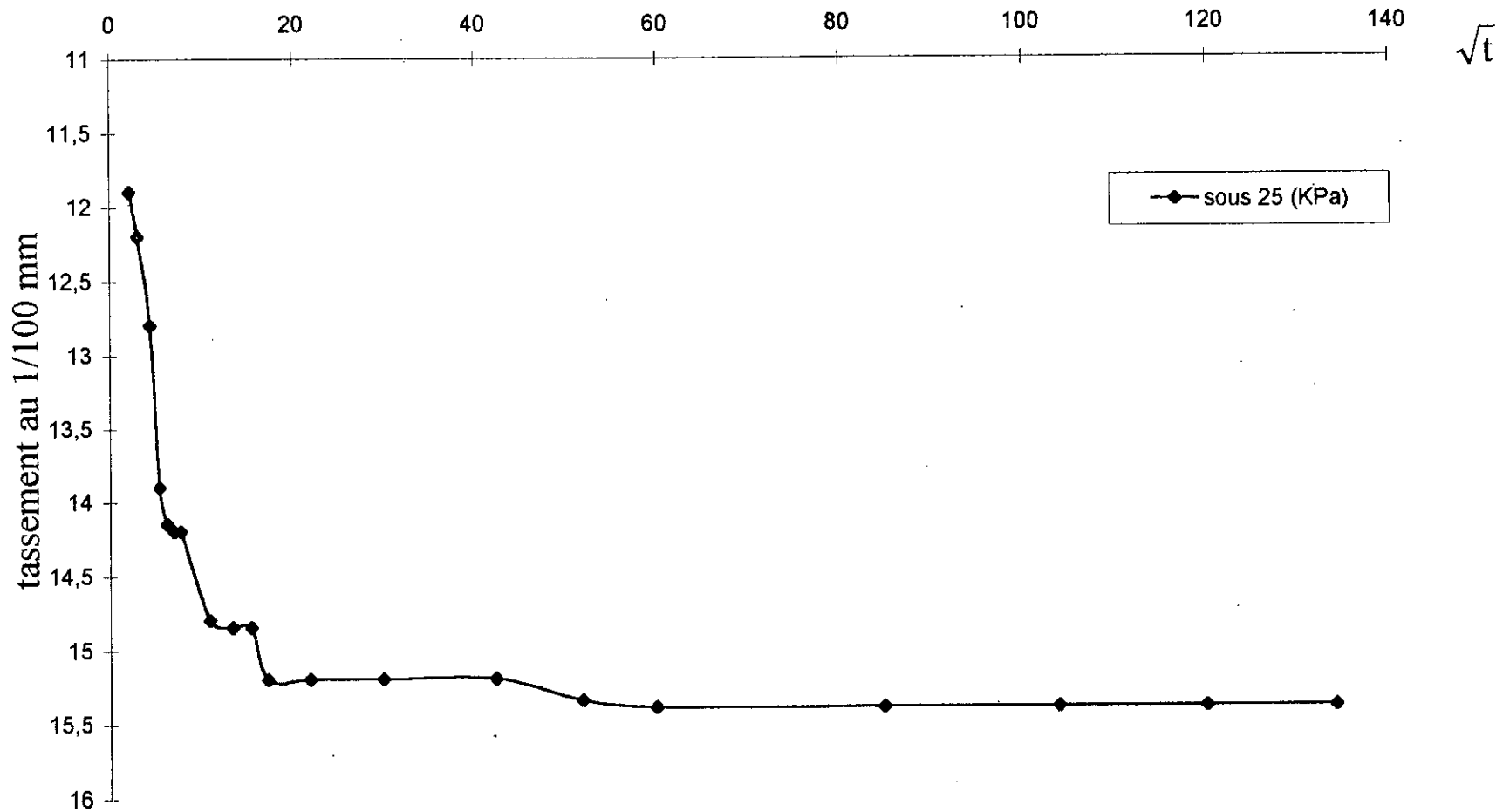


Fig. A.5.2 : Courbe de consolidation (coulis C1) ; Essai oedométrique

sable	Filler	Bentonite	eau
57.88 %	27 % 0 / 630 μm	0.62 %	14.47 %

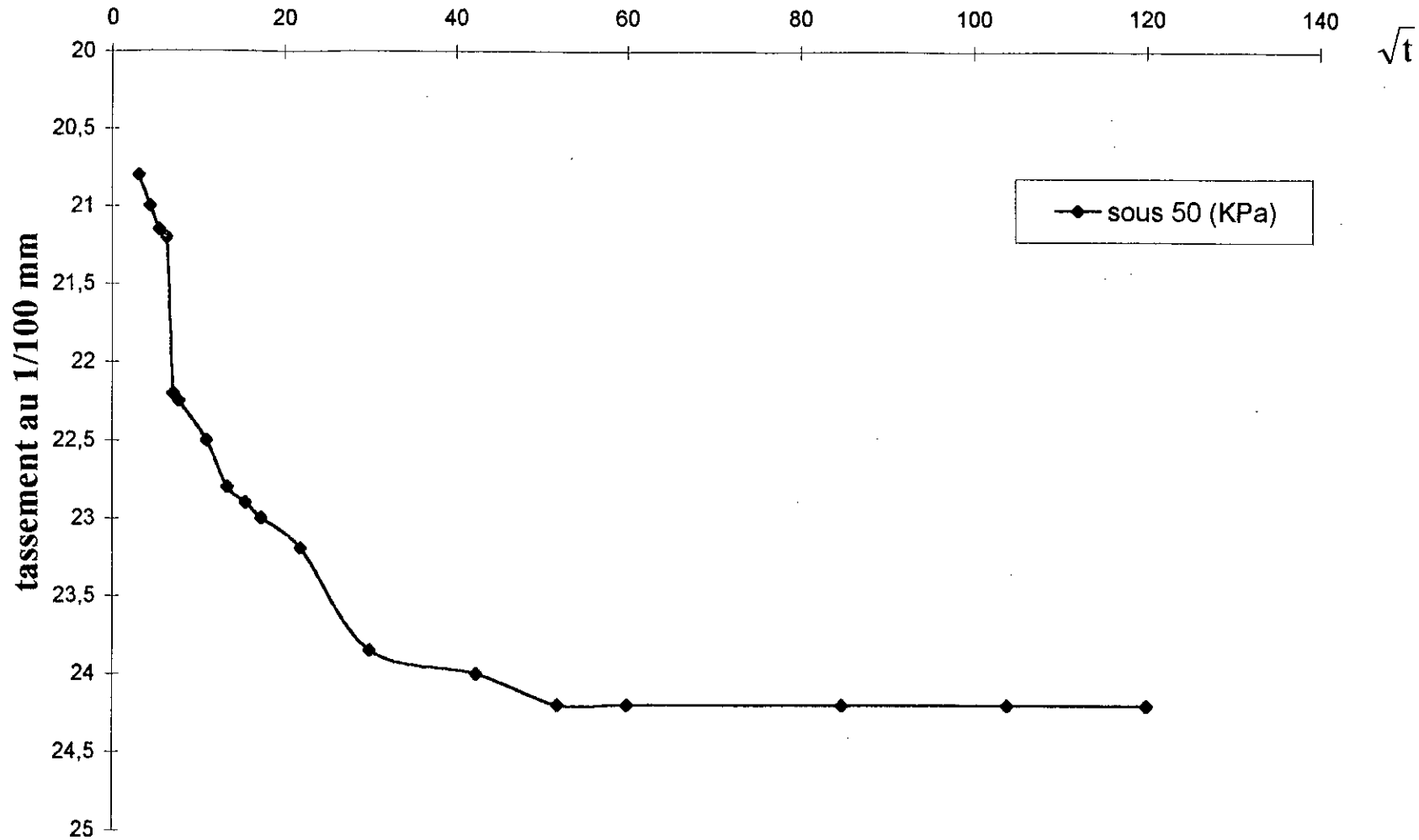


