

Galleria Borgo Rinzelli: studi per l'applicazione del sistema della protesi strutturale in terreni limo-argillosi

Pietro LUNARDI

Studio di Progettazione Lunardi - Milano

Andrea BELLOCCHIO

Geremia ROMANO

ROCKSOIL S.p.A. - Milano

1. Introduzione

La galleria Borgo Rinzelli fa parte del progetto di realizzazione della nuova linea ferroviaria ad Alta Capacità Milano-Roma-Napoli, nella tratta compresa tra Bologna e Firenze. La galleria attraversa la Formazione del Bacino delle Argille del Mugello (aBM) inserendosi in un contesto di coperture assai modeste (12 m max) (Fig. 1). Considerata la morfologia e la natura dei terreni interessati, il pro-

gettista e il Consorzio CAVET, ritenendo opportuno evitare la realizzazione d'importanti opere di contenimento e sbancamento dei terreni, hanno deciso, di comune accordo, di studiare ed eventualmente applicare, per la prima volta in terreni di natura limoso-argillosa, il sistema delle protesi strutturali già sperimentato, con eccellenti risultati operativi ed economici, in situazioni di copertura simili, ma caratterizzate dalla presenza di terreni più facilmente trattabili [1].

Si sono quindi dovuti condurre approfonditi studi preliminari atti a determinare, col "materiale di base" disponibile (costituito dai limi argillosi appartenenti alla formazione interessata dagli scavi), il *mix design* più idoneo a soddisfare le caratteristiche di resistenza e deformabilità richieste dal sistema "protesi-galleria".

L'articolo ha lo scopo di riferire su detti studi nonché sui "criteri di valutazione" utilizzati per la scelta del *mix design* più appropriato, senza trascurare d'illustrare le operazioni propedeutiche a tale scelta e le eventuali azioni correttive da apportare ai materiali oggetto di trattamento.

Saranno descritte, infine, le modalità attraverso le quali è stata attuata la costruzione della galleria e le risposte ottenute dal monitoraggio predisposto in corso d'opera.

2. Generalità sulle protesi

Le protesi strutturali sono una metodologia costruttiva che consiste nel formare, al di sopra della calotta della galleria da scavare, un rilevato (protesi) costituito dal terreno in posto opportunamente stabilizzato e migliorato, in grado di sviluppare l'effetto arco

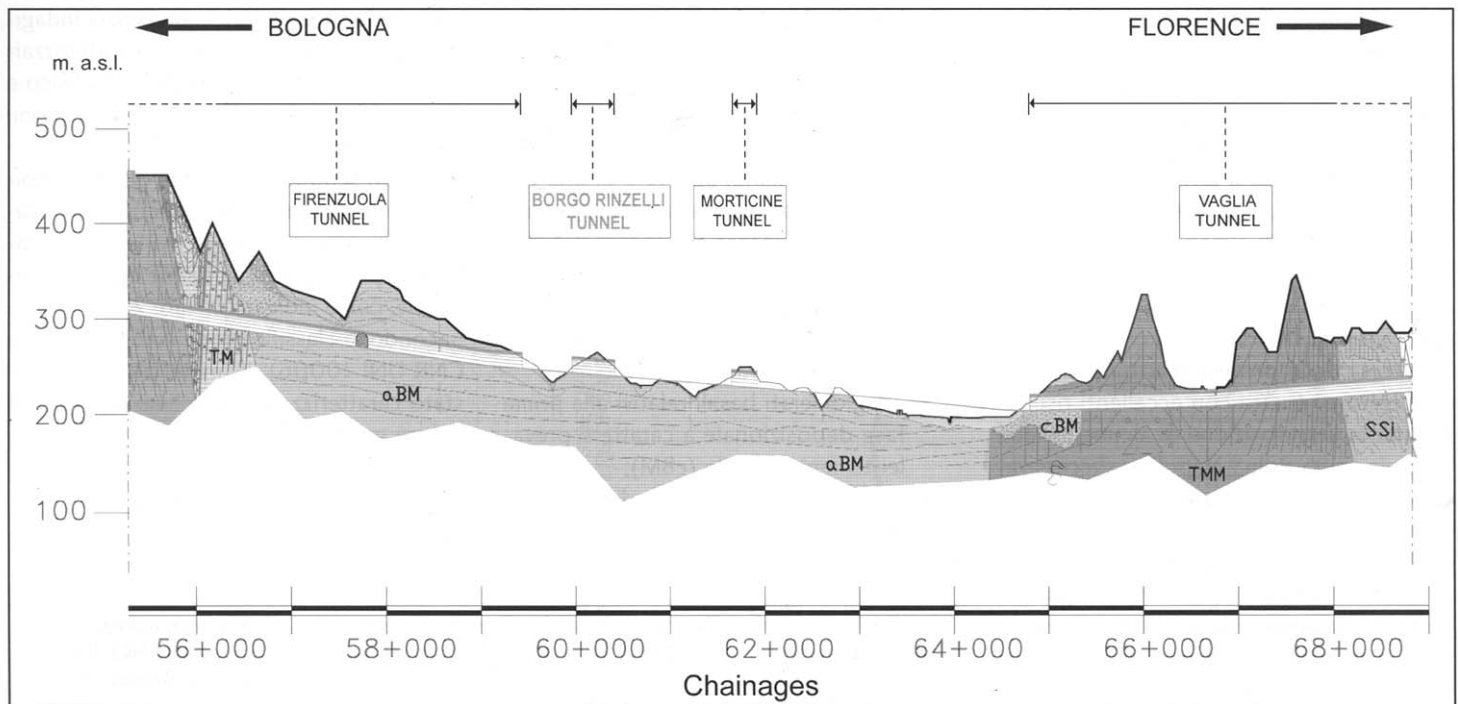


Fig.1 - Profilo longitudinale.

Fig.1 - Longitudinal section.

indispensabile per garantire la stabilità del futuro scavo a foro cieco della stessa. Risulta allora possibile scavare in "naturale" anche laddove l'insufficienza o addirittura la mancanza di copertura richiederebbe tradizionalmente la realizzazione di gallerie artificiali e quindi la necessità di eseguire incisioni profonde nel versante da attraversare, con conseguenti problemi di:

- sicurezza nei riguardi della stabilità di quest'ultimo;
- sistemazione degli ingenti volumi di materiale scavato;
- risoluzione delle eventuali interferenze esistenti in superficie;
- marcato impatto ambientale e paesaggistico.

La figura 2 illustra graficamente le diverse fasi esecutive previste da questa particolare metodologia costruttiva. Dopo aver sbancato la coltre di terreno presente sulla galleria da realizzare, seguendone il profilo di calotta con un franco tecnico di circa 10 cm sino a raggiungere la quota d'imposta delle reni, ed aver eseguito il rinterro (dove necessario), secondo le geometrie indicate nella figura, si getta sulla superficie così sagomata un manto di spritz-beton di circa 10 cm di spessore, armato con rete elettrosaldada \emptyset 6 15 x 15 cm, con funzione di profilatura del futuro scavo della galleria.

A questo punto (fase 3) si esegue il rinterro dello sbancamento con lo stesso terreno precedentemente scavato, dopo averlo trattato opportunamente per aumentarne come richiesto le caratteristiche di resistenza e rigidità, sino a formare, per strati di circa 30 cm singolarmente compattati, uno spessore totale di almeno 3,5 m sulla calotta della galleria da realizzare. Può a questo punto iniziare lo scavo a foro cieco di quest'ultima.

Il sistema delle protesi strutturali è stato concepito e attuato con eccellenti risultati durante la costruzione di alcune gallerie lungo la tratta Roma-Napoli e, successivamente, per la realizzazione della galleria Sadurano lungo la tratta Bologna-Firenze della costruenda linea ferroviaria ad Alta Capacità, dimostrandosi estremamente pratico e sicuro. Durante lo scavo di tratti importanti di tracciato sotterraneo in condizioni di ridotta o insufficiente copertura, esso ha permesso di conseguire significativi vantaggi, rispetto alla più tradizionale soluzione in galleria artificiale, non solo dal punto di vi-

sta ambientale e paesaggistico, ma anche in termini di tempi e costi di costruzione, inducendo a studiarne l'applicazione anche in terreni più difficili da trattare.

Dopo aver fornito un sintetico quadro geologico del sito in cui è ubicata la galleria Borgo Rinzelli ed aver caratterizzato dal punto di vista geotecnico "il materiale di base" (terreno) naturalmente disponibile, nel prosieguo dell'articolo si riferirà sul percorso che è stato seguito per l'elaborazione e la scelta del *mix design* più idoneo alla costruzione della protesi, nonché sulle fasi operative e i controlli effettuati ai fini della sua pratica e corretta realizzazione. S'illustreranno quindi le fasi costruttive relative alla protesi strutturale operata per la galleria Borgo Rinzelli e gli interventi di stabilizzazione previsti e attuati per lo scavo della stessa. Si commenteranno, infine, i risultati che si sono conseguiti in termini deformativi e di produzione.

3. Quadro geologico-geotecnico

La galleria Borgo Rinzelli attraversa obliquamente una piccola dorsale collinare allungata che si protende da Nord verso la piana del Mugello, la cui storia paleogeografica è caratterizzata da un'alternanza di eventi deposizionali ed erosivi che ne hanno determinato l'attuale conformazione geomorfologica, nonché la natura e la distribuzione dei depositi alluvionali.

L'evoluzione più recente è riassumibile nelle seguenti fasi:

1. nel Villafranchiano, apertura di una depressione tettonica ad andamento appenninico, connessa con la fase di tettonica distensiva della catena appenninica e formazione di un bacino lacustre chiuso, la cui sedimentazione è caratterizzata da tre facies prevalenti:

- conglomerati basali relativi alla prima fase deposizionale a carattere prevalentemente fluviale (cBM);
- argille con intercalazione di sabbie re-

lative alla fase deposizionale prevalentemente lacustre (aBM). Le argille sono eteropiche con depositi sabbioso-conglomeratici ai margini del bacino;

- sabbie e ghiaie a vario grado di cementazione degli apparati di conoide, localizzati al margine del bacino (sBM);
2. durante il Quaternario recente, esumazione ed erosione dei depositi lacustri da parte delle acque meteoriche, che hanno portato alla formazione di incisioni vallive e alla deposizione delle alluvioni recenti terrazzate.

L'esposizione della formazione argillosa in ambiente subaereo ha comportato lo sviluppo di uno strato di alterazione superficiale, di spessore metrico, dovuto a fenomeni di ossidazione nei minerali contenenti ferro e di alterazione dei plagioclasti nei minerali argillosi.

Il sondaggio geognostico C4, ubicato in asse al tracciato, ha permesso d'individuare e descrivere i materiali incontrati secondo la successione indicata in Tab. 1.

Lo strato superficiale è risultato sede di una falda libera, limitata inferiormente dalle argille a bassa permeabilità.

Le argille aBM non alterate, che avrebbero costituito il "materiale di base" per la realizzazione della protesi e che sarebbero state le più interessate dallo scavo della galleria, sono state assoggettate a numerose indagini in sito e in laboratorio, per caratterizzarle accuratamente dal punto di vista fisico e geotecnico, anche ai fini dell'ottimizzazione del *mix design*.

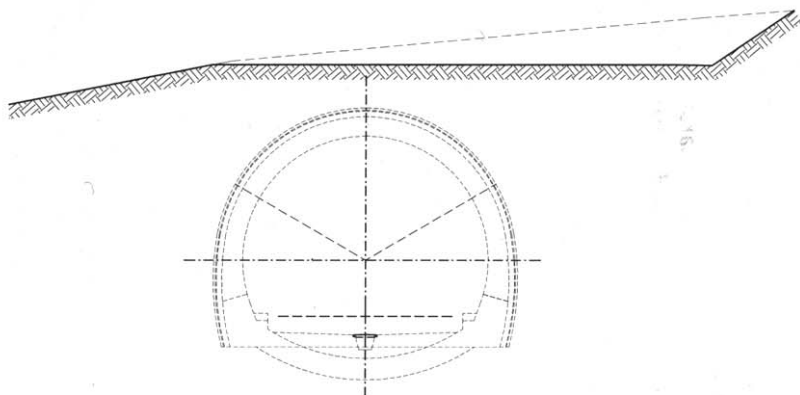
A questo scopo, il materiale, oltre alle normali prove eseguite normalmente per la caratterizzazione geotecnica dei terreni, è stato sottoposto a tutta una serie di prove specifiche, come indicato in Tab. 2.

