

Geotechnik im Jura

Géotechnique dans le Jura

Inhalt Table des matières

Roth Robert	Die Nationalstrasse N16 im Berner Jura
Scholer Christian	Instandsetzung Tunnel Belchen
Noher Hans-Peter	Setzungen Adlertunnel
Chiaverio Flavio	Chienbergtunnel (Umfahrung Sissach)
Nyfelser Jürg	Rutschung Wintersingen vom 21. Februar 1999
Kohler Pierre	Tunnel du Raimeux, Conception et exécution
Bapst André, Dr.	N16 Traversée de la Combe Chopin, Conditions géologiques
Bisetti Aldo	Confortation et assainissement de la Combe Chopin
Houriet Bernard, Dr.	N16 – Confortation de la Combe Chopin
Naterop Daniel	Deformationsmessungen in der Pfahlwand Combe Chopin
Chollet Jean-Philippe	Les projets de tunnels sur le tracé de l'Alb dans le canton du Jura
Christe Romain	Galerie de reconnaissance pour le tunnel de Bure, Géologie
Daneluzzi Roberto	Tunnel de Bure. Projet
Schmid Rolf	Tunnel de Bure. Quellprobleme mit Mergelschichten

Geotechnik im Jura

Géotechnique dans le Jura

Inhalt Table des matières

Roth Robert	Die Nationalstrasse N16 im Berner Jura	1
Scholer Christian	Instandsetzung Tunnel Belchen	7
Noher Hans-Peter	Setzungen Adlertunnel	15
Chiaverio Flavio	Chienbergtunnel (Umfahrung Sissach)	27
Nyfeler Jürg	Rutschung Wintersingen vom 21. Februar 1999	39
Kohler Pierre	Tunnel du Raimeux, Conception et exécution	49
Bapst André, Dr.	N16 Traversée de la Combe Chopin, Conditions géologiques	59
Bisetti Aldo	Confortation et assainissement de la Combe Chopin	73
Houriet Bernard, Dr.	N16 – Confortation de la Combe Chopin	83
Naterop Daniel	Deformationsmessungen in der Pfahlwand Combe Chopin	93
Chollet Jean-Philippe	Les projets de tunnels sur le tracé de l'Alb dans le canton du Jura	101
Christe Romain	Galerie de reconnaissance pour le tunnel de Bure, Géologie	113
Daneluzzi Roberto	Tunnel de Bure, Projet	121
Schmid Rolf	Tunnel de Bure, Quellprobleme mit Mergelschichten	129



Die Nationalstrasse N16 im Berner Jura

R.H. Roth

1. Einleitung und Zusammenfassung

Der bernische Teil der Nationalstrasse N 16 "Transjurane" führt von der Kantonsgrenze zwischen Choindex JU und Roches BE über Moutier, Court, Loveresse, Tavannes, Sonceboz, La Heutte, Péry und Frinwillier bis nach Biel (Bild 1).

Nachfolgend werden zuerst ein paar geschichtliche Daten aufgezeigt. Danach wird der heutige Stand von Planung und Ausführung der einzelnen Teilstrecken beschrieben. Eine besondere Erwähnung verdienen dabei die zwei Teilabschnitte Tunnel Raimeux und Combe Chopin (verankerte Pfahlwand). Dieser Tunnel und diese Pfahlwand werden in insgesamt fünf weiteren Referaten heute Nachmittag vertieft behandelt.

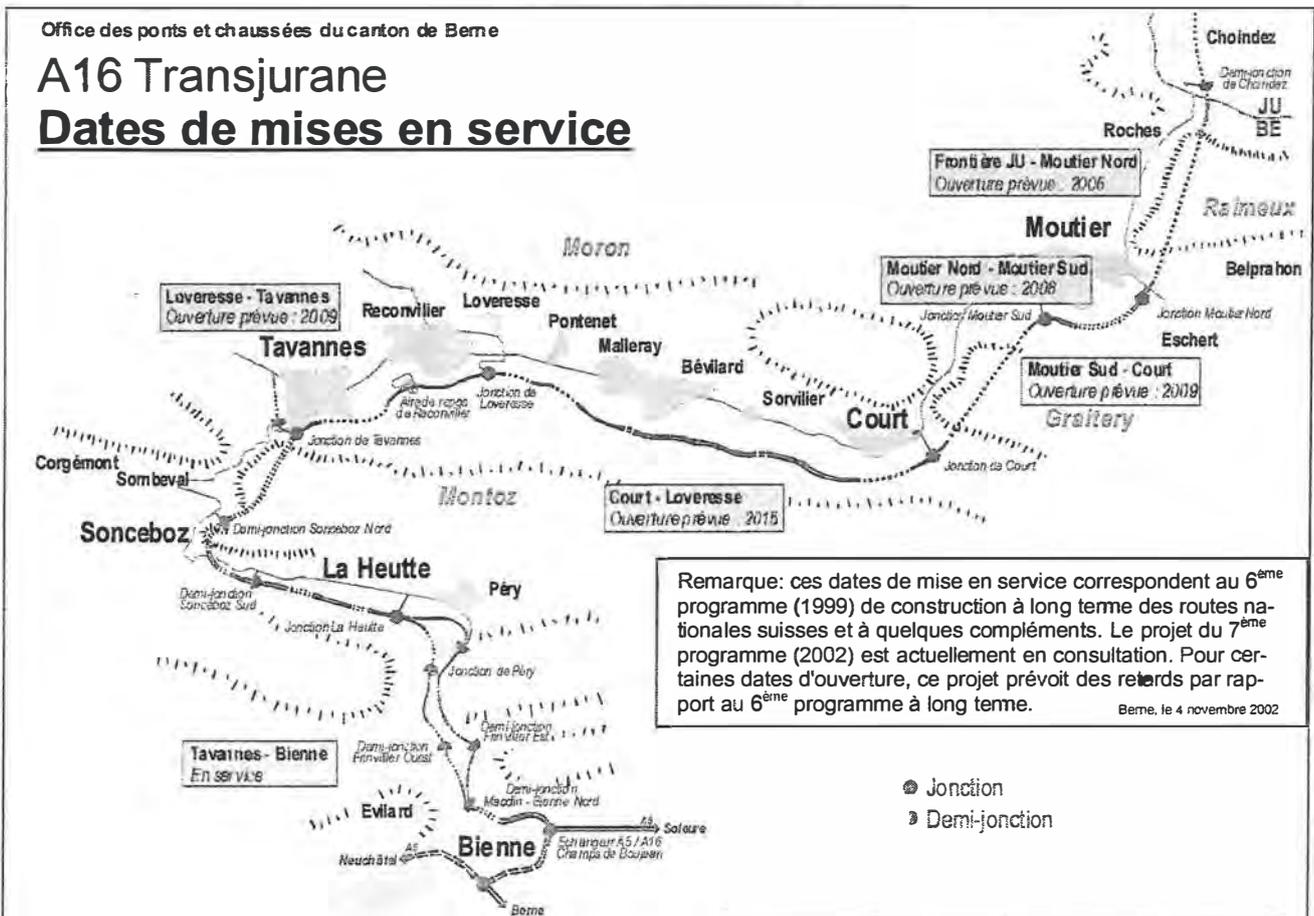


Bild 1: A 16 Transjurane im Kanton Bern, Eröffnungsdaten

Bemerkung: Diese Daten der Verkehrsübergaben entsprechen dem 6. langfristigen Bauprogramm (1999) der schweizerischen Nationalstrassen, mit einigen Ergänzungen. Der Entwurf des 7. Programms (2002) ist zurzeit in Vernehmlassung. Für gewisse Eröffnungsdaten sieht dieser Entwurf Verzögerungen gegenüber dem 6. langfristigen Bauprogramm vor.

2. Zur Geschichte: von der Römerstrasse bis zur Nationalstrasse

Einmal mehr besteht die Versuchung, mit den Worten "Schon die alten Römer" zu beginnen. Ich beschränke mich jedoch hier auf den Hinweis, dass bereits aus der Zeit um 160 nach Christus eine Römerstrasse von Augusta Raurica nach Aventicum (heute: von Augst/Kaiseraugst nach Avenches) erwähnt wird. Im Mittelalter sind dann Teile dieser römischen Verkehrswege durch die Bischöfe von Basel wieder gangbar gemacht, ausgebaut und verbessert worden.

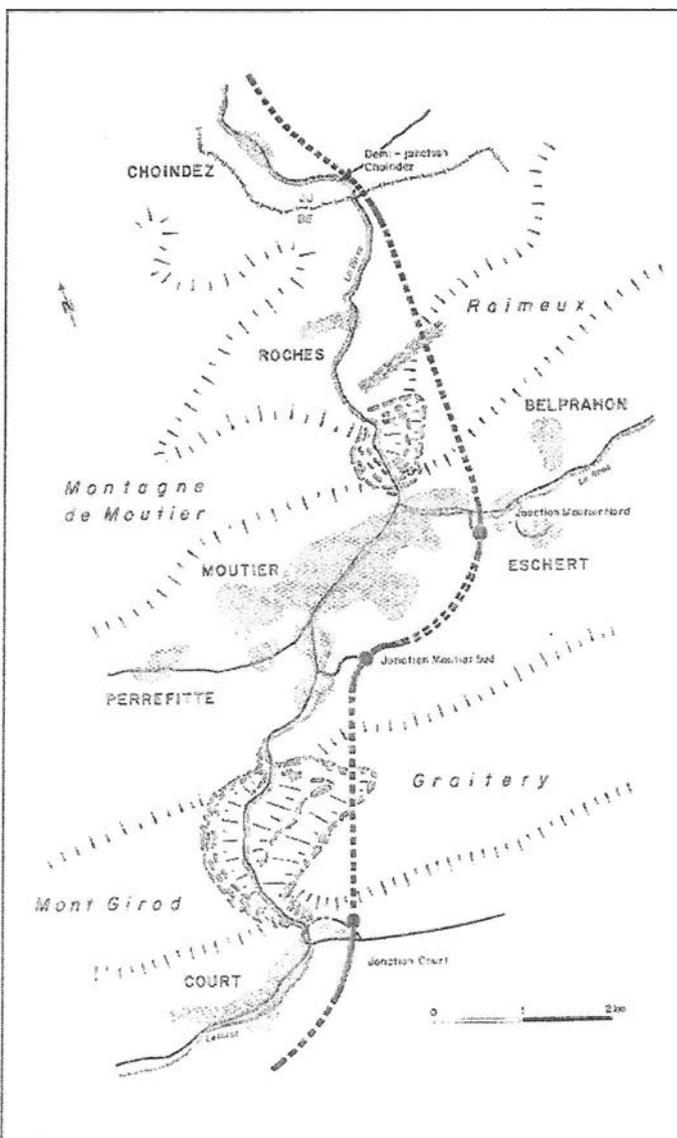
In den Sechzigerjahren des 20. Jahrhunderts ist der Wunsch nach einer neuen Strasse immer und konkreter geworden. Schon bald waren auch die Zielsetzungen für die neue Strasse formuliert:

- Der Berner Jura und der Kanton Jura sind an die schweizerischen und französischen Autobahnnetze anzuschliessen und damit aus ihrer Isolation zu befreien. Mit einer schnellen und direkten Verbindung ist auch die Attraktivität für den internationalen Transitverkehr zu verbessern.
- Die Regionen des Berner Juras und des Kantons Jura sind optimal miteinander zu verbinden.
- Die durchquerten Gemeinden sind bestmöglich zu erschliessen, indem genügend Anschlüsse an die neue Strasse erstellt werden.

Nach ausgedehnten Studien und Konsultationen auf kantonaler und eidgenössischer Ebene ist die neue Strasse als N 16 in das Nationalstrassennetz aufgenommen worden, durch den Beschluss der vereinigten Bundesversammlung vom 5. Oktober 1984. Die Linienführung lautet: Boncourt (Grenze) - Delémont - Moutier - Biel (Anschluss an N 5). Verschiedene Teilstrecken sind heute in Betrieb, andere sind im Bau, und die übrigen sind in konkreter Planung.

3. Planung und Ausführung der einzelnen Abschnitte, heutiger Stand

3.1 Unterteilung in Planungs- und Ausführungsabschnitte



Zum Beschrieb des aktuellen Standes wird die bernische N 16 von Norden nach Süden in die folgenden Abschnitte (**Bild 1**) unterteilt:

- Roches (Kantonsgrenze JU/BE) - Court
- Court - Tavannes
- Tavannes - La Heutte
- La Heutte - Halbanschluss Magglingen / Biel Nord (La Heutte - Demi-jonction Macolin / Bienne Nord)
- Halbanschluss Magglingen / Biel Nord - Anschluss A 5/ A 16 Bözingenfeld (Demi-jonction Macolin / Bienne Nord - Echangeur A 5 / A 16 Champs de Boujean).

3.2 Roches - Court (**Bild 2**)

3.2.1 Kurzbeschreibung, Eröffnungsdaten

Dieser Abschnitt von 9.5 km Länge verläuft zu beinahe drei Vierteln unter Tag. Er umfasst drei grosse Tunnel (Raimeux 3.2 km, Moutier 1.2 km, Graitery 2.4 km) und drei Anschlüsse (Moutier Nord, Moutier Süd und Court). Die zweispurigen Tunnel Raimeux und Graitery bestehen aus einer Röhre und einem Sicherheitsstollen. Der Tunnel Moutier hat vier Spuren in zwei richtungsgetrennten Röhren.

Die Verkehrsübergaben sind gestaffelt vorgesehen, für den nördlichen Teil (Kantonsgrenze - Anschluss Moutier Nord) Ende 2006, für den mittleren Teil (zwischen den Anschlüssen Moutier Nord und Süd) 2008 und für den südlichen Teil (Anschluss Moutier Süd - Anschluss Court) 2009. Als Konsequenz der Bemerkung zum Bild 1 sind die Termine 2008 und 2009 in Frage gestellt.

Bild 2: N 16 Roches - Moutier - Court

Ganz im Norden, bei der Kantonsgrenze, wird die N 16 durch einen 200 m langen Tunnel führen (Tunnel de la Roche St-Jean), der zur Hälfte auf jurassischem Boden liegt. Unmittelbar nördlich davon befindet sich der Halbanschluss Choindez JU. Tunnel und Halbanschluss sollen ebenfalls Ende 2006 eröffnet werden.

3.2.2 Baustellen Roches-Court

Zurzeit sind die Tunnel Roche St-Jean, Raimeux und Moutier sowie die Anschlüsse Moutier Nord und Moutier Süd im Bau.

Nach Süden an den Tunnel de la Roche St-Jean anschliessend, bis zum Nordportal des Tunnels Raimeux, geht das Trasse der N 16 durch die Geländemulde Combe Chopin. Im 1995 öffentlich aufgelegten Projekt waren dort ausschliesslich Dammschüttungen und Einschnitte vorgesehen. Die Detailprojektierung und die ersten Erdarbeiten haben jedoch gezeigt, dass die Combe Chopin stärker rutschgefährdet ist als ursprünglich beurteilt. So sind verschiedene Entscheide für Projektänderungen getroffen worden.

- In einem Teil der Combe Chopin wird eine Brücke für die N 16 gebaut, deren Pfeiler im stabilen Felsuntergrund fundiert werden, in Tiefen bis 20 m. Zum Schutz der Brücke gegen weitere Hangbewegungen werden um die Pfeiler Schächte erstellt, die nicht mit den Pfeilern verbunden sind und genügend Abstand von ihnen haben.
- In einem anderen Teil der Combe Chopin ist eine verankerte Pfahlwand als stabilisierendes Bauwerk errichtet worden, bergseits der N 16. Über diese Wand wird, wie schon erwähnt, heute Nachmittag noch ausführlich berichtet. Als interessantes Ausführungsdetail sei immerhin bereits erwähnt, dass wegen der Hangbewegungen während der Bauzeit zuerst die Anker und erst danach die Pfähle und die Longarine erstellt worden sind. Auf diese Weise konnten ungünstige Lastfälle in den Pfählen vermieden werden. Die Pfähle sind im Felsuntergrund eingespannt und mussten daher sehr rasch nach ihrer Erstellung mit einer Longarine verbunden und durch die vorgespannten Anker zurückgebunden werden.
- Das heutige Projekt umfasst im Weiteren gezielte Entwässerungen des ganzen gefährdeten Gebiets, vor allem mit Drainagegräben, die auch stabilisierend wirken.

Auch der 3.2 km lange Tunnel Raimeux wird heute Nachmittag noch ausführlich besprochen. Eine der Knacknüsse für Projekt und Ausführung sind die vielmals wechselnden Gesteinsverhältnisse. Sogar in einer vereinfachten Geologie zählen wir nicht weniger als acht Strecken im Kalkfels, die jeweils durch Mergelstrecken unterbrochen werden. Projektgemäss wechselt somit leichter Einbau mit schwerem ab, und entsprechend oft hat die ausführende Bauunternehmung ihre Vortriebsmethoden umstellen müssen, mit Vollausbuch im Kalk und Kalottenvortrieb im Mergel. Die längste Kalkstrecke misst dabei theoretisch 514 m, die kürzeste Mergelstrecke nur 36 m! Ganz im Süden schliessen sich noch 564 m Molasse an; dort gelangte Kalottenvortrieb mit Rohrschirm zur Anwendung.

Der Durchschlag des Tunnels Raimeux ist programmgemäss am 31. Oktober 2002 erfolgt.

Für den Anschluss Moutier Nord, zwischen den Tunneln Raimeux und Moutier gelegen, sind nach Abschluss der Erdarbeiten noch diverse Fertigstellungsarbeiten ausstehend.

Der Tunnel Moutier als südliche Umfahrung der Stadt Moutier führt durch eine ähnliche Molasse wie der südlichste Teil des Tunnels Raimeux. Hier kommt eine Tunnelbohrmaschine (TBM) zum Einsatz. Das ist für den Vortrieb eines bloss 1.2 km langen Tunnels ist nicht gerade üblich. Das Submissionsprojekt sah in der Tat konventionelle Vortriebsmethoden vor, wobei allerdings der Sprengvortrieb ausgeschlossen war. Unter den eingegangenen Offerten war die nun berücksichtigte Unternehmervariante das wirtschaftlich günstigste Angebot, beurteilt anhand der Vergabekriterien in den Submissionsbedingungen. Der Vortriebsbeginn mit der TBM, das Anbohren, ist ebenfalls am 31. Oktober 2002 erfolgt.

Der Anschluss Moutier Süd befindet sich zwischen den Tunneln Moutier und Graitery. Hier sind die grossen Erdarbeiten noch nicht abgeschlossen.

Zwischen Moutier und Court besteht vorläufig nur der Erkundungs- bzw. der spätere Sicherheitsstollen Graitery. Er dient während der Bauzeit der N 16 als Transportweg für das nicht wieder verwertbare Aushubmaterial.

Der Tunnel Graitery und der Anschluss Court sind aus finanziellen Gründen (zu geringe jährliche Bundeskredite) noch nicht ausgeschrieben worden.

3.3 Court - Tavannes (Bild 1)

Nach Tavannes - La Heutte (in Betrieb) und Roches-Court (im Bau) ist Court-Tavannes der letzte Realisierungsabschnitt der N 16. Die öffentliche Auflage hat im November/Dezember 1999 stattgefunden, und die Genehmigung des Ausführungsprojektes (= Name des Definitiven Projektes laut Nationalstrassenrecht) durch das Eidg. Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation (UVEK) steht unmittelbar bevor.

Zurzeit laufend sind die Submissionen, Offertbeurteilungen und Arbeitsvergaben für die Ingenieuraufträge der Detailprojektierung. Erste vorbereitende Bauarbeiten sind für 2003 vorgesehen. Wie weit die geplanten Daten der Verkehrsübergaben eingehalten werden können, ist heute nicht abschliessend zu beurteilen (2009 für Loveresse-Tavannes und 2015 für Court-Loveresse, vgl. Bild 1 und die Bemerkung zu Bild 1).

3.4 Tavannes - La Heutte (Bild 1)

Der Abschnitt Tavannes - La Heutte ist in Betrieb. Als letzter Teil davon ist im März 1999 der Tunnel de la Rochette eröffnet worden, auf der Anschlussstrasse Richtung Tramelan.

3.5 La Heutte - Halbanschluss Magglingen / Biel Nord (Bild 1) (La Heutte - Demi-jonction Macolin / Bienne Nord)

Dieser Abschnitt ist in Betrieb. Im Teilabschnitt Taubenlochstrasse (Péry - Biel Nord) ist die Unfallhäufigkeit hoch. Die Taubenlochstrasse ist zwar vierspurig ausgebaut und hat richtungsgetrennte Fahrbahnen, gleich wie die unmittelbar anschliessenden Abschnitte. Sie ist aber der einzige Abschnitt der ganzen N 16 Boncourt-Biel, der nicht nur den schnellen Motorfahrzeugen offen steht, sondern - als Nationalstrasse dritter Klasse - auch allen anderen Strassenbenützern. Die "anderen Strassenbenützer" (d. h. der Langsamverkehr wie landwirtschaftliche Fahrzeuge, Fahrräder usw.) müssen sie sogar befahren, da es zwischen Péry und Biel Nord keine Alternative, d. h. keine andere Strasse gibt. Die Taubenlochstrasse weist zudem in Fahrtrichtung Biel-Péry verschiedene Mängel bezüglich Querschnitte, Gestaltung der Anschlüsse und Sichtweiten auf.

Der Kanton Bern hat zum Ziel, dass die Bundesbehörden den Abschnitt La Heutte - Péry - Biel Nord zur Nationalstrasse zweiter Klasse umklassieren. Dies bedingt im Wesentlichen den Bau einer neuen Strasse für die Fahrtrichtung Biel-Péry sowie den Rückbau der heutigen Strasse Biel-Péry zu einer Kantonsstrasse mit Gegenverkehr. Auf diese Weise können der schnelle und der langsame Verkehr entflochten werden. Aus finanziellen Gründen (Bundeskredite) können der Neubau und der Rückbau Biel-Péry nicht vor 2014 beginnen und werden bis etwa 2025 dauern.

Für eine erste Verbesserung der Sicherheit soll daher bereits in den Jahren 2004 bis 2007 ein eigenes Trasse für den Fahrrad- und Langsamverkehr geschaffen werden. Die Planung für dieses erste Teilprojekt der Verkehrsentsflechtung ist in Arbeit.

3.6 Halbanschluss Magglingen / Biel Nord - Anschluss A 5/ A 16 Bözingenfeld (Bild 1) (Demi-jonction Macolin / Bienne Nord - Echangeur A 5 / A 16 Champs de Boujean).

Diese so genannte Rampe ins Bözingenfeld ist in Betrieb, ohne Langsamverkehr, d. h. als Nationalstrasse zweiter Klasse. Im Bözingenfeld endet die N 16 im Anschluss an die N 5, in einem Autobahnkreisel von 100 m Durchmesser.

Adresse des Autors:

Robert H. Roth, dipl. Bauingenieur ETH/SIA
Projekt- und Oberbauleiter
Tiefbauamt des Kantons Bern, Nationalstrassenbau
Reiterstrasse 11, 3011 Bern

Instandsetzung Tunnel Belchen

Ch. Scholer

Instandsetzung Tunnel Belchen

Geschichtliches und Umfeld

Die N2 Basel - Gotthard - Chiasso gehört als Nord - Süd - Transversale zu den wichtigen Bestandteilen des schweizerischen Nationalstrassennetzes. Nach der Eröffnung des Gotthard Strassentunnels im September 1980 bildet die durchgehende autobahnmässige Alpentransversale auch ein bedeutendes Bindeglied der europäischen Fernstrassen.

Das Kernstück des N2 - Abschnittes Basel - Luzern ist zweifellos der Belchentunnel. Die ersten Planungsstudien über den Bau einer Autobahn zwischen Basel und dem Mittelland gehen bereits auf das Jahr 1956 zurück, haben also schon begonnen bevor 1958 die eidgenössische Volksabstimmung über die Aufnahme des Nationalstrassenartikels in die Bundesverfassung stattfand. Am 1. August 1963 wurde mit dem Bau des Belchentunnels begonnen. Im Dezember 1970 konnte das Werk dem Verkehr übergeben werden.

Durchquerten im ersten Betriebsjahr im Tagesdurchschnitt 18`700 Fahrzeuge den Tunnel, liegt heute der DTV bei 40`000 Einheiten (Tagesspitzen bis 74`000) mit einem Lastwagenanteil von 18%. Vergleichsweise dazu der Gotthard-Strassentunnel mit einem DTV von 17`000 Motorfahrzeugen.

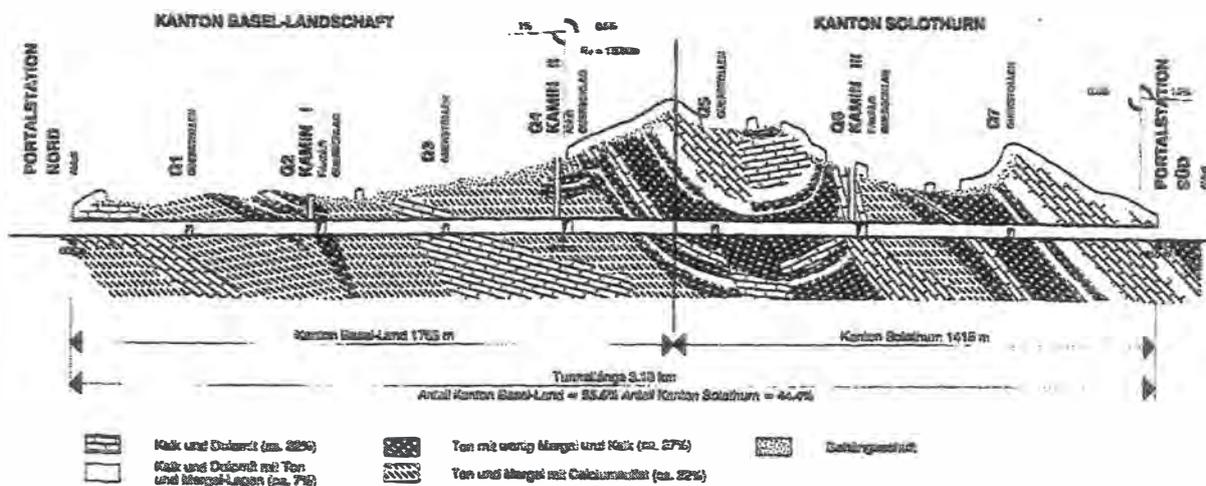
Die Zuständigkeiten für den 3,2 Kilometer langen Tunnel sind wie folgt geregelt:

- Belchenkommission: oberstes Bauorgan der Kantone BL (FF), SO und des ASTRA
- Oberaufsicht: ASTRA
- territorial: 55.6 % BL
44.4% SO
- Federführung für Betrieb und Erhaltung obliegen gemäss Vertrag BL.

Geologie

Der Belchentunnel durchquert die typischen Gesteininformationen des Faltenjuras, wie Kalksteine, Opalinustone, Schilfsandsteine und Gipskeuper (Bild 1). Auffallend dabei sind die stark tektonisch beanspruchten, zum Teil sehr steil stehenden Schichten. Die Hauptformationen sind Gipskeuper (rund 44% der Tunnellänge), Opalinuston (27%) sowie Kalk und Dolomit (29%).

Bild 1 Geologisches Längenprofil



Hydrologie und Quellphänomene

Schon während der Bauzeit waren Bauherrschaft, Projektverfasser und Unternehmung mit der Problematik des Anhydritquellens im Gipskeuper konfrontiert. Infolge der Quelldrücke wurden Teile des bereits erstellten Sohlgewölbes hochgehoben und z.T. massiv beschädigt. Man entschloss sich darauf, ca. 1km des erstellten Sohlgewölbes herauszureissen und durch eine massivere Konstruktion zu ersetzen. Während den zur Zeit laufenden Instandsetzungsarbeiten konnte festgestellt werden, dass an diesen verstärkten Bauteilen sehr wenige Schäden zwischenzeitlich aufgetreten sind.

Die Umwandlung von Anhydrit in Gips ist bei ungehinderter Dehnung mit einer Volumenzunahme von bis zu 60% verbunden, entsprechend stellen sich bei behinderter Dehnung Schäden an den Gewölbeteilen ein. Weiter zeigt die Analyse, dass dieser Umwandlungsprozess schon bei verhältnismässig **kleinen** Wassermengen ausgelöst werden kann. Um die Wasserwegigkeit des wasserführenden Kalkes in den Gipskeuper zu unterbinden, wurden beim Bau des Tunnels bei den Gesteinsübergängen Injektionsschleier mit Pumpenschächten und Sickerschlitzten erstellt.

Bauwerkskontrolle und erste Massnahmen

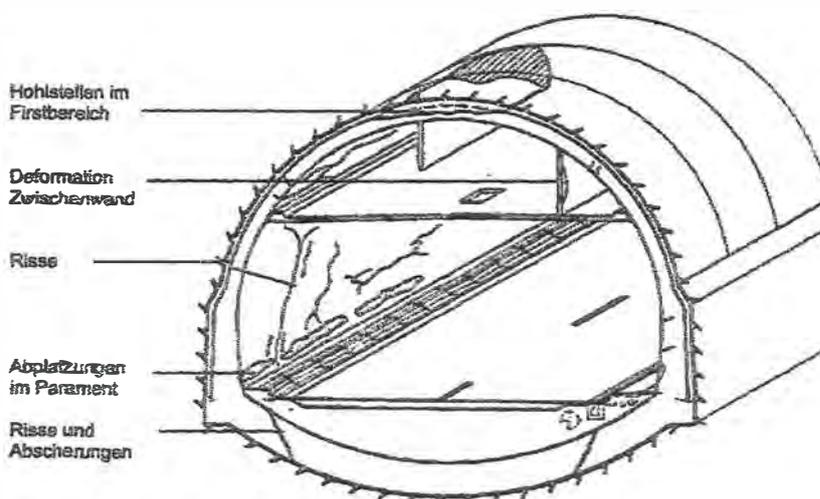
Seit 1985 werden vom Tiefbauamt BL die Verkehrsbauten einer periodischen, systematischen Bauwerkskontrolle unterzogen. Diese Erfahrungen wurden bereits 1989 in der Norm SN 640 930 "Gesamtbeurteilung von Kunstbauten" niedergeschrieben. So wurden auch im Belchentunnel ab 1985 mit Zustandserfassungen und Bauwerkskontrollen begonnen. Bald stellte man eine intensive Zunahme der Schadstellen an Tunneltrag-elementen fest. Die messtechnischen Einrichtungen wurden laufend ergänzt wie:

- Kraftmessdosen im Gewölbe
- Druckmessdosen hinter dem Gewölbe von Kamin II
- Dehnungsmessung am Innenrand des Tunnelgewölbes
- Konvergenzmessungen des Tunnelprofils
- Nivellement der Paramente und von im Sohlgewölbe versetzten Messtangen
- in der Tunnelsohle versetzte Gleitmikrometer

Die beobachteten Schadensbilder (Bild 2) lassen sich wie folgt charakterisieren:

- Hohlstellen zwischen Betongewölbe und Fels im Firstbereich
- Risse im Gewölbe über der Zwischendecke
- Deformationen der Zwischenwand
- Risse in der Tunnelwand zwischen Fahrbahn und Zwischendecke
- Abplatzungen am Parament
- Risse und Abscherungen im Anschlussbereich von Sohle und Tunnelgewölbe.

Bild 2 Schadensbilder



Der Zustand des Sohlgewölbes konnte nicht festgestellt werden. Man muss aber vermuten, dass Abplatzungen zufolge Quelldruck vorhanden sein können.

Die Schadensverteilung korreliert in Tunnellängsrichtung mit den geologischen Formationen. Im Bereich des Gipskeupers aber auch in jenem des Opalinuston, also im quellfähigen Gestein, ist eine markante Zunahme der Schäden zu beobachten. In Strecken, wo sich der Tunnel im Kalkgestein befindet, sind nur wenige und kleinere Schäden zu beobachten. Diese Schadensverteilung macht deutlich, dass primär der Quelldruck des Gipskeupers mit der daraus resultierenden Belastung auf das Tunneltragwerk die Ursache der Schäden ist.

Mit den im Tunnel installierten Gleitmikrometern in der Tunnelsohle lässt sich am besten das Quellverhalten beobachten. Die Analyse zeigt, dass auch nach 35 Jahren seit Baubeginn keine Beruhigung des Quellens festzustellen ist. Es besteht auch kein Grund anzunehmen, dass sich diese Entwicklung in den nächsten Jahren verändert bzw. dass sich diese namhaft abschwächt (Abbildungen 3 und 4).

Bild 3 Gleitmikrometer

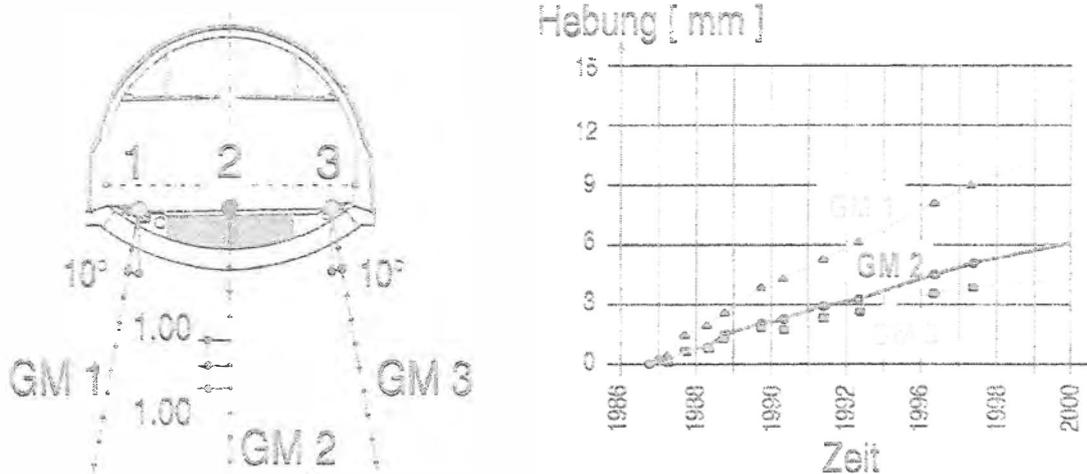
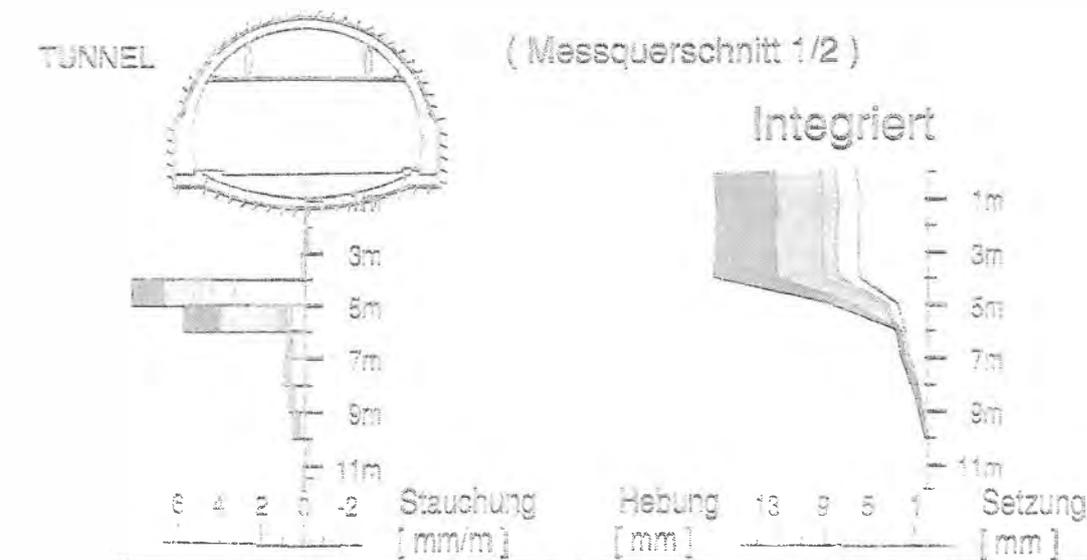


Bild 4 Gleitmikrometermessungen



Aufgrund der Schadensbeurteilung wurden in den letzten Jahren nach und nach die grösseren Schadstellen, welche die Gebrauchsfähigkeit bzw. die Verkehrssicherheit gefährden könnten, erneuert. Die grösseren Arbeiten waren:

- Erneuerung Element 64, Oströhre (1987)
- Erneuerung des Anschlussbereiches Sohlgewölbe / Widerlager, Elemente 150 - 155 (1991)
- Erneuerung Element 24, Oströhre (1992)
- Instandsetzung, Sicherung Zwischendecke bei Element 64, Oströhre (1998).

Weiter wurden in den Jahren 1989 bis 1994 die elektromechanischen Anlagen - unter Verkehr - erneuert. Die dabei gewonnenen Erkenntnisse flossen in die Arbeiten des Erhaltungsmanagements der VSS ein.

Projekt und Realisation der 1. Instandsetzung

Ende 1995 wurde unter Begleitung eines Expertenteams, bestehend aus den Herren Prof. Dr. K. Kovari, Prof. Dr. L. Hauber und G. Schillinger dipl. Bauing. ETH eine Konzeptstudie zur baulichen Gesamterneuerung erarbeitet. In den ersten Studien wurde der Fächer der möglichen Lösungen bewusst sehr offen gehalten. Die möglichen Massnahmen bezogen sich auf die Elemente Gebirge, Sohlgewölbe, Widerlager, Kalottengewölbe und Zwischen-
decke. Diese Arbeit war entscheidend für das weitere Vorgehen. Auf ihrer Basis wurde das Vorprojekt der Instandsetzung und darauf basierend eine Zweckmässigkeitsstudie mit

- einer Kosten-/Nutzenanalyse
und

- einer Nutzwertanalyse

erstellt. Die erarbeiteten Varianten wurden in weiteren Szenarien vertieft. Im Februar 1998 legte die Belchenkommission das weitere Vorgehen mit Szenario 1

- eine erste Instandsetzung der beiden Tunnelröhren unter dem Verkehrsregim 2+0
- Realisation eines Versuchsdrainagestollens
- Realisation einer weiteren Tunnelröhre zu einem späteren Zeitpunkt

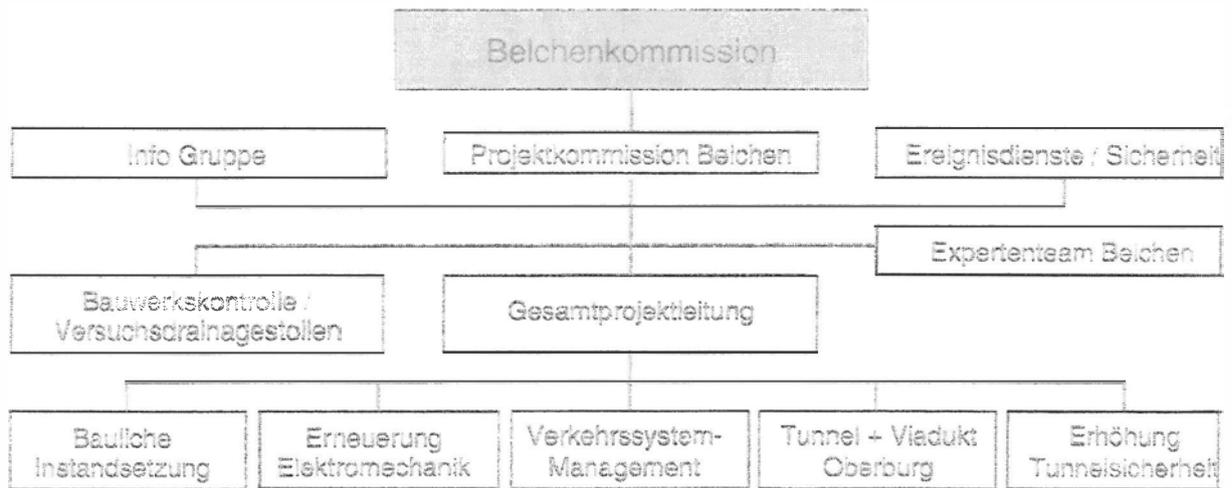
fest.

Der Bau des Versuchsdrainagestollens wurde umgehend realisiert. Der Versuch und dessen Auswertung wird von der Expertengruppe weiterhin begleitet. Die eigentlichen Instandsetzungsarbeiten terminiert mit

- Röhre West (Ri LU) September 01 bis Mai 02
- Röhre Ost (Ri BS) Oktober 02 bis Juni 03

bedurften einer intensiven und umfassenden Begleitung, insbesondere in den Bereichen Verkehrssystem-Management (Kantone AG, BL, SO), Ereignisdienste/Sicherheit und Information.

Bild 5 Projektorganisation



Das ambitionöse Vorhaben, eine erste Instandsetzung des Tunnels in lediglich 2 mal 9 Monaten zu realisieren, steht kurz vor seiner Voliendung (Juni 03). Es hat sich gezeigt, dass die Arbeiten notwendig waren. Im Rahmen der Instandsetzungsarbeiten konnten zudem erste Massnahmen im Bereich der Erhöhung der Tunnelsicherheit umgesetzt werden. Die Arbeiten wurden im 2- und 3-Schichtbetrieb realisiert. Allen Beteiligten aus Planung, Unternehmung, Bauleitung und Autobahnwerkhof sei an dieser Stelle herzlich gedankt.

Christian Scholer
 Dipl. Bauingenieur ETH
 Tiefbauamt Basel-Landschaft
 4410 Liestal

Setzungen Adlertunnel

H.-P. Noher

1. Setzungen im Adlertunnel

Hans-Peter Noher, dipl. Bauing. ETH

Unter dem Titel „Setzungen im Adlertunnel!“ (Bild 1) werden hier über zwei Deformationsphänomene berichtet, die nicht ganz alltäglich sind und die beim Bau des Adlertunnels einiges Kopfzerbrechen bereitet haben. Das Eine ist das Phänomen der Subrosion und das Andere das Phänomen des Anhydrit-Gipsquellen in sulfathaltigem Gebirge. Das Subrosionsproblem stellte sich beim Tagbautunnel, während das Problem des Anhydrit-Gipsquellen beim bergmännischen Tunnelabschnitt gemeistert werden musste. Über beide Probleme wurde schon viel berichtet und publiziert, so dass ich hier nicht allzu stark in die Details gehen muss. In dieser Präsentation werden die neuesten Erkenntnisse und Messresultate vorgetragen, die sich nach zwei Jahren Betrieb des Adlertunnels ergeben. Die Messgeräte sind bereits drei Jahre in Betrieb. Gleichzeitig können auch Messresultate aus dem zur Zeit im Bau befindlichen „Chienbergtunnel“ beigezogen werden.

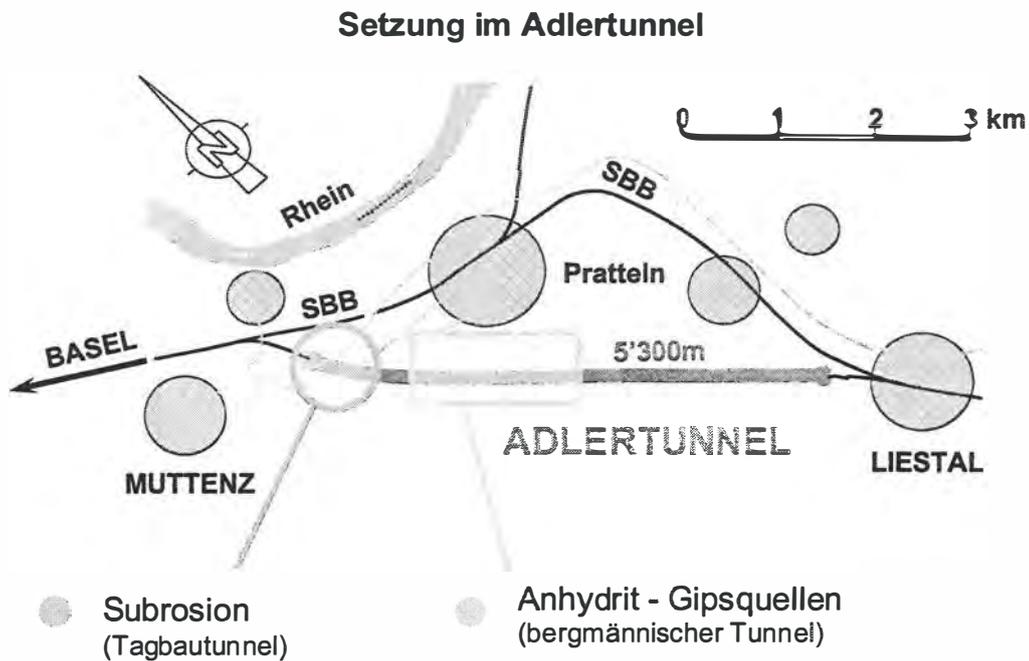


Bild 1: Übersicht Adlertunnel mit der Lage der Phänomene der Subrosion und des Anhydrit-Gipsquellens

1.1 Die Subrosion

Nahezu mit dem Rohbauende des Tagbautunnels wurde mit dem periodischen Nivellement Setzungen festgestellt, die das übliche Mass von Bauwerkssetzungen in der Region überschritten. Nachmessungen ergaben eine maximale Setzungsgeschwindigkeit von ca. 1 cm pro Monat. Die graphische Auswertung zeigte ein Oval, das sich exzentrisch zum Tunneltrassee in nordöstlicher Richtung erstreckt entsprechend der allgemeinen Tektonik (Bild 2, Bild 3).

Tektonische Karte

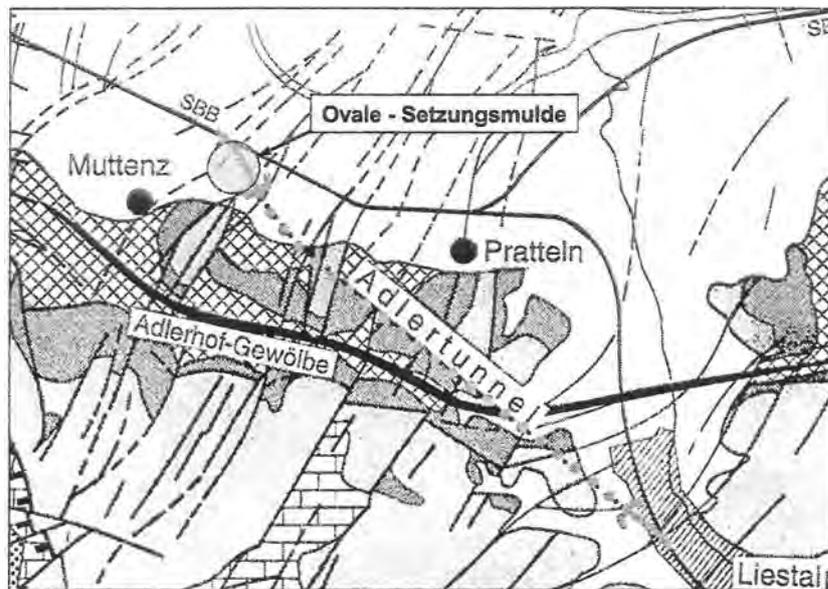


Bild 2: Tektonische Karte: Südwest-Nordost-Ausrichtung der tektonischen Struktur

Ovale - Setzungsmulde

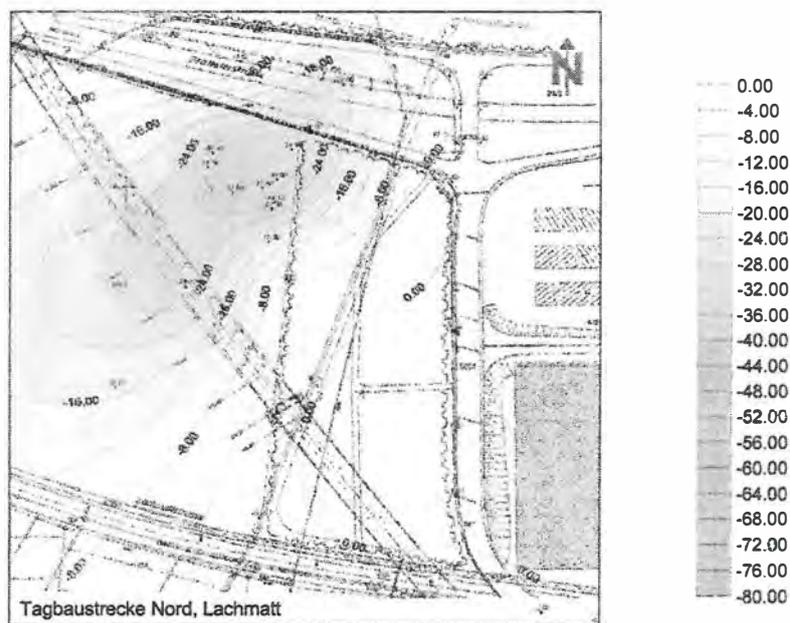


Bild 3: Setzungsmulde: Ovale Struktur mit Südwest-Nordost-Ausrichtung

Das Trasse des Adlertunnels wird dabei auf eine Strecke von ca. 130 m Länge betroffen. Die nachträglich ausgeführten Tiefenbohrungen bis unter das Salzlager und die in den Bohrungen versetzten Mehrfachextensometer zeigten rasch, dass die Setzungen aus dem Salzlager stammen müssen (Bild 4, Bild 5).

Geologie

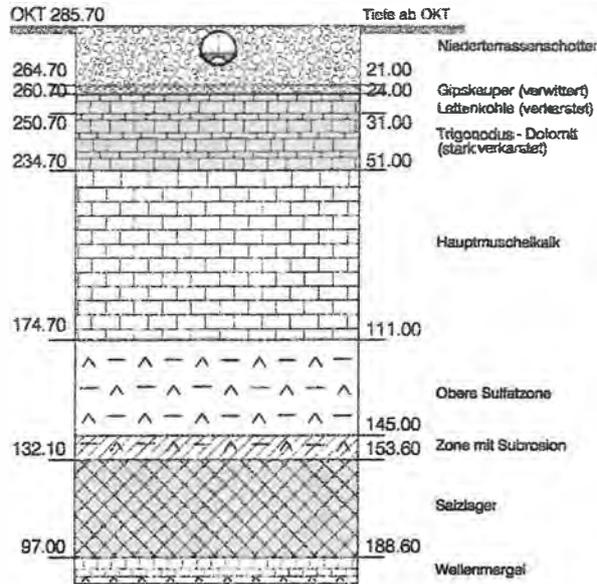


Bild 4: Geologisches Profil im Bereich des Tagbautunnels

Mehrfachextensometer

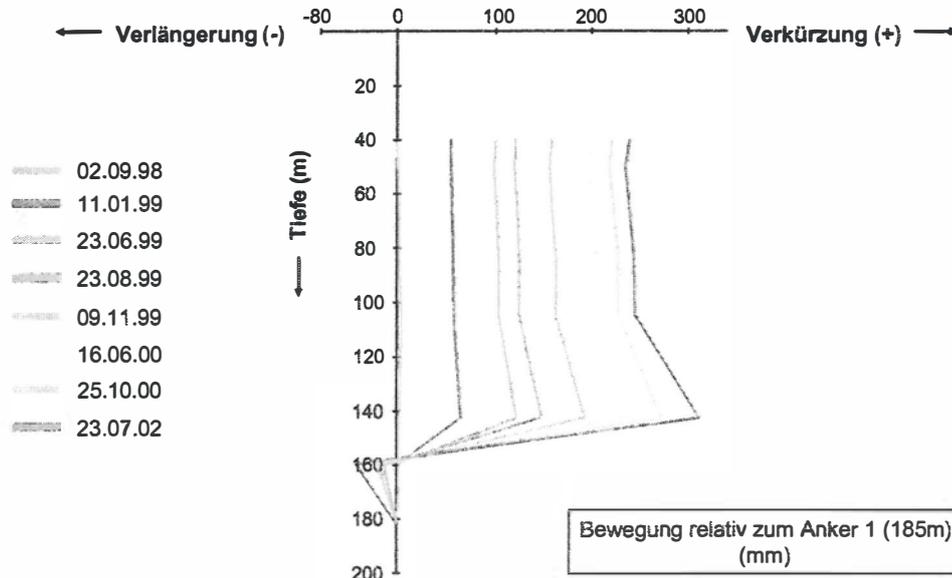


Bild 5: Mehrfachextensometer: Deformationsentwicklung bezogen auf den Fusspunkt (- 185 m). Zwischen 140 m und 160 m UKT finden Setzungen statt.

Die Aufzeichnungen der acht Stangenextensometer belegen, dass das ganze über dem Salzlager befindliche Felspaket gleichmässig absackt. Einzig die unterste Zone erfährt noch eine leichte Dehnung. Der Mechanismus ist klar: Es muss im Bereich des Salzlagers ungesättigtes Wasser zirkulieren, das Salz auslaugen und wegtransportieren kann. Aus geologischer und hydrogeologischer Sicht ist auch klar, dass in einer Tiefe von ca. 140 m ein solcher natürlicher Vorgang nicht einfach zu unterbinden ist. Ein Verstopfen der Wasserwege mittels Injektionen würde das Problem vermutlich nur auf andere nahegelegene Gebiete verlagern. Erwähnt seien hier das benachbarte Industriegebiet von Pratteln, die Strassenbahn, die Kantonsstrasse mit Werkleitungen und Brücken sowie die Wohnzonen von Muttenz, die durch einen solchen Eingriff gefährdet würden. Die SBB entschied sich dann auf Anraten der Planer den Tagbautunnel derart auszubauen, dass zu jedem Zeitpunkt ein Anheben und Unterstopfen möglich ist. Mittels Computer-gesteuerten Pressen wurde der Tunnel bereits in zwei Einsätzen um je ca. 20-25 cm angehoben. Details dazu wurden bereits im tec 21 vom 8. Dezember 2000 beschrieben.

