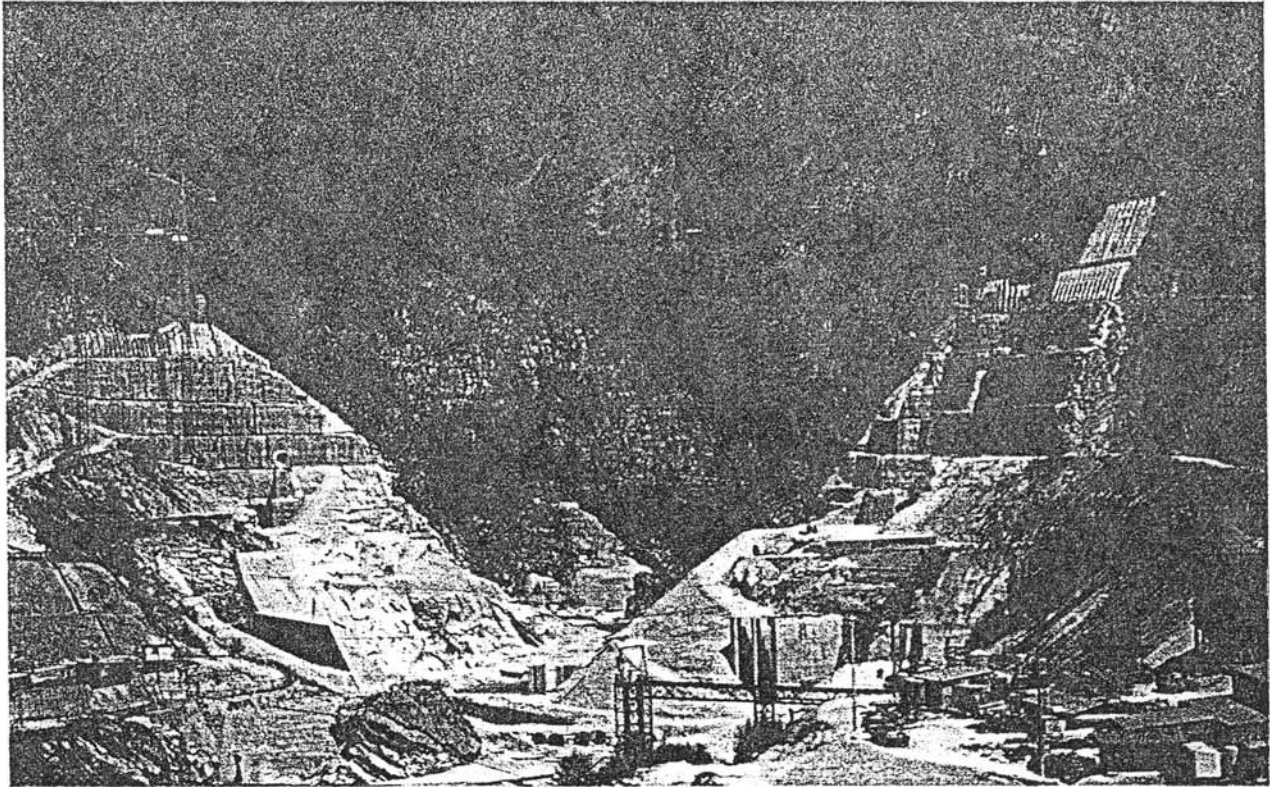


Vista panoramica del cantiere



**L**a progettazione geomeccanica, intesa come sintesi realizzativa delle cognizioni di carattere scientifico, tecnico e contrattuale, diventa, nella realizzazione delle grandi infrastrutture idrauliche (dighe, condotte forzate, regimazioni idrauliche, ecc), una fase fondamentale dell'intero sviluppo progettuale il cui iter si sviluppa dallo studio di fattibilità fino al collaudo e all'esercizio dell'opera stessa.

L'accrescersi via via costante delle necessità idriche per gli usi civili ed industriali richiede pressantemente la realizzazione di infrastrutture idrauliche le cui caratteristiche devono armonizzarsi elegantemente ed efficacemente con il territorio, considerato non più un ambiente continuamente sfruttabile e dalle risorse inesauribili, ma un indispensabile dimora dell'uomo della società moderna che in esso deve integrarsi.

Di conseguenza l'impatto con il territorio di tali infrastrutture, ed in particolare di quelle più poderose ovvero le dighe, deve essere gestito accuratamente fin dal concepimento dell'opera.

A questo riguardo, risulta di estrema importanza la progettazione degli scavi di fondazione della diga e delle opere accessorie (scarichi, piste di collegamento ecc.), che, nonostante e purtroppo sia ancora vista come progettazione estemporanea ed in corso d'opera, assume oggi i connotati di una fase progettuale vera e propria, fondamentale e inderogabile per la realizzazione della

## **SERBATOIO DI RAVEDIS** La progettazione geomeccanica nelle grandi infrastrutture idrauliche. *Aspetti progettuali, tecnologici, normativi*

**Prof. Ing. Pietro Lunardi**  
• Docente di Difesa e Conservazione del Suolo - Università di Parma  
• Consulente Geomeccanico per il Consorzio Cellina-Meduna

struttura ingegneristica in oggetto.

I metodi oggi a disposizione del tecnico specializzato che si accinge alla risoluzione del problema geomeccanico connesso a tali opere sono numerosi (geologia strutturale, meccanica delle rocce, statica, ecc), qualitativamente e quantitativamente efficaci se utilizzati con giudizio, rigore scientifico e soprattutto se integrati da una profonda conoscenza dei problemi stessi, maturabile unicamente a seguito dell'acquisizione di una larga esperienza nel settore.

Come caso particolare, ad illustrazione di quanto accennato poc'anzi, si riporta l'esempio del serbatoio di Ravedis dove, sia per la complessità del problema, sia per l'attenzione ad esso rivolta, sono state af-

frontate e superate numerose problematiche connesse con aspetti sia progettuali sia tecnologici, operativi e normativi.

### Aspetti progettuali e tecnologici

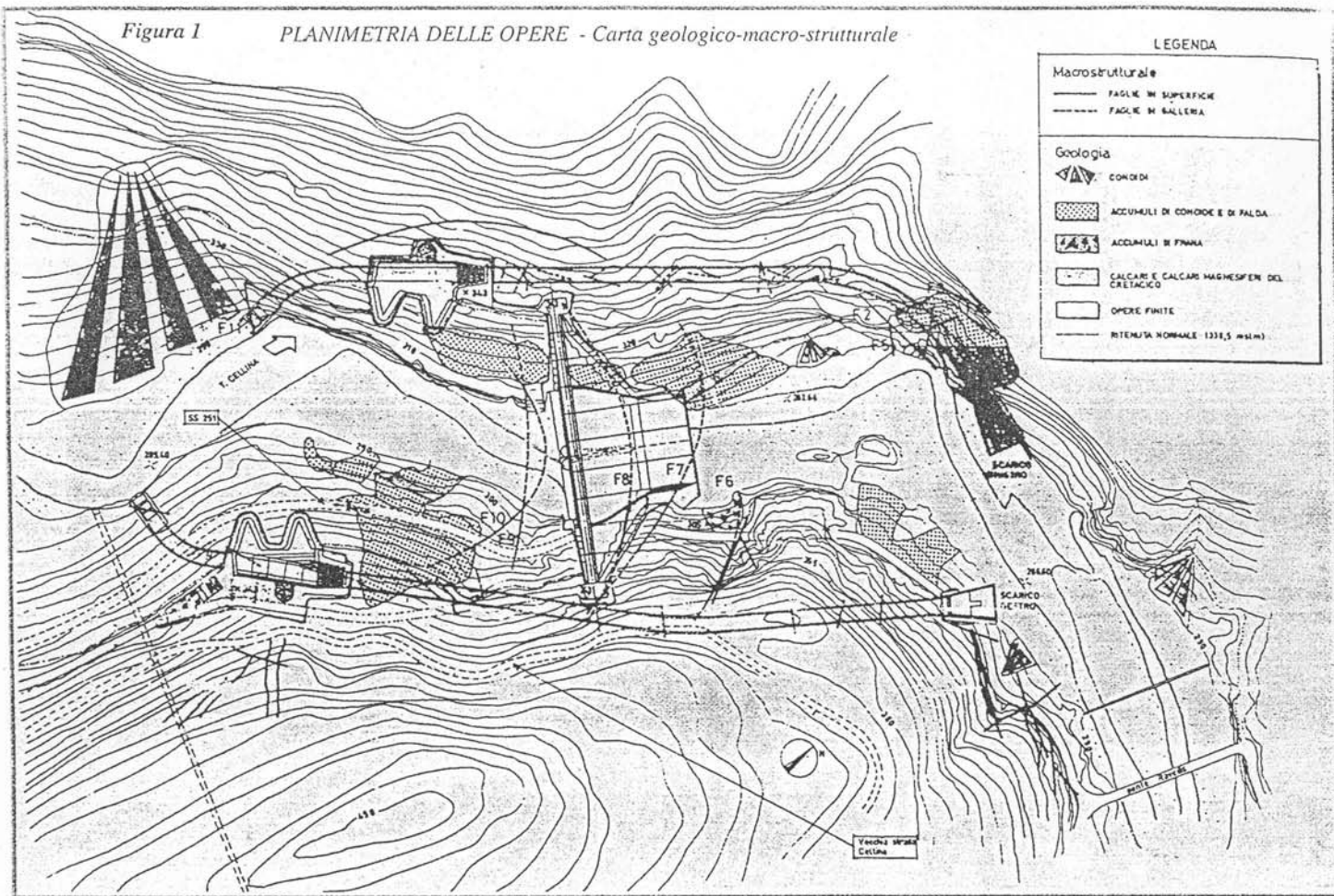
La diga di Ravedis, diga a gravità massiccia in calcestruzzo, di lunghezza pari a 170 m (coronamento) ed altezza massima di 95 m, risulta inserita in un vasto piano di bonifica interessante l'intero comprensorio Cellina-Meduna, partito con la SADE (Società Adriatica di Elettricità) nei primissimi anni del secolo e continuato attivamente negli anni trenta e cinquanta con il «Consorzio di Bonifica Cellina-Meduna».

La diga sbarra il T. Cellina 400 m a monte del Ponte di Ravedis, in corrispondenza della stretta omonima, immediatamente precedente allo sbocco nella piana alluvionale di Montereale.

Il serbatoio di Ravedis rappresenta attualmente l'unico esempio italiano di realizzazione di un vaso con triplice destinazione: laminazione delle piene, irrigazione del comprensorio del Consorzio Cellina-Meduna e produzione idroelettrica.

L'opera si sviluppa secondo uno sbarramento principale costituito da una serie di conci in cls, poggianti, quelli centrali su un tampone monolitico, quelli laterali su un pulvino in c.a. sagomato.

Le opere di scarico di superficie constano sia di due sfioratori laterali a soglia libera



le cui vasche collettrici sagomate a becco d'anitra sono seguite da discenderie in galleria e successive gallerie di fuga, sia da uno scarico a soglia libera in cresta al corpo diga.

Le opere di scarico profondo constano di due gallerie di scarico di fondo (Figura 1) che si immettono nelle gallerie di scarico di superficie in corrispondenza del piede delle discenderie, dove formano cameroni di interconnessione di elevata altezza (≈ 30 m).

Due ulteriori opere di scarico situate nel corpo diga, scarico di mezzofondo e scarico di esaurimento, completano l'opera.

E' ben comprensibile come la realizzazione della fondazione della diga, unitamente alla realizzazione degli scavi per le opere di scarico, conduca e complesse ed articolate tematiche di natura geomeccanica. Le opere di scavo possono considerarsi suddivisibili in scavi in profondità e scavi in superficie.

In entrambe le situazioni le problematiche progettuali si suddividono principalmente in due fasi di lavoro costituite l'una dall'individuazione del comportamento tenso-deformativo dell'ammasso roccioso all'apertura degli scavi e di eventuali meccanismi di instabilità e l'altra dai sistemi conservativi atti a contenere e/o a stabilizzare tali deformazioni.

In generale, relativamente alla seconda fase, ovvero quella di contenimento delle deformazioni e di stabilizzazione degli scavi, la tematica di maggior interesse consiste nell'individuazione del sistema di consolidamento più adeguato sia dal punto di vista progettuale sia dal punto di vista operativo.

Il sistema di consolidamento ottimale deve possedere, sulla base delle considerazioni di carattere progettuale, i seguenti requisiti:

- intensità e geometria modulabile in funzione delle reali necessità degli scavi e delle masse rocciose soggette a verifica;

- modulabilità iniziale e nel tempo dell'azione del singolo elemento, ovvero durante la prosecuzione degli scavi e l'esercizio dell'opera;

- resistenza dell'elemento anche nei confronti delle sollecitazioni a taglio che lo interessano direttamente.

Sulla base di tali requisiti e sulla base della conoscenza delle modalità d'azione delle barre d'acciaio, si è ritenuto che esse costituissero il sistema di consolidamento più adeguato al caso in oggetto. In particolare, le barre d'acciaio ad alta resistenza risultano confezionate con doppia guaina di protezione anticorrosiva al fine di preservarne

l'integrità e le caratteristiche di resistenza ed elasticità nel lungo termine: per tale motivo esse forniscono garanzie di sicurezza nel tempo altrimenti introvabili in diversi sistemi di rinforzo.

Il criterio della «roccia armata», tecnica efficace e già positivamente sperimentata in numerosi lavori di scavo in sotterraneo e di superficie, consiste nell'introduzione nel terreno di elementi metallici ad alta resistenza e ad elevato allungamento atti ad incrementare le caratteristiche di resistenza e di deformabilità dell'ammasso roccioso.

Tale incremento si esplica attraverso 3 effetti fondamentali:

- resistenza per attrito propria dei giunti sottoposti alla tensione normale originale, incrementata dalla tensione normale indotta dalle barre durante le deformazioni;
- resistenza indotta durante la deformazione di taglio dallo sforzo di trazione che si sviluppa all'interno della barra;
- resistenza indotta dall'«effetto dowel» nella barra (resistenza a taglio diretto).