Secondo la classificazione AASHO (norme CNR UNI 10006), il "materiale di base" è stato caratterizzato come limo argilloso di colore grigio appartenente al gruppo A4 (indice di gruppo 8), avente bassa plasticità ($I_p < 10$).

Tab. 1 - Stratigrafia sondaggio C4.

0 ÷ 7 m circa	Limo con argilla e tracce di sabbia fine, di colore marrone grigio oliva e marrone rossastro, molto consistente, a struttura omogenea, ossidato, reagente HCl. Rare concrezioni calcaree e tracce di sostanze vegetali sparse. (Argille del Bacino del Mugello alterate - aBM alt.)
oltre 7 m	Limo con argilla e tracce di sabbia fine, grigio, da consistente a duro, a struttura omogenea, non ossidato, fortemente reagente ad HCl. Rare lenti e granuli torbosi, nerastrati. (Argille del Bacino del Mugello non alterate, aBM non alt.)

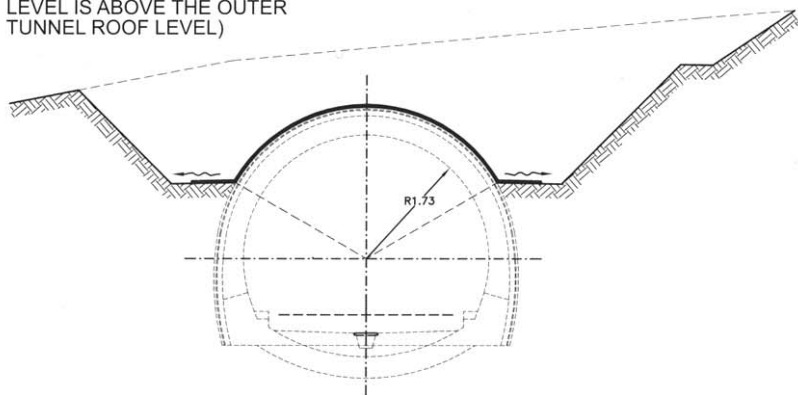
STAGE 1



- BENCH CUTS ARE MADE INTO THE SIDE OF THE SLOPE (GRADIENT 2/3) PROCEEDING IN DOWNWARD STEPS OF 3 METRES PER CUT

STAGE 2 (A)

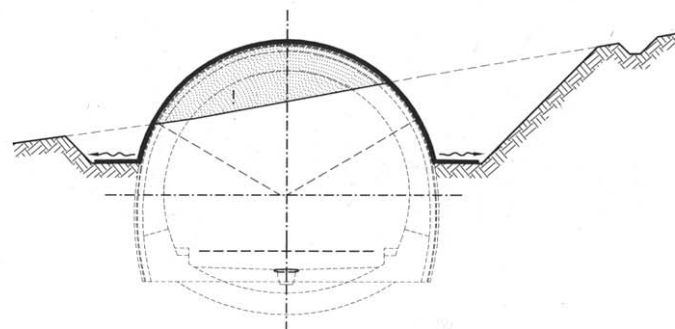
(IN THE SECTIONS WHERE GROUND LEVEL IS ABOVE THE OUTER TUNNEL ROOF LEVEL)



- EXCAVATION INTO THE SIDE OF THE SLOPE (GRADIENT 1/1) DOWN TO THE FOUNDATION OF THE ARTIFICIAL GROUND OVERBURDEN PROCEEDING FORWARDS IN STEPS OF 30 METRES
- PROFILING OF THE GROUND AROUND THE SHAPE OF THE CROWN OF THE FUTURE TUNNEL
- PLACING OF A LAYER OF WIRE MESH REINFORCED SHOTCRETE (10 CM THICK)

STAGE 2 (B)

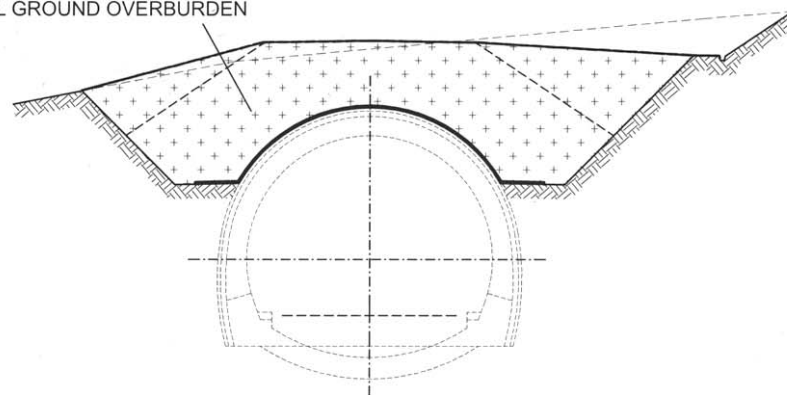
(IN THE SECTIONS WHERE GROUND LEVEL IS BELOW THE OUTER TUNNEL ROOF LEVEL)



- BANKING UP USING LIME-TREATED GROUND
- PROFILING AROUND THE EXTRADOS OF THE FUTURE TUNNEL CROWN
- COATING WITH 10 CM THICK WIRE MESH REINFORCED SHOTCRETE

STAGE 3

ARTIFICIAL GROUND OVERBURDEN



- FINAL FILL USING LIME-TREATED AND COMPACTED GROUND (ARTIFICIAL GROUND OVERBURDEN) TO CREATE AN APPROPRIATE OVERBURDEN FOR THE FUTURE TUNNEL CROWN (AT LEAST 3.5 METRES)
- PLACING OF A POLYTHENE SHEET TO PROTECT THE ARTIFICIAL GROUND OVERBURDEN

Fig. 2 - Fasi costruttive della "protesi".

Fig. 2 - Construction stages of artificial ground overburden.

L'analisi mineralogica ha evidenziato una preponderanza di quarzo e feldspati sulla frazione fillosilicatica, (minerali argillosi e/o miche); non si sono riscontrate contaminazioni da solfati, solfuri, nitrati. Sono state rilevate tracce di sostanze organiche.

Il contenuto naturale d'acqua (W_n) è risultato di poco superiore al 20%.

L'aggiunta di calce viva (CaO) ha evidenziato una riduzione del W_n nella misura di circa l'1% per ogni 1% di calce impiegata, mentre l'effetto dell'aggiunta di calce idrata, $Ca(OH)_2$, è risultato sensibilmente inferiore (3,5% di calce idrata hanno provocato una diminuzione inferiore all'1% del contenuto naturale d'acqua).

Tab. 2 - Prove eseguite sul "materiale di base" e risultati.

Prova n°	Prove eseguite sul "materiale di base"	Risultati
1	Analisi mineralogica ai Raggi X	Presenza di quarzo, feldspati preponderanti sui fillosilicati
2	Analisi granulometrica per via umida (UNI 8520)	Limo argilloso (Classificazione UNI 10006: A4/8)
3	Determinazione del contenuto d'acqua (CNR-UNI 10008/63)	$W_n \approx 20.5\%$
4	Determinazione dei limiti di consistenza (CNR-UNI 10014/64)	$Ip < 10$ (bassa plasticità)
5	Analisi chimiche: presenza solfati, solfuri, nitrati e sostanze organiche (UNI 8520/14)	Assenza di solfati, solfuri, nitrati. Tracce di sostanze organiche
6	Determinazione, dopo 2 ore, del tenore di acqua libera a seguito della miscelazione del materiale di base (ad umidità predeterminata) sia con calce viva (CaO) che con calce idrata ($Ca(OH)_2$)	CaO : riduzione del W_n di circa l'1% per ogni 1% di CaO $Ca(OH)_2$: riduzione del W_n di circa il 1% per ogni 3.5% di $Ca(OH)_2$
7	Determinazione del contenuto di carbonati totali	$CaCO_3 = 27.0\%$
8	Determinazione del consumo iniziale di calce (ASTM C977-95)	$Ph = 12.50$ (% calce = 1.50)
9	Prova PROCTOR modificata (ASTM D 1557-91)	
10	Prova di taglio CD (ASTM D 3080)	

Tab. 3 - Parametri geotecnici individuati per il "materiale di base".

Parametro	Dalle prove di laboratorio	Dopo la back-analysis
Peso di volume (kN/m^3)	$19 \div 20$	$19 \div 20$
Indice dei vuoti e_o	0,8	0,8
Coesione efficace di picco (Mpa)	$0,02 \div 0,03$ MPa	0,015
Coesione efficace residua (Mpa)	0,0	0,0
Angolo d'attrito di picco ($^\circ$)	$26^\circ \div 28^\circ$	22°
Angolo d'attrito residuo ($^\circ$)	$15^\circ \div 18^\circ$	15°
Modulo d'elasticità (Mpa)	$E(z) \approx 11,5 + 3,02 \cdot z$	$E(z) = 11,5 + 0,5 \cdot z$
Coefficiente di sovraconsolidazione (OCR)	$2 \div 5$	$2 \div 5$

Tab. 4 - Requisiti d'accettazione per la calce viva e idrata.

Requisito	Calce viva (CaO)	Calce idrata ($Ca(OH)_2$)
CO_2	$\leq 5\%$	-
($CaO + MgO$) totali	$\geq 84\%$	-
Titolo in idrati totali ($Ca(OH)_2$)	-	$\geq 85\%$
$SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3 + SO_3$	$\leq 5\%$	$\leq 5\%$
Acqua legata chimicamente	$\leq 2\%$	-
Reattività all'acqua	$> 60^\circ$ entro 25 min	-
Umidità	-	$\leq 2\%$
Passante al setaccio con luce netta da	$200 \mu m \geq 90\%$	$75 \mu m \geq 90\%$

Dalle prove di costipamento è stato possibile desumere un valore di umidità ottimale pari a circa il 15%, alla quale è corrisposta una densità ottimale massima di $1,709 t/m^3$.

La prova di taglio diretto sul materiale trattato ha fornito valori di 48,76 kPa per la coesione e di $27,4^\circ$ per l'angolo d'attrito.

I valori di resistenza e deformabilità ottenuti dalle prove eseguite in situ e in laboratorio si sono analizzati e tarati, con un'adatta procedura di *back-analysis*, utilizzando i dati relativi alla risposta tenso-deformativa misurata durante lo scavo dell'adiacente galleria Firenzuola, che aveva attraversato la medesima Formazione (vedi Tab. 3).

4. Studio del *mix-design*

Lo studio del *mix-design* ottimale e delle modalità di compattazione più appropriate alla realizzazione della "protesi" strutturale, si è sviluppato nelle due fasi qui di seguito descritte:

FASE 1: caratterizzazione e valutazione, in laboratorio, di diversi *mix-design* ottenuti variando tipo e quantità dei componenti;

FASE 2: realizzazione di un campo prova in sito per la verifica dell'adeguatezza dei *mix* prescelti, tramite l'esecuzione di prove geotecniche in sito e su campioni prelevati dal campo prova.

4.1 FASE 1 – Caratterizzazione in laboratorio di diversi *mix design*

I materiali utilizzati per la stabilizzazione e/o il miglioramento del "materiale di base" sono stati:

Calce

- calce idrata $Ca(OH)_2$
- calce viva (CaO)

Cemento

- cemento pozzolanico tipo IV/B 32.5
 - cemento di loppa tipo III/A 32.5
- Entrambi i tipi di calce utilizzata rispondono ai requisiti di accettazione indicati nel R.D. 2231 del 16.11.39 (Tab. 4).

Sulla base di valutazioni di carattere generale nonché da quanto emerso nel corso di una precedente sperimentazione (relativa ad un rilevato di prova realizzato in corrispondenza dell'adiacente imbocco sud della Galleria Firenzuola), si sono individuati i seguenti tipi di miscela da testare:

Tab. 5 - Prove di laboratorio sulle miscele.