Die neuesten Messungen (Bild 6)

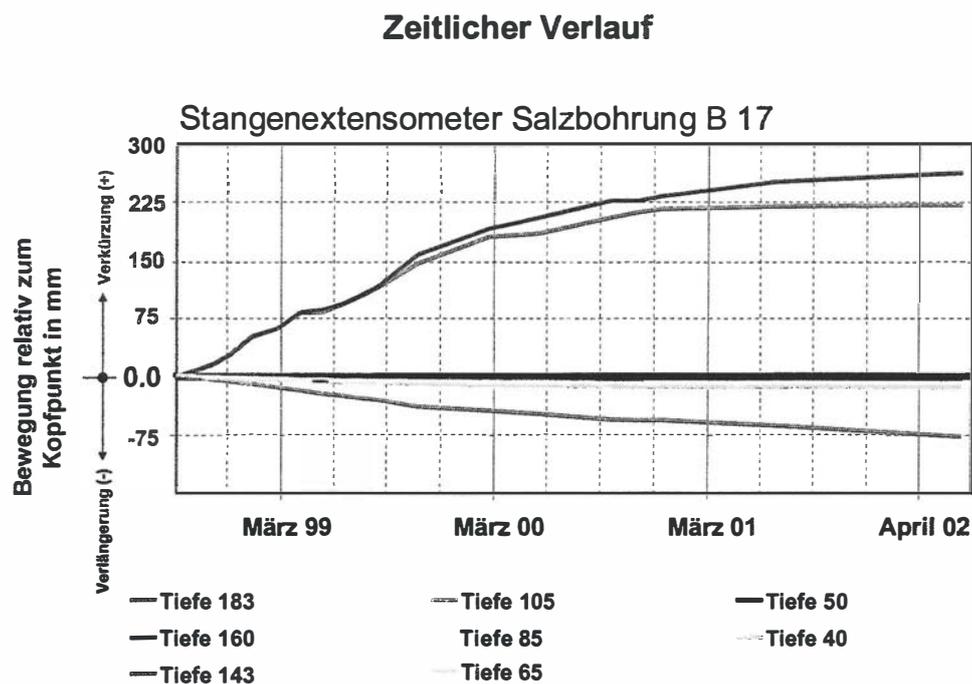


Bild 6: Mehrfachextensometer: Zeitlicher Verlauf; deutliche Abnahme in den letzten 2 Jahren

zeigen, dass sich die Setzungsgeschwindigkeit in den letzten zwei Jahren deutlich vermindert hat. Zur Zeit werden ca. 15 mm/Jahr gemessen. Ob diese Beruhigung dauerhaft ist oder nur temporär oder ob neu andere Gebiete der Subrosion unterworfen sind, wird sich in der Zukunft erweisen.

Der Adlertunnel ist seit zwei Jahren in Betrieb und verhält sich einwandfrei. Ergänzend sei erwähnt, dass im Wissen um die Karstproblematik in der Region, der Tunnel auf grosse lokale Deformationen dimensioniert wurde, so dass das Senkungs-Hebungsszenario statisch ausreichend abgedeckt ist.

1.2 Anhydrit-Gips-Quellen

Das zweite Phänomen ist der Quelldruck infolge der Anhydrit-Gips-Umwandlung. Zu diesem Thema existieren schon viele Beiträge aus den hiesigen Tunnelbauwerken: Hauenstein, Belchen, Bözberg, Adler und neuerdings auch bereits über den Chienberg. Dass im Gipskeuper enorme Quelldrücke und Quelldruckungen entstehen können, wurde schon verschiedentlich publiziert. Hier können nun die neuesten Resultate an einem fertigen Bauwerk mitgeteilt werden, aus Messungen, die seit Bauende aufgezeichnet wurden, d.h. seit etwa drei Jahren.

Beim Adlertunnel mit kreisrundem Profil (Bild 7)

Schema Tunnel mit Messinstrumente

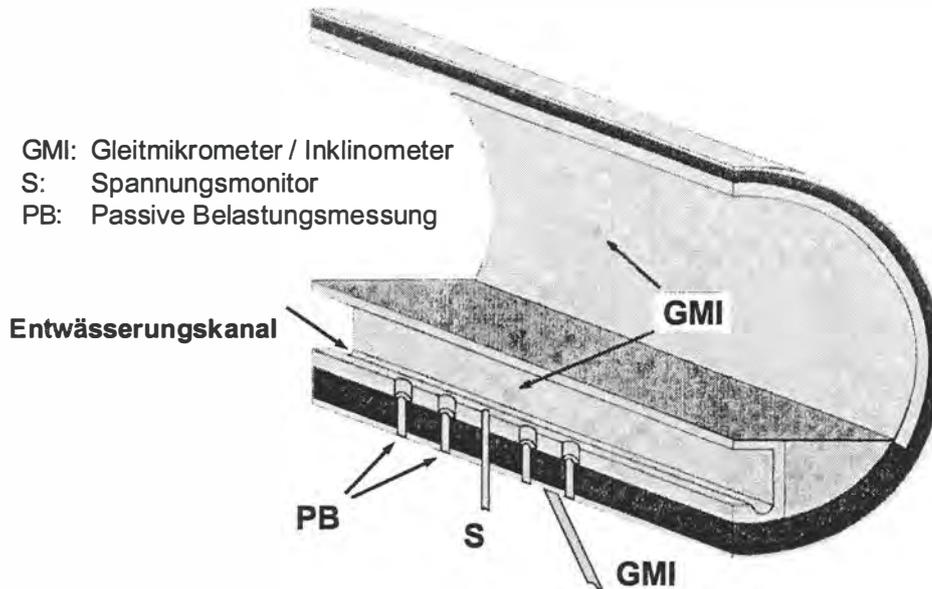


Bild 7: Schematische Anordnung der Messinstrumente

wurden verschiedene Messsysteme eingebaut. Unter Anderem wurden an der Sohle zwischen Fels und Tübing eigentliche Stempel mit Druckmessgebern sowie darunter im Fels (ca. 0.5 m bis 1.5 m) Spannungsmonteur versetzt, die die Druckentwicklung aufzeichnen sollen. Das Deformationsverhalten wird mittels Gleitmikrometern festgehalten. Im Bild 8

Diagramm: Passive Belastungsgeber (Stempel)

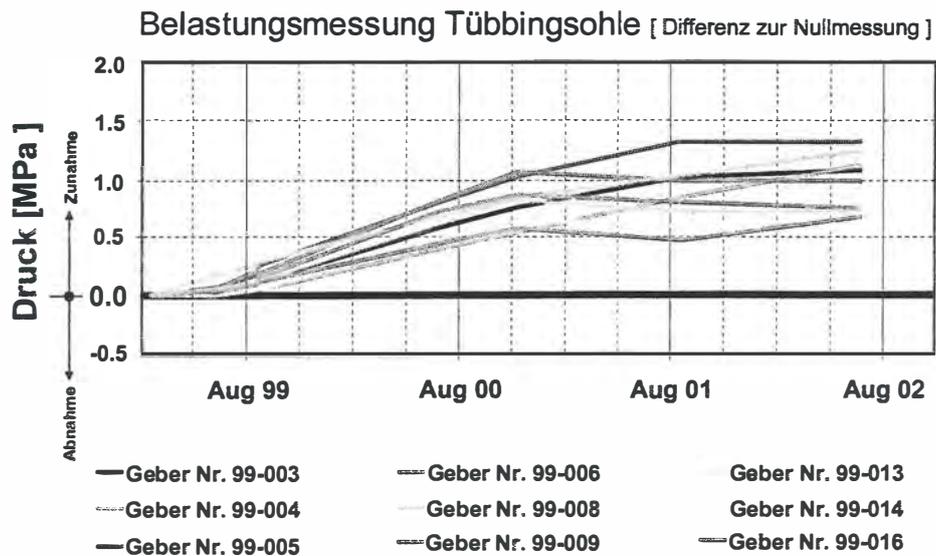


Bild 8: Belastungsmessung: Zeitlicher Verlauf

sind die Aufzeichnungen aller Messgeber der Stempeln dargestellt. Es sind neun Stück hier aufgetragen. Diejenigen Geber die funktionieren zeigen Druckentwicklungen innerhalb von drei Jahren von ca. 0.5 bis 1.5 MPa. Diejenigen die keine Werte anzeigten (sie können keinen Zug aufnehmen) wurden anlässlich der letzten Messung nachgespannt. Die Zukunft wird zeigen, ob dort tatsächlich nichts passiert bzw. ob eine Entlastung stattfindet (z.B. Auslaugung von Sulfat statt Umwandlung zu Gips). Die Druckentwicklung hier ist unterschiedlich; während die einen nach anfänglichem Druckaufbau abflachen, zeigen die andern einen stetigen Zuwachs des Druckes.

Die Spannungsmonitore (Bild 9)

Diagramm: Spannungsmonitore

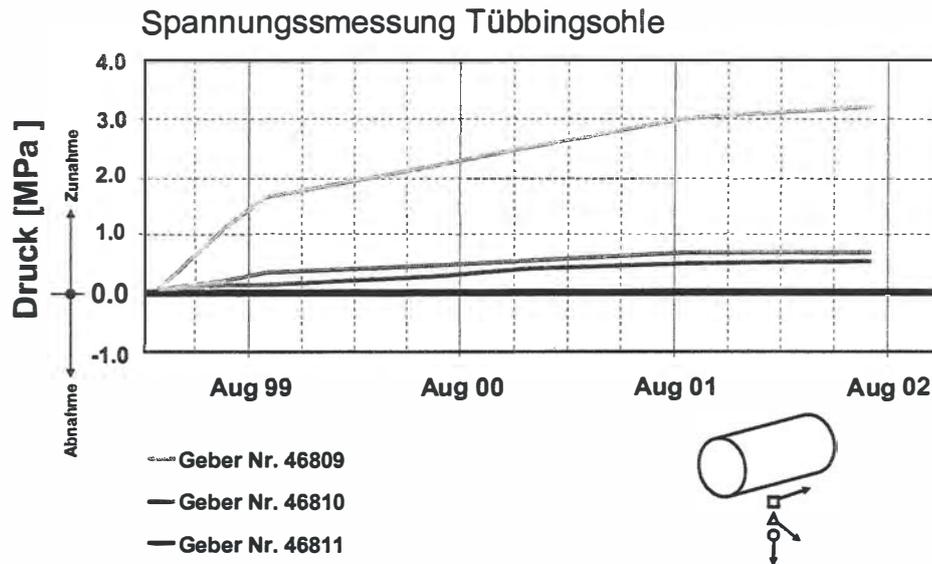


Bild 9: Spannungsmonitore: Zeitlicher Verlauf

zeigen in der gleichen Zeitspanne von drei Jahre eine Druckentwicklung bis ca. 3 MPa. Dabei fällt auf, dass die Tunnel-nahen Messgeber (0.5 – 1.0 m) grosse Druckentwicklungen zeigen, während die entfernt gelegenen Geber (1.5 m) bisher noch kaum reagiert haben. Die Quelldruckentwicklung hat diese Zone offensichtlich noch nicht erreicht. Mit diesen Grössenordnungen von Drücken befinden wir uns bereits im Bereich der Überlagerungsspannungen, die sich aus den 60 – 100 m Mächtigkeit ergeben. Ergänzend sei hier erwähnt, dass in den vorgängig durchgeführten mehrjährigen Laborversuchen Quelldrücke von bis zu 6.5 MPa registriert wurden.

In der Sohle wurden nach unten auch Gleitmikrometer versetzt, deren Messresultate hier vorliegen (Bild 10).

Diagramm: Gleitmikrometer

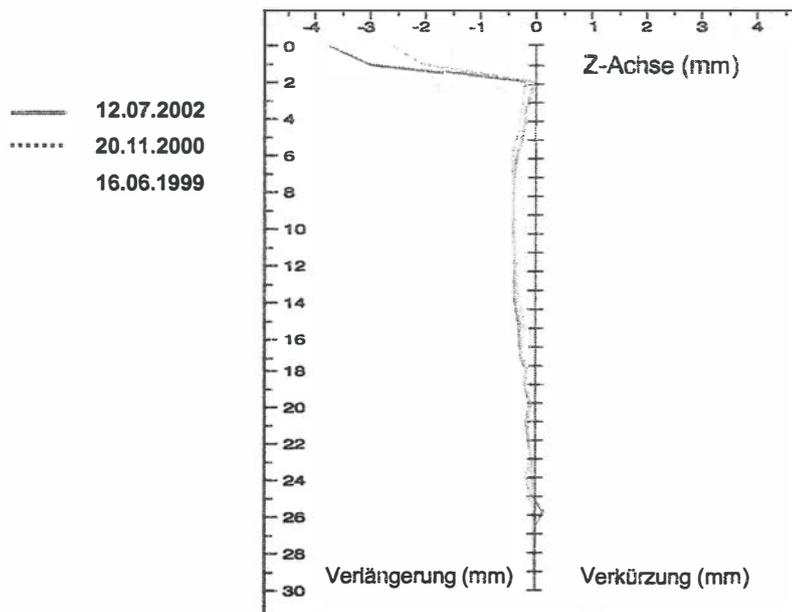


Bild 10: Gleitmikrometer: Die Deformationen finden in den obersten 2 m statt

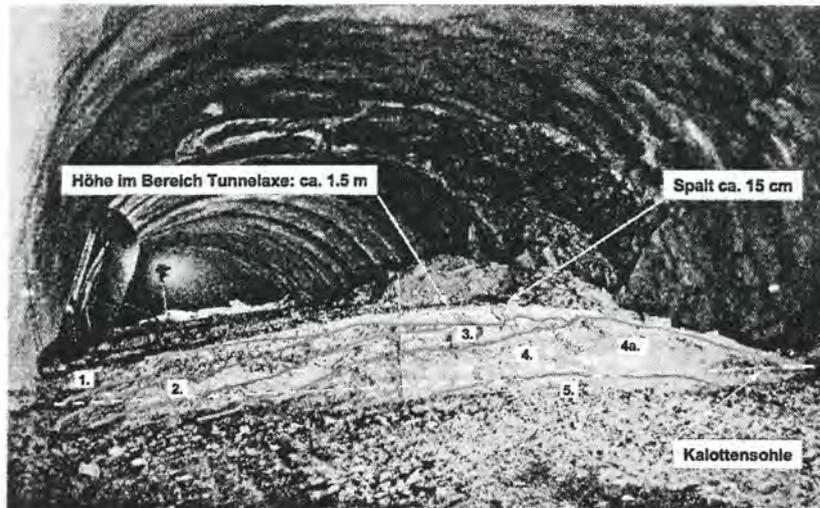
Alle acht Gleitmikrometer zeigen ausnahmslos das gleiche Verhalten: In den obersten 1 – 2 m der 30 m langen Messstrecken wird eine Verlängerung der Messstrecke um 3 – 4 mm gemessen, während auf den übrigen 28 m praktisch keine Deformationen erkennbar sind. Nach Abzug der Konstruktionsstärke liegen die Deformationen gerade im Übergangsbereich Tübing / Gipskeuper.

Die drei unterschiedlichen Messsysteme zeigen einheitlich, dass im Nahbereich des Tunnels (ca. 0.5 – 1.0 m) innerhalb von 3 Jahren beträchtliche Spannungs- und Deformationsentwicklungen stattfinden. Interessant wird es sein, diese Entwicklungen in Zukunft zu verfolgen, dann nämlich, wenn die Widerstände des Ausbaues stärker aktiviert sind und der Überlagerungsdruck überschritten wird.

Der Chienbergtunnel, der nur wenige km vom Adlertunnel entfernt ist, befindet sich in den gleichen geologischen Formationen. Der Niederbruch anfangs Jahr bewirkte eine Vortriebspause, so dass dort einige spezielle Beobachtungen zum Anhydrit-Gipsquellen angestellt werden konnten.

Die Kalotte war ausgebrochen und gesichert und als man nach ca. 6 Monaten wieder Zugang hatte, stellte man an der Kalottensohle eine Hebung von ca. 1.5 m fest (Bild 11).

Quellhebungen



- | | | |
|---|---|---|
| ① schwarzer Tonstein/ dol. Mergel mit viel Sulfat (v.a. Gips) | ③ schwarzer-grauer dol. Mergel-Dolomit mit viel Sulfat (v.a. Gips) | ④a Schwarzer Tonstein mit ausgeprägtem Klufnetz |
| ② grauer, siltiger Mergel mit Sulfat (v.a. Gips) | ④ grauer-graubrauner siltiger Mergel mit viel fein verteiltem Sulfat (Gips) | ⑤ Schwarzer Tonstein mit Sulfat (Gips und Anhydrit) |

Bild 11: Chienbergtunnel: Hebung der Kalottensohle innerhalb von 6 Monaten

Dieser Vorgang zeigt deutlich den Quellvorgang aus dem Anhydrit/Gips-Quellen, der hier als unbehindert bezeichnet werden kann. Selbstverständlich ist das Gestein nach solchen Deformationen und Umwandlungen stark entfestigt. Wir konnten dann einen Messquerschnitt mit Extensometern ausrüsten. Die Messgeber wurden wie im Bild 12

Querschnitt Kalotte mit Extensometer

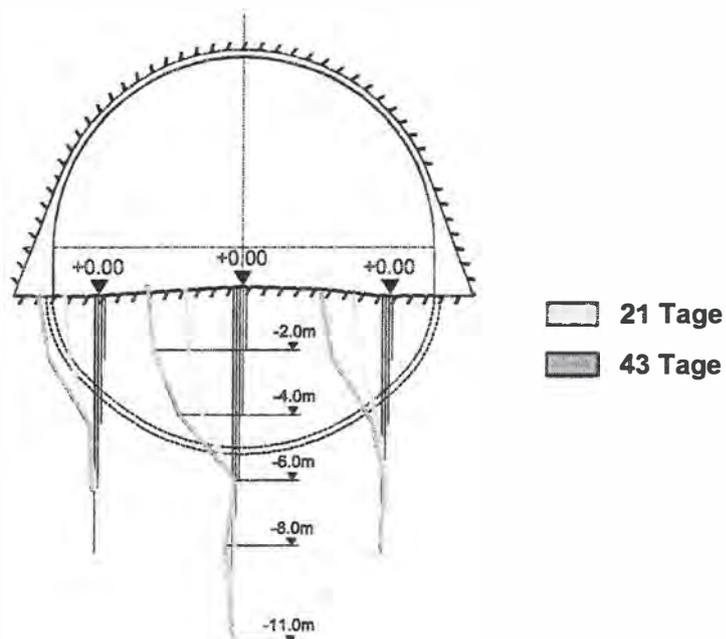


Bild 12: Quellhebung an der Kalottensohle; Extensometermessungen

dargestellt angeordnet. Nach 43 Tagen zeigten sich folgende Resultate: Die Quellhebungen erreichen eine Tiefe von ca. 5 - 6 m im Zentrum und ca. 3 - 4 m im Kämpferbereich, wo offensichtlich Behinderungen wirken. Die ca. 5 - 6 m entsprechen in Etwa dem halben Tunneldruckmesser. Diese Tendenz hat sich schon bald abgezeichnet. Die tieferen Bereiche sind nahezu noch unberührt. Der zeitliche Verlauf dieser Quellhebungen (Bild 13)

Zeitlicher Verlauf der Extensometer

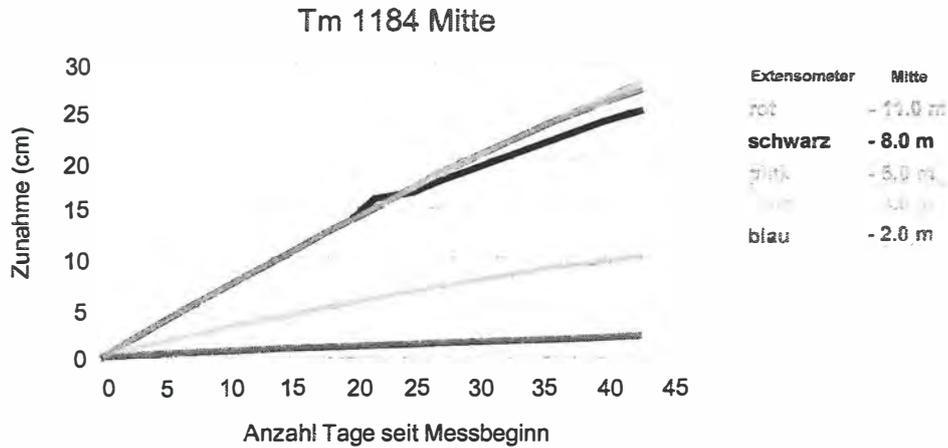


Bild 13: Quellhebung: Zeitlicher Verlauf des zentrisch angeordneten Extensometers

ist praktisch linear. Die maximale Hebungsgeschwindigkeit wurde hier mit ca. 7 mm pro Tag gemessen. Aufgrund des wieder beginnenden Vortriebs mussten diese Messungen abgebrochen werden.

Interessant sind dann die Messungen beim Vollaussbruch und nach dem Einbau der Spritzbetonschale (Bild 14).

Extensometer bei Tm 1048

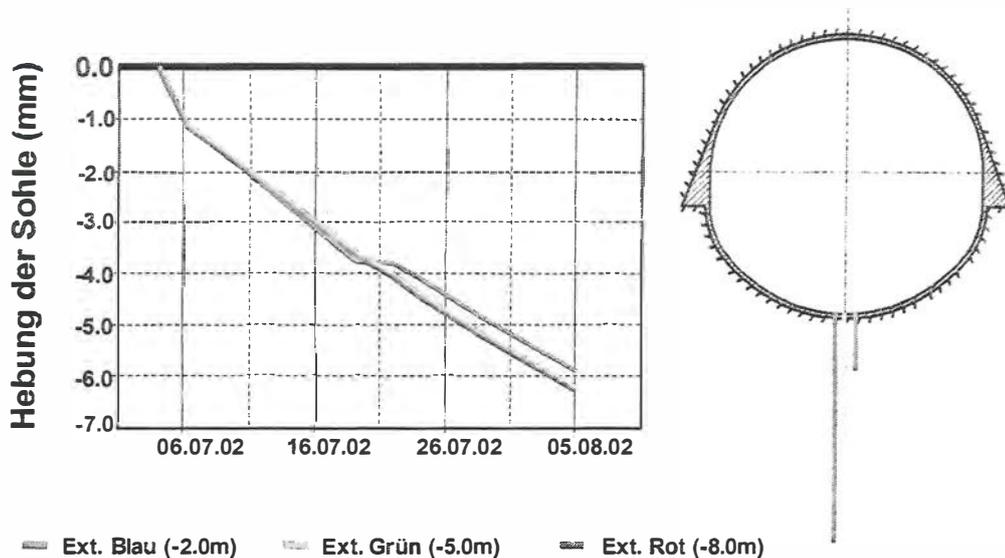


Bild 14: Extensometer nach Vollaussbruch und Spritzbetonschale; zeitlicher Verlauf

Die Extensometer in der Sohle zeigen alle das gleiche Deformationsverhalten in der Zeit und in der Grösse; d.h., dass die Deformationen in den obersten ca. 2 m erfolgen. Die Spritzbetonschale wirkt offensichtlich als Behinderung. Dieses Verhalten stimmt somit recht gut überein mit den Beobachtungen und Messungen am Adlertunnel, welches ich Ihnen zuvor beschrieben habe.

Ich hoffe, dass ich mit diesem Beitrag Ihnen einen Einblick in die Deformationsproblematik der Felsgesteine der Nordwestschweiz mit konkreten Werten aus aktuellen Messungen gegeben habe. Ich bin sicher, dass diese Gesteine auch in Zukunft immer wieder zu Diskussionen und Publikationen Anlass geben werden.

Verzeichnis der Bilder:

- Bild 1: Übersicht Adlertunnel mit der Lage der Phänomene der Subrosion und des Anhydrit-Gipsquellens
- Bild 2: Tektonische Karte: Südwest-Nordost-Ausrichtung der tektonischen Struktur
- Bild 3: Setzungsmulde: Ovale Struktur mit Südwest-Nordost-Ausrichtung
- Bild 4: Geologisches Profil im Bereich des Tagbautunnels
- Bild 5: Mehrfachextensometer: Deformationsentwicklung bezogen auf den Fusspunkt (- 185 m). Zwischen 140 m und 160 m UKT finden Setzungen statt.
- Bild 6: Mehrfachextensometer: Zeitlicher Verlauf; deutliche Abnahme in den letzten 2 Jahren
- Bild 7: Schematische Anordnung der Messinstrumente
- Bild 8: Belastungsmessung: Zeitlicher Verlauf
- Bild 9: Spannungsmonitore: Zeitlicher Verlauf
- Bild 10: Gleitmikrometer: Die Deformationen finden in den obersten 2 m statt
- Bild 11: Chienbergtunnel: Hebung der Kalottensohle innerhalb von 6 Monaten
- Bild 12: Quellhebung an der Kalottensohle; Extensometermessungen
- Bild 13: Quellhebung: Zeitlicher Verlauf des zentrisch angeordneten Extensometers
- Bild 14: Extensometer nach Vollaussbruch und Spritzbetonschale; zeitlicher Verlauf

Adresse des Verfassers:

H.-P. Noher
 Geotechnisches Institut AG
 Hochstr. 48, Postfach
 4002 Basel

Chienbergtunnel (Umfahrung Sissach)

Tunnel im quellhaften Juragestein

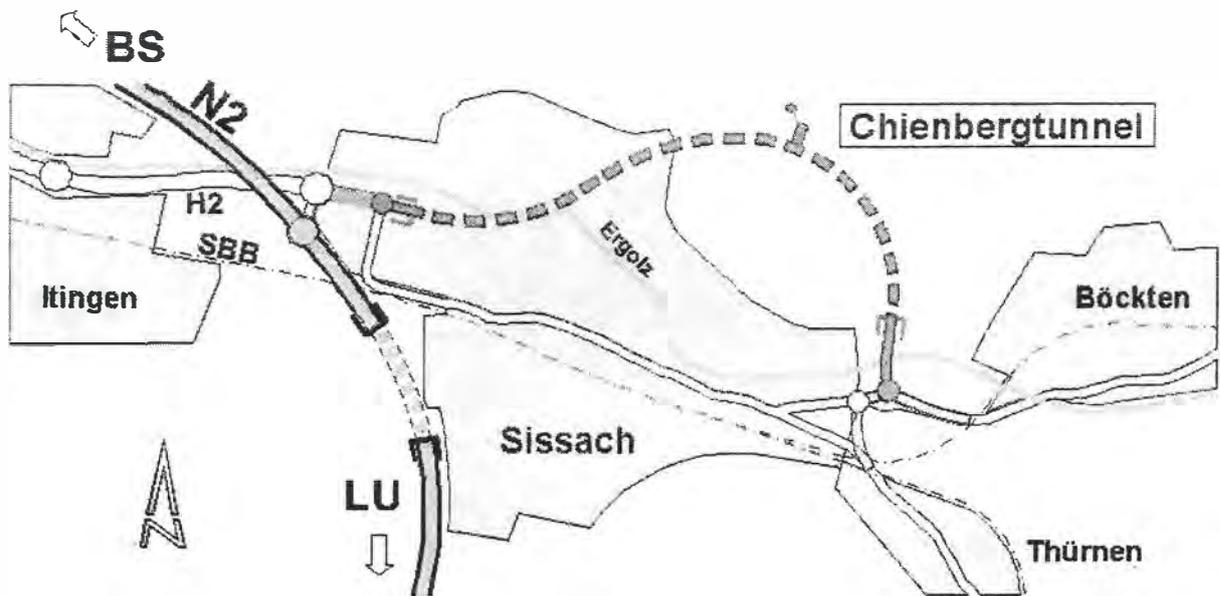
F. Chiaverio

Chienbergtunnel (Umfahrung Sissach) – Tunnel im quellhaften Juragestein

1. Einleitung

Täglich fahren rund 20'000 Fahrzeuge durch Sissach im oberen Baselbiet. Am Morgen und am Abend stauen sich die Fahrzeuge auf mehreren Kilometern durch das Dorf.

Dieser Verkehrszustand hat zum Projekt der Umfahrung Sissach mit ihrem Kernstück, dem Chienbergtunnel geführt.



(Bild 1)

Die Umfahrung ist ein wichtiges Teilstück der Hauptstrasse H2 von Liestal nach Sissach. Der gesamte Verkehr aus dem oberen Ergolztal und dem Homburgertal, der heute durch den Dorfkern von Sissach führt, wird durch den neuen Tunnel direkt auf die Nationalstrasse A2 Richtung Basel und Luzern geleitet. Mit der Umfahrung werden ca. 60 – 70% des Verkehrs vom Dorfkern abgeführt.

Das Dorf kann anschliessend in seinem Kern zu einer attraktiven Wohn – und Geschäftsstrasse umgestaltet werden.

Bis zur Realisierung dieses Bauwerkes vergingen einige Jahre. Nach einer Volksabstimmung 1991 hat der Bund erst 1996 die Aufnahme der Strasse ins Hauptstrassennetz und damit den für die Finanzierung notwendigen Subventionsbeitrag gesprochen.

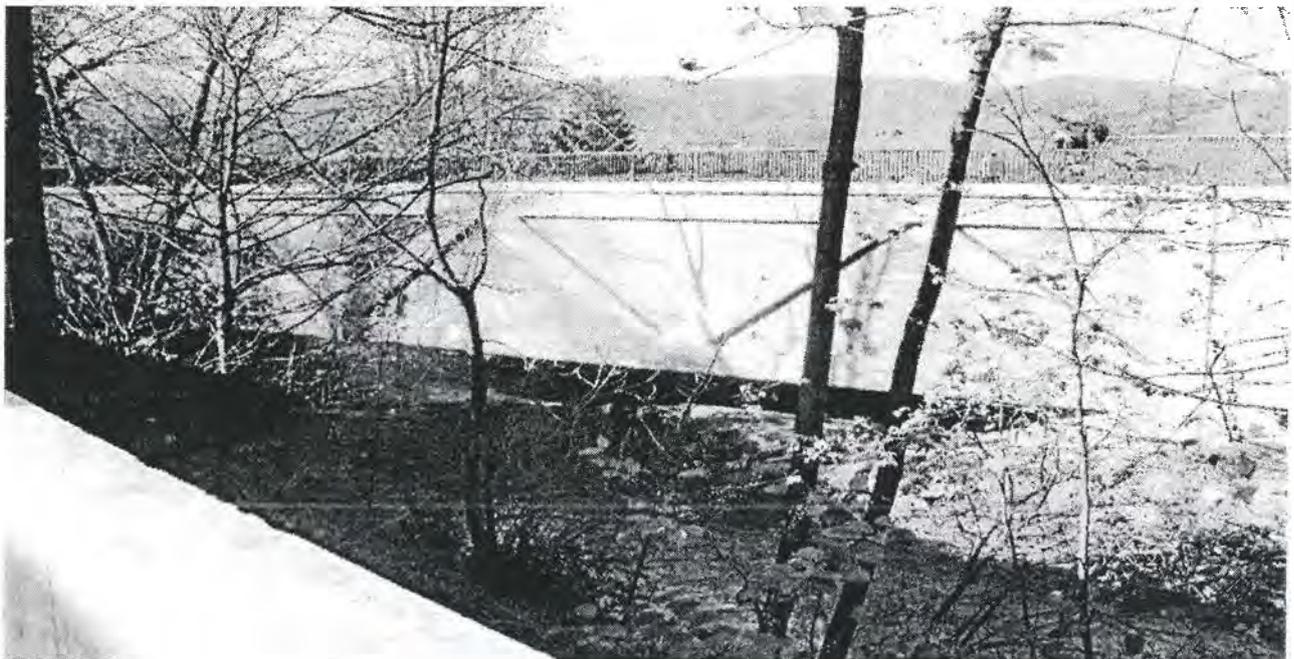
2. Übersicht

Der Bau der Umfahrung Sissach gliedert sich in mehrere Teilstrecken. Vom Anschluss Sissach West bis zum Anschluss Sissach Ost.



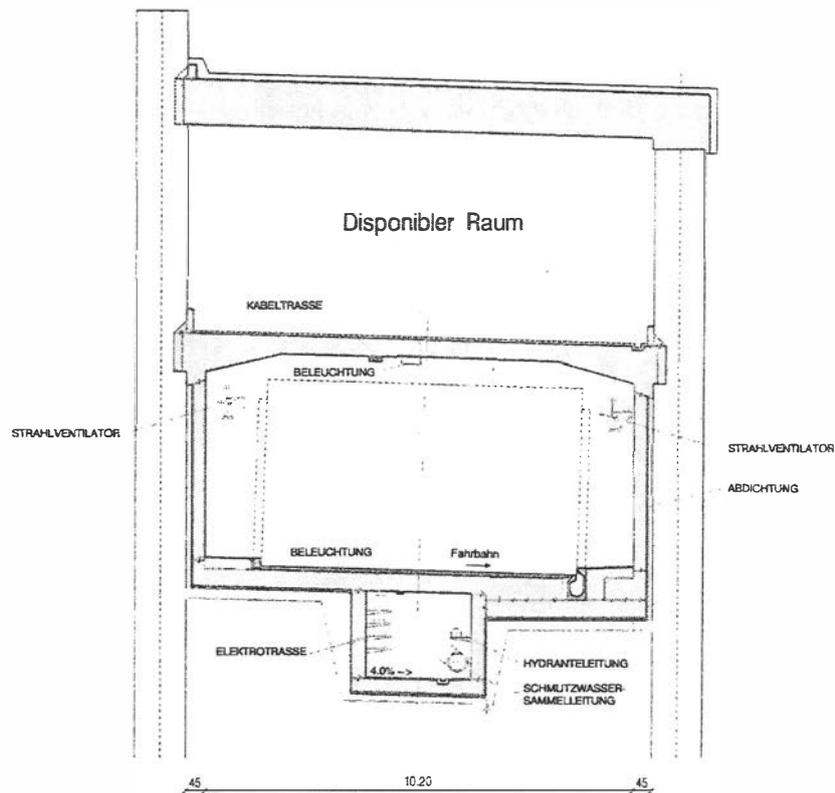
(Bild 2)

Die ersten 550 Meter des Tunnels mit der gedeckten Brücke über die Ergolz werden im Tagbau erstellt. Das Tunnelprofil wird im Voreinschnitt entlang einer bestehenden Geländekante erstellt und anschliessend überdeckt. Aus Lärmschutzgründen wurde die Überquerung der Ergolz in einer 50 Meter langen geschlossenen Tunnelbrücke erstellt.



(Bild 3)

Eine speziell angepasste Bauweise ist auf rund 200 Meter in einem Rutschhang notwendig. Das Gebiet mit dem Namen ‚Rütscheten‘ ist ein bekanntes Rutschgebiet, das mit vielen Einfamilienhäusern überbaut ist. Diese Tunnelstrecke wird in der sogenannten Deckelbauweise erstellt.



(Bild 4)

Im Anschluss an diese Strecke folgt der 1443 Meter lange bergmännische Tunnelabschnitt des Chienbertunnels. Beim Ostportal folgen 91 Meter Tagbautunnel und anschliessend führt das neue Trasse über die neue Ergolzbrücke zu den neuen Kreiseln und zum Anschluss ans bestehende Kantonsstrassennetz.

Die Tunnelabluft wird im Betriebszustand und im Brandfall über einen 110 Meter langen Abluftstollen im Bereich der unterirdischen Zentrale zum 170 Meter hohen Abluftschacht mit einem Kamin an die Oberfläche ausgeblasen.

Im folgenden wird in erster Linie auf den bergmännischen Teilabschnitt des Tunnels eingegangen.

3. Geologie des bergmännischen Tunnels

3.1. Allgemeine Situation

Sissach liegt im Tal der Ergolz, das hier im zentralen Teil des Kantons Basel – Landschaft tief in den Tafeljura eingeschnitten ist. Während der Talboden von jungen quartären Schottern der Ergolz und ihrer Zuflüsse eingenommen wird, finden sich an den Talhängen die Gesteine des Tafeljuras. Oft sind diese aber von Rutschungen, Sackungen, Gehängeschutt und Verwitterungslehmen überdeckt, so dass die den tafeljuraaufbauenden Schichten meist nicht direkt ersichtlich sind.

Die Schichtfolge reicht vom Gipskeuper bis zum Hauptrogenstein. Diese Schichtfolge ist durch den häufigen Wechsel von mergelig-tonigen Gesteinen mit Kalken und Dolomiten charakterisiert. Es herrschen die Mergel vor.

Ein weiteres wichtiges Element im geologischen Bau dieses Raumes wird durch die Tektonisierung verursacht.

Mit dem Einsinken des Rheingrabens zwischen Vogesen und Schwarzwald während des Tertiärs hat sich eine Dehnungstektonik bis in das Gebiet des basellandschaftlichen Tafeljuras bemerkbar gemacht. Dabei sind zahlreiche Brüche und Verwerfungen entstanden, welche die Gesteine gegeneinander versetzt haben.

Die Zerlegung des Tafeljuras durch diese Bruchebenen hat zur Folge, dass zwischen Horsten, keilförmigen Gräben und gekippten Schollen unterschieden werden kann. Die Verwerfungen sind häufig von kleineren, sekundären Brüchen begleitet, so dass das Gestein oft stark zerbrochen ist.

3.2. Geologisches Längsprofil

Der Tunnel durchquert auf ca. seiner Hälfte der Strecke den Gipskeuper. Es ist das älteste Gestein im Raum Sissach. Er gehört zum Keuper und zur Trias. Der Keuper besteht vorwiegend aus den bunten Mergeln und dem Gipskeuper.

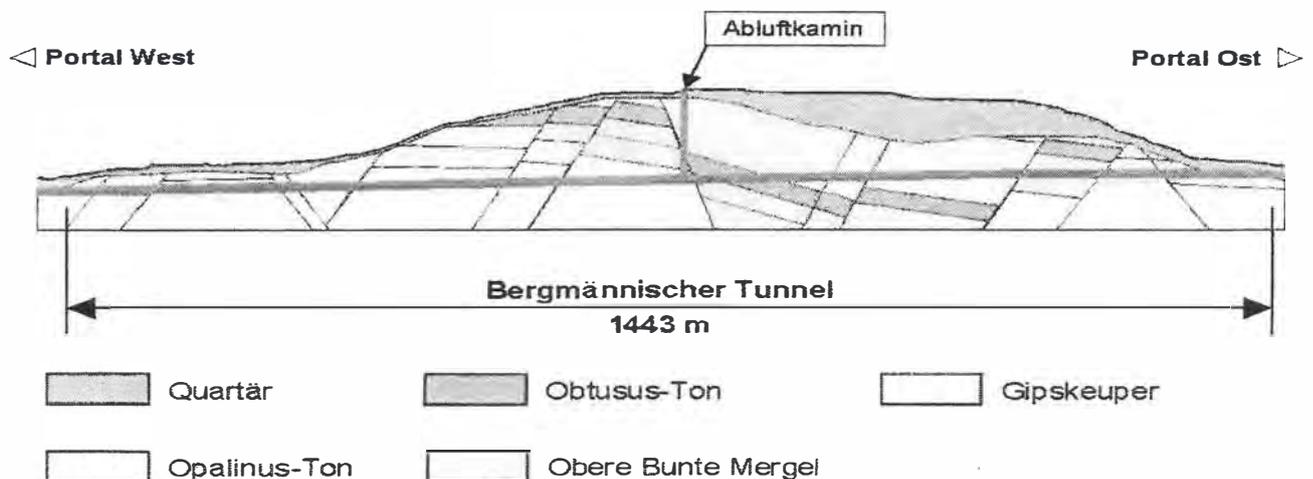
Der Gipskeuper ist ein Mergel, der Kalziumsulfat führt, das als Gips oder Anhydrit vorhanden ist. Es kann in dünnen Lagen oder in Knollen auftreten. In frischem Zustand ist das Sulfat in Form des Anhydrites vorhanden (was wasserfreiem CaSO_4 entspricht). Anhydrit weist eine wesentlich höhere Dichte als Gips auf. Wenn das Gestein mit Wasser in Kontakt kommt, setzt die Umwandlung des Anhydrites in Gips ein.

Die Umwandlung ist mit einer Volumenzunahme von gegen 60% verbunden. Wird diese Volumenzunahme behindert, z.B. durch den Einbau eines Tunnelgewölbes, so kann sich ein grosser Druck auf das Gewölbe aufbauen.

In Laborversuchen wurden Drücke bis zu über 6 MPa (600 T/m^2) oder auch 600 Tonnen pro m^2 gemessen.

Ein weiteres bestimmendes Gestein beim Chienbergtunnel ist der Opalinuston. Ein Gestein des Doggers, mit einer Mächtigkeit bis über 100 Meter. Der Opalinuston besteht aus tonig – siltigen Mergeln mit kalkigen Knauern oder Linsen. Auch der Opalinuston ist im frischen Zustand sehr kompakt, aber sehr empfindlich auf Kontakte mit Wasser und Luft. Die Tonminerale des Opalinustons können Wasser angliedern was so ebenfalls zu einer Volumendehnung führt.

Bei Verhinderung dieser Dehnung entsteht ebenfalls ein Druck, der jedoch wesentlich kleiner ist als derjenige bei der Umwandlung von Anhydrit in Gips.



(Bild 5)

3.3. Hydrologie.

Es war zu erwarten, und dass hat sich beim Vortrieb auch so bestätigt, dass das vorhandene Bergwasser durch die geneigte Schichtlage gegen Osten, in Richtung zur Ergolz abfließt. Es haben sich nur kleinere Wasserzuflüsse in Form von Schicht – oder Kluftwasser bzw. in Oberflächennähe als Wasser entlang von Bruchflächen gezeigt. Das vorhandene Felswasser ist zum Teil stark sulfathaltig.

Bei Probeentnahmen sind Konzentrationen bis zu 2000 mg/l gemessen worden. Als Vergleichswert sei hier angefügt, dass man bei diesen Konzentrationen von einem stark betonaggressiven Bergwasser spricht.

4. Normalprofil der bergmännischen Tunnelstrecke

Das Profil ist das typische Tunnelprofil eines Hauptstrassentunnels mit einigen Besonderheiten. Der Fahrraum wird mit einer Zwischendecke unterteilt. In diesem Raum über dem Fahrraum werden im Betriebszustand die Abgase und im Brandfall die Brandgase vom Tunnelventilator in der Zentralen Mitte abgesogen.

Das Lichtraumprofil beträgt in der Höhe 4.80 Meter statt den üblichen 4.50 Meter, da der Tunnel auch für Sondertransporte konzipiert ist. In der Tunnelsohle befindet sich ein durchgehend – so wie auch in der Tagbautunnelstrecke – verlaufender Werkleitungskanal. In diesem Kanal sind alle Leitungen wie z.B. die elektrische Versorgung, die Abwassersammelleitung und die Löschwasserleitung untergebracht.

Eine weitere Besonderheit ist das Abdichtungskonzept. Es wurde hier ein geschlossenes Abdichtungskonzept, eine sogenannte Rundumabdichtung, gewählt. Damit werden die folgenden Vorteile erreicht :

- keine Drainage des Bergwassers in den Fahrraum, damit entfallen aufwändige Unterhaltsarbeiten an den zur Versinterung neigenden Bergwasserleitungen
- Schutz des Gewölbebetons vor dem betonaggressiven Bergwasser

Die ganze Tunnelstrecke wird als kreisrundes Gewölbe ausgebildet. Dies weil die Haupteinwirkung auf das Tunnelgewölbe der Quelldruck im Gipskeuper und im Opalinuston ist. Die Kreisform ist für solche hohen Belastungen die statisch optimalste Form.

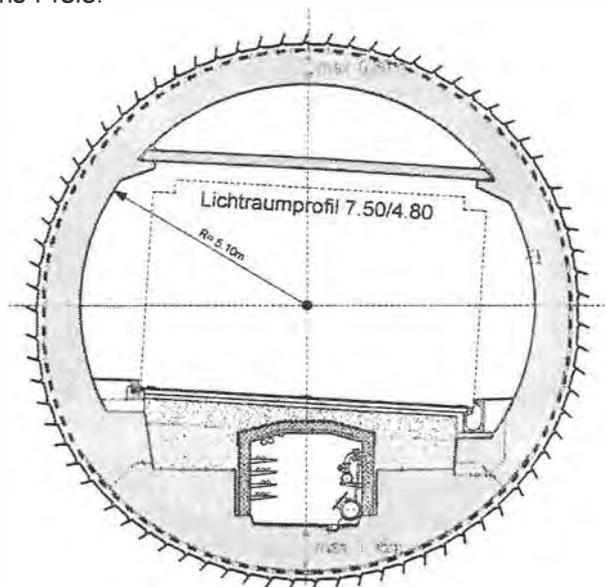
Der Innenradius beträgt 5.10 Meter. Die maximale Gewölbestärke in der Strecke des Gipskeupers beträgt in der Sohle 1.05 Meter, im Gewölbe 80 cm. Das Gewölbe wurde im Widerstandsprinzip dimensioniert, d.h. der maximale Bemessungsdruck wirkt als Belastung auf das Gewölbe. Beim Chienbergtunnel wurde ein Quelldruck von 6 MPa in der Sohle angesetzt und auf Bruchniveau bemessen. Die Tunnelelemente, die am stärksten belastet sind, werden mit einem Beton mit hoher Festigkeit, einem B60/50 erstellt.

Ein speziell dem Betonieren nachlaufender Nachbehandlungswagen garantiert eine optimale Festigkeitsentwicklung. Der Ausbruchdurchmesser beträgt im Maximum 12.50 Meter.

Eine Überarbeitung des Projektes aufgrund der neuesten Erkenntnisse der schweizerischen Arbeitsgruppe für Tunnelsicherheit führte Mitte 2002 zu kurzfristigen Projektergänzungen.

Als wesentlichste Änderung wurde der ursprünglich nur für das Unterhaltspersonal zugänglich gedachte Energieleitungstunnel in der Tunnelsohle zum Fluchtweg umfunktioniert.

Im Brandfall können die Automobilisten via periodische Abgänge in den Kanal flüchten. Von dort gelangen sie dann über Fluchtausgänge ins Freie.

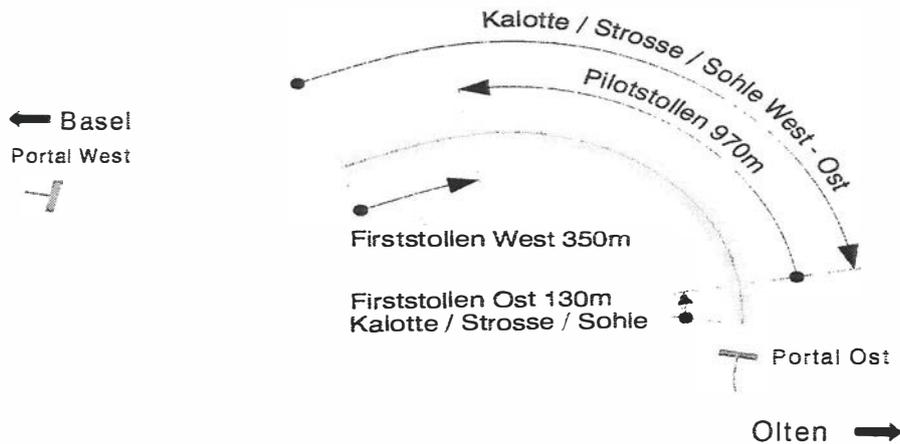


5. Tunnelvortrieb

5.1. Ablauf

Die portalnahen Tunnelstrecken im Westen und Osten liegen oberflächennah im Gehängeschutt und in den zum Teil verwitterten Bunten Megeln. Die Überdeckung beträgt 20 – 30 Meter. Darüber befinden sich Wohnbauten. Diese Randbedingungen verlangten in den Portalzonen Sondermassnahmen und einen abgestimmten Bauvorgang.

In sog. Übergangszonen wurde zuerst ein Firststollen, bis in den standfesten Fels vorangetrieben



(Bild 7)

Der Firststollen hatte die Abmessungen von 17 m². Die Weststrecke betrug 350 Meter die Oststrecke 130 Meter. Der Ausbruch erfolgte im Sprengvortrieb kombiniert mit Abbauhammer. Die Sicherung erfolgte mit Stahlprofilen alle 1.5 Meter und Stahlfaserspritzbeton.

Anschliessend wurde von Ost nach West ein Pilotstollen mit einer offenen TBM vom Durchmesser 3.5 Meter aufgefahren. Damit konnte die Geologie detailliert erkundet und die Belüftung für den nachfolgenden Kalottenausbruch vereinfacht werden.

Der Pilotstollenvortrieb für die 970 Meter lange Strecke dauerte 13 Wochen; die Durchschnittsleistung betrug 15 Meter pro Arbeitstag.

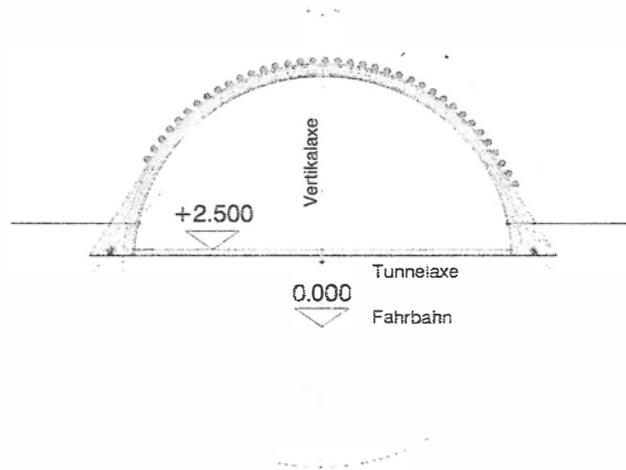
Nach dem Ausbruch des Firststollens und des Pilotstollens folgte die Aufweitung der Kalotte, der Strosse und Sohle von West nach Ost.

5.2. Rohrschirmvortrieb in den Übergangszonen

Für die kritischen Strecken unter den Häusern mit geringer Überlagerungen wurde beim Kalottenvortrieb vor dem Ausbruch ein Rohrschirm vorauslaufend erstellt. Entlang des Kalottenprofils seitlich des Firststollens wurden jeweils bis zu 30 Rohre vom Durchmesser 17 cm im Abstand von 40 cm gebohrt. Die Rohrlängen betragen 13 Meter. Nach einer Ausbruchetappe von jeweils 10 Metern wurde die nächste Rohrschirmetappe angesetzt.

Es ergab sich so eine Überlappung von 3 Metern. Die Ausbruchsicherung erfolgte mit Gitterträgern und Stahlfaserbeton. Um die Vertikalkräfte des Sicherungsgewölbes in den Untergrund einleiten zu können, wurden jeweils 2 Mikropfähle pro 1.5 Meter pro Seite erstellt. Der Vortrieb erfolgte im Sprengvortrieb mit angepassten Ladungsmengen.

Das Vorgehen hat sich bewährt. Aus den Berechnungen hat sich eine maximale Setzung an der Oberfläche von 6 cm bei einer Überlagerung von 20 Metern ergeben. Dieser Wert konnte bei allen Messquerschnitten eingehalten werden. Der Maximalwert der Geländesetzungen unmittelbar über dem Tunnel gemessen betrug 3.5 cm.



(Bild 8)

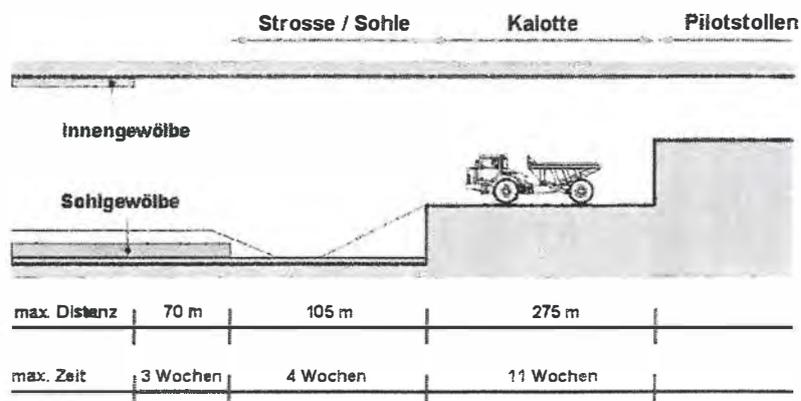
5.3. Ringschluss

Der Vortrieb des Chienbergtunnels bietet im ganzen Ablauf des Ausbruches und des Betonierens des Innengewölbes eine Besonderheit. Üblicherweise wird zuerst die Kalotte durchgeschlagen, anschliessend folgen die Strosse und die Sohle und in grossem Abstand der Einbau des Innengewölbes. Aufgrund der quellfähigen Gesteinsschichten galt es das kraftschlüssige Tunnelgewölbe, den Ringschluss, schnellstmöglich nach dem Ausbruch nachzuziehen.

