



SOCIETA' ITALIANA TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS
 SOCIETE' FRANCAISE DU TUNNEL ROUTIER DU FREJUS



Traforo Autostradale del Fréjus Tunnel Routier du Fréjus

COSTRUZIONE GALLERIA DI SICUREZZA
CONSTRUCTION GALERIE DE SECURITE

PRELIMINARE	PRELIMINAIRE	X	DEFINITIVO	AVANT-PROJET		ESECUTIVO	PROJET
-------------	--------------	---	------------	--------------	--	-----------	--------

Il Responsabile del progetto MUSI.NET S.p.A Il Direttore Tecnico Dott. Ing. Bernardo Magri Le Responsable du projet MUSI.NET S.p.A Le Directeur Technique Dott. Ing. Bernardo Magri	Attività specialistiche di supporto al progetto per: Activités spécialisées de support au projet pour:	

STUDIO GEOTECNICO LATO FRANCIA ETUDE GEOTECHNIQUE COTE FRANCE			19R
			N° TAVOLA - PLANS
gs06RT16 CODICE - CODE	gs06RT16 N° FILE	0 REVISIONE - REVISION	30/09/2002 DATA - DATE

C			
B			
A			
0	30/09/02	1° emissione	
rev.	data	descrizione della revisione description de la révision	visto - validé

SITAF – Società Italiana Traforo Autostradale del Fréjus
SFTRF – Société Française du Tunnel Routier du Fréjus

Trafo Autostradale del Fréjus - Costruzione Galleria di Sicurezza
Tunnel Routier du Fréjus - Construction Galerie de Sécurité

PROGETTO PRELIMINARE PROJET PRELIMINAIRE

STUDIO GEOTECNICO LATO FRANCIA ETUDE GEOTECHNIQUE TETE FRANCE

Sommaire

<i>PROGETTO PRELIMINARE</i>	1
<i>PROJET PRELIMINAIRE</i>	1
<i>STUDIO GEOTECNICO LATO FRANCIA</i>	1
<i>ETUDE GEOTECHNIQUE TETE FRANCE</i>	1
<i>Sommaire</i>	1
1. <i>INTERVENANTS</i>	4
1.1 <i>Maître de l'ouvrage</i>	4
1.2 <i>Bureau d'études de conception</i>	4
1.3 <i>Société de sondages et d'essais</i>	4
2. <i>CONSISTANCE DU PROJET</i>	4
2.1 <i>Ouvrages provisoires</i>	5
2.2 <i>Ouvrages définitifs</i>	6
<i>LE SITE DE LA TETE DU TUNNEL</i>	9
3. <i>ENVIRONNEMENT DU PROJET ET OUVRAGES EXISTANTS</i>	9
3.1 <i>Rappels du calendrier de construction du tunnel routier du FREJUS</i>	9

3.2	<i>Principales caractéristiques des ouvrages existants</i>	9
4.	COMPORTEMENT DES OUVRAGES EXISTANTS	12
5.	CONTRAINTES LIEES AUX OUVRAGES EXISTANTS	12
	PROSPECTIONS REALISEES	13
6.	DONNEES D'ARCHIVES RELATIVES AUX INSTALLATIONS EXISTANTES	13
7.	CAMPAGNE DE RECONNAISSANCES GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE	13
7.1	Campagne de reconnaissances	13
7.2.	Essais de laboratoire	15
7.3	Suivi des instrumentations : piézomètres et inclinomètres	16
	SYNTHESE GEOLOGIQUE	17
8.	CADRE GEOLOGIQUE GENERAL	17
8.1	Géologie régionale	17
8.2	Géologie de la zone du Rieu Sec	19
9.	FORMATIONS GEOLOGIQUES	22
9.1	Calcaires et dolomies	22
9.2	Gypse et cargneules	22
9.3	Eboulis et matériaux morainiques glissés	23
9.4	Eboulis divers, Cône de déjection torrentiel,	23
9.5	Alluvions récentes	23
9.6	Remblais	24
10	HYDROGEOLOGIE	24
11.	RISQUES POTENTIELS LIES A LA GEOLOGIE DU SECTEUR	27
11.1	La dissolution du gypse	27
11.2	L'altération des terrains au niveau du contact tectonique	27
11.3	La fracturation des massifs rocheux	28
11.4	L'instabilité des zones d'éboulis	28
11.5	Les arrivées d'eau	28
	CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES	29
12.	ANALYSE DES DONNEES	29
12.1	Calcaires et dolomies	29
12.3	Gypse et cargneules	29
12.4	Eboulis et matériaux morainiques glissés	29
12.5	Eboulis divers, Cône de déjection torrentiel	30
12.6	Alluvions récentes	30
12.7	Remblais	30
13.	PARAMETRES GEOTECHNIQUES RETENUS	40
13.1	Méthodes de détermination	40
13.2	Synthèse des caractéristiques mécaniques	45
	ETUDE GEOTECHNIQUE PRELIMINAIRE – PREDIMENSIONNEMENT	46
14.	USINE DE VENTILATION	46

14.1	Site A : Tête de la future galerie.....	46
14.2	Site B : Est de l'usine existante.....	47
14.3	Site C : Sud du faux tunnel.....	47
14.4	Site D : Entre les voies d'accès au tunnel et la plate-forme provisoire.	48
14.5	Site retenu pour l'usine de ventilation.....	48
15.	ATTAQUE DE LA GALERIE.....	52
15.1	Données géométriques.....	52
15.2	Paramètres géotechniques retenus.....	53
15.3	Stabilisation du tympan.....	53
15.4	Protection de l'ouvrage.....	54
15.5	Difficultés d'exécution, aléas.....	54
16.	RECHARGEMENT DU REMBLAI.....	54
16.1	Données géométriques.....	55
16.2	Paramètres géotechniques retenus.....	55
16.3	Calcul de stabilité globale.....	55
16.4	Analyse de l'influence du nouveau remblai sur le remblai en place.....	56
16.5	Analyse du risque sismique vis-à-vis de l'ouvrage.....	57
17.	CREATION DE LA PLATE-FORME D'ACCES A LA GALERIE.....	58
17.1	Données géométriques.....	58
17.2	Paramètres géotechniques retenus.....	58
17.3	Prédimensionnement.....	58
17.4	Interaction avec les ouvrages existants.....	59
17.5	Difficultés d'exécution, aléas.....	60
18.	CREATION D'UN BATIMENT DE GROUPEMENT DES BLESSES.....	61
18.1	Prédimensionnement.....	61
18.2	Difficultés d'exécution, aléas.....	61
▪	<u>ANNEXE A</u> : IMPLANTATION DES OUVRAGES (1/2000)	
▪	<u>ANNEXE B</u> : Implantation des sondages et des profils (1/1000) Profils 1 à 11 : TN actuel et ancien (1/1000)	
▪	<u>ANNEXE C</u> : Extrait nord du tracé du tunnel – Géologie (1/25000)	
▪	<u>ANNEXE D</u> : Géologie et implantation des coupes (1/2000) Coupes géologiques (1/1000)	
▪	<u>ANNEXE E</u> : Calculs TALREN : - Coupe 2 : stabilité du remblai du Rieu Sec - Profil 10 : stabilité du remblai du Rieu Sec - Coupes B et B' : stabilité du tympan	
▪	<u>ANNEXE F</u> : Analyse des mouvements affectant les ouvrages	
▪	<u>ANNEXE G</u> : Bibliographie	
▪	<u>ANNEXE H</u> : Rapport FUGRO Géotechnique, documents 1 à 6	
▪	<u>ANNEXE I</u> : Plan de synthèse des coupes et cartes géologiques	

1. Intervenants

1.1 Maître de l'ouvrage

La SITAF et la SFTRF sont les sociétés concessionnaires exploitant le Tunnel Routier du FREJUS, qui lie l'Italie (BARDONECCHIA) et la France (MODANE Autoroute A43).

Elles envisagent de sécuriser le fonctionnement de l'ouvrage souterrain à tube unique en réalisant une galerie de service, parallèle au tunnel actuel, au Nord de celui-ci.

1.2 Bureau d'études de conception

Le Maître d'ouvrage a attribué la Mission d'assistance technique pour les études de faisabilité du projet à la société MUSI-NET S.p.A de TURIN.

Ce bureau d'études a la responsabilité technique du projet (génie civil et équipements) et de l'évaluation des coûts, en phase préliminaire.

1.3 Société de sondages et d'essais

Au terme de l'appel d'offres, MUSI-NET S.p.A a confié à FUGRO GEOTECHNIQUE - RSE la réalisation des investigations géotechniques pour les ouvrages de la tête côté France.

Les prestations assurées concernent la définition géologique du site, le comportement des terrains et les informations hydrogéologiques nécessaires pour la conception des ouvrages.

2. Consistance du projet

Le projet de creusement d'une galerie sécurité au nord du tunnel du Fréjus nécessite au niveau de la tête côté France la réalisation d'aménagements et de travaux préparatoires indispensables à la réalisation des travaux de creusement et à l'exploitation future de ce nouvel ouvrage.

Le plan ci-après présente la situation du projet, à proximité de la ville de MODANE dans le département de la Savoie (73).



Les ouvrages envisagés sont de deux types : des ouvrages provisoires nécessaires à la réalisation des travaux de creusement, et des ouvrages définitifs.

2.1 Ouvrages provisoires

Le projet fonctionnel implique la création de plusieurs ouvrages, préalablement aux travaux en galerie.

Une plate-forme de travail à la cote du tunnel routier (1228 mNG environ) et d'une largeur variable de 5 à 15 m environ est nécessaire pour accéder au site de la tête de la galerie de sécurité et pour réaliser les travaux d'excavation.

La position choisie pour la galerie de sécurité, au Nord du tunnel existant, impose d'implanter cette plate-forme au sommet du remblai de rechargement mis en place pour la construction du tunnel principal.

La plate-forme est prévue pour être constituée par un remblai de type « terre armée » ou similaire, fondé dans le corps du remblai actuel.

La construction de cette plate-forme, en élargissement du remblai dit du RIEU SEC, nécessite la construction anticipée :

- **D'un déblai amont** à parement quasi vertical, de part et d'autre de la prise d'air frais, soutenu par un mur cloué (hauteur 8 à 9 m, longueur 100 m), fondé dans le talus du remblai existant, supportant les voies d'accès au tunnel et libérant une assise horizontale de fondation pour le remblai de la plate-forme ;

- **D'un ouvrage de soutènement** qui, en l'état actuel des études, pourrait être un mur en Terre Armée, fondé vers la cote 1219 mNG, dégageant une plate forme de 15 m de largeur à la cote 1228 mNG environ.
- **D'une piste d'accès** aux emprises de ces ouvrages imposant des murs de soutènement en déblais dans les remblais anciens ;
- **Eventuellement de remblais légers** pour soustraire la tête du tunnel routier aux risques de tassements.

2.2 Ouvrages définitifs

Les ouvrages définitifs prévus sur le site sont :

- Les ouvrages nécessaires à l'attaque et à la protection de la tête de la galerie ;
- Le stock des matériaux de marinage ;
- L'usine de ventilation ;
- Le bâtiment de regroupement des blessés ;
- La galerie de sécurité.

➤ **Ouvrages d'attaque de la galerie**

Les aménagements dans la zone d'attaque de la galerie de sécurité comprennent :

- Une excavation dans le massif d'anhydrite altéré formant le tympan de l'ouvrage à creuser ;
- Des soutènements et renforcement du massif rocheux (parements cloués par exemple) ;
- Des protections contre la chute de blocs sur le versant est (filets ou casquette).

➤ **Remblai de stockage des matériaux de marinage**

L'excavation de la galerie de sécurité produira un important volume de produits de marinage qu'il conviendra de stocker au fur et à mesure à proximité du site.

Ces matériaux pourront être utilisés en rechargement du remblai existant dans la combe du RIEU SEC, sur le glacis aboutissant à la tranchée ferroviaire. La géométrie du remblai à créer (pente moyenne, largeur des bermes, création d'un glacis de pied, etc.) doit être adaptée pour permettre de réutiliser la totalité des déblais.

Les conditions d'assise du remblai sont à définir.

La constitution du remblai de rechargement s'effectuera au rythme de l'extraction des déblais souterrains.

Le remblai de rechargement, en phase définitive, viendra buter l'ouvrage de soutènement aval de la plate-forme provisoire qui deviendra alors une partie du remblai définitif. La prise d'air frais actuelle devra être rallongée.

➤ **Usine de ventilation**

La ventilation du chantier, puis la ventilation de la galerie de sécurité en service, ne peuvent être assurées par l'usine actuelle.

Une nouvelle unité doit être implantée sur la plate-forme actuelle.

Quatre sites avaient été pressentis :

- Dans le prolongement de l'usine actuelle vers l'est ;
- En bordure sud du faux tunnel routier ;
- Au nord du faux tunnel routier, entre les voies de circulation et la prise d'air frais ;
- En chevauchement de la tête de la galerie de sécurité à construire.

L'examen des résultats des reconnaissances sur ces différents sites ainsi que la complexité liée à la présence de nombreuses galeries techniques et réseaux enterrés, nécessaires au fonctionnement du tunnel routier ont conduit le projeteur à envisager un cinquième site dans le talweg situé à l'est de l'usine actuelle.

La construction anticipée de cette usine permettrait :

- De disposer rapidement d'un certain volume de déblais (engagement de la structure en fond de la combe) ;
- D'éviter la mise en place d'une unité provisoire pour la durée du chantier.

➤ **Galerie de sécurité**

La galerie de sécurité sera réalisée parallèlement au tunnel routier soit en méthode traditionnelle, soit au tunnelier.

Son diamètre fini est de 4,80 m (excavation de ϕ 5,60 m) pour un linéaire de 6 480 m jusqu'à la frontière Italie-France.

Les matériaux de marinage à réutiliser ou à mettre en dépôt représentent un volume de l'ordre de 200 000 m³ en admettant un rapport de 1,3 entre la densité du rocher en place et la densité du remblai compacté.

Les ouvrages, projetés et existants, sont localisés sur le plan au 1/2000 ci-après.

Plan d'implantation des ouvrages (A3 couleurs, 1/2000)

LE SITE DE LA TETE DU TUNNEL

3. Environnement du projet et ouvrages existants

3.1 Rappels du calendrier de construction du tunnel routier du FREJUS

Les principales phases sont rappelées ci-après :

Ouvrages		Période de construction	Commentaires
Galerie de reconnaissance		1967 / 1970	-
Déblai et remblai du RIEU SEC		1973	Suivi quasi-continu des déplacements De 1976 à 1999
Fondations de l'usine de ventilation		1975	
Prise d'air frais dalle		1976	
Creusement du tunnel	origine	24/10/1974	(PM 8)
	section divisée (galerie de faite sur 50 ml)	27/11/1974	(PM 50)
	demi-section sur 215 ml	31/12/1974	(PM 215)
	demi-section sur 433 ml	28/02/1975	(PM 433)
Mise en service du tunnel routier		12/07/1980	-

Le suivi des ouvrages s'est effectué pendant une période de plus de 20 ans sans que se manifestent des instabilités notoires.