PROVA	RISULTATO
PROCTOR modificata (ASTM D 1557-91)	W_{opt} : 13.10% ÷ 16.75% con valore medio pari a circa 15.0% γ_{d-opt} : 1.647 ÷ 1.875 t/m ³ con valore medio pari a circa 1.746 t/m ³
Resistenza a compressione ELL, a 7 e a 28 gg di stagionatura (ASTM D 2166-91), su provini ricavati con fustella Proctor da 4" e costipati con energia di compattazione AASHTO mod.	Valori massimi dell'ordine di 2.0 Mpa, con effettivo ma non sostanziale miglioramento nel tempo tra i 7 e i 28 gg di maturazione **
Prova di taglio diretto CD, a 7 e a 28 gg di stagionatura (ASTM D 3080) su provini ricostruiti e consolidati a pressioni verticali pari a 50, 150, 300 kPa	a 7 gg coesione C' : 50 ÷ 100 kPa (in funzione dei diversi tipo di miscela); angolo d'attrito Φ' : 20° - 40° (in funzione dei diversi tipo di miscela); a 28 gg si registra complessivamente un miglioramento nel tempo delle caratteristiche di resistenza al taglio **

** Per quanto concerne le caratteristiche di resistenza in condizioni drenate, le miscele che hanno fornito il maggior incremento dei parametri geotecnici, rispetto al terreno naturale, sono quelle binarie e ternarie a base di calce idrata e/o cemento con valori di circa 2 Mpa per la resistenza a compressione, di circa 100 kPa per la coesione e di circa 40° per l'angolo di attrito.

1. binaria a base di calce idrata e terreno;
2. ternaria a base di calce idrata, cenere volante e terreno;
3. binaria a base di cemento pozzolanico 32.5 e terreno;
4. ternaria a base di calce idrata al 2%, cemento pozzolanico al 2% e terreno;
5. ternaria a base di calce idrata al 2%, cemento di loppa al 2% e terreno;
Ciascuna miscela è stata sottoposta ad una serie di prove di laboratorio per testarne le caratteristiche, i cui risultati sono riassunti nella tabella 5.

4.2 FASE 2 – Realizzazione di un campo prova in sito

Sulla base delle risultanze di laboratorio, si è predisposto un campo prova in sito con lo scopo di verificare il comportamento su grande scala delle miscele più idonee. Il materiale di base, prelevato da una cava di deposito, è stato progressivamente steso, fresato, miscelato e compattato per strati di circa 30 cm, in modo da costruire 4 rilevati paralleli A, B, C, e D, ciascuno costituito da 4 strati complessivi.

Dopo la messa in opera, ciascuno strato è stato sottoposto a verifiche e controlli conformemente al seguente protocollo di controllo:

- verifica del contenuto d'acqua del terreno naturale dopo la stesa e la fresatura, in punti ripetitivi e rappresentativi ben individuati

- ripetizione delle verifiche del contenuto d'acqua dopo la miscelazione con la calce idrata
- prelievo di materiale miscelato per la ricostruzione in laboratorio di provini da sottoporre a verifica della resistenza a compressione a 7 giorni, previa compattazione secondo AASHTO mod. 180 in fustella Proctor da 4"
- determinazione del modulo di deformazione con piastra sullo strato finito, immediatamente al termine della compattazione
- misura dei valori di densità in sito sullo strato finito ed in corrispondenza della prova su piastra
- prove per la determinazione dell'indice CBR, mediante prelievo di campioni in sito con fustella
- prelievo in sito di campioni rappresentativi da sottoporre in laboratorio a prove di taglio CD.

Per realizzare i primi tre strati di ciascun rilevato si sono impiegate le seguenti tipologie di miscela:

Rilevato di prova	Componenti aggiunti al materiale di base per i primi tre strati
A	4% Ca(OH) ₂
B	2% Ca(OH) ₂ + 2% Cem 32.5 IV/B
C	2% Ca(OH) ₂ + 2% Cem 32.5 III/A
D	4% Cem 32.5 IV/B

La composizione del quarto ed ultimo strato è stata invece modificata in seguito al risultato dei controlli effettuati sui primi tre strati. I test di laboratorio, infatti, mentre avevano consentito d'individuare in:

- 4 ÷ 6 passaggi di rullo vibrante a piastre
 - 2 ÷ 3 passaggi di rullo liscio vibrante
 - 2 ÷ 3 passaggi di rullo liscio statico;
- la modalità di compattazione più idonea; avevano evidenziato anche che:

- a causa della diversa provenienza del materiale di base utilizzato per la prova (dalla cava di deposito, anziché dal fronte della galleria) il suo contenuto d'acqua naturale (25% ÷ 30% circa) era di gran lunga superiore a quello (20% circa) del materiale che era stato impiegato, nella fase precedente, per lo studio in laboratorio;
- partendo da un tenore d'umidità naturale così elevato non era possibile ridurre il contenuto naturale d'acqua fino al valore ottimale desunto dalle prove PROCTOR ($W_{opt} \approx 15\%$).

Di conseguenza, la miscelazione con calce idrata e/o cemento, nelle percentuali e nei modi succitati, non forniva risultati accettabili in nessuno dei quattro rilevati sperimentali.

Prima di mettere in opera il 4° strato, si è quindi ritenuto opportuno, dopo aver riclassificato il materiale di base proveniente dalla cava di deposito, a sostituire, in fase di preparazione della miscela, la calce idrata -Ca(OH)₂- con la calce viva -CaO-. La sperimentazione in laboratorio illustrata in precedenza, infatti, aveva mostrato che la calce viva aveva la proprietà di ridurre significativamente il contenuto d'acqua del terreno naturale.

Tab. 6 - Valori ottimali di umidità e densità per le nuove miscele.

Componenti aggiunti al materiale di base	Proctor Mod. W_{opt} %	Proctor Mod. $\gamma_{d_{max}}$ (t/m ³)	Classificazione (UNI 10006)
2% CaO + 2% Cem 32.5 IV/B	14.61	1.799	A7-5, A6
2% CaO + 3% Cem 32.5 IV/B	16.98	1.750	A7-5, A6
2% CaO + 4% Cem 32.5 IV/B	16.58	1.725	A7-5, A6
pretrattamento con 1% CaO + 2% CaO + 3% Cem 32.5 IV/B	16.89	1.713	A7-5, A6

Le prove di costipamento eseguite in laboratorio sulle nuove miscele realizzate fecero registrare i valori di umidità e densità ottimali riportati in Tab. 6.

Di conseguenza si ritenne appropriato realizzare il quarto strato di ciascun rilevato utilizzando le nuove miscele (di tipo ternario, a base di calce viva e cemento pozzolanico):

Rilevato di prova	Componenti aggiunti al materiale di base (4° strato)
A	2% CaO + 2% Cem 32.5 IV/B
B	2% CaO + 3% Cem 32.5 IV/B
C	2% CaO + 4% Cem 32.5 IV/B
D	pretrattamento con 1% CaO + 2% CaO + 3% Cem 32.5 IV/B

Risultati finali del campo prova

L'impiego delle nuove miscele a base di CaO forniva subito i risultati auspicati. I test di resistenza a compressione monoassiale eseguiti in laboratorio su provini cilindrici ricostituiti a partire dalla miscela preparata in sito fornivano finalmente valori paragonabili a quelli delle miscele preparate in laboratorio.

Il valore del modulo di deformabilità, inizialmente compreso tra 65 e 137 Mpa, crescevano nel tempo fino a raggiungere, a 7 giorni, da 111 a 333 Mpa.

Le prove di taglio diretto su campioni di prova ricavati in sito facevano registrare valori mai inferiori a:

$c = 0.08$ Mpa;

$\phi = 30^\circ$;

$M_d > 80$ Mpa.

Tali valori sono stati presi a riferimento per la progettazione della protesi strutturale e degli interventi del nucleo-fronte e del cavo da mettere in opera durante lo scavo della galleria per garantirne la stabilità a breve e a lungo termine.

5. Costruzione della protesi: criteri di scelta del mix design

Data l'influenza del contenuto d'acqua W_n sui risultati conseguiti, durante la costruzione della protesi si è costantemente tenuto sotto controllo tale valore, adeguando la composizione delle miscele in funzione dell'effettivo contenuto naturale d'acqua evidenziato dal "materiale di base" subito

prima del trattamento. In particolare, si è utilizzato il criterio indicato in tabella 7.

Inoltre, si è curato che il ciclo delle lavorazioni necessarie (comprensivo di miscelazione, stesura e compattazione del materiale), fos-

se realizzato completamente nell'arco di una medesima giornata, evitando di operare in periodi di pioggia (variazione del contenuto naturale d'acqua nel "materiale di base"), forte vento (motivi di sicurezza del persona-

Tab. 7 - Criteri di scelta della miscela.

$W_n \leq 20\%$:	+ 2% idrossido di calcio $Ca(OH)_2$ + 3% cemento pozzolanico (tipo 32.5 IV/B)
$20\% < W_n \leq 25\%$:	+ 2% ossido di calcio CaO + 3% cemento pozzolanico (tipo 32.5 IV/B)
$25\% < W_n \leq 28\%$:	Pretrattamento del terreno con 1% di ossido di calcio (CaO); Terreno pretrattato + 2% ossido calcio (CaO) + 3% cemento pozzolanico (tipo 32.5 IV/B)
$W_n > 28\%$:	Materiale non idoneo, aerazione dello stesso in modo da ottenere un valore di $W_n \leq 28\%$.

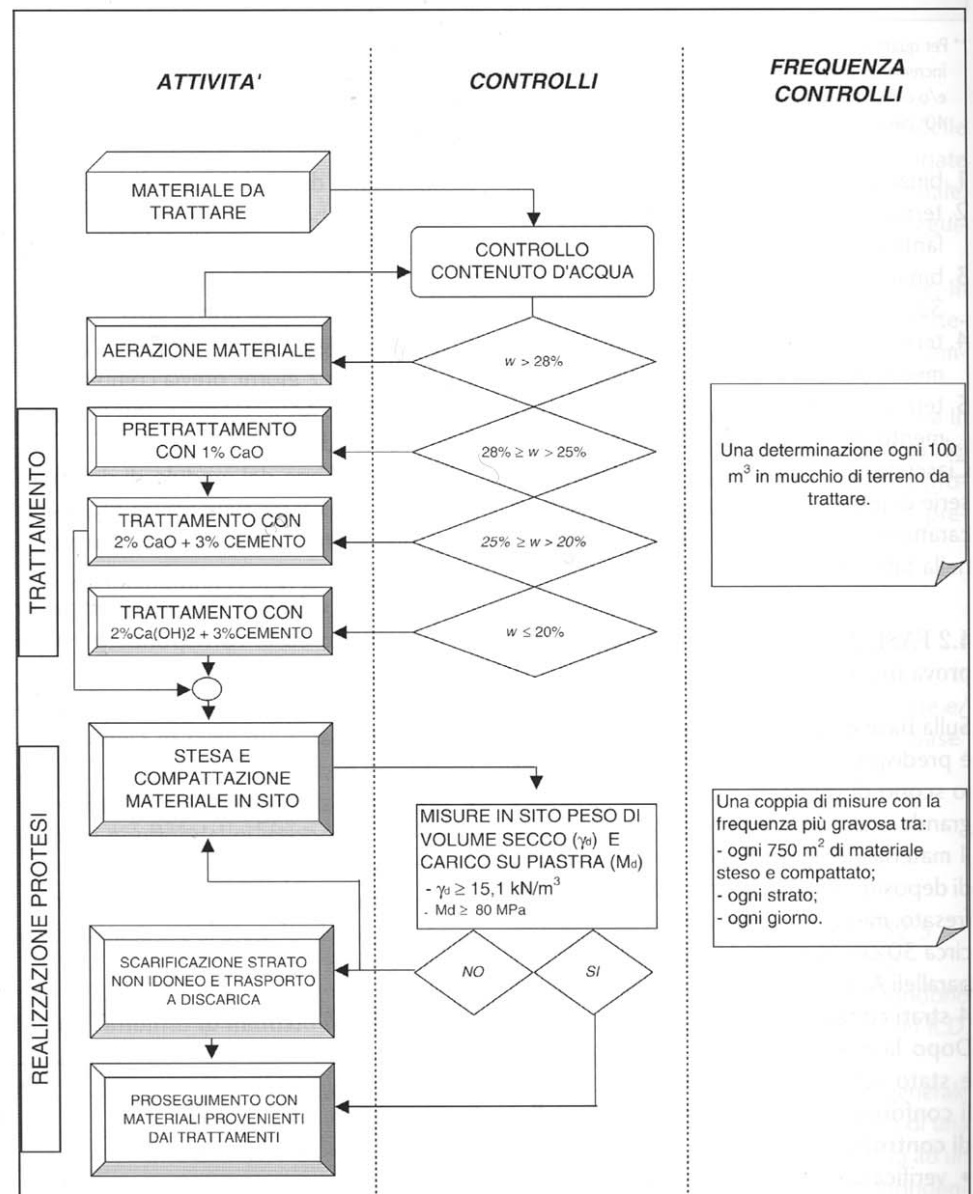


Fig. 3 - Schema di flusso delle operazioni di controllo.