Fig. A.5.3 : Courbe de consolidation (coulis C1) ; Essai oedométrique

sable	Filler	Bentonite	eau
57.88 %	27 % 0 / 630 μm	0.62 %	14.47 %

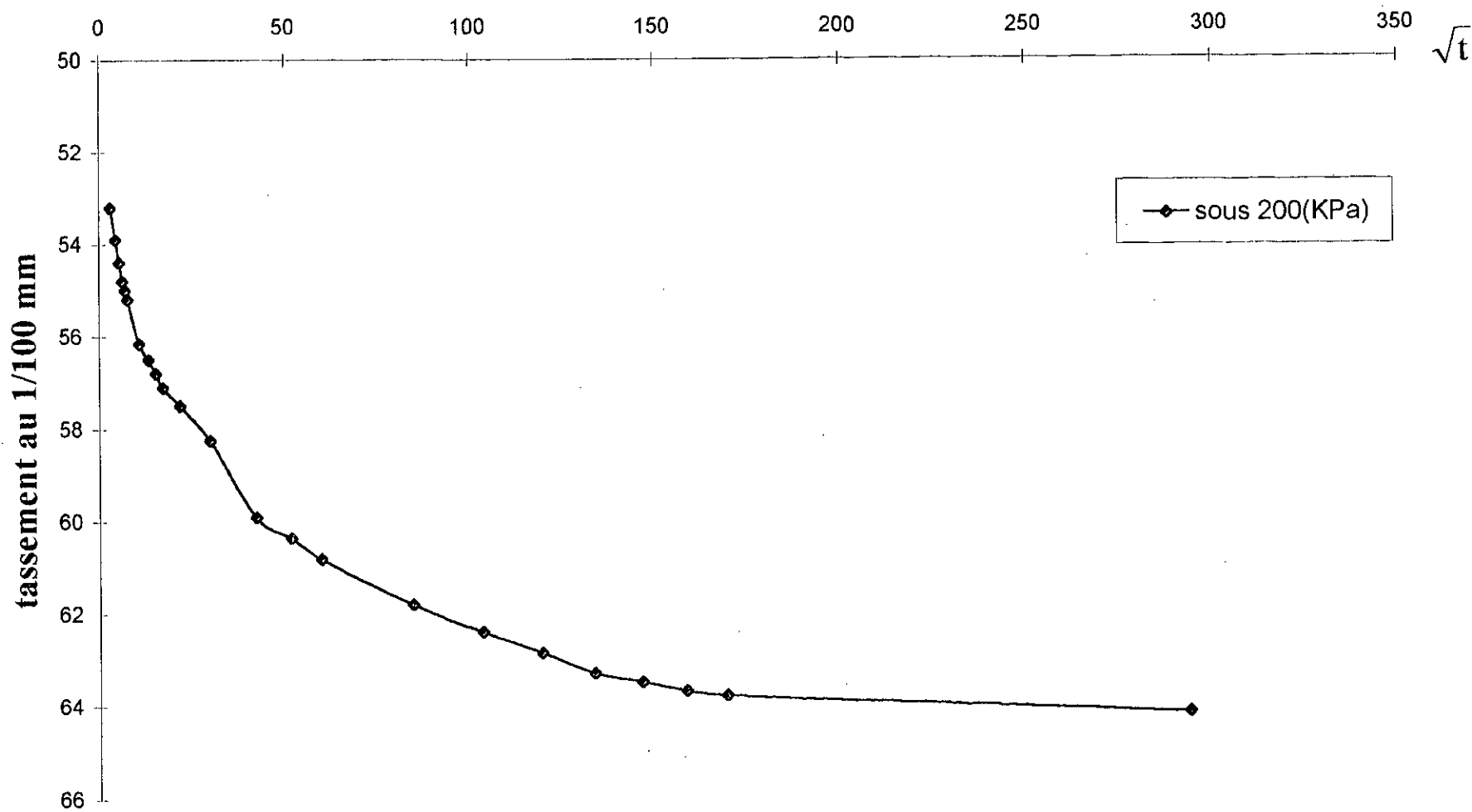