Relativamente ai punti a) e b) si evidenzia che lo sforzo di trazione indotto nelle barre dalle deformazioni di taglio agisce con due differenti modalità. Da un lato la componente parallela alla superficie di discontinuità

Figura 2

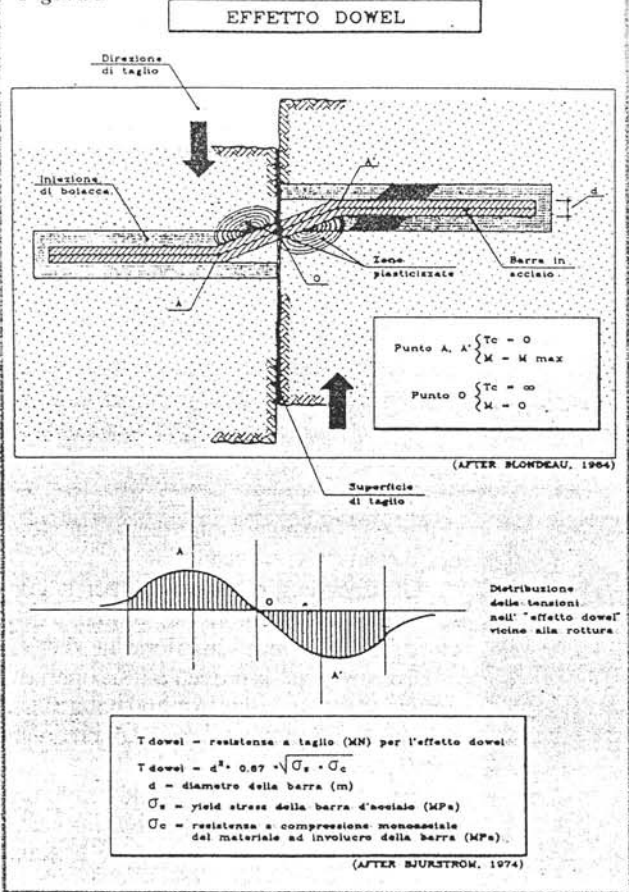
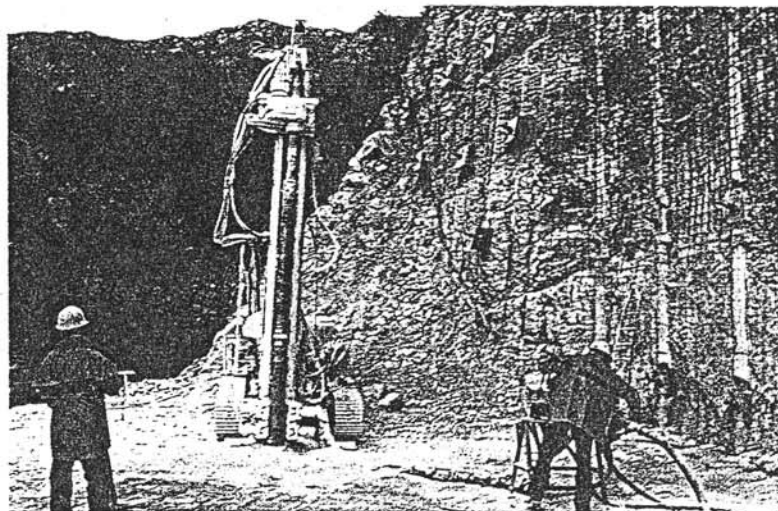
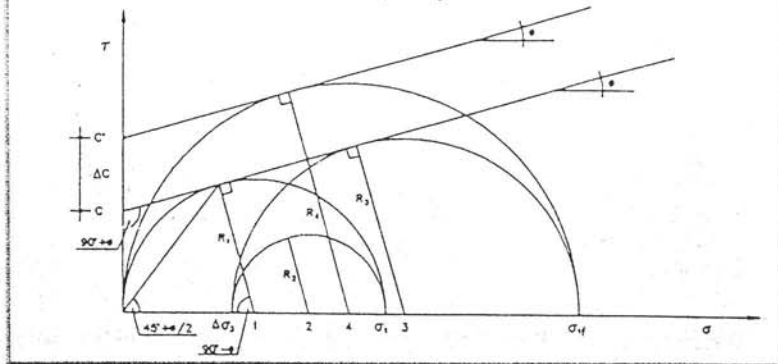


Figura 3 - Valutazione dell'incremento artificiale di coesione



fornisce un contributo diretto alla resistenza al taglio lungo la stessa. La seconda modalità di azione permette invece l'incremento della componente normale alla superficie di discontinuità elevandone la resistenza per attrito. Tale aumento tende a contrastare la dilatazione del giunto e conseguentemente tende a far «lavorare» maggiormente la resistenza per attrito lungo lo stesso.

Il terzo effetto, conosciuto come «effetto dowel», si esplica unicamente in corrispondenza di elementi metallici rigidi costituiti da barre di acciaio ad elevata resistenza soggetti a sforzi di taglio perpendicolarmente allo sviluppo della stessa (Figura 2). Di

tale effetto se ne conoscono le modalità di esplicazione soprattutto nel caso di tiranti non pretesi o parzialmente pretesi, consentendo di ottenere ulteriori garanzie nel caso di tiranti attivi che nel tempo subiscono una diminuzione della tesatura originaria.

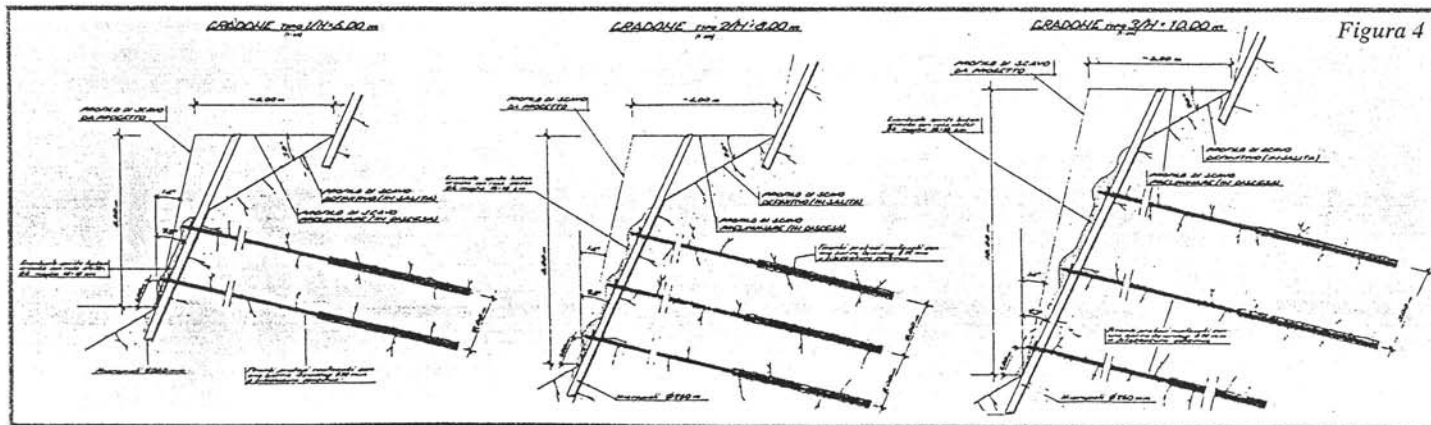
Un'ulteriore garanzia offerta dall'«effetto dowel» si esplica nei casi in cui la direzione di applicazione dell'intervento non riesce, sia per motivi di complessità e imprevedibilità strutturale, sia per motivi operativi, ad ottimizzare l'effetto nei confronti delle potenziali superfici di rottura e/o deformazione.

Queste considerazioni, nonchè esigenze

di carattere operativo, hanno portato ad escludere l'uso di tiranti a trefoli, ritenuti non idonei ad un uso a lungo termine.

In particolare, il contributo di resistenza al taglio offerto dall'«effetto dowel» dipende fondamentalmente da 3 parametri (Fig.2):  
 1) diametro della barra;  
 2) resistenza a compressione monoassiale del materiale meno resistente ad involucro della barra (generalmente boiacca cementizia);  
 3) tensione limite di snervamento dell'acciaio della barra.

Dal punto di vista grafico-analitico lo schema di Figura 3 sintetizza efficacemente



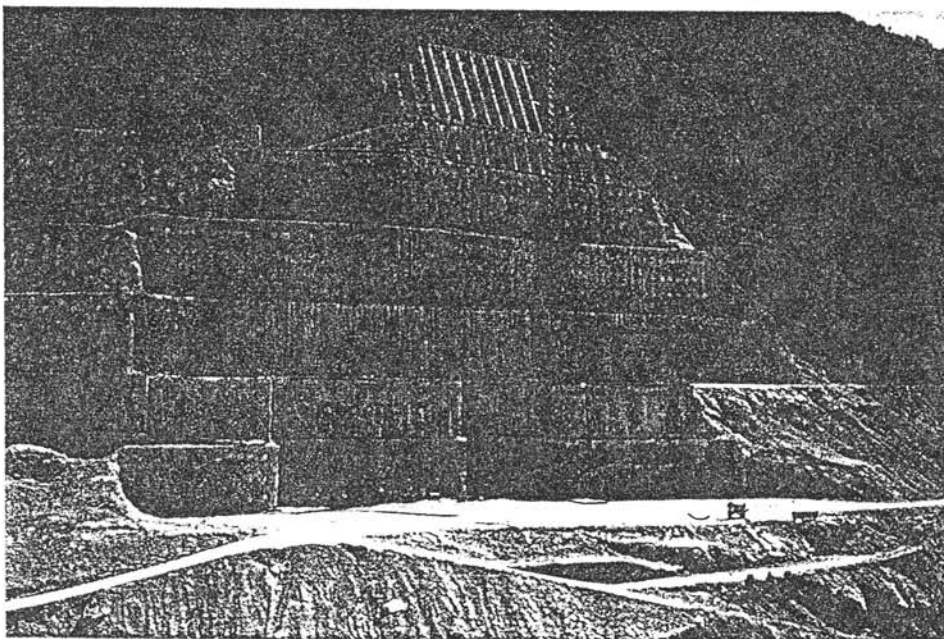
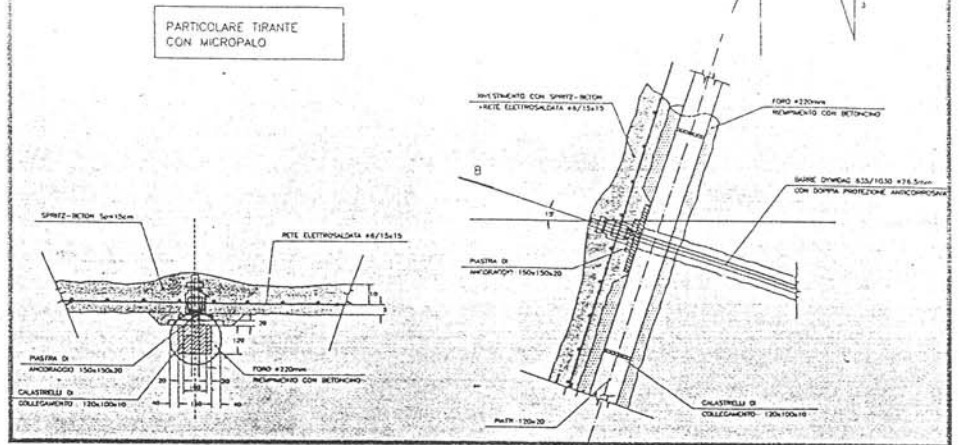
l'apporto, in termini di stabilizzazione, degli elementi metallici.

Un'altra importante tematica progettuale riguarda il sistema di ripartizione dei consolidamenti sulla superficie di scavo.

A tale proposito, gli scavi sono stati realizzati attraverso una gradonatura sistematica eseguita partendo dalle zone sommitali, mentre dai fronti dei singoli gradoni sono stati lanciati adeguati interventi di consolidamento dell'ammasso roccioso.

Uno dei principali e fondamentali pregi di tale metodologia consiste nel mantenimento della gradonatura nel tempo, che permette di reintervenire a lavorazione terminata o durante la prosecuzione della stessa in qualsiasi zona, eseguendo il con-

Figura 5



trollo e la manutenzione degli interventi conservativi ivi presenti.

Gli interventi programmati per la conservazione dell'equilibrio nell'ammasso roccioso sia a breve sia a lungo termine, devono assolvere a scopi sia progettuali sia operativi e quindi devono essere costituiti dalla messa in opera di un sistema in grado di creare un duplice effetto:

confinare la superficie dello scavo con una duplice azione sia preventiva allo scavo (laddove necessario, ovvero dove le situazioni fratturative sono più critiche) sia successiva allo stesso (sistematicamente attraverso una tirantatura);

ancorare i volumi rocciosi potenzialmente instabili a zone di ammasso interne esenti da modificazioni tensionali indotte dagli scavi.

Vista degli scavi dello sfioratore destro.