Fig. 3 - Quality control flow chart.

le e di precisione del dosaggio) e con temperature inferiori a 4°C (possibili fenomeni di rigonfiamento a seguito della formazione di lenti di ghiaccio all'interno del rilevato). La procedura adottata prevedeva di operare secondo i seguenti passaggi (vedasi *flow chart* in Fig. 3):

- Movimentazione, aerazione e fresatura del terreno naturale da trattare;
- Controllo del contenuto d'acqua (W) del volume di terreno che si sarebbe presumibilmente lavorato in giornata;
- Scelta della miscela più appropriata;
- Miscelazione con calce;
- Miscelazione con cemento (non prima di 2 ore per favorire la corretta idratazione della calce);
- Controllo visivo della qualità della miscela ottenuta (omogeneità del colore, assenza di strisce di calce e cemento non amalgamati);
- Raccolta in cumulo del materiale trattato e trasporto dall'area di preparazione all'area di messa in opera;
- Stesura del materiale mediante ruspa in strati di circa 40 cm (30 cm al netto della compattazione), su aree compatibili con le geometrie e le prescrizioni del Progetto e con la necessità di completare giornalmente il ciclo di attività richiesto;
- Compattazione del materiale mediante rullatura (con sovrapposizione di almeno 1 m) utilizzando in ordine:
 - Rullo vibrante a piastre (piede di montone) da 18 t circa per 4 ÷ 6 passaggi, che attraverso l'applicazione di pressioni differenziali favorisce lo smaltimento dell'acqua residua.
 - Rullo liscio vibrante per 2 ÷ 3 passaggi.
 - Rullo liscio statico (da almeno 12 t) per altri 2 ÷ 3 passaggi a definitiva chiusura.
- Esecuzione dei necessari controlli.
- Solo se i controlli avevano esito positivo, s'iniziava un nuovo ciclo.

Detti controlli erano principalmente due:

- Prove di densità in sito mediante volumometro a sabbia (CNR22).
- Prove di carico su piastra per la determinazione del Modulo di deformazione (CNR – B.U. n° 9).

Essi venivano eseguiti al ritmo di 1 coppia di prove ogni 750 m² di materiale steso, e comunque al minimo una coppia di prove al giorno per ogni strato steso.

I valori riscontrati dovevano soddisfare i seguenti requisiti:

- peso di volume del terreno secco $\gamma_d > 15,1 \text{ kN/m}^3$ (90% γ_{max} da Proctor mod.)
 - modulo di deformazione $M_d > 80 \text{ Mpa}$.
- Se una o entrambe le prove non soddisfacevano detti requisiti si procedeva in alternativa:
- a ripetere la compattazione mediante rullo liscio fino all'ottenimento dei valori minimi richiesti;
 - ad eseguire, per la caratteristica non soddisfatta, altre due prove, in modo da poter valutare se la media tra i due valori ottenuti soddisfacesse il requisito.

Nel caso di mancata raggiunta dei requisiti minimi richiesti il materiale veniva rimosso e trasportato in discarica.

6. Scavo della galleria

Dopo aver realizzato la protesi strutturale come illustrato nel paragrafo 2, la galleria è stata attaccata contemporaneamente su due fronti: dall'imbocco Nord e dall'imbocco Sud.

Tenuto conto delle caratteristiche di resistenza e deformabilità della protesi realizzata sulla calotta della galleria da scavare e di quelle del terreno naturale nel tratto in cui l'avanzamento sarebbe avvenuto senza la protezione della protesi, il progetto costruttivo, sviluppato secondo i principi dell'approccio ADECO-RS, prevedeva di avanzare sempre a piena sezione, applicando le sezioni tipo (Fig. 4 e Tab. 8).

La sezione tipo "B2pr" prevedeva le seguenti opere di stabilizzazione:

- preconsolidamento del nucleo-fronte, realizzato mediante la posa in opera di n° 40 elementi strutturali di vetroresina di lunghezza $\geq 18,0 \text{ m}$ e sovrapposizione $\geq 5 \text{ m}$, cementati con miscele a ritiro controllato;

- priverivestimento composto da centine 2 IPN 180, con passo $p = 1,00 \text{ m}$ e da un manto di 25 cm di spritz-beton fibrorinforzato al contorno del cavo;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e fogli di PVC;
- arco rovescio dello spessore di 100 cm, gettato contemporaneamente alle murette, a distanza dal fronte di $1,5 \varnothing$;
- rivestimento definitivo in cls dello spessore di 90 cm in calotta, gettato ad una distanza massima dal fronte di $6 \varnothing$.

La sezione tipo "C2br" prevedeva la realizzazione di:

- preconsolidamento del nucleo-fronte realizzato mediante la posa in opera di n° 45 elementi strutturali di vetroresina di lunghezza $\geq 15,0 \text{ m}$ e sovrapposizione $\geq 5 \text{ m}$, cementati mediante miscele a ritiro controllato;
- preconsolidamento al contorno del cavo realizzato mediante la posa in opera di n° 69 elementi strutturali di vetroresina di lunghezza $\geq 15,0 \text{ m}$, sovrapposizione $\geq 5 \text{ m}$, valvolati per l'esecuzione d'iniezioni di cementizie (1vlv/ml);
- priverivestimento composto da centine metalliche 2IPN 180, con passo $p = 1,00 \text{ m}$, controventate fra loro, e da un manto di 20 cm di spritz-beton fibrorinforzato al contorno del cavo, (più uno strato di 10 cm di spritz-beton sul fronte);
- arco rovescio, gettato contemporaneamente alle murette, a distanza dal fronte di $1,5 \varnothing$;
- rivestimento definitivo in cls, in calotta, gettato ad una distanza dal fronte di $5 \varnothing$.

La sezione tipo B2 era per tutto simile alla sezione B2pr, ma il getto dell'arco rovescio e delle murette era previsto a distanza dal fronte pari a $3 \varnothing$.

Conformemente ai principi dall'approccio ADECO-RS, il progetto costruttivo forniva precise indicazioni circa la variabilità dei valori di estrusione del nucleo-fronte e con-

Tab. 8 - Distribuzione delle sezioni tipo.

	Progressiva inizio tratta	Progressiva fine tratta	Lunghezza della protesi (m)	Sezione tipo prevista
Imbocco Nord (lato Bologna) tratto sotto protesi	59+921.00	60+101.00	180.00	B2pr
Tratto in assenza di protesi	60+101.00	60+347.85	/	B2, C2br
Imbocco Sud (lato Firenze) tratto sotto protesi	60+347.85	60+449.50	101.65	B2pr

Tab. 9 - Valori di estrusione e convergenza (in cm) previste dal progetto costruttivo in base alle analisi numeriche FEM.

	Sezione tipo B2		Sezione tipo B2pr		Sezione tipo C2br	
	Soglia di attenzione	Soglia di allarme	Soglia di attenzione	Soglia di allarme	Soglia di attenzione	Soglia di allarme
ESTRUSIONI	3	5	3	5	4	7
CONVERGENZE	5	8	3	6	4	8

vergenza del cavo che era lecito aspettarsi ed accettare in fase operativa, fissando per ciascuna sezione tipo le soglie d'attenzione e di allarme indicate in Tab. 9.

Il programma di monitoraggio per il controllo dell'attendibilità del progetto e della sua buona esecuzione prevedeva la realizzazione sistematica di:

- misure topografiche d'estrusione del nucleo-fronte;
- misure di convergenza del cavo;
- misure di tensione nel priverstimento e nel rivestimento mediante celle di carico e barrette estensimetriche;
- misure inclinometriche.

Prevedeva, inoltre, l'esecuzione sistematica dei seguenti rilievi:

- rilievo geologico dei fronti di scavo;
- rilievo delle fasi esecutive e delle cadenze di avanzamento;
- rilievo deformativo del fronte.

L'insieme dei dati raccolti concorrevano alla valutazione delle grandezze necessarie ai fini dell'applicazione delle linee guida, relativamente alla definizione dell'intensità degli interventi, delle cadenze lavorative e della sezione tipo da applicare tra quelle previste nella tratta.

Risultati

Scavo sotto protesi strutturale

Durante l'avanzamento sotto protesi strutturale, che come si è detto è avvenuto applicando la sezione tipo B2pr, le misure topografiche d'estrusione del nucleo-fronte hanno segnalato valori dell'ordine di pochi millimetri, mentre le convergenze diametrali medie si sono attestate su valori medi dell'ordine di 10 ÷ 20 mm e massimi di circa 30 mm.

La produzione media è stata dell'ordine di 1,0 m/g per ciascun fronte. In alcuni momenti, nell'avanzamento dall'imbocco nord verso Firenze, si sono raggiunti anche 1,5 m/g.

Zone di transizione

Alcuni metri prima del termine della protesi, il progetto prevedeva di passare alla sezione tipo "C2br", che grazie alla presenza del consolidamento al contorno del cavo ottenuto iniettando con malta cementizia gli elementi strutturali di vetroresina, dava le necessarie garanzie riguardo alla continuità

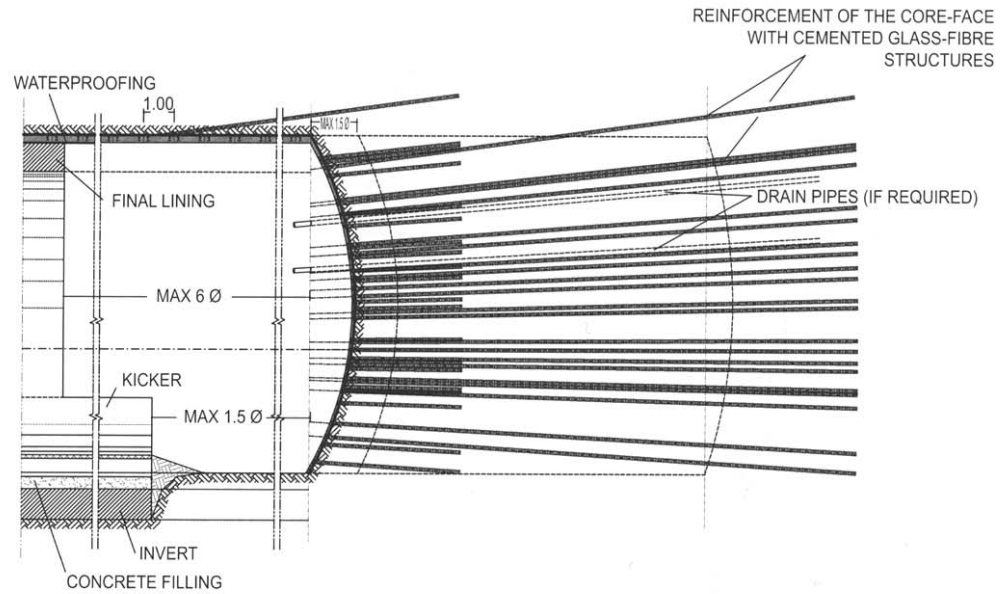
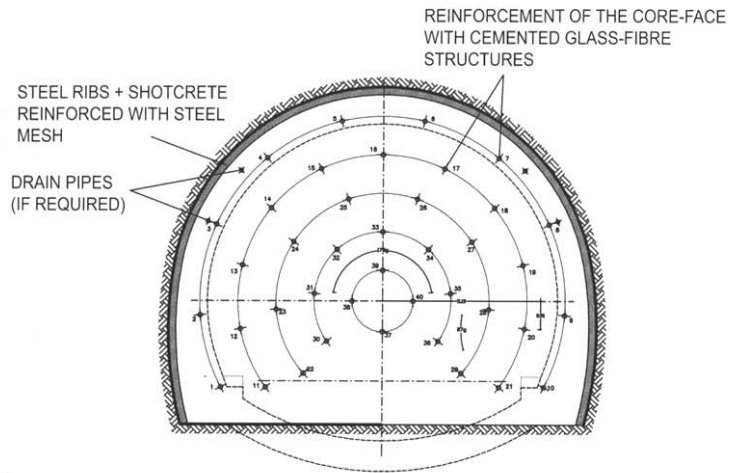


Foto 1 - Galleria Borgo Rinzelli: vista dell'imbocco nord.
Photo 1 - Borgo Rinzelli tunnel: view of the northern portal.