3.2 Principales caractéristiques des ouvrages existants

➤ Plate-forme du tunnel routier

La plate-forme du tunnel routier est à la cote 1228 mNG environ.

La plate-forme à créer se situe également à cette cote, c'est-à-dire en élargissement du remblai du RIEU SEC érigé entre 1975 et 1980.

Les ouvrages constituant le projet sont à implanter et à réaliser dans l'embarrais des ouvrages existants indispensables au fonctionnement permanent du tunnel routier.

Les ouvrages existants, gérés par la SFTRF, sont localisés sur le plan schématique ci-après. Ils comprennent :

➤ Le déblai du RIEU SEC (1)

Cet ouvrage, localisé à l'amont des voies d'accès au tunnel résulte du reprofilage du cône d'éboulis entre les cotes 1228 et 1330 mNG à une pente moyenne de 2(H)/1(V)

Y **Le remblai du RIEU SEC (2)**

Il s'agit d'un remblai dont le pied est à la cote 1152 mNG environ et qui supporte la plate-forme d'accès au tunnel à la cote 1228 mNG). Il a été construit selon une pente de 2(H)/1(V), soit 27°, sur une hauteur de 75 m, et repose sur un cône de colluvions de pente (voir Annexe B).

Y **La tête du tunnel routier (3)**

La tête du tunnel est formée d'une casquette construite à ciel ouvert, puis remblayée sur 30 à 40 m de longueur. Au-delà l'ouvrage a été réalisé en souterrain.

Y **La galerie de reconnaissance (4)**

La galerie de reconnaissance est implantée au sud du tunnel. Elle est accessible par un puits de 4 à 5 m de profondeur et assainie par une conduite ϕ 1000 mm traversant la plate-forme.

Y **L'usine de ventilation (5)**

L'usine de ventilation se situe au sud de la tête du tunnel. La prise d'air frais se situe vers la cote 1222, dans le talus en remblai, sous la plate-forme d'entrée en tunnel.

Y **les galeries d'air avec :**

- La prise d'air frais (6), située vers la cote 1222 mNG, dans le talus, sous la plate-forme d'entrée au tunnel.
- Les galeries de transfert de l'air frais (7A et 7B), et de l'air vicié (7C et 7D), qui relient la prise d'air, l'usine et le tunnel.

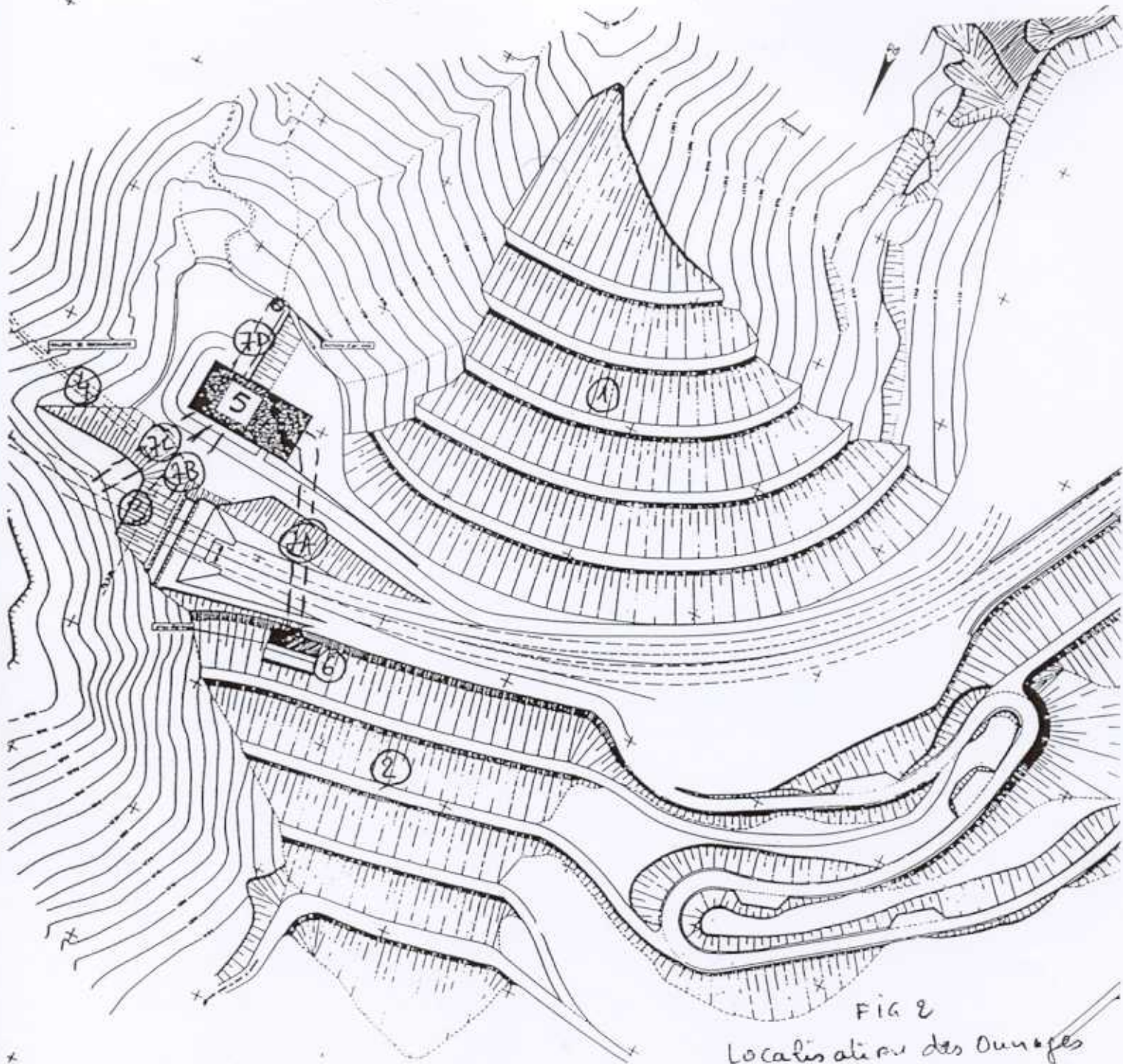


FIG 2

Localisation des Ouvrages

Document n° 18398 / 04 - Ind 0 - page 15

Tableau 1 Comportement des ouvrages existants

Ouvrages		Tunnel ③			Prise d'air frais ⑥		Usine ⑤	
		PM-31	PM-6	PM0	P1	P2	B2	B3/B4
Tassement (cm) aux dates ci-après	Repères							
	09-75	0	-	-	-	-		
	03-76	-	-	0	0	0		
	09-78	-	-	-	6,7	5,2		
	10-79	30	0	6,2	-	-		
	09-80	34	2	9,2	0	0	0	0
	11-84	-	-	12,9	13,2	12,8	0,6	1,5
	08-88	-	-	14,7	16,8	16,1	0,6	2,3
	04-91	-	-	15,8	18,5	18,0	0,7	3,1
	06-94	-	-	17,0	19,3	19,0	0,9	4,2
11-99	-	-	20,0	21,7	21,2	1,5	6,4	

vie forcée ③

0 10 20 30 40 50 100m

Echelle 1/2000

Par ailleurs, en contrebas de l'entrée du tunnel, à la cote 1120 mNG environ, la voie ferrée internationale (8) est en service permanent sous fort trafic.

La distance entre le pied du remblai du RIEU SEC actuel et la voie ferrée est de l'ordre de 150 m. Cette distance pourrait être réduite à une centaine de mètres du fait des aménagements prévus (élargissement du remblai et stockage de produits de marinage).

4. Comportement des ouvrages existants

Les ouvrages répertoriés ci-dessus sont stables avec toutefois des évolutions géométriques (mouvements en plan et tassements) amorcées dès la construction mais qui se poursuivent actuellement, bien que considérablement amorties (Voir Annexe F).

Le tableau ci-avant récapitule les tassements observés.

La zone de la voie ferrée comprise entre les PK 239.600 et 240.000 ne fait pas l'objet d'une surveillance continue, les données sont rares. Cependant, aucun problème majeur n'a été constaté par la SNCF sur la plate-forme ferroviaire. Seuls quelques désordres ont été observés sur le mur de soutènement maçonné de la « tranchée de l'oratoire » (gonflements notamment), réparé récemment (juillet 2002). Plus loin, dans le tunnel Saint-Antoine qui est actuellement en cours de réalésage, des problèmes liés au gypse ont été rencontrés.

5. Contraintes liées aux ouvrages existants

Le projet doit être réalisé intégralement sans perturber le fonctionnement du tunnel routier et des équipements périphériques.

En particulier, les dévoiements des réseaux et galeries existants dans la plate-forme ne peuvent être envisagés au stade actuel des études.

Le projet doit tenir compte des déplacements endémiques qui affectent le remblai du RIEU SEC dans son état actuel.

Les ouvrages à construire sont à concevoir pour :

- soit accepter des déplacements significatifs tout en garantissant une sécurité d'usage suffisante,
- soit pour réduire les mouvements en cours.

Ils ne devront en aucun cas aggraver la situation actuelle.

Les travaux entrepris dans les emprises de la SFTRF ne devront, en aucun cas, perturber le fonctionnement de la voie ferrée France – Italie. La pente naturelle du terrain étant faible, aucune interférence n'est envisagée ; néanmoins, ce point est à vérifier.

PROSPECTIONS REALISEES

6. Données d'archives relatives aux installations existantes

Les archives de la SFTRF ont été consultées (voir bibliographie en annexe G).

Les informations géotechniques collectées lors des études, puis des travaux, ont été analysées et prises en compte dans la présente étude.

Les ouvrages concernés sont essentiellement :

- La galerie de reconnaissance creusée de 1969 à 1972 ;
- Les travaux en souterrains dans la zone de tête du tunnel routier ;
- Les sondages et essais réalisés entre 1972 et 1980 ;
- Les fondations de l'usine de ventilation actuelle (pieux).

Les ouvrages en service font l'objet de suivis topographiques précis que la SFTRF utilise dans la programmation des opérations d'entretien.

Les ouvrages contrôlés sont les suivants :

- La tête du tunnel côté France ;
- La prise d'air frais ;
- Les talus et plate-forme du RIEU SEC ;
- L'usine de ventilation.

7. Campagne de reconnaissances géologique et géotechnique

7.1 Campagne de reconnaissances

Sur la base de l'analyse des conditions de site, une importante campagne de reconnaissances géologique et géotechnique a été réalisée de manière à collecter les informations indispensables à l'analyse de faisabilité des ouvrages.

Cette campagne, réalisée au cours des mois de juillet et août 2002, a comporté :

- Deux sondages carottés profonds à 70 et 100 m pour la caractérisation des remblais, des assises morainique et du substratum rocheux ;
- Des sondages destructifs avec essais pressiométriques tous les mètres pour la caractérisation du comportement mécanique (pression limite nette module de déformation) des remblais et horizons de fondation des ouvrages ;
- Une dizaine de puits à la pelle mécanique pour préciser la nature des terrains constituant

les remblais anciens et l'assise des futurs remblais d'élargissement, et localiser d'éventuelles anomalies superficielles ;

- γ Deux sondages destructifs avec implantation d'inclinomètres pour le suivi à long terme des ouvrages : remblais existants et plate-forme ;
- γ Un sondage carotté horizontal et 3 sondages destructifs horizontaux dans le massif d'anhydrite dans la zone d'attaque de la galerie de sécurité.
- γ Des essais d'eau permettant de définir la perméabilité en forages : essais Lefranc en sols meubles et essais Lugeon dans les formations rocheuses.

Le tableau ci-après récapitule les investigations profondes réalisées, les équipements de mesures mis en place, et précise pour chaque type de reconnaissance les objectifs poursuivis.

Type de sondage	N°	Profondeur (m)	Equipements particuliers	Objectifs
Carottages continus	SC102	70	Piézomètre	Reconnaissance générale du site
	SC103	100	Inclinomètre	
Pressiomètres	FP102	31	Piézomètre	Comportement des remblais anciens
	FP103	31		
	FP110	22		
Forages destructifs paramétrés	SD103	40	Inclinomètre	
	SD104	40	Inclinomètre	
Pressiomètres	FP101	31	Piézomètre	Soutènements provisoires pour élargissement de la plate-forme - Ouvrage d'art et voie d'accès
	FP104	32		
	FP105	32		
	FP106	23		
	FP107	22		
Pressiomètres	FP108	22	Piézomètre	Assise des remblais
	FP109	22		
Pressiomètres	FP111	33	Piézomètre	Usine de ventilation Site B Usine de ventilation Site C Usine de ventilation Site D
	FP112	31		
	FP113	31		
Carottages et destructifs paramétrés	SC101	30	-	Usine site A et tête de galerie
	SD101	15		
	SD101bis	15		
	SD102	30		

Tous ces forages ont fait l'objet de mesures de diagraphies :

- Paramètres de foration (pression sur l'outil, couple de rotation et vitesse d'avancement) renseignant sur la résistance du terrain ;
- Radioactivité naturelle permettant d'identifier les formations géologiques.

Certains forages ont fait l'objet d'équipement en tube piézométrique pour la mesure et le suivi des fluctuations des niveaux phréatiques.

7.2. Essais de laboratoire

Des essais de laboratoire ont été réalisés sur les échantillons intacts prélevés dans les carottages et sur des échantillons prélevés dans les puits à la pelle mécanique. Ils ont permis :

- D'identifier les matériaux (prélèvements à la pelle et échantillons intacts carottés) ;
- De mesurer la résistance des sols et roches : Résistance à la compression simple, résistance à la compression triaxiale, Essais de traction indirecte - essai brésilien.

Les résultats de cette campagne (rapport Fugro Géotechnique) figurent en Annexe H.

7.3 Suivi des instrumentations : piézomètres et inclinomètres

➤ Piézomètres

Le niveau de l'eau souterraine, localisé dans les piézomètres, peut évoluer en fonction des conditions climatiques.

Un programme de mesures réparti sur plusieurs cycles saisonniers est programmé sur une durée de 12 mois.

➤ Inclinomètres

Les mouvements endémiques qui semblent affecter le remblai peuvent générer des contraintes spécifiques pour les travaux.

Il convient donc de prévoir un suivi des déplacements, avant et pendant les travaux, au moyen d'inclinomètres qui devront être auscultés une ou deux fois par an, en même temps que les contrôles topographiques effectués par la SFTRF.