Daraus folgte die Vorgabe an den Unternehmer, dass spätestens 7 Wochen nach Ausbruch der Strosse das Innengewölbe komplett erstellt sein muss. Dies hat zum folgenden Ablauf geführt.

275 Meter nach dem Kalottenausbruch folgt rasch aufeinander Strosse und Sohle. Das Aufbringen der Sohlabdichtung und das Betonieren des Sohlgewölbes erfolgt nur 105 Meter hinter der letzten Ausbruchsphase. Anschliessend folgt die Abdichtung des Gewölbes und weitere 70 Meter dahinter das Betonieren des Innengewölbes. Dank diesem raschen Ringschluss wird gewährleistet, dass bei früher Entwicklung des Quelldrucks ein kraftschlüssiges Tunnelgewölbe den Drücken entgegengesetzt wird.

Die Leistung des ganzen „Zuges“ wird bestimmt durch das Betonieren des Sohlgewölbes. Es werden durchschnittlich 5 Meter Abschnitte betoniert; pro Woche bedeutet dies: 4 Elemente oder 20 Tunnelmeter.



(Bild 9)

5.4. Tagbruch vom 1.2.2002

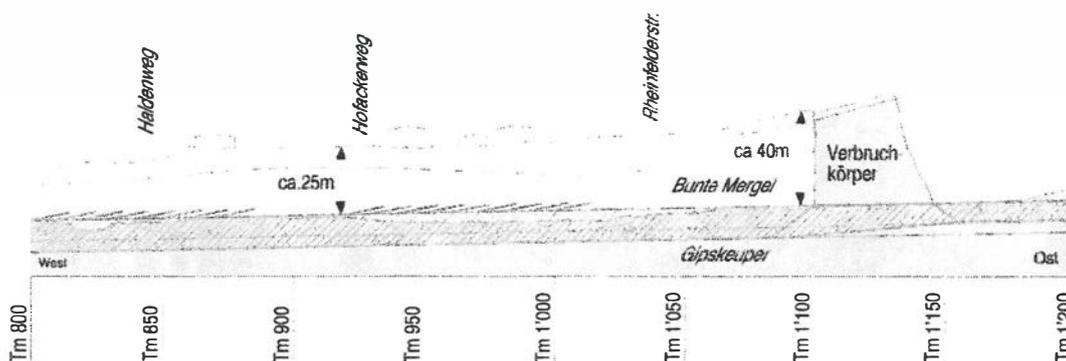
Am 1. Februar 2002 ereignete sich ein Verbruch beim Vortrieb der Strosse und Sohle.

Ohne Vorankündigung – sei dies durch die begleitende Vermessung oder durch Anzeichen im Sicherungsgewölbe – brach in der Nacht vom 31. Januar auf den 1. Februar auf rund 60 Meter der Tunnel ein.



(Bild 10)

An der Oberfläche ergab sich durch das Nachsacken ein rund 10 Meter tiefer Krater mit einem Durchmesser von rund 30 Metern.



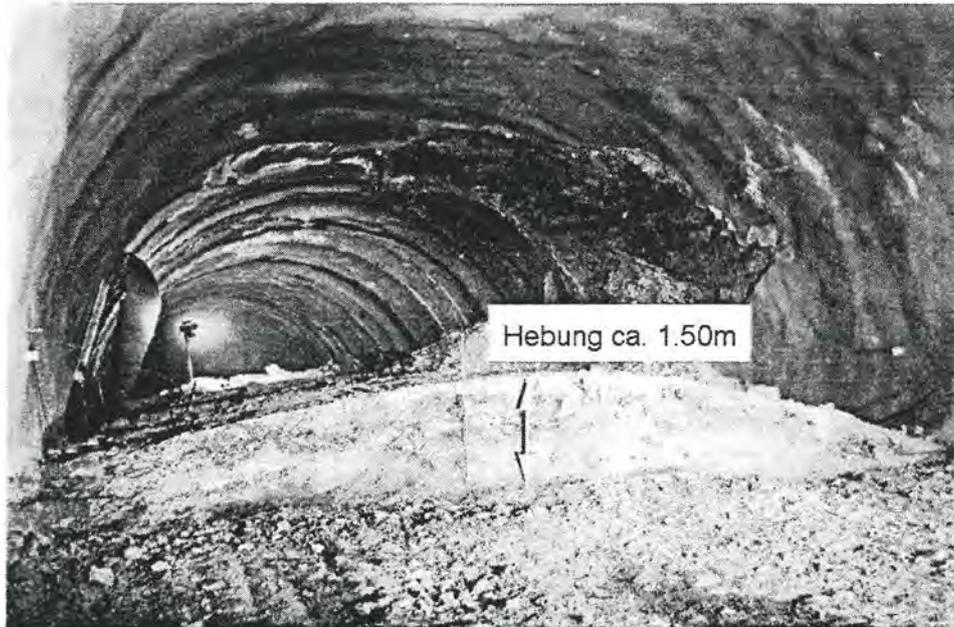
(Bild 11)

Die Bewältigung des Tagbruches, das Auffahren der eingestürzten Felsbereiche erfolgte mit einem doppelten Rohrschirm mit anschliessendem Kalottenvortrieb.

Diese Arbeiten dauerten bis Ende September 2002.

6. Quellerscheinungen

Infoolge des Stillstandes bedingt durch den Tagbruch verblieb die Kaiottensohle im Bereich nach der eingestürzten Tunnelzone über mehrere Monate offen. Die Sohle war nicht speziell gesichert. Nach ca. 4 Wochen stellte man infolge Quellen es Gipskeupers markante Hebungen der Kalottensohle fest. Die Hebungen betrug bis max. 1.50 m.



(Bild 12)

Das Beobachtete hat das Vortriebs – und Tragwerkskonzept des Tunnels voll bestätigt: Rasch möglicher Ringschluss mit einem auf den Quelldruck dimensioniertes Tunnelgewölbe. Für die praktische Umsetzung hat sich der geforderte maximale Abstand von rund 2 Monate vom Vortrieb der Strosse bis zum Einbau des Innengewölbes bewährt. Aus bautechnisch – logistischen Gründen kann dieser Abstand kaum noch verringert werden.

6. Ausblick

In den nächsten Monaten wird der Tunnelausbruch und der Einbau des Innengewölbes weitergezogen. Der Abschluss der Ausbrucharbeiten ist aus heutiger Sicht auf Ende 2003 geplant. Anschliessend folgt der Innenausbau und die elektro mechanische Ausrüstung, so dass man eine Eröffnung des Chienbergtunnels auf Mitte 2005 erwarten darf.

Flavio Chiaverio
Dipl. Bauing. ETH/SIA
Ingenieurbureau A. Aegerter & Dr. O. Bosshardt AG
Hochstrasse 48
CH 4002 Basel

Rutschung Wintersingen vom 21. Februar 1999

J. Nyfeler

Rutschung Wintersingen vom 21. Februar 1999

Bewältigung einer Krisensituation

Sehr geehrte Anwesende,

Es freut mich ausserordentlich, dass ich Ihnen heute über das Rutschereignis von Wintersingen vom 21. Februar 1999 und dessen Bewältigung berichten darf.

Über das Wochenende vom 20. / 21.2.99 kam es ca. 500 Meter SE vom Dorfrand von Wintersingen im Bereich Mösieten / Matt (629'900 / 259'700) zu Erdbewegungen.

Die Hauptrutschung erfolgte innerhalb zweier Tage. Sie erfasste eine Fläche von 5 Hektaren Wald- und Weideland und entwickelte sich zur grössten Rutschung im Kanton Basellandschaft seit den grossen Ereignissen in den 60-Jahren im Zusammenhang mit dem Autobahnbau der N2 durchs Baselbiet.

1. Einleitung

Aufgrund der generell kritischen Situation im ganzen Kantonsgebiet war der kantonale Krisenstab im Einsatz.

Am Dienstag, den 23.2.99 wurde unser Büro durch den Krisenstab für eine erste Beurteilung der Situation vor Ort aufgeboten.

Anlässlich dieses ersten Augenscheins wurde folgende Situation angetroffen:

- Im Anrissgebiet zeigte sich ein neu entstandener Geländesprung von 5 bis 8 Meter Höhe.
- Der Wald im Anrissgebiet war um ca. 15 bis 20 Meter gegen talwärts gerutscht.
- Im mittleren Bereich flossen die Erdmassen über eine Geländekante (Liaskante). Dadurch entstand eine markante Zäsur in der Rutschmasse. Hier betrug die Verschiebungen bis zu 50 Meter.
- Im unteren Abschnitt wurde der Panoramaweg ca. 15 Meter gegen talwärts verschoben zusammen mit den Abhagungen, Brunnen usw.
- Im Gelände zeichnete sich die seitliche Begrenzung der Rutschmasse durch Überschiebungen und Materialanhäufungen ab. Das Wasser staute sich.
- Im Bereich der Kantonsstrasse begannen sich die Erdmassen bereits auf die Strassenfahrbahn zu schieben.

Mit diesen ersten Eindrücken führten wir gleichentags eine Lagebeurteilung der Situation durch und nahmen die Arbeit zur Einleitung der Sofortmassnahmen und die Mitarbeit im Gemeindeführungsstab auf.

2. Lagebeurteilung vom 23. Februar 1999

Wir hatten das Glück, dass vom Rutschgebiet Luftbilder vorhanden sind, welche das Gebiet vor der Rutschung zeigen.

Nach dem Rutschereignis wurden das Gebiet nochmals überflogen und fotografiert. Wir verfügen somit über Luftbilder, welche das Gebiet vor und nach dem Ereignis zeigen.

Aufgrund der Schilderungen von Augenzeugen zeichnete sich der Rutsch im Verlaufe des Sonntags, 21.2.99 ab. Das Abgleiten der Erdmassen oberhalb der Starkstromleitung der ATEL fand in einem relativ kurzen Zeitraum statt. Aufmerksam auf die grossen Erdbewegungen am Waldrand im Bereich von Matt wurden Gemeindebewohner erst, als die ersten Bäume mit der ATEL-Leitung in Berührung kamen und es in der Folge zu einem enormen Funkenwurf kam.

Die Rutschung entwickelte sich gegen talwärts und erfasste so im Verlaufe der Zeit eine Fläche von ca. 5 Hektaren. Das Rutschvolumen beträgt ca. 150'000 bis 200'000 m³ Erdmaterial. Der Stirnwulst erreichte bald die Kantonsstrasse ohne diese aber wesentlich zu überfahren. Durch die Geländetopographie wurden die Erdmassen oberhalb der Kantonsstrasse gegen Westen abgelenkt. Die Gefahr einer Bachaufstauung durch Rutschmaterial war nicht unmittelbar akut, konnte aber beim Anhalten der Bewegungen nicht ausgeschlossen werden.

Aufgrund der Begehung, des geschilderten Verlaufs der Rutschung, der Topographie sowie der Lage der vorhandenen Gewässer beurteilten wir die Situation wie folgt:

1. Die Kantonsstrasse ist bereits von den Erdmassen erreicht und kann jederzeit von diesen ganz überfahren werden.

2. Die Rutschmasse entwässert sich zur Zeit nicht, obwohl enorme Wassermassen in diese hineinfließen.
3. Falls die Erdmassen die Kantonsstrasse überfahren werden, werden sie den nahen, Hochwasser führenden Bach sehr rasch erreichen und dort die Wassermassen aufstauen.
4. Der Hochspannungsmast westlich der Rutschung ist gegenwärtig noch nicht bedroht.
5. Das Anrissgebiet der Rutschung kann sich, wegen der nun fehlenden Fussstützung jederzeit weiter gegen Süden, d.h. hangaufwärts ausdehnen.

3. Welche Bedrohungen liessen sich aus dieser Lagebeurteilung ableiten

3.1 Überfahren der Kantonsstrasse Wintersingen – Rickenbach

Die Rutschmasse bewegte sich ab der Anrisskante in der Falllinie hangabwärts direkt auf die kantonale Verbindungsstrasse Wintersingen - Rickenbach zu.

Die Gefahr einer Verschüttung der Kantonsstrasse war sehr akut. Die Stirne der Rutschmasse stand über eine Länge von ca. 60 Meter direkt am bergseitigen Strassenrand. Lokal musste Material weggeführt werden.

Dank der günstigen Topographie wich die Rutschmasse aber oberhalb der Strasse gegen Westen aus und fand dort einen relativ grossen Stauraum.

3.2 Hochspannungsleitung der ATEL, Mast 50

Die Hochspannungsleitung der ATEL quert das Rutschgebiet im oberen Drittel. Die Leitung wird durch den Mast Nr. 50, westlich der Rutschung gelegen, gehalten.

Am 23. Februar 1999 war es unklar, ob der Mast Nr. 50 ebenfalls von den Bewegungen erfasst worden war. In der Folge zeigte sich aber, dass er ruhig war.

3.3 Dorfkern von Wintersingen

Wie bereits eingangs erwähnt, waren zu Beginn des Ereignisses keine Wasseraustritte an der Front der Rutschmasse zu beobachten, obwohl viel Wasser von bergseits in den Rutsch floss.

Es bestand in der Anfangsphase die Gefahr, dass Teile der Rutschmasse als Murgang plötzlich mit einer grösseren Geschwindigkeit Richtung talwärts abgleiten und so das Bachtobel verschütten könnten. Das Bachwasser hätte die Erdmassen zusätzlich durchnässt, so dass der Murgang innert Kürze das Dorf hätte erreichen können.

3.4 Beantragte Sofortmassnahmen

1. Bereitstellen von schwerem Räumgerät auf der Rickenbacherhöhe
2. Bereitstellen von Röhren $d = 300\text{mm}$, um bei der Gefahr eines Bachaufstaus diesen umleiten zu können
3. Überwachung des Mastes und von weiteren ausgewählten Geländepunkte mit vermessungstechnischen Mitteln
4. Beurteilung, welche Dorfteile von Wintersingen bei einem allfälligen Murgang gefährdet wären und Vorbereitung deren Evakuierung
5. Sofortiges Entwässern der Rutschmasse mit allen zur Verfügung stehenden Mitteln
6. Aufgebot des eigenen Zivilschutzes zur Unterstützung der Feuerwehr

4. Geologische Verhältnisse

Das Gebiet Matt war schon immer ein Rutschgebiet. So fanden wir bei der Freilegung der Kantonsstrasse einen alten Stamm eines Kirschbaumes. Die Altersdatierung an der Uni Bern ergab, dass der Baum ungefähr im Jahr 1656 (+/- 9 Jahre) entwurzelt worden ist. Es gab also bereits in diesem Jahr eine sehr grosse Rutschung am gleichen Ort. Die alten Anrisskanten im Waldgelände können übrigens heute noch beobachtet werden.

Das Rutschgebiet liegt im Tafeljura am Nordhang des Chienberges. Die Schichten des Felsuntergrundes liegen flach gelagert. Die Schichtfolge umfasst im Rutschgebiet den Keuper im untersten Abschnitt, den Lias mit der markanten Geländekante im mittleren Abschnitt sowie den Opalinuston im Waldbereich. Der ATEL-Mast steht auf Lias-Kalken. Oberhalb vom Anrissgebiet sind der Untere Dogger, sowie die Kalke des Hauptrogensteins vorhanden.

Über dem Felsuntergrund hat sich durch Verwitterung, vor allem in den Eiszeiten, eine mehrere Meter mächtige Lockergesteinsschicht gebildet (Gehängelehm, Gehängeschutt). In der Geländemulde, in welcher sich der Rutsch ereignet hat, liegt die Mächtigkeit der Lockergesteinsschicht bei ca. 1.5 bis rund 5 m, wobei die tieferen

Werte für das talwärtige Rutschgebiet und der hohe Wert für die zentralen Bereiche ca. auf Höhe des ATEL-Masts gelten. Im Anrissgebiet dürfte die Mächtigkeit des Lockergesteins ca. 2 m betragen. Es ist im wesentlichen die Lockergesteinsschicht (Gehängeschutt und Gehängelehm), welche über vorwiegend tonigem Felsuntergrund abgeglitten ist.

Der Opalinuston besteht im frischen Zustand aus einem grauen, mergeligen Ton, welcher in trockenem Zustand fest ist. Der Opalinuston weist meist eine 1-3 m mächtige Verwitterungsschicht auf. An der Felsoberfläche bildet sich bei Wasserzutritt ein Rutschhorizont aus.

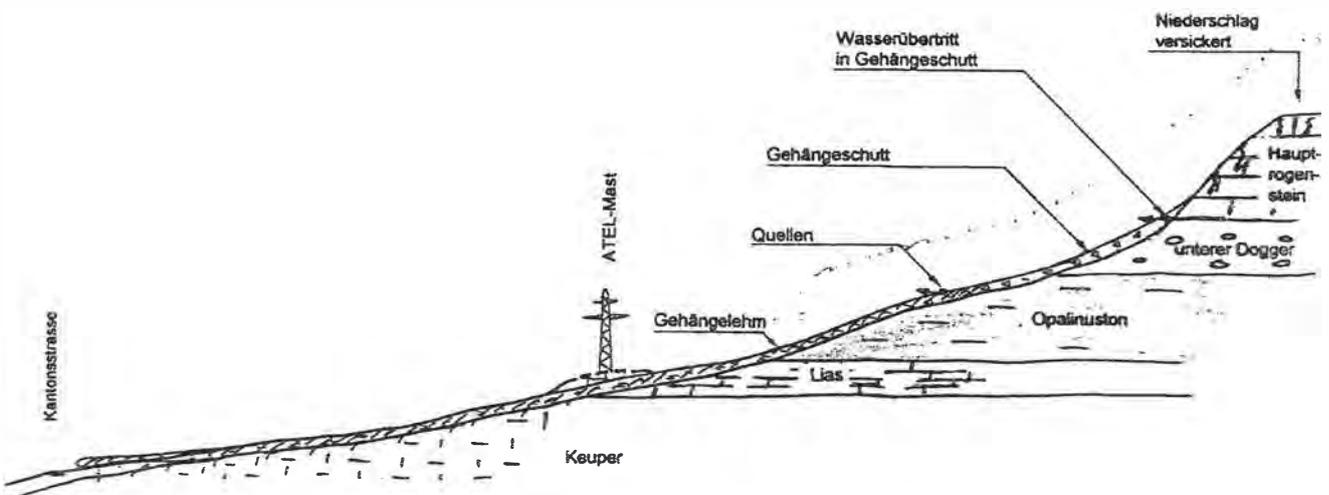
Der Untere Dogger (Passwang-Formation und Rothenflussschichten) liegt oberhalb des Rutsches. Er besteht aus tonigem Mergel, in den im Wechsel Kalkbänke eingeschaltet sind. Der Untere Dogger ist rund 65 m mächtig.

Der Hauptrogenstein besteht aus gut gebankten Kalken. Er ist rund ca. 90 m mächtig und in der Sissacher Fluh gut aufgeschlossen. Er bildet die Kuppe des Chienberges. Die Kalke sind klüftig.

Hydrogeologisch kann der Felsuntergrund wie folgt beurteilt werden:

Die Bauern hatten schon früh erkannt, dass mit geeigneten Drainagemassnahmen das Gelände wirksam stabilisiert werden kann. Das alte Drainagenetz, welches teilweise mit der erst vor wenigen Jahren durchgeführten Melioration noch ergänzt worden ist, wurde durch die Rutschbewegungen zerstört.

In der Kuppe des Chienberges sickern Schmelzwasser und Regenwasser infolge Fehlens einer Deckschicht ungehindert in die Kalke des Hauptrogensteins ein. Die Kalke stellen einen guten Wasserleiter dar. Einsickerndes Wasser wird über dem Unteren Dogger gestaut und tritt an dieser Schichtgrenze in zahlreichen Quellen im Bereich Chienberg aus oder sickert im kiesig-steinigen Gehängeschutt, gestaut über tonig-mergeligen Gesteinen talwärts ab. In Muldengebieten kommt es zu einer konzentrierten Bewässerung des Gehängelehms und der stauenden Felsunterlage. Zu diesem Wasser von bergwärts kommt das in grossen Mengen lokal einsickernde Meteorwasser, welches ebenfalls sich auf der stauenden Felsunterlage sammelt. Wasseraustritte erfolgen auch aus den Lias-Schichten. Das Wasser wird dort über dem Keuper gestaut.



5. Geotechnische Interpretation des Rutschereignisses

5.1 Rutschauslösende Faktoren

- Die Rinne im Gebiet Matt, in welcher sich die Rutschung eingestellt hat, wird bereits auf alten geologischen Karten als Rutschgebiet bezeichnet. Die geologische Voraussetzung war eindeutig gegeben. Zudem stellten sich bereits früher im Waldrandbereich erste Rutschungen ein.

- Die Niederschläge im Monat Februar waren extrem hoch. Sie erreichten 270% des Normalwertes. Am 19.2.99 fielen 39mm Regen. Zusammen mit der Schneeschmelze kam es im Boden zu einer Sättigung, welche das Erdreich nicht mehr aufnehmen konnte. Der Boden begann zu fließen.

5.2 Rutschmechanismus

Die Augenzeugenberichte der ersten Rutschphase belegen, dass der Ursprung der Bewegungen im Bereich des Waldrandes lagen. Dort lösten sich die ersten Erdmassen und belasteten das untenliegende Weidland. Durch die zusätzliche Belastung wurde die Scherfestigkeit in diesem Bereich überschritten. Es stellte sich ein progressiv von oben nach unten verlaufender Rutsch ein.

Auf der Höhe des ATEL-Mastes wurde das Erdmaterial über die Lias-Kante hinausgeschoben und führte dort zu einer Steilstufe in der Rutschung.

Die unterhalb dieser Kante anstehenden Bunten Mergel begannen durch die zusätzliche Belastung und Bewässerung ebenfalls nach talwärts zu rutschen. Die ganze Lockergesteinsschicht bewegte sich als Paket.

5.3 Bewegungsverhalten

Oberster Abschnitt

Dieser Abschnitt weist zwischen dem 25.2.1999 und Ende März 1999 eine geringe horizontale Verschiebung von nur gerade ca. 28 cm auf. Das Hauptereignis stellt sich erst nach den intensiven Niederschlägen über die Auffahrtstage ein. Innert weniger Tage verschiebt sich die ganze Masse um ca. 2.8m. Die von uns prognostizierten Erdverschiebungen in diesem Abschnitt hatten somit begonnen.

Mittlerer Abschnitt

Dieser Abschnitt weist über die ganze Beobachtungsdauer relativ geringe Bewegungen auf. Es macht den Anschein, dass sich die Erdmassen über der Lias-Kante leicht stauen und von dort nur langsam über die Kante geschoben werden.

Unterer Abschnitt

Dieser Abschnitt war ab Überwachungsbeginn voll aktiv, hat sich dann aber innert weniger Tage stabilisiert. Seit Anfang März 1999 ist dieser Punkt beinahe ruhig.

Es kann festgehalten werden, dass die Erdbewegungen relativ rasch eingetreten sind. Der Verlauf der horizontalen Verschiebung der Punkte belegt, dass die Bewegungen aber auch wieder relativ rasch abnehmen, dies sobald die Erdmassen ein neues Gleichgewicht gefunden haben und die Wasserzuflüsse abnehmen.

Die Grösse der totalen Verschiebungen, welche der Erdrutsch verursacht hat, kann anhand der beiden Flugaufnahmen vor und nach dem Rutschereignis abgeschätzt werden. Auf den Flugaufnahmen stellen einzelne Kirschbäume eigentliche Zeiger dar.

Die Auswertung der Verschiebungen ergab, dass sich der Waldrand ca. 20 Meter gegen talwärts bewegt hat. Der mittlere Abschnitt weist Verschiebungen von ca. 50 Meter auf, während der untere Abschnitt sich bis zu 15 Meter verschoben hat.

Es muss davon ausgegangen werden, dass im obersten Abschnitt die Bewegungen noch anhalten werden. Solange die Erdverschiebungen in diesem obersten Abschnitt nicht zu einer erneuten zusätzlichen Belastung des mittleren und unteren Abschnittes führen, werden im unteren Bereich die Bewegungen weiterhin abnehmen.

6. Ergriffene Sofortmassnahmen

6.1 Sperrung der Kantonsstrasse Wintersingen - Rickenbach

Die Kantonsstrasse wurde wegen der Gefahr einer Verschüttung ab Montag, den 22.2.99 für jeglichen Verkehr geschlossen.

Während den Sanierungsarbeiten blieb die Strasse gesperrt.

6.2 Hochspannungsleitung der ATEL, Mast 50

Eine umgehend eingeleitete Überwachung mit einem Nivellement, sowie die geologische Beurteilung des Standortes zeigten bald, dass eine unmittelbare Gefährdung nicht vorlag.

Der Mast wurde über einen Monat periodisch kontrolliert. Es konnten keine Deformationen festgestellt werden.

6.3 Verhinderung einer Bachaufstauung

Das Szenario „Bachaufstauung“ war für die Gemeinde Wintersingen die grösste Bedrohung. Aus diesem Grunde wurden einerseits technische Lösungen gesucht, um ein solches Ereignis zu verhindern und andererseits wurden Massnahmen vorbereitet um die Bevölkerung rechtzeitig warnen und allenfalls evakuieren zu können. Nach dem Abwägen verschiedener technischer Massnahmen wurde beschossen, PVC-Rohre $d = 300\text{mm}$ auf den Platz zu führen, um bei einer Verschüttung des Baches diesen mit den vorhandenen Rohren sofort umleiten zu können.

6.4 Überwachung des Bewegungsverhaltens der Rutschung

Das Bewegungsverhalten der Rutschmasse wurde ab dem 25.2.99 geodätisch überwacht. In der Falllinie der Rutschung wurden Vermessungspunkte gesetzt. Diese Punkte wurden zuerst halbtäglich oder täglich und später in einem grösseren Zeitabstand vermessen.

Es zeigte sich sehr bald, dass die Bewegungen rasch abnahmen.

Diese Art von Überwachung war im vorliegenden Fall sehr effizient und hat rasch zu eindeutigen Aussagen über das Bewegungsverhalten geführt.

6.5 Entwässerung der Rutschung

Die wirksamste Massnahme zur Stabilisierung der Rutschmasse ist immer die Entwässerung derselben.

Aus diesem Grunde wurde auf diesen Aspekt von Beginn weg grosses Gewicht gelegt. Es war oberstes Ziel, die als Sofortmasse ausgeführten Drainagen später in die definitive Entwässerung des Hanges miteinbeziehen zu können.

Unterhalb des Anrissgebietes auf der Höhe des abgerutschten, unteren Waldweges wurde hangparallel zusätzlich eine Querdrainage eingebracht. Diese Arbeiten waren wegen der enormen Durchnässung sehr aufwendig.

6.6 Vorkehrungen der Gemeinde für den Fall eines Murganges

Die Gemeinde informierte die Dorfbevölkerung mit einem Flugblatt über die aktuelle Situation.

Die Alarmierung der Dorfbevölkerung bei der drohenden Gefahr eines Murganges wurde ebenfalls vorbereitet.

Die Bewohner von Liegenschaften, welche im direkten Einflussbereich eines allfälligen Murganges lagen, wurden vom Gemeindepräsident persönlich informiert und über eine mögliche Evakuierung aufgeklärt.

Die getroffenen Sofortmassnahmen zeigten Wirkung. Die Rutschmassen stabilisierten sich nachweislich. Die Dorfbevölkerung musste nicht evakuiert werden.

7. Ausarbeiten des Folgeprojektes 2000

Der Gemeinderat Wintersingen hat im Jahr 2000 beschlossen, die Sanierung der Rutschung Matt auszuführen. Die ganze Sanierung wurde als Melioration (Bodenverbesserung) umgesetzt. Die Projektleitung wurde der Fachstelle Melioration des Vermessungs- und Meliorationsamtes Basel-Landschaft übertragen.

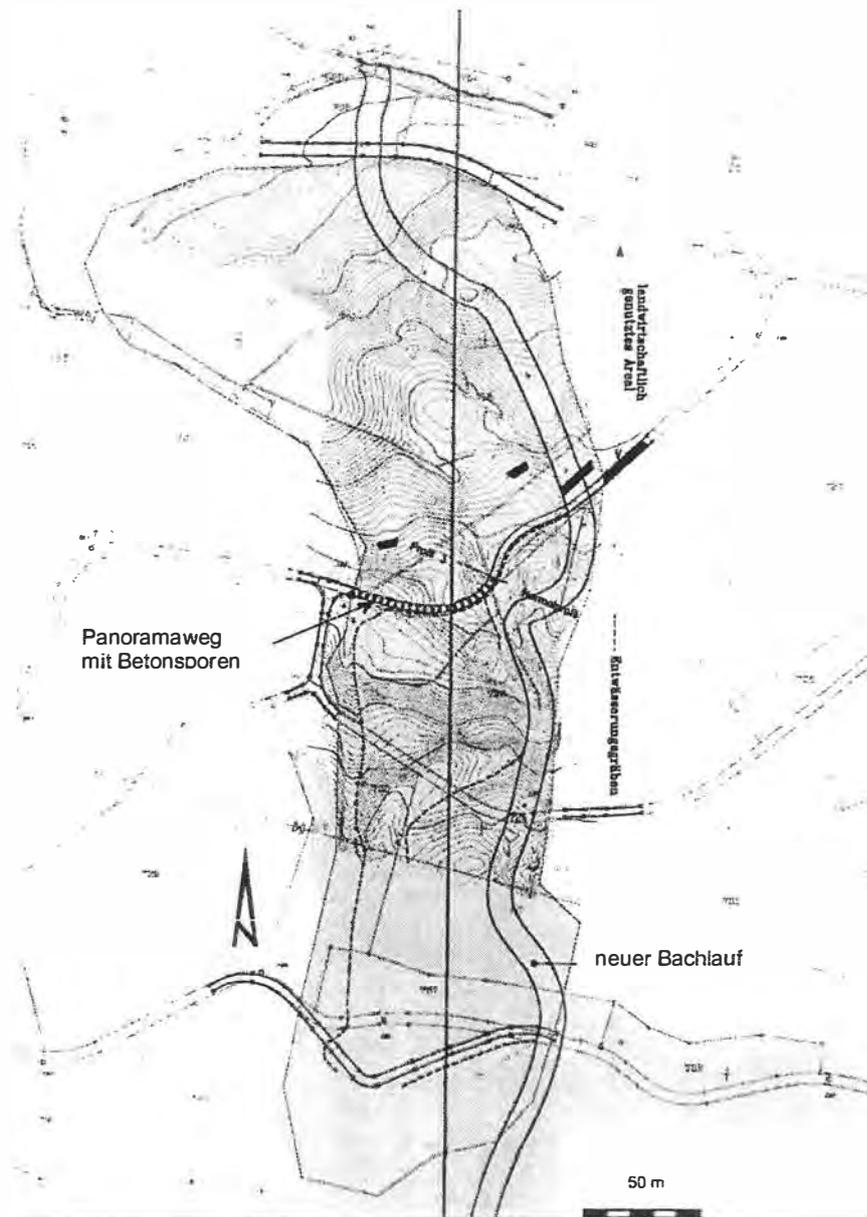
Pfirter, Nyfeler und Partner AG war zuständig für die Planung und Projektierung der technischen Massnahmen sowie deren Umsetzung.

7.1 Grundsätzliches Konzept

Nach diversen Besprechungen mit dem Gemeinderat sowie mit den betroffenen Eigentümern wurde folgendes Konzept ausgearbeitet:

- Das Rutschgebiet zwischen Panoramaweg und der Kantonsstrasse wird der landwirtschaftlichen Nutzung (Weideland und Heuwiese) wieder zugeführt. Dazu werden gewisse Planierungsarbeiten nötig.
- Der Panoramaweg wird wieder hergestellt, und die neue Linienführung dem heutigen Geländeverlauf angepasst. Wir legen Wert darauf, dass keine zusätzlichen Lasten ins Gelände gebracht worden sind. Der Weg wird mit Mergel ausgeführt, damit allfällige weitere Bewegungen nicht umgehend zu Schäden führen werden.
- Zur Sicherung des Strassentrasses und des unterliegenden Kulturlandes werden Betonsporen unter dem westlichen Wegabschnitt des neuen Panoramaweges ausgeführt (Vernagelung).

- Das Areal zwischen Panoramaweg und der ehemaligen Waldlinie soll als Naturschutzgebiet ausgeschieden werden. In diesem Bereich werden nur die notwendigsten Entwässerungsmassnahmen ausgeführt. Eine Aufwertung des Gebietes mit zusätzlichen Massnahmen ist geplant.
- Das Waldgebiet wird vom Forst soweit als möglich bewirtschaftet. Es muss aber beachtet werden, dass das oberste Gebiet der Rutschung Matt immer noch in Bewegung ist. Die Waldwege können deshalb nur bedingt befahren und müssen laufend unterhalten werden.
- Das Beizugsgebiet der Rutschung Matt, welches ca. fünf Hektaren Wiesland, 2.5 ha Waid und 0.5 ha Strassenflächen umfasst, soll mit einem neu anzulegenden Bachlauf (Hauptvorfluter) möglichst gut entwässert werden. Ein ebenfalls neu zu erstellendes Grabensystem in der Rutschmasse wird zusätzlich Wasser aus dem Rutschgebiet zum Bachlauf führen. Dazu gehört bergseits des Panoramaweges der Bau einer Holzrinne.



8. Ausführung der Sanierungsmassnahmen 2001

Die Sanierungsmassnahmen wurden wie folgt zeitlich gestaffelt:

1. Bau der Betonsporen unter dem Panoramaweg und Neubau des Panoramaweges
2. Erstellen des neuen Bachlaufes
3. Anlegen zusätzlicher Gräben zur weiteren Entwässerung des Rutschgebietes
4. Planieren des Wieslandes zwischen Panoramaweg und Kantonsstrasse
5. Ökologische Aufwertung des neuen Naturschutzgebietes oberhalb vom Panoramaweg

Die Arbeiten konnten zügig ausgeführt werden. Für das Detailprojekt und die Ausführung des neuen Bachlaufes, welcher durch den Wasserbau des Kantons Basel-Landschaft bezahlt worden ist, war das Büro Nateco verantwortlich.

Pfirter, Nyfeler und Partner AG übernahm die Gesamtkoordination, die geotechnische Baubegleitung sowie die Bauleitung der Betonsporen und des Neubaus des Panoramaweges.

Die Ausführung der Betonsporen war problemlos. In den bis zu 6 Meter tiefen Schächten konnte in ca. 3 Meter Tiefe die Rutschfläche erkannt werden.

Ebenfalls hat sich der Mergelbelag und die Holzrinne bergseits der Strasse bei den jüngsten Niederschlagsereignissen bewährt.

Es zeigte sich und zeigt sich heute noch, dass immer wieder neue Wasseraufstösse beobachtet werden können. Diese müssen oberflächlich gefasst und dem neuen Bachlauf zugeführt werden.

Der Bau des neuen Bachlaufes ergab in der Steilstufe bei der Liaskante erwartungsgemäss Probleme. Das Gelände steigt dort sehr steil an und wurde über ein Jahr lang intensiv bewässert (Quellgebiet aus Lias). Die Rutschmasse war dementsprechend sehr nass und wenig stabil. Mittels vieler Blöcke wurde der Bachlauf gesichert. Trotzdem löste sich lokal eine Rutschmasse, welche langsam gegen talwärts kroch. Deshalb wurde der Bachlauf in diesem Bereich zusätzlich mit einem Holzrost gesichert.

9. Kosten

Die Gesamtsumme aller Massnahmen (Sofortmassnahmen bis Abschluss des Folgeprojektes) belaufen sich auf ca. 1,2 Mio Fr.

Sofortmassnahmen	Fr. 312'000.00
Neubau Bach	Fr. 388'000.00
Instandstellung Panoramaweg und Sporen	Fr. 130'000.00
Instandstellung Wiesland Drainagen usw.	Fr. 190'000.00
Projektierung, Bauleitung	Fr. 100'000.00
Diverses	Fr. 80'000.00
Totale Kosten	Fr. 1'200'000.00

10. Abschliessende Bemerkungen

Drei Jahre nach dem grossen Rutschereignis in Wintersingen können die Sanierungsarbeiten zur Stabilisierung der Rutschmasse und zur Erhöhung der Sicherheit für das Dorf Wintersingen abgeschlossen werden. Ein Restrisiko für das Dorf Wintersingen wird aber immer bestehen bleiben.

Insbesondere die Erdmassen im Anrissgebiet können bei einem nächsten starken Niederschlagsereignis wieder in Bewegung geraten und dadurch die weiter unten nun stabil liegenden Erdmassen erneut destabilisieren.

Wenn wir Spezialisten und dazu zähle ich grundsätzlich alle Ingenieure, Geotechniker und Geologen usw. in einem Führungsstab zur Bewältigung einer Krisensituation mitarbeiten, so wird von uns erwartet, dass wir eine detaillierte Lagebeurteilung in unserem Verantwortungsbereich durchführen und die sich daraus ergebenden Schlussfolgerungen präzise formulieren. Der Konjunktiv ist dabei verpönt. Die Verantwortlichen im Führungsstab erwarten klare Aussagen. Dieser Forderung nachzuleben ist nicht immer einfach.

Bei der Formulierung von baulichen Sofortmassnahmen ist es von grossem Vorteil, wenn man bereits eine Vision hat, wie die definitive Sanierung aussehen könnte. Die Sofortmassnahmen sind wenn immer möglich auf dieses definitive Gesamtkonzept auszurichten.

Rutschungen sind immer direkt mit Wasser im Boden in Verbindung zu bringen. Eine der wichtigsten Sofortmassnahme muss deshalb sein, das vorhandene Wasser umgehend aus der Rutschmasse wegzuführen.

Adresse des Verfassers

J. Nyfeler
Pfirter, Nyfeler + Partner AG
Langmattstrasse 14
Postfach
4132 MuttENZ

Tunnel du Raimeux

Conception et exécution

P. Kohler

Tunnel du Raimeux – Conception et exécution - Passage de la molasse

Pierre Kohler

1. Généralités

La section de la N16-Transjurane située entre Court au Sud et Roches au Nord, en passant par Moutier, comporte une série d'ouvrages d'art importants dont pas moins de quatre tunnels, soit le tunnel du Graitery, les tunnels de Moutier, puis le tunnel du Raimeux et le tunnel de la Roche-St-Jean.

Le tunnel du Raimeux avec ses 3 210 m de longueur est le plus long. Il est situé sur le tronçon compris entre la jonction Nord de Moutier et la demi-jonction de Choindez. Il permet ainsi, avec la traversée de la Combe Chopin et du tunnel de la Roche-St-Jean, le franchissement de la Cluse de Moutier en direction du canton du Jura. La conception de ce tronçon et de l'ensemble des trois parties d'ouvrages qui le composent est assurée par le même mandataire constitué par les bureaux GVH et BG. Sa réalisation, en cours depuis la fin de 1999, fait l'objet d'un seul lot de génie civil attribué au consortium GTR.



Cluse de Moutier

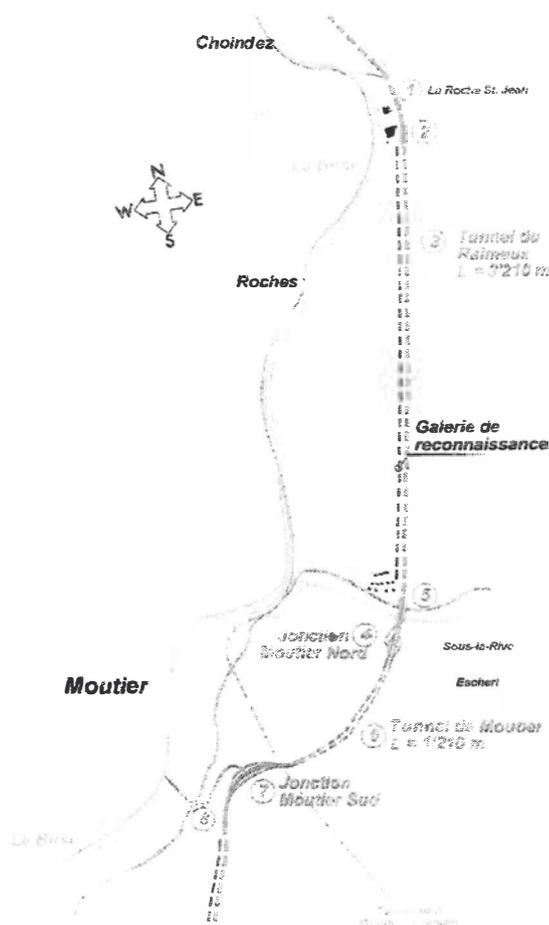
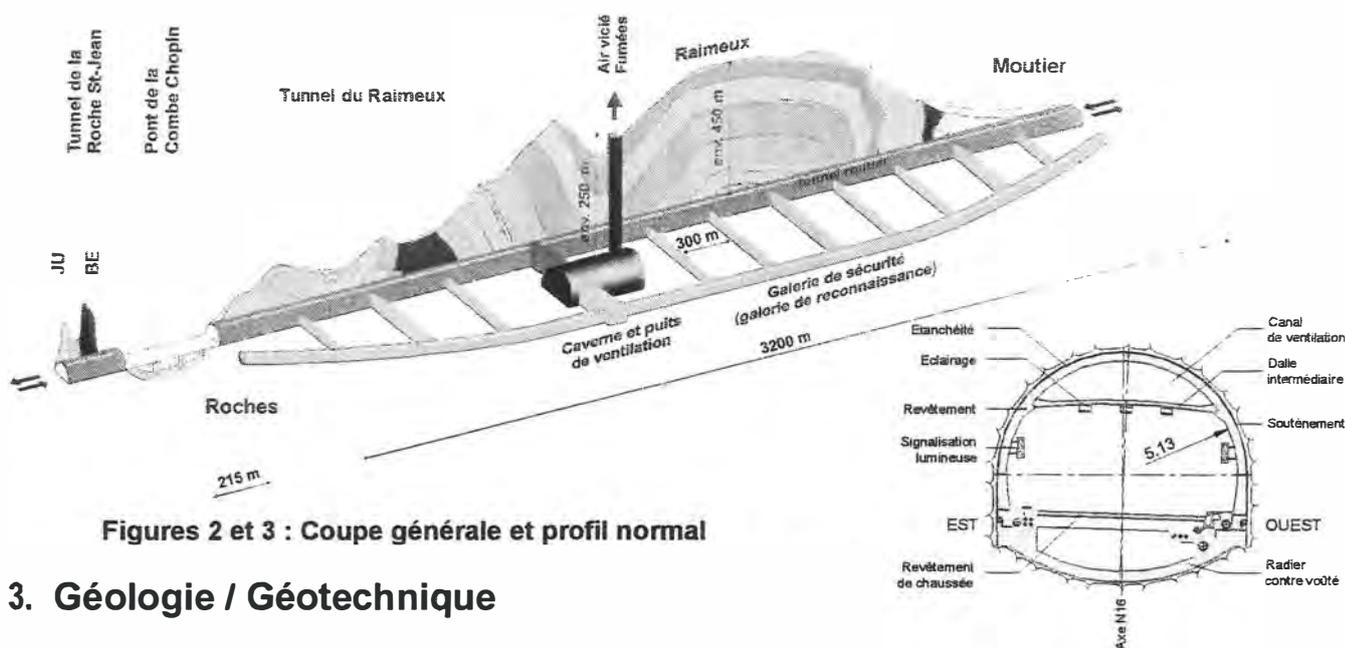


Figure 1 : Situation

2. Description générale de l'ouvrage

Le tunnel du Raimeux comporte, dans une première phase, un seul tube à deux voies de circulation bidirectionnelle. Sa conception générale tient compte de la réalisation différée d'un deuxième tube. En première phase, la sécurité des usagers est grandement augmentée par la présence, parallèlement au tunnel, de la galerie de reconnaissance réalisée préalablement et aménagée en galerie de secours. Des galeries transversales relient le tunnel et la galerie tous les 300 m, afin de permettre la fuite des usagers ou l'accès des

secours. Le système de ventilation est de type longitudinal avec aspiration localisée des fumées en cas d'incendie. Ainsi, une gaine d'aspiration des fumées est aménagée de manière continue au-dessus de l'espace de trafic par une dalle intermédiaire. L'air vicié et les fumées sont aspirés par des ventilateurs placés dans une caveme implantée en souterrain et évacués par l'intermédiaire d'un puits de ventilation. Le puits a une hauteur de 250 m pour un diamètre intérieur de 5 m. L'aménagement intérieur du profil normal du tunnel est commun à l'ensemble des formations traversées. Le tunnel est étanché et drainé, il comprend un anneau intérieur de revêtement en béton, avec radier contre-voûté dans les marnes et la molasse.



Figures 2 et 3 : Coupe générale et profil normal

3. Géologie / Géotechnique

3.1 Cadre général

Le tunnel recoupe le Mont Raimeux sur un tracé parallèle à la Cluse de Moutier. Son tracé est conditionné par la réalisation de la demi-jonction Choindez et par la limitation de la longueur de l'ouvrage, ce qui ne permettait pas d'envisager le passage en tunnel de la Combe Chopin. Le massif du Raimeux est composé de plusieurs plis synclinaux/anticlinaux entrecoupés de failles et de décrochements. Les formations rocheuses sont essentiellement celles des calcaires et des marnes du Dogger et du Malm. Cette alternance de marnes et de calcaires, ainsi que la présence, parallèlement au tracé, de l'exutoire naturel de la Cluse de Moutier, est particulièrement favorable au développement d'aquifères karstiques. Les nombreuses sources connues de la cluse en témoignent.

3.2 Galerie de reconnaissance

La reconnaissance préalable du massif a été menée par la réalisation d'une galerie parallèle au tunnel entre 1996 et 1997 sur l'intégralité du tracé. La galerie a été forée au tunnelier \varnothing 3,6 m en attaque montante depuis Roche jusqu'à la limite calcaire / molasse. La reconnaissance de la molasse alsacienne située au Sud s'est poursuivie en excavation traditionnelle.

Cette galerie a apporté des informations de première importance pour la conception du tunnel, dont entre autres :

- La localisation précise des différentes formations calcaires, marneuses et des discontinuités du massif. Cela a permis de situer au mieux les éléments d'ouvrages particuliers que sont les cavernes de ventilation, le puits ainsi que les garages et places de stationnement.
- Le comportement à court et moyen termes des formations marneuses et marno-calcaires. La réalisation d'un programme d'auscultation et d'essais in situ a permis de quantifier les principaux paramètres (déformabilité, résistance, gonflement, etc.) des formations. Les formations marneuses de l'Oxfordien et de l'Aalénien notamment, ont confirmé leur comportement gonflant et particulièrement sensible au

remaniement déjà qualifié sur le tunnel du Mont Terri par exemple [1]. Notons que ces formations sont recoupées jusqu'à trois fois sur la longueur de l'ouvrage.

- La confirmation du caractère karstique des formations calcaires de l'Hauptrogenstein et du Kimmeridgien. De très nombreux karsts actifs ont été recoupés, dont quatre, d'importance métrique, ont fait l'objet d'explorations par les spéléologues de Moutier (voir figure 4). Un karst colmaté d'argile a débouqué brutalement plusieurs fois dégageant une "cheminée" explorée sur 35 m de hauteur. Les karsts actifs en permanence ou temporairement présentent une grande variation de débit (facteur 10) sur des périodes de l'ordre de l'heure. Des débits unitaires de 4 000 à 9 000 l/min. en crue ne sont pas rares.

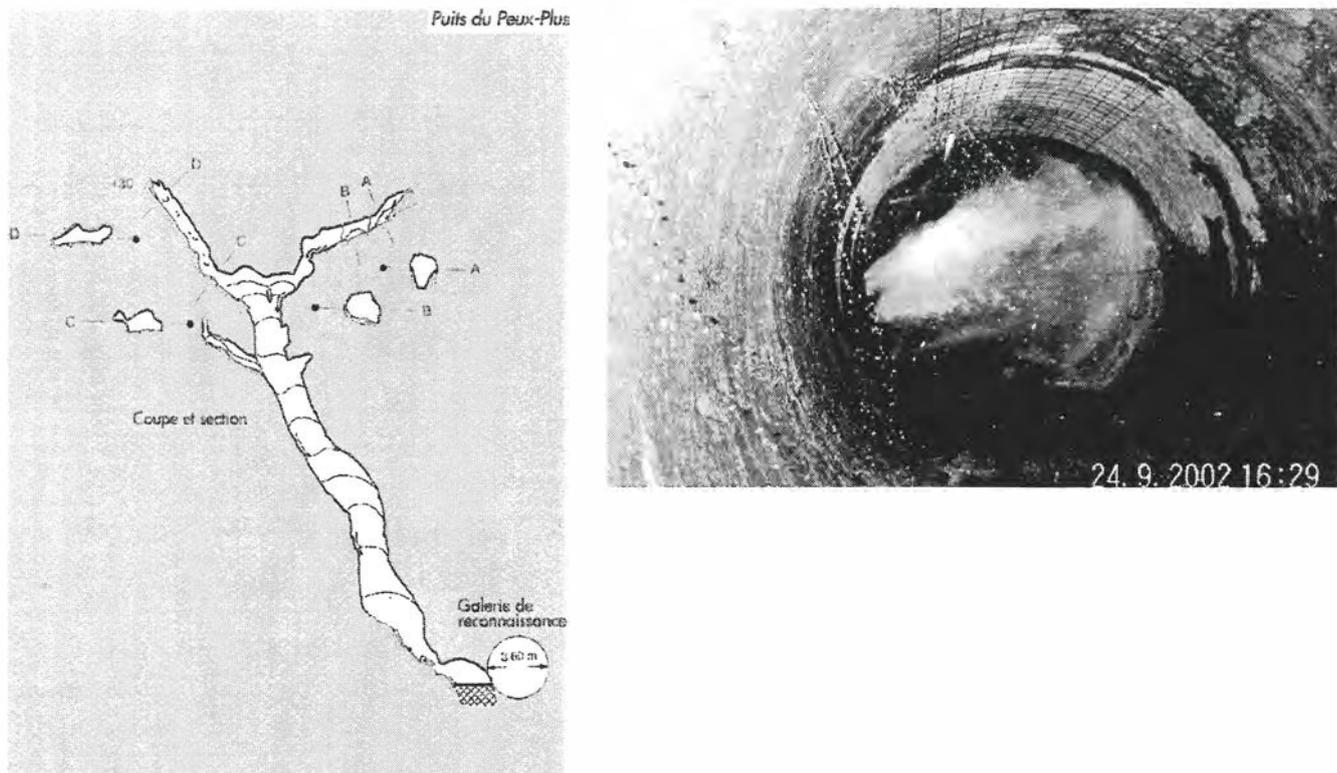


Figure 4 : Puits du Peux-Plus et karst actif

- La démonstration de la très grande variabilité et de la très mauvaise tenue de la molasse alsacienne au Sud. Dans la galerie de reconnaissance l'association de grès tendres et décimentés et de légères venues d'eau ont conduit à des éboulements en calotte créant du hors-profil de plus de 6 m et cela malgré un avancement mètre par mètre avec pose systématique de cintres et béton projeté. Cette formation est composée d'alternance de marnes très tendres à mi-dures, gonflantes et extrêmement sensibles à l'eau, et de grès de dureté très variable localement non cimentés. Cette molasse a un pendage subvertical favorisant la pénétration d'eau depuis la surface en suivant les interlits gréseux et créant une situation de surcharge au front d'attaque très défavorable à la tenue du souterrain.
- La confirmation de l'impossibilité de traverser la molasse alsacienne sans présoutènement de l'excavation, donc en particulier au tunnelier pleine section.
- la mise en évidence de la présence de plans de glissement profonds affectant la molasse et de la présence de masses glissées quaternaires en surface dans la zone du portail Sud du tunnel.

4. Planification générale des travaux

Globalement, le tracé de la N16 descend de Moutier en direction de Roche. Le profil en long du tunnel a été conçu en forme de toit avec une rampe de 0,5 % sur 500 m depuis Moutier puis une pente de 1,8 % en direction de Roche.

La planification générale des travaux comporte ainsi deux attaques indépendantes montantes soit, (voir figure 5) depuis Moutier pour la traversée de la molasse et depuis Roche pour les mames et les calcaires.