Foto 2 - Protesi presso l'imbocco nord: il materiale stabilizzato in posto.
Photo 2 - Artificial ground overburden at the northern portal: the ground material compacted on site.

SECTION TYPE B2pr



SECTION TYPE C2br

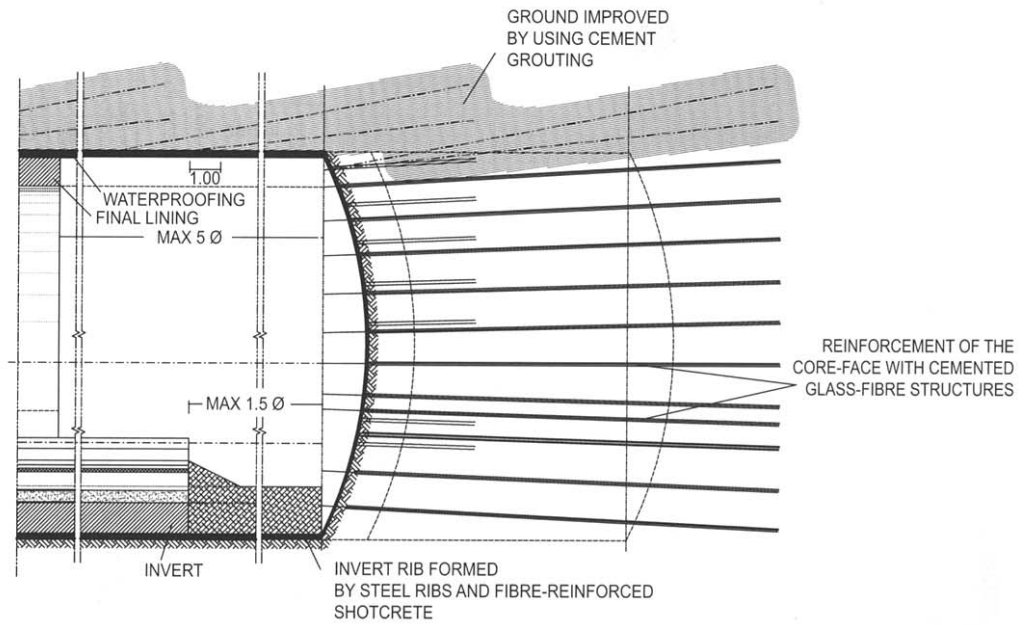
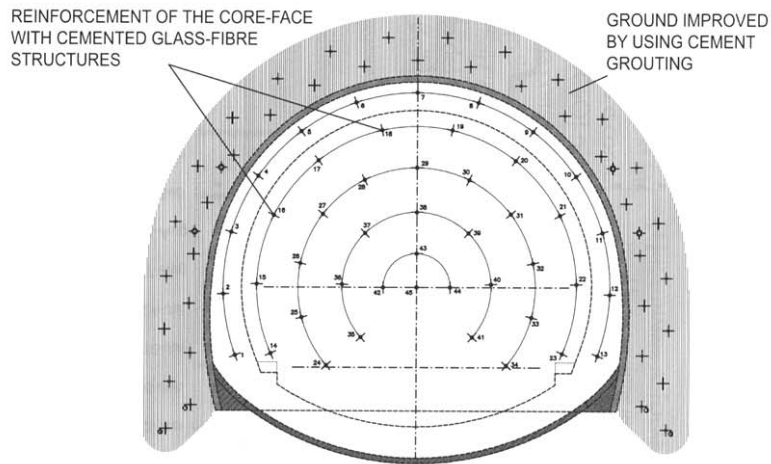


Fig. 4 - Sezioni tipo.
Fig. 4 - Section types.

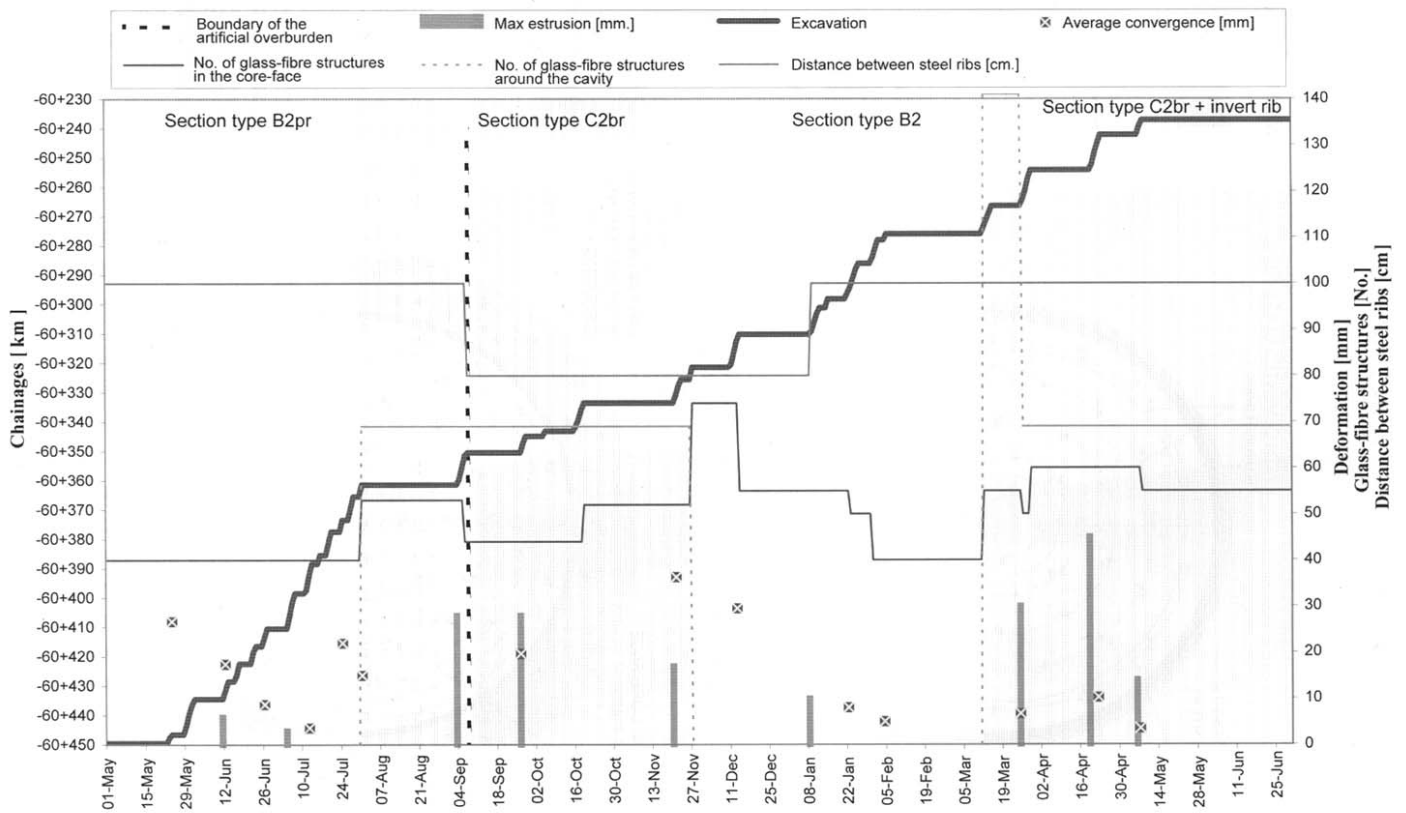
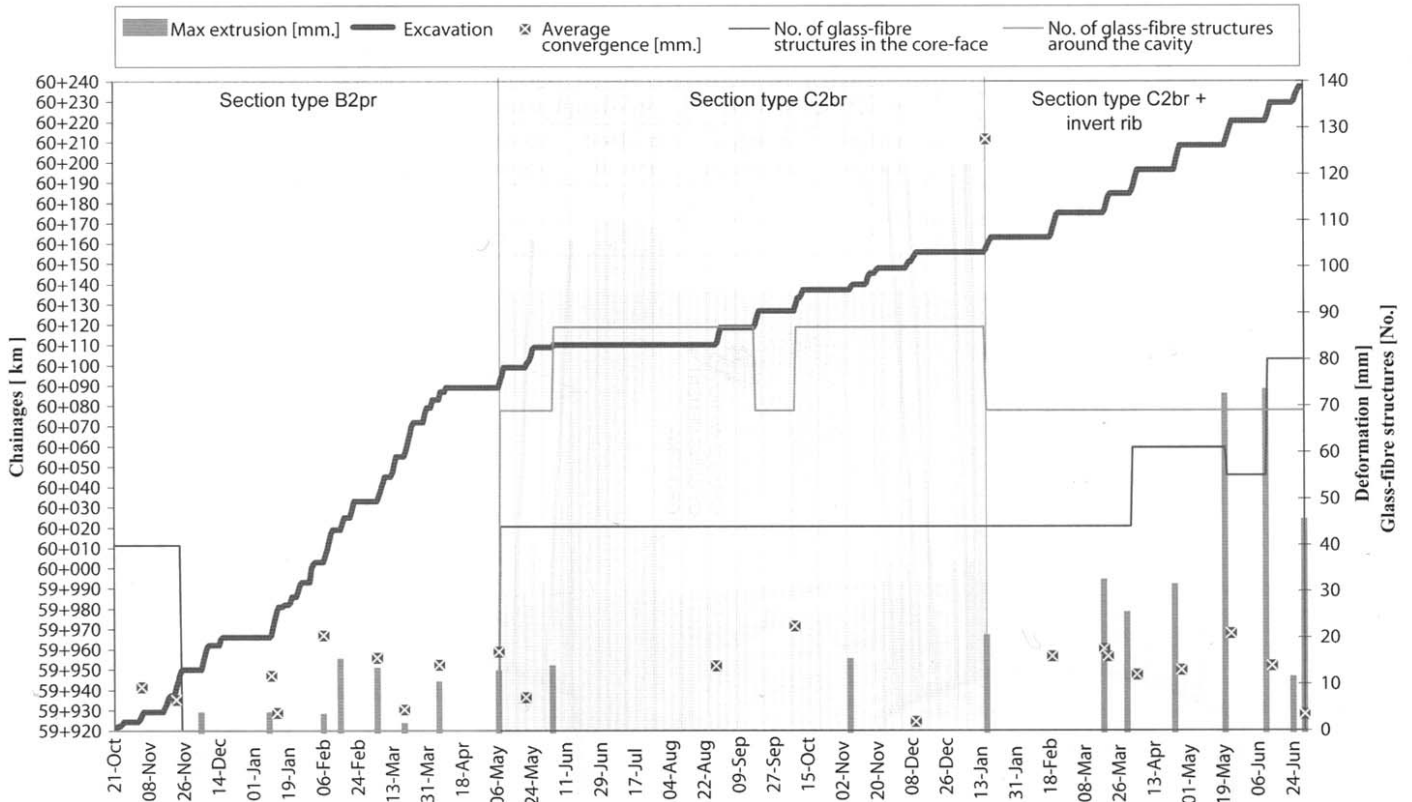


Fig. 5 - Produzioni, interventi di stabilizzazione e deformazioni nello scavo dall'imbocco nord (in alto) e dall'imbocco sud (in basso) della galleria Borgo Rinzelli.

Fig. 5 - Advance rates, stabilization measures and deformation during excavation from the northern portal (on the top) and from the southern portal (on the bottom) of Borgo Rinzelli tunnel.

del mantenimento dell'effetto arco nei tratti di transizione tra presenza e assenza di protesi strutturale.