Fig. A.5.4 : Courbe de consolidation (coulis C1) ; Essai oedométrique

sable	Filler	Bentonite	eau
57.88 %	27 % 0 / 630 μm	0.62 %	14.47 %

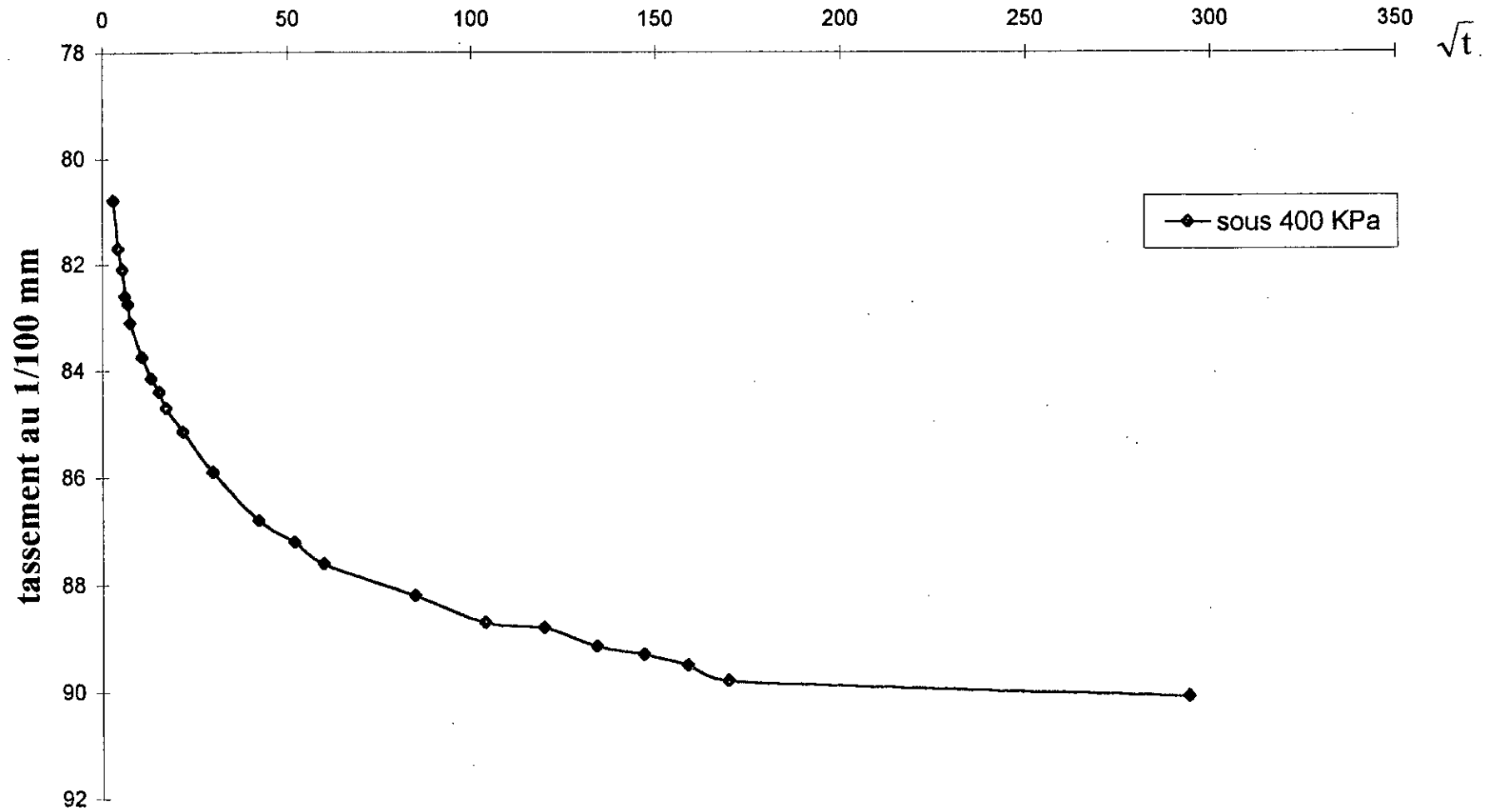


Fig. A.5.5 : Courbe de consolidation (coulis C1) ; Essai oedométrique