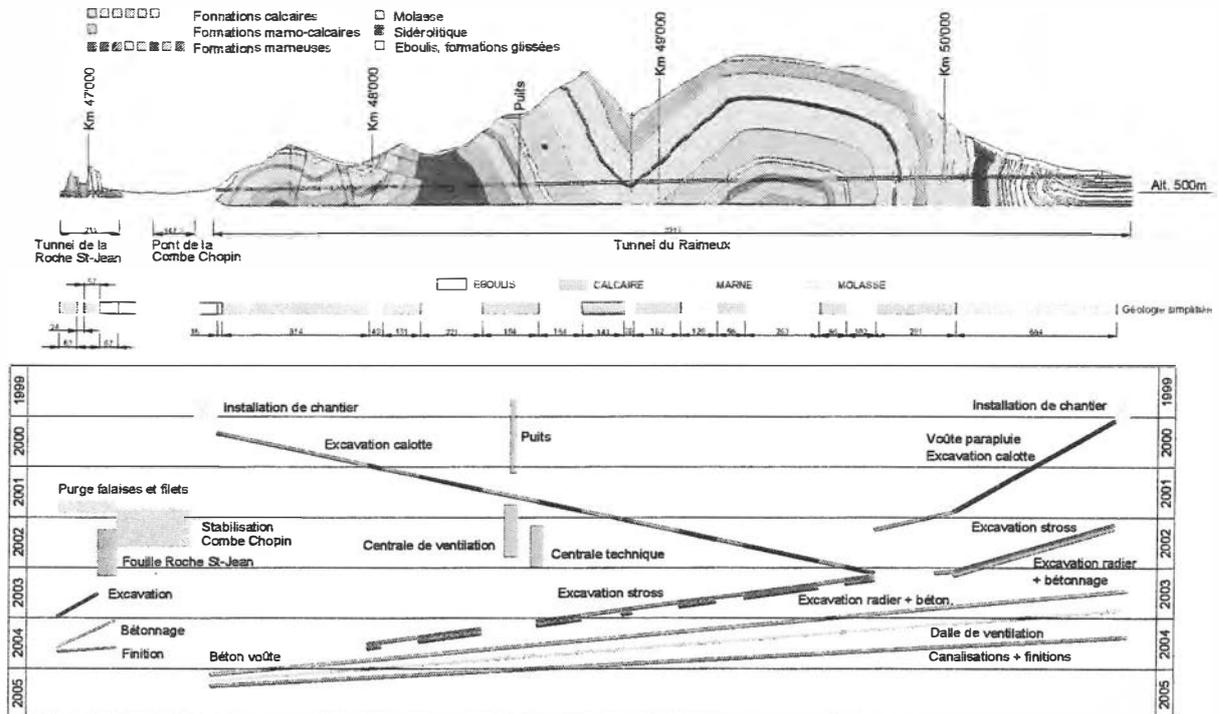


Figure 5 : Programme des travaux

La présence de la galerie de reconnaissance a été mise à profit pour :

- permettre la réalisation du puits de ventilation par alésage d'un pré-trou réalisé au raise-drill avec marinage par le bas;
- transférer par train de galerie les matériaux d'excavation calcaires de l'attaque Roche en direction du centre de traitement situé à Moutier;
- évacuer les venues d'eau captées dans les parties calcaires du tunnel sans transit par les tronçons marneux situés à l'aval par balancement en direction de la galerie.

L'attaque Roche prévoyait une excavation à l'explosif en calcaire et à la machine à attaques ponctuelles (TSM) dans les marnes en section divisée calotte/stross. Il était également prévu de réaliser une galerie pilote raccordée au puits de ventilation pour permettre l'aspiration des poussières de la TSM par l'avant. Cette solution qui plaçait le puits sur le chemin critique du programme n'a finalement pas été réalisée. L'entreprise a proposé et réalisé l'excavation des mames en calotte/stross à la TSM, mais avec une ventilation aspirante avec dépoussiérage placée au front d'attaque. Cette méthode a permis de respecter les conditions d'hygiène de l'air dans les nombreux, mais relativement courts, tronçons mameux.

5. Excavation dans la molasse

5.1 Méthode de creusement

La traversée des molasses alsaciennes sur 500 m côté Sud présente sans conteste une des difficultés majeures du projet. Les expériences précédentes des tunnels du Mt Terri, du Mt Russelin ou de la Rochette ont été prises en compte.

Les caractéristiques mécaniques de cette formation très hétérogène sont extrêmement variables en fonction de la part grès/marnes/argiles d'une part et très sensibles aux remaniements et aux venues d'eau d'autre part. Elle présente également un comportement différé, rhéologique, marqué (fluage, gonflement).

La nécessité d'une méthode d'excavation douce préservant la "roche", associée à un présoutènement à l'avancement pour assurer la stabilité du front s'est vite imposée. La méthode retenue comprend une excavation mécanisée soit à la pelle lourde soit au TSM en section divisée calotte, stross et radier contre-voûté.

Le soutènement de la calotte prévoit la réalisation d'une voûte parapluie composée de 22 à 33 tubes espacés de 45 à 55 cm d'une longueur totale de 14 m, pour des étapes de 11 m. Les tubes métalliques ont un diamètre de 159 mm pour 8 mm d'épaisseur de paroi. Ils sont scellés au mortier dans un forage réalisé selon le principe Odex. L'avancement est réalisé par étapes de 1 à 2 m avec pose immédiate de cintres lourds HEB 200 et bétonnage d'un anneau porteur en béton derrière un treillis de coffrage. La stabilité du front est assurée par béton projeté. L'avancement moyen obtenu de la calotte est ainsi d'environ 1,5 m/jour.

L'excavation du stross et du radier est faite après achèvement de la calotte. Le stross est excavé avec reprise en sous-œuvre alterné des piédroits gauche et droite. La reprise en sous-œuvre est réalisée par étapes de 2 à 3 m max. avec pose immédiate de cintres et bétonnage de la semelle et du piédroit. Le radier est ensuite excavé et bétonné entre les semelles. Les chantiers de terrassement des piédroits jusqu'au bétonnage du radier se suivent sur une distance de 60 m au maximum. Cela permet d'assurer la fermeture complète du profil dans les plus brefs délais.

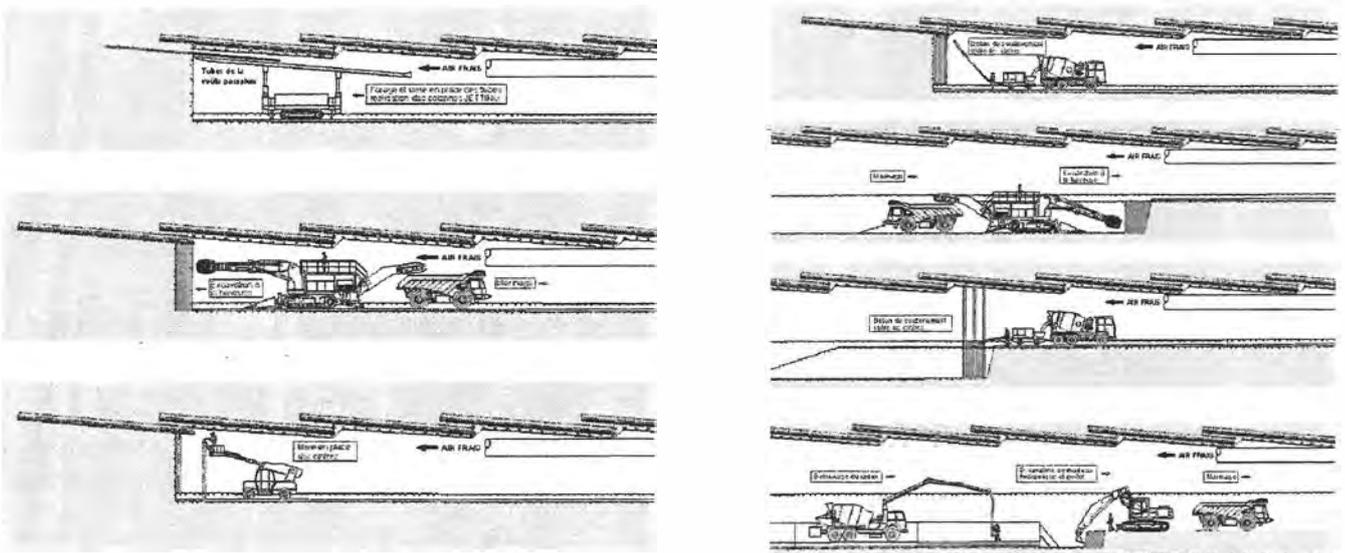


Figure 6 : Excavation de la molasse

5.2 Dimensionnement du soutènement tunnel

La stabilité de l'excavation et la définition des soutènements ont été appréciées par calcul aux éléments finis, à l'aide du programme très performant Z-Soil. Ce programme permet une excellente simulation 2D/3D du cycle complet d'excavation en section divisée avec pose progressive de soutènement (voir figure 7). Les calculs ont été réalisés avec une série de "jeux de paramètres géomécaniques" représentatifs de l'hétérogénéité de comportement de la molasse. Ces calculs ont montré la criticité de la stabilité de la phase "calotte" en terme de plastification des appuis de la voûte de soutènement (poinçonnement) liée au soulèvement du radier provisoire de la calotte. Cela nous a conduit de prévoir pour la réalisation :

- la possibilité de réaliser la fermeture complète du profil calotte par la pose d'étrésillons associée au bétonnage d'un radier complet avec l'avancement;
- la mise en place en arrière du front de micro-pieux pour renforcer l'appui de soutènement de la calotte lors de la reprise en sous-œuvre des piédroits;
- de prévoir la réalisation de forages de drainages longs depuis le front pour décharger la pression d'eau de compartiments aquifères subverticaux.

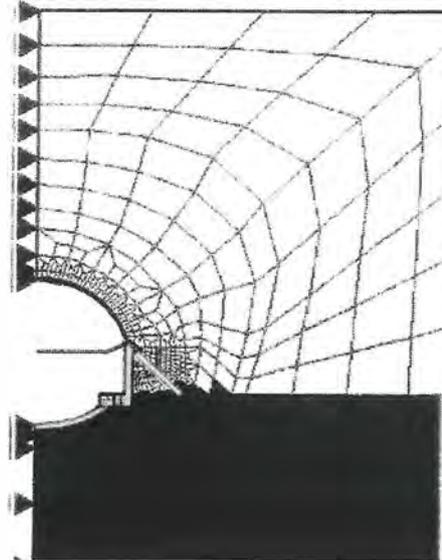


Figure 7 : Modèle EF

5.3 Instrumentation et tassements

L'excavation dans une formation aussi variable que la molasse nécessite la mise en place d'une surveillance planifiée et régulière de son comportement, tant sur le plan des convergences que des tassements. Un système de mesures de "cibles" fixées sur les cintres a été mis en place en collaboration avec le géomètre. Ce système présente la grand avantage de mesurer les déplacements absolus de l'ensemble des points en fonction de l'avancement du front et du temps. Ces mesures ont été réalisées dès les premières étapes de voûte parapluie et tout au long de l'attaque molasse. Les déplacements mesurés sont représentatifs de l'extrême variabilité de comportement du massif et varient de quelques millimètres à plus de 19 cm pour le tassement de la calotte. Ainsi, le passage de la calotte dans les premières étapes (1 à 6) dans une molasse gréseuse a conduit à des tassements de l'ordre du centimètre sans fermeture du profil en radier, alors que la même exécution a conduit à des tassements de 8 à 10 cm (max. 19 cm) dans les étapes (7 à 14) situées au passage du plan de glissement délimitant la molasse de la masse glissée de couverture (voir figure 8). Ces tassements sont principalement générés par l'éloignement du front jusqu'à une distance d'environ 30 à 40 m. La mise en place d'étrésillons et le bétonnage d'un radier provisoire fermant la section ont permis de stabiliser rapidement ces tassements. Enfin, la mise en place des micro-pieux a assuré la stabilité de l'appui à la reprise en sous-œuvre. Les cintres ont cependant été posés systématiquement avec un décalage de 20 cm vers le haut pour éviter les sous-profils. L'excavation sous voûte parapluie conduit à un profil conique par tronçons de 11 m. Après réalisation des piédroits et dans les quelques étapes ayant subi un fort tassement, cette sur-excavation a été comblée par bétonnage derrière un treillis de coffrage créant ainsi un renfort local du soutènement à bon compte.

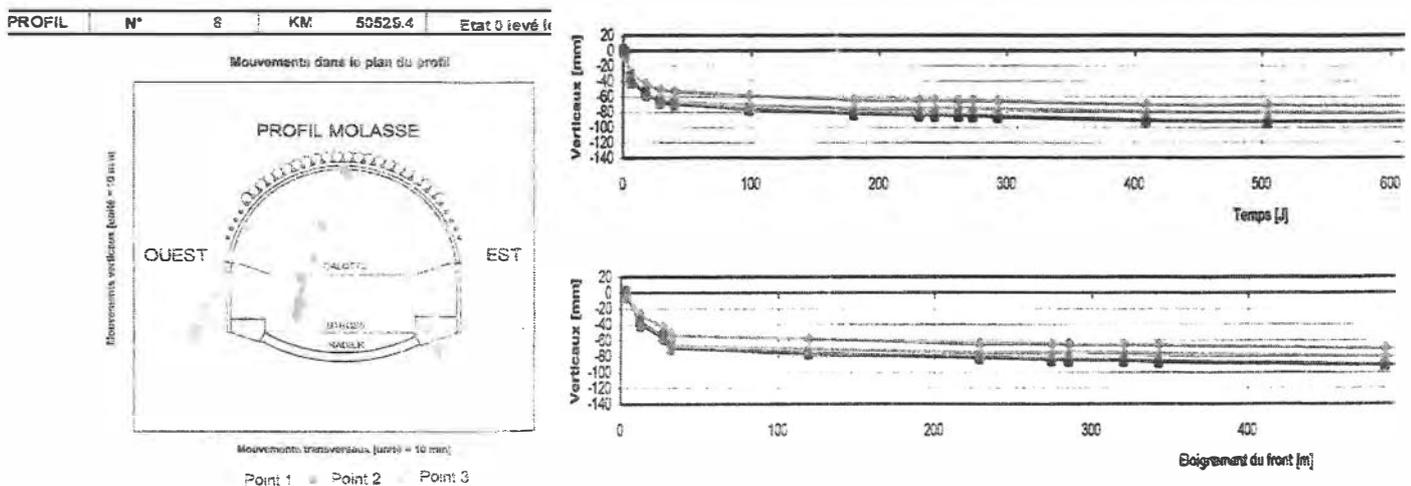


Figure 8 : Instrumentation

L'excavation du stross et du radier jusqu'à la fermeture complète du profil définitif a conduit à une augmentation des tassements d'au maximum quelques centimètres.

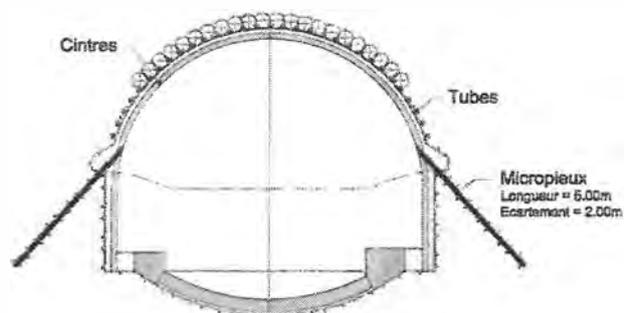


Figure 9 : Excavation radier molasse

5.4 Terrassement du portail Moutier

Le portail du tunnel à Moutier nécessite l'excavation d'une fouille provisoire d'une hauteur atteignant 15 m. Cette fouille est située à l'aval d'une "bosse" topographique significative de la présence de masses glissées recouvrant la molasse. Ces terrains glissés sont de natures variées et se présentent sous forme de grosses lentilles irrégulières. Il s'agit pour l'essentiel de marnes altérées et de limons argileux parcourus de passées de graviers. Ils sont affectés de divers plans de glissement anciens. Le soutènement de la paroi frontale de la fouille a été réalisé par 32 pieux forés \varnothing 100 cm non sécants, ancrés par des tirants actifs tendus à 600 ou 800 kN. Les parois latérales ont été soutenues par clouage associé à des plaques ancrées. Les préterrassements talutés ont été affectés de plusieurs instabilités par réactivation d'anciens plans de glissement. Les talus définitifs inférieurs à 7 m de hauteur bordant l'autoroute ont dû être couchés à 1:2.5 et assainis par des tranchées drainantes transversales. Le suivi des déplacements par inclinomètres a montré que ces moyens lourds étaient nécessaires et juste suffisants pour assurer la stabilité des excavations.



Figure 10 : Photos de l'excavation du portail de Moutier

6. Conclusion

Le tunnel du Raimeux, avec ses 3 200 m de longueur, traverse l'ensemble des formations géologiques caractéristiques du Jura. Il donne un excellent aperçu de l'ensemble des problèmes géotechniques et hydrogéologiques propres à cette région.

Ainsi, la conception de l'ouvrage et la planification de sa réalisation a dû intégrer les principales difficultés que sont :

- la présence de karsts actifs et de venues d'eaux très importantes;
- la traversée à multiples reprises des formations marneuses connues pour leur comportement gonflant;
- la traversée de la molasse, formation particulièrement hétérogène dans son comportement et affectée de plans de glissement pré-existants particulièrement préjudiciables à la stabilité d'excavation aussi bien en fouille qu'en souterrain.

Ces contraintes conduisent à projeter et à prévoir l'utilisation de moyens et de méthodes d'exécution spécifiques à chaque situation, comme l'explosif ou la machine à attaque ponctuelle, mais adaptables rapidement aux réalités rencontrées au front d'attaque, comme le présoutènement avec voûte parapluie ou la fermeture rapide du profil. A ce titre, l'anticipation des actions par la connaissance de l'évolution possible des conditions géologiques est fondamentale.

Références

- [1] "Dimensionnement d'un tunnel basé sur l'auscultation de la galerie de reconnaissance" P. Kohler, BG Ing.-cons. SA, documentation D0701 SIA Formation Continue Universitaire.

Intervenants Tunnel du Raimeux

Maître de l'Ouvrage et Direction des Travaux :	Service des Ponts et Chaussées du Canton de Berne
Auteur du projet :	Groupement d'ingénieurs GVH-BG GVH Tramelan SA BG Ingénieurs-conseils SA (pilote)
Géologue :	MFR Géologie-Géotechnique
Géomètre :	Bureau J.-D. Waelti, Moutier
Entrepreneur :	GTR – Groupement Tunnel du Raimeux Marti AG Parietti & Gindrat SA Pro Route SA Georges Chételat SA
Auteur :	Pierre Kohler Ingénieur civil dipl. EPFL - SIA BG Ingénieurs-conseils SA

N16 – Traversée de la Combe Chopin

Conditions géologiques

Dr. A. Bapst

N16 / TRAVERSEE DE LA COMBE - CHOPIN

(Autoroute Delémont – Moutier, canton de Berne)

CONDITIONS GEOLOGIQUES ET INSTABILITES

1. CONTEXTE GEOLOGIQUE GENERAL

1.1 Géologie régionale, de la Roche St-Jean (Jura / Nord) au Raimeux (Berne / Sud)

La Combe Chopin s'inscrit dans le contexte structural tourmenté du Jura, caractérisé par le plissement de couches calcaires alternant avec des couches marneuses. Dans l'axe Nord-Sud, le déroulement des anticlinaux et des synclinaux est également perturbé par des chevauchements, des failles et des plis secondaires (figure 1). Du point de vue lithologique, on relève la succession simplifiée des couches géologiques suivantes, des plus récentes aux plus anciennes:

- **Quaternaire:** éboulis de pente et mélanges divers de matériaux calcaires éboulés avec des marnes glissées,
- **Tertiaire:** marnes, grès, argilites et calcaires divers (Oligocène et Eocène),
- **«Malm»:** grande série de calcaires massifs, avec petites intercalations marno-calcaires, très rarement marneuses (Kimméridgien, Séquanien et Rauracien),
- **Oxfordien:** marnes et argilites
- **«Dogger»:** grande série de calcaires massifs, avec petites intercalations marno-calcaires et parfois marneuses (Callovien, Bathonien, Bajocien et Dogger inférieur),
- **Aalénien:** marnes et argilites

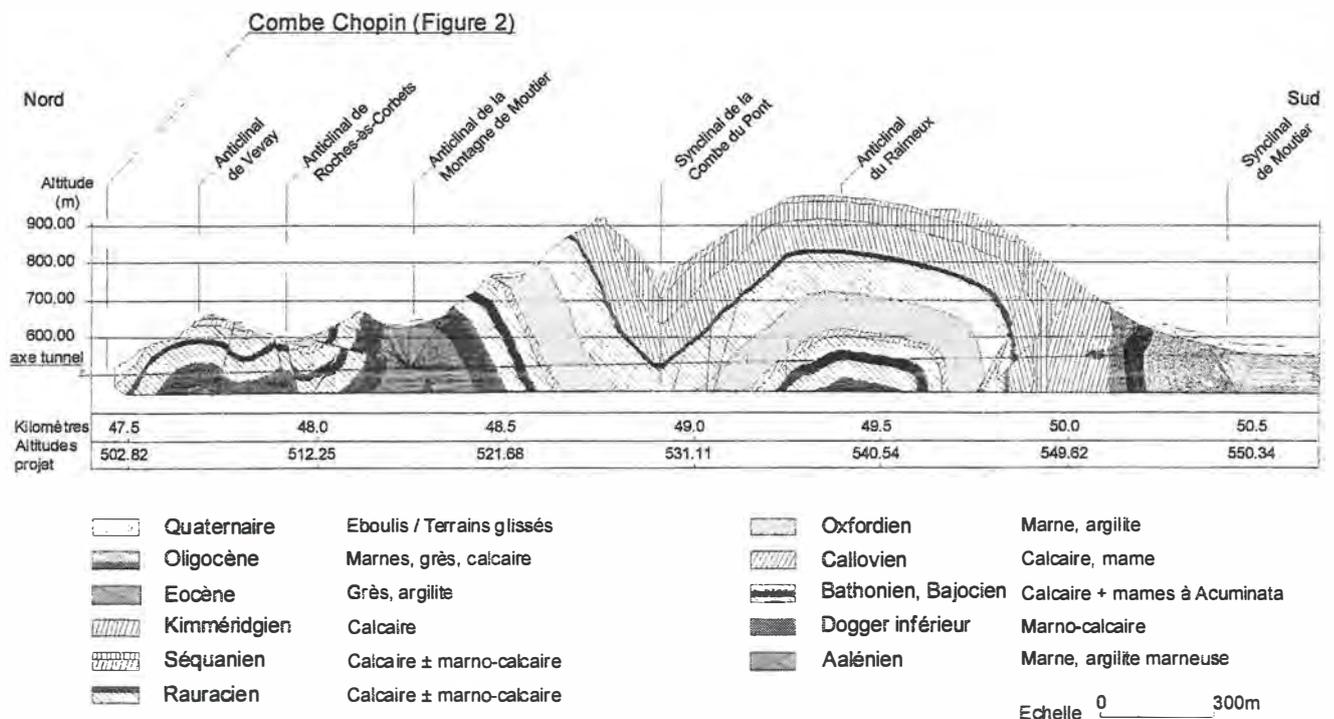


FIGURE 1: PROFIL GEOLOGIQUE REGIONAL EN LONG

1.2 Stratigraphie locale

Dans la combe Chopin proprement dite, entre les parois calcaires qui forment les limites Nord et Sud, les terrains sont caractérisés en détail par la superposition, de haut en bas, des couches suivantes (figure 2):

- A1. éboulis de pente**, graveleux, parfois limoneux, généralement assez perméables;
- A2. différents types de mélanges entre éboulis et limons** oxfordiens altérés, légèrement perméables par endroits, résultant d'anciennes phases de glissement;
- B. niveau de base des éboulis**, composés d'un mélange d'éboulis graveleux et de limons;
- C. marnes oxfordiennes** du sous-bassement, d'abord un peu altérées sur 2 à 4 mètres au maximum au droit du tracé, un peu plus en certains endroits situés en amont, puis intactes. Ces marnes sont considérées comme peu à très peu perméables.

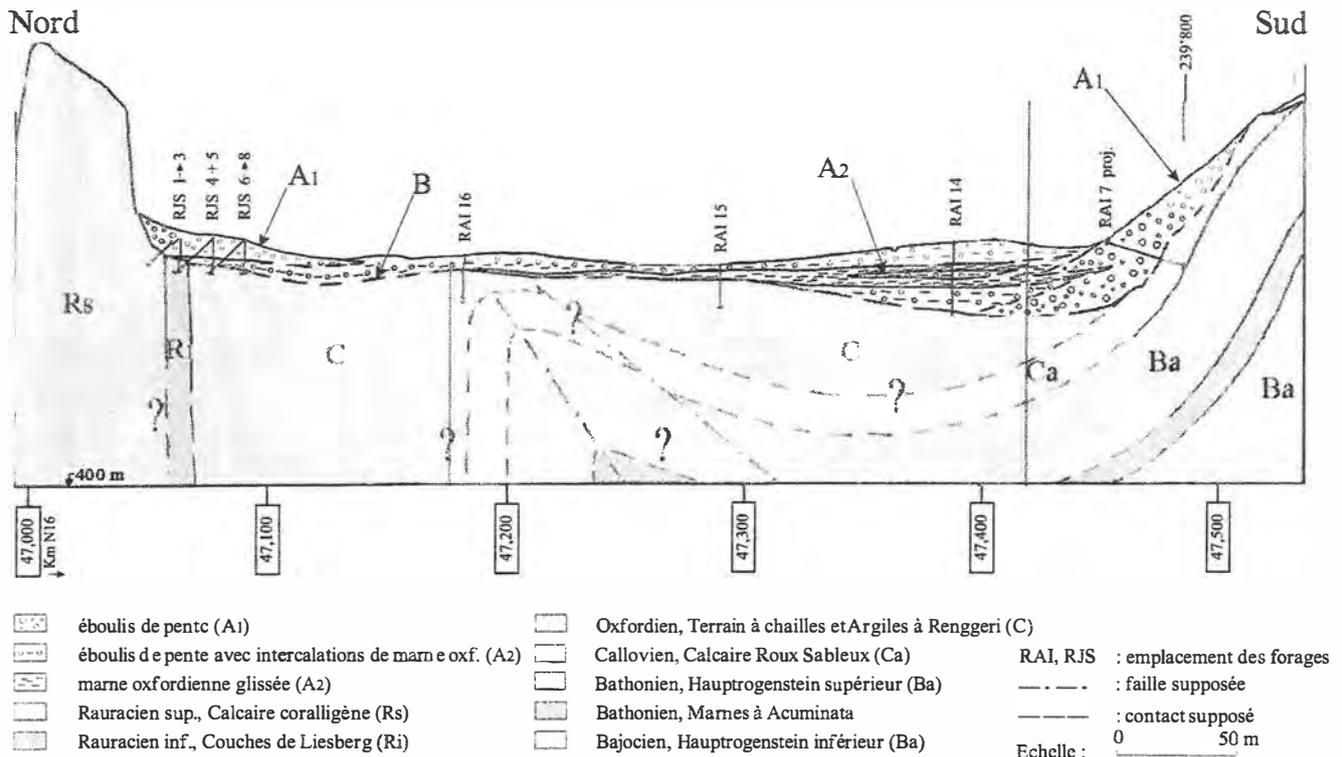


FIGURE 2: PROFIL GEOLOGIQUE LOCAL EN LONG

1.3 Description du site de la Combe Chopin

Géologie: Le site est constitué d'une combe orientée d'Est en Ouest, en direction de la Birse, avec une pente de 25-30° (figure 3). Le substratum est composé de marnes oxfordiennes [1].

Sur le tracé de la N16, la largeur de la combe (direction Nord – Sud) atteint **325 m** entre le portail de la galerie couverte de la Roche St-Jean au Nord (Km 47'120) et le portail du tunnel du Raimeux (Km 47'445) au Sud.

Hydrologie: en situation normale, il n'y a pas d'écoulements superficiels. La surface de la combe est sèche, tandis que le débit du ruisseau qui s'écoule au Sud se tarit progressivement pour disparaître totalement après une certaine durée d'étiage. Par contre, en période de fortes pluies, le débit du ruisseau augmente rapidement et des ruisselets peuvent se développer en certains endroits de la combe.

Hydrogéologie: les eaux souterraines de la Combe Chopin proviennent:

- des eaux pluviales tombées directement sur le bassin hydrographique, entre la Birse et le col situé tout au sommet de la combe (surface estimée à une quinzaine d'hectares);
- des écoulements souterrains latéraux, en provenance soit des massifs calcaires, soit des infiltrations d'eau du ruisseau qui s'écoule au Sud de la combe.

Stabilité: de nombreux signes d'instabilité, visibles dans la morphologie de surface, avaient été mis en évidence dès le début des investigations. Ces observations étaient confirmées par les manifestations d'un point de triangulation installé dans le secteur depuis plusieurs dizaines d'années.

En outre, les éléments suivants avaient été relevés sur des stations de mesures inclinométriques avant les premiers travaux de terrassement de juillet 2000:

- **des mouvements très lents**, vers 5.0 m de profondeur, formant un plan de glissement au contact entre les éboulis de pente et les marnes oxfordiennes, dans la partie Nord de la combe, légèrement en amont de l'axe du tracé;
- **des mouvements lents**, à vitesse irrégulière, se manifestant sur deux plans de glissement, vers 3 m et vers 14 m de profondeur, dans la partie Sud de la combe, en amont de l'axe du tracé.

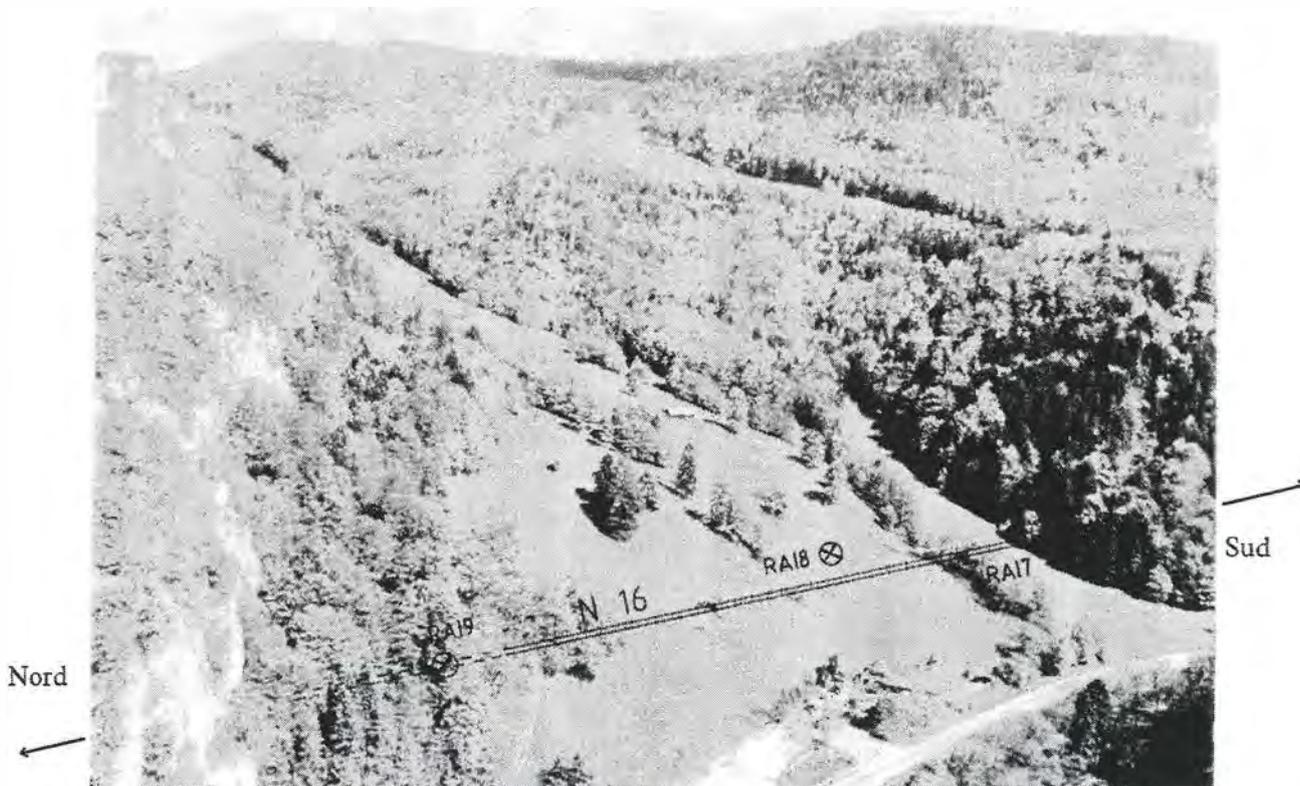


FIGURE 3: SITUATION DU SITE DE LA COMBE CHOPIN

1.4 HISTORIQUE DU PROJET

L'historique du projet et l'évolution chronologique des investigations géologiques réalisées sont illustrés sur le tableau 1 et le plan de situation détaillée de la figure 4:

- 1976: rapport des analyses de variantes du tracé général, de Moutier à Delémont, avec première mention du caractère instable de cette zone,
- de 1987 à 1990, études géologiques préliminaires (géophysique, fouilles, un seul forage carotté [1]). Le caractère instable du site est clairement exposé, de même que les risques de déclenchement d'un glissement en cas d'intervention lourde,
- de 1992 à 1998, études géologiques et géotechniques de détail pour le choix de la traversée de la combe proprement dite, avec l'analyse des variantes suivantes:
 - *variante tunnel* [2], rapidement éliminée à cause de la géométrie qu'elle aurait dû imposer au tracé, et qui était incompatible avec la jonction prévue au Nord du site,
 - *variante remblai* [3], abandonnée par les projeteurs au terme d'analyses comparatives et à cause des risques d'instabilité,
 - *variante viaduc* [4], choisie en 1997, susceptible de minimiser les terrassements dans la combe. Cependant, un chemin d'accès devait subsister pour assurer l'exploitation rurale et forestière en amont du tracé de la N16.

- été 2000, travaux préparatoires et début des terrassements pour l'implantation du chemin de desserte au cours desquels s'est déclenché le glissement de septembre 2000 dans la zone Nord, d'où la réalisation immédiate:
 - de mesures d'urgences (pose d'un remblai de 5 à 6'000 m³ de marin de tunnel en pied, couvertures des fissures de la niche d'arrachement, mesures de vitesses, mise en place de forages drainants),
 - d'investigations de détail afin de déterminer les méthodes confortatives à mettre en œuvre [5] (forages, pose de piézomètres et d'inclinomètres).

ÉTAPES D'INVESTIGATIONS ET CONTEXTE DE REALISATION	DATE REALISATION	EQUIPEMENT DES FORAGES	APPROCHE / N° FORAGE
Études des variantes générales pour tout le tracé, de Moutier à Delémont.	1976	-	Cartographie
Étude géologique préliminaire: un seul forage [1].	1987 et 1990	1 inclinomètre	Géophysique Fouilles RAI08
Affinement des variantes pour la traversée de la Combe Chopin, à partir du tracé initial: 1. en tunnel: investigations en amont, 2 forages [2] 2. en remblai: investigations en aval, 2 forages [3] 3. en viaduc: investigations sur le tracé prévu, 3 forages [4]	En amont juillet-août 92	2 inclinomètres	RAI10 RAI11
	En aval mars-avril 94	2 piézomètres	RAI12 RAI13
	Sur le tracé printemps 1998	3 inclinomètres	RAI14 RAI15 RAI16
- Commencement des travaux de terrassement pour le chemin de desserte: été 2000 - Glissement : 22 septembre 2000			
Investigations géologiques complémentaires détaillées à la suite du glissement, dans les buts suivants [5]: - assurer la suite du projet - protéger les constructions situées en aval - assurer la sécurité du trafic et la pérennité de la route - éviter toute obstruction de la Birse	octobre 2000 à avril 2001	Inclinomètres, cellules piézométriques et piézomètres.	RAI17 à RAI43

Tableau 1: Etapes d'investigations géologiques en vue de la traversée de la Combe Chopin par la N16

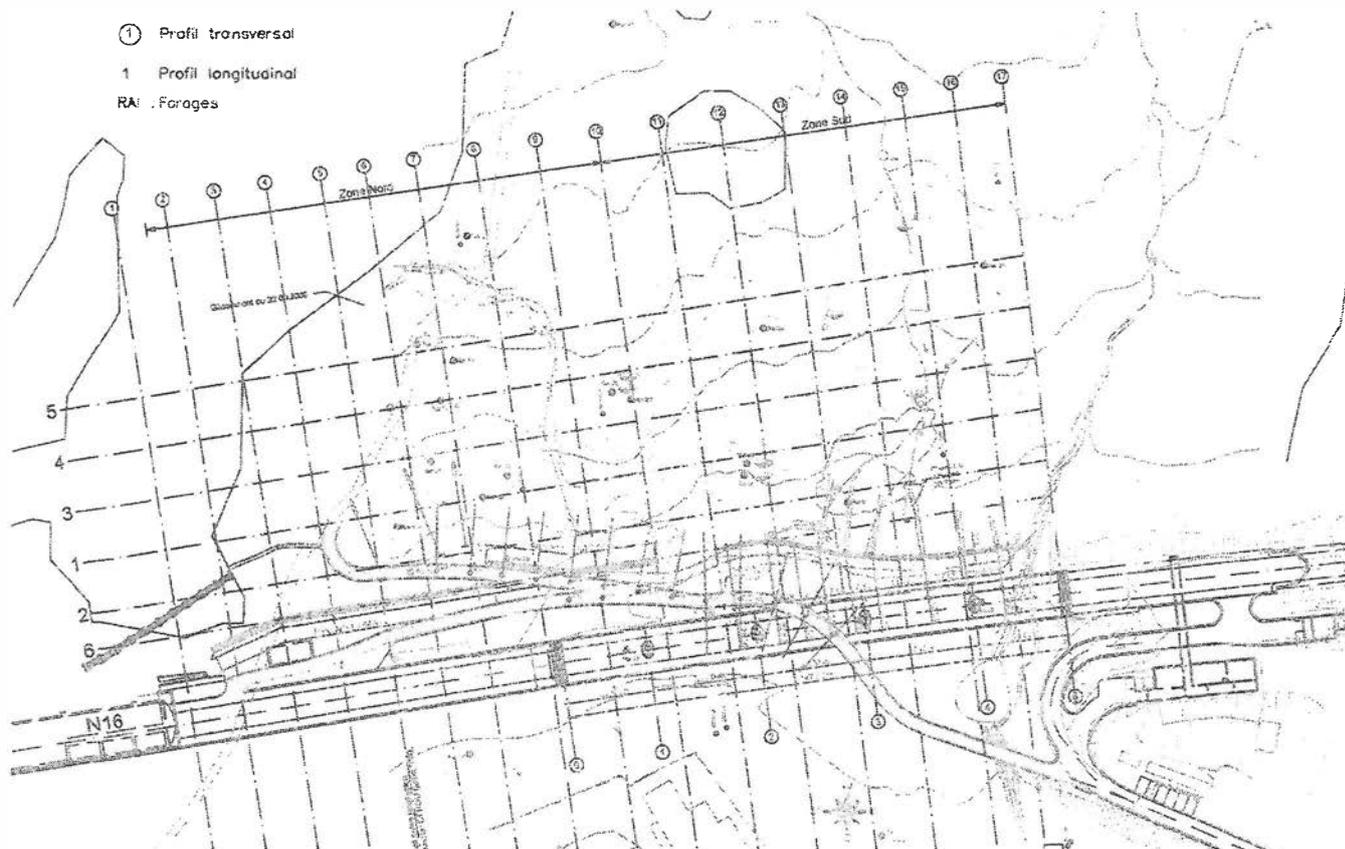


FIGURE 4: SITUATION DES OUVRAGES, DES SONDAGES CAROTTES (RAI) ET DES PROFILS GEOLOGIQUES

2. ANALYSE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DETAILLEE

La combe Chopin peut être subdivisée en 2 zones distinctes selon l'épaisseur, la nature et la géométrie des couches superficielles qui se trouvent au-dessus des marnes oxfordiennes, soit [5] (figure 4):

- **la zone Nord, d'une longueur d'environ 140 m**, entre le portail de la galerie couverte de la Roche St-Jean au Nord (vers le profil ①) et les environs de la pile N° 1 du pont au Sud,
- **la zone Sud, d'une longueur d'environ 185 m**, entre cette première pile du pont et le portail du tunnel du Raimex au Sud.

2.1 Zone Nord

Sur ce tronçon, le sous-sol présente la composition et la structure géométrique suivantes (profil ②, figure 5):

- A1. couche superficielle** d'éboulis de pente graveleux, pouvant contenir de gros blocs calcaires (GP à GM, parfois GC, selon USCS), perméables, d'épaisseur régulière pouvant évoluer entre 3 et 5 m.

Les eaux pluviales peuvent s'y infiltrer jusqu'à la base pour ensuite s'écouler avec un fort gradient, à proximité du substratum marneux imperméable.

- B. niveau de base des éboulis**, composés d'un mélange d'éboulis graveleux, enrichi de limons beiges, et de limons d'altération verdâtres à noirâtres, provenant des marnes oxfordiennes sous-jacentes. L'épaisseur de cette couche varie légèrement d'un endroit à l'autre, mais peut être moyennement estimée à 0.5 – 1.0 m.

Du point de vue géotechnique, il s'agit essentiellement de matériaux ayant une consistance de 300 à 1'000 kPa, présentant des angles de frottement résiduel $\Phi'_{rés.}$ variant entre 15 et 21° et des cohésions résiduelles $c'_{rés.}$ très faibles (voir tableau 2);

- C. sous-bassement composé de marnes oxfordiennes**, altérées sur 2 à 4 m, puis intactes. La surface structurale constituée par le toit de cette couche est \pm parallèle à la topographie, avec une légère distorsion vers le SW. Sur la base des données de forages, cette surface apparaît plane, mais certaines irrégularités sont probables.

Les caractéristiques géotechniques des marnes oxfordiennes altérées sont comparables à celles de la couche B. Elles évoluent vers des consistances qui passent en quelques mètres (souvent en moins de 2 m) à 1'000 – 2'000, puis de 2'000 à 5'000 kPa, pour les marnes intactes. Le tableau 2 présente une synthèse de diverses grandeurs géotechniques déterminées sur différentes marnes oxfordiennes intactes ou altérées.

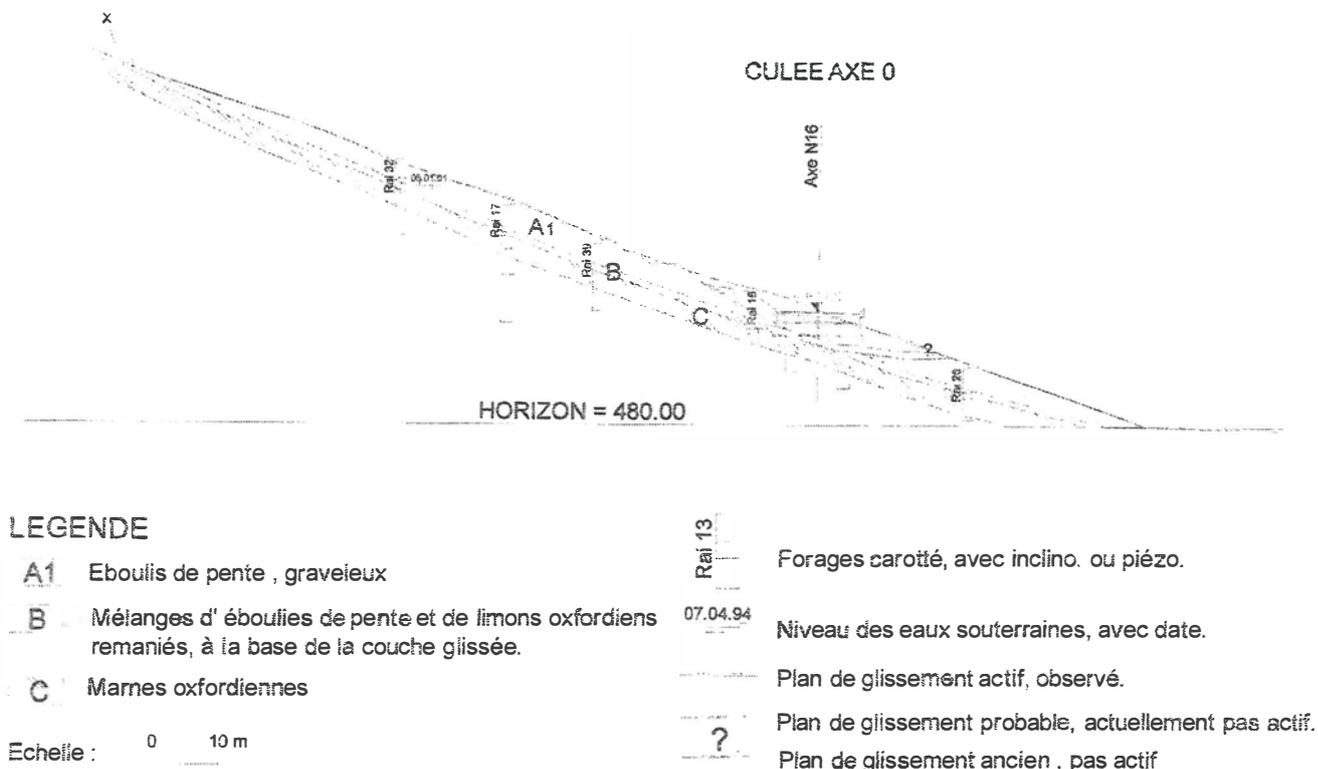


FIGURE 5 : PROFIL GEOLOGIQUE TRANSVERSAL DE LA ZONE NORD

2.2 Zone Sud

La géométrie schématique des terrains de cette zone (profil de la pile n° 1, figure 6) évolue à partir de celle de la zone Nord par une modification de la structure interne (présence de 2 couches superficielles A1 et A2) et par un approfondissement du toit de l'Oxfordien (épaississement de la couche supérieure).

Par conséquent, l'épaisseur totale des couches de couverture augmente considérablement du Nord au Sud, pour atteindre près de 30 m:

- A1. couche superficielle** d'éboulis de pente graveleux, d'épaisseur variant entre environ 3 et 10 m, voire davantage, identiques à ceux de la zone Nord;
- A2. intercalations de marnes oxfordiennes altérées mélangées à des graviers** (matériaux hétérogènes) sur de grandes épaisseurs vers le Sud. Des graviers peuvent à nouveau se retrouver localement en-dessous de ces matériaux;
- B. niveau de base des éboulis et des matériaux hétérogènes**, composés d'un mélange d'ébouillis graveleux, identique à ceux des zones Nord et central;
- C. sous-bassement composé de marnes oxfordiennes**, identiques à celles de la zone Nord.

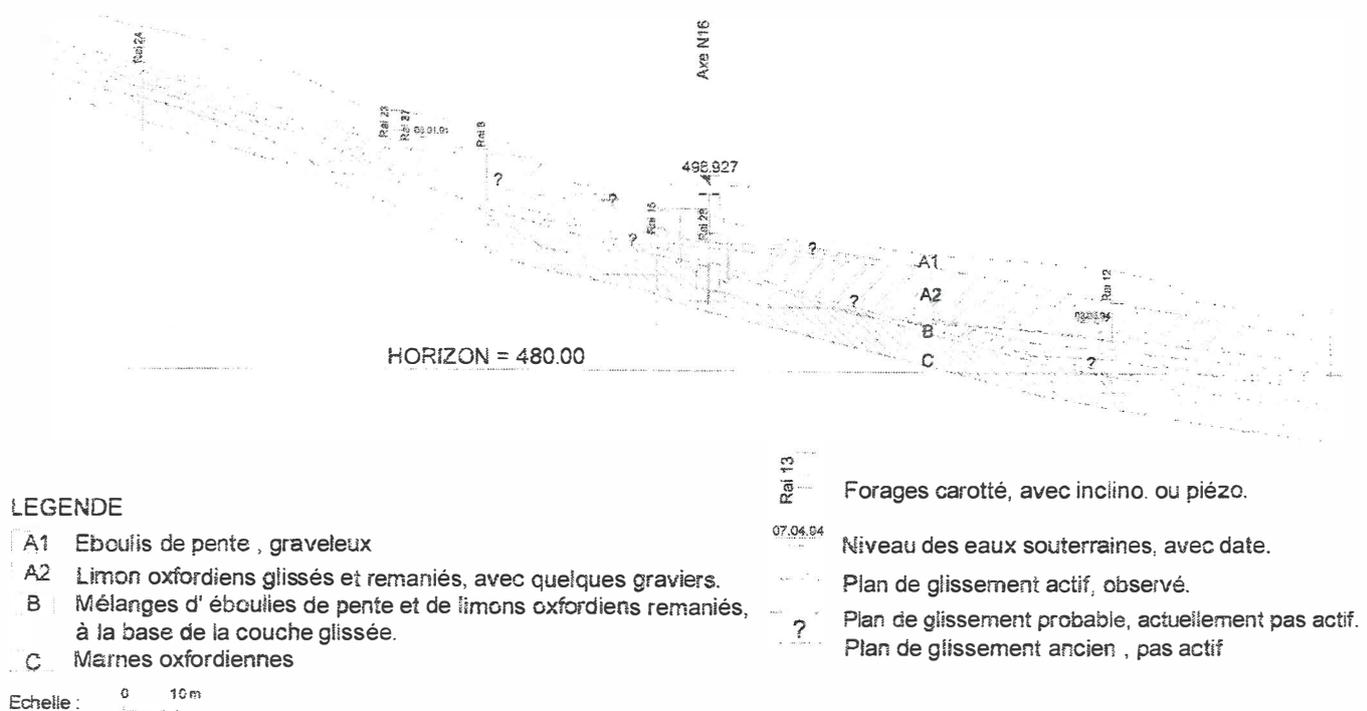


FIGURE 6 : PROFIL GEOLOGIQUE TRANSVERSAL DE LA ZONE SUD

Les niveaux piézométriques de cette zone sont conditionnés par la circulation des eaux souterraines, laquelle est définie par la configuration géologique tourmentée des terrains superficiels. Ainsi, les eaux souterraines apparaissent dans deux nappes superposées, soit:

- dans la nappe libre de la couche A1, à quelques mètres de la surface;
- dans une nappe captive plus profonde, dans les graviers de la couche A2, en-dessous de limons graveleux peu perméables. Cette nappe est artésienne en période de fortes précipitations.

2.3 Caractéristiques géotechniques

Les caractéristiques géotechniques des couches limoneuses et marneuses sont présentées dans le tableau 2.

Tableau 2: Caractéristiques géotechniques des limons et des marnes

Types de marnes	Teneur en eau w [%]	Indice de vide $e^{1)}$ [-]	γ [kN/m^3]	Résistance au pénétromètre CB [kPa]	Angle de frottement effectif		c' pic [kPa]	c' rés	E [MPa]
					de pic ϕ'_{pic} [°]	résiduel $\phi'_{\text{rés}}$ [°]			
remaniées (glissées)	18 ± 4 (21 valeurs)	0.48 ± 0.11 (21 valeurs)	21 ± 1	480 ± 290 (37 valeurs)	20 ± 1 ³⁾	18 ± 3 ⁴⁾	40 ± 15	~ 0	30 ± 10
altérées (non glissées)	17 ± 3 (14 valeurs)	0.47 ± 0.08 (14 valeurs)	21 ± 1	990 ± 540 (26 valeurs)	23 ± 2 ²⁾		60 ± 20	~ 0	40 ± 10
intactes	12 ± 4 (19 valeurs)	0.31 ± 0.12 (19 valeurs)	23 ± 1	4200 ± 1400 (22 valeurs) ⁰⁾	27 ± 2 ²⁾		100 ± 50*	~ 0	80 ± 40**

Remarques:

0) valeurs > 5'500 admises à 5'500

1) Admis $S_r = 100\%$

2) Estimation, selon diverses corrélations

3) Selon essais EPFL. Valable en dehors des surfaces de glissement actives

4) Selon essais EPFL. Valable le long des surfaces de glissement actives

* 200 ± 100 si contrôles par essais en place

** 150 ± 70 si contrôles par essais en place

Légende :

γ : Poids volumique apparent

ϕ'_{pic} : Angle de frottement (pic)

c'_{pic} : Cohésion (pic)

$\phi'_{\text{rés}}$: Angle de frottement résiduel

$c'_{\text{rés}}$: Cohésion résiduelle

E : Module de déformabilité

3. INSTABILITES ET VITESSES DE GLISSEMENT

3.1. Instabilités dans la zone Nord: Illustration d'un glissement superficiel

Cette zone est caractérisée par un modèle structural à 2 composantes, représenté par une couche de 3 à 5 m d'éboulis de pente (couche A1) déposée sur les marnes oxfordiennes (couche C) du substratum (figures 5 et 7). Le contact entre ces deux couches est marqué dans tout le secteur par un niveau de moins d'un mètre de matériaux mélangés, potentiellement peu stables (couche B).

En l'absence d'interventions, seuls des mouvements très lents peuvent être perçus sur cette pente. Par contre, avec l'ouverture en été 2000 d'une tranchée de terrassement à travers la zone, il y a eu une rupture de cet équilibre précaire, et par conséquent une rapide mise en mouvement des masses déstabilisées, avec activation d'une surface de glissement à l'interface entre les matériaux de la couche B et les marnes oxfordiennes.

L'extension de la masse glissée lors de cet événement s'étend sur une surface approximative de 5 à 6'000 m², ce qui représente, pour une épaisseur de 4 à 5 m, un volume en mouvement de quelque 20 à 30'000 m³. Dans sa partie inférieure, le plan de glissement actif ressort à la surface du terrain, d'abord en aval du tracé N16 dans la partie Nord de la zone, puis en remontant progressivement dans la pente pour recouper l'autoroute vers le Sud.