SYNTHESE GEOLOGIQUE

Ce paragraphe fait la synthèse des données géologiques :

- Régionales (carte géologique au 1/50000, feuille de Modane, BRGM 1989),
- D'archives (voir la bibliographie en annexe G),
- De terrain,
- De sondages.

Les cartes et coupes géologiques correspondantes établies par Terrasol sont présentées en annexe D.

8. Cadre géologique général

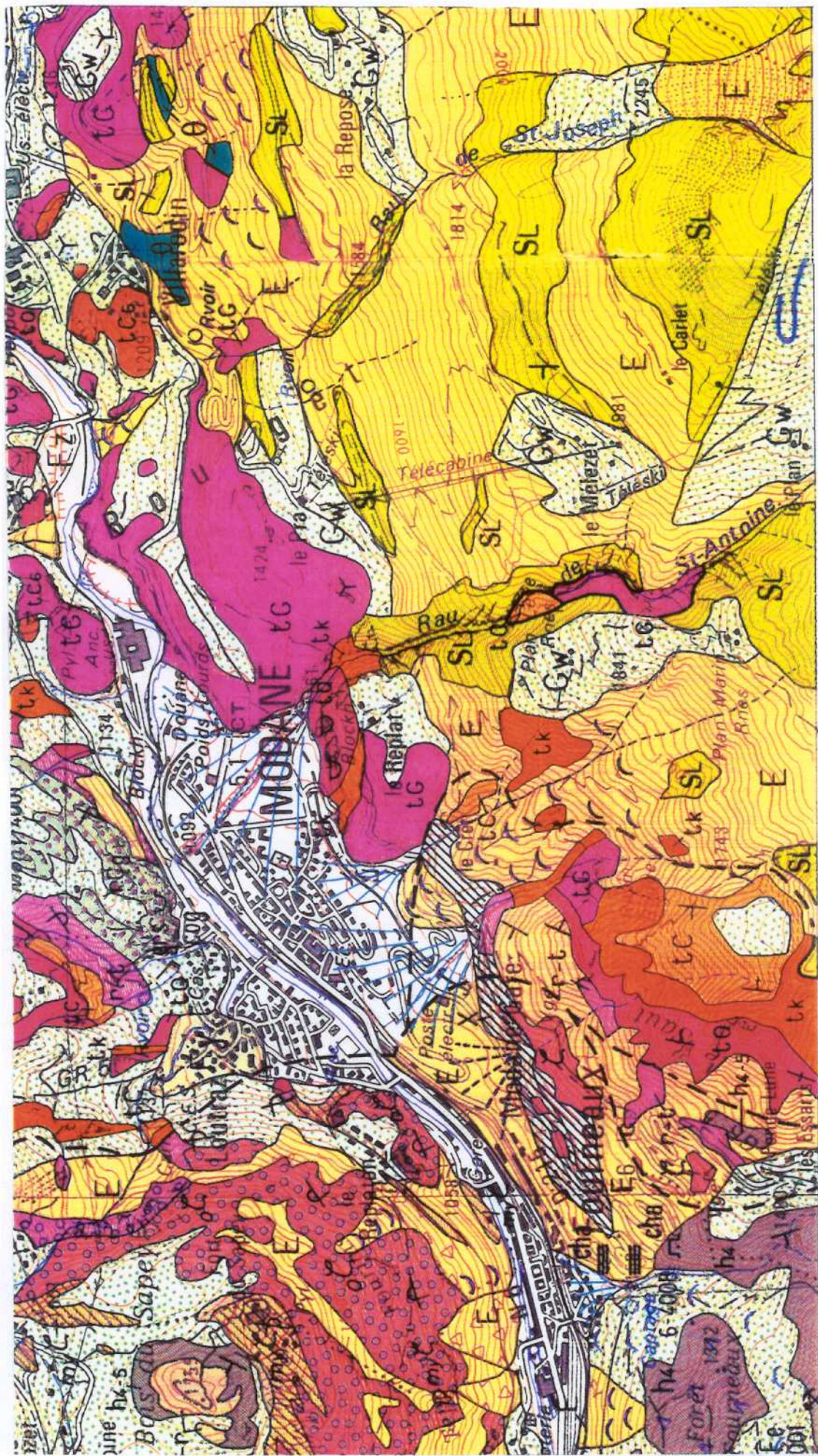
8.1 Géologie régionale

Un extrait de la carte géologique au 1/50000 correspondante est présenté ci-après (agrandi au 1/25000).

La zone étudiée se situe sur le versant sud de la vallée de l'Arc, au-dessus de Modane, entre les cotes 1000 mNG et 1250 mNG.

Elle appartient à la zone des écailles du Trias, en limite de la nappe des schistes lustrés venant du sud-est (notée SL). La majeure partie de la zone est occupée par la « nappe des gypses ».

Ce secteur a donc été soumis à une activité tectonique intense, comme en témoignent les nombreux indices structuraux : failles, chevauchements... A l'heure actuelle, ce site présente toujours un risque sismique non négligeable. Il est classé en zone Ib.



Vers Turin

échelle : 1/25000.

ZO

4,80 gr

939 939 940 940 941 941 942 942 943 943 944 944 944 944 945

315

316

317

318

319

320

321

6° 40'

On distingue les formations géologiques suivantes :

Les terrains du Trias observés dans la région sont :

- Les quartzites, notés TQ et observés à la carrière Saint-Antoine à moins de 500 m au nord-est du site de la tête du tunnel,
- Le Trias carbonaté indifférencié, noté TC et principalement composé de calcaires et dolomies,
- Les cargneules, notées TK, roches calcaires vacuolaires, toujours liées aux masses gypseuses (notées TG), et souvent observées dans les brèches tectoniques et les plans de friction.

La nappe dite des « Schistes lustrés » est en fait constituée d'un ensemble de calcschistes indifférenciés.

Les terrains du Quaternaire observés dans la région sont :

- Les terrains glaciaires würmiens (moraines),
- Les cônes de déjection des torrents, anciens ou actuels,
- Les éboulis, parfois glissés, souvent constitués de moraines remaniées, et donc difficiles à distinguer de ces dernières.
- Les dépôts artificiels, très importants dans la zone de la tête du tunnel routier du Fréjus.

8.2 Géologie de la zone du Rieu Sec

La carte géologique synthétique de cette zone, établie à partir des données d'archive, des relevés de terrain et des coupes de sondages, ainsi que la coupe 1 correspondante, sont présentées en page suivante.

La zone qui nous intéresse ici occupe l'ancien lit du Rieu Sec, situé en bordure ouest du massif de gypse affleurant.

Dans ce couloir, délimité par le Rieu Sec à l'est et le Rieu Roux à l'ouest, le substratum est entièrement recouvert d'éboulis anciens glissés, constitués de matériaux morainiques remaniés et de blocs de calcschistes.

Carte géol terrasol (couleurs, A3)

Coupe 1 (couleurs, A3)

La partie amont, au sud-est, près de l'usine de ventilation, montre un contact anormal (chevauchement, faille supposée) entre le massif de gypse et les calcaires et dolomies.

La zone aval, au nord, est occupée par le cône de déjection du torrent qui descend vers l'Arc.

Enfin, le remblai dit « du Rieu Sec » et la plate-forme d'accès au tunnel représentent un volume très important de dépôts artificiels, constitués des matériaux provenant d'une part du déblai amont, et donc difficilement distinguables des éboulis naturels en place, car exactement de même nature, et d'autre part de la mise en dépôts du marin du tunnel.

D'un point de vue morphologique, l'ancien lit du Rieu Sec forme une ravine profonde dont l'écoulement est lié aux épisodes de précipitation et à la fonte des neiges. Avant la mise en place du remblai, les petits éboulis associés à ce vallon ont été considérés comme naturellement stables. Les débits intermittents sont actuellement captés par le réseau de collecte des eaux du site.

Par ailleurs, on notera que le massif d'anhydrite est recouvert d'une « carapace » de gypse (anhydrite hydratée) présentant des dissolutions et une fracturation importantes. Les apports d'eau par ruissellement permettent son évolution naturelle (dissolution superficielle, fracturation, hydratation des couches sous-jacentes...). Cependant, la morphologie du massif est telle que la partie située le long du Rieu Sec est relativement bien protégée, les écoulements se faisant préférentiellement de part et d'autre de cet éperon rocheux, dans les thalwegs.

9. formations géologiques

9.1 Calcaires et dolomies

Il s'agit de calcaires bleutés, sombres, très fissurés, avec quelques passages dolomitiques gris clair, plus massifs.

Ils ont été observés dans la galerie de reconnaissance, sur les 125 premiers mètres (cote 1227 mNG environ), et sur quelques affleurements dans le massif au Nord de l'usine de ventilation actuelle.

9.2 Gypse et cargneules

Le gypse apparaît sous diverses formes, selon son degré d'altération :

- Eboulis plus ou moins cohérent de blocs de gypse très altéré et de graviers, avec une matrice limoneuse ou sableuse.
- Anhydrite fracturée avec formation de gypse.
- Anhydrite blanche et grise, massive, parfois fracturée.

Aucun indice de dissolution importante du gypse n'a été détecté sur le site.

Le gypse est visible, sous forme très altérée, à l'est de la zone, sur tout le massif surplombant le Rieu

sec. On l'observe également dans les sondages carottés SC101, 102, et 103, et certains sondages destructifs l'ont atteint. Le tunnel a été percé dans cette formation jusqu'au PM 362. La galerie de reconnaissance l'a traversée entre les PM 220 et 246 seulement.

Une carte du toit de cette formation a été déduite de ces différentes données. Elle montre qu'il se situe, pour la zone étudiée, entre les cotes 1100 mNG et 1240 mNG, avec un pendage global assez prononcé vers l'ouest nord-ouest.

Dans la zone du remblai formant la plate-forme d'accès au tunnel, on le rencontre en général vers 50 m de profondeur par rapport au terrain actuel. Son épaisseur est inconnue, mais supérieure à 50 m.

Les cargneules peuvent être terreuses ou rocheuses, altérées et remaniées dans un ciment argilo-limoneux.

Elles ont été observées dans la galerie de reconnaissance vers le PM 125, dans une zone de foudroyage naturel, puis du PM 144 au PM 329. Le tunnel les a traversées du PM 362 au PM 412.

9.3 Eboulis et matériaux morainiques glissés

Il s'agit d'une grave morainique à éléments anguleux, enrobée dans une matrice sableuse, parfois légèrement argileuse, et comprenant de gros blocs (certains d'ordre métrique) de schiste. Ce terrain est hétérogène, la proportion des différents éléments étant très variable.

Cette formation recouvre pratiquement toute la zone étudiée, mais les affleurements sont rares car complètement végétalisés. Les sondages ont rencontré le toit de cette formation entre les cotes 1137 mNG et 1223 mNG, et sur 5 à 30,5 m d'épaisseur.

9.4 Eboulis divers, Cône de déjection torrentiel,

Cette formation ressemble beaucoup à la précédente et est donc difficile à différencier. La distinction est surtout d'ordre mécanique (les matériaux morainiques présentent des caractéristiques meilleures et plus homogènes). On remarque cependant que les graves sont souvent plus propres, moins cimentées que dans le cas des formations quaternaires glissées.

La zone étudiée correspond à la pointe amont du cône de déjection du Rieu Sec. Recouverte en partie haute par le remblai et très végétalisée en partie basse, cette formation ne présente pas d'affleurements en surface. Cependant, certains sondages l'ont mise en évidence sur 4,4 à 13,6 m d'épaisseur.

9.5 Alluvions récentes

Cette couche de moindre résistance, souvent sableuse ou sablo-graveleuse, a été rencontrée dans les sondages proches de l'ancien lit du Rieu Sec, sur 1 à 13 m d'épaisseur.

9.6 Remblais

Il s'agit d'une grave sablo-argileuse beige à marron, à gros blocs de schiste. Là encore, la différenciation est délicate avec les deux formations précédemment décrites (paragraphes 4.2.3 et 4.2.4), puisque le remblai est constitué des matériaux déblayés en amont de la plate-forme. La distinction se fait en recoupant les informations d'archives sur le remblai (ancien plan du terrain naturel), et les caractéristiques mesurées en forage.

On notera par ailleurs la présence d'un drain, de 7 m de largeur et 1 m d'épaisseur environ, disposé sur toute la longueur de l'ancien thalweg du Rieu Sec, à la base du remblai.

Dans la zone de la plate-forme et de la tête du faux tunnel, des remblais schisteux noirs ont été observés sur les 5 premiers mètres environ.

Le remblai est complètement végétalisé, les affleurements sont rares. En surface, sa géométrie se déduit surtout de la topographie et du tracé des risbermes.

D'une façon générale, les épaisseurs de remblais déduites des sondages (faciès, paramètres de forage, valeurs pressiométriques...) se recoupent bien avec les épaisseurs prévues, indiquées dans les documents d'archives. Elles peuvent aller jusqu'à 26,5 m.

10 Hydrogéologie

Comme nous l'avons déjà vu, la zone concernée par le projet occupe l'ancien lit du Rieu Sec qui descend vers l'Arc. Un drain a été mis en place à la base du remblai, dans le thalweg naturel, afin de collecter toutes les eaux et d'éviter la mise en charge de l'ouvrage.

Les relevés piézométriques réalisés lors de la campagne confirment que le remblai est bien sec. Les puits à la pelle réalisés sur les risbermes ont également montré que les terrains étaient secs jusqu'à 3,5 m de profondeur au moins.

Relevés piézométriques du 01/08/02 (reportés sur les coupes géologiques présentées en annexe D) :

Sondage		Niveau d'eau au 01/08/02	
Numéro	Cote	Profondeur (m)	Cote
SC102	1230.25	21.35	1208.90
FP104	1213.44	30.50	1182.94
FP108	1144.69	12.75	1131.94
FP110	1174.65	19.95	1154.70
FP112	1237.25	sec	< 1211.25

Les niveaux d'eau relevés semblent donc correspondre à une nappe générale sensiblement parallèle au terrain naturel et baignant les éboulis et moraines sous-jacents, vers 20 à 30 m de profondeur, soit une dizaine de mètres sous le lit du Rieu Sec.

On notera par ailleurs que la zone de l'usine de ventilation se situe au pied de deux thalwegs

relativement pentus, et donc à la confluence de deux ravines susceptibles d'être alimentées en eau en cas de fortes précipitations.

Le document ci-après présente le tableau interprétatif synthétique des sondages verticaux réalisés sur le site en juillet 2002.