Anche il passaggio dalla sezione tipo B2 alla sezione tipo C2br ha richiesto particolari precauzioni, per evitare fenomeni asimmetrici di punzonamento del terreno da parte delle centine. In queste zone, è stata risolutiva la messa in opera di un puntone d'acciaio in arco rovescio, che riducendo la velocità e l'entità delle deformazioni del terreno, ha permesso di completare i campi di scavo senza dover portare i getti di murette e arco rovescio a ridosso del fronte. Dove era presente il puntone, la distanza del getto delle murette e dell'arco rovescio dal fronte di scavo, è stata tenuta pari a $1,5 \div 2 \varnothing$, mentre nelle zone di galleria senza puntone sotto le centine, la stessa è sempre stata dell'ordine di $1 \varnothing$.

L'adozione del puntone ha permesso di scavare la galleria a piena sezione anche nelle zone più critiche, accettando valori di estrusione del nucleo-fronte e di convergenza diametrale mai superiori a $4 \div 5 \text{ cm}$ e $2 \div 3 \text{ cm}$ rispettivamente. Naturalmente, la presenza del puntone ha portato ad una riduzione dei valori di produzione, che si è abbassata a $0,3 \div 0,50 \text{ m/g}$.

Mediamente, la produzione per lo scavo di tutta la Galleria Borgo Rinzelli è stata di circa $0,55 \text{ m/g}$ per ciascun fronte.

Nei grafici in fig. 5 si sono sintetizzati i parametri caratteristici dello scavo, al fine di fornire un quadro dettagliato delle fasi esecutive, degli interventi e dei fenomeni deformativi che hanno caratterizzato la realizzazione della galleria.

7. Conclusioni

Si sono illustrate le principali problematiche della costruzione della galleria Borgo Rinzelli mediante il sistema delle protesi strut-

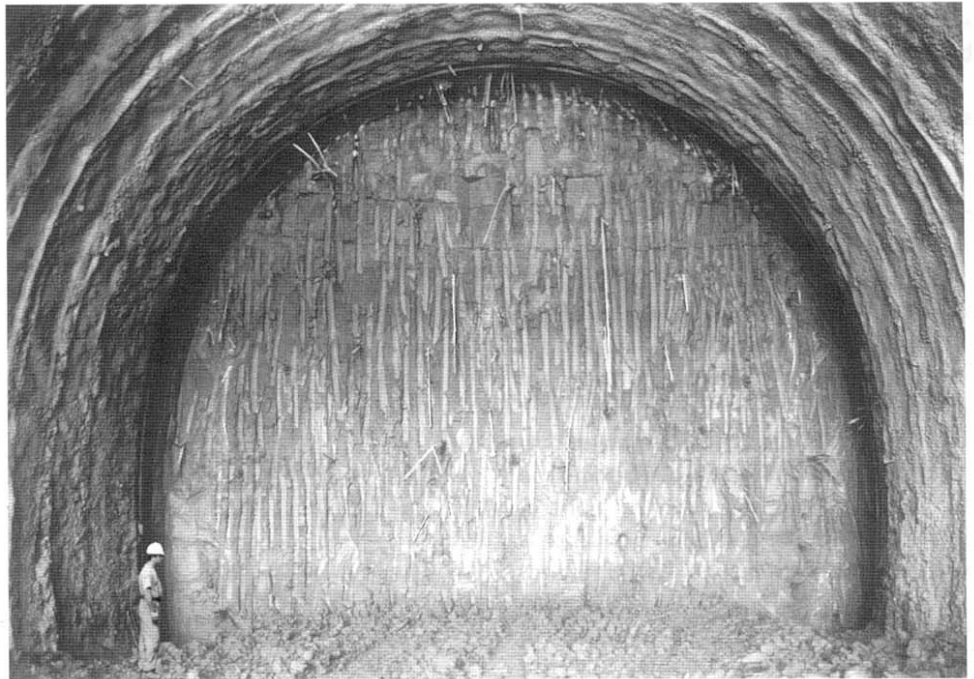


Foto 3 - Galleria Borgo Rinzelli: vista del fronte durante lo scavo sotto protesi.

Photo 3 - Borgo Rinzelli tunnel: view of the face during the excavation under the artificial ground overburden.

turali, applicato per la prima volta in terreni di natura limoso-argillosa di scarsa qualità geomeccanica.

In particolare, si sono approfonditi gli argomenti connessi con lo studio e la messa a punto del "mix design" della miscela da utilizzare per la realizzazione della protesi, a partire dal "materiale di base" di natura argillosa disponibile in sito.

Si è visto come il contenuto d'acqua naturale (W_n) del "materiale di base" influenzasse sensibilmente la qualità della miscela in termini di resistenza e deformabilità e come l'aggiunta alla stessa di calce viva $[\text{CaO}]$ piuttosto che idrata $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$ abbia consentito di migliorarla in maniera sostanziale.

Si è quindi definito un *flow chart* capace di guidare il cantiere nella scelta del *mix design* più appropriato in funzione della variabilità

del contenuto naturale d'acqua del materiale di base disponibile.

Si sono infine illustrate le modalità di scavo a piena sezione della galleria Borgo Rinzelli, adottate nelle tratte sotto protesi e in quelle in assenza della stessa, fornendo i principali dati di monitoraggio e produzione.

Bibliografia

- [1] P. LUNARDI, A. FOCARACCI, D. RICCI, A. VALENTE - *Una soluzione innovativa per la realizzazione di gallerie naturali senza copertura*, Quarry and Construction, maggio 1997.
- [2] P. LUNARDI, A. BELLOCCHIO - *Approccio ADECO-RS. Risoluzione delle problematiche relative al sottoattraversamento dell'autodromo internazionale del Mugello in condizioni di ridotta copertura*, Quarry and Construction, maggio 2001.

The Borgo Rinzelli tunnel: studies for the application of artificial ground overburdens in silty-clayey ground

P. LUNARDI

Studio di Progettazione Lunardi - Milano

A. BELLOCCHIO

G. ROMANO

ROCKSOIL S.p.A. - Milano

1. Introduction

The Borgo Rinzelli tunnel forms part of the Milan-Rome-Naples High Capacity Railway Line Project and lies on the stretch between Bologna and Florence. The tunnel runs through the *Bacino delle Argille del Mugello* (AbM) Formation with very shallow overburdens (12 m. max.) (Fig. 1). Given the morphology and the nature of the ground involved, the design engineer and the CAVET consortium felt it best to avoid major confinement works and the removal of huge volumes of ground and decided to study artificial overburden systems already tried out under similar overburden conditions, although in easier ground, with a view to employing it in silty-clayey ground [1]. In depth preliminary studies therefore had to be carried out using the "base material" available (consisting of the clayey silts belonging to the Formation to be tunnelled) to determine the most appropriate mix design to satisfy the strength and deformation characteristics requested by the "artificial overburden" system.

The purpose of the article is to report the studies and also the "assessment criteria" used to select the most appropriate mix design, without overlooking the operations leading up to that selection and the corrective action that may need to be taken on the material treated.

Finally the methods employed to construct the tunnel and its response as monitored during construction are examined.

2. Artificial ground overburdens

Artificial ground overburdens constitute a construction method by which a mound of ground (the artificial ground overburden) is formed above the crown of the future tunnel. It is appropriately stabilised and improved so that it is capable of developing an arch effect that is indispensable to the stability of the bored excavation of the future tunnel. It is therefore possible to drive "natural" tunnels even where insufficient or even zero overburdens would traditionally require the construction of artificial tunnels with the consequent need to make deep cuts into the higher ground to be crossed with consequent problems of:

- safety with regard to the stability of the higher ground;
- what to do with the huge volumes of material excavated;
- solving problems of subsidence on the surface;
- heavy impact on the environment and landscape.

Figure 2 illustrates the different operational stages of this construction methodology. The layer of ground over the tunnel to be driven is first removed around the profile of the crown down to the spring line leaving a layer of around 10 cm. and filled back in again (where necessary) according to the geometry shown in the figure. A 10 cm. mantle of shotcrete reinforced with steel mesh is then sprayed over the carefully shaped

ground to serve as the profile of the future tunnel.

At this point (stage 3) the ground previously excavated is filled back in, after first treating it appropriately to increase its strength. In 30 cm. layers of individually compacted ground until a total thickness of at least 3.5 m. is attained over the crown of the future tunnel. When this is complete, the tunnel can be bored. The artificial ground overburden was conceived of and employed with excellent results on the construction of various tunnels along the Rome-Naples section and subsequently on the Sadurano tunnel on the Bologna-Florence section of the High Capacity Railway Line under construction. It was found to be extremely practical and safe. The advantages of the artificial ground overburden were considerable compared to the more traditional solution of an artificial tunnel for the excavation of long sections of underground route under conditions of reduced or no overburden and not just for the environment and landscape but also in terms of time and costs. It was therefore decided to study the application of the system on ground that is more difficult to treat.

The article firstly provides a brief outline of the geology of the site in which the Borgo Rinzelli tunnel is located and then examines how the naturally available "base material" (ground) was characterised geotechnically. It then goes on to describe the procedures followed to calculate and select the best mix design for the construction of the artificial overburden, and the operational and monitoring stages required to implement it correctly in practice. The article then describes the construction stages employed for the artificial ground overburden of the Borgo Rinzelli tunnel followed by a description of the stabilisation operations planned and implemented in driving the tunnel itself. Finally we look at the results achieved in terms of deformation and production.

3. Geological and geotechnical conditions

The Borgo Rinzelli tunnel runs diagonally through a small long ridge that extends from the North towards the Mugello plain. Its paleographic history is characterised by an alternation of deposits and erosion which

Tab. 1 - Ground sequence in the C4 geological survey.

0 + 7 m approx.	Silt with clay and very consistent traces of fine olive grey brown and reddish brown sand, oxidised, reactive to HCl, with a very uniform structure. Rare calcareous concretions and scattered traces of vegetable substances (weathered Clays of the Mugello Basin - aBM alt.)
over 7 m	Silt with clay and traces of consistent to hard fine sand, not oxidised strongly reactive to HCl with a uniform structure. Rare lentils and blackish, peaty grains (unweathered Clays of the Mugello Basin - aBM non alt.)

Tab. 2 - Tests performed on the "base material" and results obtained.

Test no.	Tests performed on the "base material"	Results
1	X Ray mineralogical analysis	Presence of quartz, feldspathic rocks mainly on the phyllosilicates fraction
2	Wet grain analysis (UNI 8520)	Clayey silt (Classification UNI 10006: A4/8)
3	Determination of water content (CNR-UNI 10008/63)	$W_n \approx 20.5\%$
4	Determination of consistency limits (CNR-UNI 10014/64)	PI < 10 (low plasticity)
5	Chemical analyses: presence of sulphates, sulphides, nitrates and organic substances (UNI 8520/14)	Absence of sulphates, sulphides. Nitrates. Traces of organic substances
6	Determination, after 2 hours, of the free water content after mixing the base material (at a predetermined humidity) with quick lime (CaO) and with hydrated lime (Ca(OH) ₂)	CaO: reduction of W_n by around 1% for every 1% of CaO; Ca(OH) ₂ : reduction of W_n by around 1% for every 3.5% of Ca(OH) ₂ :
7	Determination of total carbonates	CaCO ₃ = 27.0%
8	Determination of initial lime consumption (ASTM C977-95)	Ph = 12.50 (% lime = 1.50)
9	Modified PROCTOR test (ASTM D 1557-91)	
10	CD shear test (ASTM D 3080)	

has given it its current geomorphology as well as determining the nature and distribution of the alluvial deposits.

The more recent development can be summarised in the following phases:

1. the opening of a tectonic depression in the Villafranchiano formation running in the same direction as the Apennines, connected with the relaxation phase of the Apennine chain and the formation of a closed lacustrine basin in which sedimentation was characterised by three main facies:

- basal conglomerates in the deposit phase of a mainly fluvial character (cBM);
- clays with interbedded sands in the mainly lacustrine deposit phase (aBM). The clays are heterotopic with sandy-conglomerate type deposits on the margins of the basin;
- sands and gravels with varying degrees of cementation of the fans, located on the margins of the basin (sBM);

2. during the recent Quaternary period, the

exhumation and erosion of lacustrine deposits by meteoric water, which led to the formation of valleys and recent terraced alluvial deposits.