SEZIONE LONGITUDINALE

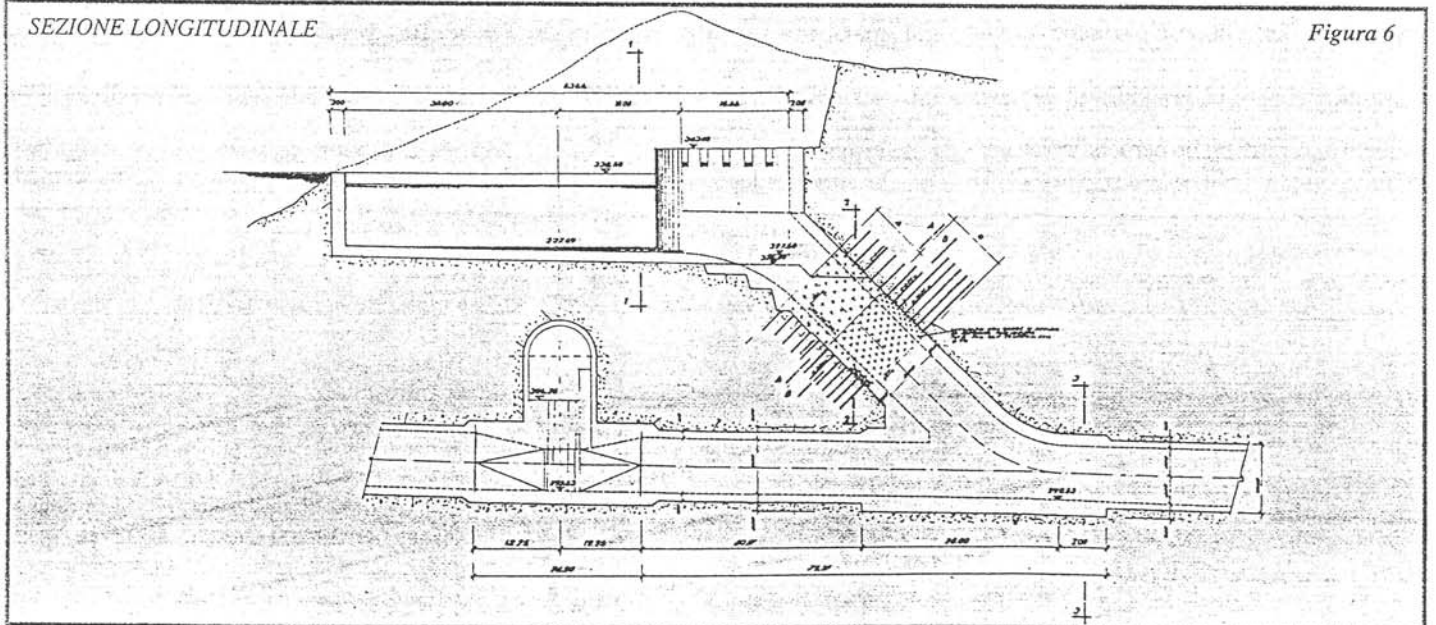


Figura 6

Il sistema di consolidamento risulta in sintesi costituito da una paratia tipo «berlinese» (Figura 4) tirantata con barre di acciaio di elevata resistenza; tale sistema possiede i seguenti requisiti: risulta facilmente adattabile alle diverse geometrie di sbancamento che per le ragioni già esposte deve risultare gradonato;

risulta modulabile per soddisfare esigenze di consolidamento differenziate in funzione delle diverse caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso;

è dimensionabile anche per quanto concerne la lunghezza degli ancoraggi, variabili gradualmente dalle parti sommitali degli scavi al piede degli stessi.

Gli elementi subverticali della berlinese risultano costituiti da micropali realizzati attraverso l'inserimento, nella perforazione, di due anime metalliche parallele e distanziate, a sezione rettangolare e solidarizzate da calastrelli metallici intermedi (Figura 5).

Il predetto sistema permette l'inserimento del tirante senza operazioni aggiuntive, realizzando un efficace presostegno durante le operazioni di scavo e una adeguata distribuzione degli sforzi trasmessi dal carico applicato all'elemento di rinforzo.

Risolte in via concettuale le tematiche relative al sistema di stabilizzazione e rinforzo, adeguate e congruenti alla realtà geologico-strutturale locale, sono state affrontate le tematiche più strettamente connesse alla progettazione e al dimensionamento degli interventi conservativi nei singoli casi in oggetto.

Relativamente agli scavi in profondità, di particolare interesse e complessità è risultata la progettazione degli interventi di consolidamento delle interconnessioni degli scarichi di superficie con le gallerie di scarico di fondo. I cameroni che si sono realizzati in corrispondenza delle interconnessioni presentano forma rastremata con sezioni a sviluppo verticale decrescente lungo la direzione della galleria (Figura 6).

Le cavità che ne risultano, a geometria variabile, presentano un'altezza considerevole rispetto alla dimensione trasversale, e decrescente verso l'intersezione degli assi.

L'importanza di tali opere e le difficoltà esecutive che la loro realizzazione comporta relativamente agli interventi di consolidamento necessari a sostenere le cavità nel breve termine (prima della messa in opera del rivestimento definitivo), hanno reso necessario uno studio geologico-geomeccanico finalizzato all'individuazione e alla risoluzione di dette problematiche progettuali.

Le analisi eseguite secondo i classici

metodi della meccanica delle rocce e delle terre (analisi del distacco di blocchi rocciosi prismatici, stati di equilibrio plastico, elementi finiti) hanno permesso di individuare le zone critiche della cavità, dove gli stati tensionali possono risultare eccessivi rispetto alle capacità di resistenza dell'ammasso roccioso.

Si è pervenuti, attraverso una logica analisi dei risultati forniti dalle calcolazioni, all'individuazione del sistema di consolidamento ottimale per il sostegno nel breve e lungo termine delle cavità realizzate (Figura 7).

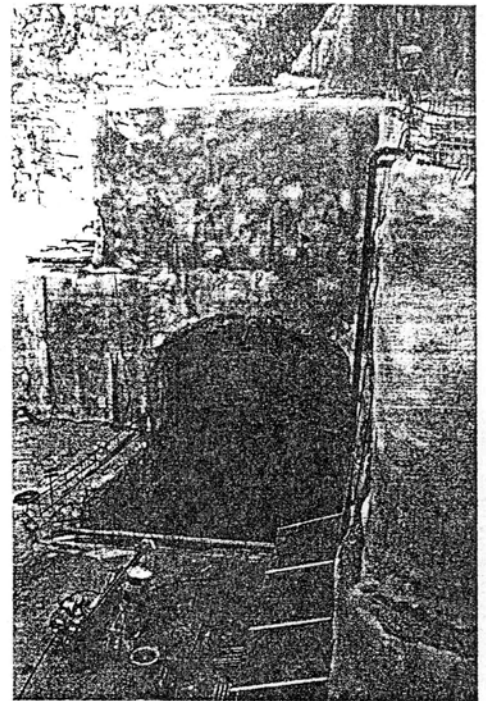
In particolare, la complessità delle fasi realizzative e i necessari criteri di sicurezza che essa doveva comportare nei confronti delle maestranze interessate dai lavori, ha suggerito l'adozione di uno schema operativo di scavo e consolidamento come illustrato in Figura 8.

Gli scavi di grandi dimensioni in superficie nelle opere di ingegneria civile e mineraria comportano fenomeni deformativi strettamente correlati alla variazione degli stati tensionali all'interno delle masse rocciose.

Tali variazioni risultano tanto più significative quanto più la geometria globale dello scavo si allontana dalla configurazione morfologica preesistente.

In altre parole, possono individuarsi due situazioni tipiche durante la progettazione degli scavi:

la configurazione degli scavi modifica fortemente la morfologia naturale preesistente, creando pareti rocciose di acclività decisamente più elevata rispetto a



Imbocco della discenderia in sponda destra.

quella originaria.

Si verificano, come effetto primario, imponenti redistribuzioni tensionali causate dalla variazione della geometria del sistema. Tale effetto risulta accompagnato da uno scarico tensionale prevalentemente verticale (dipendente dalla massa asportata e da effetti di rigonfiamento (swelling) e rammolimento (strain-softening) delle masse rocciose interessate dallo scavo.

La configurazione degli scavi modifica

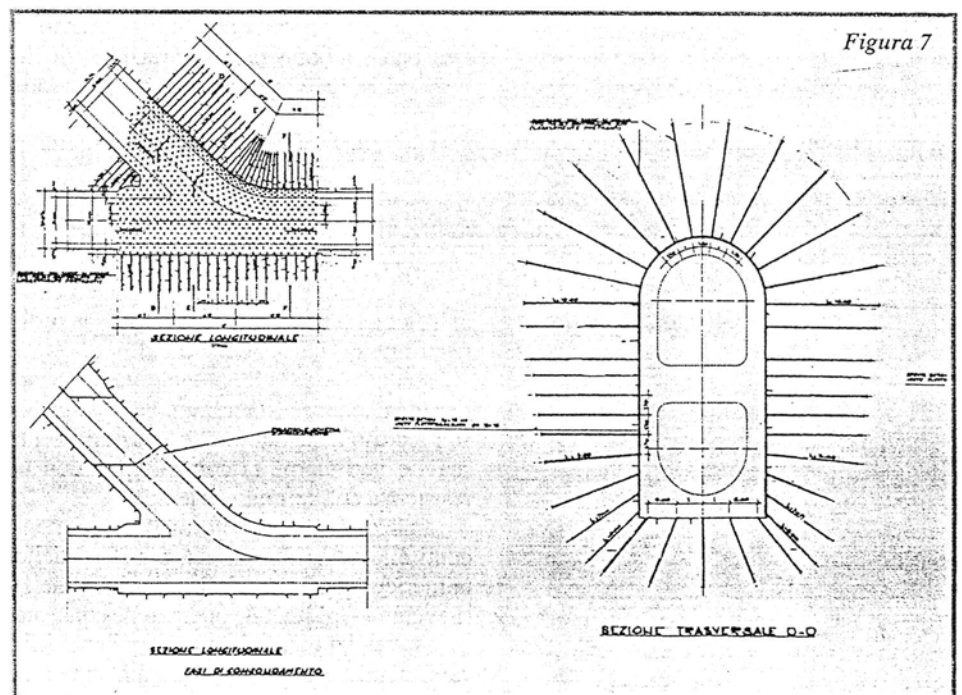
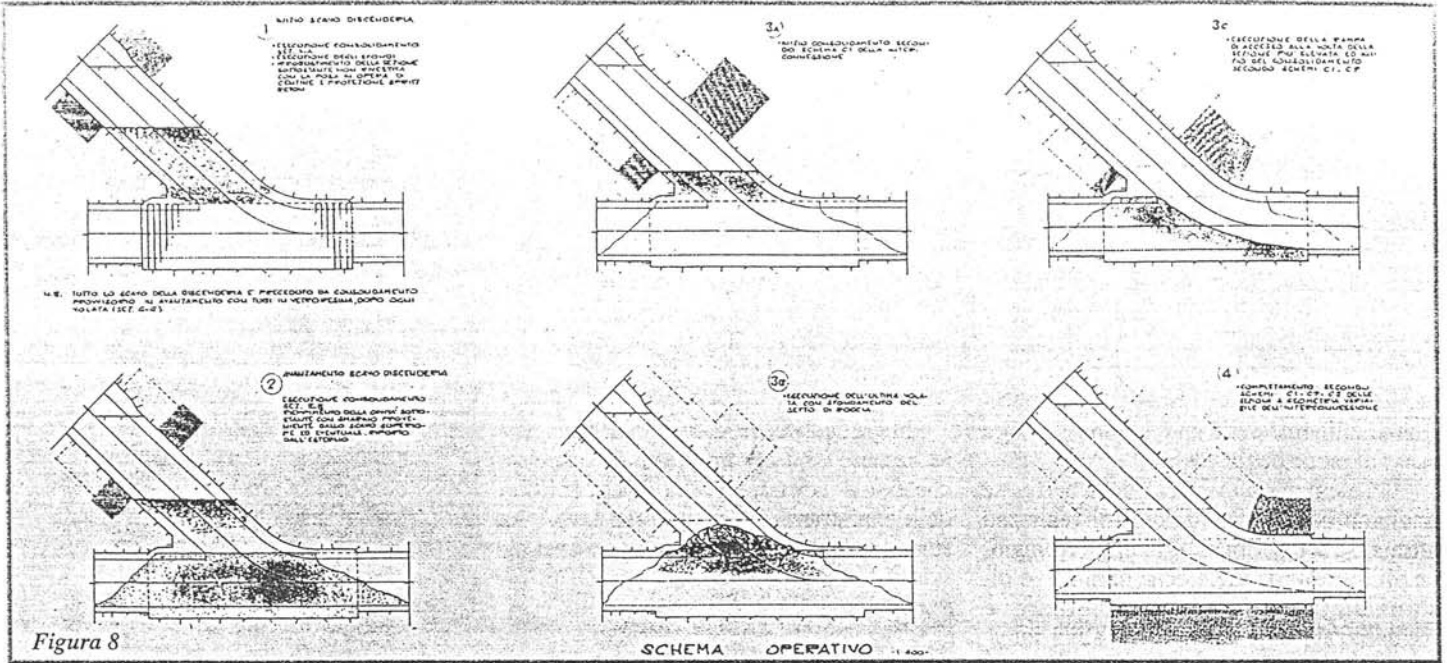


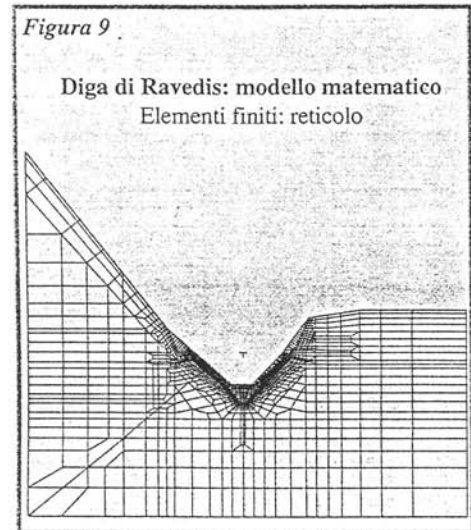
Figura 7



leggermente la morfologia naturale preesistente, operando una semplice riprofilatura del versante e mantenendo pressochè inalterata la geometria globale oppure abbattendone leggermente l'acclività. L'effetto primario di tale operazione si individua in uno scarico tensionale dipendente dall'entità della massa asportata. A questo effetto si accompagnano effetti di rigonfiamento e rammollimento delle masse rocciose incise dagli scavi.

Qualora venga abbattuta l'acclività globale si perviene a una redistribuzione tensionale proporzionale al grado di abbattimento della pendenza e tale per cui le tensioni migrano verso una configurazione finale più omogenea e generalmente meno gravosa.

Il caso in oggetto rientra, per gli scavi in asse diga, nella seconda ipotesi formulata; è pertanto lecito focalizzare l'attenzione sul



problema della stabilità di masse rocciose sia isolate da discontinuità naturali preesistenti sia potenzialmente instabili in virtù delle loro condizioni morfologiche e geomeccaniche. Per tali masse rocciose il compito progettuale risulta nell'individuazione dei sistemi di consolidamento che permettano di assicurare ad esse un appropriato coefficiente di sicurezza.

La soluzione più adeguata viene scelta sulla base di analisi di stabilità nelle quali il comportamento d'insieme dell'ammasso roccioso costituito da un reticolo di discontinuità naturali gioca un ruolo fondamentale.

Nonostante la geometria dei versanti non subisca sostanziali modificazioni, lo scarico tensionale indotto dall'asportazione di ingenti masse rocciose provoca una variazione all'interno del regime delle tensioni, innescando redistribuzioni tensionali talvolta di considerevole interesse progettuale. Tali fenomeni vengono studiati attraverso il metodo delle tensioni utilizzando un codice di calcolo agli elementi finiti.