Malgré les 5 à 6'000 m³ de matériaux de remblais immédiatement mis en place dans les zones fraîchement terrassées, des vitesses de plusieurs mm/jour (figures 7 à 9) ont été atteintes durant les semaines suivantes dans la partie amont (4.5 à 5.5 mm/jour) ainsi que sur la zone Nord de l'axe N16 (4.0 mm/jour).

Nous pouvons encore signaler que ce même plan de glissement, pas actif durant ces événements, se prolonge très distinctement en aval du tracé. Il pourrait de ce fait également se mettre en mouvement au terme de nouvelles sollicitations en aval du tracé.

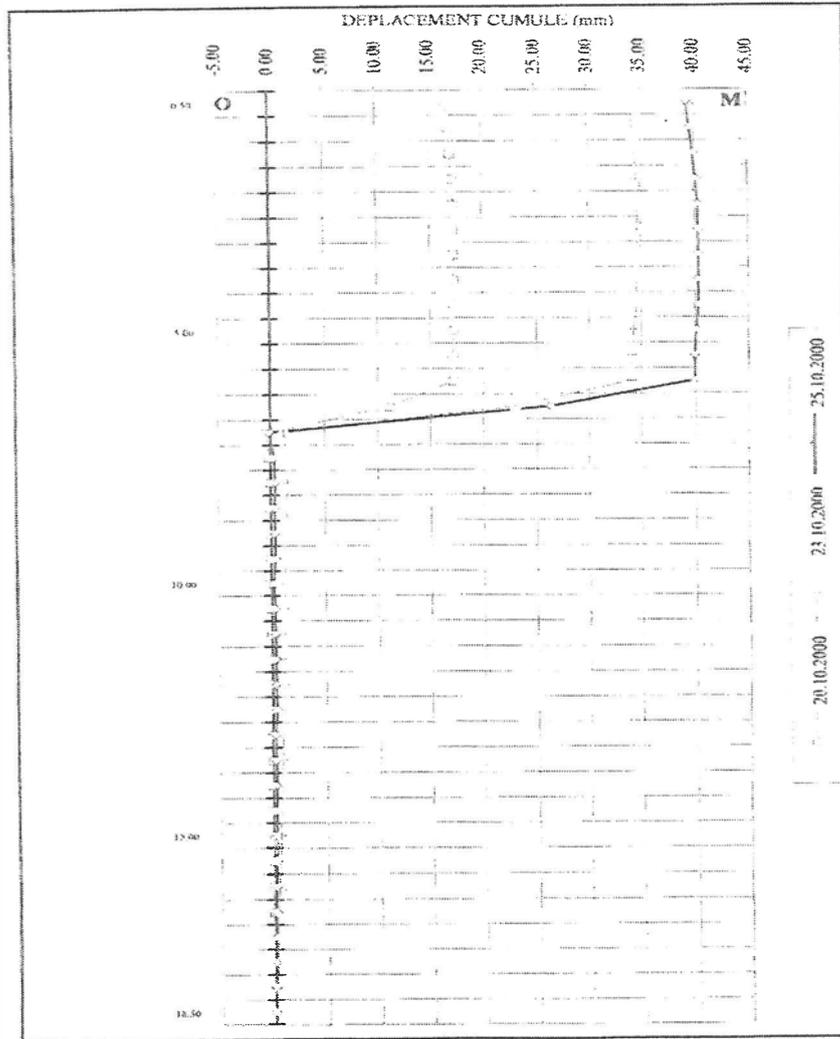


FIGURE 7: PROFIL INCLINOMETRIQUE VERTICAL EN ZONE NORD

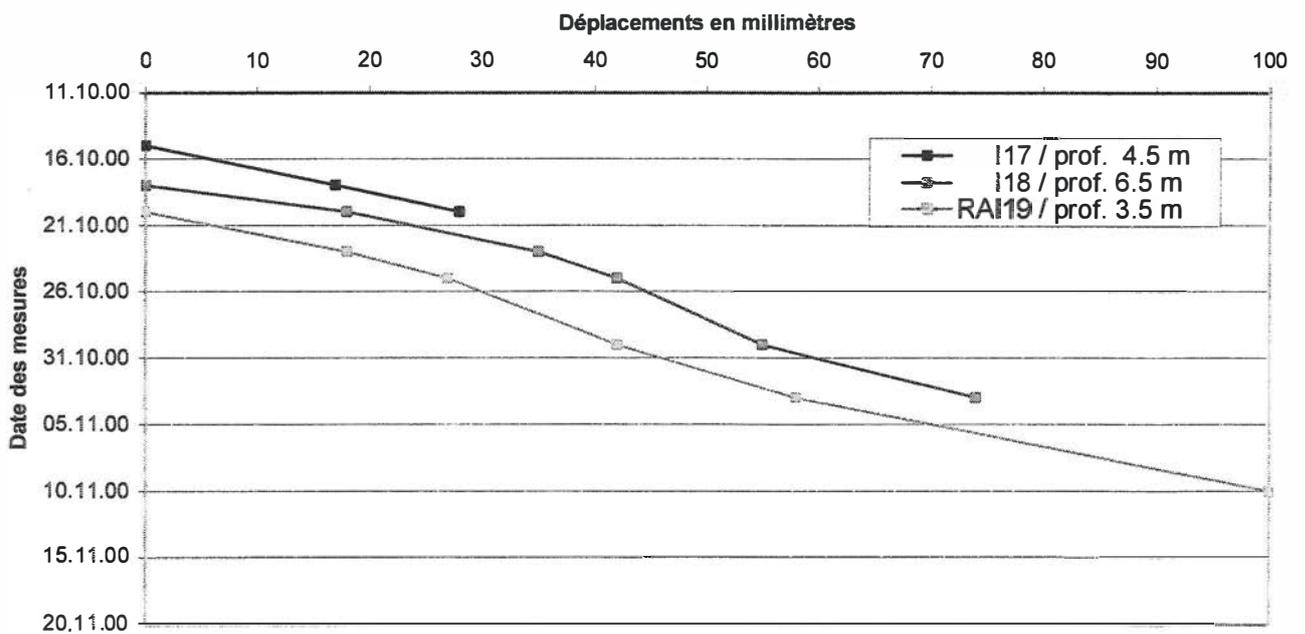


FIGURE 8: VITESSES DE DEPLACEMENT DANS LE GLISSEMENT DE LA ZONE NORD, DURANT UNE BREVE PERIODE

Combe Chopin - Relevés des extensomètres

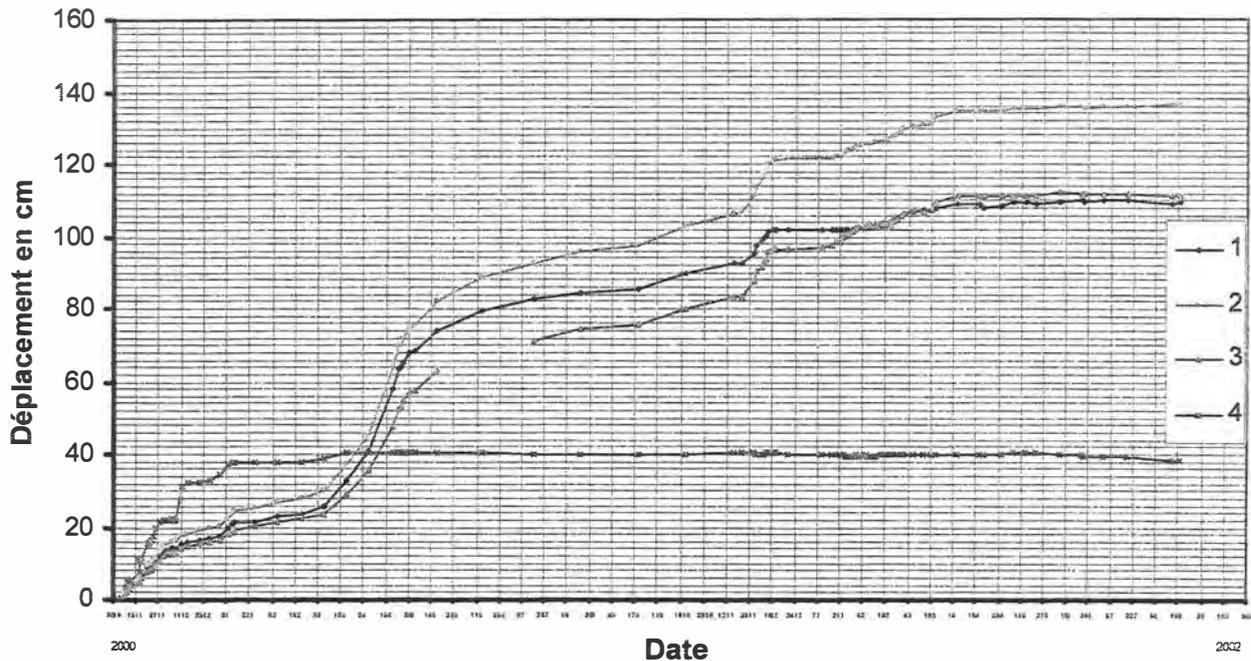


FIGURE 9: VITESSES DE DEPLACEMENT DANS LE GLISSEMENT DE LA ZONE NORD, DURANT UNE LONGUE PERIODE

3.2. Instabilités dans la zone Sud: Illustration d'un glissement profond

L'épaisseur des couches de couverture A1 et A2 s'accroît considérablement du Nord au Sud, passant d'environ 5 m à environ 30 m (figures 6 et 10).

L'emplacement du tronçon N16 compris dans cette zone ne montre pas d'instabilité. Par contre, très peu en amont du tracé, les couches superficielles présentent un, ou plus généralement, deux niveaux de glissement. Des mouvements très significatifs ont été mesurés à deux différents niveaux dans des tubes situés 50 à 85 m en amont de l'axe N16 (figures 10 et 11).

Nous interprétons ces observations de la façon suivante:

- le glissement superficiel affecte les éboulis de pente aquifères (A1) sur une épaisseur de 4 à 5 m, à une vitesse moyenne d'environ 6.5 cm/an dans le secteur Nord et des vitesses moyennes proches de 1 cm/an dans la partie Sud. Le plan de glissement de cette couche sort très probablement en surface en amont du tracé de l'autoroute (coupe de la pile 1, figure 6);
- le glissement profond se situe au toit des marnes oxfordiennes entre 9 et 17 m de profondeur. Il est nettement plus lent (1.0 à 1.5 cm/an en moyenne, moins d'un cm/an tout au Sud). Il est probable que cette masse était en équilibre précaire avant le début des travaux, et que l'amorce des terrassements de l'été 2000 l'ait réactivée. Ce plan se poursuit au droit et en aval de l'axe N16, sans être toutefois actif actuellement.

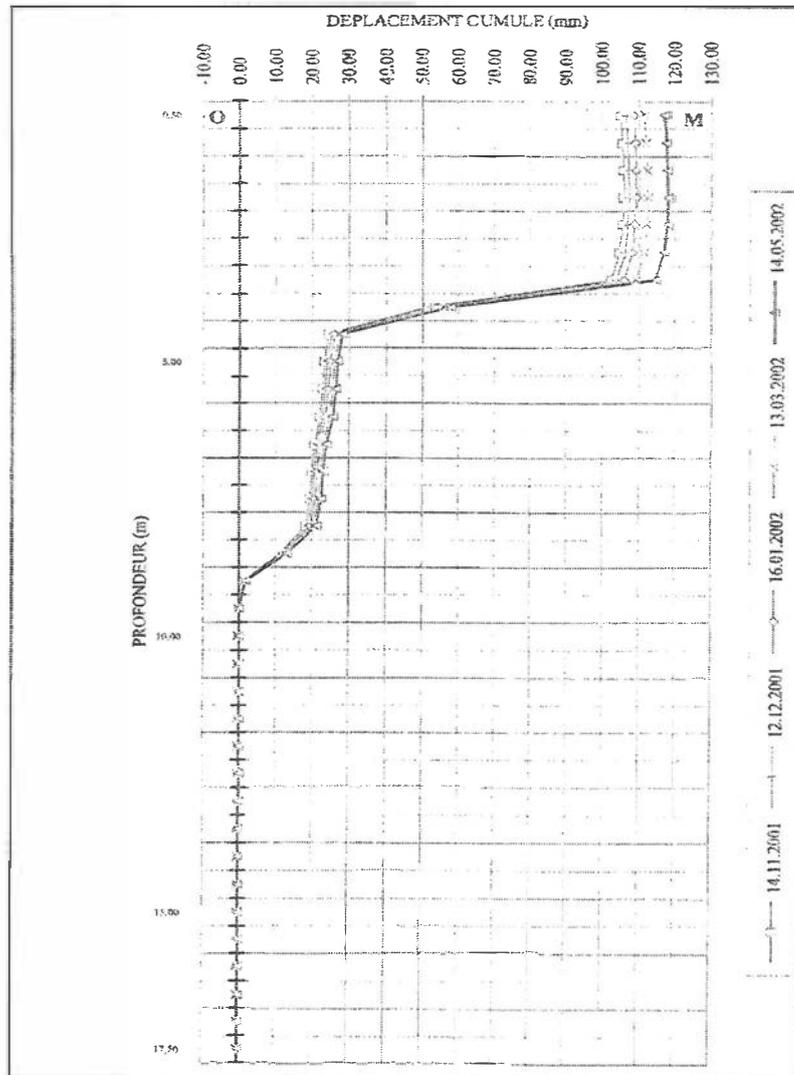


FIGURE 10: PROFIL INCLINOMETRIQUE VERTICAL DE LA ZONE SUD

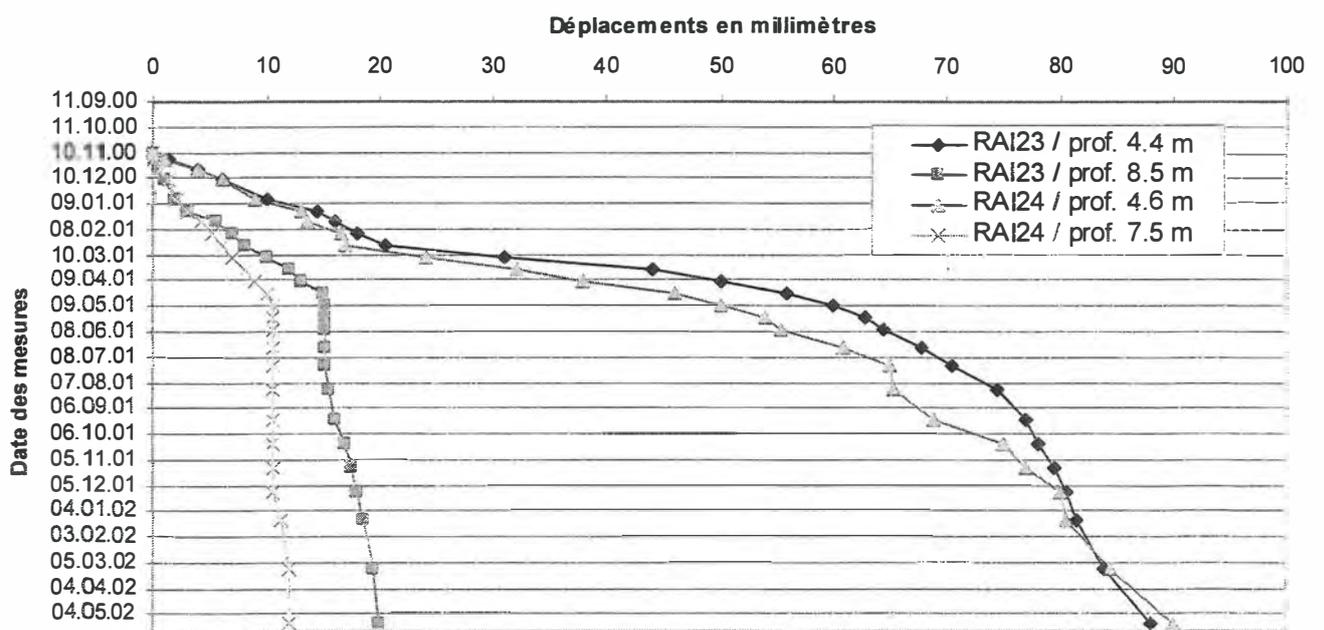


FIGURE 11: VITESSES DE DEPLACEMENT DANS LE GLISSEMENT DE LA ZONE SUD, DURANT UNE LONGUE PERIODE, A DEUX NIVEAUX DISTINCTS

4. ETAT ACTUEL DE LA SITUATION

4.1 Zone Nord: glissement superficiel

En automne 2000, à la suite du glissement proprement dit, les points de mesures situés peu en amont du tracé étaient caractérisés par des mouvements importants à l'interface entre les éboulis et les marnes oxfordiennes du soubassement (jusqu'à plusieurs dizaines de cm/an).

Compte tenu de cet état, les mesures de stabilisation suivantes ont été élaborées:

- pose d'un remblai en pied de glissement (mesure temporaire),
- mise en place d'un réseau de forages drainants en amont du tracé,
- pose d'une paroi de pieux ancrés,
- implantation de tranchées drainantes au droit et en aval du tracé.

La situation est actuellement nettement plus stable. Selon les mesures en cours dans le forage RAI16, il apparaît que les mouvements se sont arrêtés à la fin des travaux de confortation (figure 12). Il demeure cependant la nécessité de poursuivre les contrôles sur une longue durée, et dans diverses conditions pluviométriques et hydrogéologiques.

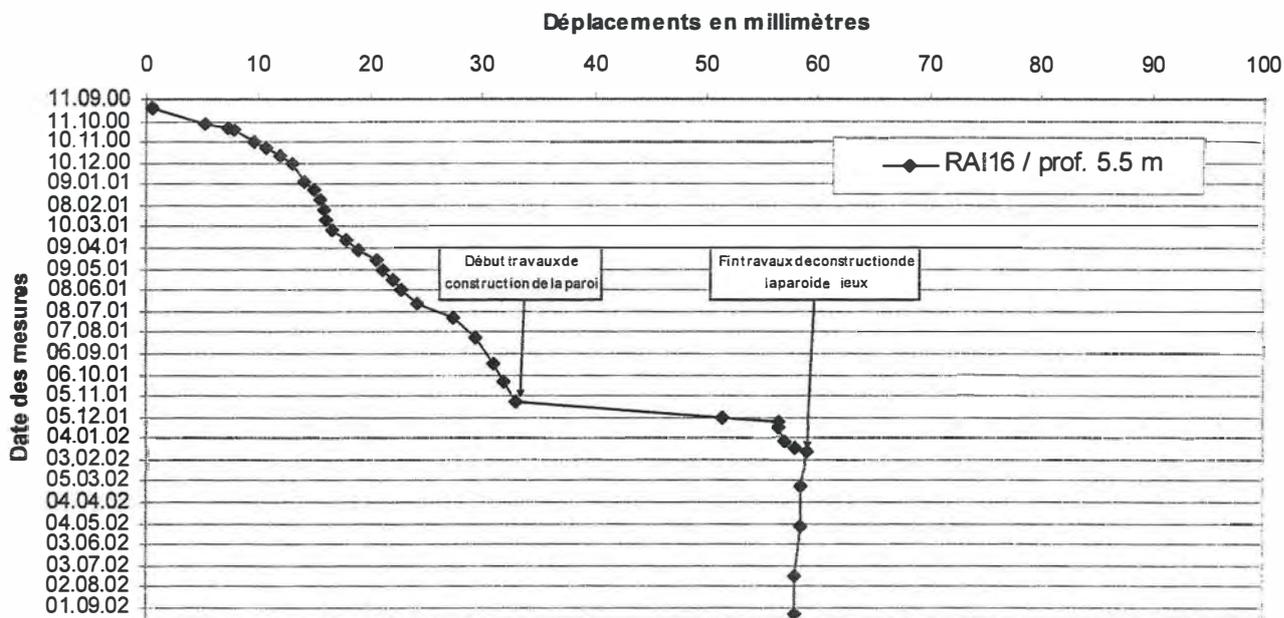


FIGURE 12: EVOLUTION DES VITESSES DE DEPLACEMENT DE LA ZONE NORD, ENGLOBANT LES PERIODES ANTERIEURES ET POSTERIEURES AUX PHASES DE TRAVAUX DE CONFORTATION

4.2 Zone Sud: glissement profond

Dans cette zone, les différentes couches géologiques instables en amont de l'autoroute sont également présentes au droit et en aval de l'axe du pont. Par conséquent, il a été admis, pour une période de longue durée (plusieurs dizaines d'années), et avant toute intervention sur les terrains, les vitesses moyennes de déplacement suivantes au niveau de l'axe N16:

- pour le glissement superficiel, des vitesses de l'ordre de 3 à 5 cm/an;
- pour le niveau de glissement inférieur, une vitesse moyenne de l'ordre de 1 cm/an.

Compte tenu de la profondeur du 2^{ème} plan de glissement, seules les mesures de stabilisation suivantes pouvaient être envisagées:

- mise en place d'un grand réseau de drainages dans le versant situé en amont du tracé,
- construction du viaduc fondé sur des piles implantées dans des puits elliptiques.

4.3 Mesures de surveillance

Un plan de surveillance sera élaboré pour assurer la sécurité des travaux et l'exploitation ultérieure de l'autoroute. Du point de vue géologique et hydrogéologique, ce plan sera essentiellement assuré par la mise en place d'un nouveau réseau de surveillance piézométrique et inclinométrique.

André BAPST, Géologue, Dr ès Sciences
MFR Géologie - Géotechnique SA
24, rue Franche, CP 3249, 2500 Bienne 3
tél 032 341 48 08 / fax 032 341 48 15
E-mail : Bienne@mfr.ch <http://www.mfr.ch>

REFERENCES

- [1] MFR Géologie-Géotechnique SA (1991): N16 Tunnel du Raimeux. Etude géologique / géotechnique de la Combe Chopin. *Projet général. Rapport préliminaire. Office des Ponts et Chaussées du canton de Berne, 14.06.91.*
- [2] MFR Géologie-Géotechnique SA (1992): N16 Tunnel du Raimeux. Etude géologique / géotechnique de la Combe Chopin. *Rapport complémentaire. Office des Ponts et Chaussées du canton de Berne, 28.10.92.*
- [3] MFR Géologie-Géotechnique SA (1994): N16 Tunnel du Raimeux. Etude géologique / géotechnique de la Combe Chopin. *Rapport complémentaire N° 2. Office des Ponts et Chaussées du canton de Berne, 10.05.94.*
- [4] MFR Géologie-Géotechnique SA (1998): N16 Tunnel du Raimeux. Etude géologique / géotechnique de la Combe Chopin. *Rapport complémentaire N° 3. Office des Ponts et Chaussées du canton de Berne, 17.06.98.*
- [5] MFR Géologie-Géotechnique SA (2001): N16 La Roche St-Jean – Court, La Combe Chopin. *Rapport géologique-géotechnique. Dossier OFROU. Office des Ponts et Chaussées du canton de Berne, 12.07.01.*

**Confortation et assainissement de la
Combe Chopin
Analyse de stabilité**

A. Bisetti

1. INTRODUCTION

Le glissement de terrain du 22 septembre 2000 et la stabilisation qui en résulte s'inscrivent de la manière suivante dans la chronologie des études et des travaux :

- **1990. Première campagne de reconnaissance géologique.**
Les premiers signes d'instabilité sont détectés et les difficultés de réalisation d'ouvrages dans la Combe Chopin sont mises en évidence.
- **1992. Projet général.**
Un profil mixte routier (entailles et remblayage) est prévu pour le franchissement de la Combe Chopin. Cette solution rend la chaussée de l'autoroute très sensible aux mouvements du versant.
- **1992, 1994. Campagnes de reconnaissance complémentaires.**
La précarité des conditions de stabilité est à nouveau mise en évidence.
Le franchissement de la Combe Chopin en souterrain est envisagé mais cette solution n'est pas retenue.
- **1997. Avant-projet .**
Le franchissement de la Combe Chopin est prévu à l'aide d'un pont de 230 m de longueur, protégé des mouvements de reptation du versant à l'aide de puits elliptiques excentrés.
Cette solution rend la chaussée de l'autoroute indépendante des mouvements du versant
- **1998. Campagne de reconnaissance complémentaire.**
Les conditions géologiques à l'axe du pont sont définies de manière plus précise.
- **Juillet 2000. Dossier OFROU du pont.**
Sur la base des informations géologiques recueillies, la longueur du pont est réduite à 196 m
- **Août – septembre 2000.**
Début des travaux de terrassement de la piste d'accès au tunnel de la Roche St-Jean, situé au Nord de la Combe Chopin
- **22 septembre 2000.**
Un glissement de terrain est déclenché par les travaux de terrassement.
La zone déstabilisée concerne une surface de 600 m² environ et s'étend jusqu'à 6 m en profondeur.
Des mesures immédiates de remblayage permettent de réduire les déplacements de la masse en glissement. Des mouvements résiduels restent toutefois liés aux conditions météorologiques.
- **Automne 2000 et printemps 2001. Campagne d'investlgations complémentaire.**
Suite au glissement, une campagne de reconnaissance importante est mise sur pied.
- **Juin 2001. Dossier OFROU de la paroi ancrée.**
- **Juillet – août 2001. Réalisation de tirants d'essais.**
Deux séries de 3 tirants d'essais sont réalisés
- **Début 2001.**
Réalisation de forages drainants dans la zone Nord.
- **Novembre 2001 – avril 2002.**
Réalisation de la paroi ancrée dans la zone Nord .
- **Mai – octobre 2002.**
Réalisation de tranchées drainantes dans la zone Sud.



2. MESURES DE STABILISATION

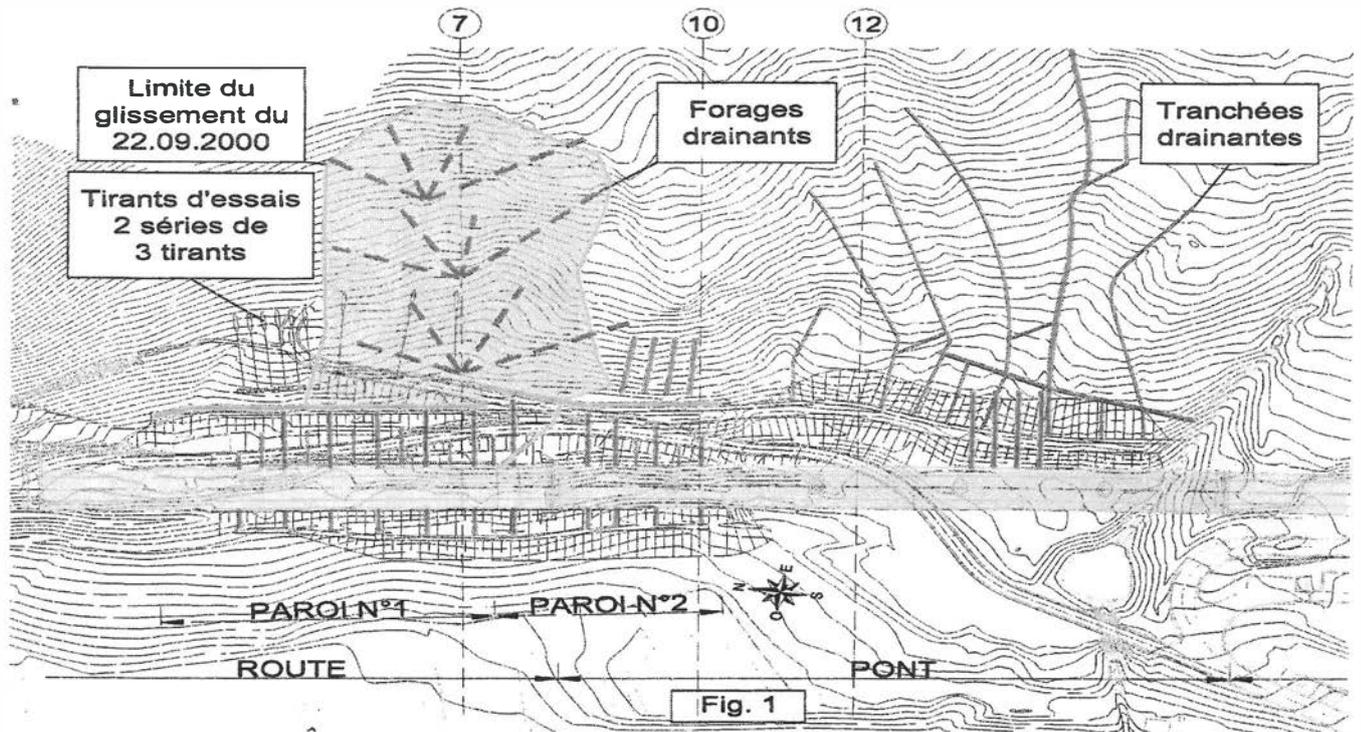
Le glissement de terrain engendré par des entailles relativement modestes a permis de mettre clairement en évidence la nécessité de prévoir des mesures de stabilisation pour construire l'autoroute A16 et ses chemins d'entretien.

Sur la base des données à disposition, de l'expérience empruntée à des glissements comparables et des analyses de stabilité, deux types de mesures ont été retenues. (cf figures 1 et 2)

Mesures d'assainissement

Un réseau de forages drainants est réalisé à partir de 3 fouilles. Ces drains, disposés en épi, sont essentiellement implantés dans la masse d'éboulis et de marnes altérées située au-dessus du plan de glissement.

Les drains ont un diamètre de 100 mm et une longueur cumulée de 360 m environ. Ils sont tous connectés à une tranchée drainante, elle-même reliée à un collecteur d'évacuation.



Mesures de soutènement

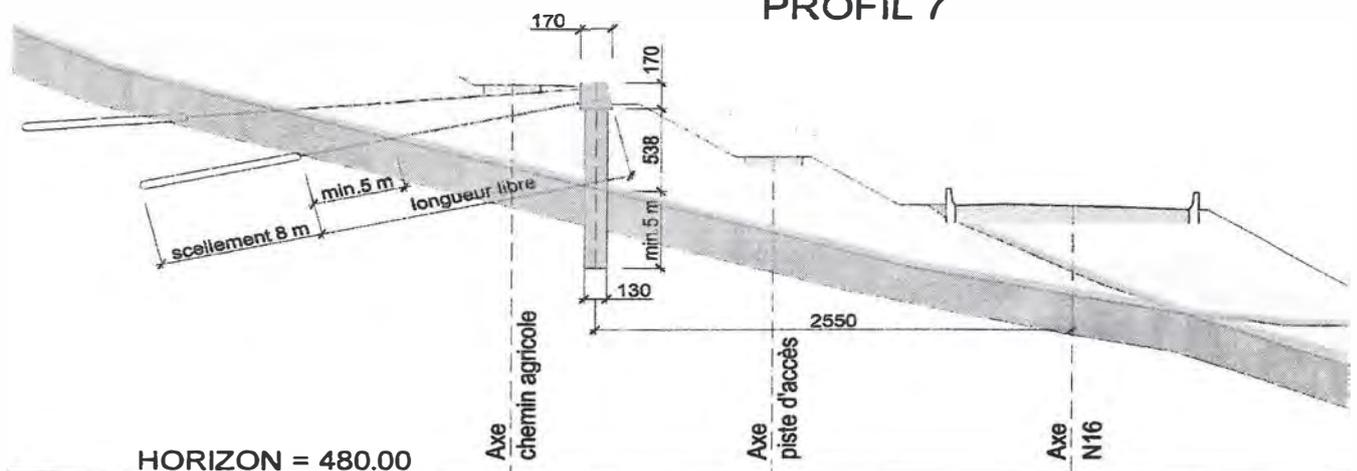
Une paroi de pieux fichés dans les marnes oxfordiennes non altérées est mise en place. Les pieux sont reliés en tête par une longrine en béton armé et ancrés par une série de tirants précontraints. Les caractéristiques des éléments de confortation sont les suivantes :

- **pieux forés tubés :**
 - o Diamètre : 1.30 m
 - o Entre-axe : 2.20 m
 - o Longueur : 8.5 – 10.5 m
 - o Fiche dans la « roche » : 5 m
- **tirants d'ancrages précontraints :**
 - o Type : Freyssinet 8T13S
 - o Résistance ultime interne : 1450 kN
 - o Résistance ultime externe : cf § 4.2
 - o Entre-axe : 2.20 m
 - o Longueur libre : 12 – 20 m
 - o Longueur de scellement : 8 m



Fig. 2

PROFIL 7



3. MODELE DE CALCUL

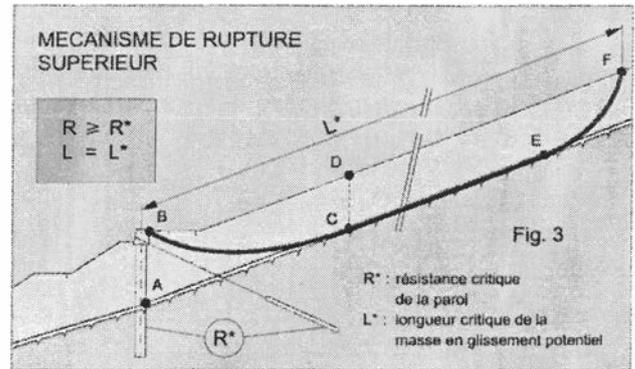
Le modèle de calcul est représenté de manière schématique sur les figures 3 et 4 ci-dessous. Pour l'analyse, deux mécanismes de rupture sont déterminants.

MECANISME SUPERIEUR.

Le glissement du versant se produit par **déversement au-dessus de la paroi** et par **rupture de butée** du terrain situé derrière le soutènement.

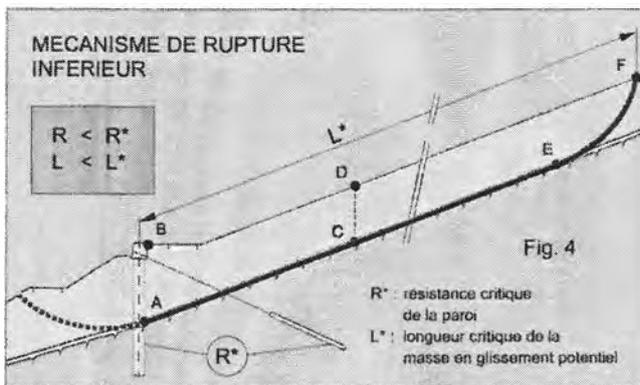
Ce mode de rupture intervient par cisaillement sur la surface BCEF. Les surfaces BC et EF se situent dans le mélange d'éboulis et de marnes altérées. La surface CE se situe à l'interface entre les marnes non altérées (substratum rocheux) et la couche superficielle en glissement potentiel (mélange d'éboulis et de marnes altérées).

Pour des conditions géotechniques et hydrogéologiques données, ce mécanisme nécessite une longueur de versant suffisante pour mettre le « coin » BCD en butée limite.



MECANISME INFERIEUR.

Le glissement du versant se produit à travers la paroi par **rupture du soutènement**.



Ce mode de rupture intervient par cisaillement sur la surface ACEF. Le cisaillement sur la surface GA est négligé. La surface EF se situe dans la couche superficielle.

La surface ACE se situe à l'interface entre les marnes non altérées et la couche de surface.

Ce mécanisme intervient si la paroi n'offre pas une résistance suffisante pour forcer le terrain à se rompre sur la surface BCEF.

Il existe une **résistance critique de la paroi R^*** qui rend les 2 mécanismes équiprobables.

Si $R > R^*$, le mécanisme de rupture supérieur intervient d'abord et déstabilise le versant à l'amont sur une **longueur critique appelée L^*** .

Le mécanisme supérieur constitue un « fusible » qui protège la paroi.

Ce mécanisme dépend des conditions naturelles du versant à l'amont (résistance au cisaillement dans la masse et sur le plan de glissement, pressions interstitielles sur le plan de rupture, épaisseur de la masse du versant).

Si $R < R^*$ le mécanisme de rupture inférieur intervient d'abord et déstabilise le versant sur une **longueur inférieure à la longueur critique L^*** .

Ce mécanisme dépend de la résistance des éléments de confortation (type d'ancrage, entre-axe, nombre de niveaux, longueur de scellement ; diamètre des pieux, entre-axe, longueur d'encastrement) .

Si la masse en glissement potentiel à l'amont de la paroi est limitée à une longueur inférieure à L^* , la stabilité des 2 mécanismes est assurée si $R > R^*$.

Par contre si la masse en glissement potentiel à l'amont de la paroi peut s'étendre sur une longueur supérieure à L^* , seule la stabilité du mécanisme inférieur est assurée si $R > R^*$.

Pour assurer la stabilité du mécanisme supérieur, il faudrait disposer une seconde paroi à une distance L^* au-dessus de la première. En effet renforcer cette dernière ne sert à rien puisque le « fusible » (mécanisme supérieur) n'est pas affecté par la résistance de la paroi dès que $R > R^*$.

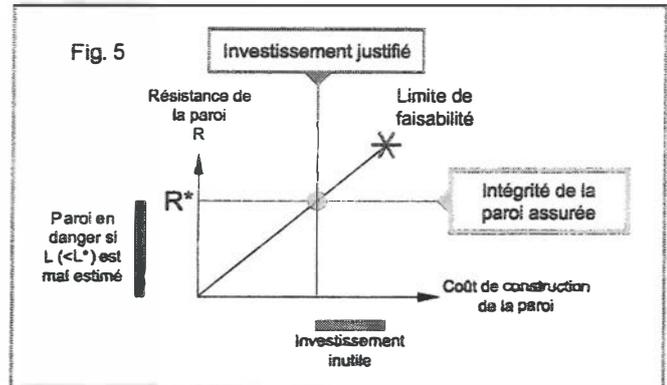
La disposition de plusieurs parois situées à une distance L_i^* les unes des autres permet de stabiliser un versant de longueur quelconque. Il est à noter que les différentes longueurs critiques L_i^* peuvent être différentes.

Au vu des incertitudes qui subsistent sur les conditions géotechniques (dispersion des paramètres c' et $\text{tg } \phi'$ sur le plan de glissement, niveau de résistance réel par rapport au seuil de résistance résiduel), sur les conditions hydrogéologiques (période de mesure limitée) et sur la longueur réelle de la masse en glissement potentiel à l'amont, il a été décidé de considérer un modèle sécuritaire et de doter la paroi d'une résistance R^* capable d'imposer le mécanisme de rupture supérieur.

Cette option de modélisation conduit à dimensionner la paroi pour une masse en glissement potentiel de longueur critique.

Par rapport à la démarche classique qui consiste à choisir la masse à stabiliser, cette option vise à préserver l'intégrité de la paroi si $L_{\text{réel}} (< L^*)$ est mal apprécié et à ne pas inutilement surdimensionner cette dernière si $L_{\text{réel}} > L^*$.

Le figure 5 ci-contre illustre la problématique liée à l'investissement vis-à-vis de la pérennité de la paroi.

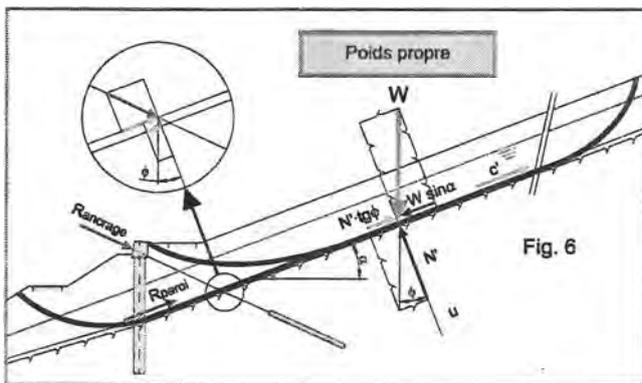


4. ANALYSE DE STABILITE

L'analyse de stabilité fait intervenir la résistance au cisaillement du terrain et la capacité portante de la paroi.

La résistance au cisaillement du terrain est définie par les paramètres géotechniques et les contraintes effectives sur le plan de rupture.

La capacité portante de la paroi est définie par la résistance des pieux, encastrés dans les marnes à la base et appuyés en tête par les ancrages et la longrine.



L'analyse de stabilité est réalisée, pour différentes coupes, à l'aide d'un modèle bidimensionnel dans lequel les ancrages et l'action de la paroi sont introduits sous forme de forces extérieures

L'augmentation de contraintes sur le plan de rupture, due aux tirants d'ancrage, est également prise en considération.

On admet que l'action de la paroi est concentrée au niveau du plan de rupture et que sa direction est parallèle au vecteur déplacement de la masse en glissement potentiel.

L'introduction de **facteurs de sécurité** permet de mener l'analyse de stabilité à différents niveaux de sollicitations (service, dimensionnement, rupture).

L'adoption de **facteurs partiels de sécurité** permet de pénaliser de manière sélective les paramètres qui entrent en jeu en fonction du degré de connaissance et de l'incertitude résiduelle qui les affectent.

4.1 Résistance au cisaillement du terrain

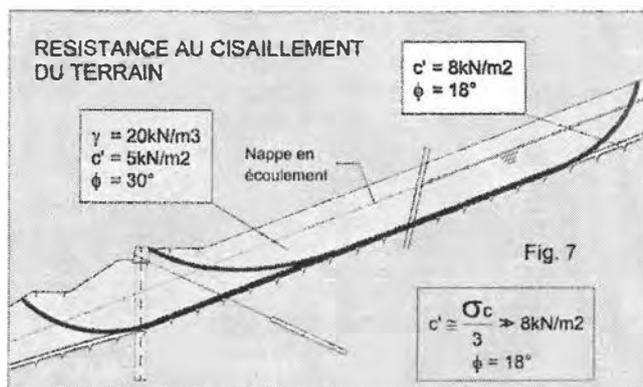
Sur le plan de rupture, la résistance au cisaillement est basée sur :

- des essais de laboratoire permettant d'établir la valeur des paramètres géotechniques de résistance (angle de frottement et cohésion)
- des mesures in situ permettant d'établir le niveau de la nappe et la valeur des pressions interstitielles
- un essai en vraie grandeur offert par le glissement survenu le 22 09 2001. (coefficient de sécurité $F=1$)

Essais de laboratoire

Les essais réalisés en janvier 2001 à l'EPFL sont de deux types :

- essais de cisaillement à la boîte de Casagrande (plan de rupture imposé)
 - essais de cisaillement à l'appareil Geonor (respect des plans de faiblesse naturels dans un certain fuseau).
- Ces essais permettent de déterminer les résistances de pic et résiduelle.



Les paramètres géotechniques de résistance au cisaillement finalement retenus valent $\phi' = 18^\circ$ et $c' = 8 \text{ kN} / \text{m}^2$ pour le plan de glissement principal situé sur le toit des marnes non altérées.

Ces valeurs traduisent une résistance au cisaillement voisine de la résistance résiduelle.

La valeur $c' = c'_{\text{rés}} = 0$ n'a pas été retenue puisque tous les essais ont montré une cohésion après « grands » déplacements supérieure à zéro. Même un échantillon avec une surface de rupture prédécoupée par sciage a livré une cohésion résiduelle, après 4 passages alternés, de $3 \text{ kN} / \text{m}^2$.

Dans la couche superficielle, les paramètres retenus valent $\phi' = 30^\circ$ et $c' = 5 \text{ kN} / \text{m}^2$.

Mesures in situ

La détermination de la résistance au cisaillement du terrain nécessite la connaissance des pressions interstitielles qui permettent d'établir l'état de contraintes effectif.

Les pressions d'eau sur le plan de rupture sont mesurées à l'aide de cellules et de tubes piézométriques.

La densité des points de mesures est importante dans la zone du glissement du 22 septembre 2001. Par contre, la période sur laquelle des valeurs de mesure sont disponibles est limitée (env. 6 mois) et inférieure à un cycle hydrogéologique complet.

Glissement de terrain du 22 septembre 2001.

Ce glissement constitue un essai en vraie grandeur et offre l'opportunité de caler la valeur des paramètres qui entrent en jeu dans l'analyse de stabilité et le dimensionnement de la paroi.

Le modèle de calcul et l'analyse de stabilité sont basés sur les hypothèses principales suivantes :

- géométrie de la surface de rupture . Elle est issue de la carte structurale établie, pour le toit des marnes non altérées, à l'aide d'une densité de forages importante (12 forages répartis uniformément sur 600 m^2 ; 1 forage / 50 m^2)
- résistance au cisaillement. Elle est basée sur les essais de laboratoire c'est-à-dire $\phi' = 18^\circ$ et $c' = 8 \text{ kN} / \text{m}^2$
- niveau de la nappe et pressions d'eau associées. Elle constitue le paramètre de calage du modèle de calcul.

Le niveau de la nappe qui conduit à un facteur de sécurité global $F = 1$ se situe 1 m au-dessous du niveau d'eau rencontré durant la période de mesure qui s'étend de décembre 2000 à juin 2001.

Il est impossible d'établir a posteriori les pressions d'eau qui régnaient le jour du glissement. Toutefois les valeurs de calage ($H_{\text{max}} - 1 \text{ m}$) sont plausibles pour la période à laquelle est survenu le glissement.

Ce calcul de calage montre que le jeu de paramètres admis pour le calcul est cohérent et représentatif. L'adoption de ces valeurs confère aux calculs de dimensionnement une bonne fiabilité.

Il faut finalement noter que les paramètres c' (cohésion), ϕ' (angle de frottement) et u (pression d'eau) ont une influence fondamentale sur la résistance au cisaillement par leur action commune et non de manière isolée. Cette particularité est propre au glissement d'un versant naturel qui présente une longueur importante et une épaisseur plus ou moins constante. Dans ces conditions, la valeur significative est $\tau = (\sigma - u) \cdot \text{tg } \phi' + c'$ et non les valeurs u , $\text{tg } \phi'$ et c' prisent séparément.

4.2 Forces d'ancrages

Afin d'apprécier correctement la résistance ultime externe des ancrages, il a été décidé de réaliser une série de tirants d'essais.

La planification des études et des travaux, guidée en permanence par le souci de réagir rapidement, a contraint le projeteur à mener de front le dimensionnement de la paroi et l'organisation des essais de tirants d'ancrages.

Par conséquent, une hypothèse sur la résistance ultime des scellements s'est avérée nécessaire pour les calculs de dimensionnement. Sur la base de l'expérience acquise dans des terrains comparables, les valeurs suivantes ont été retenues : 667 KN pour la borne inférieure et 1067 KN pour la borne supérieure.

Ces valeurs correspondent à des forces de blocage de 400 respectivement de 640 kN.

Les calculs de stabilité et de dimensionnement de la paroi ont été réalisés avec les valeurs ci-dessus.

L'analyse des résultats livrés par les tirants d'essais a montré par la suite que les valeurs de résistance des scellements étaient plus élevées et se situaient aux alentours de 1350 kN

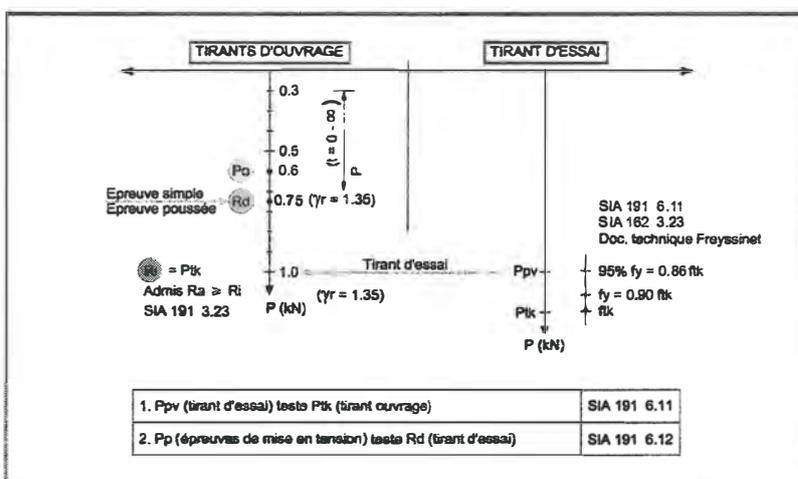
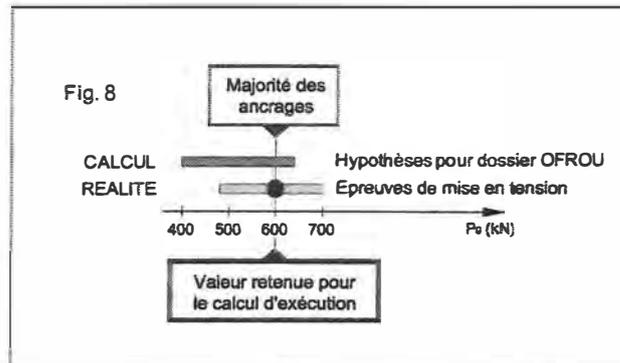
Sur cette base des tirants d'ouvrages Freyssinet 8T13S, présentant une résistance ultime interne comparable (1456 kN), ont été choisis.

Il s'est avéré finalement que les **épreuves de mise en tension** ont révélés des pertes de tension à moyen terme, par fluage. Ces circonstances ont conduit à la décision de réduire les forces de blocage à 600 kN pour la majorité des ancrages.

La figure 8 ci-contre indique, de manière comparative, les valeurs de **calcul admises** et les valeurs réellement **obtenues** avec les tirants d'ouvrages.

On constate que la plage de calcul est comparable, voire légèrement plus sécuritaire que la plage des valeurs mesurées.

Il faut toutefois relever que la grande majorité des ancrages présentent une résistance proche de la borne supérieure de calcul et une dispersion relativement restreinte.



La figure 8 ci-contre donne un aperçu des relations qui existent entre les valeurs de blocage, de dimensionnement et de résistance ultime pour les tirants d'ouvrages.

Elle indique également quels niveaux de sollicitations sont testés par les épreuves de mise en tension (tirants d'ouvrage) et par les essais de traction (tirants d'essai).

Une force de blocage de 600 kN (rupture à 1000 kN) a finalement été retenue pour les calculs d'exécution.

4.3 Résistance au cisaillement de la paroi

La résistance ultime de la paroi constitue l'effet stabilisant maximal que peut déployer l'écran sur la masse en glissement.

Cette résistance ultime est calculée à l'aide d'un modèle poutre bidimensionnel dans lequel les ancrages, les pieux et le terrain sont introduits avec des lois de comportement élasto-plastiques.

Le calcul de stabilité de la masse en glissement définit les besoins en forces de stabilisation pour atteindre le niveau de sécurité souhaité. Le dimensionnement de la paroi confirme que les efforts peuvent être mobilisés pour l'ouvrage de confortation prévu ou dans le cas contraire, détermine la contribution maximale que peut apporter la paroi.

Le modèle et le calcul de la résistance ultime de la paroi font l'objet d'un article séparé. Il faut finalement relever que l'analyse de stabilité du versant et le dimensionnement de la paroi sont étroitement liés.

4.4 Facteurs de sécurité

• Etat de rupture

Tableau des facteurs partiels de résistance (cf tableau ci-dessous)

Le facteur de modèle γ_{mod} s'applique à tous les paramètres de calcul.

Le facteur de sécurité γ_{calcul} (résultat de calcul) est un facteur de sécurité global. Il doit être supérieur à γ_{mod}

• Etat de service

Tous les facteurs partiels de résistance valent 1. Le facteur de sécurité F (résultat de calcul) est un facteur de sécurité global. Il doit être supérieur à 1.

		Paramètre	Mécanisme supérieur	Mécanisme inférieur
	Poids propre	γ	γ	γ
Résistance au cisaillement	sur AC	c' $tg\phi'$		$c' / 1.5$ $tg\phi' / 1.2$
	sur BC	c' $tg\phi'$	$c' \times 1.5$ $tg\phi' \times 1.2$	
	sur CE	c' $tg\phi'$	c' $tg\phi'$	$c' / 1.5$ $tg\phi' / 1.2$
	sur EF	c' $tg\phi'$	c' $tg\phi'$	$c' / 1.5$ $tg\phi' / 1.2$
	sur GA	c' $tg\phi'$		0 0
	Ancrages	P_d		$P_{tk} / 1.35$
	Pieux	V_d		$V_R / 1.2 \cdot 1.5$

4.5 Résultats de l'analyse

Coupe transversale N°7 / Extrémité Sud de la paroi n° 1

Sécurité structurale

Ancrages : 2 x 8T13s par pieu, entre-axe = 2.2 m

$$R_d = \frac{R_a}{\gamma_R} = \frac{2 \cdot 1000}{1.35 \cdot 2.2} \cong 680 \text{ kN} / \text{m}', \gamma_R = 1.35$$

Mécanisme supérieur

- $\gamma_{mod} = \gamma_{calcul} = 1$
- la nappe est proche de la surface topographique
- la longueur critique L^* se monte à 100 m

Etat de service

Ancrages : 2 x 8T13s par pieu, entre-axe = 2.2 m

$$P_e = \frac{2 \cdot 1000 \cdot 0.6}{2.2} \cong 550 \text{ kN} / \text{m}'$$

Mécanisme inférieur

On obtient un facteur de sécurité global $F \cong 1.10$

Pieux : diam. 1.3 m, entre-axe 2.2 m

$$V_{d=} = \frac{V_R}{\gamma_R} \cong 1'050 \text{ kN} / \text{m}', \gamma_R = 1.2 \cdot 1.5 = 1.8$$

Mécanisme inférieur

$\gamma_{calcul} \cong 1.20 > \gamma_{mod} = 1.05$
la position de la nappe et la longueur critique L^* du mécanisme inférieur sont imposés

Coupe transversale N°10 / Extrémité Sud de la paroi n° 2

Par rapport à la coupe N°7, un ancrage supplémentaire 8T13S est disposé dans le pieu, sous la longrine.