The exposure of the clay formation to a sub-aerial environment led to the development of a weathered surface layer, metres thick, due to the oxidation of minerals containing iron and the weathering of the plagioclases in the clay minerals.

The C4 geological survey, along the centre

line of the route, made it possible to identify and describe the material encountered in the sequence reported in Tab. 1.

The surface layer was found to be the site of a free water table, confined at the bottom by low permeability clays.

The unweathered aBM clays, which were to constitute the "base material" for the artificial overburden and which were to be affected by the excavation of the tunnel were subjected to numerous *in situ* and laboratory tests designed to characterise them thoroughly from a physical and geotechnical viewpoint and also for the purpose of obtaining the best possible mix design.

In addition to the normal tests for characterising ground, the material was therefore subjected to further specific tests (see Tab. 2).

According to the AASHO (CNR UNI 10006 standard), the "base material" was characterised as a clayey silt, grey in colour, belonging to group A4 (group index 8) with low plasticity (PI < 10).

Mineralogical analysis found a preponderance of quartz and feldspathic rocks on the phyllosilicate fraction (clayey and/or mica minerals); no contamination with sulphates, sulphides or nitrates was found. Traces of organic substances were found.

Natural water content (W_n) was a little greater than 20%.

The addition of quick lime (CaO) resulted in a reduction of the W_n by approximately 1% for every 1% of lime used, while the effect of adding hydrated lime Ca(OH)₂, was considerably less (3.5% of hydrated lime reduced the natural water content by less than 1%).

Compaction tests found optimum moisture content of approximately 15% corresponding to a maximum dry density of 1.709 ton/cu. m.

Tab. 3 - Geotechnical parameters of the "base material".

Parameter	from laboratory tests	After back-analysis
Unit Weight (kN/m ³)	19 - 20	19 - 20
Void ratio e_0	0.8	0.8
Effective peak cohesion (MPa)	0.02 - 0.03 MPa	0.015
Effective residual cohesion (MPa)	0.0	0.0
Peak angle of friction (°)	26° - 28°	22°
Residual angle of friction (°)	15° - 18°	15°
Modulus of elasticity (Mpa)	$E(z) \approx 11.5 + 3.02 \cdot z$	$E(z) = 11.5 + 0.5 \cdot z$
Over consolidation ratio (OCR)	2 - 5	2 - 5

Direct shear tests on the material treated gave values of 48.76 kPa for cohesion and 27.4° for the angle of friction.

The strength and deformation values obtained from the *in situ* and laboratory tests were analysed and calibrated with an appropriate back-analysis procedure using data on the stress-strain response measured during excavation of the adjacent Firenzuola tunnel which was driven through the same formation (see Tab. 3).

4. Study of the mix design

The study of the best mix design and of the most appropriate method of compacting for the creation of an "artificial ground overburden" was performed in the following two stages:

STAGE 1: characterisation and assessment in the laboratory of different mix designs obtained by varying the type and quantity of the components;

STAGE 2: creation of an *in situ* test bed to test the performance of the mixes selected with *in situ* geotechnical tests and tests on samples taken from the test bed.

4.1 STAGE 1: Characterisation of different mix designs in the laboratory

The materials used to stabilise and/or improve the "base material" were:

Lime

- hydrated lime $\text{Ca}(\text{OH})_2$
- quick lime (CaO)

Cement

- pozzolana type IV/B 32.5
- slag cement type III/A 32.5

Both types of lime satisfied the requirements for acceptance indicated in R.D. (royal decree) 2231 of 16.11.39 (Tab. 4).

The following types of mix were identified for testing on the basis of the general characterisations and from the findings of previous experiments (on a test bed created near the southern portal of the Firenzuola tunnel):

- binary with a hydrated lime and soil base;
- ternary with a hydrated lime, fly ash and soil base;
- binary with a 32.5 pozzolana cement and soil base;

Tab. 4 - Requirements for acceptance.

Requirement	Quick Lime (CaO)	Hydrated Lime (Ca(OH) ₂)
CO ₂	≤ 5%	-
Total (CaO + MgO)	≥ 84%	-
Total hydrated lime strength (Ca(OH) ₂)	-	≥ 85%
SiO ₂ +Al ₂ O ₃ +Fe ₂ O ₃ +SO ₃	≤ 5%	≤ 5%
Chemically bonded water	≤ 2%	-
Reactivity to water	> 60° entro 25 min	-
Moisture content	-	≤ 2%
Sieved with mesh of	200 μm ≥ 90%	75 μm ≥ 90%

Tab. 5 - Laboratory tests on the mixes.

TEST	RESULT
Modified PROCTOR (ASTM D 1557-91)	W _{opt} : 13.10% - 16.75% with an average of 15.0% approx. γ _{d-opt} : 1.647 - 1.875 ton/cu. m. with an average of 1.746 ton/cu. m. approx.
Compressive strength ELL, with 7 and 28 days of curing (ASTM D 2166-91), on test pieces taken from a 4" Proctor mould and with compaction energy of AASHO mod.	Maximum values of around 2.0 MPa with definite but not substantial improvement from the 7 th to the 28 th day of curing**
Direct CD shear test with 7 and 28 days of curing (ASTM D 3080) on reconstructed test pieces, consolidated at vertical pressures of 50, 150 and 300 kPa	after 7 days cohesion C': 50 - 100 kPa (depending on the type of mix); angle of friction Φ': 20° - 40° (depending on the type of mix); after 28 days an overall improvement in the shear strength over time

** As concerns drained strength, the mixes that gave the greatest improvement in the geotechnical parameters compared to the natural ground were the binary and ternary mixes with a hydrated and/or cement base with values of 2 MPa for the compressive strength, of 100 kPa for cohesion and approximately 40° for the angle of friction.

4. ternary with a base of 2% hydrated lime, 2% pozzolana cement and soil;

5. ternary with a base of 2% hydrated lime, 2% slag cement and soil.

Each mix was subjected to a series of laboratory tests to ascertain its characteristics. The results are given in the table 5.

4.2 STAGE 2 - Creation of an *in situ* test bed

An *in situ* test bed was set up on the basis of the laboratory tests designed to investigate the full scale behaviour of the best mixes.

The base material, taken from a depot was progressively spread, milled, mixed and compacted in layers of approximately 30 cm. to construct 4 parallel raised mounds A,B,C and D, each consisting of a total of 4 layers.

Once they were created they were subjected to tests and checks as follows:

- the water content of the natural ground was measured after spreading and mil-

ling, at clearly identified recurring and representative points;

- measurement of water content was repeated after mixing with hydrated lime;
- samples of the mix were taken for the creation of laboratory test pieces for compressive strength tests after 7 days, after compacting according to AASHTO mod. 180 in a 4" Proctor mould;
- determination of the modulus of deformation with a plate on a finished layer immediately after compaction;
- in situ* measurement of density of finished layer and where the test was performed on the plate;
- tests to determine the CBR, by taking *in situ* samples with a mould;
- in situ* representative samples are taken for CD shear strength tests in the laboratory.

The types of mix that were used for the first three layers of each mound are reported in table 6.

The composition of the fourth and last lay-

Tab. 6

Test mound	Components added to the base material for the first three layers
A	4% Ca(OH) ₂
B	2% Ca(OH) ₂ + 2% Cem 32.5 IV/B
C	2% Ca(OH) ₂ + 2% Cem 32.5 III/A
D	4% Cem 32.5 IV/B

Compaction tests performed in the laboratory on the new mixes gave the moisture and maximum density values reported in table 7.

It was therefore decided to create the fourth layer of each mound using the new mixes (ternary with a base of quick lime and pozzolana cement); see table 8.

These values were used as a basis for the design of artificial ground overburdens and face-core and cavity intervention to be performed during the excavation of the tunnel to guarantee medium and long term stability.

Tab. 7 - Moisture and maximum density optimum values for the new mixes.

Components added to the base material	Proctor Mod. W _{opt} %	Proctor Mod. γ _{d max} (t/m ³)	Classification (UNI 100006)
2% CaO + 2% Cem 32.5 IV/B	14.61	1.799	A7-5, A6
2% CaO + 3% Cem 32.5 IV/B	16.98	1.750	A7-5, A6
2% CaO + 4% Cem 32.5 IV/B	16.58	1.725	A7-5, A6
pretreatment with 1% CaO + 2% CaO + 3% Cem 32.5 IV/B	16.89	1.713	A7-5, A6

er was in fact modified after the results of the tests on the first three layers were obtained.

The laboratory tests identified the best method of compaction as:

- 4 - 6 passes with a vibrating plate roller
- 2 - 3 passes with a smooth vibrating roller
- 2 - 3 passes with a non vibrating smooth roller.

However they also found that:

- because the base material used for the test was from a different source (from the depot, rather than from the tunnel face) its natural moisture content (25% - 30% approx.) was much higher (20% approx.) than that of the material that was used in the previous laboratory testing stage;
- with such a high initial natural moisture content, it was not possible to reduce the natural water content to the maximum value obtained with the Proctor tests (W_{opt} ≈ 15%).

As a consequence, the mixes with hydrated lime and/or cement in the percentages described above did not give acceptable results in any of the four experimental mounds.

Before the 4th layer was placed, the base material from the depot was first reclassified and the hydrated lime, Ca(OH)₂, was replaced with quick lime, CaO. The laboratory experiments described above had in fact showed that quick lime had the effect of significantly reducing the moisture content of the natural ground.

Tab. 8

Test mound	Components added to the base material (4 th layer)
A	2% CaO + 2% Cem 32.5 IV/B
B	2% CaO + 3% Cem 32.5 IV/B
C	2% CaO + 4% Cem 32.5 IV/B
D	pretreatment with 1% CaO + 2% CaO + 3% Cem 32.5 IV/B

Final test bed results

The use of new mixes with a CaO base immediately produced the desired results.

Monoaxial compressive strength tests performed in the laboratory on reconstituted cylindrical test samples made from the mix prepared *in situ* finally gave results comparable to those of the mixes prepared in the laboratory.

The initial modulus of deformation was between 65 and 137 MPa, but improved with the passage of time to reach between 111 and 333 MPa after 7 days.

Direct shear strength tests on *in situ* test samples produced results never less than:

$$c = 0.08 \text{ MPa};$$

$$\phi = 30^\circ;$$

$$Md > 80 \text{ MPa}.$$

Tab. 9 - Criteria for choice of mix.

W _n ≤ 20%:	+ 2% calcium hydroxide Ca(OH) ₂ + 3% pozzolana cement (type 32.5 IV/B)
20% < W _n ≤ 25%	+ 2% calcium oxide CaO + 3% pozzolana cement (type 32.5 IV/B)
25% < W _n ≤ 28%	Pretreatment of the ground with 1% of calcium oxide (CaO); Pretreated ground + 2% calcium oxide (CaO) + 3% pozzolana cement (type 32.5 IV/B)
W _n > 28%	Unsuitable material, aeration of the material to obtain W _n ≤ 28%.

5. Construction of the artificial ground overburden: criteria for choice of the mix design

Given the effect of the moisture content W_n on the results achieved, this value was monitored constantly during the construction of the artificial overburden and the composition of the mix was adjusted according to the actual moisture content found in the "base material" immediately before treatment. The criteria given in the table 9 were employed to do this.

Care was also taken to ensure that the necessary work cycle (including mixing, spreading and compaction of the material) was entirely completed in the course of one day, and that work was not performed under conditions of rain (change in the moisture content of the "base material"), strong wind (reasons of personal safety and accurate mixing) and with temperatures of less than 4° C. (possible swelling of the ground with the formation of lentils of ice inside the mound).