Gli scopi della modellazione matematica agli elementi finiti sono riassumibili in ordine prioritario nei seguenti punti:

analizzare in via preventiva gli stati tensionali che si instaureranno nell'ammasso roccioso a seguito dell'esecuzione degli scavi e verificarne la compatibilità con la resistenza dell'ammasso stesso;

analizzare gli stati deformativi corrispondenti alle varie fasi di scavo nel modello numerico, confrontandoli con quelli che si rileveranno in sito; tale operazione consente di «tarare» il modello numerico e di modificarlo in modo da renderlo più aderente alla situazione reale, permettendo così previsio-

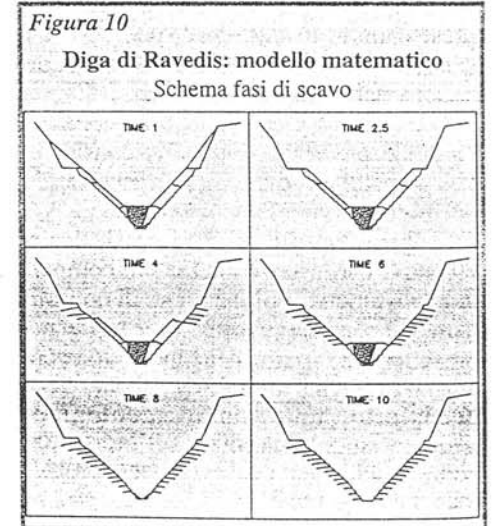
ni più affidabili; individuare le tipologie e l'intensità degli interventi di consolidamento in corrispondenza dei settori d'ammasso roccioso che evidenziano bassi coefficienti di sicurezza.

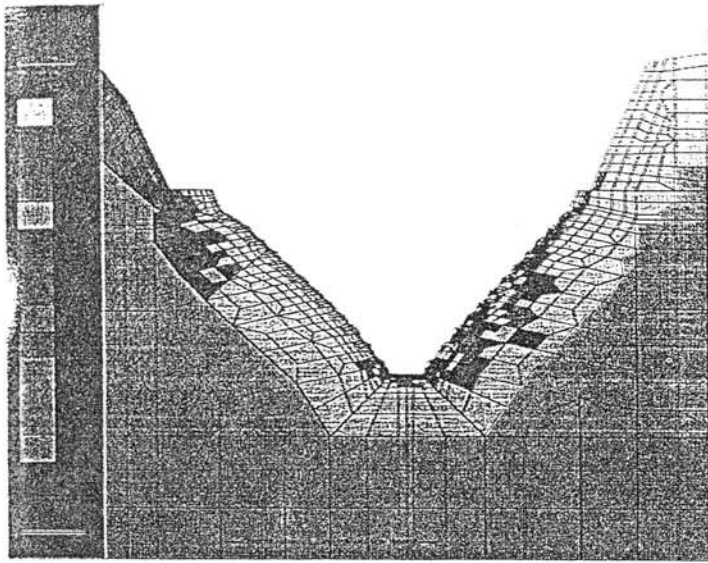
Il modello ad elementi finiti elaborato con l'impiego del codice di calcolo ADINA è essenzialmente di tipo non lineare piano a deformazione piana.

La scelta di questo tipo di modellazione riflette implicitamente alcune considerazioni formulate;

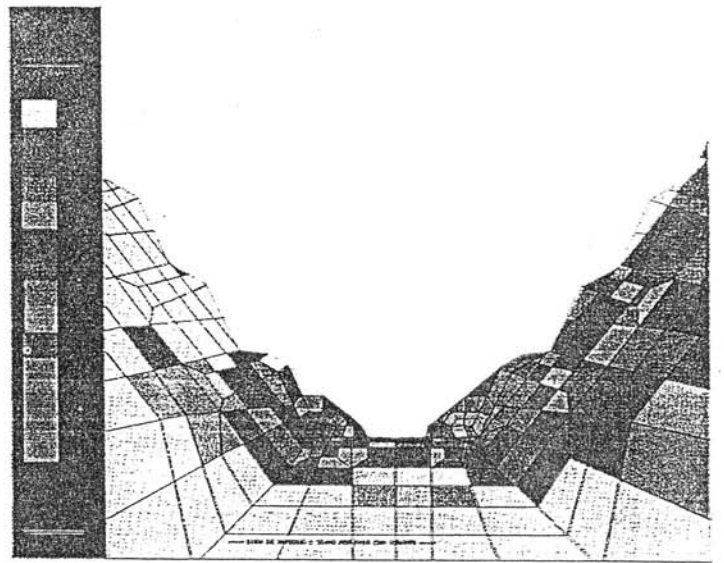
la planarità del modello traduce l'esigenza di cogliere spostamenti e stati deformativi su fasce di potenziale scorrimento sulle quali va valutata la stabilità dell'insieme nelle condizioni di scavo;

la deformazione piana implica l'ipotesi di deformazioni nulle nella direzione dell'asse della valle. Si parla quindi di spostamenti esclusivamente nel piano di





(sopra a sinistra)  
Figura 11.



(sopra a destra)  
Figura 12

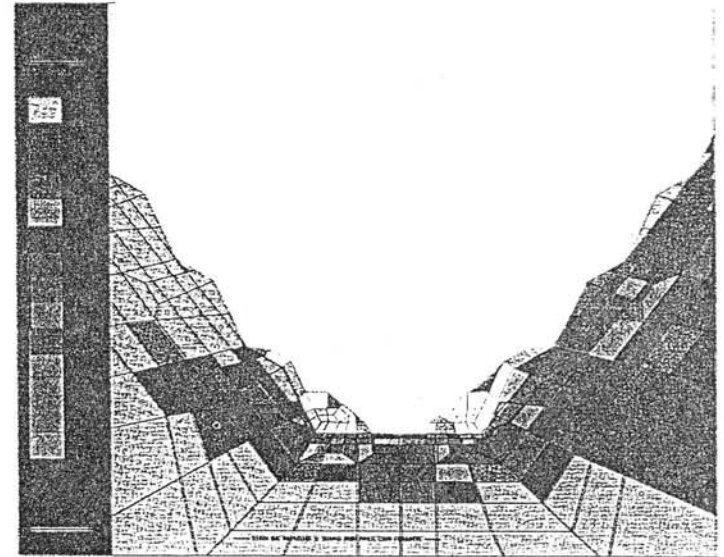
giacitura del modello; tale piano (di spessore unitario) non trasmette alcuna azione di taglio ai piani adiacenti e pertanto può essere considerato rappresentativo di una situazione tenso-deformativa che si ripete indefinitamente nella direzione monte-valle.

Non sono stati previsti meccanismi di rottura con effetti tridimensionali in quanto non simulabili in un modello piano. Per le stesse motivazioni non sono stati contemplati i carichi idrostatici del bacino in condizioni di esercizio.

Il modello matematico impiegato ha utilizzato un reticolo piano costituito da 50 gruppi di elementi corrispondenti a  $\approx 2200$  nodi attivi nel calcolo (Figura 9). L'assegnazione degli elementi (per un totale di 161) ai rispettivi gruppi risponde ad un criterio di omogeneità: tutti gli elementi del gruppo hanno la stessa storia di scavo (se previsto) e lo stesso modello di comportamento del materiale.

L'esecuzione del calcolo ha permesso l'individuazione degli stati tensionali e deformativi dell'ammasso roccioso nelle diverse fasi di scavo, corrispondenti a fasi di lavorazione di cantiere ben definite (Figura 10), nonché i coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per fessurazione e per taglio dell'ammasso roccioso (Figura 11). Particolare attenzione è stata posta nella previsione dei coefficienti di sicurezza sul fondo scavo, situato 40 m al di sotto dell'attuale piano delle alluvioni del T. Cellina, dove la redistribuzione tensionale potrebbe concentrare flussi di elevata importanza per la statica del versante (Figura 12).

Il calcolo agli elementi finiti ha evidenziato l'efficacia degli interventi di consolidamento previsti (Figura 13), verificandoli ed integrandoli laddove necessario. In particolare, nella porzione di pendio compresa tra le quote 255 e 285 in destra e 255 e



(a lato)  
Figura 13

279 in sinistra, in base a considerazioni generali relative agli stati tensionali all'interno dell'ammasso, si è ritenuto necessario incrementare il dimensionamento degli interventi di stabilizzazione dei fronti previsti nel Progetto originario.

Com'è del resto noto anche negli schemi teorici, le situazioni più gravose per ciò che concerne gli stati tensionali locali, all'interno di un ammasso roccioso conformato in un pendio molto alto e ripido (com'è il caso in esame), si verificano nella porzione corticale al piede del pendio stesso.

In considerazione di ciò si è preferito evitare che tale porzione, in condizioni più delicate, ricadesse in corrispondenza dell'ancoraggio dei tiranti previsti nei provvedimenti di stabilizzazione dei fronti di scavo precedentemente definiti, in quanto tale situazione avrebbe potuto comportare elevate concentrazioni locali di sforzi.

Si è pertanto previsto di portare i bulbi di ancoraggio a maggiori profondità, in modo

che la suddetta porzione più delicata venisse ad essere compresa nella zona nella quale i tiranti esercitano sull'ammasso un'azione di compressione, peraltro favorevole nei riguardi del regime tensionale. In particolare, la lunghezza dei tiranti previsti nell'intervallo di quote suddette, sono state incrementate a 20 m rispetto ai 12 m originari.

### Aspetti normativi

Gli aspetti normativi relativi alle operazioni di scavo connesse con la costruzione diga di Ravedis si concretizzano sostanzialmente in due prescrizioni fondamentali dettate dagli organi tecnici del Ministero dei Lavori Pubblici. Tali prescrizioni si possono ascrivere ai seguenti Decreti Ministeriali:

MM.LL.PP.: D.M. 24 Marzo 1982 «Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento».

«MM.LL.PP.: D.M. 11 Marzo 1988

«Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione».

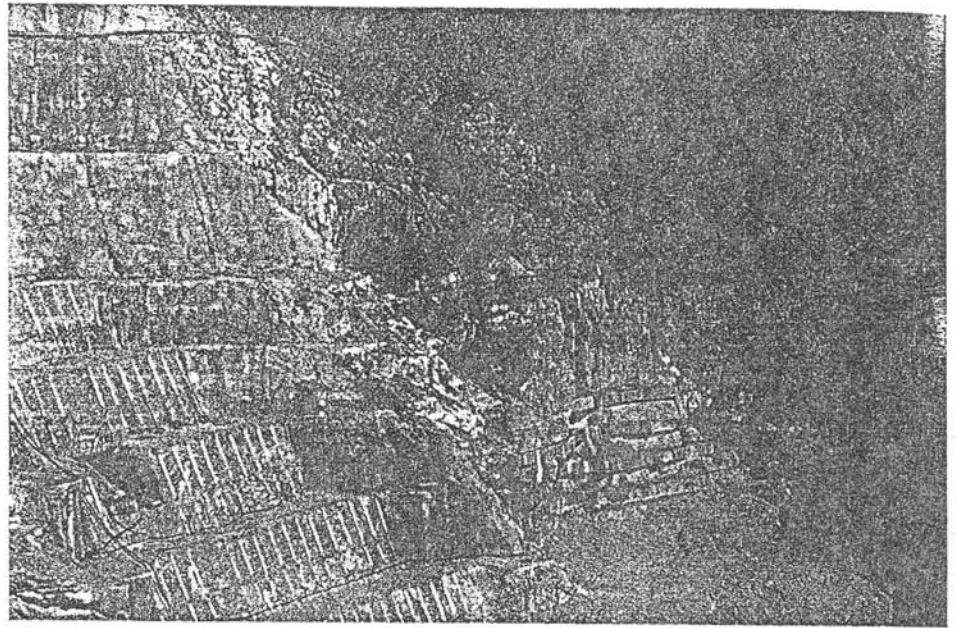
Il primo D.M., comma C1 («Dighe murarie in generale - fondazione») sancisce che «...l'andamento generale della superficie finale di fondazione non dovrà avere inclinazioni che non garantiscano la sicura stabilità dell'opera e dovrà mancare di gradini, risalti e cambiamenti bruschi di pendenza in qualsiasi direzione»; tale prescrizione, apparentemente in contrasto con la necessaria configurazione gradonata dagli scavi di Ravedis, scaturisce dalla esigenza di escludere qualsiasi rischio connesso con eventuali cedimenti differenziali del terreno di fondazione sottostante il corpo diga, innescati da concentrazioni tangenziali localizzate sulla superficie non omogenea della stessa.

A tale scopo, si è reso necessario, sotto esplicita richiesta del Servizio Dighe, individuare e definire il livello delle sollecitazioni all'interno dell'ammasso roccioso nella sua conformazione gradonata al contatto con il pulvino di ripartizione.

In particolare, intendendo il Regolamento Dighe riferirsi «a semplici geometrie di scavo non integrate da provvedimenti atti ad impedire le note concentrazioni di sforzi che possano insorgere in punti singolari della gradonatura», suggerisce esplicitamente

(sopra) Scavi di fondazione diga in spalla sinistra.

(sotto) Prospettiva delle berline in spalla sinistra



l'opportunità di adeguare la conformazione finale degli scavi ad una geometria ondulata e non spigolosa, tale da escludere o perlomeno ridurre notevolmente le concentrazioni degli sforzi indotti dai sovrastanti carichi diga.

Preso atto di tali considerazioni, si è convenuto opportuno intervenire, già in sede di riprogettazione, per ridurre adeguatamente l'asperità globale degli scavi disegnati inizialmente, in maniera da modificare la conformazione geometrica complessiva; l'approccio al quesito formulato dal Servizio Dighe risulta quindi formalmente corretto, non pervenendo più ad una superficie ove si possano temere concentrazioni di sforzi normali e/o tangenziali e di conseguenza esaurendo almeno parzialmente le motivate

perplexità governative.