Sécurité structurale

Mécanisme inférieur

$$\gamma_{calcul} = \gamma_{mod} = 1$$

Etat de service

Mécanisme inférieur

$$F = 1$$

Au vu des conditions de stabilité de la coupe N°10, le 3^{ème} ancrage 8T13S est maintenu sur la moitié de la longueur de la paroi N°2, c'est-à-dire jusqu'à mi-distance entre les coupes 7 et 10.

Au Sud de la coupe N°10, les conditions de stabilité sont telles que les sécurités souhaitées pour la paroi ne peuvent plus être obtenues et qu'une densification des éléments de confortation n'est pas raisonnable. La paroi de pieux ancrée est supprimée au Sud de la coupe N°10. Dans cette zone, les piles du pont sont protégées par des puits pourvus d'une réserve de déformation majorée et des mesures complémentaires mieux adaptées sont prévues pour limiter les mouvements du versant.

La première mesure adoptée consiste à abaisser la pression d'eau à l'aide de tranchées drainantes. D'autres mesures, adaptées à des mouvements modérés peuvent être envisagées. Il s'agit d'éléments de confortation simples, répartis de manière diffuse et présentant une bonne densité tels que clous, pieux ou barrettes. La mise en œuvre progressive de ces mesures reste subordonnée aux informations livrées par la méthode observationnelle.

5. CONCLUSIONS

La difficulté majeure du problème de la stabilité et du confortement d'un versant naturel consiste à définir un modèle de calcul simple et représentatif.

En ce sens, il nous semble que le modèle retenu présente l'avantage de la clarté et permet d'éviter les écueils d'une approche classique.

L'adoption du mécanisme supérieur permet de définir clairement, la longueur L^* et la masse critique en glissement potentiel à l'amont de la paroi.

Le calage des paramètres sur l'essai en vraie grandeur que constitue le glissement du 22 septembre 2001 permet de retenir un jeu de paramètres c' , $tg \phi'$ et u cohérent et représentatif par leur action commune.

Le choix de doter la paroi d'une résistance $R > R^*$ constitue également un critère clair et objectif de dimensionnement qui permet de créer un « fusible » et protéger les éléments de confortation mis en place.

La méthode observationnelle qui s'impose dans ce genre de situation permet de renforcer ou de mettre en œuvre des moyens de stabilisation complémentaires souples et adaptés à des mouvements de reptation modérés.



Adresse de l'auteur :

Bisetti Aldo

GVH Tramelan SA
Rue de la Paix 30
2720 Tramelan

Téléphone : 032 487 46 36
Fax : 032 487 61 32
E - mail : tramelan@gvh.ch

Intervenants :	Maître de l'Ouvrage et Direction des Travaux	Service des Ponts et Chaussées du Canton de Berne
	Auteur du projet	: Groupement d'ingénieurs GVH - BG GVH Tramelan SA BG Ingénieurs-conseils SA
	Bureau de géologie	: MFR Géologie-Géotechnique
	Consortium d'entreprises	: GTR – Groupement Tunnel du Raimeux Marti AG Pro Route SA Parietti & Gindrat SA Georges Chételat SA

Références :	Laboratoire central des Ponts et Chaussées Stabilité des versants naturels - Bulletin de liaison.1970
	Laboratoire central des Ponts et Chaussées Stabilisation des glissements de terrain - Guide technique.1998

N16 - Confortation de la Combe Chopin

Dimensionnement de la paroi de pieux ancrée

Dr. B. Houriet

N16 – CONFORTATION DE LA COMBE CHOPIN

Dimensionnement de la paroi de pieux ancrée

1. INTRODUCTION

Suite au glissement de terrain majeur intervenu dans la zone Nord de la combe le 22 septembre 2000 et compte tenu de l'impossibilité de modifier le tracé N16 de manière significative, l'option a été prise d'envisager le recours à une paroi de pieux ancrée.

Le concept et le dimensionnement de cette paroi ont été menés en parallèle avec l'analyse de conditions de stabilité globales de l'ensemble de la combe.

2. CONTRAINTES DU PROJET

- La paroi doit offrir une capacité portante suffisante pour éviter sa rupture prématurée avant le développement dans le versant du mécanisme de glissement « supérieur », par déversement au-dessus de la longrine.
- Cette capacité portante doit être maintenue à long terme, pendant toute la durée de vie de l'ouvrage fixée à 100 ans.
- La résistance ultime externe des tirants d'ancrage (capacité des scellements) est variable et doit être évaluée avec prudence.
- Les conditions topographiques, géologiques, hydrogéologiques et géotechniques sont variables dans la Combe.
- La pente prononcée du versant et les conditions d'accès difficiles restreignent les méthodes d'exécution plausibles.

3. CONCEPTION STRUCTURALE ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

La solution exécutée comprend deux parois de 74.0 et 52.6 m de longueur constituée des éléments constructifs suivants :

- Pieux forés tubés :
 - DN 130 cm, écartement 2.2 m
 - longueur 8.5 à 10.5 m
 - armature verticale extérieure : 30 ϕ 30 e = 10.0 cm
 - frette extérieure : 2 ϕ 14 e = 10.0 cm
 - armature verticale intérieure : 15 ϕ 22 e = 19.4 cm
 - frette intérieure : 2 ϕ 14 e = 10.0 cm
 - taux total d'armature verticale : $\mu = 2.38 \%$
- Tirants d'ancrages :
 - 2 tirants de capacité $P_o = 480$ à 600 kN, écartement 2.2 m, réalisés entre les pieux
 - 2 tirants de mêmes capacités et écartement, prévus en réserve au droit des pieux
 - tirants de type Freyssinet, 8T13s, $f_{tk} = 1820$ N/mm², $f_y = 1640$ kN, $R_i = 1456$ kN, $R_a = 800$ à $1'000$ kN, $P_o = 0.6 R_a$
- Longrine :
 - armature longitudinale périphérique : ϕ 22 e = 15 cm
 - étriers : ϕ 16 e = 15 cm
 - structure monolithique, aucun joint de dilatation

Compte tenu des taux d'armature importants et plus particulièrement de la présence d'une double frette, une recette de béton spécifique a été utilisée :

B 35/25, granulats 0 – 16 mm

CEMI 42.5 HS 425 kg/m³

E/C = 0.45 \pm 0.03

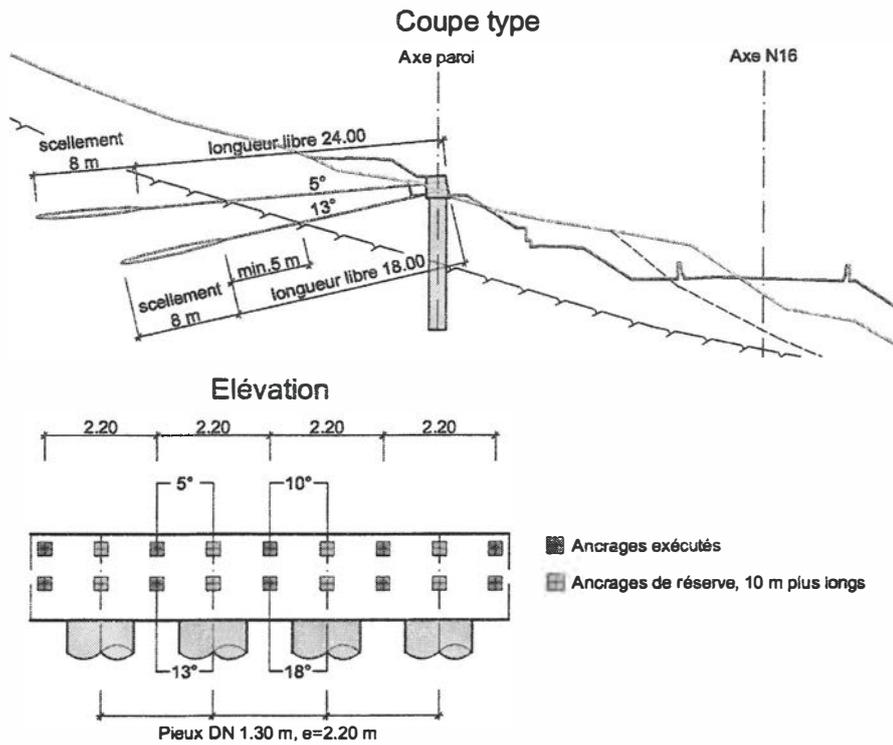


Fig.1 Disposition générale des tirants d'ancrage et des pieux

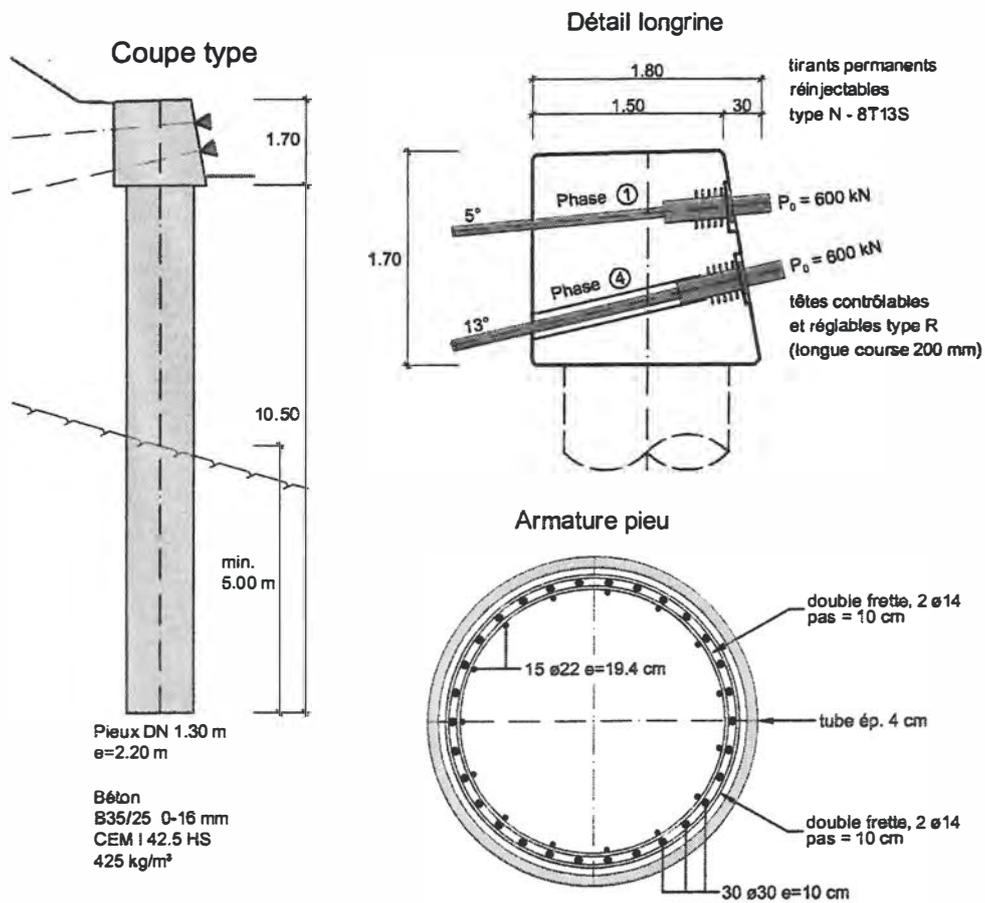


Fig.2 Dispositions constructives

La proposition de l'entrepreneur de recourir à un béton autocompactant avec un dosage en ciment de 475 kg/m³ a été écartée afin de ne pas augmenter le risque de réaction alcalis – granulats, bien que ce type de dommage n'a pas été reconnu à ce jour dans le domaine des pieux forés tubés.

4. MODELE DE CALCUL

L'analyse du comportement structural de la paroi ancrée est menée à l'aide d'un modèle de barres cadre plan (programme Statik N, Statik-2 version 1.58), en tenant compte des différentes non linéarités matérielles :

- Les tirants d'ancrage suivent un comportement élastique parfaitement plastique dont la capacité est limitée à :

$$P_d = 1.25 P_o = 1.25 \times 600 = 750 \text{ kN}$$

- La sécurité structurale interne des pieux sollicités en flexion composée est limitée par le diagramme d'interaction

$$M_R / \gamma_R - N_R / \gamma_R$$

avec $M_R - N_R$ selon SIA 162 / 1993

et $\gamma_R = 1.2 \times 1.5 = 1.8$ selon SIA V192 /1996

- La sécurité structurale externe des pieux (butée dans la couche d'Oxfordien en place) est limitée au moyen de ressorts à comportement élastique parfaitement plastique :

module d'élasticité de l'Oxfordien sain : $E_{moy} = 100'000 \text{ kN/m}^2$

cohésion : $C_{moy} = 150 \text{ kN/m}^2$

module d'élasticité des ressorts (e = 50 cm) : $k_x = 130'000 \text{ kN/m}^2$

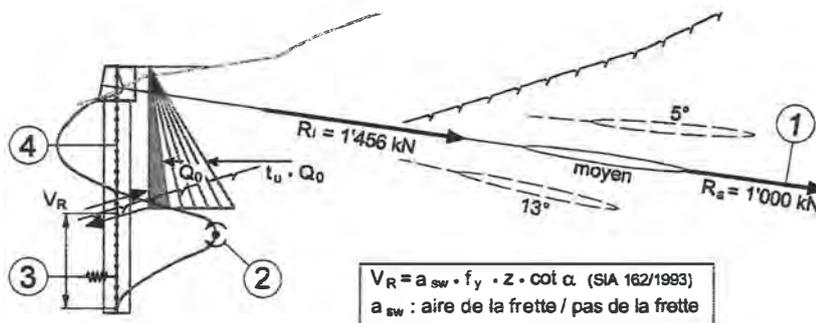
butée maximale (e = 50 cm) : $F_{x,u} = 940 \text{ kN}$

- Les rigidités des pieux sont évaluées en tenant compte du comportement non linéaire du béton (loi $\sigma - \epsilon$, fissuration, fluage) et de l'armature (plastification).

Le calcul non-linéaire incrémental est mené depuis la mise en tension des tirants d'ancrage contre le versant stable jusqu'au développement complet d'un mécanisme de ruine de la paroi.

Une rupture prématurée des pieux par cisaillement n'est pas détectée par le programme, le cisaillement ultime est vérifié manuellement.

Au stade du projet de détail, une analyse paramétrique détaillée portant sur l'influence des valeurs de résistance R_a , $M_r - N_r$ et $F_{x,u}$ a été menée.



① $\gamma_R = 1.35$	② $\gamma_R = 1.80$	③ $\gamma_R = 1.80$	④ $\gamma_R = 1.00$

Fig.3 Modèle de calcul, non-linéarités matérielles

5. COMPORTEMENT DE LA PAROI À L'ÉTAT DE SERVICE

Lors de la mise en tension des tirants d'ancrage contre le versant initialement admis stable, les pieux subissent une fissuration maîtrisée qui engendre une traction maximale de l'ordre de 150 N/mm^2 dans l'armature de la zone supérieure des pieux (moment positif).

Cette valeur est sensiblement inférieure aux contraintes maximales admises pour des structures conventionnelles selon SIA 162 / 1993 (env. 200 N/mm^2).

En augmentant progressivement la pression exercée par la zone en glissement au dos des pieux, on peut déplacer la longrine d'environ 30 mm contre l'aval par rapport à sa position initiale et développer un cisaillement d'environ 400 kN/m' sur le plan de glissement pour atteindre une traction similaire dans l'armature de la zone inférieure des pieux (moment négatif).

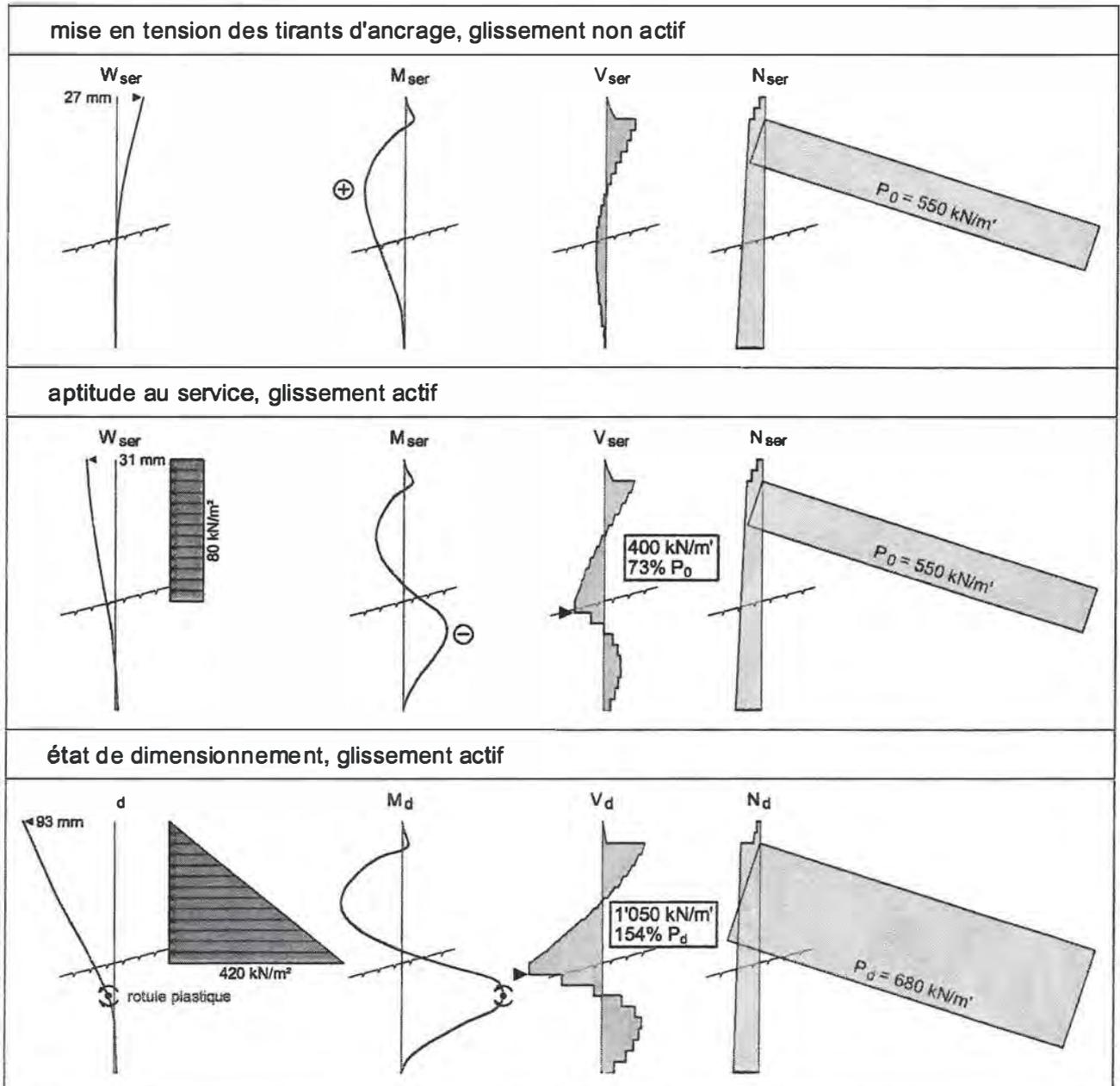


Fig.4 Coupe N°7, déformations et sollicitations de la paroi

6. COMPORTEMENT DE LA PAROI À L'ÉTAT ULTIME

Le mécanisme ultime de ruine intervient généralement par glissement des scellements des tirants d'ancrage et développement simultané d'une rotule plastique dans les pieux, sous le plan de glissement.

Le cisaillement produit par le pieu sur le plan de glissement atteint une valeur de dimensionnement de l'ordre de 1000 kN/m'.

Un équilibre plausible peut être établi dans la zone Nord, approximativement jusqu'à la limite Sud du glissement du 22 septembre 2000. Entre cette limite et la coupe N°10, un troisième tirant d'ancrage de capacité $P_o = 600$ kN doit être réalisé à l'axe des pieux.

Entre les coupes N°10 et 17, le toit de l'oxfordien sain plonge progressivement vers le Sud. La hauteur de la masse en glissement augmente en parallèle et il n'est plus possible de justifier un niveau de capacité portante de ce type de paroi suffisant, même en admettant des capacités de scellement très importantes sur deux niveaux d'ancrages.

La norme SIA 162 / 1993 ne contient pas de prescription spécifique au calcul de la résistance au cisaillement des pieux. Une approche détaillée basée sur un modèle de treillis similaire à celui des poutres rectangulaires est donné par J. Schwartz dans [1].

Une évaluation simplifiée peut être effectuée de la manière suivante :

$$V_R = A_{sw} \cdot f_y \cdot z \cdot \cot \alpha / s$$

- avec A_{sw} : aire de la frette
 f_y : limite d'écoulement de la frette
 z : bras de levier des forces résultantes de traction et de compression
 s : pas de la frette
 α : angle d'inclinaison des diagonales

Par analogie avec la sollicitation de flexion composée, le facteur γ_R peut être admis globalement à 1.8.

Avec les dispositions constructives adoptées, on obtient la résistance suivante :

$$A_{sw} / s = 4 \times 15.4 = 61.6 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$z \cong 0.75 \text{ m}$$

$$\alpha = 30^\circ, \cot \alpha = 1.73$$

$$V_R = 61.6 \times 46 \times 0.75 \times 1.73 = 3'676 \text{ kN}$$

$$\gamma_R = V_R / V_d = 3676 / 2100 = 1.75 \cong 1.8$$

7. MODE DE CONSTRUCTION

Compte tenu des conditions d'instabilité précaires du versant, la paroi de pieux ancrée a été réalisée selon les phases suivantes :

Phase 1 :

Fouille provisoire en 2 étapes longitudinales au niveau +0.3 m, paroi de soutènement en béton projeté, réalisation des tirants d'ancrages supérieurs, scellement des gaines et protection des torons dans l'emprise de la fouille au moyen de tubes acier.

Phase 2 :

Remblayage provisoire au niveau +2.0 m, exécution des pieux par groupes de 5 à 11, avec une cadence d'environ 2 pieux par jour.

Phase 3 :

Excavation finale au niveau ± 0.0 , recépage des pieux, béton de propreté et exécution de la longrine par étapes de 11 m.

Phase 4 :

Béton de remplissage derrière la longrine, mise en tension des tirants d'ancrage supérieurs, exécution et mise en tension des tirants d'ancrage inférieurs.

Cette méthode de réalisation a permis de réduire au maximum le délai entre le bétonnage des pieux et la mise en tension des tirants d'ancrage, pour éviter une sollicitation excessive des pieux en porte-à-faux.

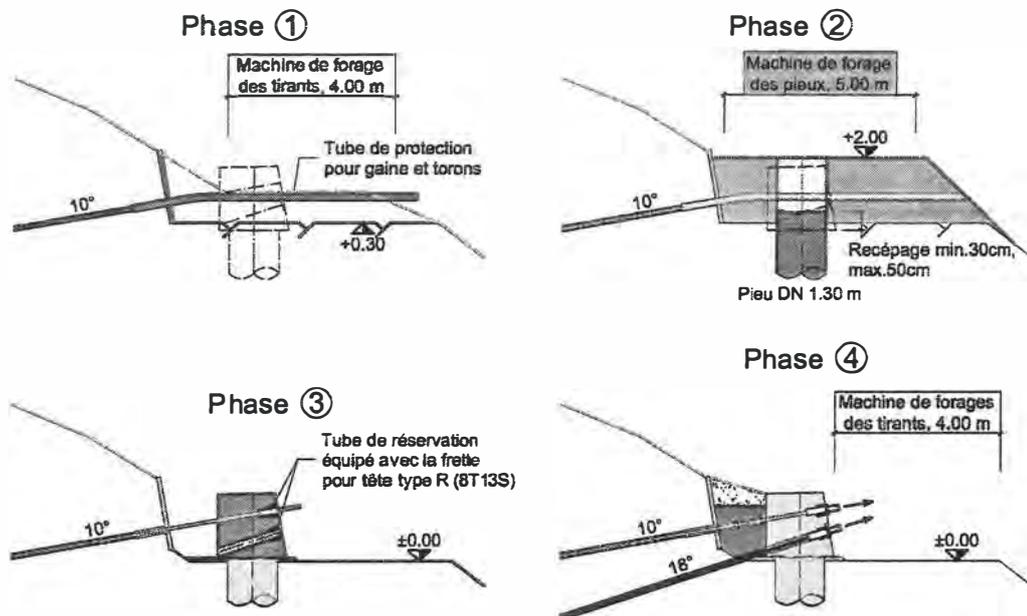


Fig.5 Phases d'exécution

8. CONCLUSION

Les mesures de contrôle des déplacements effectuées dans la combe pendant et après la réalisation de la paroi de pieux ancrée indiquent que le concept de stabilisation visé peut être atteint. Malgré le développement de nouveaux mouvements dans la zone supérieure du versant, aucun déplacement significatif de la longrine contre l'aval n'a été mesuré et les déformations spécifiques mesurées dans l'armature des pieux sont très faibles.

Adresse de l'auteur :

Houriet Bernard

GVH Tramelan SA
Rue de la Paix 30
2720 Tramelan

Téléphone 032 487 46 36
Fax 032 487 61 32
E - mail tramelan@gvh.ch

Intervenants :

Maitre de l'Ouvrage et
Direction des Travaux

Service des Ponts et Chaussées du Canton de Berne

Auteur du projet

:

Groupement d'ingénieurs GVH - BG
GVH Tramelan SA
BG Ingénieurs-conseils SA

Bureau de géologie

:

MFR Géologie-Géotechnique

Consortium d'entreprises :

GTR – Groupement Tunnel du Raimeux

Marti AG

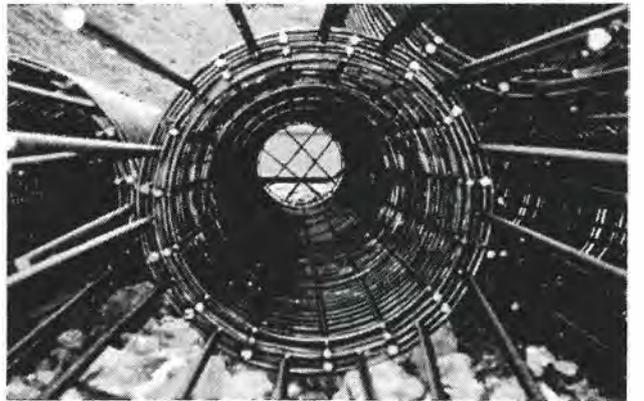
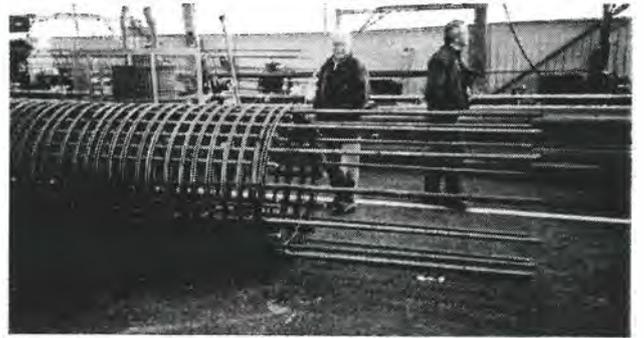
Pro Route SA

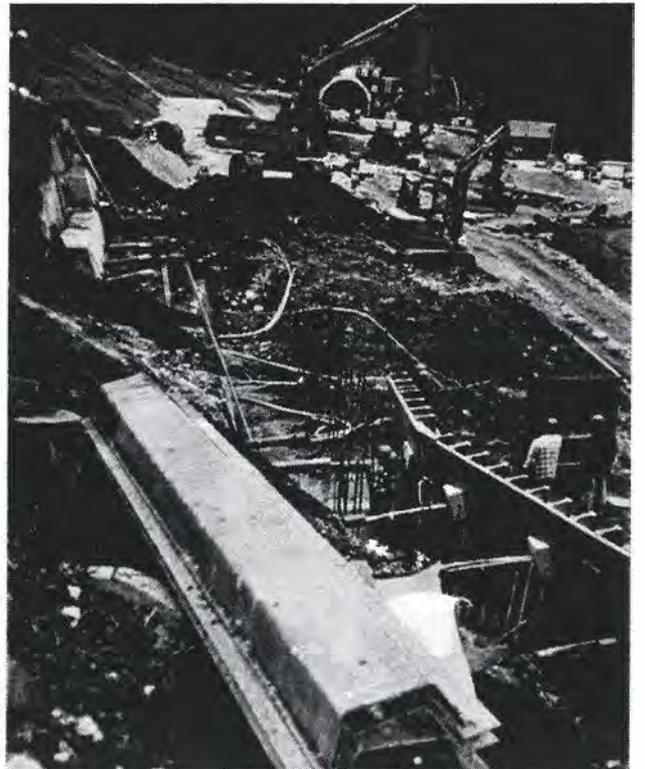
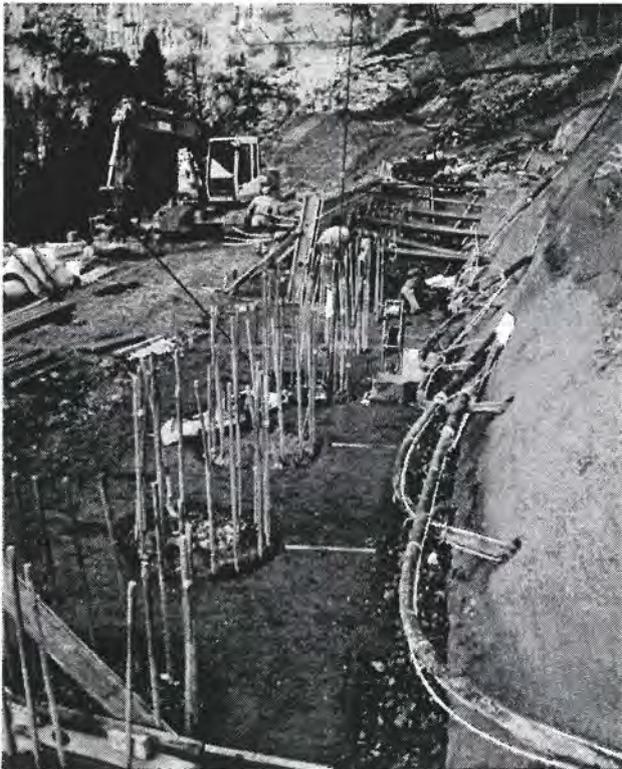
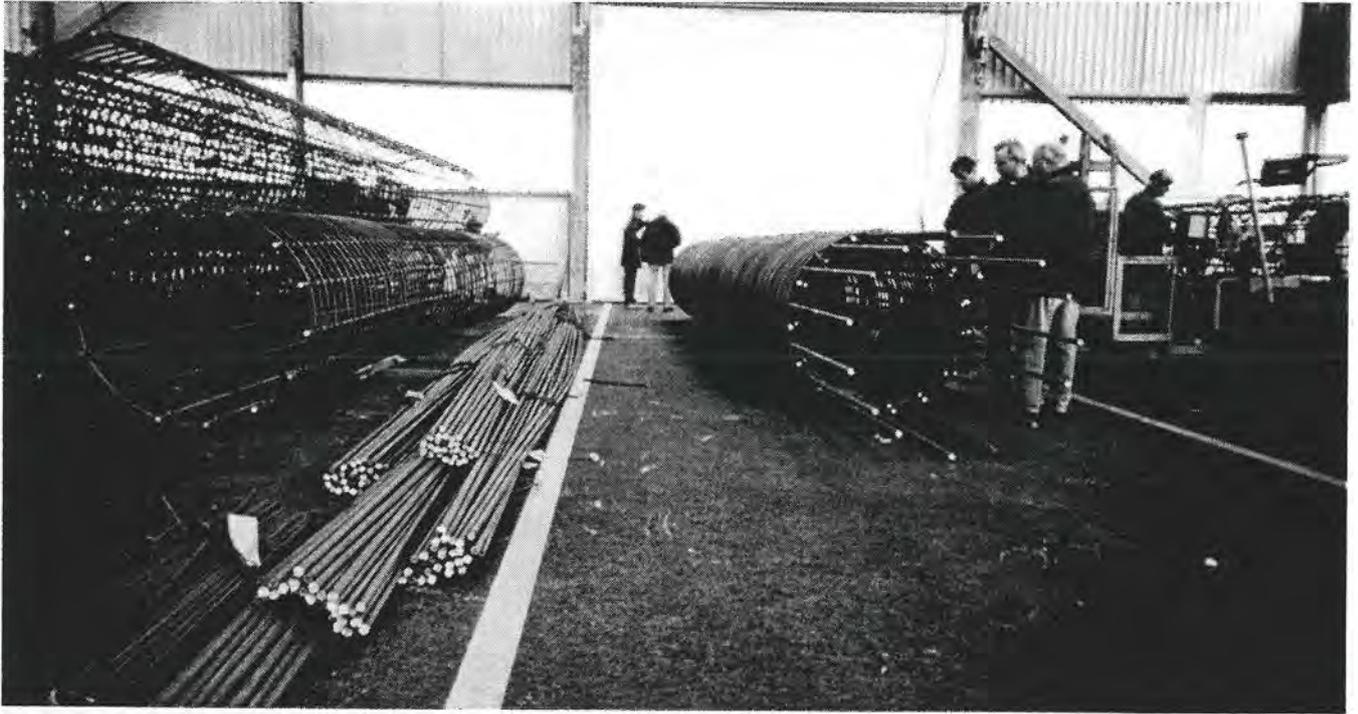
Parietti & Gindrat SA

Georges Chételat SA

Références :

[1] Schwartz J. Stress field design of reinforced concrete members with circular cross sections.





Deformationsmessungen in der Pfahlwand

Combe Chopin

D. Naterop

Deformationsmessungen in der Pfahlwand Combe Chopin

1. Einleitung

Zwischen dem Tunnel Raimeux und dem Tunnel La Roche St-Jean überquert die Transjurane teilweise mit einer Brücke den Hang bei Combe Chopin. Beim Erstellen einer Unterhaltsstrasse trat eine hangparallele Flach-Rutschung entlang der Trennfläche zwischen dem Fels und Lockergestein in einer Tiefe von ca. 6m auf. Die Sicherung des Hanges erfolgte durch eine verankerte Pfahlwand, die im aktiven Rutschhang gebaut werden musste. Es bestand daher die Gefahr, dass die durch die Rutschbewegungen auftretenden Kräfte die Pfahlwand während dem Bau übermässig belasten. Daher wurden im vorliegenden Fall der Bauablauf diesen speziellen Verhältnissen angepasst. Abschnittsweise wurden zuerst die Anker gebohrt dann die Pfähle erstellt, die Longarine gebaut und danach die Anker gespannt.

Mit Präzisions-Deformationsmessungen in der Pfahlwand werden die eingesetzten Berechnungsmodelle sowie das Verhalten der Pfahlwand bezüglich den Verschiebungen und Belastung im Bauzustand und während der Nutzungsphase festgestellt und überprüft.

Nachfolgend wird die Instrumentierung aufgezeigt und die ersten Messresultate eines Pfahles dargestellt.



Bild 1: Der Hang Combe Chopin vor dem Bau der Pfahlwand

2. Anforderungen an das Messsystem

- Es müssen die Dehnungen und die Verschiebungen entlang der zu überwachenden Pfähle lückenlos und in Belastungsrichtung beidseits vom Pfahl gemessen werden.
- Um aus den Verformungsmessungen im Pfahl auf die Belastung (Normalkräfte und Biegemomente) schliessen zu können, ist eine hohe Messgenauigkeit innerhalb wenigen $1/1000\text{mm}$ pro Meter erforderlich. Eine Belastungsänderung von 1MPa ergibt bei einem E-Modul von 30000MPa eine Dehnung von lediglich $30/1000\text{mm/m}$.
- Es müssen die Verschiebungen und Verformungen in horizontaler Richtung präzise (innerhalb von wenigen $1/10\text{mm}$) gemessen werden können.
- Das Messsystem ist so auszulegen, dass die Verschiebungen und Verformungen über lange Zeit d.h. über mehrere Jahrzehnte gemessen werden können.

3. Instrumentierung der Pfahlwand mit Trivec

Die Instrumentierung erfolgte mit dem TRIVEC-Messsystem.

Es besteht im wesentlichen aus Messrohren, die in den Pfahl einbetoniert werden, und einer portablen Messausrüstung.

Die Messrohre mit einem Durchmesser von 60mm weisen Teleskopkupplungen mit einem innenliegenden kegelförmigen Präzisionsmessanschlag auf. Die Form des Messanschlages ermöglicht, dass die Messsonde statisch bestimmt und mit einer hohen Reproduzierbarkeit zwischen jeweils zwei, im Abstand von 1m aufeinanderfolgenden Messmarken, verspannt werden kann. Zur Ausrichtung der Trivec-Neigungsmessung während der Messung weist die Teleskopkupplung einen Orientierungsbolzen auf.

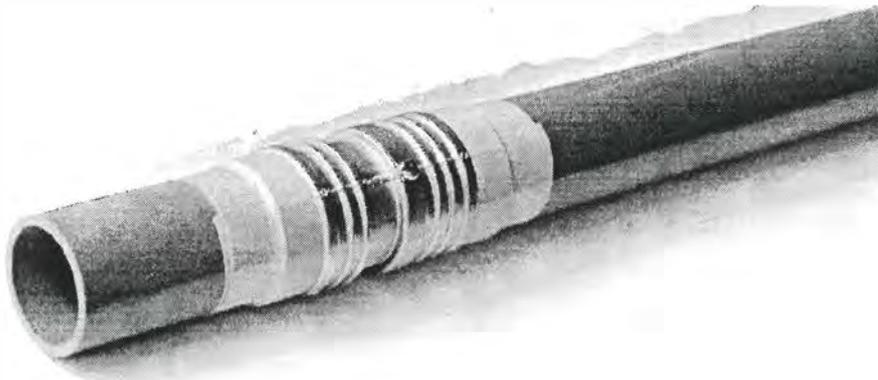


Bild 2: Trivec-Messrohr

Die 1m lange Trivec-Messsonde weist oben und unten je einen kugelförmigen Messkopf auf. Beim Messvorgang werden die Messköpfe der Sonde durch Zug am Kabel oder Messgestänge in den kegelförmigen Messmarken in Anschlag gebracht. In diesem Moment wird mit den Sensoren in der Sonde die Distanz zwischen zwei aufeinanderfolgenden Messmarken und die Neigung zur Gravitationsrichtung mit hoher Präzision gemessen und die Messwerte auf dem Feldcomputer gespeichert.

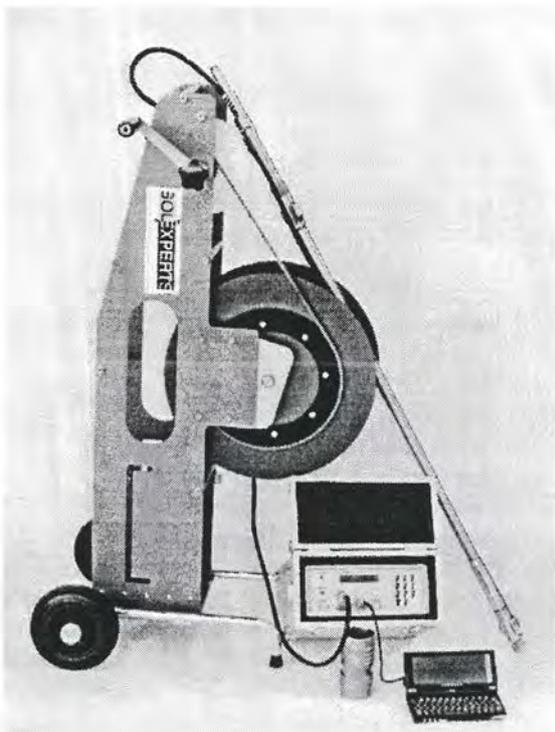


Bild 3: Trivec-Messausrüstung

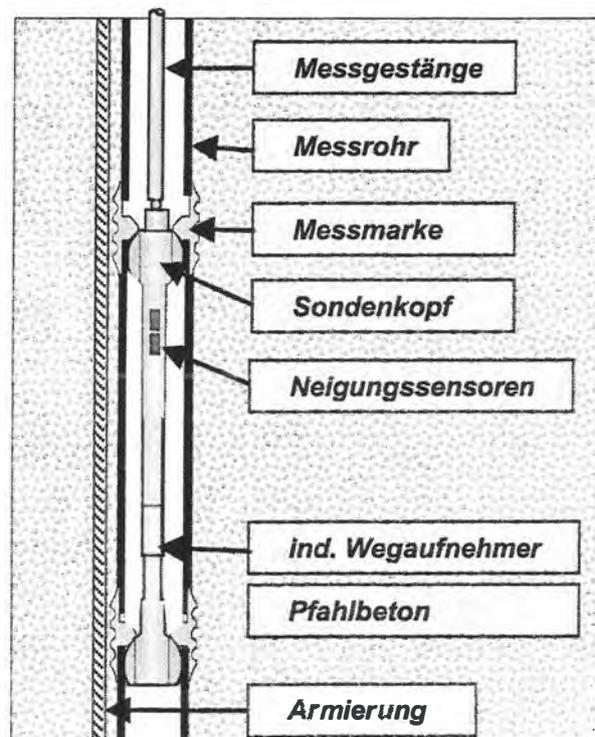


Bild 4: Schema Trivec-Messausrüstung im Pfahl

Um systematische und zufällige Fehlereinflüsse bei der Messung zu weitgehend zu kompensieren, erfolgt die Messung in jeder Position in jeweils zwei Lagen (auf Umschlag). Die Messungen erfolgen schrittweise Meter für Meter zweimal sowohl beim Absenken als auch beim zurückziehen der Trivecsonde. Vor und nach jeder Messkampagne wird die gesamte Messausrüstung kalibriert. Es werden die Nullpunkte und die Faktoren der beiden Neigungssensoren und vom Wegaufnehmer festgestellt. Diese Werte werden bei der Auswertung der einzelnen Messungen berücksichtigt. Durch den rechnerischen Vergleich der Folgemessungen mit der Nullmessung werden die Verschiebungen und Verformungen der instrumentierten Pfähle ermittelt und danach die Messresultate in graphischer sowie numerischer Form dargestellt.

Die Messrohre wurden auf der Baustelle und im Lieferwerk der Armierungskörbe, in die Pfahlarmierung eingelegt und provisorisch mit Stahlbändern befestigt. Um einer möglichen Beschädigung beim Transport der Armierungskörbe und beim Betonieren der Pfähle vorzubeugen, wurden, anstatt der normalerweise eingesetzten Kunststoff-Messrohre, hier Rohre aus Stahl eingesetzt. Der obere provisorische Messrohrabschluss erlaubt eine Verlängerung der Messrohre. So konnten die Messlinien in der über den Pfählen angeordnete Longarine verlängert werden.



Bild 5: Pfahlarmierung mit den Trivec-Messrohren

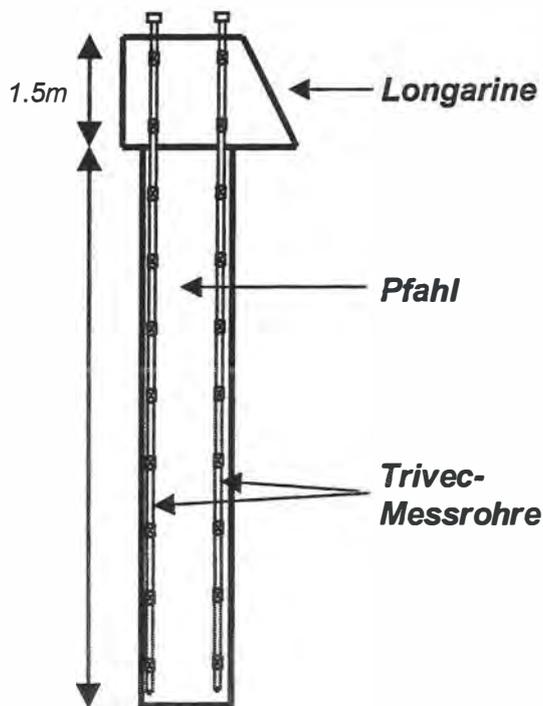


Bild 6: Schematischer Querschnitt durch instrumentierten Pfahl

Die instrumentierten Armierungskörbe wurden gleich wie die nicht instrumentierten Körbe versetzt und betoniert.



Bild 7: Versetzen der Pfahlarmierung mit den Trivec-Messrohren

4. Messresultate der Messung im Pfahl 16

Insgesamt wurden in 8 Pfählen je zwei Trivec-Messrohre versetzt. Die 8 instrumentierten Pfähle sind über die gesamte Pfahlwand verteilt. Eine erste Nullmessung erfolgte jeweils ca. 2 Wochen nach dem Betonieren des Pfahles. Gleichzeitig wurde zusätzlich zur Trivec-Messung das Temperaturprofil im Pfahl gemessen. Die Temperaturmessung erlaubt temperaturbedingte Verformungen zu kompensieren. Eine weitere Messung erfolgte in der Regel bevor die Anker gespannt wurden über die gesamte Messrohrlänge (Pfahl und in der zwischenzeitlich gebauten Longarine) und eine weitere wenige Tage später, nachdem die Anker im betreffenden Abschnitt vorgespannt waren.

Die ersten zwei Messungen zeigen einerseits das Schwinden des Betons und die Verkürzung aufgrund der Pfahlauskühlung. Anhand der Neigungsmessungen kann ebenfalls festgestellt werden ob der Pfahl bereits Kräften vom möglicherweise aktiven Rutschhang unterworfen ist.

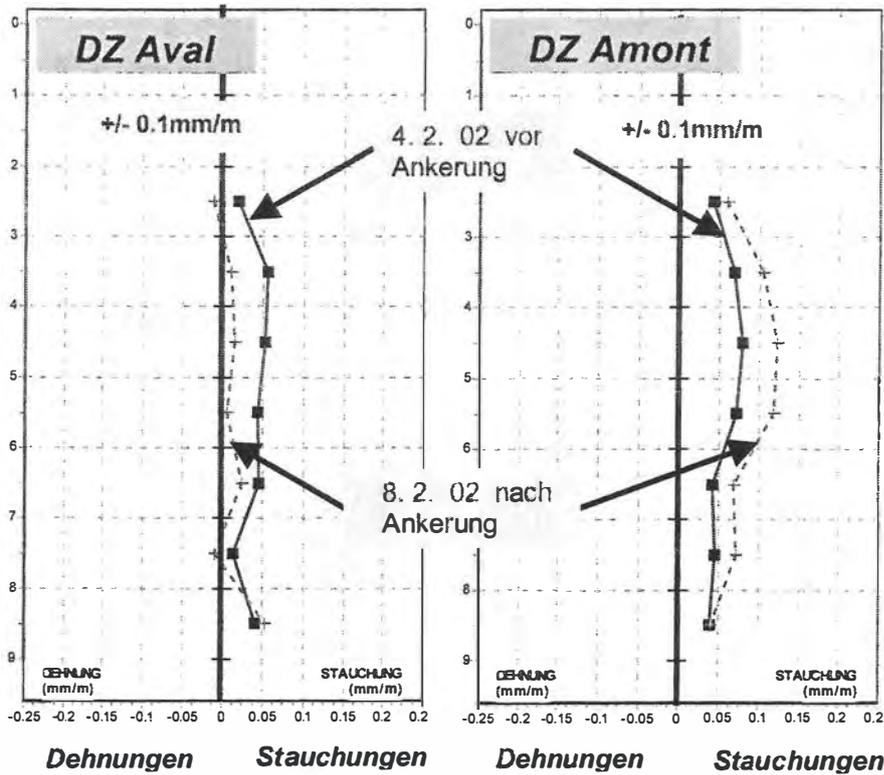


Bild 8: Differentielle vertikale Verschiebungen

Deutlich manifestiert sich das Aufbringen der Ankerkraft in den differentiellen vertikalen Verformungen. Das hangseitig angeordnete Messrohr zeigt kleine aber deutliche Verkürzungen, gegenüber der Vormessung, von maximal 0.05mm/m und das talseitige Messrohr Verlängerungen von maximal 0.045mm/m. Da nur sehr geringe Horizontalverschiebungen festgestellt wurden, kann davon ausgegangen werden, dass im vorliegenden Fall in dem bisherigen Zeitraum keine wesentliche Horizontalbelastung auf den Pfahl einwirkte.

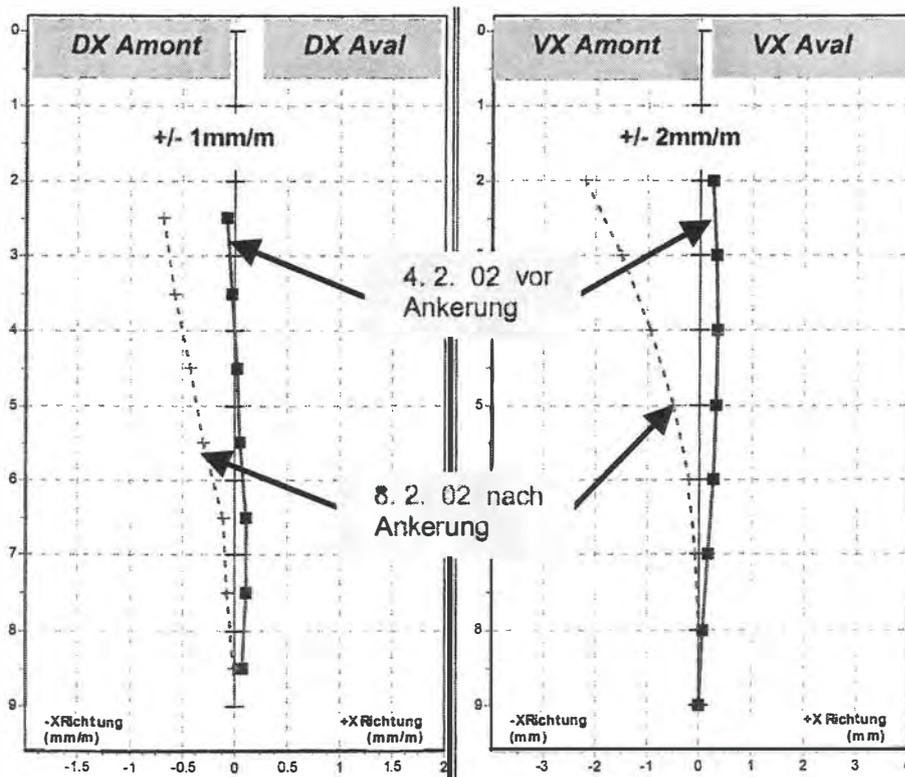


Bild 9: Integrierte horizontale Verschiebungen

5. Schlussbemerkungen

Die Instrumentierung der Pfahlwand Combe Chopin, die erfolgte im Auftrag des Tiefbauamtes des Kantons Bern und unter der Leitung vom Ingenieurbüro GVH Tramelan, zeigt eindrücklich dass Bauwerke wie die instrumentierte Pfahlwand auf Ihre Wirkungsweise messtechnisch überprüft und über lange Zeit überwacht werden können. Die Messungen entsprechen im Prinzip den Messungen eines Versuchsbalkens im Labor. Basierend auf den Messungen kann im vorliegenden Fall die Normalkraft und Momentenbelastung bestimmt werden. Diese Messungen dienen als Input für die numerische Modellierung der verankerten Pfahlwand. Die hohe Messgenauigkeit der gewählten Messgeräte ist für die hier zu lösende Messaufgabe absolut notwendig. Ähnliche Instrumentierungen erfolgten in den letzten Jahren in verschiedenen Schützwänden (unter Anderem in Port Suez und Port Said) sowie für Vertikal- und Horizontal-Pfahlbelastungsversuche.