The procedure adopted involved work in the following steps (see flow chart in Fig. 3):

- handling, aeration and milling of the natural ground to be treated;
- checking the moisture content (W) of the volume of ground that would probably be worked with during the day;
- choice of the most appropriate mix;
- mixing with lime;
- mixing with cement (after at least 2 hours to favour correct hydration of the lime);
- visual inspection of the quality of the mix obtained (uniform colour, absence

Quality control flow chart

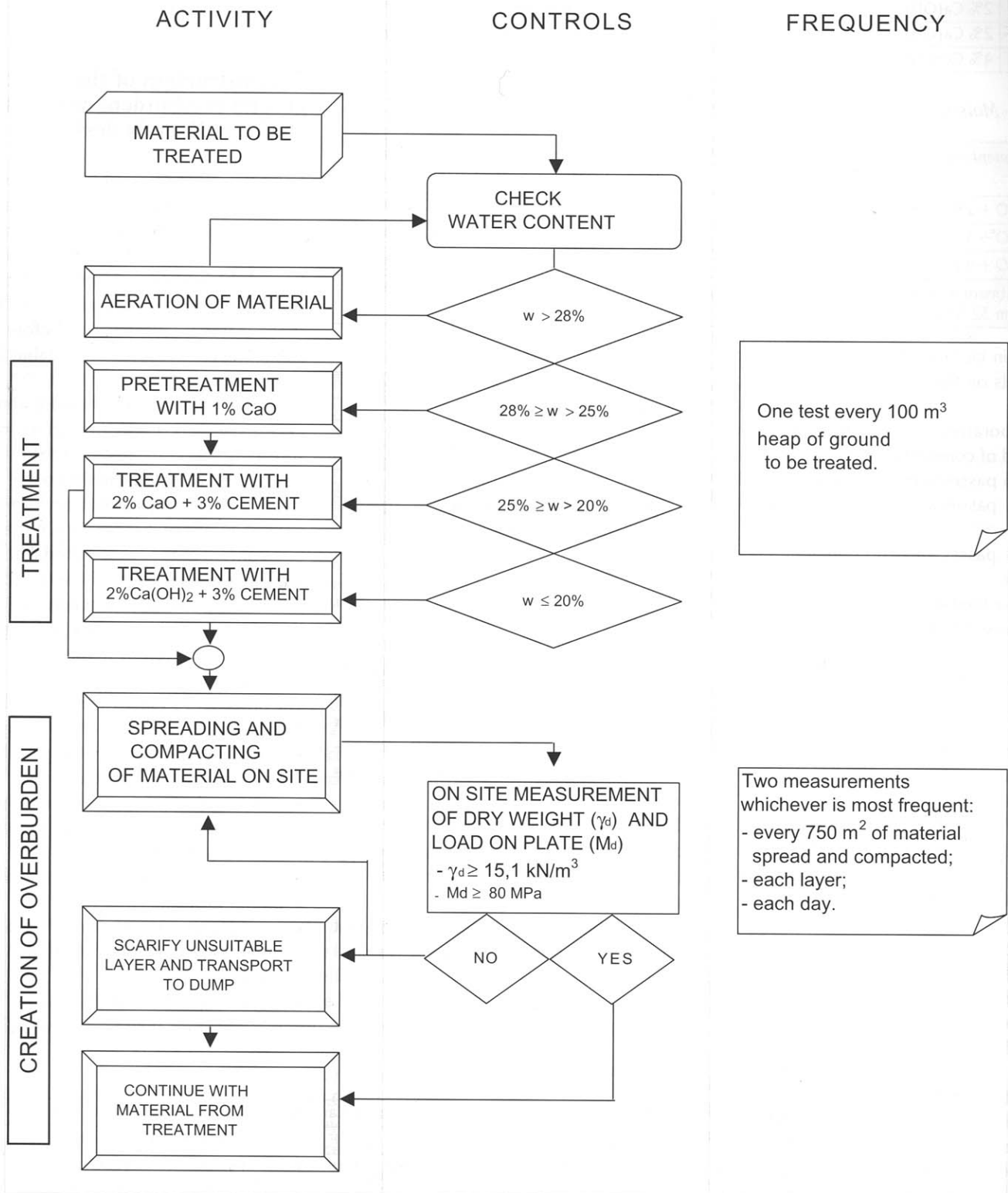


Fig. 3 - Quality control flow chart.

- of streaks of lime and cement not properly mixed);
- the treated material is heaped together and transported from the preparation area to where it is to be used;
- the material is spread using a leveller in layers of 40 cm. approx. (30 cm. after compaction), on compatible areas according to the design specifications and geometry. The work cycle must be completed each day;
- the material is compacted using a roller (with overlap of at least 1 m.) using the following in order:
 - vibrating plate roller (sheep's foot) of approximately 18 tons for 4-6 passes, which encourages the elimination of residual water through the application of different pressures;
 - smooth vibrating roller for 2-3 passes
 - non vibrating smooth roller (of at least 12 tons) for another 2-3 passes to finish.
- testing
- a new cycle does not start unless the outcome of the testing is positive.

The testing consists mainly of two tests:

- in situ density tests using a sand volumeter (CNR22)
- plate load tests to determine the modulus of deformation (CNR - B.U. No.9)

One pair of tests is performed every 75 sq. m. of material that is spread and in any case at least one pair of tests per day for each layer spread.

The results must satisfy the following requirements:

- unit weight of dry ground $\gamma_d > 15.1$ kN/cu m. (90% γ_{max} of Proctor mod.)
- modulus of deformation $M_d > 80$ MPa.

If one or both of the tests fail to satisfy the requirements the following procedure is followed:

- compaction is repeated with the smooth drum roller until the minimum requirements are reached
- two further tests are performed for the failed characteristic to see if the average of the two tests meets the requirement. If the minimum requirements are not met, the material is removed and dumped.

6. Tunnel excavation

After the construction of the artificial ground overburden as illustrated in section 2, the tunnel was driven simultaneously on two faces from the northern and southern portals.

The construction design was drawn up according to the principles of the ADECO-RS approach and took account of the strength and deformation characteristics of the artificial ground overburden created over the crown of the tunnel and of those of the natural ground through which tunnel advance would proceed. The design specified full face advance with the tunnel section types (Fig. 4 and Tab. 10).

The section type "B2pr" requires the following stabilisation operations:

- reinforcement of the core-face, by placing 40 glass-fibre structures with a length of ≥ 18.0 m. and an overlap of ≥ 5 m. cemented with controlled shrinkage cement mixes;
- preliminary lining consisting of 2 IPN 180 steel ribs at intervals of 1.00 m. and a 25 cm layer of fibre reinforced shotcrete around the cavity;
- water proofing consisting of nonwoven fabric and PVC sheeting;
- tunnel invert, 100 cm. thick, cast at the same time as the side kickers at a distance of 1.5 \emptyset from the face;
- final lining in concrete with a thickness of

90 cm. in the crown, cast at a maximum distance of 6 \emptyset from the face; Specifications for the section type "C2br" were as follows:

- reinforcement of the core-face with the placing of 45 glass-fibre structures with a length of ≥ 15.0 m and an overlap of ≥ 5 m., cemented with controlled shrinkage mixes;
- ground improvement in advance around the core-face with the placing of 69 glass-fibre structures with a length of ≥ 15.0 m and an overlap of ≥ 5 m., fitted with valves for cement injections (1 vlv/m);
- preliminary lining consisting of 2 IPN 180 steel ribs at intervals of 1.00 m. with braces between them and a 20 cm layer of fibre reinforced shotcrete around the cavity (plus a 10 cm layer of shotcrete on the face);
- tunnel invert cast at the same time as the side kickers at a distance of 1.5 \emptyset from the face;
- final lining in concrete in the crown, cast at a maximum distance of 5 \emptyset from the face.

The section type B2 was identical to section type B2pr, but the specification for the casting of the tunnel invert and of the side kickers was at a distance of 3 \emptyset from the face.

The construction design was based on the ADECO-RS approach and therefore gave precise specifications for variations in face-core extrusion and cavity convergence values to be expected and accepted during tunnel advance. The warning and alarm thresholds for each section type are given in the table 10.

The programme for monitoring the reliability and proper implementation of the design consisted of the following systematic measurements:

- topographical measurement of face-core extrusion;
- measure of cavity convergence;
- measurement of stress in the preliminary and final linings using load cells and extensometer strain gauges;
- inclinometer measurements.

The following systematic measurements and observations were also taken:

- geological observation of the tunnel face;
- measurement of construction operations and tunnel advance rhythms;

Tab. 10 - Location of section types.

	Starting chainage	End chainage	Length of the artificial ground overburden (m)	Tunnel section type
Northern portal (Bologna side) section under artificial ground overburden	59+921.00	60+101.00	180.00	B2pr
Section without artificial ground overburden	60+101.00	60+347.85	/	B2, C2br
Southern portal (Florence side) section under artificial ground overburden	60+347.85	60+449.50	101.65	B2pr

Tab. 11 - Extrusion and convergence (in cm) specified by the construction design based on FEM numerical analysis.

	Section type B2		Section type B2pr		Section type C2br	
	Warning threshold	Alarm threshold	Warning threshold	Alarm threshold	Warning threshold	Alarm threshold
Extrusion	3	5	3	5	4	7
Convergence	5	8	3	6	4	8

– measurement of deformation of the face. The data collected was used to apply the design specifications and to assess the intensity of stabilization operations, advance rhythms and the section type to be selected from those specified for the section of tunnel

Results

Excavation under the artificial ground overburden

Tunnel advance under the artificial ground overburden, as has been said, was performed using section type **B2pr**. Topographic extrusion measurements of the core-face gave extrusion in the order of a few millimetres, while average diametrical convergence measurements were around 10 - 20 mm with maximum values of 30 mm.

Average advance rates were around 1.0 m/day on each face. Tunnel advance from the north portal towards Florence reached 1-5 m/day at times.

Transition zones

At a few metres before the end of the artificial ground overburden, the design specified changing to section type "**C2br**". This was because the ground improvement around the cavity specified by this section type was the injection of cement grout into the glass-fibre structures, which guaranteed the continuity of arch effect creation in the transition

phase between the presence and absence of an artificial ground overburden.

The passage from section type **B2** to type **C2br** also required particular precautions to avoid asymmetric pressure of the steel ribs on the ground.

A steel strut placed in the tunnel invert solved the problem in these zones. It reduced the velocity and amount of deformation in the ground and made it possible to complete excavation without having to cast the tunnel invert and sidekickers immediately behind the face.

The summary given in Fig. 3 shows that the distance between the face and the point where the tunnel invert and the sidekickers were cast was 1,5 - 2 Ø, when steel inverted ribs were placed, while it was always around 1 Ø, in those zones where no steel inverted ribs were used.

The use of inverted ribs made full face tunnel advance possible even in the most critical sections with core-face extrusion and diametrical convergence never greater than 4 - 5 cm and 2 - 3 cm respectively. Naturally the presence of the inverted rib had an effect on advance rates which fell to 0.3 - 0.5 m/day.

Average tunnel advance rates for the Borgo Rinzelli tunnel were around 0.55 m/day per face.

The graphs in Fig. 5 provide a summary of the parameters that characterised the excavation and give a detailed picture of the operational phases and of the intervention

and deformation that occurred in the construction of the tunnel.

7. Conclusions

The main issues were discussed involved in the construction of the Borgo Rinzelli tunnel using an artificial ground overburden, used for the first time in silty-clayey ground with poor geotechnical properties.

A detailed discussion was given of the study employed to "design" the mix used to create the overburden starting from the clayey "base material" available on site.

It was seen that the natural water content (W_n) of the "base material" had a significant effect on the quality of the mix in terms of strength and deformation properties and that the addition of quick lime [CaCO_3] rather than hydrated lime [Ca(OH)_2] improved it considerably.

A flow chart was therefore prepared which provided instructions for use on site on how to choose the best mix design depending on the natural moisture content of the base material available.

Finally the methods employed for full face tunnel advance of the Borgo Rinzelli tunnel along those sections with and without artificial ground overburdens were illustrated and the main advance rate and monitoring data was given.

References

- [1] P. LUNARDI, A. FOCARACCI, D. RICCI, A. VALENTE - *Una soluzione innovativa per la realizzazione di gallerie naturali senza copertura*, Quarry and Construction, maggio 1997.
- [2] P. LUNARDI, A. BELLOCCHIO - *Approccio ADECO-RS. Risoluzione delle problematiche relative al sottoattraversamento dell'autodromo internazionale del Mugello in condizioni di ridotta copertura*, Quarry and Construction, maggio 2001.