Allo scopo di fornire assicurazioni tecniche sull'omogeneo comportamento della fondazione della diga sono stati adottati due provvedimenti essenziali, uno di natura operativa e uno di natura progettuale, rispettivamente: eseguire la conformazione definitiva del profilo della roccia, in corrispondenza del precedente gradino, secondo una smussatura dello spigolo superiore esterno ottenuta mediante l'abbattimento della pendenza dell'«alzata» e l'inclinazione della berma superiore (Figura 14). Nel caso particolare si è convenuto preliminarmente di adottare per l'inclinazione dell'alzata un angolo sulla verticale di  $\approx 24^\circ$  e di  $30^\circ$  per l'inclinazione della berma sull'orizzontale. eseguire la verifica numerica dello stato

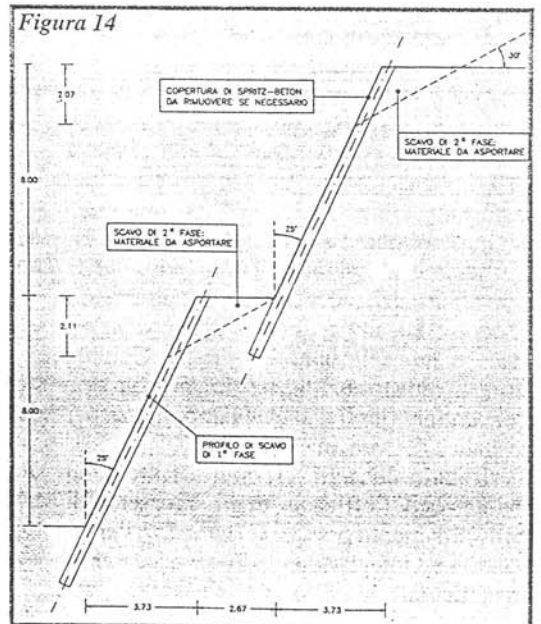
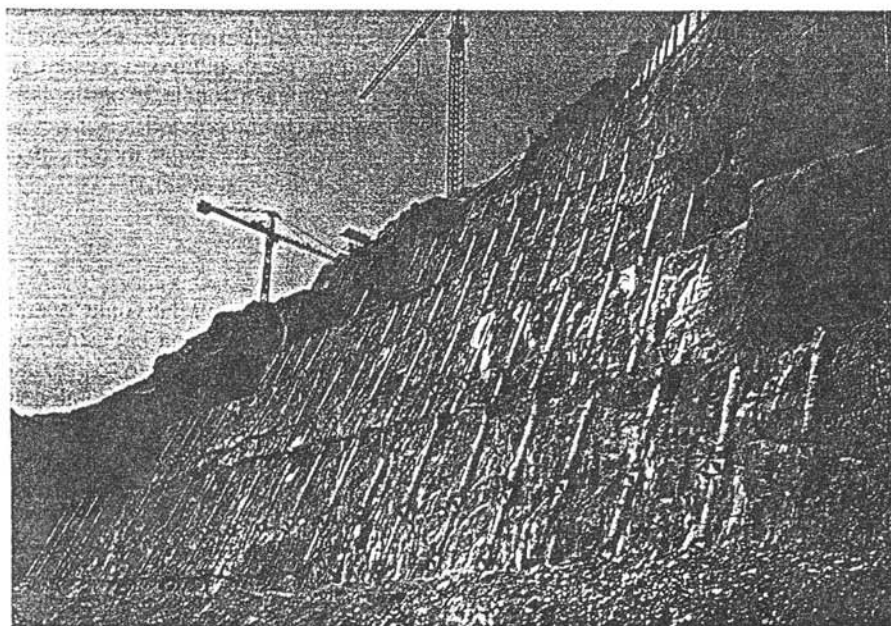




Figura 15 - Modello ad E. F. per calcolo pulvino

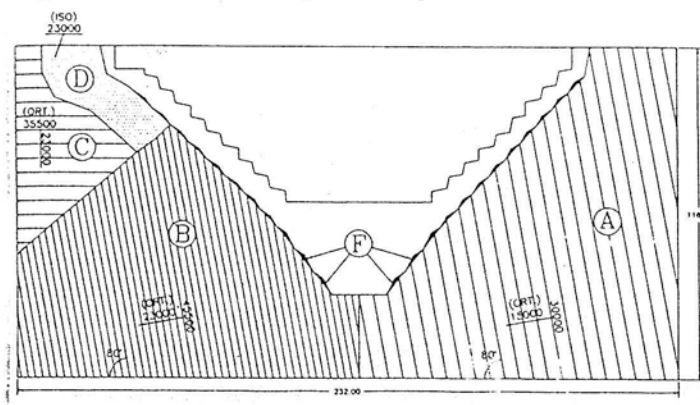
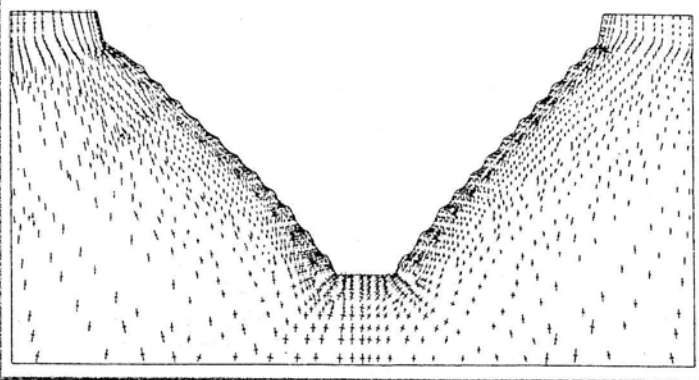


Figura 16



tenso-deformativo per l'evidenziazione dell'eventuale rottura dell'ammasso in zone localizzate e per individuare qualitativamente e semiquantitativamente il comportamento dell'insieme opera-terreno.

E' stato eseguito un calcolo agli elementi finiti allo scopo di documentare dettagliatamente la distribuzione degli sforzi nell'interno dell'ammasso roccioso in prossimità del contatto con il pulvino in c.a.. In questo modo è stato possibile eseguire, su richiesta del Servizio Dighe, organo tecnico già del MM.LL.PP. (oggi della Presidenza del Consiglio dei Ministri), « la valutazione delle distribuzioni degli sforzi all'interno dell'ammasso roccioso con particolare riferimento alle zone ove sia da temere una concentrazione degli sforzi tangenziali e/o normali ».

Nell'approfondimento del modello agli elementi finiti, particolare cura è stata rivolta a dettagliare le zone dell'ammasso roccioso interessate dall'analisi e alla simulazione del comportamento ortotropo del-

l'ammasso roccioso che è stato introdotto secondo lo schema di Figura 15.

Si è inoltre avuta cura di ridurre il modulo elastico dei «cuscinetti triangolari di roccia» debordanti dal profilo di scavo complessivo, allo scopo di considerare il decadimento delle caratteristiche elastiche delle materiale per effetto dello scavo (Figura 5 - zona F). Il calcolo è stato condotto in campo lineare; l'analisi ha portato all'individuazione della configurazione tensionale al contatto tra roccia e pulvino lungo lo sviluppo ondulado degli scavi (Figura 16).

L'analisi delle tensioni agli spigoli interni (spigolo al centro di ogni concavità dell'ondulazione), ed esterni (spigoli al centro di ogni convessità) hanno portato ad escludere eccessive concentrazioni tensionali sui punti singolari dello sviluppo finale degli scavi (Figura 17).

Il calcolo dei coefficienti di sicurezza nei punti più sollecitati (Figura 18 ultima fase) ha evidenziato la mancanza di condizioni

critiche. Alle prescrizioni dettate dal secondo punto normativo, comma G.3.2 (fronti di scavo - criteri di progetto e calcoli di stabilità), il quale sancisce che «.. il progetto deve definire un profilo di scavo tale che il terreno sia stabile con un adeguato margine di sicurezza, da valutarsi con i metodi di calcolo indicati al punto G.2.3. » e che «.. nel caso di terreni omogenei e nei quali le pressioni neutre siano note con sufficiente attendibilità il coefficiente di sicurezza non deve essere minore di 1.3. » è stato risposto attraverso l'esecuzione di analisi di stabilità globali di cui si riferisce esaurientemente nella parte successiva della memoria.

#### Ringraziamenti

L'autore, unitamente al Dott. Geol. P. Frolidi, intende ringraziare il Dott. Ing. G. Fiore, Dirigente del Servizio Dighe (Presidenza del Consiglio dei Ministri) per i preziosi suggerimenti prestati nella risoluzione dei complessi ed articolati temi inerenti agli aspetti normativi nella realizzazione degli scavi della diga.

Figura 17 - Coefficienti di sicurezza Hoek-Brown

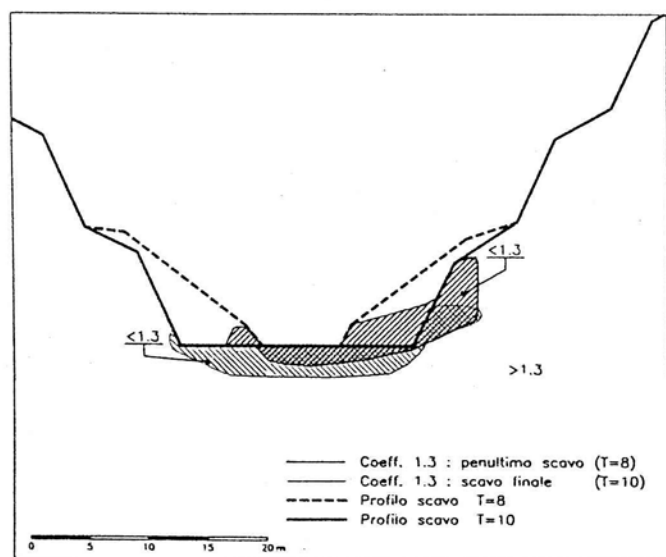


Figura 18 - Procedimento per il calcolo dei coefficienti di sicurezza

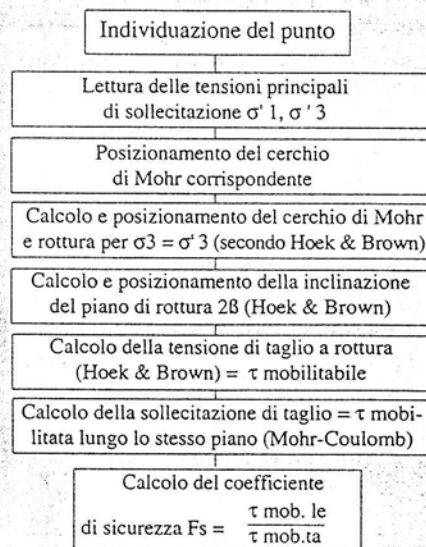
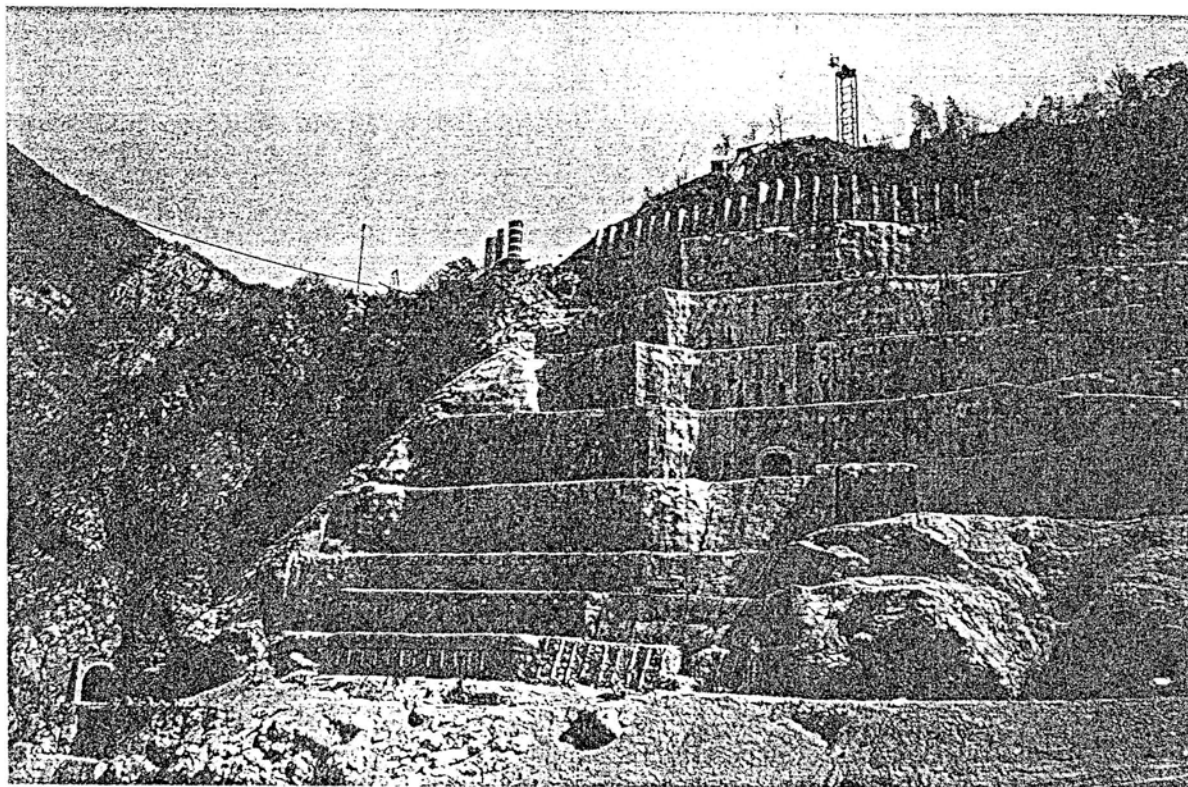


Foto 1 - Visita degli scavi della spalla destra



Un'approfondita conoscenza delle caratteristiche geostretturali-geomeccaniche rappresenta indiscutibilmente un punto di fondamentale importanza nella progettazione delle grandi opere di scavo in roccia.

La progettazione degli scavi della diga di Ravedis può essere, secondo lo scrivente, un esempio rappresentativo di come tale fase di lavoro costituisca, nell'ambito della progettazione globale, «conditio sine qua non» per il raggiungimento di una adeguata sicurezza ed efficacia dell'opera nel suo complesso.

A tale proposito, vengono descritti i punti fondamentali dello studio dell'ottica della stabilità delle opere di scavo.

## FASE GEOGNOSTICA

### Quadro geologico

L'area in esame si colloca in corrispondenza della fascia collinare pedemontana che delimita la transizione tra le Prealpi Carniche (Alpi Meridionali) e la pianura Veneto-Friulana.