sable	Filler	Bentonite	eau
57.88 %	27 % 0 / 630 μm	0.62 %	14.47 %

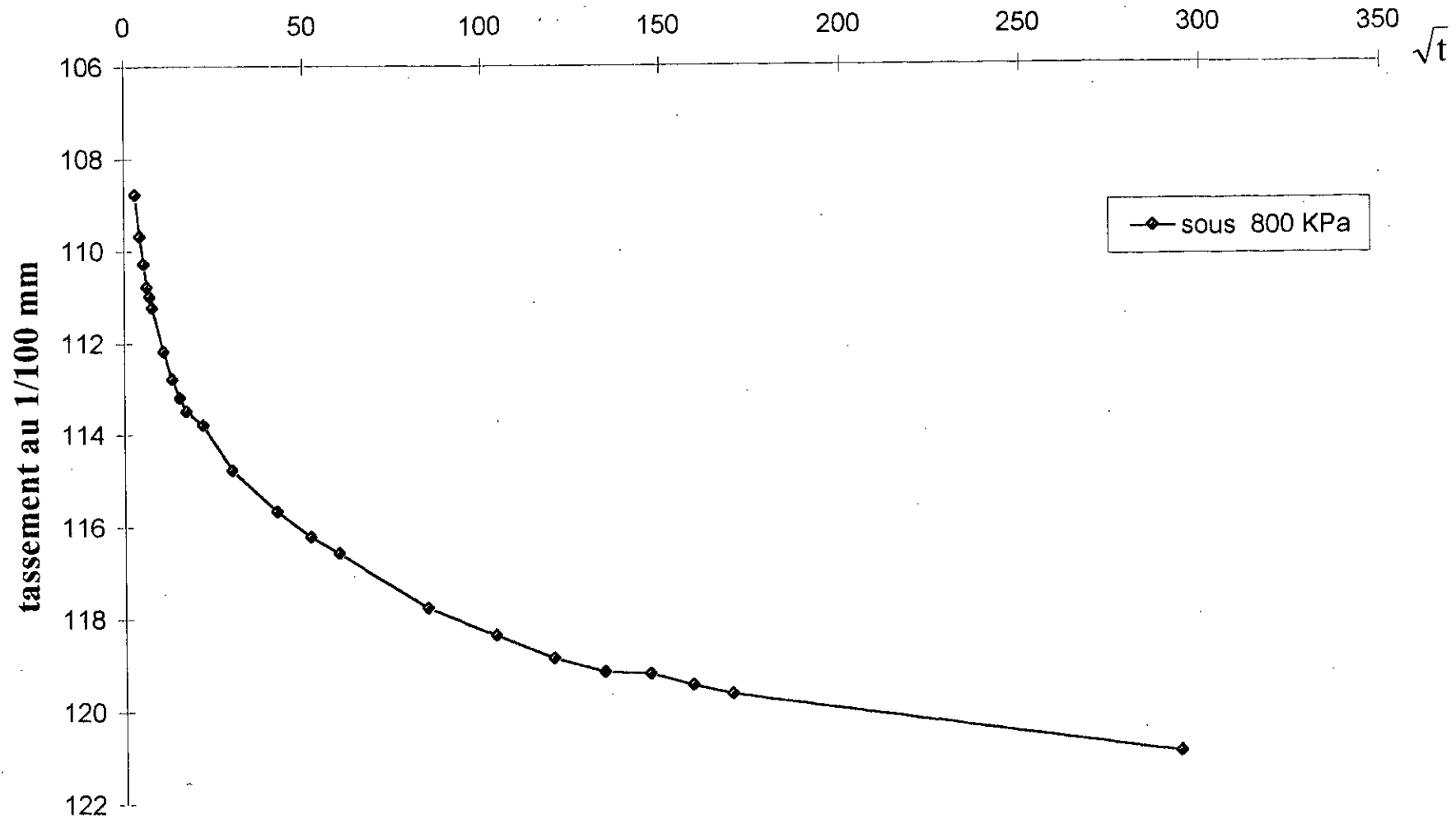


Fig. A.5.6 : Courbe de consolidation (coulis C2) ; Essai oedométrique

sable	Filler	bentonite	eau