Tableau synthétique des sondages

	Toit de la formation	FP101	FP102	FP103	FP104	FP105	FP106	FP107	FP108	FP109
remblais	cote (NGF) profondeur (m)	1229.71 0	1229.89 0	1213.7 0	1213.44 0	1213.42 0	1227.34 0	1227.75 0	1144.69 0	1148.33 0
alluvions, sable...	cote (NGF) profondeur (m)				1195.94 17.5	1194.52 18.9				1147.83 0.5
éboulis	cote (NGF) profondeur (m)	1209.01 20.7	1227.29 2.6	1200.4 13.3	1192.44 21		1224.04 3.3	1215.25 12.5	1143.09 1.6	1146.83 1.5
éboulis morainiques	cote (NGF) profondeur (m)		1222.89 7	1194.2 19.5	1187.04 26.4	1192.42 21	1218.04 9.3		1137.69 7	1142.43 5.9
substrat altéré	cote (NGF) profondeur (m)									
substratum rocheux	cote (NGF) profondeur (m)	1200.31 29.4				1187.42 26				
niveau d'eau	cote (NGF) profondeur (m)				1182.94 30.5				1131.94 12.75	
arrêt du sondage	cote (NGF) profondeur (m)	1198.66 31.05	1199.2 30.69	1182.9 30.8	1181.42 32.02	1181.75 31.67	1205.41 21.93	1205.64 22.11	1123.09 21.6	1125.83 22.5

	Toit de la formation	FP110	FP111	FP112	FP113	SC102	SC103	SD103	SD104
remblais	cote (NGF) profondeur (m)	1174.65 0	1233.87 0	1237.25 0	1230.76 0	1230.25 0		1200.46 0	1200.6 0
alluvions, sable...	cote (NGF) profondeur (m)	1166.05 8.6		1230.85 6.4					1180 20.6
éboulis	cote (NGF) profondeur (m)	1158.85 15.8	1228.97 4.9		1204.26 26.5	1222.35 7.9	1144 0	1185.96 14.5	
éboulis morainiques	cote (NGF) profondeur (m)					1208.75 21.5	1137.85 6.15	1176.46 24	1177.6 23
substrat altéré	cote (NGF) profondeur (m)					1178.25 52	1116.2 27.8		
substratum rocheux	cote (NGF) profondeur (m)		1220.87 13	1217.85 19.4		1175.25 55	1097.8 46.2		1168.1 32.5
niveau d'eau	cote (NGF) profondeur (m)	1154.7 19.95		sec		1208.9 21.35			
arrêt du sondage	cote (NGF) profondeur (m)	1152.49 22.16	1201.17 32.7	1206.27 30.98	1199.41 31.35	1160.25 70	1043.7 100.3	1160.14 40.32	1160.39 40.21

11. Risques potentiels liés à la géologie du secteur

11.1 La dissolution du gypse

La création de vides importants en profondeur pouvant remonter en surface sous forme de fontis est le principal risque engendré par la présence de gypse sur le secteur. Aucun indice de ce type de phénomène n'a été révélé par les sondages ou en surface dans la zone étudiée.

Quelques faits sont cependant à noter :

- Lors du creusement du tunnel routier du Fréjus, 2 ou 3 poches de dissolution ont été rencontrées dans l'anhydrite massive, entre les PM 27 et 70.
- Dans le sondage carotté SC103, 2 chutes d'outil ont été observées sous le niveau de la nappe : la première, de 20 cm environ de hauteur, vers 28 m de profondeur (cote 1116), dans une zone de grave argileuse, et la deuxième, de 80 cm de hauteur environ, vers 43 m de profondeur (cote 1101), dans une zone sablo-graveleuse dolomitique à blocs de gypse et d'anhydrite. Ces vides peuvent éventuellement être liés au phénomène d'altération des premiers mètres du gypse ou bien à un simple entraînement des particules fines entre 2 blocs. Dans tous les cas, leurs dimensions ne sont pas assez importantes pour qu'il y ait des conséquences en surface (phénomène de foisonnement des terrains, auto-comblement des petites cavités).

Des vérifications ultérieures seront donc à programmer ponctuellement, au droit des futurs ouvrages, afin de s'assurer de l'absence de ce phénomène.

11.2 L'altération des terrains au niveau du contact tectonique

Le contact anormal (voir paragraphe 4.1.2), localisé dans le talweg de direction Est-Ouest, au Sud du tunnel, entre le massif de gypse et le calcaire, représente une zone de fracturation intense et d'infiltration privilégiée pour l'eau. La dissolution éventuelle du gypse et l'altération des différents terrains peuvent donc s'y trouver particulièrement favorisées. Par exemple, la présence de matériaux de type cargneules, issues de l'altération de la dolomie par l'eau chargée en sulfate, est très probable. Ce phénomène n'est pas systématiquement pénalisant, mais peut créer des hétérogénéités au droit du projet. Des sondages complémentaires localisés permettront de préciser la configuration de ce contact et ses conséquences.

11.3 La fracturation des massifs rocheux

La description des terrains traversés par la galerie de reconnaissance met en évidence la fracturation intense du calcaire. De même, les sondages réalisés dans le massif d'anhydrite montrent que celle-ci est parfois très fracturée.

Selon leur nature, leur orientation, leurs dimensions et leur remplissage, ces fractures peuvent être des sources d'instabilité et de venues d'eau (ponctuelles a priori).

11.4 L'instabilité des zones d'éboulis

Comme nous l'avons vu précédemment, les matériaux éboulés présentent une grande hétérogénéité de leurs éléments constitutifs. Ainsi, les nombreux éclatements de sondes pressiométriques et les chutes ponctuelles d'outil observés pourraient traduire la présence de vides entre les blocs en l'absence de matrice fine.

Ainsi les circulations d'eau et les caractéristiques mécaniques parfois assez médiocres de ces matériaux remaniés, peuvent rendre ces formations relativement instables.

Cependant, l'expérience montre que ces formations n'ont pas causé de difficultés majeures pour les précédents aménagements (voir analyse du suivi des ouvrages au paragraphe 2.2 et en annexe F).

11.5 Les arrivées d'eau

Pour l'instant, les aménagements existants relatifs à l'eau (drainage, collecte, évacuation...) se montrent efficaces sur le site.

Nous avons précédemment évoqué les conséquences éventuelles de circulations d'eau dans les différents terrains (dissolution, altération, entraînement de particules...).

On peut ajouter à cela le phénomène de ravinement et d'érosion de pente par entraînement des formations superficielles, et les risques d'inondation. En effet, la zone de la plate-forme de l'usine de ventilation se trouve aux confins de deux thalwegs, couloirs d'écoulement préférentiels en cas de fortes précipitations.

Un suivi piézométrique régulier de la zone ainsi que des aménagements adaptés au nouveau projet sont donc à prévoir.

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES

Ce chapitre présente les données géotechniques collectées sur l'ensemble du site. Les hétérogénéités locales, les points particuliers à prendre en compte, seront abordés dans le chapitre suivant, ouvrage par ouvrage.

12. Analyse des données

12.1 Calcaires et dolomies

Aucun sondage carotté n'a traversé cette formation, donc aucun essai en laboratoire n'a pu être réalisé.

On suppose que le sondage FP111 a rencontré cette formation. Les essais pressiométriques donnent alors des valeurs très fortes, caractéristiques d'un massif rocheux :

- $E > 100 \text{ MPa}$
- $PI^* > 7 \text{ MPa}$

On rappelle cependant que ce massif est très fracturé.

12.3 Gypse et cargneules

Aucune donnée n'est disponible dans les cargneules qui ne sont pas en interférence directe avec les ouvrages.

Par contre, le gypse et l'anhydrite ont fait l'objet d'essais en laboratoire sur échantillons intacts, ainsi que d'essais pressiométriques in situ. Dans les fiches synthétiques présentées en pages suivantes, on distingue l'anhydrite massive de sa couche d'altération gypseuse.

12.4 Eboulis et matériaux morainiques glissés

Cette formation a fait principalement l'objet d'essais pressiométriques in situ. En effet, la nature et la granulométrie de ces formations rendent les essais de laboratoire peu représentatifs.

L'analyse des résultats obtenus conduit aux observations suivantes :

- Aucune évolution franche n'est visible avec la profondeur.
- Les valeurs moyennes calculées par sondage sont relativement proches des valeurs moyennes générales, on ne distingue pas de zones « meilleures » que d'autres.

- Les courbes de distribution de E et PI^* (module pressiométrique et pression limite) mettent en évidence au moins 3 familles de valeurs. Cette complexité, liée à la nature même du terrain (hétérométrie des éléments : argile, sable, grave, blocs...), rend délicat le choix de paramètres pour cette formation. Par ailleurs, l'observation de ces courbes a conduit à l'élimination de 4 valeurs non représentatives : essais dans des blocs de schiste, essais entre deux blocs....

12.5 Eboulis divers, Cône de déjection torrentiel

Cette formation a fait l'objet de quelques essais d'identification sur les échantillons prélevés à la pelle mécanique dans les puits P1 et P2, ainsi que de nombreux essais pressiométriques.

Les identifications conduisent aux classes GTR suivantes :

- B5 (2 échantillons) : sables et graves très silteux,
- C1B5 (1 échantillon) : sols comportant des fines et des gros éléments : éboulis, moraines, alluvions grossières...,
- D3 (1 échantillon) : graves alluvionnaires propres...

L'analyse des résultats obtenus conduit aux observations suivantes :

- Aucune évolution franche n'est visible avec la profondeur.
- Les valeurs moyennes calculées par sondage sont relativement hétérogènes, certaines étant particulièrement élevées (sondages FP103, FP107, FP110, FP111) et d'autres particulièrement faibles (FP101, FP106). Cependant, on ne distingue pas de zonage évident par rapport à la géométrie du site.
- Les courbes de distribution de E et PI^* (module pressiométrique et pression limite) mettent en évidence au moins 2 familles de valeurs. Comme pour la formation précédente, ce phénomène est lié à l'hétérogénéité de ses éléments constitutifs. Par ailleurs, l'observation de ces courbes a conduit à l'élimination de 4 valeurs non représentatives (essais dans des blocs de schiste, essais entre deux blocs...).

12.6 Alluvions récentes

Cette formation n'a fait l'objet que d'une vingtaine d'essais pressiométriques.

Les résultats sont relativement homogènes d'un sondage à l'autre.

12.7 Remblais

Dans cette formation, on dispose d'essais :

- d'identification, réalisés en laboratoire sur les échantillons prélevés à la pelle mécanique sur

chacune des risbermes, dans 10 puits de 3 m environ de profondeur,

- pressiométriques, réalisés dans les différents sondages disposés sur toute la zone du remblai.

Les identifications conduisent aux classes GTR suivantes :

- B5 (1 échantillon) : sables et graves très silteux,
- C1B5 (12 échantillons) : sols comportant des fines et des gros éléments : éboulis, moraines, alluvions grossières...,
- D3 (2 échantillons, prélevés à 0,4 et 0,8 m de profondeur) : graves alluvionnaires propres (couche de roulement propre aux risbermes ?)

Remarque importante : ces résultats ne tiennent pas compte des très gros blocs (d'ordre métrique) de schiste, qui n'ont bien entendu pas pu être prélevés et intégrés aux essais. Ainsi, des blocs de 50 cm environ ont été fréquemment observés, et 3 refus sur des blocs supérieurs aux dimensions des puits ont été constatés lors de la réalisation des puits à la pelle mécanique.

L'analyse des résultats obtenus conduit aux observations suivantes :

- Aucune évolution franche n'est visible avec la profondeur.
- Les valeurs moyennes calculées par sondage sont assez hétérogènes. Deux sondages (FP101 et FP113), situés près de la tête du tunnel, donnent des valeurs nettement au-dessus de la moyenne générale ($E=16\text{MPa}$; $PI^*=1,9\text{MPa}$). Un sondage (FP103) donne des résultats particulièrement médiocres ($E=7\text{MPa}$; $PI^*=0,8\text{MPa}$). Les autres sondages forment une famille relativement homogène ($E=10\text{MPa}$; $PI^*=1,2\text{MPa}$). On ne distingue pas de zonage évident par rapport à la géométrie du site que ce soit en plan ou en profondeur.
- Les courbes de distribution de E et PI^* (module pressiométrique et pression limite) mettent en évidence 1 famille de valeurs. Par ailleurs, l'observation de ces courbes a conduit à l'élimination de 9 valeurs non représentatives (essais dans des blocs de schiste, essais entre deux blocs...).

Anhydrite massive

Identification :

	W (%)	g (kg/m ³)	g _d (kg/m ³)
Nbre de valeurs	7	7	7
Moyenne arithmétique	0,36	2271	2266
Minimum	0,02	1067	1053
Maximum	1,3	2966	2963
Ecart-type	0,5	791	796

Essais mécaniques :

	Vitesse (m/s)	Compression simple		Traction indirecte
		s _c (MPa)	e (GPa)	R _{tb} (MPa)
Nbre de valeurs	19	6	6	13
Moyenne arithmétique	5523,5	37,85	97,8	2,4
Minimum	4235	28,3	34,6	1,3
Maximum	6194	45,9	219,7	4,0
Ecart-type	667,2	7,1	66,8	0,8

	Em (MPa)	PI* (MPa)
Nbre de valeurs	24	24
Moyenne arithmétique	267	7,05
Minimum	25	3,92
Maximum	646	7,5
Ecart-type	183	0,94

Couche d'altération du gypse sous les dépôts morainiques

Identification :

	W (%)	g (kg/m ³)	g _d (kg/m ³)
Nbre de valeurs	9	9	9
Moyenne arithmétique	9,5	1848	1687
Minimum	3,6	1353	1285
Maximum	15,6	2100	1940
Ecart-type	4,2	264	232

Essais triaxiaux :

Sondage	Profondeurs	Nature	W%	g _d (kN/m ³)	C' (kPa)	j' (°)
SC102	54,6-55,5 m	Sable fin	15,6 %	17,98	0	35°
SC102	29,5-30,5 m	Sable grossier	12,6 %	18,54	0	38°
SC103	36,5-37,5 m	Sable grossier	8,2 %	19,40	1	38°