Dal punto di vista geologico-regionale, i principali eventi tettonici che hanno interessato le formazioni geologiche affioranti in questo territorio, principalmente rappresentate da facies sedimentarie legate ad ambiente di scogliera, hanno determinato lo sviluppo di sforzi di tipo prevalentemente compressivo, con deformazioni rappresen-

**SERBATOIO DI RAVEDIS**  
**Il ruolo della caratterizzazione geostretturale-geomeccanica nella progettazione delle grandi opere di scavo**

**Dott. Geol. Piergiuseppe Froidi**  
 • Dirigente Rocksoil S.p.A.

Con la collaborazione del  
 Dott. Geol. S. Mantovani  
 Rocksoil S.p.A.

tate da pieghe e sovrascorrimenti a direzione assiale  $\approx$  NE-SW e vergenza S-SE (Figura 1).

Alle strutture plicative ad asse ENE-WSW sono associate faglie trascorrenti ad andamento circa ortogonale all'asse di tali piegamenti.

La principale evidenza di tali elementi tettonico-strutturali è rappresentata, nella zona dello sbarramento, da una piega anticlinale asimmetrica e rovesciata, che molto probabilmente evolve in profondità a piega-faglia con sovrascorrimento (linea Caneva-Maniago, all'incirca coincidente con il limite tra strutture montuose e pianura).

Per quanto concerne i caratteri morfologici e geolitologici locali, la zona individuata per la realizzazione della diga si

colloca in corrispondenza della parte terminale dell'asta torrentizia del Cellina, in prossimità della brusca deviazione presente presso il Ponte di Ravedis che ne precede lo sbocco nella pianura friulana. L'alveo del torrente, che nelle zone più a monte si presenta molto stretto e delimitato da alte pareti subverticali, denota localmente un sensibile allargamento accompagnato da una diminuzione dell'acclività dei versanti vallivi. La rapida azione erosiva operata dal torrente Cellina sui depositi carbonatici ha portato all'individuazione della tipica sezione trasversale a V; i versanti vallivi, pur essendo caratterizzati da pendenze mediamente elevate, si presentano generalmente stabili, ad eccezione di situazioni localizzate generalmente determinate dall'intensa fratturazione degli ammassi rocciosi e/o dalle sfavorevoli condizioni giaciture dei giunti di stratificazione.

Modeste anomalie morfologiche contraddistinguono localmente gli accidenti tettonici di dimensioni maggiori, in quanto la fratturazione d'ammasso più elevata che li caratterizza ha favorito la formazione di incisioni erosive più profonde, talora connesse a fenomeni di instabilità locale.

Dal punto di vista prettamente litologico, entrambi i versanti della zona dello sbarramento risultano costituiti da depositi carbonatici di età Giurassico Superiore-Cretacico (Figura 2); tali depositi sono rappresentati da una successione di calcari e calcari dolomitici di color avana, con

stratificazione assai regolare e potenza degli strati variabile da pochi centimetri a qualche metro. All'interno dei giunti di stratificazione si rinvengono frequentemente intercalazioni limo-argillose, talora a struttura fogliettata, di colore variabile dall'avana al verde scuro e di consistenza medio-bassa; gli spessori di tali intercalazioni variano mediamente da 5 cm a 7 cm, con valori massimi di  $\approx 20$  cm.

In entrambi i versanti si riscontrano estesi conii detritici costituiti da potenti accumuli di breccie di pendio più o meno grossolane, talora cementate, derivanti dallo smantellamento degli ammassi calcarei operato dagli agenti atmosferici su un substrato già fortemente fratturato dagli eventi tettonici che localmente si sono esplicitati.

Le alluvioni del Torrente Cellina sono costituite in prevalenza da ghiaia e ciottoli calcarei di dimensioni variabili, più o meno arrotondati, con frazione interstiziale sabbiosa. Esse costituiscono una coltre di spessore superiore ai 30 m, che delimita il fondo vallivo fino all'attuale quota dell'alveo posta a q.  $\approx 290$  m s.l.m.

### Quadro geostrutturale

Il principale elemento strutturale della zona dello sbarramento è rappresentato da una piega anticlinale rovesciata ed asimmetrica, interessante entrambi i versanti vallivi del T. Cellina e il cui asse si sviluppa secondo una direttrice all'incirca NE-SW (Figura 3).

In corrispondenza del versante sinistro, la potenza degli strati risulta spesso di dif-

ficile valutazione a causa sia della copertura detritica sia dell'elevato grado di tettonizzazione che maschera gli elementi strutturali locali; gli spessori rilevati variano da pochi centimetri a 50-70 cm ed in genere si mantengono inferiori al metro.

Le pendenze degli strati, che nelle parti più elevate del versante si presentano suborizzontali, subiscono una repentina variazione in corrispondenza della quota 330 m, dove, in poche decine di metri, si realizza la curvatura della piega fino al raggiungimento dell'assetto subverticale che contraddistingue le parti basse di questo versante vallivo.

Nel versante destro, la stratificazione, che presenta spessori variabili da 10 a 50 cm ed immersioni piuttosto regolari verso SE,

evidenzia un assetto giaciturale subverticale nel fondovalle e, procedendo verso le quote più elevate, una diminuzione graduale delle pendenze che si mantengono comunque superiori ai  $50^\circ - 60^\circ$ .

Ad eccezione di alcune faglie dirette o trascorrenti che interrompono la struttura anticlinale secondo direzioni pressoché ortogonali al suo asse, la piega non denota sensibili ondulazioni assiali e può essere considerata in prima analisi di tipo cilindrico. Il forte piegamento ha portato allo sviluppo di una intenso reticolo fratturativo, con scorrimenti interstratali frequentemente osservabili e faglie con deboli rigetti che interrompono la continuità laterale degli strati.

In considerazione della complessa situazione geostrutturale esistente, si è ritenuto opportuno predisporre un piano di lavoro articolato in tre principali fasi:

I FASE: è stata mirata alla caratterizzazione delle grosse faglie ad andamento trasversale alla valle.

II FASE: ha avuto lo scopo di raccogliere e rappresentare in forma schematica i dati geostrutturali rilevati in sotterraneo, nelle gallerie di scarico di fondo e nei cunicoli esplorativi in asse diga (q. 290 m);

III FASE: è consistita nello studio di dettaglio condotto in superficie al fine di raccogliere un numero di dati sufficiente alla caratterizzazione geologico-geomeccanica degli ammassi rocciosi.

Relativamente alla prima fase di lavoro sono state prese in esame alcune delle grosse strutture trasversali all'asse della piega (Master Faults, F7, F8, F9 e F10).

In particolare, si è proceduto ad uno studio descrittivo delle stesse e all'individuazione delle relative evidenze di superficie, riscontrate durante le varie

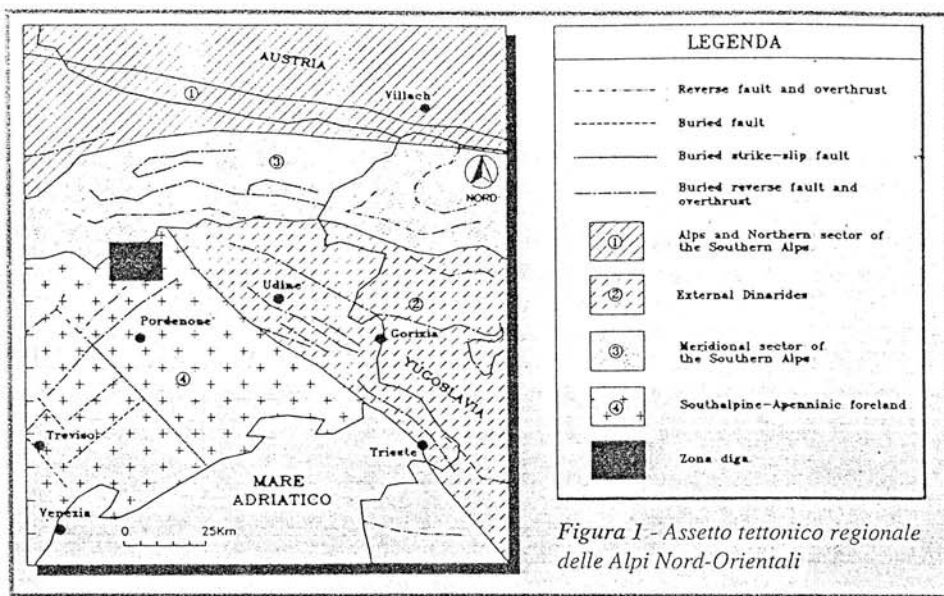


Figura 1 - Assetto tettonico regionale delle Alpi Nord-Orientali

Figura 2 - PLANIMETRIA DELLE OPERE - Carta geologico-macro-strutturale

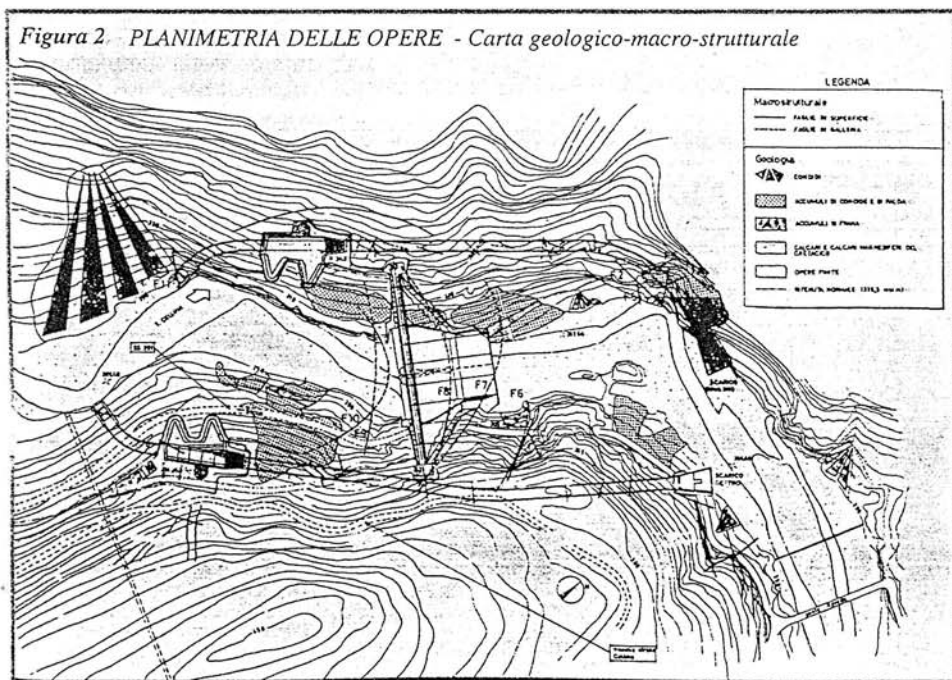
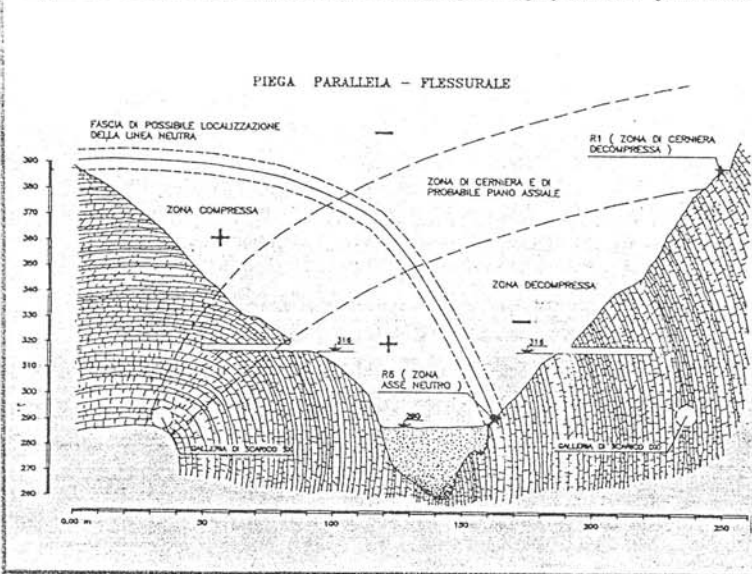


Figura 3 - Possibile interpretazione della piega. Piega parallela - flessurale



Stazione	Sistema	Classe	Immissione	Inclinazione	Spaziatura	Geometria	JRC	JCS (kg/cm <sup>2</sup> )
R1	1	strato	125°	50°	40 cm	liscia	8	500
	2	fratt.	300°	55°	30 cm	liscia	11	650
	3	fratt.	355°	75°	40 cm	ondulata	14	500
R2	1	strato	145°	60°	10 cm	liscia	6	540
	2	fratt.	235°	80°	30 cm	liscia	8	500
	3	fratt.	15°	65°	10+50 cm	ruvida	10	400
R3	1	strato	135°	80°	30+50 cm	ruvida	12	450
	2	fratt.	210°	60°	50+100 cm	ondulata	11	540
	3	fratt.	15°	40°	20+40 cm	ruvida	12	550
	4	fratt.	25°	65°	40+60 cm	ruvida	13	450
R6	1	Strato	145°	70°	40+100 cm	ondulata	6	470
	2	fratt.	240°	80°	30 cm	indentata	15	550
	3	fratt.	10°	45°	50+100 cm	ruvida	13	400
	4	fratt.	285°	30°	30 cm	ruvida	15	450
R8	1	Strato	145°	80°	60+150 cm	liscia	8	430
	2	fratt.	340°	35°	10+40 cm	liscia	9	510
	3	fratt.	260°	70°	10+50 cm	indentata	15	480
R9	1	Strato	145°	80°	10+20 cm	liscia	6-8	450
	2	fratt.	252°	58°	-	ondulata	12	500
	3	fratt.	40°	30°	-	ruvida	13	400
	4	fratt.	337°	17°	-	ondulata	12	500
R10	1	Strato	150°	20°	-	liscia	2-4	300
	2	fratt.	350°	65°	-	ondulata	12	300
	3	fratt.	100°	90°	-	indentata	12	300
	4	fratt.	265°	60°	-	ondulata	12	300

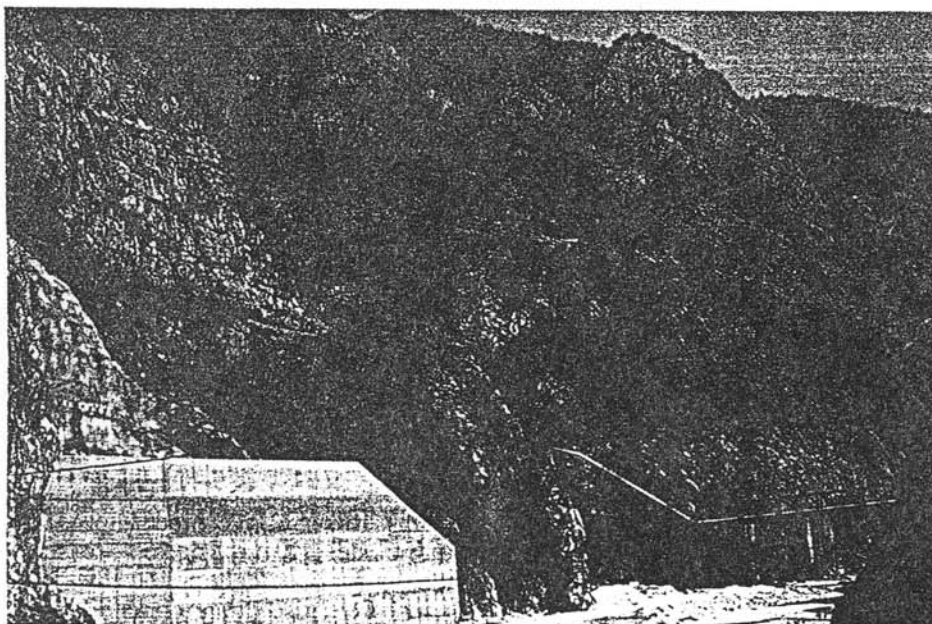
fasi di indagine.