57.88 %	27 % 0 / 80 μm	0.62 %	14.47 %

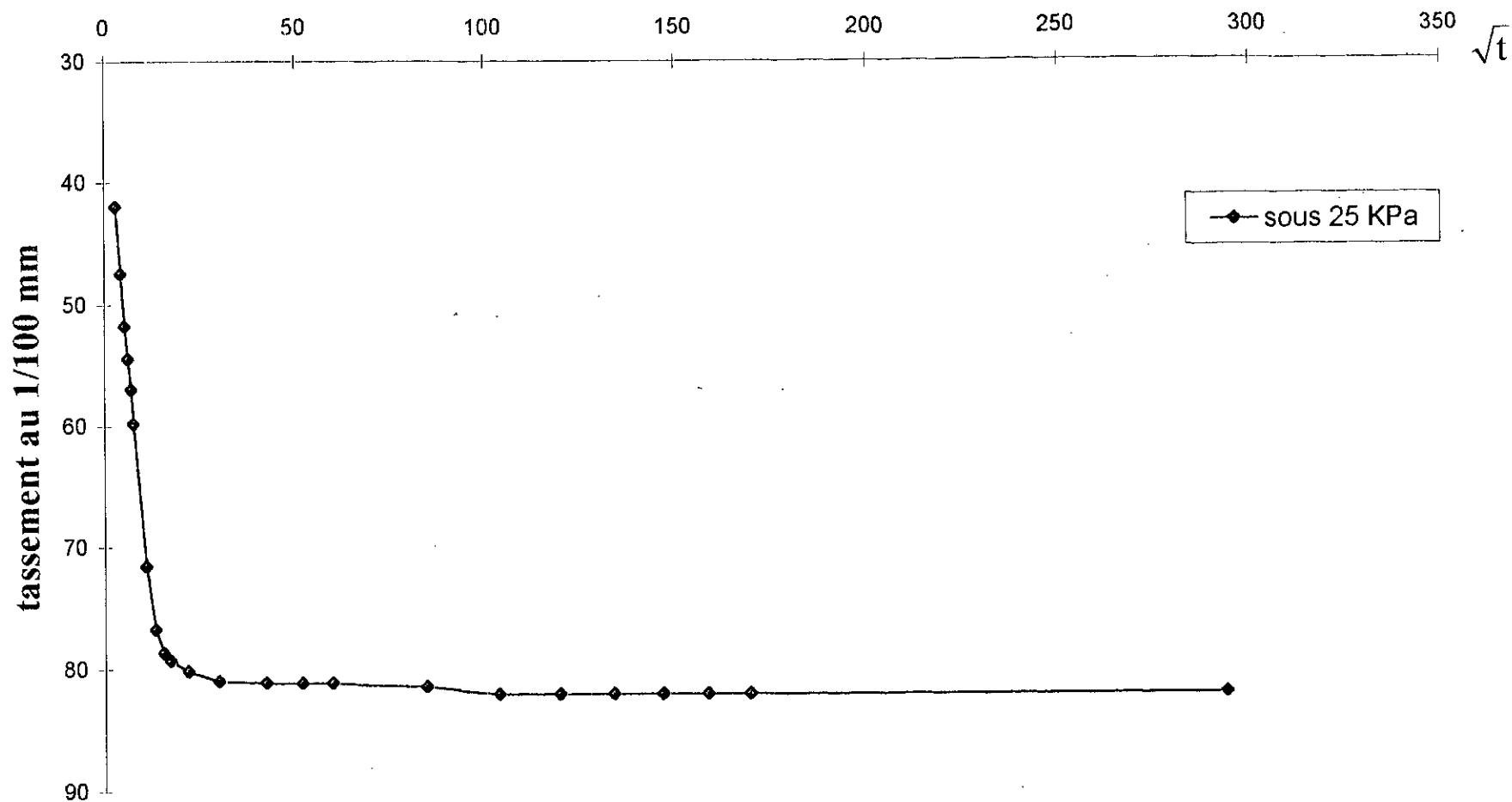


Fig. A.5.7 : Courbe de consolidation (coulis C2) ; Essai oedométrique

sable	Filler	bentonite	eau
57.88 %	27 % 0 / 80 μm	0.62 %	14.47 %