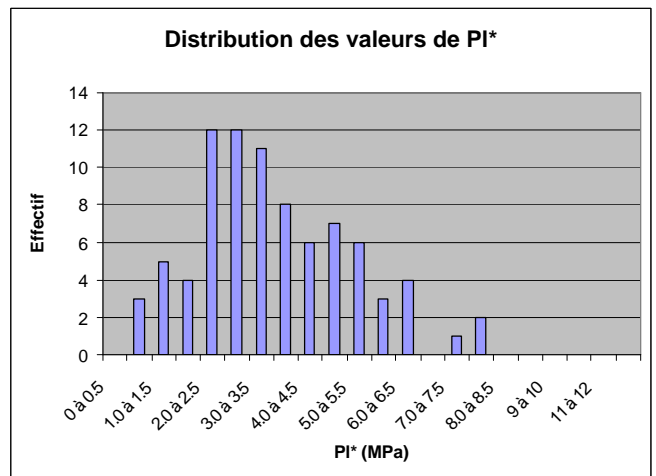
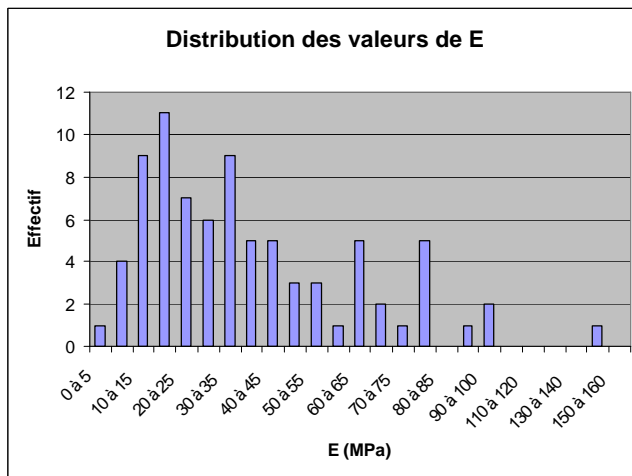
Eboulis morainiques

Identification :

W (%)	g (kg/m ³)	g _a (kg/m ³)
3,5	1775	1715
2,8	1871	1820
1,6	1949	1919

Essais mécaniques :

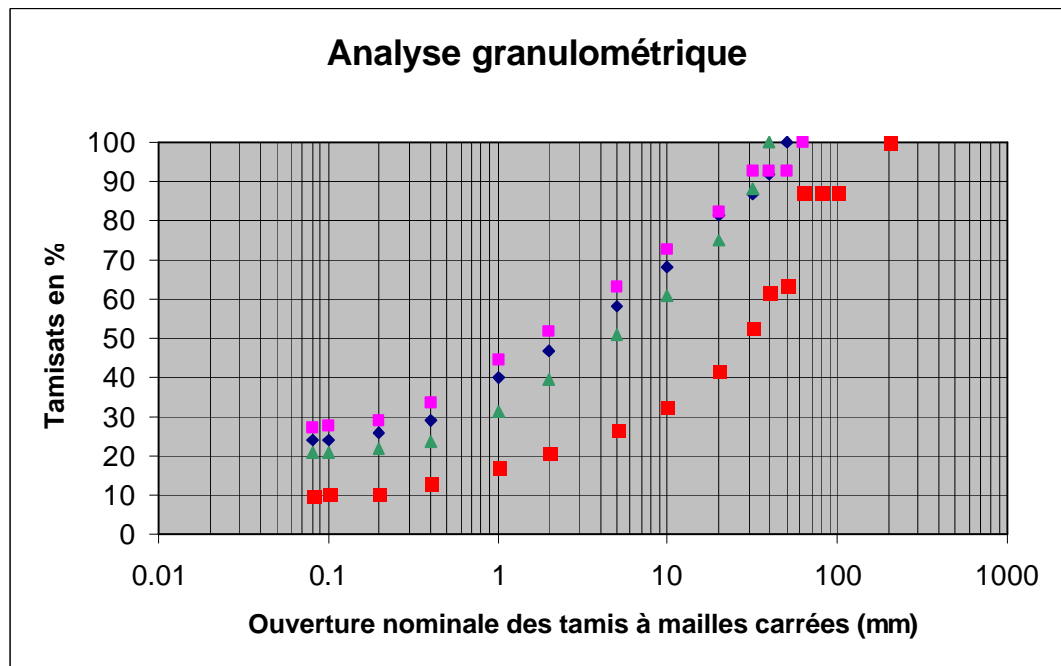
	Em (MPa)	PI* (MPa)
Nbre de valeurs	80	80
Moyenne arithmétique	36,12	3,38
Minimum	4,95	0,53
Maximum	97,68	6,37
Ecart-type	22,94	1,41



Eboulis (page 1/2)

Identification :

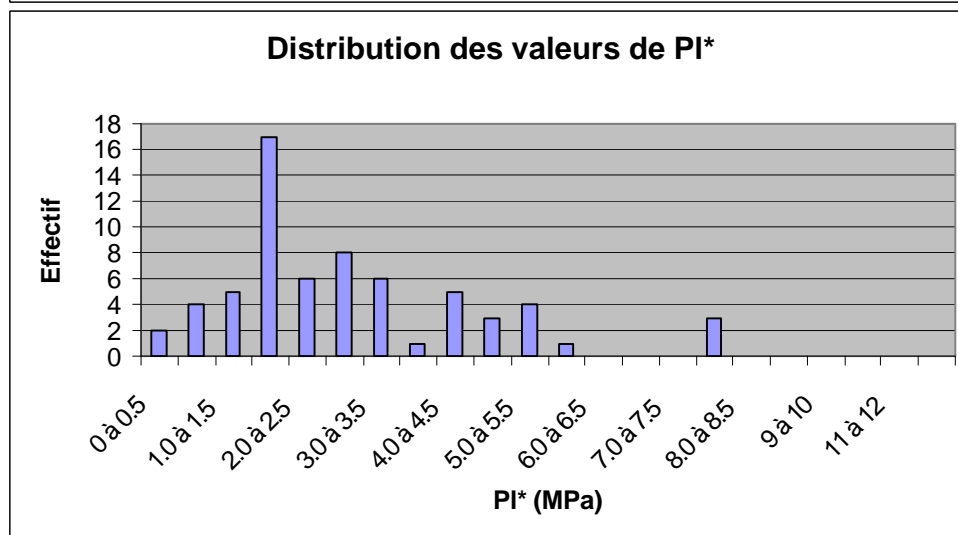
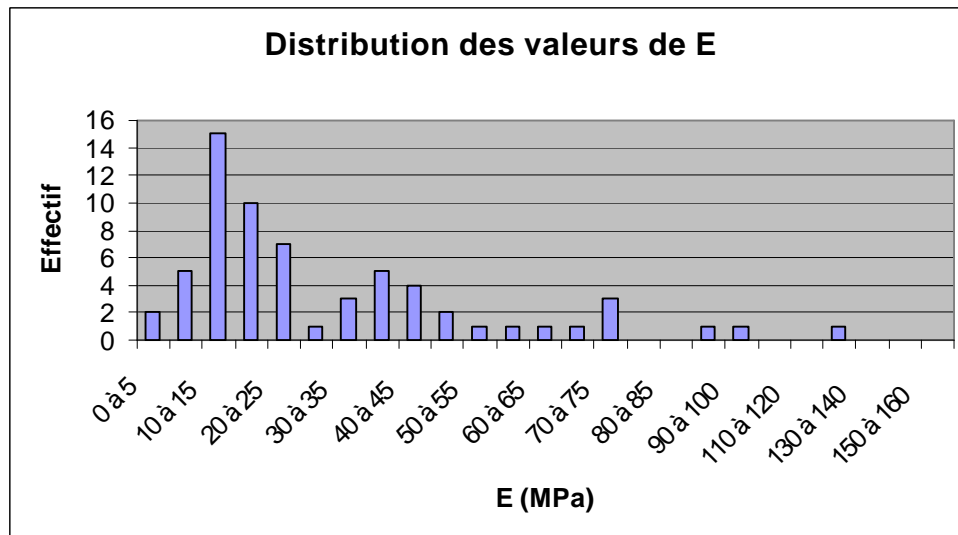
	W (%)	g (kg/m ³)	g _d (kg/m ³)	VBS
Nbre de valeurs	8	4	4	4
Moyenne arithmétique	5,71	1564	1526	0,17
Minimum	1,5	1302	1270	0,06
Maximum	14	1817	1761	0,26
Ecart-type	4,64	220	212	0,09



Eboulis (page 2/2)

Essais mécaniques :

	Em (MPa)	PI* (MPa)
Nbre de valeurs	61	61
Moyenne arithmétique	26,11	2,54
Minimum	2,23	0,22
Maximum	74,03	5,35
Ecart-type	19,22	2,27



Alluvions, sables

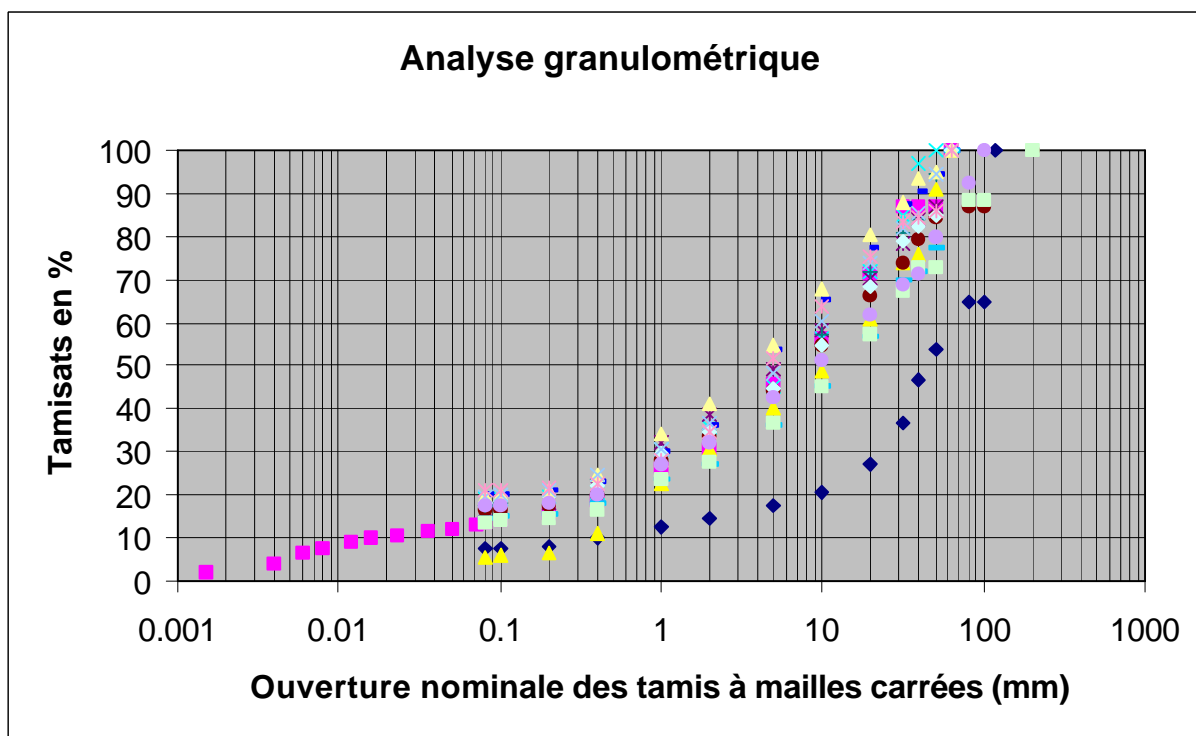
Essais mécaniques :

	Em (MPa)	PI* (MPa)
Nbre de valeurs	24	24
Moyenne arithmétique	9,10	0,87
Minimum	2,88	0,3
Maximum	22,52	2,53
Ecart-type	5,52	0,50

Remblais (page 1/2)

Identification :

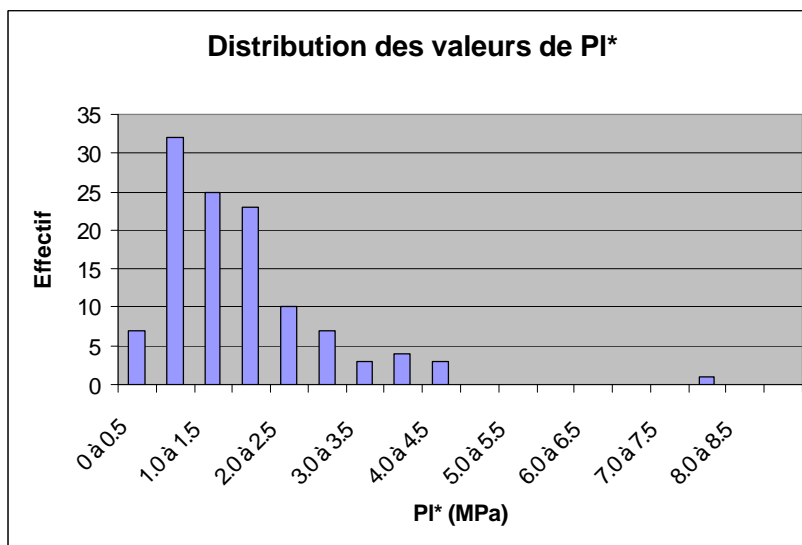
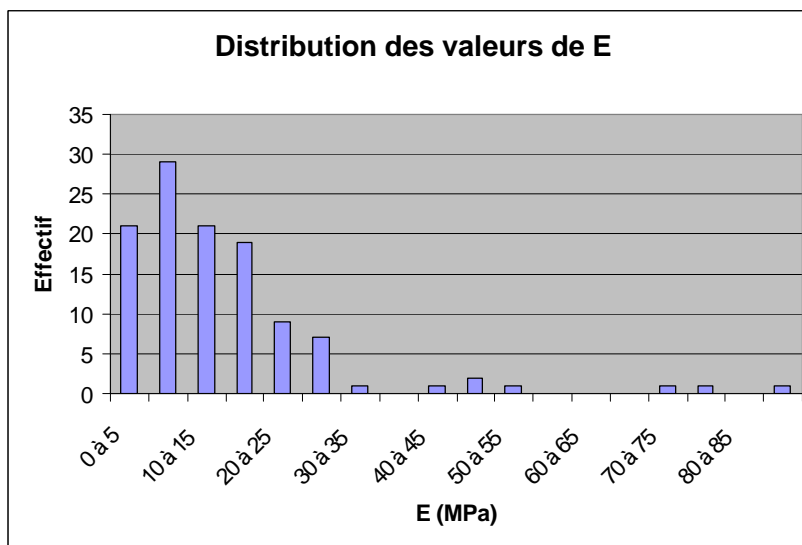
	W (%)	VBS	Dmax (mm)	% < 80 mm
Nbre de valeurs	15	15	15	15
Moyenne arithmétique	5,7	0,10	83	16,1
Minimum	1,7	0,04	50	5,7
Maximum	7,9	0,16	200	20,9
Ecart-type	1,6	0,04	42	4,5



Remblais (page 2/2)

Essais mécaniques :

	Em (MPa)	PI* (MPa)
Nbre de valeurs	106	106
Moyenne arithmétique	12,24	1,38
Minimum	1,59	0,21
Maximum	31,57	3,77
Ecart-type	7,38	0,73



13. Paramètres géotechniques retenus

13.1 Méthodes de détermination

Paramètres pressiométriques

Les valeurs retenues pour les paramètres pressiométriques (module E_m et pression limite PI^*), sont issues de l'analyse statistique des données exposée au chapitre précédent. Cette analyse statistique permet, après élimination des valeurs aberrantes et vérification de l'homogénéité des valeurs par formation géologique et site, de proposer une valeur de calcul représentative. En général, on retient la valeur moyenne minorée de la moitié de l'écart type.