Tale studio ha condotto alla redazione di una carta macrostrutturale dell'area della diga (Figura 2).

Nella seconda fase dello studio sono stati presi in esame i dati geostrutturali rilevati all'interno sia delle gallerie di scarico di fondo sia dei cunicoli esplorativi in asse diga (q. 290 m), allo scopo di valutare l'effettivo andamento delle condizioni fratturative in profondità e di operare eventuali correlazioni con i dati di superficie.

Per le gallerie di scarico di fondo destra e sinistra sono stati presi in considerazione i dati relativi ai rilievi dei fronti di scavo; lo studio è consistito nel rilievo di n. 34 sezioni di galleria ritenute rappresentative (n. 12 in sinistra, n. 22 in destra), in cui sono state

Foto 2 - Particolare della piega



osservate le principali caratteristiche giaciture e geomeccaniche delle strutture.

Anche per i cunicoli esplorativi, è stata eseguita una raccolta di dati in corrispondenza di 4 sezioni ritenute rappresentative.

Nella terza fase di studio (Rilievi di superficie), per definire in modo organico e completo la complessa situazione giacitura dell'area, è stato necessario integrare l'insieme delle informazioni già disponibili da progetto con ulteriori rilevamenti.

E' stato predisposto un piano di lavoro in cui ogni rilievo risultava articolato in due punti distinti:

1) *Rilievo geostrutturale s.s. (sensu stricto)*; le operazioni eseguite in questa fase sono state mirate alla raccolta dei soli dati giaciture;

2) *Rilievo geomeccanico*: l'obiettivo prin-

cipale di questo secondo punto era rappresentato dalla caratterizzazione geomeccanica (consistenza, persistenza, apertura, spaziatura e riempimento delle principali classi di discontinuità) delle strutture, da effettuarsi in tutti i punti precedentemente stabiliti.

Quest'ultimo (Rilievo geomeccanico) si è articolato in due principali livelli di approfondimento, differenziati in funzione delle modalità di rilevamento:

- *Livello A*: si è proceduto all'individuazione dei siti in cui eseguire «rilievi pilota» costituiti da analisi di dettaglio delle caratteristiche geomeccaniche locali. In questo modo sono stati raccolti 473 dati mesostrutturali raggruppati nei rilievi R1, R2, R3, R6, R8, R9 e R10.

- *Livello B*: è stata eseguita un'analisi più diffusa arealmente ma con un minor grado di dettaglio, mediante il rilevamento di 106 stazioni variamente distribuite in entrambi i versanti ed il rilevamento di complessivi ≈ 1260 dati giaciture.

Infine i dati giaciture delle varie classi di discontinuità sono stati elaborati statisticamente mediante le proiezioni stereografiche polari (reticolo di Schmidt, emisfero inferiore); le risultanze di tali analisi (poli dei vettori normali alle discontinuità e curve di isodensità dei poli) hanno permesso di determinare le orientazioni medie di ciascun sistema (successivamente rappresentate mediante proiezioni ciclografiche) e le relative dispersioni (Figura 4).

I valori dei principali sistemi fratturativi individuati durante l'esecuzione del livello A in ciascuna stazione e le relative caratteristiche geometriche e geomeccaniche vengono schematicamente illustrate in Tabella 1.

La Figura 5 permette, mediante la rappresentazione delle linee di isodensità dei dati complessivamente prelevati in ciascuna stazione, di fornire un quadro geostrutturale riassuntivo della zona in oggetto. Nella Figura 6 viene illustrata la distribuzione statistica dei valori di spaziatura degli strati attraverso la rappresentazione ad istogramma di frequenza.

### Quadro geofisico

Una prospezione sismica geotomografica è stata eseguita in corrispondenza di entrambi i versanti in prossimità della zona di imposta della diga; l'indagine è stata finalizzata alla determinazione delle velocità delle onde sismiche longitudinali (onde P) ed alla ricerca della loro distribuzione all'interno dell'ammasso roccioso lungo sezioni orizzontali e verticali. Nel complesso sono stati eseguiti n. 5 rilievi tomografici così suddivisi:

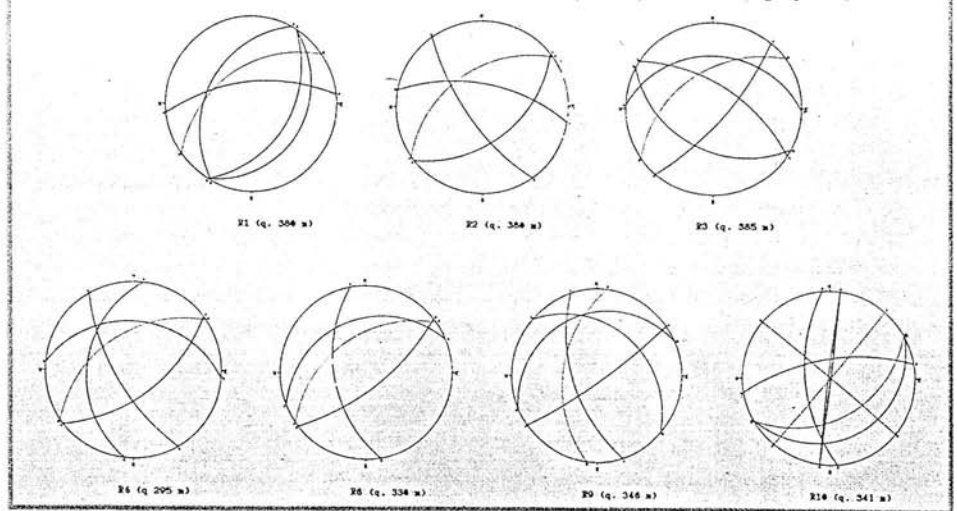
- n. 2 in sponda destra, orizzontale e verticale;
- n. 3 in sponda sinistra, orizzontale, verticale e trasversale.

Nella Figura 7 vengono illustrati sia l'ubicazione delle indagini sia la disposizione delle sezioni indagate.

Per acquisire i dati relativi alle sezioni sub-verticali sono stati utilizzati 24 geofoni per ogni sezione, posti sul piedritto della galleria ad interasse di 5 m, con scoppio di altrettante cariche esplosive (i=5m) lungo la piazzola di sbancamento ubicata alla quota di circa 343 m slm. per la sinistra e lungo la strada di q. 385 per la destra.

La proiezione dei P.S. (punti di scoppio) e dei geofoni su un piano verticale, nel quale i dati dell'analisi tomografica vengono rappre-

Figura 4 - Diga di Ravedis: Rilievi geomeccanici  
Proiezioni stereografiche polari (reticolo di Schmidt, emisfero inferiore, ciclografiche)



sentati, forma angoli compresi fra 0° e 25°.

L'acquisizione dei dati relativi alla sezione orizzontale è stata realizzata utilizzando 24 geofoni orizzontali posti sul piedritto dello scarico di fondo ed eseguendo l'energizzazione in fori orizzontali praticati nella roccia lungo le piste ai piedi dei versanti alla quota di 287 metri s.l.m.. In entrambi i casi, la registrazione è stata effettuata in due fasi successive: la prima acquisizione è avvenuta facendo brillare le cariche dispari ed eseguendo la misurazione sui geofoni dispari, la seconda agendo analogamente sulle unità pari; si è così ottenuta un'elevata densità d'investigazione, concretizzata in un ingente apporto statistico di dati.

Si consideri che per ogni tiro venivano irraggiati simultaneamente i tragitti diretti

ai 24 sensori collegati al sismografo; l'analisi complessiva consta di  $24 \times 24 = 576$  tracciati, lungo i quali è stata misurata la velocità di propagazione delle onde elastiche, il cui valore è funzione del diverso grado di compattezza del mezzo attraversato.

La doppia registrazione (P.S. dispari con geofoni dispari e P.S. pari con geofoni pari), raffrontata a scopo di controllo qualitativo dei dati e composta successivamente in ordine sequenziale mediante il software utilizzato, ha consentito di raddoppiare la densità dei dati a 1152 raggi diretti nell'ammasso roccioso in tutte le direzioni; si è così ottenuto un fittissimo reticolo d'investigazione (Figura 8a).

Il software utilizzato ha permesso di svolgere un processo analitico iterativo su modelli matematici predisposti per risolvere

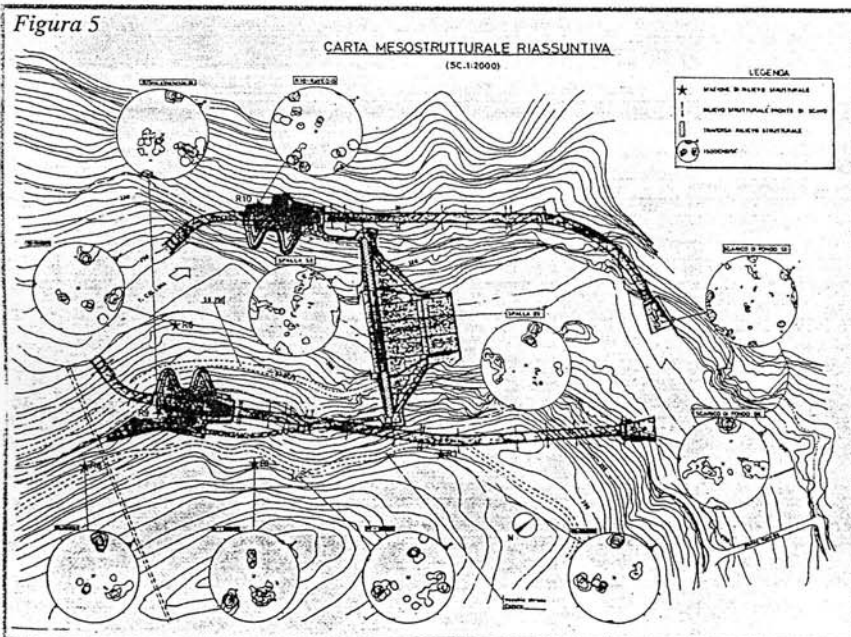
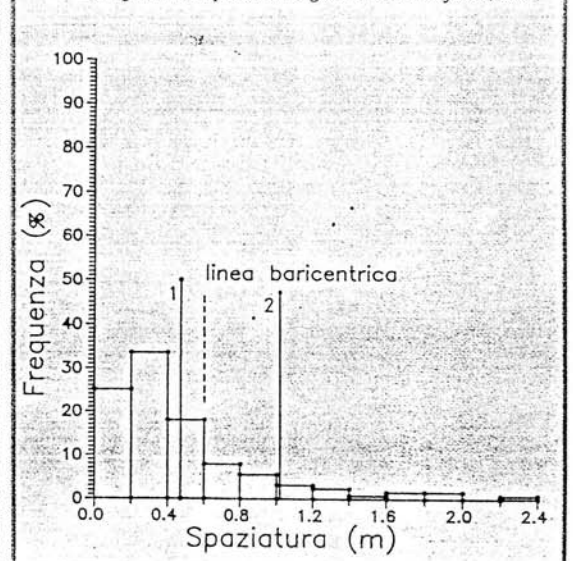


Figura 6 - Serbatoio di Ravedis:  
Istogramma spaziatura giunti di stratificazione



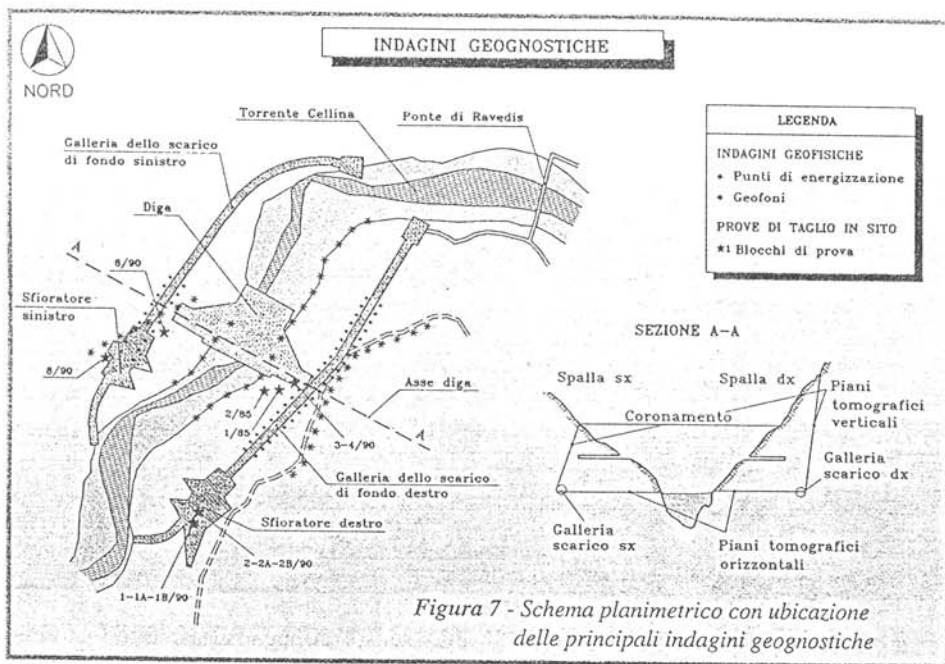


Figura 7 - Schema planimetrico con ubicazione delle principali indagini geognostiche

re un sistema di equazioni equivalente al numero delle traiettorie d'irraggiamento del fronte d'onda degli impulsi sismici, definite in fase di calcolo seguendo algoritmi ben definiti.