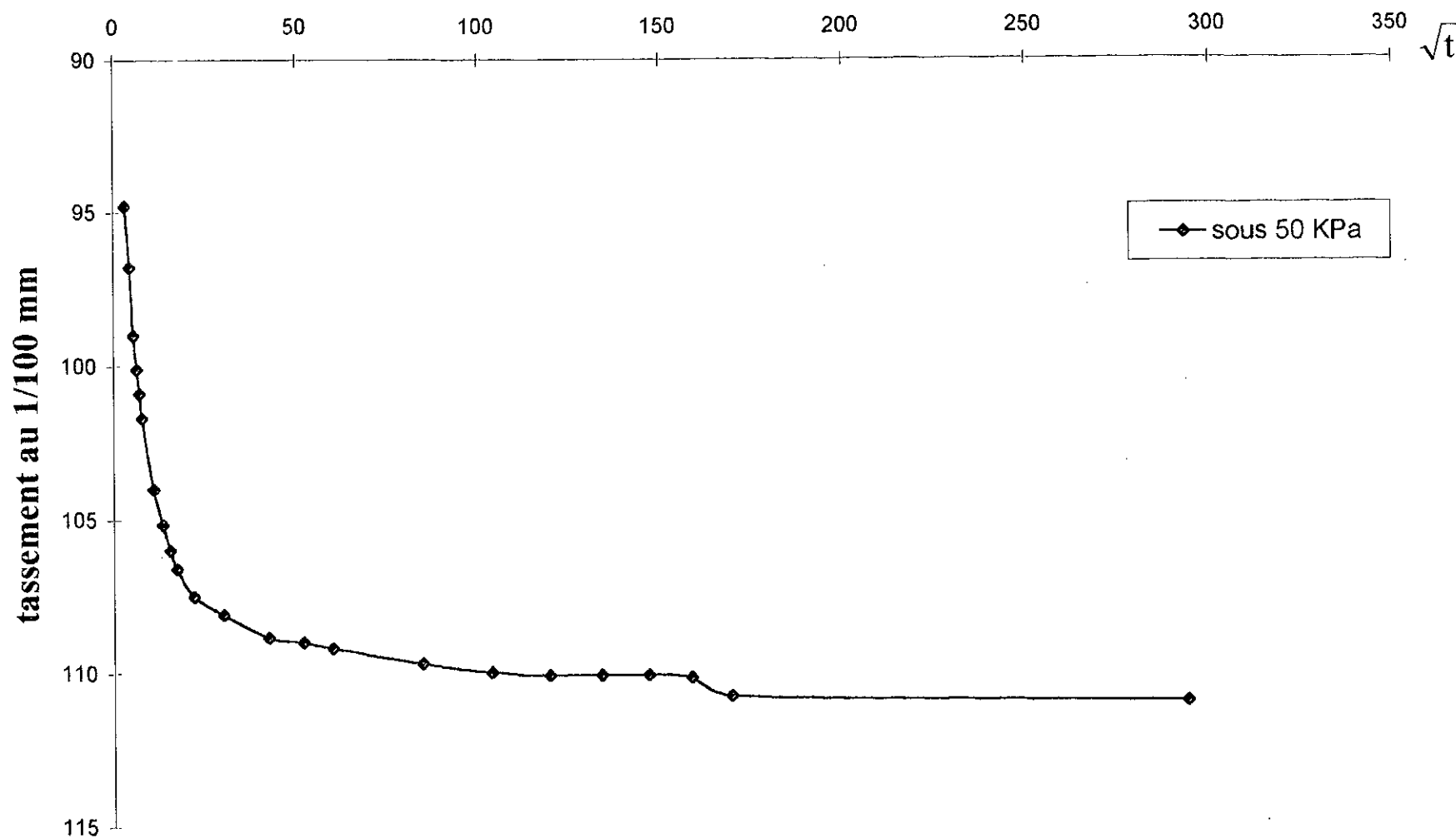


Fig. A.5.8 : Courbe de consolidation (coulis C2) ; Essai oedométrique

sable	Filler	bentonite	eau
57.88 %	27 % 0 / 80 μm	0.62 %	14.47 %

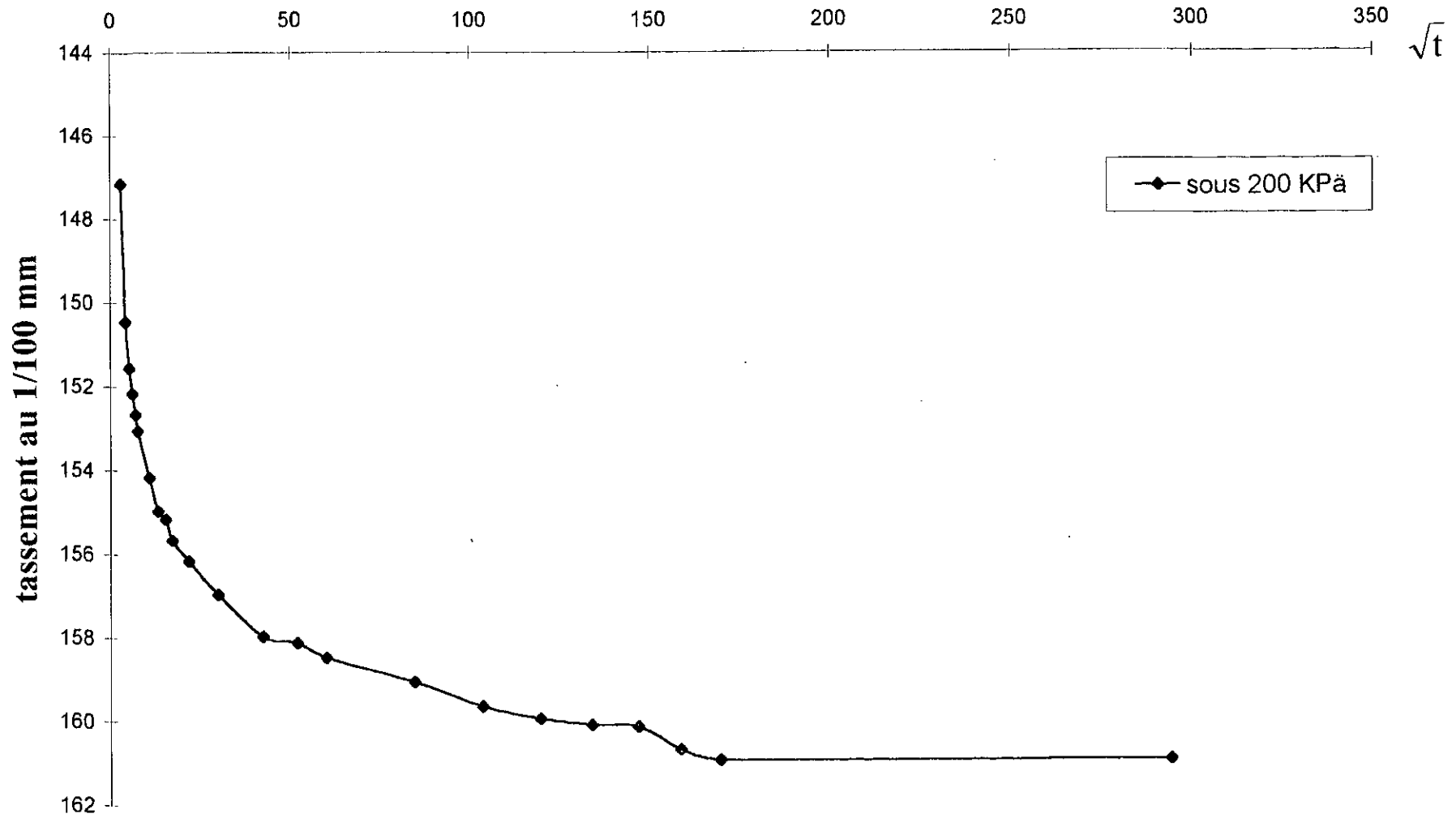