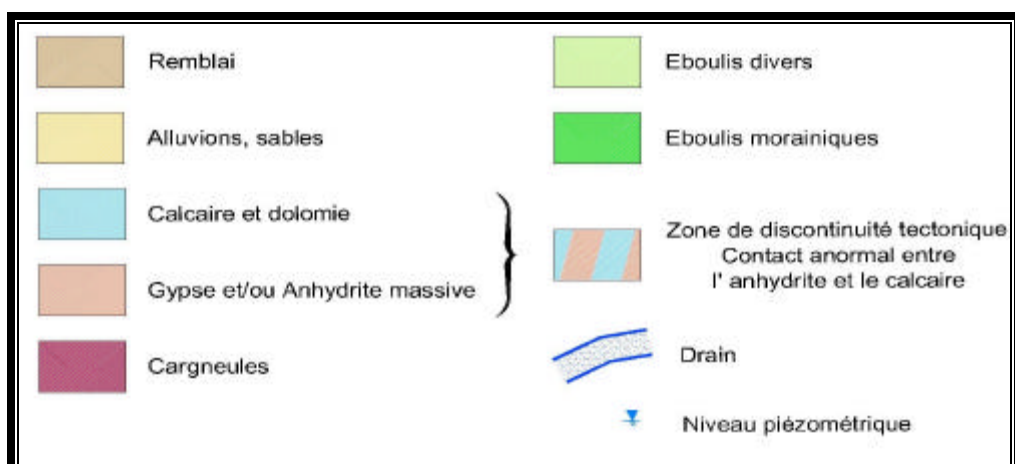
Paramètres de résistance au cisaillement

➤ **Corrélation de Ménard (1963)**

Pour l'angle de frottement, l'abaque de corrélation, proposés par Ménard (1963), entre la pression limite (PI^*) mesurée in situ et l'angle de frottement (ϕ), a été utilisé.

➤ **Analyse de la stabilité actuelle du remblai existant**

Les paramètres de résistance au cisaillement des remblais ont également été analysés par des calculs de stabilité (rupture circulaire au moyen du code de calcul TALREN) selon des profils d'étalonnage (Coupe géologique n° 2). Les résultats ont également été confrontés aux données déjà disponibles.



Coupe n°2 A3

Le principe du calcul repose sur l'observation du comportement du remblai en terme de déformation depuis sa mise en œuvre (plus de 25 ans). Les analyses (voir annexe F) montre que le remblai est stable mais qu'il a présenté des déformations s'atténuant avec le temps. Ainsi, l'hypothèse d'un facteur de sécurité de l'ouvrage compris entre 1,3 et 1,4 est acceptable pour la réalisation des calculs d'ajustement des paramètres de cohésion et angle de frottement : voir coupe 2 et légende ci-après et annexes E.1 et E.2.

Les différents calculs montrent que pour le couple de valeur ($C=0$ kPa et $F = 33^\circ$) :

- Le coefficient de sécurité augmente lorsque les cercles de rupture s'approfondissent dans le remblai ;
- Les cercles de peaux ont les coefficients de sécurité les plus faibles, ce qui est classique ;
- Les cercle passant dans la partie médiane du remblai (10 à 12 m de profondeur) ont des coefficients de sécurité de 1,33 ;
- Les cercles profonds passant dans l'assise de base du remblai (éboulis) ont des facteurs de sécurité compris entre 1,3 et 1,4.

Ainsi l'ensemble des analyses (essais de laboratoire, corrélation et étude de stabilité en retour) conduisent à recommander le choix du couple $C = 0$ kPa et $F = 33^\circ$ pour le matériau de remblai en place.

➤ **Matériaux d'altération du massif d'anhydrite**

Une démarche similaire a été utilisée pour la détermination des caractéristiques des résistances au cisaillement de la zone d'altération du massif d'anhydrite. Cet horizon a été reconnu sur une épaisseur de 20 à 24 m par des sondages horizontaux au niveau de la zone d'attaque de la future galerie (voir détail de la coupe B ci-après).

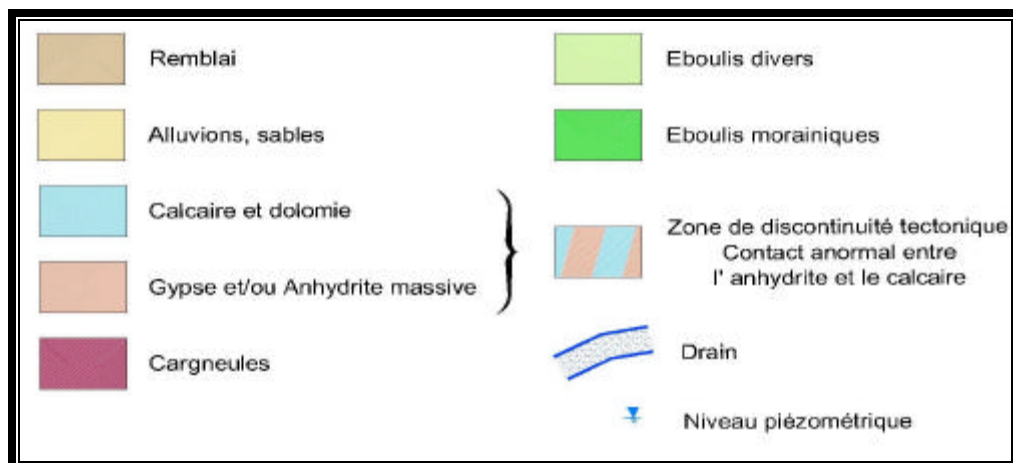
Le massif d'anhydrite doit être considéré du point de vu géomécanique comme sain en profondeur et totalement altéré en surface. Ainsi la face du versant, sur une faible épaisseur se situe dans un état d'équilibre limite caractérisé par un coefficient de sécurité très voisin de 1.). En effet, si la couche superficielle est en l'état actuel à la limite de la rupture, elle ne concerne que des petits cercles ne reflétant pas le comportement de la couche dans son ensemble.

Plus en profondeur, le niveau de l'altération se réduisant, les caractéristiques mécaniques de l'anhydrite altérée s'améliorent et les cercles de rupture présentent des coefficients de sécurité supérieurs à 1.

L'hypothèse conservatrice retenue est que les grands cercles de glissement tangents au substratum sain avaient un coefficient de stabilité de 1,4 à 1,5 (voir annexe E.3). Dans ces conditions le couple de valeur $c = 30$ kPa et $F = 45^\circ$ ont été retenu pour caractériser le comportement de l'anhydrite altérée. Ces valeurs devront être validées au stade des études de projet.

Autres paramètres

Enfin, les données pour lesquelles aucun essai n'était disponible ont été déduites, quand cela était possible, à partir d'observations sur place, d'archives, et d'expériences antérieures dans ce type de terrains.



Coupe B (A3)

13.2 Synthèse des caractéristiques mécaniques

Le tableau de synthèse ci-dessous regroupe les caractéristiques mécaniques retenues pour les analyses préliminaires des ouvrages de la tête de la galerie de sécurité du tunnel côté France.

Formation	γ (kN/m ³)	Em (MPa)	PI* (MPa)	C (kPa)	j (°)	q _s (kPa)
Remblais	20	8,5	1,0	0	33	70
Alluvions	18	8	0,8	0	32	100 (1)
Eboulis divers	19	17	1,8	0	37	100 (1)
Eboulis morainiques	21	25	2,7	0	38	100 (1)
Substratum altéré en situation de falaise	22	-	-	30	45	100
Substratum Anhydrite saine	-	175	> 7	30	45	-

(1) Valeurs n'intervenant pas dans les analyses, qu'il conviendra de valider par une analyse spécifique.

Les valeurs de frottement latéral pour le dimensionnement des soutènements par murs cloués proviennent des abaques proposées dans les recommandations Clouterre 1991 et dans le CCTG, Fascicule n°62 titre V.

ETUDE GEOTECHNIQUE PRELIMINAIRE – PREDIMENSIONNEMENT

Les ouvrages étudiés sont :

- L'usine de ventilation ;
- L'attaque de la galerie ;
- Le remblai de rechargement du remblai existant ;
- La plate-forme d'accès à la tête de la galerie ;
- Le bâtiment de regroupement des blessés.

14. Usine de ventilation

Quatre sites potentiels avaient été initialement envisagés pour l'implantation de l'usine de ventilation. Les résultats des reconnaissances réalisées sur ces sites au cours de l'été 2002 ont cependant conduit à envisager un cinquième site qui a finalement été retenu.

Nous présentons ci-après une analyse succincte des différents sites A à D et de leurs contraintes spécifiques.

14.1 Site A : Tête de la future galerie

Ce site est situé au niveau de la tête de la future galerie.

Contraintes géométriques

Ce site implique la conception d'une usine compacte aux dimensions réduites.

L'usine sera donc implantée soit au-dessus, soit en dessous de la tête de la galerie de sécurité.

Une implantation au-dessus de la galerie implique :

- Des terrassements importants dans l'anhydrite ;
- Des fondations permettant le passage de la galerie en faux tunnel, sous l'usine.

Une implantation au-dessous de la galerie implique :

- Des terrassements importants dans l'anhydrite ;
- Des fondations garantissant la stabilité de l'ouvrage supportant l'entrée de la galerie de sécurité.

Contraintes géotechniques

La tête de la galerie de sécurité est implantée dans l'écaille d'anhydrite bordée en pied par les remblais du Rieu Sec et en partie inférieure par les éboulis du cône de déjection.

Une implantation au-dessus de la galerie implique :

- La stabilisation du versant dans les anhydrites sur une grande hauteur avec des difficultés importantes pour la réalisation des soutènements provisoires et définitifs.
- La conception d'un ouvrage dont les fondations seront implantées d'une part dans les anhydrites et d'autre part dans les remblais que l'on sait soumis à des mouvements en

direction de la vallée. (Sous l'effet de la surcharge de remblai, une accentuation de l'amplitude et de la vitesse de ces mouvements est à prévoir).

- Les fondations de l'usine devront, localement, être capables de stabiliser le remblai ce qui aura pour conséquence une discontinuité des déformations à la limite entre l'usine et le remblai de plate-forme.

Une implantation au-dessous de la galerie implique :

- Des terrassements importants dans l'anhydrite et surtout dans le remblai du Rieu Sec, nécessitant un soutènement important et la stabilisation du faux tunnel existant.
- La conception d'un ouvrage dont les fondations seront implantées d'une part dans les anhydrites et d'autre part dans les remblais que l'on sait soumis à des mouvements en direction de la vallée. (Sous l'effet de la surcharge de remblai, une accentuation de l'amplitude et de la vitesse de ces mouvements est à prévoir, comme ci-dessus).
- Des fondations garantissant la stabilité de l'ouvrage supportant le sas d'entrée de la galerie de sécurité.

14.2 Site B : Est de l'usine existante

Ce site est situé à l'extrémité est de l'usine existante.

Contraintes géométriques

L'implantation de la nouvelle usine à l'est de l'usine existante impose :

- L'agrandissement de la plate-forme existante et le passage de conduits de ventilation jusqu'à la galerie de sécurité ;
- Un grand terrassement dans les remblais et colluvions du Rieu Sec et du cône de déjection, avec un soutènement important à l'est dans les anhydrites et les cargneules-calcschistes au niveau d'une zone de contact probablement localisée au droit du fond du thalweg ;
- Pour ne pas interférer avec les constructions existantes, le projet ne peut pas comporter de partie enterrée et dans tous les cas il prive l'existant de ses espaces fonctionnels périphériques.

Contraintes géotechniques

Dans cette configuration des difficultés sont à attendre :

- Dans la réalisation des soutènements dans les formations au comportement mécanique contrasté : anhydrite, cargneules et calcschistes ;
- Pour la réalisation des fondations de l'usine reposant sur le substratum et sur les remblais – colluvions.

14.3 Site C : Sud du faux tunnel

Cette emprise est située au sud et parallèlement au faux tunnel existant.

Contraintes géométriques

Ce site est très proche du faux tunnel et chauvauche les conduites d'air du tunnel routier. L'implantation de l'usine sur ce site, à une cote équivalente à celle existante impose :

- De prévoir un soutènement pour le faux tunnel : berlinoise, paroi moulée.
- De gérer les interférences avec les conduits et réseaux reliant le tunnel à l'usine actuelle.

Contraintes géotechniques

Le sondage FP112 réalisé sur ce site met en évidence sur plus de 20 m des terrains de couverture de faibles caractéristiques mécaniques reposant sur de l'anhydrite.

La réalisation d'une excavation sur ce site impliquera la construction de soutènements importants vis à vis du faux tunnel et de la falaise d'anhydrite.

La structure et les fondations de l'usine devront pouvoir s'affranchir des déformations du remblai d'assise qui pourraient être accentuées par la mise en place du remblai d'élargissement de la plate-forme.

14.4 Site D : Entre les voies d'accès au tunnel et la plate-forme provisoire.

Ce site est localisé au nord de la voie d'accès au tunnel, au niveau de la casquette du faux tunnel. Dans cet emplacement l'usine serait entre le tunnel existant et la galerie à créer.

Contraintes géométriques

Ce site jouxte le faux tunnel. L'implantation de l'usine sur ce site impose :

- De prévoir un soutènement pour le faux tunnel : berlinoise, paroi moulée.
- D'élargir la plate-forme provisoire en direction du nord et donc d'en augmenter la hauteur ;
- De décaler la galerie de sécurité vers le nord ;
- De s'implanter entre l'ouvrage de prise d'air frais et les voies d'accès au tunnel.

Contraintes géotechniques

Le déport de la galerie de sécurité en direction du nord conduit à une augmentation de la taille de tous les ouvrages de soutènement : mur cloué et mur de soutènement du remblai de la plate-forme provisoire.

La configuration de la pente actuelle du remblai rend cet élargissement de plate-forme très pénalisant pour la stabilité d'ensemble.

La structure et les fondations de l'usine devront pouvoir s'affranchir des déformations du remblai d'assise qui pourraient être accentuées par la mise en place du remblai d'élargissement de la plate-forme en situation provisoire, voire définitive.

14.5 Site retenu pour l'usine de ventilation

L'examen des contraintes géométriques et géotechniques des sites A à D a conduit le projeteur à

s'orienter vers un cinquième site localisé dans le thalweg à l'est de l'usine existante.

Contraintes géométriques

Ce site se localise dans un vallon limitant le massif d'anhydrite au nord et le massif de calcaire et cargneules au sud. Il n'est pas en interférence directe avec les ouvrages en exploitation sur la plate-forme (tunnel, voies d'accès, usine de ventilation, réseaux, etc...).