Daniel Naterop
c/o Solexperts AG
Schulstrasse 5
8603 Schwerzenbach

Les projets de tunnels sur le tracé de l'Alb dans le canton du Jura

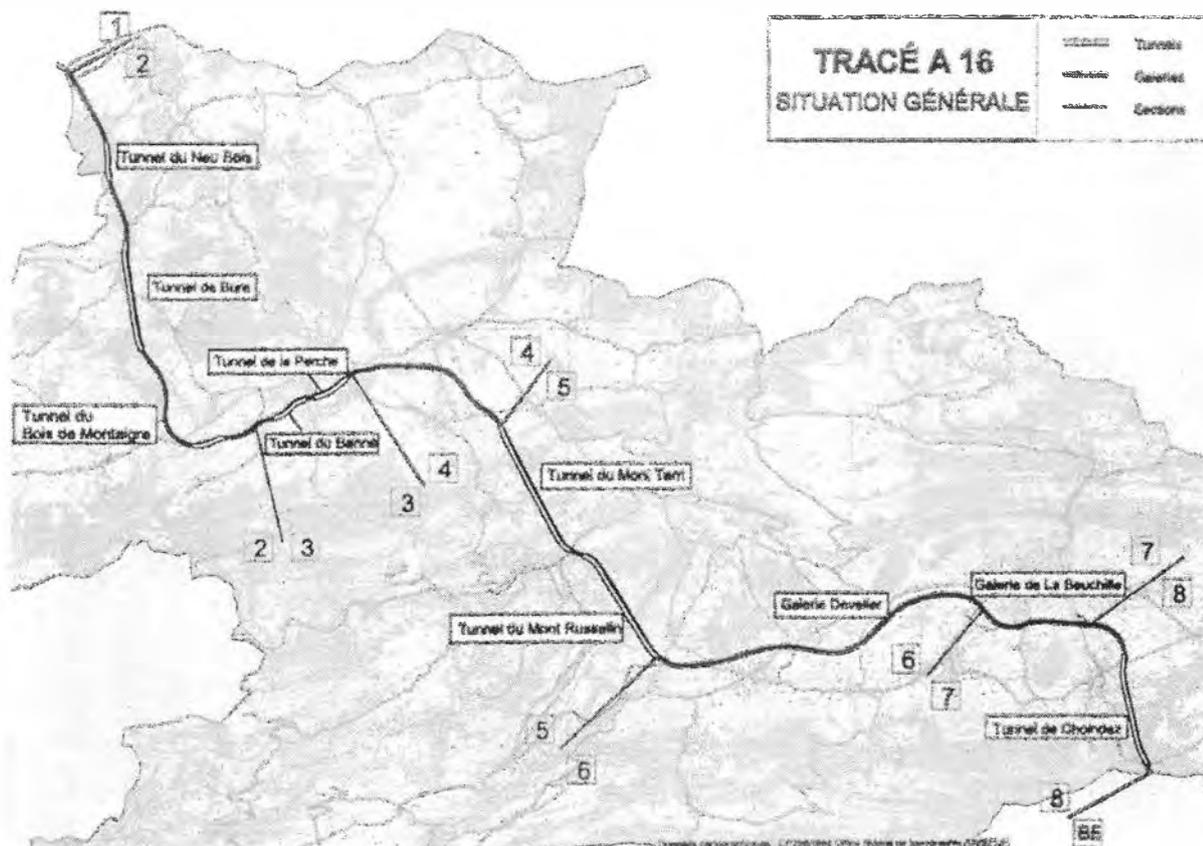
J.-Ph. Chollet

Service des ponts et chaussées Section route nationale

1. La route nationale A 16 sur sol cantonal jurassien

Les exposés précédents vous ont amené par l'autoroute jusqu'aux portes du plus jeune des cantons de la Confédération; à la Roche St-Jean dans la Cluse de Moutier.

Il m'appartient maintenant de vous présenter ou, pour la plupart d'entre vous, de vous rappeler les grandes lignes de notre projet entre la limite cantonale bernoise et le poste frontière de Boncourt - Delle.



1. Carte générale

1.1 Le tronçon en service

Entre Delémont et Porrentruy, 23 km environ d'autoroute ont été inaugurés le 13 novembre 1998. Cette première étape se compose de 3 sections. Une parenthèse s'impose ici pour indiquer que notre numérotation a son origine à la frontière française. Mon intervention s'enchaînant sur celle relative à la partie bernoise exposée précédemment, j'ai souhaité poursuivre dans la même direction helvético-centrifuge. Ceci explique une numérotation qui vous paraîtra inverse à la logique.

En reprenant depuis Delémont, la section 6 est une autoroute de plaine à 4 voies sur 10 km, comportant entre autres objets, la tranchée couverte de Develier d'une longueur de 800 m environ, et de nombreux soutènements. La section 5 est constituée essentiellement de 2 ouvrages dont vos précédentes réunions se sont certainement occupés une fois ou l'autre. Ce sont les tunnels monotubes du Mt Russelin et du Mt Terri dont je rappelle les longueurs soit 3.5 respectivement 4 km. Ils sont tous deux équipés de galeries de sécurité. La construction de la jonction de St-Ursanne, entre les 2 tunnels a aussi provoqué quelques cheveux gris chez les partenaires géotechniciens de ses concepteurs.

La section 4 enfin se déroule dans une plaine en Ajoie. Sa construction à 4 voies aussi n'aura guère donné de grains à moudre aux mécaniciens des sols que par ses importants soutènements du Noir-Bois et du Cras d'Airmont.

1.2 Les sections en construction

Même si le maintien du rythme de travail imprimé par la 1ère étape a donné quelques sueurs froides à votre serviteur immédiatement après son ouverture, nous réalisons actuellement pour environ 150 mio de francs annuels les évitements de Porrentruy et Delémont - Cette fois, je repars avec mon récit dans le sens inverse mais pour une autre motif. Dans le Jura, en raison d'une politesse régionale exacerbée, on ne saurait mettre 2 fois Delémont devant Porrentruy ou inversement.

L'évitement donc de la Cité des Princes-Evêques, notre section 3, comporte 4 pistes de part en part sur un peu **moins** de 3 km. Il inclut 2 tunnels (Perche et Banné) d'un km environ chacun.

Celui de la capitale cantonale, cela nous n'avons pas pu l'éviter mesure un petit peu **plus** de 3 km. La réalisation d'une tranchée couverte de 900 m protège la Ville des émissions sonores et circonscrit les pertes de surface agricoles.

1.3 Les sections en préparations

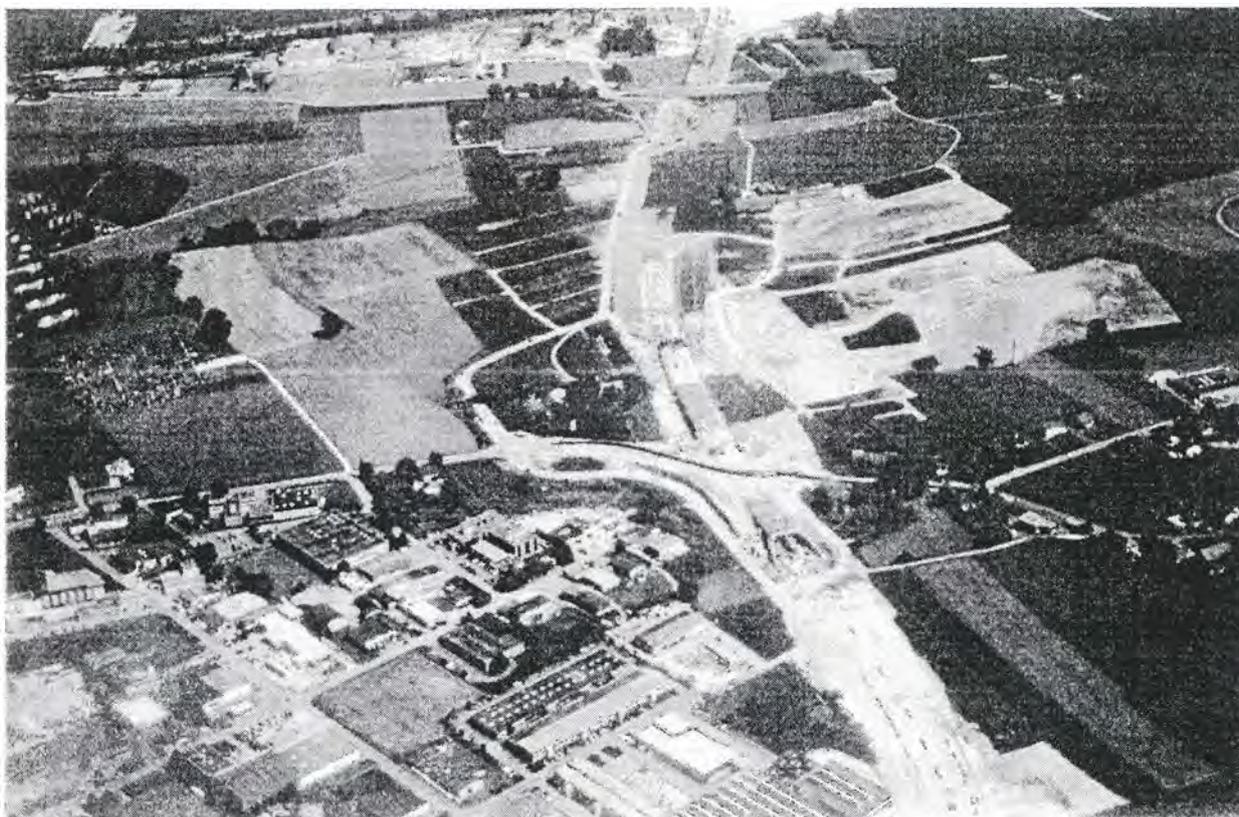
Le dernier maillon sur notre territoire entre les parties bernoises et jurassiennes de la Transjurane est la section 8. Elle s'étend sur 5 km dont 3 sont constitués par le tunnel monotube de Choindez. A l'autre extrémité, le tronçon manquant, les sections 2 et 1 (la section 1 est purement administrative. Il s'agit de la plate-forme douanière qui est subventionnée différemment, c'est précisément cette différence qui motive la distinction). La section 2 couvre une distance de 13.5 km, c'est la plus longue sur territoire jurassien. Tout au long de ces 13.5 km, à partir de Porrentruy, on rencontre d'abord le tunnel de Montaigne. Au stade final (je m'expliquerai encore sur ces termes), celui-ci comportera 2 tubes de 900 m environ. Plus loin, sous la place d'arme de Bure, le tunnel monotube du même nom, de 3 km de longueur, garantira l'absence de confrontations directes entre trafic civil et véhicules militaires blindés!

Dernier obstacle intéressant pour votre société suisse, avant la frontière, la colline du Neu-Bois nécessitera le percement d'un tunnel d'un km également, bitube en stade final.

Je souhaite après vous avoir présenté l'ensemble de notre projet revenir un peu plus en détail sur quelques objets. D'abord

2. Les ouvrages en construction

2.1 La tranchée couverte de la Beuchille sur la section 7

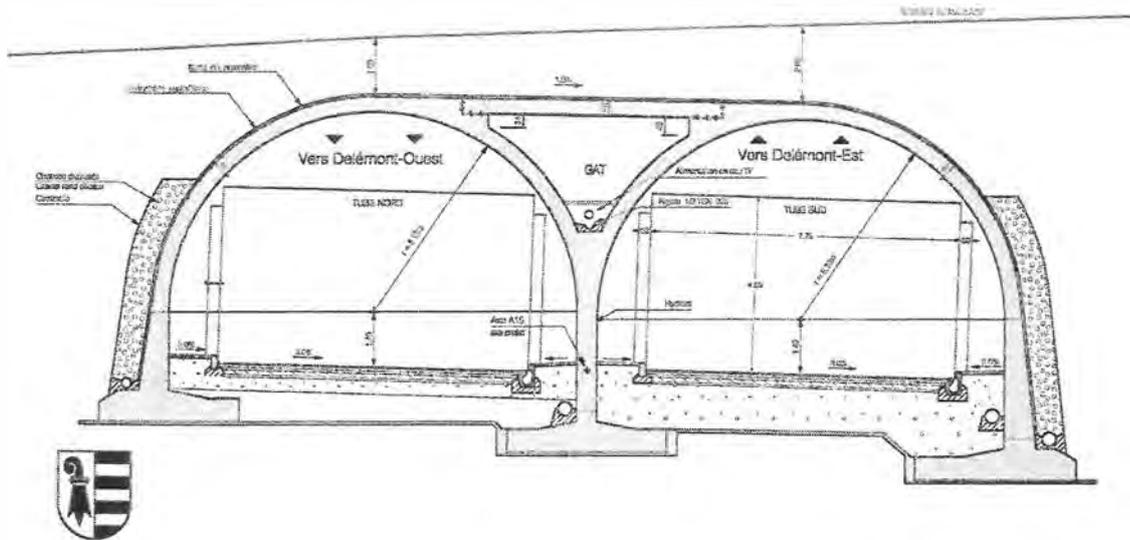


2. Chantier

Du point de vue géologique, le tracé traverse une formation de Molasse marneuse, recouverte d'une couche de colluvions d'une épaisseur allant jusqu'à 2.5 m constituée de limons argileux ou sableux. La zone altérée de la Molasse marneuse atteint des profondeurs variant de 3 à 4.5 m environ. Les caractéristiques géotechniques de la molasse altérée ou des colluvions sont médiocres. De plus, la molasse saine en profondeur s'altère très rapidement lorsqu'elle est découverte.

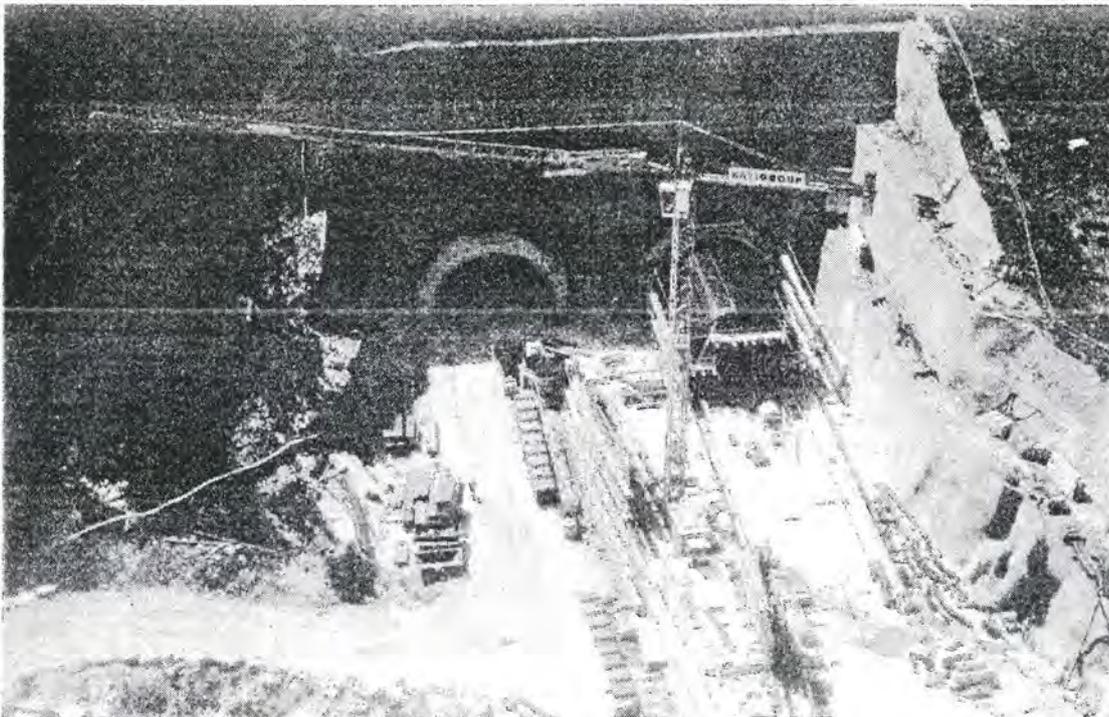
Le niveau des eaux souterraines est proche de la surface et des écoulements ont lieu dans des couches graveleuses ou sableuses ainsi qu'à l'interface de telles couches avec des horizons plus imperméables (limons argileux ou argiles limoneuses). Les venues d'eau surviennent à différents niveaux, de 1 m à plus de 4.5 m de profondeur.

A 16 - TRANCHEE COUVERTE DE LA BEUCHILLE
PROFIL TYPE



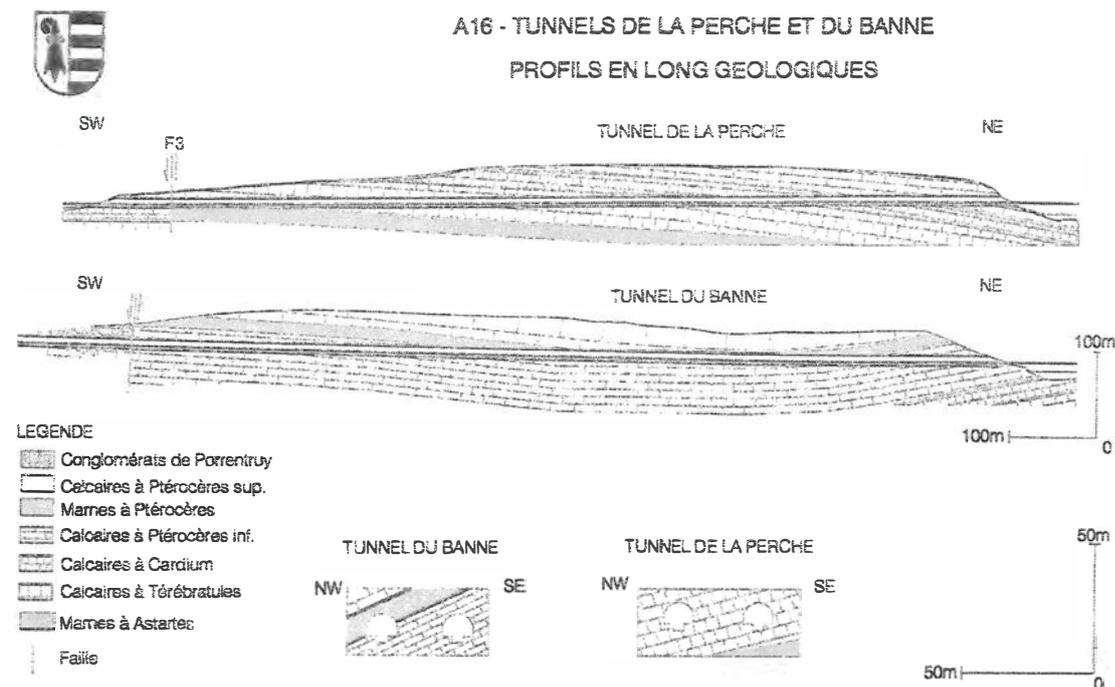
3. Profil en travers

2.2 Les tunnels de la Perche et du Banné sur la section 3



4. Portail du Voyeboeuf

Tunnel de la Perche



5. Profils géologiques

Géologie

Les 2 tubes du tunnel de la Perche se situent intégralement dans les formations du Secondaire et plus particulièrement dans les niveaux du Kimméridgien inférieur et du Séquanien supérieur. L'excavation se produit exclusivement dans des niveaux calcaires (Kimméridgien inférieur, calcaires à Cardium et calcaires à Térébratules). Les marnes à Astartes affleurent pratiquement au radier dans la zone Ouest du tube Sud.

Mise à part une frange d'éboulis de pente d'épaisseur limitée, les portails prennent place dans le rocher du Secondaire et n'entraînent pas de problèmes particuliers.

Hydrogéologie

Les conditions hydrogéologiques qui étaient annoncées "pas très favorables" dans la mesure où le toit de la nappe phréatique se situait quelques mètres au-dessus de la calotte sur une partie importante du tunnel n'ont malgré tout conduit qu'à des venues d'eau limitées.

Tunnel du Banné

Géologie

Mis à part les zones de portails, les deux tubes du tunnel se situent intégralement dans les formations de Kimméridgien.

Le tube Nord recoupe les calcaires du Kimméridgien inférieur à l'exception de la zone centrale qui s'inscrit pour la majeure partie de la section dans les marnes à Ptérocères.

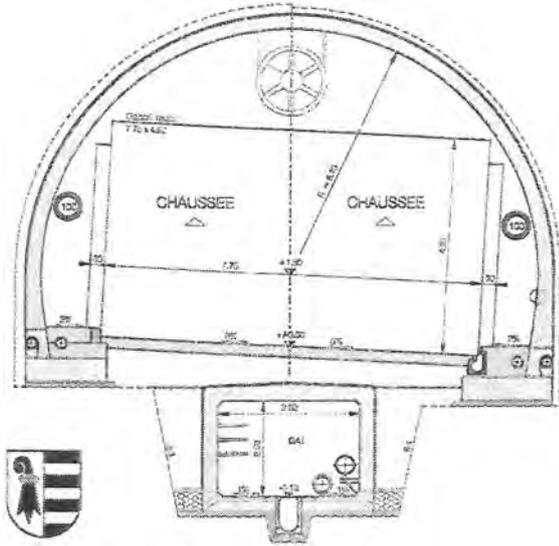
Le tube Sud traverse légèrement plus bas la série stratigraphique. Les marnes à Ptérocères se trouvent par conséquent toujours au-dessus de la calotte. Dans la partie centrale toutefois, la couverture de calcaire est fortement réduite sur une longueur importante. Bien que n'intervenant pas directement dans la section d'excavation, l'influence défavorable des marnes à Ptérocères n'a pu être négligée lors de l'excavation.

Les fronts d'attaque à l'Ouest se situent dans les conglomérats de Porrentruy du Tertiaire et ont conduit à la réalisation d'une fouille importante.

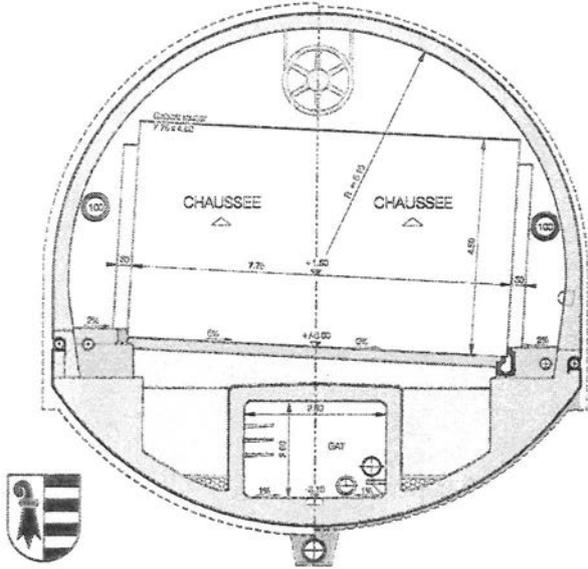
Hydrogéologie

Les conditions hydrogéologiques sont favorables dans la mesure où la nappe phréatique demeure sous le radier de la galerie technique sur la majeure partie du tunnel.

A16 - TUNNELS DE LA PERCHE ET DU BANNE
PROFIL TYPE DANS LES CALCAIRES



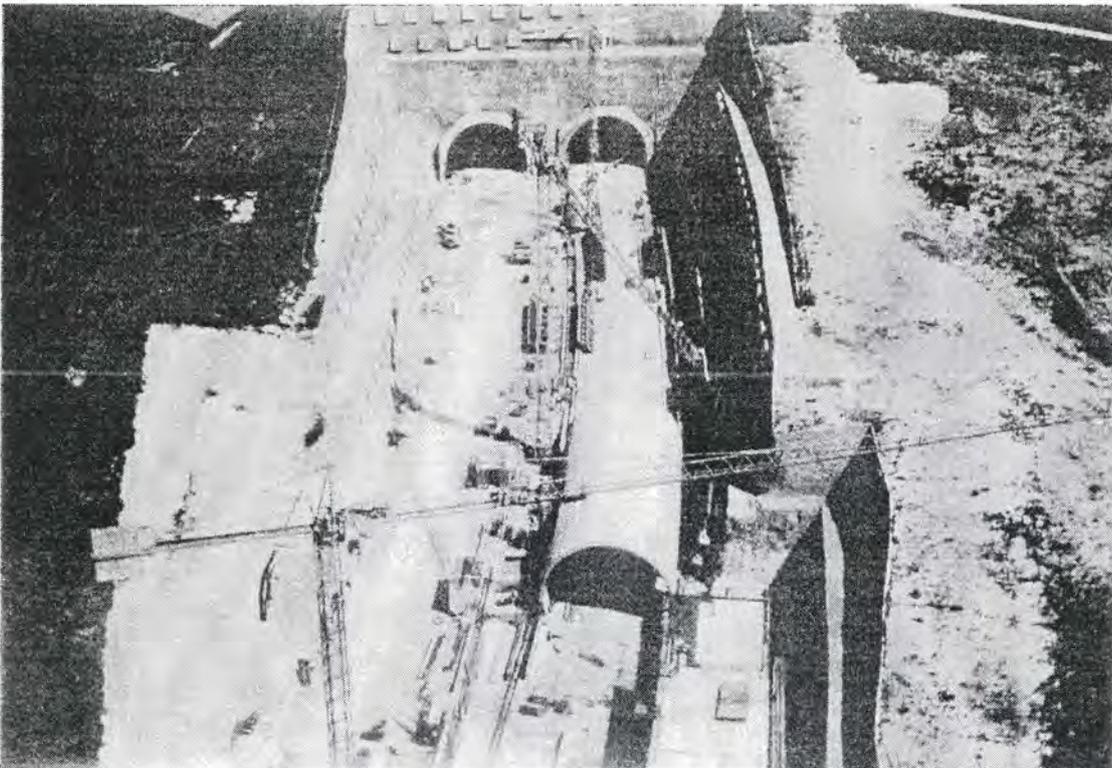
A16 - TUNNEL DU BANNE
PROFIL TYPE DANS LES MARNES



6. Profils en travers

7. Profils en travers

Nous avons, lors de l'appel d'offres, proposé une excavation traditionnelle par section partielle (avancement en calotte). Une variante d'entreprise en pleine section a finalement été retenue. Toutes nos très nombreuses mesures d'ébranlements sont restées dans les valeurs des normes. Nous devons néanmoins traiter une cinquantaine de réclamations.



8. Portail de l'Oiselier

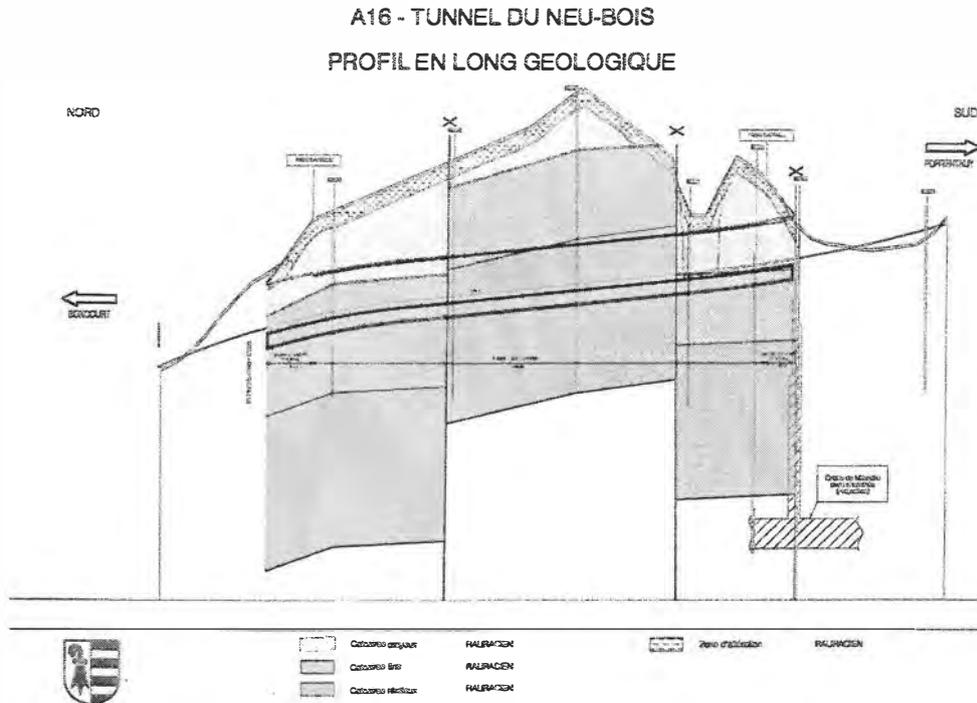
Ne pas oublier: les ouvertures évidemment simultanées en novembre 2005.

3. Les ouvrages futurs

3.1 Sur la section 2

En préambule, il convient de préciser les termes de l'approbation du projet définitif de la section par le Département fédéral le 20 décembre 2001. Monsieur le Conseiller fédéral a accepté la réalisation, prévue jusqu'en 2008 de la chaussée France (2 voies) en 1ère étape. La chaussée Berne, dont la mise en service peut être envisagée pour 2012 - 2015, sera réalisée après l'ouverture de la première. Pour les tunnels, la construction d'un seul tube lors de la 1ère étape est explicitement spécifiée.

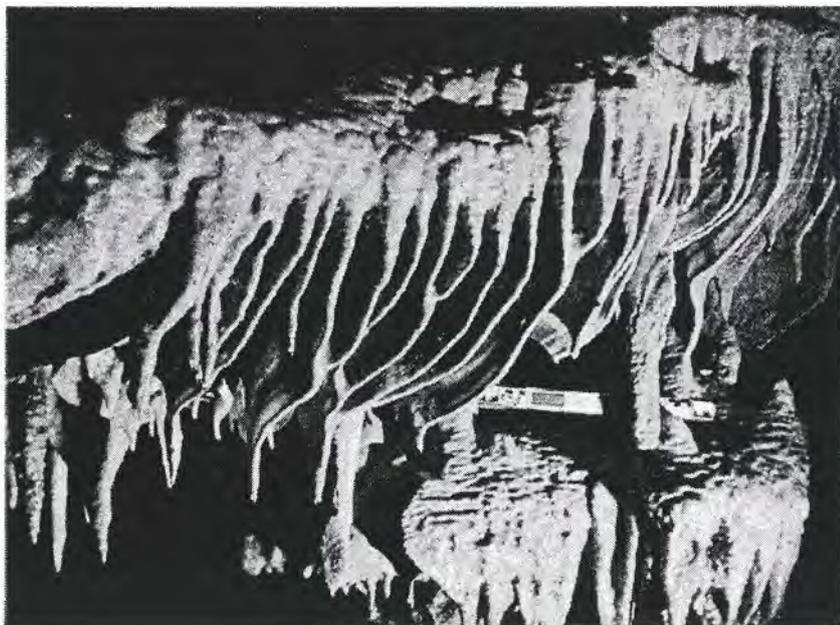
3.1.1 Tunnel du Neu-Bois



9. Profil géologique

Le tunnel du Neu-Bois recoupe des formations calcaires tendres à mi-dures du Rauracien.

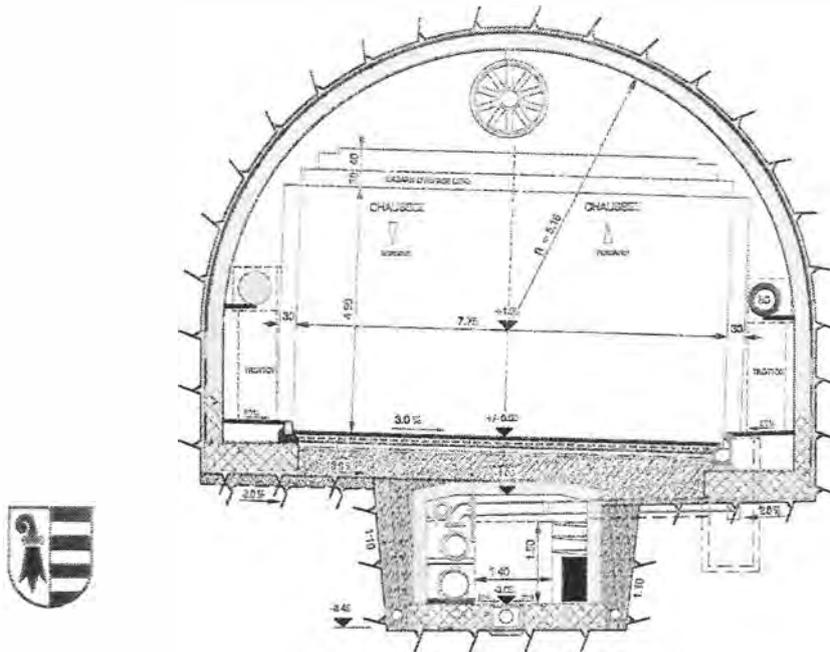
A16 - TUNNEL DU NEU-BOIS
GROTTE DE MILANDRE



10. Grotte de Milandre

A16 - TUNNEL DU NEU-BOIS

PROFIL TYPE



11. Profil en travers

A ce stade, nous prévoyons une excavation avec galerie pilote et machine à attaque ponctuelle. La galerie pilote du 2ème tube (2ème étape) sera réalisée d'avance comme galerie de sécurité.

3.1.2 Tunnel de Bure

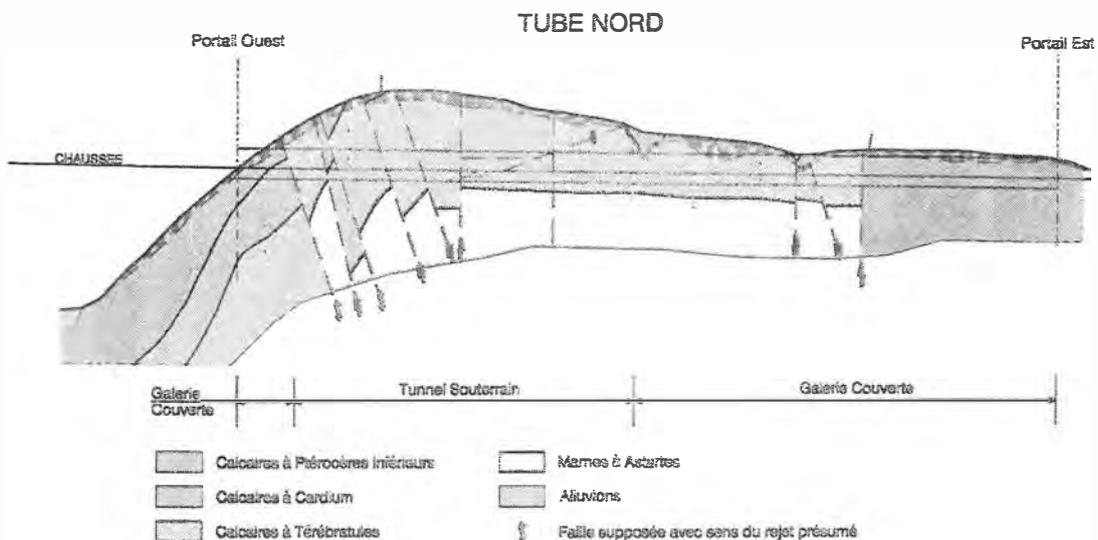
Je ne m'essaierai pas à maladroitement déflorer ce sujet. Vous serez renseignés très complètement et de manière beaucoup plus compétente sur cet ouvrage au cours des prochains exposés.

3.1.3 Tunnel du Bois de Montaigne



A16 - TUNNEL DU BOIS DE MONTAIGRE

PROFIL EN LONG GEOLOGIQUE

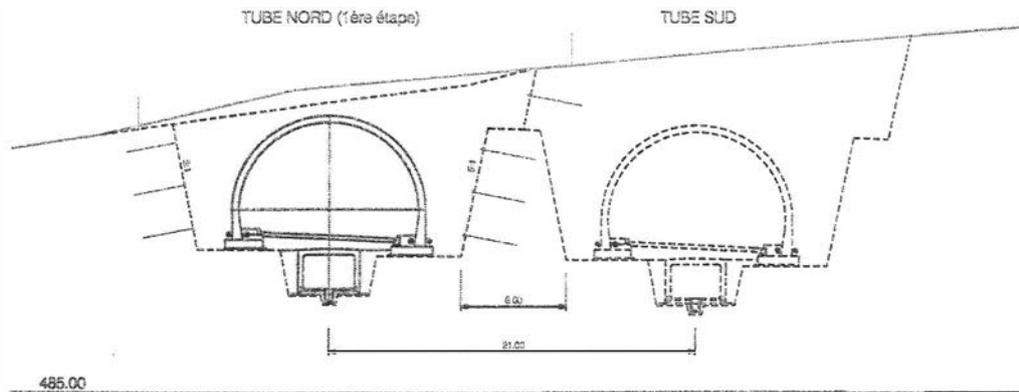


12. Profil géologique

Le tunnel recoupe principalement les calcaires à Térébratules (Séquanien supérieur). Dans la partie centrale de l'ouvrage, les marnes à Astartes remontent au niveau de la section d'excavation et un petit vallon rempli de terrain meuble (loess Quaternaire) atteint la calotte sur une centaine de mètres en longueur dans le tube Sud. Les conditions hydrogéologiques sont en principe favorables et le débit global de drainage après excavation restera limité à 10 - 20 l/sec.



A16 - TUNNEL DU BOIS DE MONTAIGRE
PROFIL TYPE ET ETAPES DE REALISATION



13. Profil en travers

Quelques remarques concernant les phases de construction et les problèmes spécifiques liés aux particularités des 2 étapes et deux méthodes de construction.

3.1.4 Programme

Au point de vue des délais de réalisation, l'objectif 2008 pour l'ouverture de la section 2 devient de plus en plus problématique. La conjonction des difficultés administratives (lois sur les marchés publics et les recours qu'elles permettent particulièrement) et l'étranglement constant des robinets des crédits fédéraux nous contraint en permanence à adapter nos pronostics et 2009 nous semble aujourd'hui plus réaliste.

3.2 Reste enfin la section 8

La procédure relative à l'objet principal de cette section se déroule selon la nouvelle réglementation dictée par la législation fédérale sur les routes nationales. Le projet définitif est depuis le 4 février 2002 au DETEC en vue de son approbation; je suis dans l'impossibilité de donner une date fiable d'aboutissement de la procédure.

3.2.2 Programme

Conformément à ce que j'ai dit précédemment, il m'est très difficile de fixer un t_0 . En conséquence, je me bornerai à répéter, sous toute réserve, le délai actuellement inscrit dans le projet de 7^{ème} programme à long terme de construction des routes nationales, à savoir 2010.

Mais qu'est-ce qu'une ou deux années en comparaison avec les 150 millions de patience dont ont fait preuve ces magnifiques traces de sauropodes pour nous parvenir.



Jean-Philippe Chollet
ingénieur cantonal
Service des ponts et chaussées

Galerie de reconnaissance pour le tunnel de Bure

Géologie

R. Christe

1. Introduction

D'une longueur de 2905 m, le tunnel de Bure sera l'un des ouvrages souterrains majeurs de l'autoroute A16 (Transjurane), qui reliera à travers le canton du Jura, les réseaux autoroutiers français et suisse (Fig. 1).

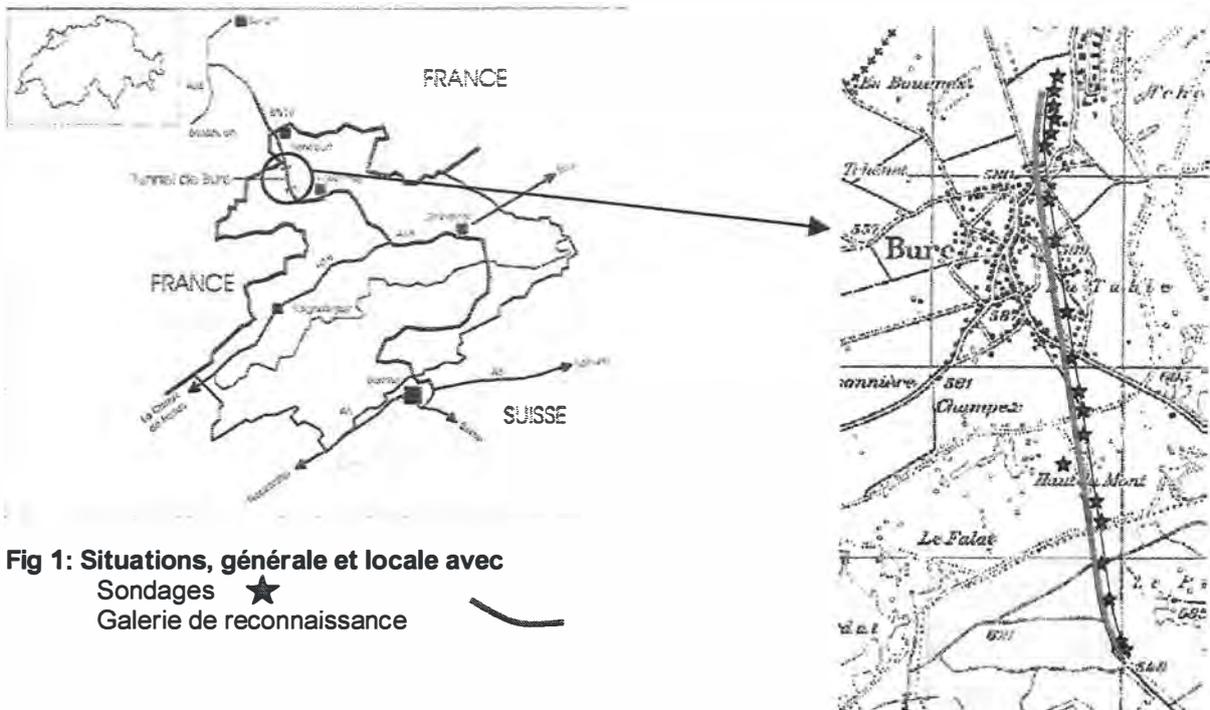


Fig 1: Situations, générale et locale avec Sondages ★ Galerie de reconnaissance

Le plateau de Bure (Jura tabulaire) est constitué par une série essentiellement calcaire d'environ 300 m d'épaisseur, en position subhorizontale. Le plateau est découpé par 2 systèmes de fractures d'orientations générales N-S et WNW-ESE dont les rejets produisent une structure dite "en touches de piano" (horst et graben).

Une faille majeure transversale délimite, par un rejet de 17 mètres, le tunnel de Bure en 2 secteurs bien distincts (Fig. 2):

- au Sud, des terrains essentiellement calcaires (Oxfordien supérieur et Kimméridgien);
- au Nord, les formations marneuses à marno-calcaires des Marnes à Astartes et des Calcaires à Astartes et Natices (Oxfordien moyen à supérieur)

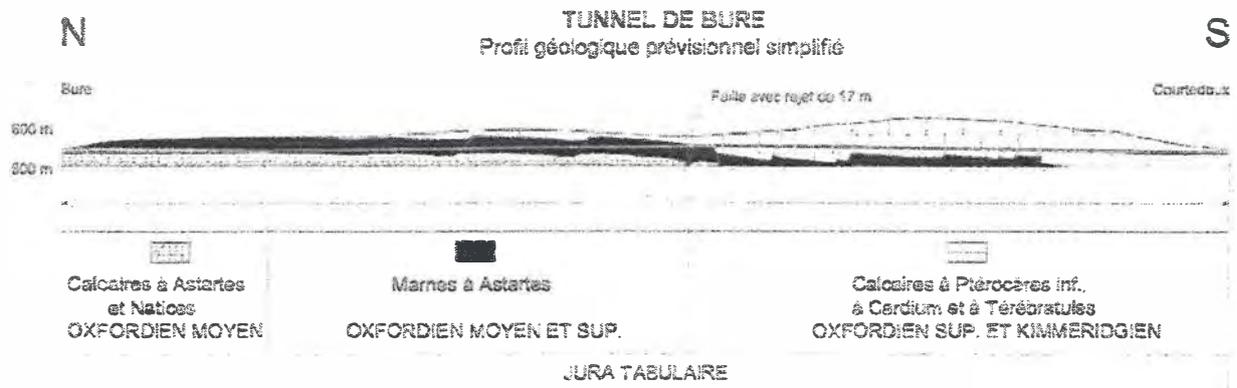


Fig. 2: Profil en long géologique du tunnel de Bure

2. Reconnaissances géologiques

1990-1991	reconnaissances indirectes (cartographie, géophysique)	
1991	8 sondages carottés, tous avec piézomètres	556.1 m
1993-1994	12 sondages carottés, dont 9 avec piézomètres	606.3 m
1998	3 sondages carottés, dont 2 avec inclinomètres	59.3 m
	23 sondages, au total	1221.7 m
1999-2000	galerie de reconnaissance (TBM ϕ 3.65 m)	2961.9 m

3. Géologie: 2 secteurs distincts

3.1 Secteur calcaire (Sud)

3.1.1 Dureté des calcaires

Les calcaires des différentes formations géologiques sont en général moyennement durs à durs et à déformabilité moyenne (Classification de Deere – Fig. 3). Les Calcaires à Térébratules, le "Banc à Momies" et les Calcaires à Astartes et Natices peuvent être très durs, alors que les bancs de la moitié inférieure des calcaires à Cardium sont moyennement durs à tendres. Les bancs marneux des Marnes à Astartes sont tendres à très tendres et déformables.

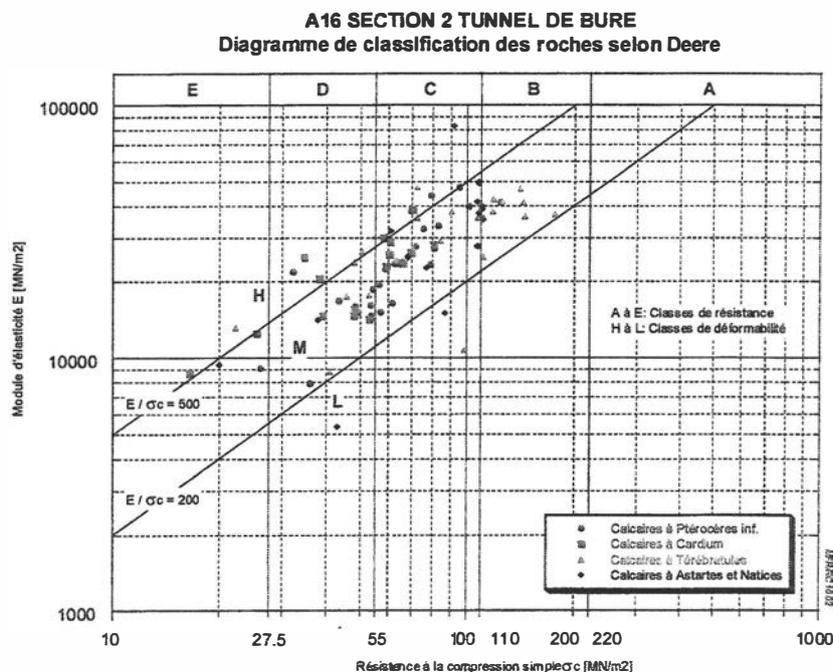


Fig. 3: Classification selon Deere des formations calcaires

3.1.2 Karst, cavités

Le tronçon calcaire de la galerie est recoupé par une vingtaine de conduits karstiques de taille décimétrique à métrique. Ces conduits sont généralement colmatés, du moins partiellement, par un remplissage argileux brun, et la moitié d'entre eux présentent des écoulements d'eau.

La karstification se développe principalement sur des interstrates argileuses. Localement, les fractures favorisent le développement du karst qui recoupe alors les bancs calcaires (développement vertical du réseau).

Deux cavités karstiques de tailles importantes ont été recoupées par la galerie de reconnaissance:

- la cavité n°1, mesurant 15 m de long pour 4 m de large et environ 17 m de haut, est comblée dans la partie inférieure par des blocs calcaires dans une matrice argileuse. Elle se développe dans les Calcaires à Cardium (sur toute la hauteur de la formation) sur un accident géologique subvertical d'orientation N-S et est délimitée à la base par un interlit argileux centimétrique qui recoupe le radier de la galerie;
- la cavité n°2 est accessible par un conduit karstique vertical d'environ 60 cm de large, s'ouvrant en radier de la galerie, dans les Calcaires à Térébratules. Ce conduit débouche sur une première salle de 7 m de

long pour 2 m de large, alignée sur une faille subverticale d'orientation NW-SE. La cavité se poursuit plus bas jusqu'à -11.50 m par rapport au niveau du radier, pour atteindre au total 30 m de développement.

3.1.3 Venues d'eau – débits et analyses chimiques

Les venues d'eau les plus importantes sont concentrées sur les 80 premiers mètres de la galerie (au Sud), qui correspondent à la zone de drainage principale de l'ouvrage. Les débits drainés par la galerie de reconnaissance sont estimés comme suit:

- débit moyen: 5-10 l/s
- débit de crue: 60-120 l/s

Les eaux du massif rocheux sont des eaux karstiques typiques, bicarbonatées calciques et sans anomalies chimiques notoires. Selon la norme DIN 4030, aucune de ces eaux n'est agressive au béton. La représentation graphique des résultats sous forme de diagramme de Tillmans montre également qu'il s'agit d'eaux incrustantes (Fig. 4). Il existe donc un risque important de colmatage des systèmes de drainage et des conduites mises en place.

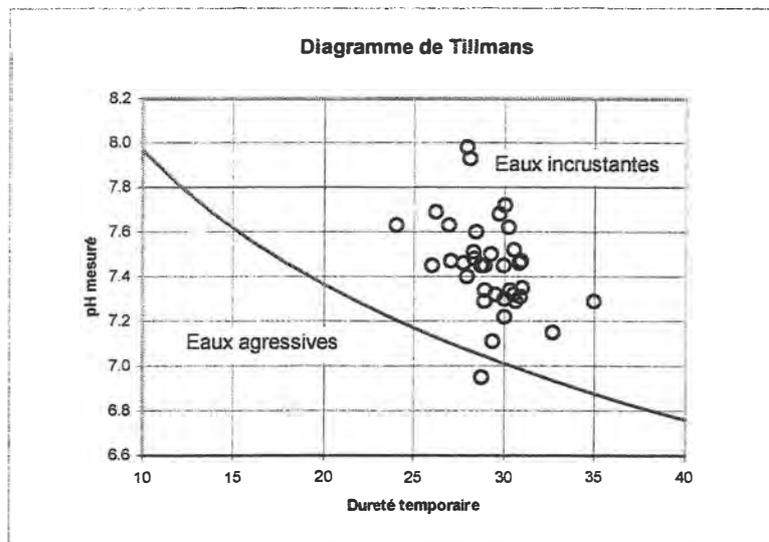


Fig. 4: Diagramme de Tillmans pour les eaux prélevées dans la galerie et dans les sondages

3.1.4 Dégagement de gaz

Un suivi des émanations de radon dans le tronçon calcaire de la galerie a été réalisé en collaboration avec le chimiste cantonal, M. C. Ramseier. Les résultats du monitoring montrent plusieurs pics, notamment lors du percement de la cavité n°1, avec des teneurs atteignant 1200 Bq/m³. Dans ce cas particulier, il y a eu accumulation de radon durant un week-end de repos, la ventilation étant arrêtée.

Les émanations de radon mesurées ne présentent pas de risques pour les ouvriers: la concentration ne dépasse en effet pas 100 Bq/m³ durant les phases de travail, lorsque la ventilation est enclenchée. A titre indicatif, nous mentionnerons que les normes admises selon la CNA sont de 3000 Bq/m³ pour une personne travaillant 8 heures par jour et 220 jours par année dans cet environnement.

3.2 Secteur marne (Nord)

3.2.1 Gonflement des marnes

Au total, 19 échantillons de marnes ont été prélevés dans les formations géologiques des Marnes à Astartes et des Calcaires à Astartes et Natiges sur le site du tunnel de Bure.

Des essais de gonflement ont été effectués au laboratoire de l'ISRF (EPFL), selon la méthode Huder-Amberg, au moyen d'oedomètres traditionnels du type mécanique des sols.

La Fig. 5 montre que les résultats de laboratoire obtenus pour les formations marneuses rencontrées dans la galerie de Bure sont comparables aux caractéristiques de gonflement régionales des marnes de l'Aalénien et de l'Oxfordien s.s., réputées pour leur comportement gonflant.

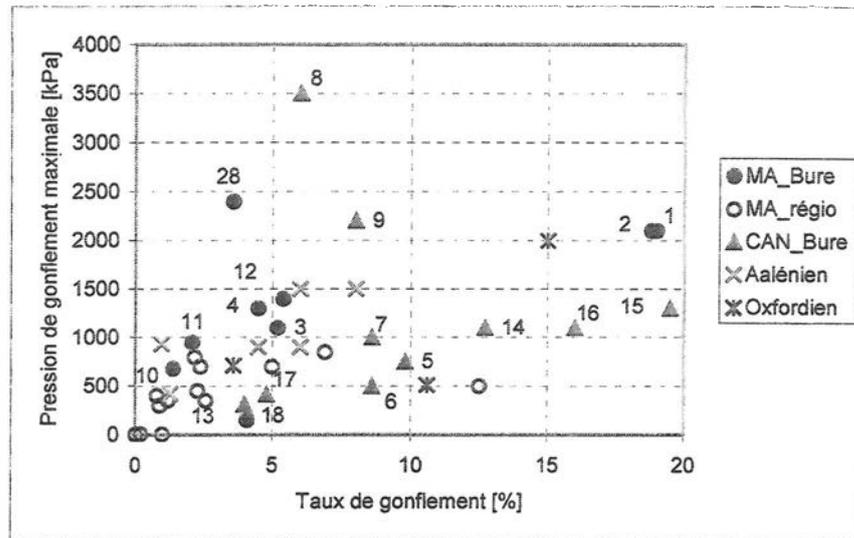


Fig. 5: Représentation graphique des résultats d'essais de gonflement

MA_Bure: Marnes à Astartes – tunnel de Bure
 MA_régio: Marnes à Astartes – valeurs régionales
 CAN_Bure: Calcaires à Astartes et Natices – tunnel de Bure

En reportant ces essais dans leur contexte lithostratigraphique (Fig. 6), on observe les faits suivants:

- les taux de gonflement >10% et les pressions de gonflement >2000 kPa sont obtenues pour des niveaux marneux de 20 à 40 cm d'épaisseur;
- le taux de gonflement des horizons marneux importants (2 à 3 m d'épaisseur) ne dépassent pas 5-6 %;
- la pression de gonflement des horizons marneux importants ne dépasse pas 1500 kPa.