Fig. A.5.9 : Courbe de consolidation (coulis C2) ; Essai oedométrique

sable	Filler	bentonite	eau
57.88 %	27 % 0 / 80 μm	0.62 %	14.47 %

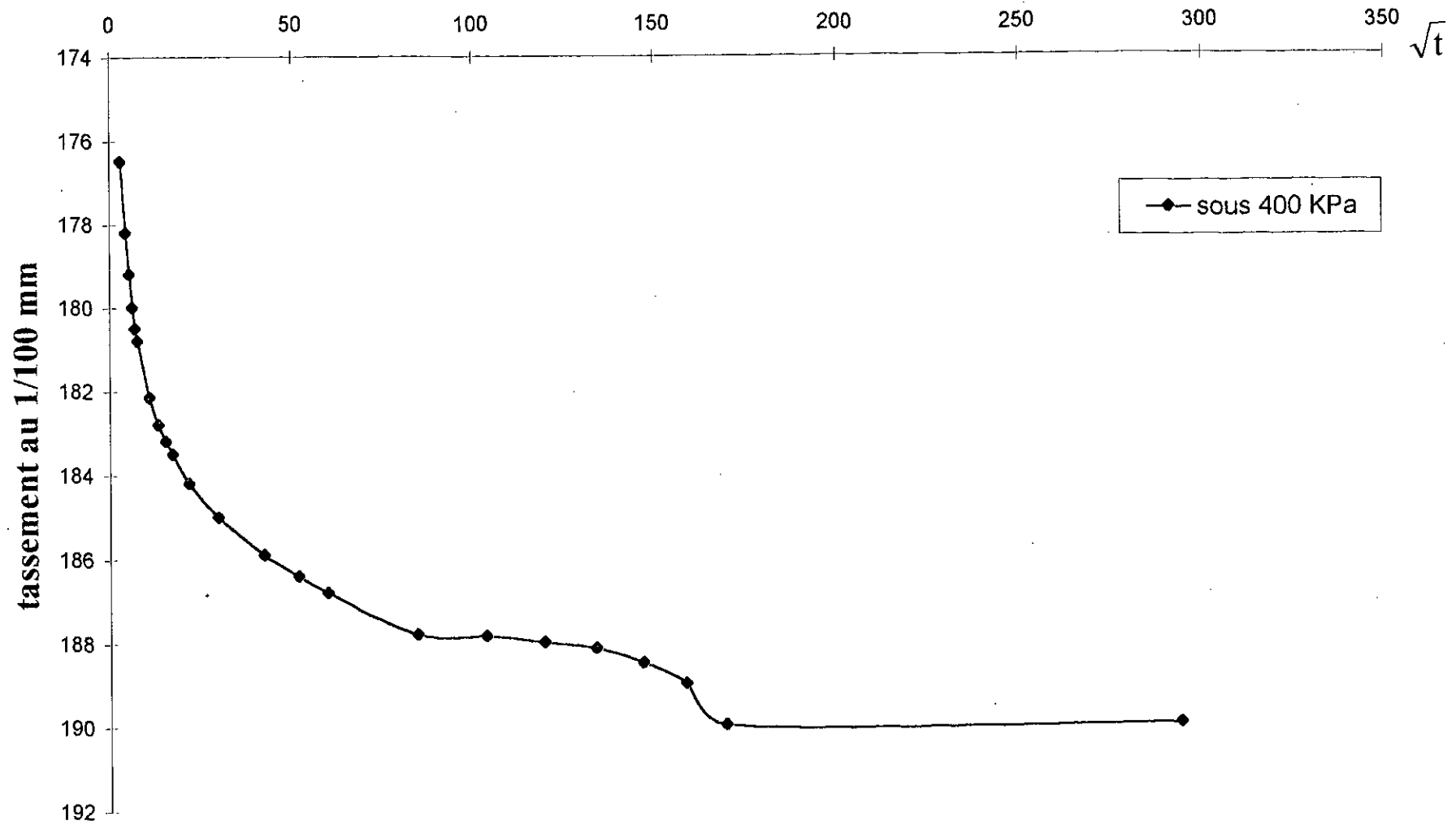
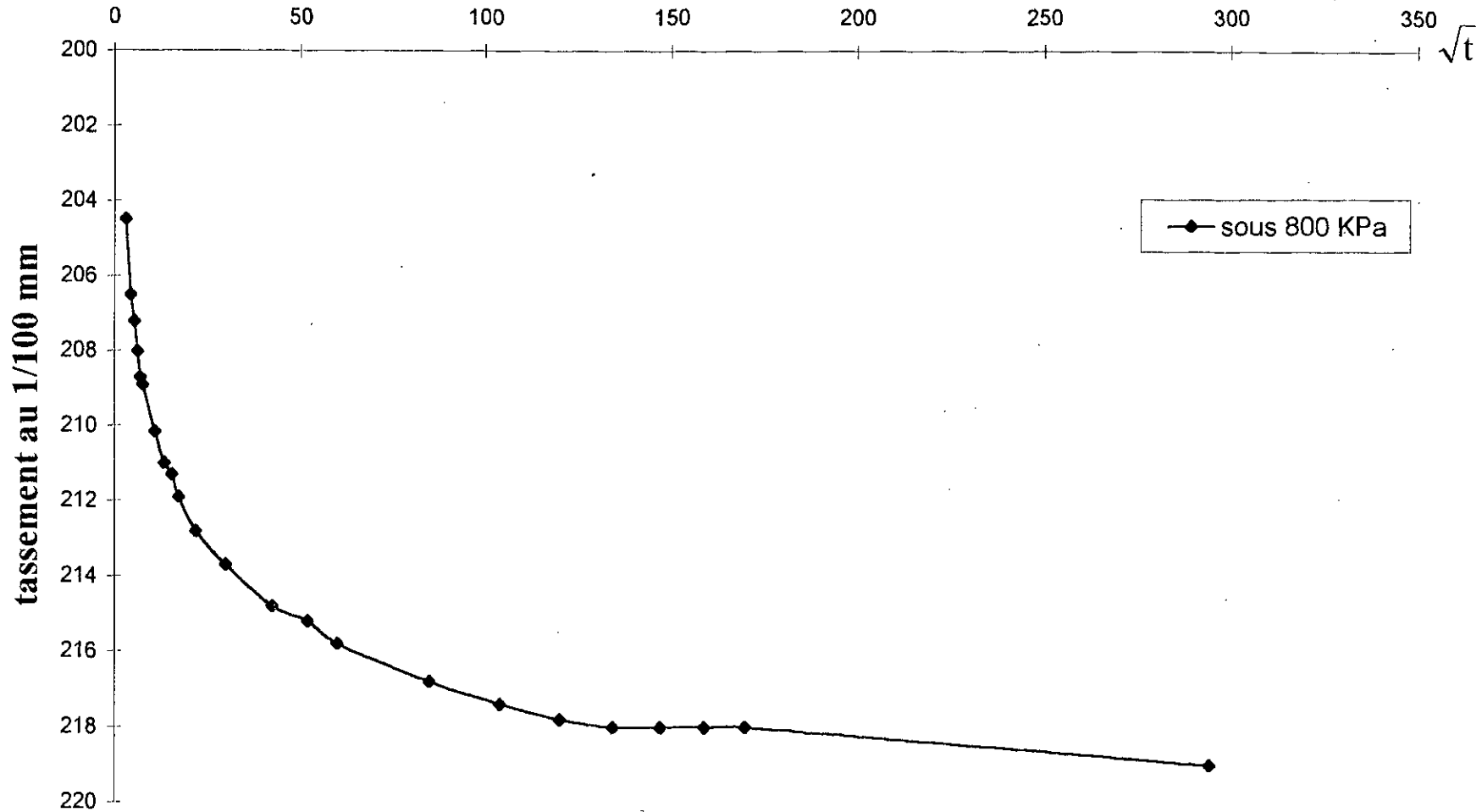