L'implantation de l'usine sur ce site impose :

- De réaliser des ouvrages de protection vis à vis des écoulements du ruisseau en fond de thalweg ;
- De prévoir une géométrie d'usine adaptée à la pente du thalweg de manière à limiter la profondeur des terrassements et donc des soutènements ;
- De prévoir l'implantation d'une galerie d'amenée d'air frais le long de la falaise d'anhydrite jusqu'à la galerie de sécurité.

Contraintes géotechniques

La zone du thalweg à l'est de l'usine actuelle n'avait pas été pressentie comme site potentiel pour l'usine de ventilation. Aucun sondage n'a été réalisé sur ce site. Néanmoins l'analyse des sondages voisins (FP 111, FP 112), les observations géologiques et géotechniques de terrain ainsi que les données d'archives indiquent que :

- Cette zone correspond à un contact anormal (faille) entre l'unité de gypse/anhydrite au nord et l'unité des cargneules et calcaires au sud.
- Le contact entre ces deux unités est vraisemblablement constitué par des alternances d'écaillés dont la géométrie exacte ne pourra être appréhendée qu'à partir de nombreux sondages.
- Les terrassements seront réalisés dans le substratum rocheux.

La coupe géologique C, de direction est-ouest, présentée en page suivante propose une interprétation de la structure géologique dans la zone de la future usine de ventilation.

Terrassements et soutènements

Les terrassements dans la zone de la future usine de ventilation se feront dans les colluvions du ruisseau, le gypse, l'anhydrite altérée, l'anhydrite saine, les cargneules et les calcaires.

Ils nécessiteront la mobilisation de brise-roche puissants ou l'emploi d'explosifs, en fonction de formations rencontrées.

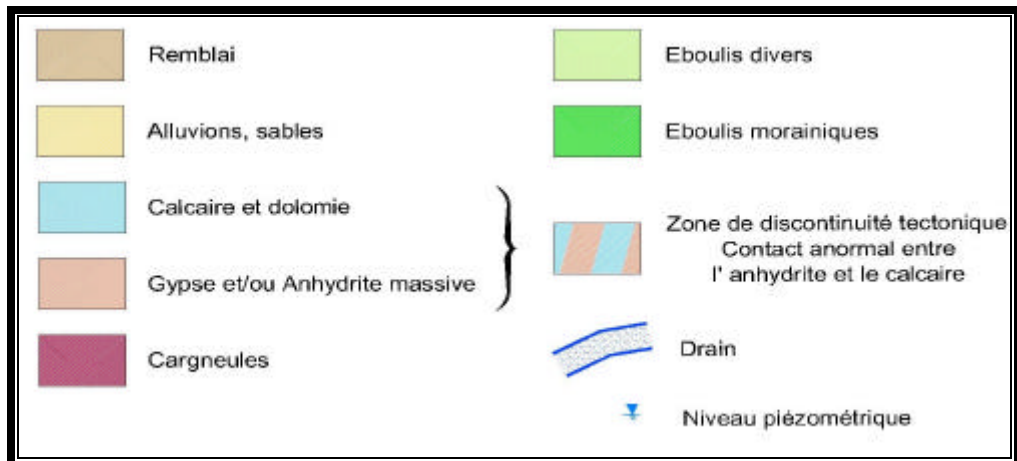
Les soutènements nécessaires pourront être réalisés au moyen des techniques de murs cloués.

Modes de fondations envisageables

L'hétérogénéité géologique reconnue du site où se côtoient sous forme d'écaillés imbriquées du gypse, de l'anhydrite, des cargneules et du calcaire, conduit à prévoir à ce stade du projet des fondations profondes par pieux ou puits.

Ce mode de fondation permettra de plus de s'affranchir de l'aléa géotechnique lié à la présence d'un contact anormal par faille dans l'axe ou à proximité de l'axe du thalweg.

Des reconnaissances par sondages au stade des études de projet permettront de préciser les conditions géologiques du thalweg et fixer ainsi les niveaux d'ancrage des pieux.



Coupe C (couleurs, A3)

Difficultés d'exécution, aléas

Le site retenu en définitive pour l'implantation de l'usine de ventilation n'a pas fait l'objet de sondages spécifiques.

Il convient donc de prévoir la réalisation d'investigations complémentaire au stade des études de projet afin de confirmer le modèle géologique établi à partir des données d'archives.

Les principales difficultés et aléas du site sont donc :

- La présence d'un contact anormal (faille et zone d'écaillés) dans l'axe ou à proximité de l'axe du thalweg entre l'unité sud des cargneules et calcaires et l'unité nord d'anhydrite ;
- La présence de formations géologiques aux comportements mécaniques très contrastés : alluvions, gypse, anhydrite altérée, cargneules et calcaire ;
- La réalisation de soutènements de grande hauteur dans l'hypothèse de terrassements importants en pied de versant ;
- Le voisinage du tunnel qui pourra être sollicité lors de la réalisation des terrassements (ébranlements liés aux tirs de mines, ancrage des soutènements,...).

15. Attaque de la galerie

Le creusement de la galerie de sécurité impose d'avoir un recouvrement minimum en voûte fixé au stade de l'étude préliminaire à 5 m. Compte tenu du diamètre prévu pour l'ouvrage, il convient donc de prévoir un tympan d'environ 10 m de haut à partir de la cote 1228 mNG.

Le tympan sera donc implanté dans le massif d'anhydrite altérée reconnu par le sondage carotté horizontal et les trois sondages destructifs horizontaux.

Bien, que ces sondages n'aient mis en évidence de vides francs mais sur une frange de 20 à 25 m le massif d'anhydrite a subi une altération très poussée. Les phénomènes d'altération comprenant en une hydratation de l'anhydrite puis à la dissolution du gypse ainsi formé. Plus l'altération est importante et plus la porosité augmente au détriment des liaisons minéralogiques et ponts rocheux entre éléments de la matrice non altérée. La résistance de la roche diminue simultanément à l'augmentation de l'altération et de la porosité.

La roche, initialement compacte, est alors transformée en un matériau fortement poreux, dans lequel les essais d'eau ne sont pas réalisables du fait d'une trop forte perméabilité. Une matrice d'anhydrite et gypse sablo-graveleuse enveloppe les blocs et dalles rocheuses. Les restes des ponts rocheux et liaisons minéralogiques confèrent au massif une cohésion résiduelle, faible ne surface et croissante avec la profondeur.

15.1 Données géométriques

Les données suivantes ont été retenues pour le calcul :

- Radier de la galerie : 1228 mNG

- Diamètre d'excavation de la galerie : 5 m environ
- Couverture au niveau du front d'attaque : 5 m

15.2 Paramètres géotechniques retenus

Analyse de stabilité du massif en place

Les paramètres de résistance mécanique du massif rocheux dans la zone d'attaque du tunnel ont été déterminés au stade de l'étude de faisabilité au moyen d'une analyse de stabilité dont les résultats sont présentés en annexe E.3.

Le tympan de l'ouvrage est implanté dans la zone d'altération de l'anhydrite reconnue sur une épaisseur horizontale de 20 à 25 m.

A l'état naturel, la pente du massif d'anhydrite présente en surface un coefficient de sécurité voisin de 1 correspondant à la rupture progressive et à la chute des blocs et éléments de surface sous l'effet de l'altération. Plus en profondeur, l'altération étant moins importante, les caractéristiques mécaniques du massif s'améliorent et le coefficient de sécurité de la pente augmente.

La détermination des paramètres de résistance moyenne de la zone altérée du massif (angle de frottement et cohésion) a été faite en recherchant un facteur de sécurité compris entre 1,4 et 1,5 pour des mécanismes de rupture circulaire (absence de structure ou discontinuité orientant la rupture) passant à proximité de l'anhydrite compacte. Pour un angle de frottement de 45° et une cohésion de 30 kPa, le facteur de sécurité globale de la pente est de 1,43.

Paramètres de calcul

On retient donc pour l'analyse de faisabilité :

g (poids volumique)	22 kN
C (cohésion)	30 kPa
j (angle de frottement)	45°
q_s (frottement latéral sur les clous)	100 kPa

Remarque : La valeur de q_s choisie pour la formation n°3 (éboulis) pour les calculs TALREN n'a pas d'influence sur les résultats. Elle est donnée à titre indicatif. Dans le cas d'un calcul où ce paramètre viendrait à être utilisé, sa valeur devra être validée préalablement par des essais appropriés.

15.3 Stabilisation du tympan

Les terrassements nécessaires à la création du tympan de l'ouvrage sollicitent fortement la pente

actuellement dans un état de stabilité naturelle limite. Il convient donc de prévoir le renforcement du talus de manière à en garantir la stabilité.

L'accessibilité du site conduit à prévoir au stade de l'étude préliminaire, un soutènement du tympan par béton projeté et clouage horizontal afin de ne pas interférer avec l'excavation de la galerie.

L'analyse de la stabilité du versant au moyen du code de calcul TALREN (Voir annexe E.3) conduit à prévoir un clouage de la partie supérieure du tympan (5 lits) avec des clous de 15 et 20 m de longueur selon une maille de 1 clou pour 2 m².

15.4 Protection de l'ouvrage

Le site de l'attaque de la galerie est surmonté d'un versant rocheux d'anhydrite altérée à très altérée. Des chutes de blocs ont été observées localement. Il conviendra donc de prévoir une purge de toute la zone surplombant le site sur une bande de 10 à 20 m environ. Un clouage approprié (longueur 3 à 4 m) avec mise en place de grillage permettra de se prémunir contre la chute de blocs.

15.5 Difficultés d'exécution, aléas

L'observation de la surface du massif d'anhydrite et les terrassements précédemment réalisés ont montré que le massif est très fortement altéré et qu'il existe un risque non négligeable de chutes de blocs. L'exécution de purges et la pose de filets adaptés sur toute la zone du massif concernée, voire la réalisation d'une casquette à l'entrée de la galerie, permettra de sécuriser le site.

Par ailleurs, nous avons vu que le massif d'anhydrite, et a fortiori la couche d'altération superficielle, pouvaient être largement altérés (réduction des caractéristiques mécaniques par perte progressive de matière). Le clouage nécessitera donc éventuellement quelques précautions et équipements spécifiques (chaussettes...).

Enfin, le risque de rencontrer des poches de dissolution, même s'il n'a pas été confirmé par les sondages, ne doit pas être écarté. Dans un tel cas, les cavités devront être injectées au moyen d'un mortier.

16. Rechargement du remblai

Les produits de marinage du tunnel sont prévus pour être placés en rechargement du remblai existant depuis l'aval vers l'amont de manière, en phase définitive, à venir constituer une butée à l'ouvrage d'élargissement de la plate-forme provisoire nécessaire aux travaux de creusement et à l'exploitation de la galerie.

Les résultats des essais in situ et l'analyse des conditions de stabilité de cet ouvrage en l'état actuel, selon le profil le plus critique, a permis le calage des paramètres de calcul en considérant que sa

stabilité est assurée avec un coefficient de sécurité de 1,3.

16.1 Données géométriques

Le remblai existant forme une structure topographique régulière avec une alternance de risbermes et de talus. Par contre, il repose sur le terrain naturel dont la topographie est fortement irrégulière. Ainsi nous avons été conduit à étudier deux profils afin d'examiner les conditions géométriques les plus critiques en situation actuelle mais également en situation définitive.

Les données suivantes ont été retenues pour le calcul :

- Pente moyenne globale du remblai : 24°.
- Cote supérieure : 1228 mNG.
- Cote inférieure : 1164 mNG sur la coupe 2, et 1133 mNG sur le profil 10 (remblai définitif).

16.2 Paramètres géotechniques retenus

Les caractéristiques mécaniques retenues pour le remblai existant sont issues à la fois des données pressiométriques et d'un calcul TALREN d'étalonnage, avec le profil actuel.

On retient donc pour l'analyse de faisabilité :

g (poids volumique)	19 kN
C (cohésion)	0 kPa
j (angle de frottement)	33°
q_s (frottement latéral sur les clous)	70 kPa

Les caractéristiques retenues pour le matériau de rechargement sont celles d'un très bon remblai :

g (poids volumique)	20 kN
C (cohésion)	0 kPa
j (angle de frottement)	37°

16.3 Calcul de stabilité globale

Deux profils ont été étudiés en situation définitive, configuration la plus critique, c'est à dire lorsque le remblai remonte jusqu'à la cote de la plate-forme actuelle (1228 nMG) :

- **La coupe 2** (en référence à la coupe géologique présentée), pour laquelle l'épaisseur de remblai et la pente du terrain naturel sont maximales, mais dont le pied est limité par le substratum (voir annexes D et E.1).

- **Le profil 10** (en référence aux coupes figurant le terrain naturel et le remblai existant), moins pénalisant au niveau du remblai actuel, mais dont le pied est fondé sur les éboulis et dont l'axe recoupe la voie ferrée plus rapidement (voir annexe E.2).

Les résultats montrent une amélioration du coefficient de sécurité global du remblai qui progresse de 1,3, à l'état actuel, à 1,6 environ.

Le profil 10 montre par ailleurs que l'ouvrage n'entre pas en interaction avec la voie ferrée.

L'analyse a été conduite en considérant que les niveaux phréatiques étaient conservés similaires à ceux observés actuellement. Il conviendra donc de prévoir des dispositifs de drainage sous le nouveau remblai dans le cas où les matériaux mis en œuvre ne seraient pas drainants.

Par ailleurs, les produits de marinage dans le gypse et l'anhydrite ne seront pas utilisés en remblai porteur.

16.4 Analyse de l'influence du nouveau remblai sur le remblai en place

La mise en place du marin en rechargement du remblai existant, sur une épaisseur moyenne de 10 à 12 m en partie haute et 15 à 16 m en partie basse sur la coupe 2, induire une consolidation progressive des terrains en place.

La tassement sera d'autant plus important que l'épaisseur des remblais sera importante et que les terrains sous-jacents auront des caractéristiques mécaniques faibles.

Ce phénomène de consolidation des remblais anciens se produit encore à présent sous l'action de leur propre poids et explique une partie des déformations et déplacements observés sur les ouvrages depuis la construction du tunnel. Les déformations mesurées peuvent en effet être interprétée comme la somme de deux composantes (voir annexe F) :

- Une composante liée à une déformation progressive par cisaillement du remblai actuel dont le coefficient de sécurité doit être voisin de 1,3 ;
- Une composante de consolidation des terrains sous leur propre poids. Ce tassement se traduit par une réduction de la porosité et une augmentation des caractéristiques mécaniques des terrains.

La consolidation des remblais en place sous l'effet de la surcharge s'accompagnera, compte tenu de la configuration de versant, de déformations à la fois verticales et horizontale en direction de la vallée. Le phénomène aura une ampleur d'autant plus grande que l'épaisseur de remblai sera importante.