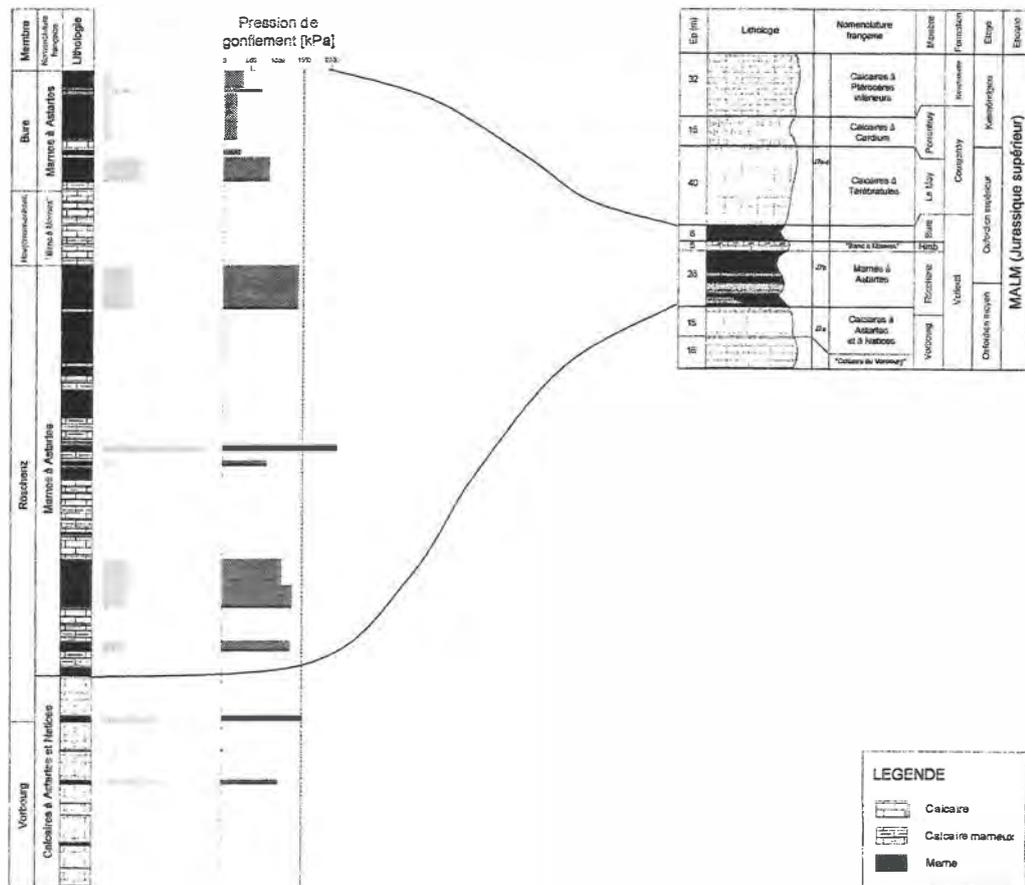


Fig. 6: Potentiel de gonflement des niveaux marneux

3.2.2 Protection des eaux souterraines

L'extrémité Nord de la galerie de reconnaissance se situe à environ 130 m de la limite Sud de la zone de protection S des puits des Lômennes (captages d'eau potable pour la Commune de Boncourt). Ce secteur est donc très sensible du point de vue de l'impact sur les eaux souterraines.

Un essai de traçage à la fluorescéine a été réalisé pour évaluer l'impact potentiel sur la source karstique du Saivu qui sert à l'alimentation artificielle des puits communaux de Boncourt. Le colorant, injecté dans un conduit karstique proche de la calotte à l'extrémité Nord de la galerie, est réapparu à la source du Saivu après environ 6 jours, en ayant transité par la rivière souterraine de Milandre.

Des dispositions particulières ont été prises pour éviter toute pollution des eaux souterraines jusqu'à la fin du chantier, notamment la mise en place d'un dispositif servant à la décantation des eaux et à la retenue des hydrocarbures.

4. Bilan après le percement de la galerie

Le percement de la galerie de reconnaissance à 40 m à l'Ouest du futur tunnel de Bure a permis de constater que de manière générale, les conditions géologiques et hydrogéologiques rencontrées sont plus favorables que prévues, comme le reflète la Fig. 7 sur la répartition des classes d'excavation (Norme SIA 198):

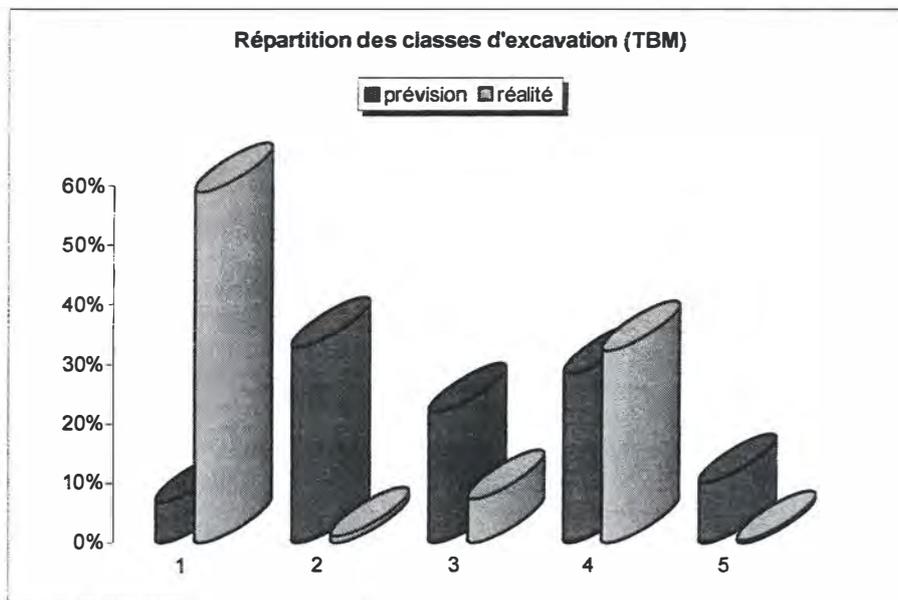


Fig. 7: Répartition des classes d'excavation pour la galerie de reconnaissance

- la stabilité dans le tronçon calcaire est souvent bonne, voire excellente (aucun soutènement nécessaire, uniquement treillis de protection – Classe 1);
- les accidents géologiques recoupés transversalement par l'ouvrage présentent des rejets moins importants que prévu, mais sont toutefois plus nombreux. Les perturbations du massif à proximité de ces accidents sont relativement limitées. La roche, tectonisée sur des tronçons de 1-5 m de longueur, présente généralement une bonne tenue à l'excavation, à l'exception de la faille majeure mettant en contact les calcaires et les marnes (brèche tectonique);
- seul le franchissement d'une cavité de taille décamétrique a nécessité la mise en place d'un soutènement correspondant à la Classe 5
- les venues d'eau sont moins importantes qu'annoncées et localisées dans 3 zones distinctes: principalement à proximité du portail Sud, dans la partie centrale de l'ouvrage et à son extrémité Nord. Elles sont sans conséquences sur la stabilité des calcaires;
- la stabilité dans les marnes est bonne à court terme. Toutefois, les apports d'eau de chantier (bien qu'ils soient faibles) produisent une altération rapide du radier et localement, à proximité des fractures, des décollements en calotte et en parement.

5. Prévisions pour le tunnel - risques majeurs

5.1 Recoupement de phénomènes karstiques

La karstification des calcaires devrait être plus développée à proximité du portail Sud et dans la partie centrale de l'ouvrage. Des conduits de taille décimétrique à métrique sont prévisibles dans ces 2 secteurs. Il en résulte les risques suivants:

- débouillage possible des conduits karstiques (argile et blocs calcaires);
- irruption d'eau importante (> 10 l/s avec des pressions hydrostatiques de 4-5 bars);
- dégagement de gaz (CO₂, Radon).

La probabilité de rencontrer d'importantes cavités karstiques semble plus importante à la base des Calcaires à Cardium. Par extrapolation à partir de la galerie de reconnaissance, cette situation géologique devrait se retrouver dans 3 tronçons du tunnel et plus particulièrement au Nord de l'accident géologique correspondant à la cavité n°1 dans la galerie de reconnaissance.

5.2 Gonflement des marnes

Les roches marneuses du secteur Nord présentent un potentiel de gonflement important. Selon les données acquises in situ dans d'autres galeries réalisées dans des conditions géologiques similaires sur le tracé de l'A16 Transjurane, les pressions de gonflement pourraient atteindre 1000 à 1500 kPa sur une période de 5 à 10 ans.

5.3 Décollement de bancs en calotte (hors-profils)

L'horizontalité des couches est très défavorable quant à la stabilité en calotte (décollement de bancs sur les joints argileux).

Dans le cas du percement de la galerie de reconnaissance, ce problème était peu perceptible. La bonne tenue de la roche était liée notamment à la méthode d'avancement (tunnelier) et au petit diamètre de la galerie par rapport à l'espacement des plans de discontinuités aussi bien stratigraphiques que tectoniques. Par contre, lors du minage des galeries de liaison de diamètre comparable, on a pu observer des décollements importants en calotte à la faveur d'interlits argileux (hors-profils décimétriques).

Dans le cas d'une excavation du tunnel par minage des tronçons calcaires, les risques d'instabilités en calotte ne sont donc pas négligeables et des précautions particulières devront être prises afin de limiter les hors-profils.

5.4 Entartrage des drainages

D'après les analyses chimiques à disposition, l'eau du massif n'est pas agressive au béton, mais incrustante. Il existe donc un risque important d'entartrage des systèmes de drainage et des conduites.

Adresse des auteurs:

Romain Christe & Denis Grobet

MFR Géologie-Géotechnique SA

9, rue de Chaux / CP 745

CH-2800 Delémont

Tél +41 32 422 61 14

Fax +41 32 422 18 80

E-mail romain.christe@mfr.ch

Tunnel de Bure

Projet

R. Daneluzzi

1. Introduction

Cet article est lié à ceux rédigés par Messieurs R. Christe et R. Schmid qui traitent respectivement :

- de la géologie et des enseignements tirés lors de la réalisation de la galerie de reconnaissance du tunnel de Bure.
- De la manière d'empoigner le dimensionnement du revêtement de l'ouvrage en présence de couches marneuses gonflantes.

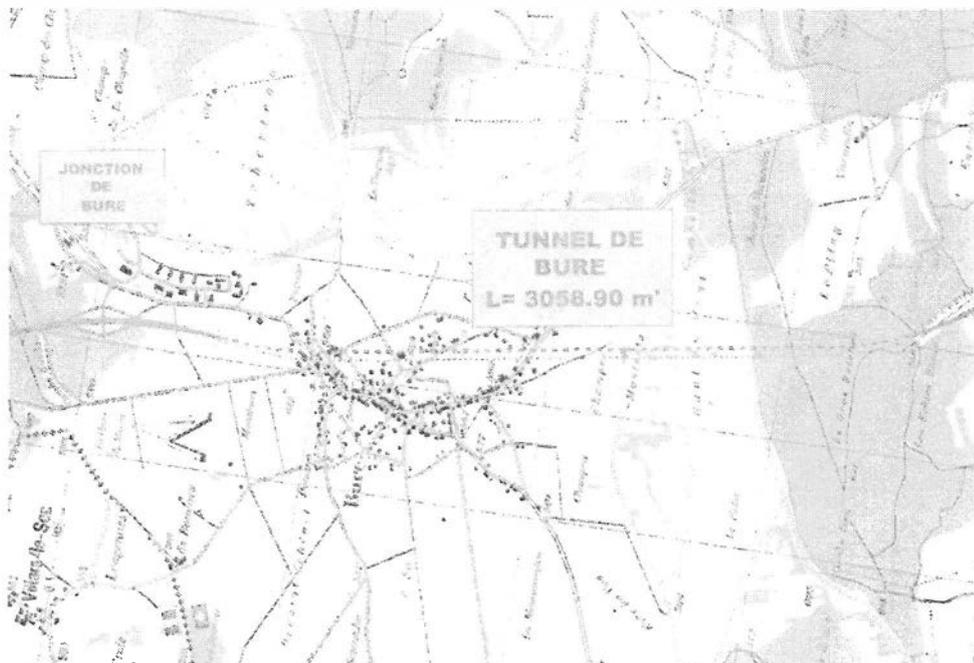


Figure 1 : situation de l'ouvrage

2. Situation

Le tunnel de Bure s'inscrit dans la section 2 de l'autoroute A16 qui relie Boncourt [frontière française] et Bienne. Plus précisément, le tunnel constitue un des éléments majeurs du tronçon Boncourt - Porrentruy Ouest. L'ouvrage s'étend selon une orientation Nord - Sud entre la jonction de Bure et la Combe Vâ Tche Tchâ située sur la commune de Courtedoux, commune qui acquiert une certaine renommée en raison de récentes découvertes paléontologiques [défenses de mammoth et traces de dinosaures].

Le tunnel se développe sur une longueur de 3059 m, par le biais d'une géométrie horizontale en forme d'anse de panier. L'alignement central mesure environ 2 km [2024m].

La géométrie verticale de l'ouvrage, en forme de toit, présente une rampe d'environ 1% sur le versant Nord et une pente 1.5 % sur le versant Sud, versants correspondants respectivement au recoupement des formations marneuses et des formations calcaires.

La hauteur de couverture maximale sur l'ouvrage atteint 70 m. Elle se réduit à 25 m sous certaines habitations du village de Bure.

La position du sommet du tracé n'est pas à équidistance des portails, mais légèrement décalée vers le Sud. Elle est dictée par les conditions géologiques nécessaires à la réalisation d'une double niche de stationnement qui est associée à la centrale de ventilation.

Avec une altitude de 560 msm, cet élément constitue le point culminant de l'A16 sur territoire jurassien.

3. Concept de l'ouvrage

Le concept général du tunnel de Bure est constitué par l'ensemble des éléments suivants :

- Un tunnel principal bidirectionnel situé sur l'axe Est [Porrentruy - Boncourt].
- Une galerie de reconnaissance \varnothing 3.6 m, située à 40 m en parallèle sur l'axe Ouest correspondant à un éventuel futur deuxième tube. Comme évoqué dans l'exposé précédent, cette galerie, aux multiples fonctions, est réalisée depuis 2 ans.

Puis dans l'ordre kilométrique on retrouve :

- Un ouvrage d'entrée au portail Nord qui est prolongé par un tronçon de 70 m de tunnel en tranchée.
- Un bâtiment de service Nord confiné entre les tunnels en tranchée et le front d'attaque en souterrain. Il regroupe les locaux techniques traditionnels et offre un passage d'un tube à l'autre.
- Une centrale de ventilation, située à 6/10 de la longueur du tunnel, inscrite en surface sur les terrains de la place d'armes.
- Au portail Sud, une succession d'éléments identiques à ceux du portail Nord, avec un bâtiment de service confiné entre les tubes, un tronçon de 30 m de tunnel en tranchée et un ouvrage de sortie.

Le cahier des charges relatif au projet prévoit que le concept du tunnel de Bure sera élaboré de telle manière qu'un deuxième tube puisse être réalisé ultérieurement. Dans un premier temps, seul le tube Est sera mis en service. Actuellement aucun seuil de planification n'est fixé pour la réalisation du tube Ouest.

4. Schéma synoptique du tunnel

La figure 2 représente l'organisation générale des dispositifs de sécurité du tunnel.

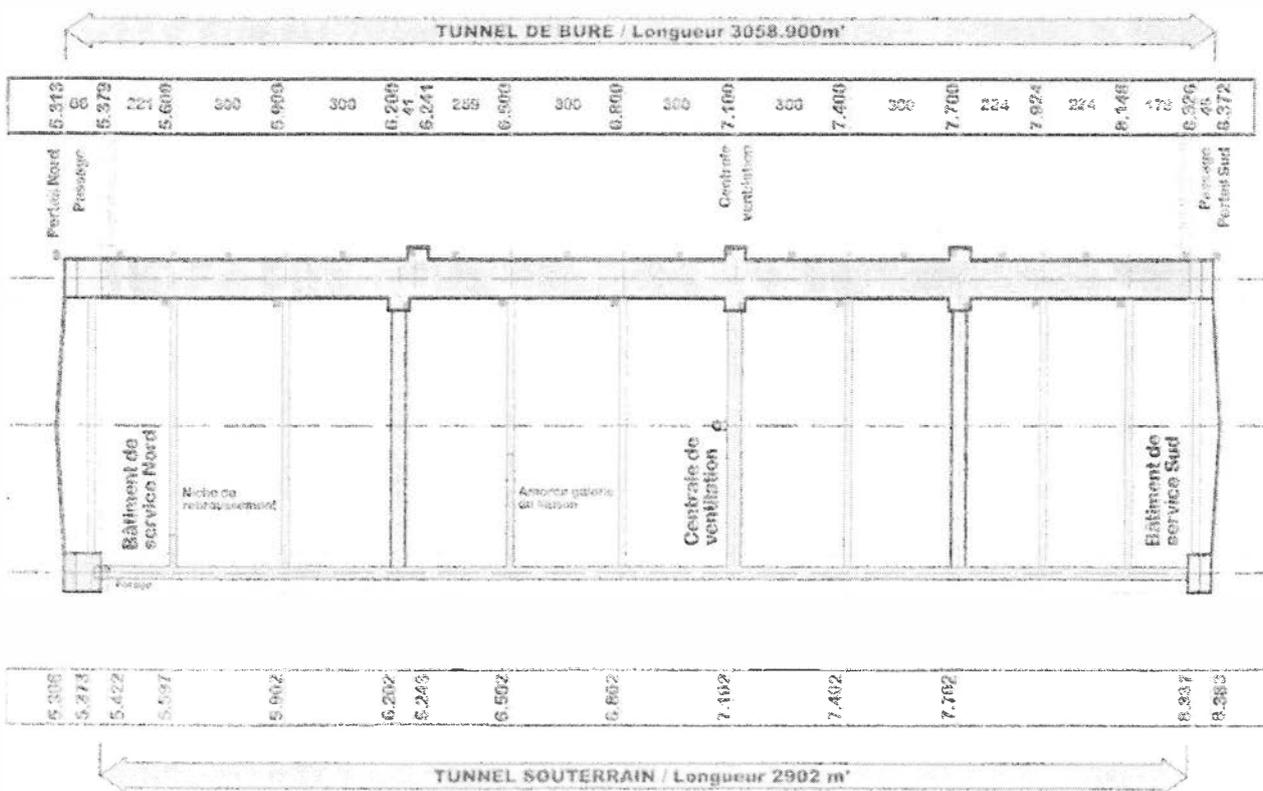


Figure 2 : organisation générale des dispositifs de sécurité du tunnel

Sur un total de 10 galeries de liaison qui relient le tube en exploitation à la galerie de sécurité, 3 sont de type véhicule et 7 de type piéton. Leur espacement maximal est limité à 300 m.

Les niches de stationnement sont au nombre de 4. Dans le 1^{er} tronçon des marnes, les 2 niches sont unilatérales et alternées pour tenir compte des conditions géologiques défavorables. Les 2 niches positionnées dans les formations calcaires sont symétriques, la première d'entre elles sert de base au développement des puits de la centrale de ventilation placée à la verticale et en surface.

33 niches SOS sont disposées en alternance sur le parement Est et Ouest du tube, dont 26 sont équipées pour la première phase d'exploitation. 7 niches SOS sont d'emblée réalisées mais équipées lors de l'éventuelle exploitation des 2 tubes.

La disposition présentée est dictée par la nécessité de conserver les amorces de 3 galeries de liaison excavées lors de l'exécution de la galerie de reconnaissance.

5. Méthodes d'avancement

Le tunnel de Bure présente une géologie séparée en deux parties bien distinctes. Cet aspect fait l'objet d'un autre article.

Pour rappel, 60% de la longueur recoupe des formations marneuses à marno-calcaires, le solde traverse des formations calcaires.

Cette diversité spécifique au massif jurassien nous a amenés à retenir deux méthodes d'avancement.

Méthode conventionnelle

La première envisage un avancement de type conventionnel.

Pour le tronçon Nord, situé dans des formations marneuses, l'exécution préalable d'une galerie pilote [TBM Ø 3.60] permet l'agrandissement au profil définitif à l'aide d'une machine à attaque ponctuelle [TSM] sans problème de ventilation.

Le tronçon Sud, localisé dans les calcaires est excavé à l'explosif, simultanément.

Méthode TBM

La seconde envisage un avancement de type mécanisé :

Le bon sens veut que le tunnelier TBM soit engagé depuis le portail Sud pour bénéficier d'une attaque montante favorable dans les calcaires. Ce choix a été retenu pour la réalisation de la galerie de reconnaissance. Mais le choix du portail Nord comme front d'attaque n'est pas écarté pour des raisons de logistique [puissance électrique, acheminement des matériaux]. Dans ce cas, le tronçon des calcaires se ferait en attaque descendante et nécessiterait d'importants moyens de pompage.

Une comparaison des délais d'exécution pour les deux méthodes met en évidence un léger avantage pour la méthode TBM.

Au niveau financier, les coûts sont comparables et estimés à 165 mio pour l'ensemble de l'ouvrage.

A ce stade du projet définitif, les deux méthodes d'avancement sont encore conservées. Néanmoins, le comportement des marnes, le pendage subhorizontal de la stratigraphie, la faible couverture sous les habitations de Bure et la stabilité de la GAT en cas de fortes venues d'eau plaident pour la méthode d'avancement au tunnelier.

6. Coupe type de l'ouvrage

La forme de l'excavation dépend naturellement de la méthode d'excavation. La figure 3 illustre la coupe type correspondant à la méthode d'avancement au tunnelier dans le tronçon des marnes.

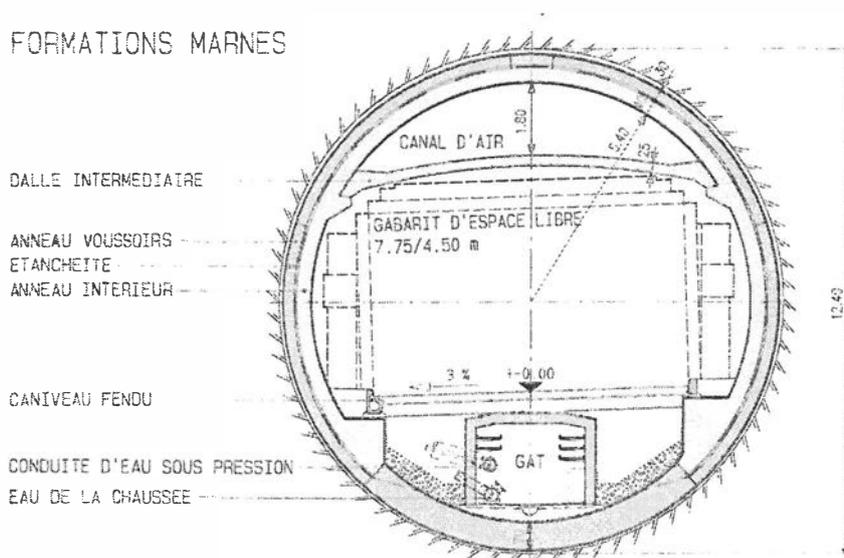


Figure 3 : coupe type du tunnel dans les formations marneuses

Le profil est divisé en trois parties distinctes :

- Le canal de ventilation séparé de l'espace trafic par une dalle intermédiaire [poutre] de 25 cm.
- L'espace réservé au trafic.
- La gaine technique GAT d'une largeur de 2.70 m et d'une hauteur de 2.00 m.

Le revêtement est composé d'un premier anneau de voussoirs armés. Il est complété par le bétonnage d'un anneau intérieur partiel. Entre ces deux éléments, un lé assure une étanchéité de type parapluie. En radier, le revêtement est constitué par le voussoir seul.

L'adaptation du projet aux futures nouvelles normes SIA 198 implique notamment de considérer un nouveau gabarit technique avec intégration d'un espace pour :

- L'équipement d'exploitation et de sécurité [30 + 10 cm] au-dessus de la marge de sécurité verticale [30 cm].
- Les signaux fixes de 80 x 80 cm sur les flancs du gabarit de l'utilisateur.
- Les signaux variables de 100 x 70 cm au-dessus des signaux fixes.
- Les accotements d'une largeur de minimum 100 cm.

Ces nouvelles exigences font tomber la barrière habituelle du rayon intérieur de 5.10 m qui passe à 5.40 m. Le diamètre d'excavation de 12.40 m résulte quant à lui de la hauteur minimale déterminante dans le cas du profil du tunnel de Bure.

Dans la perspective du franchissement de formations marneuses à potentiel de gonflement, l'excavation d'une section de plus de 120 m² représente donc un des points essentiels [délicat] du projet. Ce point est détaillé dans un autre article.

7. Concept de ventilation

A l'origine du projet, en 1995, trois variantes de concept de ventilation ont été étudiées. Elles sont énumérées ci-dessous :

1. Ventilation de type longitudinal.
2. Ventilation de type longitudinal avec dalle intermédiaire au-dessus de laquelle prennent place deux canaux séparés, l'un pour l'air vicié et l'autre pour les fumées incendie.
3. Ventilation de type longitudinal en aspiration avec dalle intermédiaire au-dessus de laquelle un seul canal aspire l'air vicié et les fumées incendie.

La variante 3 a été retenue. Cette solution offre l'avantage d'une grande souplesse dans les scénarii d'exploitation du premier tube mis en service. D'autre part, moyennant quelques aménagements légers, elle permet facilement une ventilation de type semi-transversal pour l'exploitation des 2 tubes.

Le concept de ventilation retenu prévoit la construction d'une seule centrale de ventilation.

1ère ETAPE

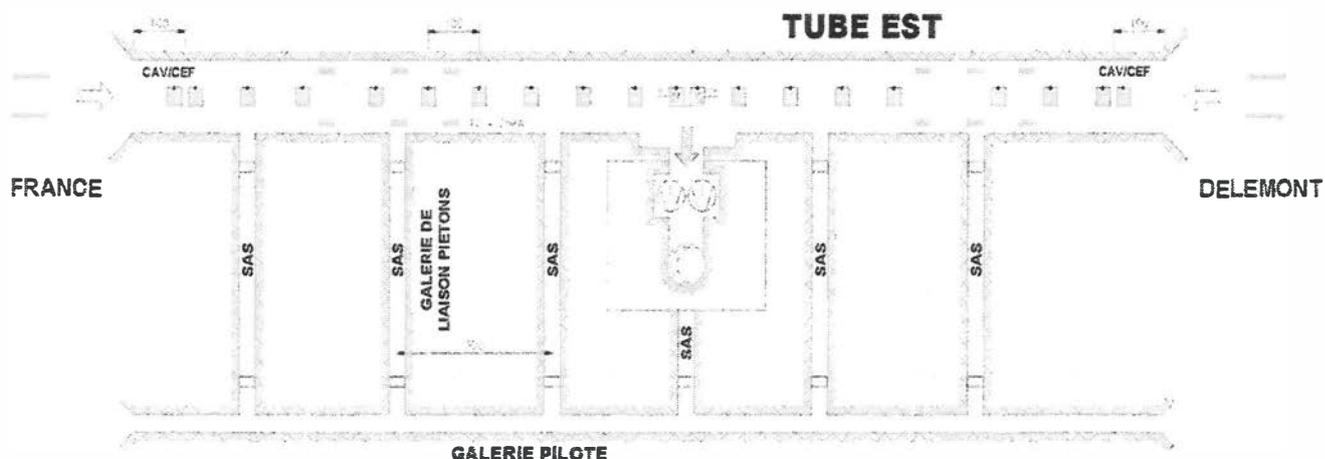


Figure 4 : schéma du concept de ventilation retenu [Ingegneria Anastasi SA]

Située en bordure de la place d'armes de Bure et d'une de ses pistes, la centrale de ventilation s'érige au droit du point culminant du profil en long du tunnel, au km 7.100, soit à 1'790 m du portail Nord.

Sa position, qui, rappelons-le est excentrée, est dictée par les conditions géologiques nécessaires pour une excavation raisonnable de la niche de stationnement. Sa partie souterraine est donc localisée à la limite des formations calcaires.

Partie souterraine

La centrale est reliée aux canaux d'air des tubes par l'intermédiaire de 2 puits verticaux d'environ 20 m, servant à l'évacuation de l'air vicié et des fumées. Ces puits sont positionnés de façon asymétrique par rapport aux niches de stationnement. Il en découle une distance plus grande entre leurs axes et un meilleur rendement de la ventilation.

Un troisième puits procure un accès entre la centrale et la "partie souterraine". Il est équipé d'un escalier en colimaçon et d'un monte-charge. Sa position, légèrement excentrée par rapport à la galerie de liaison, nécessite une petite galerie d'accès d'une longueur de 10 m.

Centrale de ventilation

Le bâtiment, qui est quasiment enterré, se compose de 3 éléments distincts :

- Un bâtiment sur 2 niveaux qui représente environ 750 m² de surface utile. Une construction dans laquelle 2 ventilateurs de 170 kW prennent place et assurent un débit d'air de 160 m³/s.
- Une cheminée d'une hauteur de 34 m environ, dont une vingtaine de mètres hors terre.
- Une rampe qui permet un accès à l'entrée du bâtiment enterré depuis le réseau des pistes de chars.

Evolution

Le projet de ventilation du tunnel de Bure n'échappe pas à l'évolution que ce domaine connaît depuis les tragiques accidents survenus dans les tunnels alpins.

Cette évolution est influencée par l'accroissement de l'aspect sécurité incendie et par la réduction des émissions de polluants par les véhicules. Ces tendances opposées sont amplifiées, dans le cas du tunnel de Bure, par la faible charge de trafic. Ainsi même sans ventilation mécanique, les limites de l'OPAir sont respectées. L'évacuation des fumées en cas d'incendie, par contre, exige une puissante ventilation et les investissements subséquents.

La nouvelle définition des facteurs d'émission éditée par l'OFEFP et l'introduction de la nouvelle directive provisoire de l'OFROU en matière de ventilation de tunnels routiers exigent, pour les ouvrages souterrains, une remise en question des concepts retenus. Ainsi, le projet du tunnel de Bure a été adapté et intègre en plus des ventilateurs principaux, 2 x 3 paires de ventilateurs longitudinaux bidirectionnels de 26 kW dans l'espace trafic et par l'incorporation de clapets incendie mécaniques dans la dalle intermédiaire.

Dans le cas du tunnel de Bure cela se traduit également par une étude complémentaire de la ventilation. Cette étude porte sur la suppression de la centrale de ventilation planifiée en la remplaçant par une centrale à un portail voire une centrale à chaque portail. Une modification allant dans ce sens aurait alors d'importantes conséquences sur le projet du tunnel de Bure présenté ci-dessus.

Auteur : Roberto Daneluzzi
GGT SA / ATB SA
Rue St-Sébastien 4
2800 Delémont
tél 032 423 19 11
fax 032 423 19 12
e-mail : r.daneluzzi@ggt-sa.ch

Tunnel de Bure

Quellprobleme mit Mergelschichten

R. Schmid

Tunnel de Bure

Quellprobleme mit Mergelschichten

1. Gefährdungsbilder

Der Bau des Sondierstollens hat wertvolle Ergänzungen zu den geologischen Untersuchungen geliefert. Insgesamt werden günstige geologische Verhältnisse erwartet, welche den Einsatz einer Tunnelbohrmaschine ermöglichen.

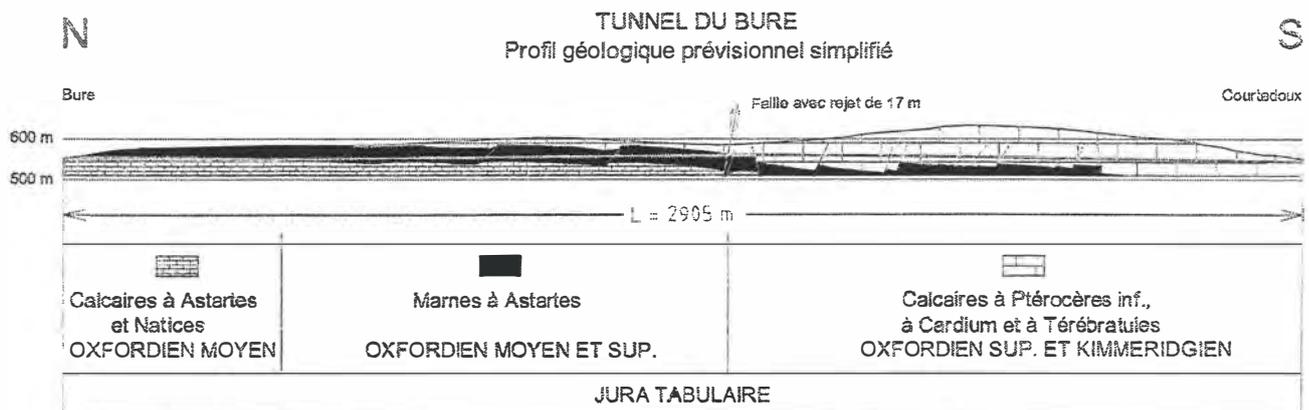


Bild1: Geologisches Längensprofil

Einige Gefährdungsbilder müssen besonders beachtet werden:

- Karsterscheinungen mit Wassereinbrüchen und Höhlen sind auf der südlichen Tunnelhälfte möglich.
- Auf der nördlichen Tunnelhälfte ist mit Quellproblemen in den Mergelschichten zu rechnen.
- Im Sondierstollen wurden über grosse Bereiche Ablösungen in der Kalotte festgestellt.
- Bergwasseranalysen lassen ausgeprägte Versinterungen bei den Drainagen erwarten.

Der folgende Beitrag befasst sich mit den Quellproblemen.

2. Quellpotential

Das Quellpotential entlang der nördlichen Tunnelhälfte ist beträchtlich.

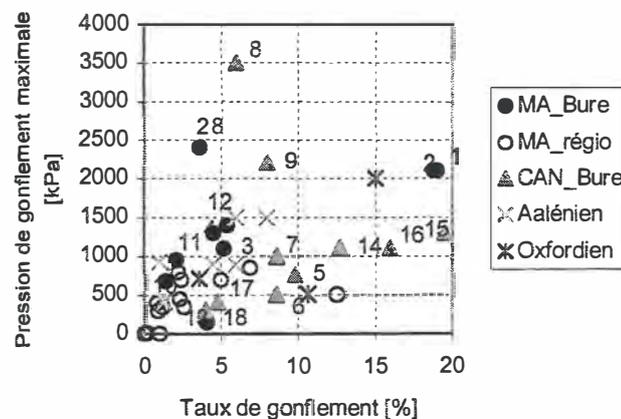


Bild 2: Resultate Quellversuche

Der höchste Wert mit 3,5 MPa Quelldruck wird für die Tunnelbemessung nicht berücksichtigt, da es sich um eine sehr dünne Schicht handelt und ein so hoher Wert nur bei einem einzigen Laborversuch erreicht wurde. Als oberer Grenzwert der Laborwerte wird ein Quelldruck von 2,1 Mpa verwendet.

3. Schichtmodell

Zur Abschätzung der maximalen Quellhebungen wurde ein Schichtmodell verwendet. Mit einer ungünstigen Verteilung von quellfähigen Mergelschichten unter dem Tunnelprofil wird dabei die maximal mögliche Quellhebung ermittelt.

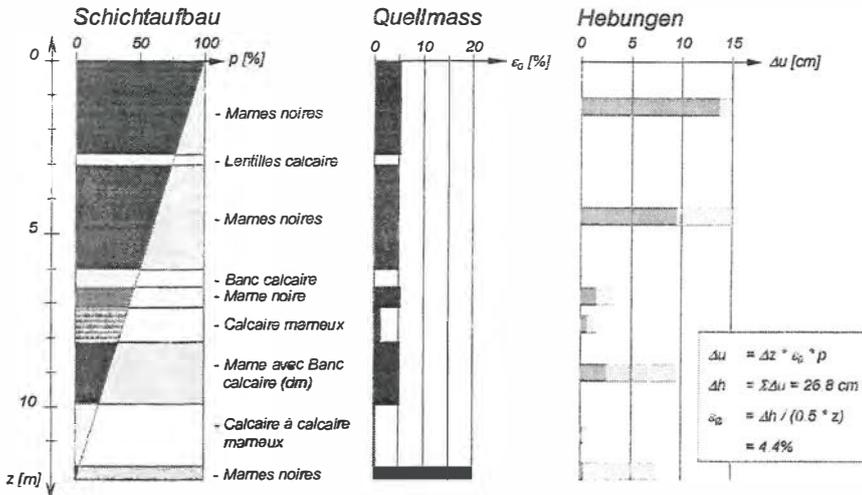


Bild 3: Schichtmodell

Bei linear abnehmendem Einfluss bis zu ca. einem Durchmesser unter das Tunnelprofil wird dabei in Summe eine Quellhebung von maximal 4,4% erreicht.

4. Kennlinienverfahren

Das Kennlinienverfahren berücksichtigt die Reduktion des Quelldruckes durch die Verformung der Tunnelverkleidung.

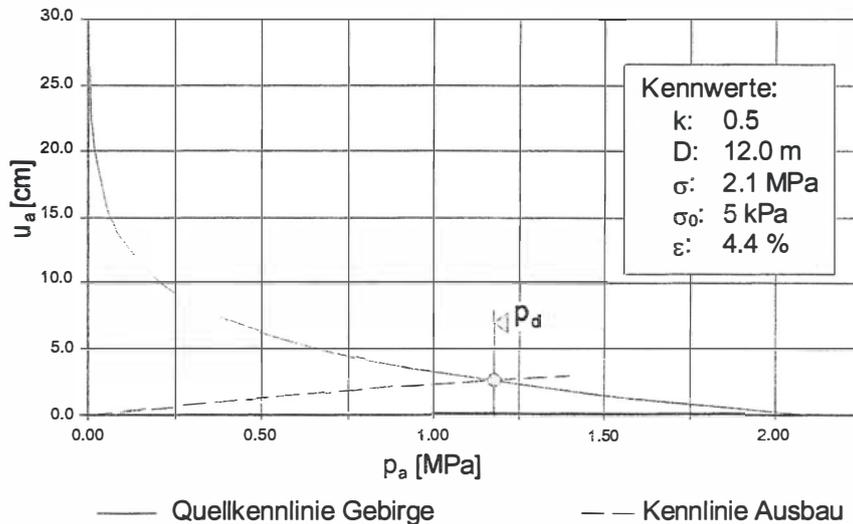


Bild 4: Kennlinienverfahren

Bei der Quellkennlinie des Gebirges wird eine halblogarithmische Abhängigkeit von Quelldruck und Quellverformung verwendet. Für die Kennlinie der Tunnelverkleidung werden die Verformungen mit Modellrechnungen ermittelt.

Der maximale Quelldruck wird in Sohlenmitte erwartet und somit wird der Schnittpunkt der beiden Kennlinien für diesen Punkt gesucht.

Im vorliegenden Fall zeigt der Schnittpunkt 1,2 MPa Quelldruck bei 2,7cm Quellhebungen.

5. Dimensionierung Tunnelverkleidung

Die Tunnelverkleidung besteht aus einem geschlossenen Tübbingring mit Armierung und einem unarmierten Betoninnenring oberhalb der Sohle. Durch die günstige Kreisform und eine gute Anordnung der Tübbingfugen kann die Verkleidungsstärke optimiert werden.

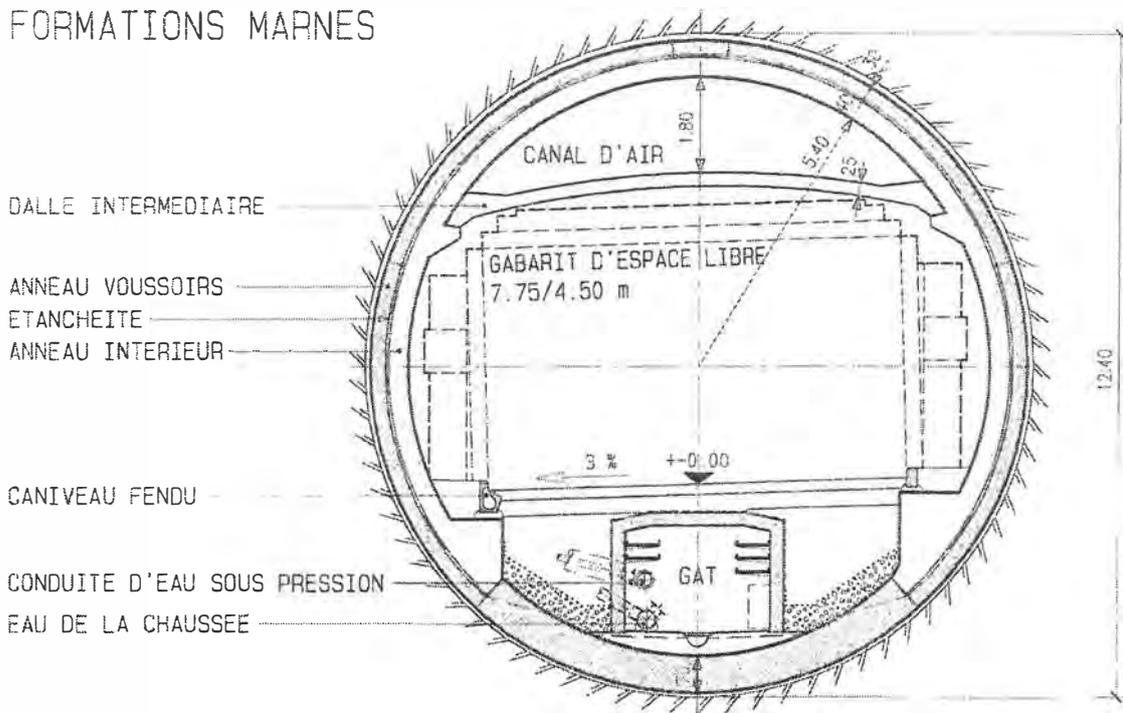


Bild 5: Tunnelnormalprofil Mergelbereich

Die Verkleidungsstärke beträgt insgesamt 70 cm und besteht im Sohlbereich nur aus Tübbing. Im Ulm- und Kalottenbereich werden die Tübbinge (30 cm) ergänzt mit einem Betoninnenring (40 cm). Die Verformungen und Schnittkräfte aus der Modellrechnung sind in den folgenden Bildern 6 und 7 dargestellt.

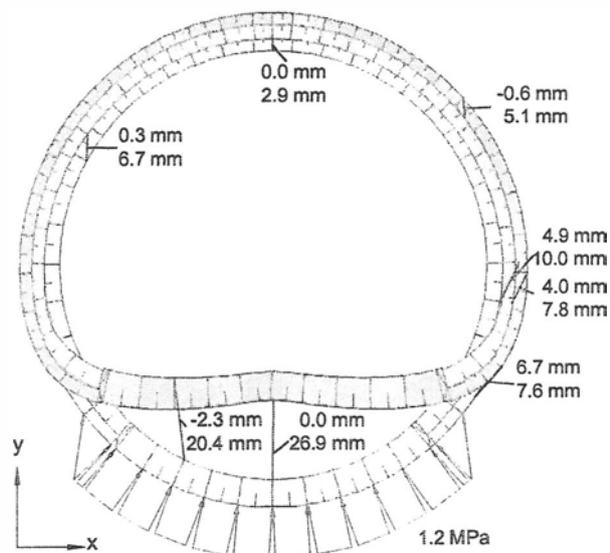


Bild 6: Verformungen Tunnelverkleidung

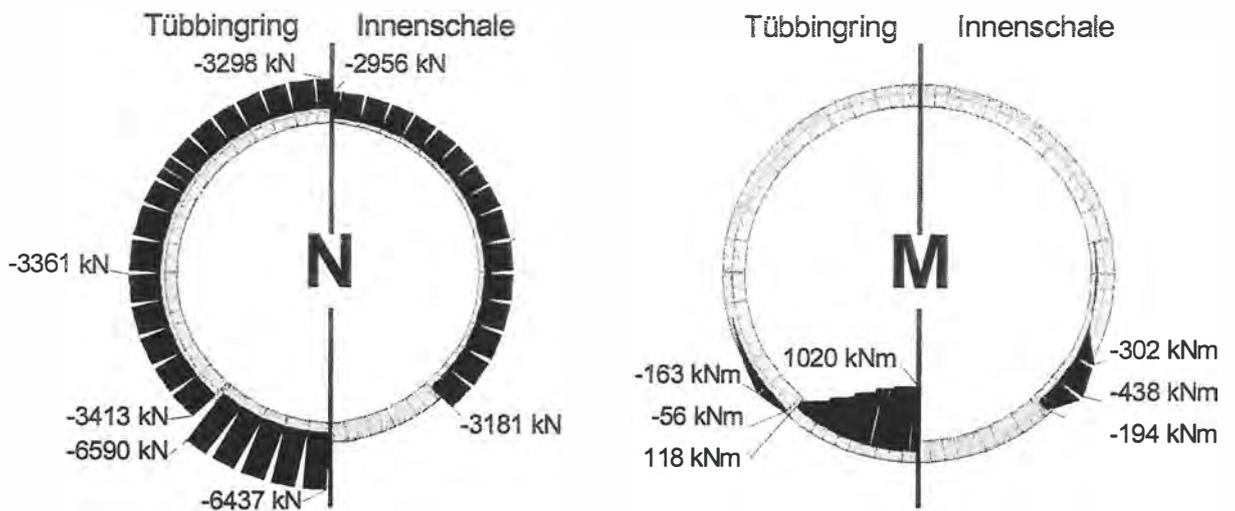


Bild 7: Schnittkräfte Tunnelverkleidung

Für das Tunnelnormalprofil im Kalkbereich ohne Quellpotential sind geringere Verkleidungsstärken genügend. Somit ist dort zusätzlicher Platz vorhanden um das erwartete Karstwasser ableiten zu können.

FORMATIONS CALCAIRES

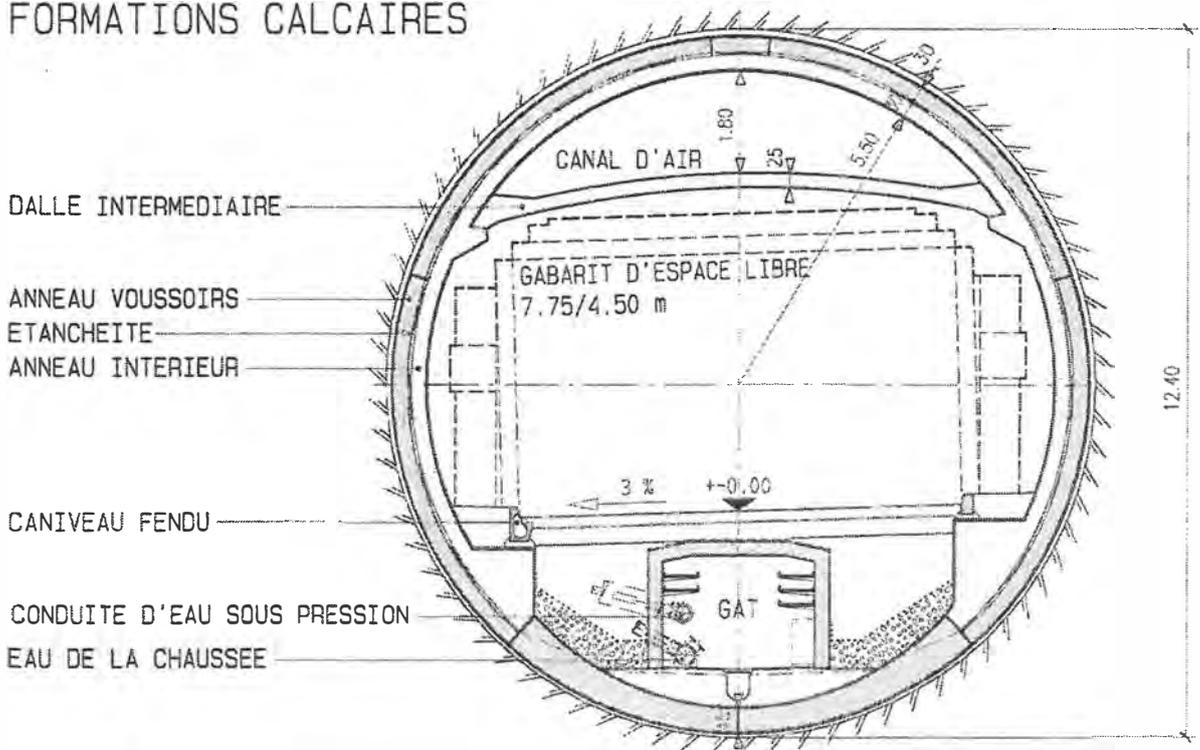


Bild 8: Tunnelnormalprofil Kalkbereich

6. Ausstellbuchten

Neben dem Tunnel sind insbesondere auch die Ausstellbuchten empfindlich auf hohe Quelldrücke. Durch die Aufteilung der beidseitigen Ausstellbucht auf zwei getrennt angeordnete einseitige Ausstellbuchten kann das Problem etwas entschärft werden.

Für das Normalprofil der einseitigen Ausstellbuchten im Mergelbereich mit 16 m Spannweite ist eine schwer armierte Betonsohle mit 2 m Dicke erforderlich. Der Kalottenbereich mit einer 80 cm dicken Betonverkleidung bleibt unarmiert.

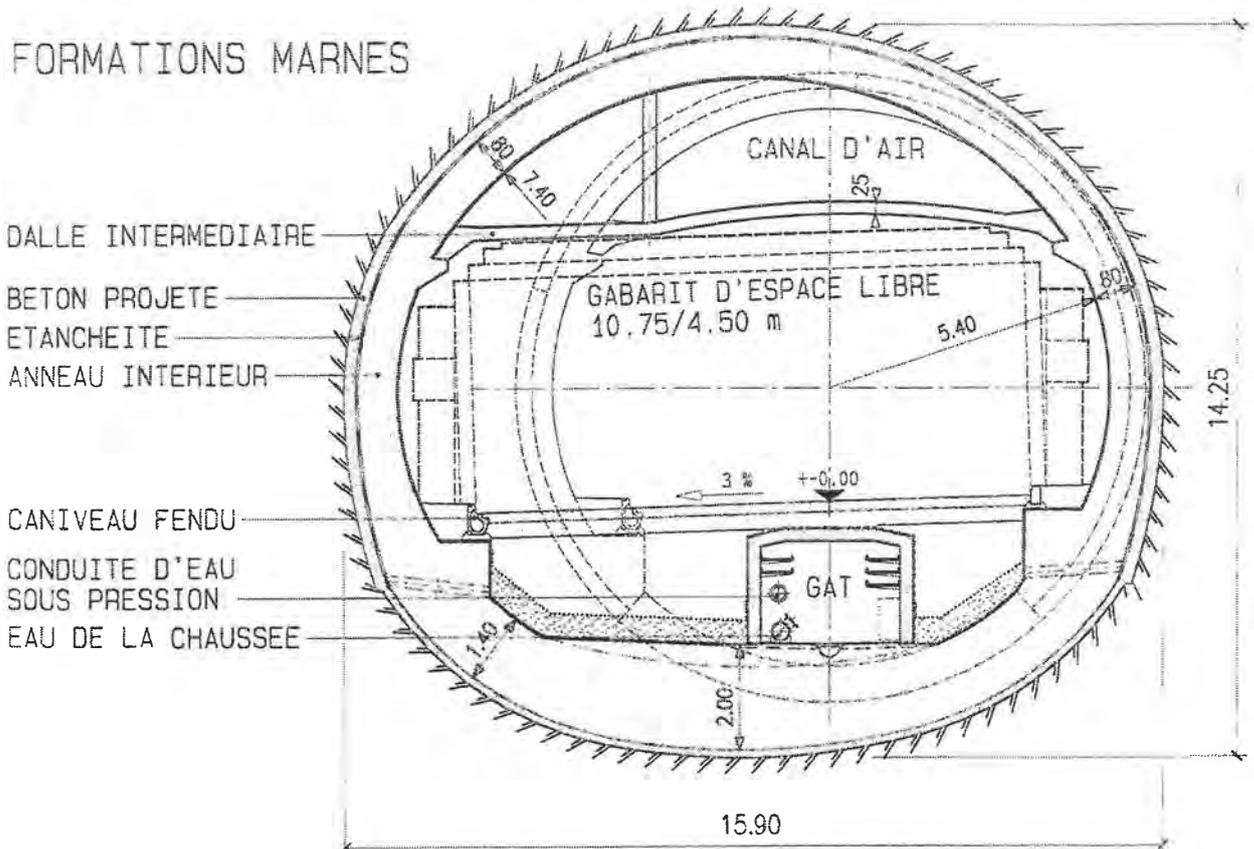


Bild 9: Normalprofil Ausstellbuchten

Adresse des Verfassers : Rolf Schmid
Dipl. Bauing. ETH/SIA
Gähler & Partner AG
Badstrasse 16
5408 Ennetbaden