Fig. A.5.10 : Courbe de consolidation (coulis C2) ; Essai oedométrique

sable	Filler	bentonite	eau
57.88 %	27 % 0 / 80 μm	0.62 %	14.47 %



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [AFT 98] : Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES), « Recommandations sur l'emploi des injections pour la réhabilitation d'ouvrages souterrains visitables », Tunnels et ouvrages souterrains, n° 146, mars-avril 1998
- [AFT 91] : Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES), « recommandations on grouting for underground works », Tunnels and underground space technology, vol. 6 n° 4, 1991
- [AFT 75] : Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES), « recommandations concernant les travaux d'injection pour les ouvrages souterrains », Tunnels et ouvrages souterrains, n° 10, juil.-août 1975
- [AIT 83] : P.C. Aitcin, G. Jolicoeur, M. Mercier, « Technologie des granulats », Editions du Griffon d'argile Quebec, 1983
- [ALM 96] : R. P. Almeida, P. Becuwe, D. Morrow, « Etude du coulis de remplissage du vide annulaire à l'arrière des tunneliers », Projet de fin d'études, Laboratoire géotechnique de l'INSA de LYON, 1996
- [BEC 95] : P. Becuwe, « Etude expérimentale sur un coulis inerte injecté pour le remplissage du vide annulaire », Rapport de stage, Laboratoire géotechnique de l'INSA de Lyon, 1995
- [BEL 78] : F. G. Bell, « Méthodes de traitement des sols instables », Editions Eyrolles, 1978
- [BIA 98] : J. Biarez et al, « Comportement mécanique des sols granulaires traités par injection », Revue française de génie civil, vol 2 n°2, pp. 255-295, 1998
- [BIA 90] : J. Biarez, P. Y. Hicher, « Lois de comportement des sols remaniés et des matériaux granulaires, approche expérimentale et modélisation mécanique », Cours de L'Ecole Centrale de Paris, 1990
- [BUS 94] : M. Bustamante, L. Gianeselli, « Portance d'un groupe de colonnes de sol traité par jet grouting sous charge verticale axiale », Bulletin de liaison n° 189, Laboratoire des ponts et chaussées, jan.- fev. 1994
- [CAM 92] : H. Cambefort, « Pression et débit d'injection avec tube à manchettes », Annales de l'ITBTP, n° 500, Jan.1992
- [CAM 64] : H. Cambefort, « injection des sols », tome 1, Editions Eyrolles, 1964
- [CAU 96] : R. Cautin, J. Guillaume, « Mise en œuvre de mortier de bourrage à l'arrière des voussoirs : utilisation des produits inertes ou semi-inertes », Journées d'études internationales AFTES, Chambéry, 21-24 oct. 1996

- [CHO 98] : H. G. Choi et al, « Some observations for design ideal ground water control with injection », Tunnels and metropolises, pp 953-960, Editions Balkema, 1998
- [DUM 88] : M. Dumond, « Stage travaux souterrains », Régie Autonome de Transport Parisien (RATP), Paris, 1988
- [DUP 95] : R. Dupain, R Lanchon, J. C. St Arroman, « Granulats, sols, ciments et bétons », Editions Casteilla, 1995
- [EGG 97] : P. Egger, « Ouvrages souterrains II », Cours de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1997
- [EPF 99] : Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), « Sols et Roches », Bulletin des laboratoires de mécanique des sols et des roches, n° 21, juin 1999
- [FIL 81] : G. Filliat, « la pratique des sols et fondations », Editions du Moniteur, 1981
- [GLO 60] : R. Glossop, « L'invention et l'évolution des techniques d'injection, première partie : 1802-1850 », Geotechnique, vol X n° 3 , Sep.1960
- [GOU 90] : D. Gouvenot, « Les nouvelles techniques de reconnaissance et de traitement des sols », Journées d'études internationales AFTES, Lille, 16-18 oct. 1990
- [HEN 96] : R.W. Henn, « Practical guide to grouting of underground structures », ASCE Press, 1996
- [IAG 96] : Y. Iagolnitzer, A. Monnet, R. Katzenbach, « La pratique de l'injection solide », Revue française de géotechnique, n°75, 1996
- [KUT 96] : C. Kutzner, « Grouting of rock and soil », Editions Balkema, 1996
- [LAN 77] : R. Lanchon, « Granulats, Bétons, Sols », Cours de laboratoire, Editions Desforges, tome 1, 1977
- [LAN 88] : R. Lanchon, « Granulats, Bétons, Sols », Cours de laboratoire, Editions Desforges, tome 2, 1988
- [LCP 87] : Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées (LCPC), « Essai de Cisaillement à la boîte », Méthodes d'essai LCP, n° 21, 1987
- [LCP 85] : Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées (LCPC), « Essai oedométrique », Méthodes d'essai LCP, n° 13, 1985
- [LUO 77] : M. P. Luong, M. Gandais, P. Allemand, « Comportement mécanique des sols injectés aux produits chimiques », Annales de l'ITBTP, n° 354, Oct. 1977
- [MAR 97] : I. N. Markou, D. K. Atmatzidis, « Engineering behaviour of pulverized fly ash grout », Proc. Conf. 1629-1632, Humburg, 1997

[MIR 86] : J. Miralves, « Etude d'un nouveau procédé de traitement des sols fins : le Silacsol », Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines, Paris, 1986

[MOR 92] : J. Morey, « Les domaines d'application du Jet grouting », Revue française de géotechnique, n° 61, Dec. 1992

[PAO 92] : B. De Paoli et al, « Fundamental observations on cement based grouts : Traditional materials », Proc. Conf. On grouting soil improvement and geosynthetics, vol. 1, pp 474-485, New York, vol. 1, pp 474-485, New York ASCE, 1992

[PHI 00] : G. Philipponat, B. Hubert, « Fondations et ouvrages en terre », Editions Eyrolles, 2000

[POU 81] : B. Poupelloz, E. Waschkowski, « Les injections », Journées mécanique des sols LPC, Laboratoire régional de l'est parisien (Le Bourget), Raymont, 2-4 juin 1981

[SAI 97] : F. Saive, « Mortier injecté à l'extrados des voussoirs : contrôle des pressions par l'instrumentation d'un anneau », Mémoire de DEA, Laboratoire géotechnique de l'INSA de Lyon, 1997

[SCH 88] : F. Schlosser, « Eléments de mécanique des sols », Presses de l'ENPC, 1988

[SOL 89] : Solétanche, « Les techniques modernes d'injection », Chantiers de France, n° 22, 1989

[SPA 81] : C. Spaulding, « Modification des propriétés mécaniques d'un sable après injection », Projet de fin d'études, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris 1981

AUTRES DOCUMENTS

« Techniques récentes en matière d'injection et d'écran d'étanchéité », Solétanche-Bachy

« Grouting : sealing , strengthening and stabilizing of rock and soil », Diamant Boart Craelius

« Equipement d'injection », Fiches techniques, Diamant Boart Craelius

« Durcisseurs pour coulis de silicate ménageant l'environnement », Fiche technique, Hoechst

« Durcisseurs 600 et 1000 pour gel de silicate », Fiche technique, Rhône Poulenc