Sur la base de mesures du module de déformation (E_m) faites in situ on peut estimer que l'amplitude du tassement induit sera comprise entre 10 et 15 cm.

Le tassement est estimé selon la méthode pressiométrique :

$$s = a \cdot \sigma \cdot H / E_m .$$

γ **Partie supérieure :**

Remblai en place : Epaisseur moyenne : 13 à 21 m

Module pressiométrique moyen : $E_m = 8,5$ à 12 MPa

Coefficient rhéologique : $\alpha \approx 1/3$

Rechargement : Epaisseur moyenne du rechargement : 10 m

Sondage	E_m (MPa)	Epaisseur remblai	Epaisseur rechargement	Tassement
FP 103	7,2	13 m	10 m	12 cm
FP 104	11,6	17 m	10 m	10 cm
FP 105	8,6	21 m	10 m	16 cm

γ **Partie inférieure :**

Remblai en place : Epaisseur moyenne : 12 à 15 m

Module pressiométrique moyen : $E_m = 8,5$ à 12 MPa

Coefficient rhéologique : $\alpha \approx 1/3$

Rechargement : Epaisseur moyenne du rechargement : 15 m

Sondage	E_m (MPa)	Epaisseur remblai	Epaisseur rechargement	Tassement
FP 110	10,7	15 m	15 m	14 cm

16.5 Analyse du risque sismique vis-à-vis de l'ouvrage

Le contexte tectonique de la région entraîne un risque de séisme qui, s'il est faible, est néanmoins non négligeable. Ce paramètre a donc été intégré dans l'analyse de stabilité pour l'ouvrage en situation définitive. Le choix des coefficients appliqués a été fait selon les recommandations de l'AFPS 90, avec les hypothèses suivantes :

- Zone de sismicité Ib (faible)
- Ouvrage de classe A (risque « courant »)
- Sol du groupe b (résistance moyenne)
- Site de type S2 (entre 15 et 50 m de sol du groupe b)

Les calculs (présentés en annexe E) montrent alors que l'ouvrage est stable avec un coefficient de sécurité égal à 1 (prise en compte de coefficients de sécurité partiels).

On note par ailleurs que selon ces mêmes recommandations, la nature des terrains ne conduit pas à un risque de liquéfaction.

17. Création de la plate-forme d'accès à la galerie

La création de la plate-forme d'accès à la galerie nécessite :

- Un terrassement dans le talus du remblai existant avec mise en place, en descendant, d'un soutènement des voies d'accès au tunnel et du faux tunnel. Ce terrassement est nécessaire pour asseoir le massif d'élargissement de la plate-forme et son mur de soutènement aval ;
- La réalisation d'un soutènement aval supportant le remblai de la nouvelle plate-forme.

L'implantation de ces ouvrages dans le site conduit à deux configurations distinctes :

- D'une part la partie située entre la tête de la galerie et la prise d'air frais. Il s'agit d'une zone d'interaction forte avec les ouvrages existant : faux tunnel et prise d'air frais. La conception des ouvrages dans cette zone sensible devra garantir que les déplacements induits ne dépasseront pas ce qui est acceptable par les structures existantes et les ouvrages projetés.
- D'autre part, la partie située au-delà de la prise d'air frais en interférence uniquement avec les voies d'accès au tunnel. Dans cette zone la conception des ouvrages devra également garantir qu'ils n'augmenteront pas très significativement les déplacements constatés actuellement.

17.1 Données géométriques

Les données suivantes ont été retenues pour le calcul :

- Cote de la plate-forme : 1228 mNG.
- Largeur maximum de la plate-forme : 15 m.

17.2 Paramètres géotechniques retenus

Les paramètres mécaniques retenus pour les différentes formations proviennent des analyses présentées au paragraphe 5.2.

Remarque : Les valeurs de q_s retenues pour les formations « alluvions », « éboulis » et « éboulis morainiques » dans le cadre des calculs de stabilité conduits avec le code de calcul TALREN n'ont pas d'influence sur les résultats. Elles sont données à titre indicatif. Dans le cas d'un calcul où ces paramètres viendraient à être utilisés, sa valeur devra être validée par une analyse spécifique.

17.3 Prédimensionnement

Pour cet ouvrage, le profil le plus pénalisant est celui de la coupe n°2 (voir annexe E.1).

Au stade de l'analyse de faisabilité, les ouvrages provisoires ne sont pas vérifiés sous séisme.

Deux phases provisoires ont été modélisées :

- Phase initiale de décaissement du remblai actuel, avec création d'un mur de soutènement vertical de 9 m de hauteur à l'aval des voies d'accès et du faux tunnel.
- Phase de construction du remblai de corps de la nouvelle plate-forme, avec création d'un mur de type « Terre Armée » de 9 m de haut.

Vis à vis de la stabilité du remblai existant, la configuration de la plate-forme sans remblai de rechargement constitue l'étape la plus critique. En effet, le remblai existant est alors soumis à une surcharge en tête, situation très défavorable, alors que la butée de pied (remblai de rechargement) n'est pas encore réalisée.

Analyse de stabilité du mur de soutènement

Le terrassement impose la mise en œuvre d'un soutènement de type mur cloué composé de 5 lignes de clous de 11 m de longueur selon une maille de 1,5 x 1,5 m. Le coefficient de sécurité de l'ouvrage et de la pente globale est alors supérieur à 1,06 (voir annexe E.1 - Calcul selon la méthode des coefficients de sécurité partiels pour laquelle la stabilité est assurée dès que $FS > 1$).

Analyse de stabilité interne du remblai de type terre armée

La stabilité interne du remblai de type terre armée sera assurée par la mise en œuvre de lanières de 10 m de longueur environ selon une maille de 0,8 x 0,8 m.

Analyse de stabilité du remblai de plate-forme

Le calcul montre que la stabilité globale de la pente (remblai actuel) n'est plus assurée sous l'effet de la surcharge constituée par l'élargissement de la plate-forme.

Pour cette analyse, l'apport de résistance lié à la structure de type terre armée de l'ouvrage de tête ne doit pas être pris en compte. Ainsi, pour certains calculs, son effet déstabilisant a été simulé par une surcharge surfacique.

Dans cette configuration, la stabilité globale de la pente n'est pas assurée puisque le facteur de sécurité global est alors de 0,93.

Il convient donc de prévoir un renforcement de l'assise de l'ouvrage afin d'en limiter les effets sur la stabilité du reste du remblai.

Une poutre longitudinale implantée au niveau de la première risberme stabilisée par deux lits de tirant de 35 à 40 m de long permet dans cette configuration d'assurer la stabilité globale de la pente avec un coefficient de sécurité de 1 (Méthode des coefficients de sécurité partiels). L'ouvrage de soutènement sera donc formé d'une poutre de 2 à 2,5 m de haut et deux lits de tirants de 40 m de long, de capacité unitaire 100 tonnes, selon une maille des 1,5 x 2 m.

Il est à noter que la configuration étudiée correspond au profil le plus critique et que l'analyse des autres profils du talus conduira à des ouvrages de renforcement de dimensions plus réduites.

17.4 Interaction avec les ouvrages existants

Les interactions avec les ouvrages existants sont à examiner en phase travaux et en phase d'exploitation.

En phase travaux, il convient de veiller, en particulier pour les ouvrages de soutènement (murs

cloués et tirants), à éviter toute interaction géométrique sur les réseaux et fondations.

En phase d'exploitation, il convient de veiller à ce que les tassements du remblai existant, induits par les nouveaux ouvrages, soient compatibles avec les ouvrages existants.

Dans la zone située au-delà de la prise d'air frais, l'absence d'ouvrage sensible est un facteur favorable.

Dans la zone située entre la prise d'air frais et l'attaque du tunnel, la proximité d'ouvrages sensibles (prise d'air frais, gaines de ventilation, faux tunnel) peut conduire le projeteur à vouloir réduire les charges, et donc les tassements, apportées par le nouveau projet. Dans cette zone de faible extension, il pourra alors être envisagé la mise en œuvre d'un remblai allégé de type massif de polystyrène expansé formant la nouvelle plate-forme. Ces dispositions offrant l'avantage de décharger le site comparativement à sa configuration actuelle, ce qui permettra de limiter l'amplitude des tassements induits par le remblai de rechargement dans la zone de la tête du tunnel.

17.5 Difficultés d'exécution, aléas

La conception et l'exécution du **mur de soutènement cloué** amont impose la prise en compte des contraintes suivantes :

- Sensibilité vis à vis des déformations des ouvrages implantés à l'amont du mur cloué (voies d'accès au tunnel et faux tunnel) ;
- Interférence des clous avec les réseaux enterrés et avec les fondations du faux tunnel ;
- Traitement géométrique spécifique de la zone en contact avec l'usine de ventilation.

La conception et l'exécution de **l'ouvrage de renforcement du talus par poutre et tirants** imposent la prise en compte des contraintes suivantes :

- Difficultés de réalisation des tirants de forte longueur dans des terrains faiblement cohérents, à forte perméabilité et à granulométrie très hétérogène avec présence de blocs ;
- Difficultés d'exécution des tirants depuis la risberme de 4 m de large ;
- Ancrage des tirants dans les remblais et les dépôts glissés sur le versant ;
- Prise en compte de la construction de la plate-forme après la mise en œuvre des tirants nécessitant un suivi et une remise en tension éventuelle.

La conception et l'exécution **du remblai de type « terre armée » formant la plate-forme provisoire** imposent la prise en compte des contraintes suivantes :

- Nécessité de prévoir des dispositions particulières dans les zones de liaison avec les ouvrages existants (prise d'air frais) et avec le massif d'anhydrite ;
- Limitation des surcharges dans la zone située entre la prise d'air frais et l'attaque de la galerie.

18. Création d'un bâtiment de regroupement des blessés

Il est prévu la construction d'un bâtiment de regroupement des blessés sur le site de l'actuelle station service.

18.1 Prédimensionnement

Cette zone correspond à une zone de déblai dans les matériaux morainiques dont les caractéristiques reconnues à proximité (FP 106) doivent permettre une construction de l'ouvrage sur fondations superficielles, après purge des matériaux de surface.

Un bâtiment sur fondations superficielles avec un sous-sol enterré est également envisageable sur ce site.

Dans le cadre des études de faisabilité et en l'absence de sondage spécifique à cette zone, il convient de limiter la contrainte admissible sous les fondations à 0,2 MPa.

18.2 Difficultés d'exécution, aléas

Le site de la station service surplombe l'ancienne route d'accès au site du tunnel sur laquelle on peut observer actuellement quelques désordres et fissurations, signes d'une déformation d'ensemble. Le site prévu pour le bâtiment de regroupement des blessés apparaît donc être dans une zone susceptible de subir des déplacements et déformations en direction de la vallée.

Un diagnostic de la zone et un suivi des ouvrages existants au stade des études de projet doit permettre de confirmer cette hypothèse et prévoir que la structure de l'ouvrage sera compatible avec les sollicitations qu'elle aura à reprendre.

Compte tenu de l'occupation actuelle du site, il conviendra de prévoir un diagnostic de l'état de pollution du sous-sol sur l'ensemble de la zone.

ANNEXES

- **ANNEXE A** : Implantation des ouvrages (1/2000)
- **ANNEXE B** : Implantation des sondages et des profils (1/1000)
Profils 1 à 11 : TN actuel et ancien (1/1000)
- **ANNEXE C** : Extrait nord du tracé du tunnel – Géologie (1/25000)
- **ANNEXE D** : Géologie et implantation des coupes (1/2000)
Coupes géologiques (1/1000)
- **ANNEXE E** : Calculs TALREN :
 - Coupe 2 : stabilité du remblai du Rieu Sec
 - Profil 10 : stabilité du remblai du Rieu Sec
 - Coupes B et B' : stabilité du tympan
- **ANNEXE F** : Analyse des mouvements affectant les ouvrages
- **ANNEXE G** : Bibliographie
- **ANNEXE H** : Rapport FUGRO Géotechnique, documents 1 à 6
- **ANNEXE I** : Plan de synthèse des coupes et cartes géologiques



Trafo Autostradale del Fréjus Tunnel Routier du Fréjus

COSTRUZIONE GALLERIA DI SICUREZZA CONSTRUCTION GALERIE DE SECURITE

PRELIMINARE	PRELIMINAIRE	X	DEFINITIVO	AVANT-PROJET		ESECUTIVO	PROJET
-------------	--------------	---	------------	--------------	--	-----------	--------

Il Responsabile del progetto MUSI.NET S.p.A Il Direttore Tecnico Dott. Ing. Bernardo Magri Le Responsable du projet MUSI.NET S.p.A Le Directeur Technique Dott. Ing. Bernardo Magri	Attività specialistiche di supporto al progetto per: Activités spécialisées de support au projet pour:	

STUDIO GEOTECNICO LATO FRANCIA ETUDE GEOTECHNIQUE COTE FRANCE ANNEXE VOLUME 1 A à G et I			19R
			N° TAVOLA - PLANS
gs06RT16 CODICE - CODE	gs06RT16 N° FILE	0 REVISIONE - REVISION	30/09/2002 DATA - DATE

C			
B			
A			
0	30/09/02	1° emissione	
rev.	data	descrizione della revisione description de la révision	visto - validé

Questo disegno è di proprietà riservata della **MUSI.NET S.p.A.**; ne è vietata la riproduzione anche parziale, nonché la presentazione a terzi senza esplicita autorizzazione. L'inosservanza è perseguibile ai termini di legge



Trafo Autostradale del Fréjus Tunnel Routier du Fréjus

COSTRUZIONE GALLERIA DI SICUREZZA *CONSTRUCTION GALERIE DE SECURITE*

PRELIMINARE	PRELIMINAIRE	X	DEFINITIVO	AVANT-PROJET		ESECUTIVO	PROJET
-------------	--------------	---	------------	--------------	--	-----------	--------

Il Responsabile del progetto MUSI.NET S.p.A Il Direttore Tecnico Dott. Ing. Bernardo Magri Le Responsable du projet MUSI.NET S.p.A Le Directeur Technique Dott. Ing. Bernardo Magri	Attività specialistiche di supporto al progetto per: Activités spécialisées de support au projet pour:	

STUDIO GEOTECNICO LATO FRANCIA ETUDE GEOTECHNIQUE COTE FRANCE ANNEXE VOLUME 2: H			19R
			N° TAVOLA - PLANS
gs06RT16 CODICE - CODE	gs06RT16 N° FILE	0 REVISIONE - REVISION	30/09/2002 DATA - DATE

C			
B			
A			
0	30/09/02	1° emissione	
rev.	data	descrizione della revisione description de la révision	visto - validé

Questo disegno è di proprietà riservata della **MUSI.NET S.p.A.**; ne è vietata la riproduzione anche parziale, nonché la presentazione a terzi senza esplicita autorizzazione. L'inosservanza è perseguibile ai termini di legge