Ogni cella è stata interessata da procedimenti simultanei di 20 interazioni.

L'elaborazione grafica computerizzata dell'indagine tomografica si è concretizzata

mediante restituzione di una «immagine» con mappature di tonalità di colori proporzionali al grado di intensità delle velocità sismiche risultanti dalla composizione delle celle analizzate (Figura 8 b,c).

Inoltre, nella stessa figura 8d viene riportata una elaborazione delle linee di uguale velocità sismica lungo una delle sezioni di verifica in sponda sinistra; tali

elaborazioni hanno permesso di mappare l'ammasso roccioso, facendo corrispondere alle diverse caratteristiche elastiche altrettante caratteristiche di resistenza.

Quadro geomeccanico

Questa fase di studio è consistita nell'individuazione delle caratteristiche di deformabilità e resistenza degli ammassi rocciosi al fine di avere a disposizione tutti i parametri necessari all'esecuzione delle verifiche di stabilità.

La fase di lavoro si può suddividere in due parti:

- caratterizzazione della deformabilità;
- caratterizzazione della resistenza.

Relativamente alla prima parte del lavoro, si è proceduto all'esecuzione di sette prove di carico del tipo «a martinetto su piastre contrapposte», usufruendo dei cunicoli esplorativi scavati in sponda destra (a q. 291 m) e sinistra (a q. 291 m e a q. 316 m).

L'apparecchiatura di prova consisteva dei seguenti elementi (Foto 3):

- 1) Martinetto idraulico da 2000 kN, con pistone Ø 250 mm (sezione utile 490 cm<sup>2</sup>).
- 2) Colonna di spinta (tubi di diverse lunghezze per l'adeguamento alle dimensioni dei cunicoli ovvero alla distanza fra le superfici predisposte per le prove di carico).

Figura 8a

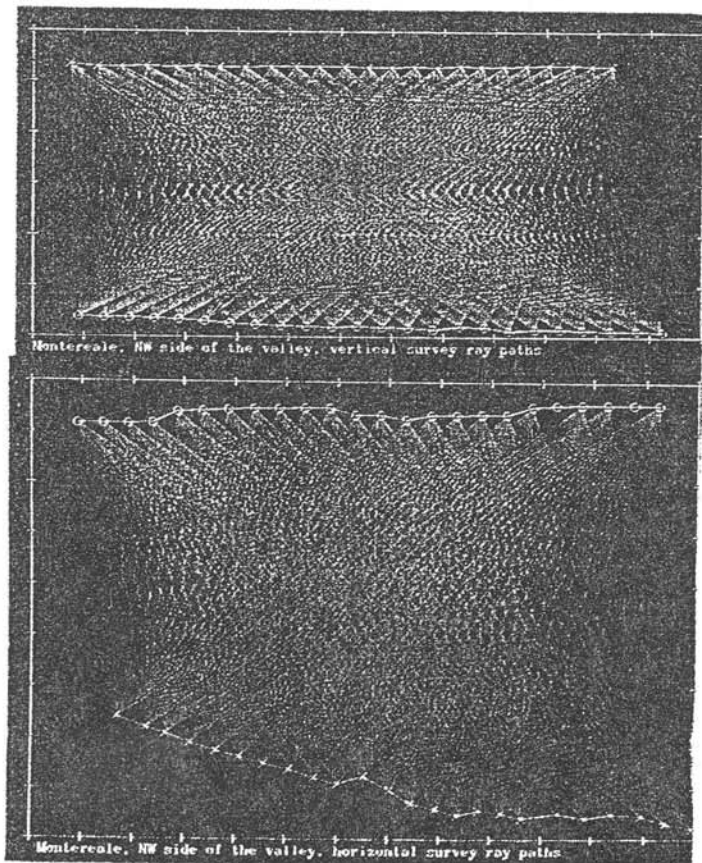


Figura 8b

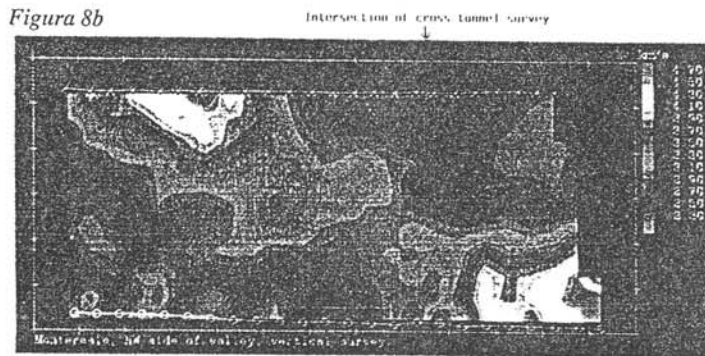
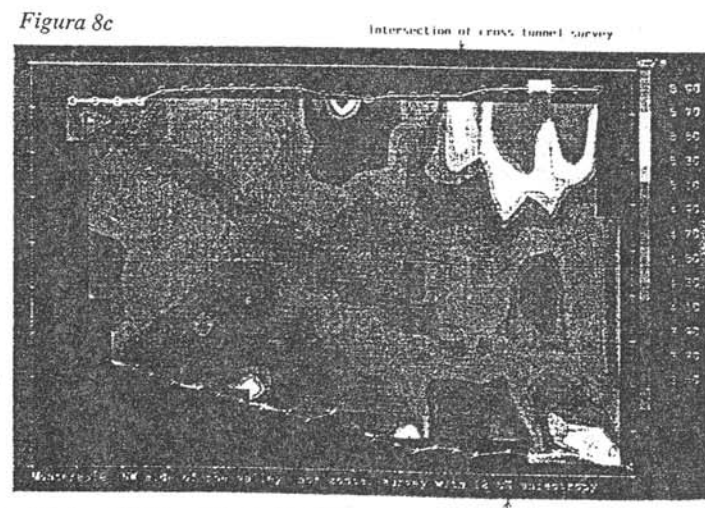


Figura 8c



3) Piastre di ripartizione del carico, sotto forma di dischi circolari di acciaio Ø 518 mm (2100 cm<sup>2</sup>) e Ø 714 mm (4000 cm<sup>2</sup>).

4) Strumentazione per il rilevamento dei cedimenti, composta da n. 7 comparatori centesimali (montati su struttura indipendente dal complesso di spinta) e precisamente:

- n. 3 comparatori distribuiti a 120° lungo il contorno della piastra lato martinetto;
- n. 3 comparatori idem lato opposto;
- n. 1 comparatore riportato al centro della piastra lato opposto al martinetto.

Il procedimento di prova si è articolato nelle seguenti fasi:

Azionamento del martinetto idraulico a cicli di carico/scarico, secondo un programma preordinato (gradini di pressione, tempi).

Letture dei comparatori centesimali e relative registrazioni.

Tutte le prove sono state eseguite trasversalmente ai cunicoli, mediante un programma di 6 cicli di carico a pressioni crescenti (2.5 - 5.0 - 7.5 - 12.5 - 17.5 - 40.0 MPa) nel martinetto.

Per attribuire un indice quantitativo alla deformabilità della roccia, si è ricorsi al convenzionale modello teorico di un mezzo elastico, continuo ed isotropo seminfinito, per il quale valgono le formule di Boussinesq.

Nel caso pratico affrontato, tenuto conto della rigidità dei dischi di spinta rispetto alle caratteristiche meccaniche della roccia, si è ritenuto opportuno scegliere i coefficienti delle formule nel modo seguente:

1) in base alle deformazioni misurate sul lato opposto del martinetto:

a)  $E = 0.57 P/x_R$  (Pos. 4, 5, 6)

b)  $E = 0.43 P/x_R$  (Pos. 4, 5, 6)

2) in base alle deformazioni misurate sul lato del martinetto, molto rigido:

$E = 0.48 P/x_R$

Va rilevato che le deformazioni effettivamente misurate corrispondono alla somma di:

- deformazioni elastiche istantanee;
- " " differite;
- " permanenti istantanee;
- " " differite;
- " brusche casuali (microrotture).

La serie di prove di carico sulla roccia hanno messo in evidenza i caratteri di un litotipo generalmente omogeneo, con giunti di fratturazione ben serrati. Fino alla profondità raggiunta con i cunicoli e quindi con le prove, il livello di deformabilità plastica della roccia è risultato mediamente elevato (imputabile a tettonizzazione e/o rilassamento di pendio). Il «modulo elastico» inteso come primo indice di deformabilità della roccia sotto carico è risultato compreso nei seguenti campi di valori:

*sponda destra*

$E = 1500 - 3000 \text{ MPa} (= 15-30000 \text{ kg/cm}^2)$

$E_{\text{medio}} = 1820 \text{ MPa} (= 18200 \text{ kg/cm}^2)$

*sponda sinistra*

$E = 1500 - 5000 \text{ MPa} (= 15-50000 \text{ kg/cm}^2)$

$E_{\text{medio}} = 3150 \text{ MPa} (= 31500 \text{ kg/cm}^2)$

Per il calcolo agli Elementi Finiti in campo elasto-plastico, condotto per lo studio del comportamento tenso-deformativo dell'ammasso roccioso allo scavo e di cui si tratterà più avanti, è stato necessario definire quantitativamente e qualitativamente

le curve caratteristiche sforzi-deformazioni dei diversi materiali presenti.

La differenziazione di tali materiali sulla sezione valliva di imposta della diga è stata eseguita partendo dalle informazioni relative alle indagini tomografiche.

E' stato possibile suddividere il materiale in tre classi:

- CLASSE A:  $V > 4.0 \text{ km/sec}$
- CLASSE B:  $3.5 \text{ km/sec} < V < 4 \text{ km/sec}$
- CLASSE C:  $V < 3.5 \text{ km/sec}$

Le tre classi individuate corrispondono a tre diversi gradi di compattezza del materiale a cui si fanno risalire tre differenti livelli di resistenza dello stesso.

A tal proposito si ritiene, sulla base delle informazioni di carattere geomeccanico acquisite attraverso le indagini in sito ed i rilievi di superficie, che il grado di compattezza sia strettamente correlabile con il grado di resistenza meccanica.

La necessità di assegnare alle tre classi di materiali tre corrispondenti curve di comportamento tenso-deformativo da inserire nel calcolo agli elementi finiti ha dettato il seguente procedimento:

- 1) reperimento dei dati di comportamento deformativo dei materiali (dati di deformabilità sotto sollecitazioni statiche);
- 2) analisi dei dati di deformabilità per il conferimento degli stessi alle tre classi di compattezza precedentemente individuate;
- 3) elaborazione statistica dei dati relativi a ciascuna classe ed individuazione delle relative curve di comportamento tenso-deformativo con adattamento finale delle stesse al programma di calcolo adottato.

Durante l'esecuzione della fase n. 3, dall'analisi degli elaborati relativi alle pro-

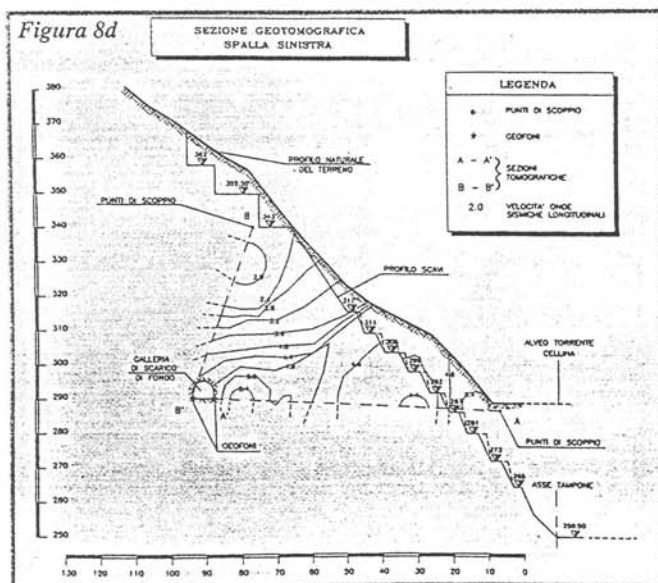
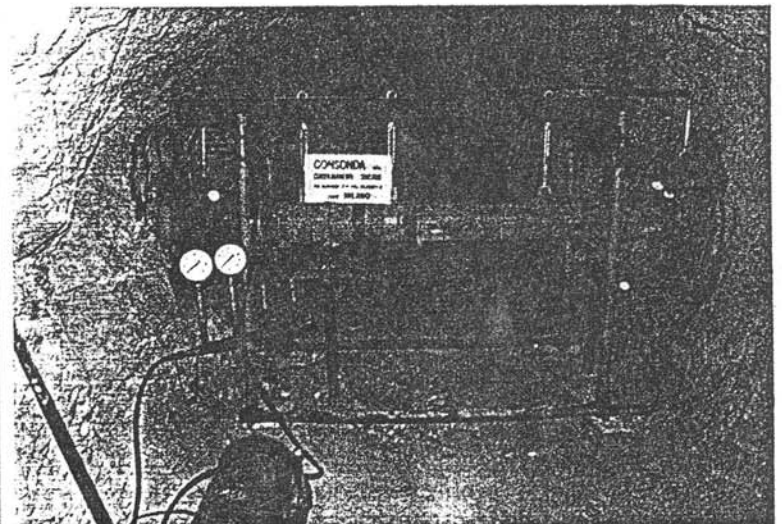


Foto 3 - Esecuzione delle prove di martinetto cilindrico in cunicolo.



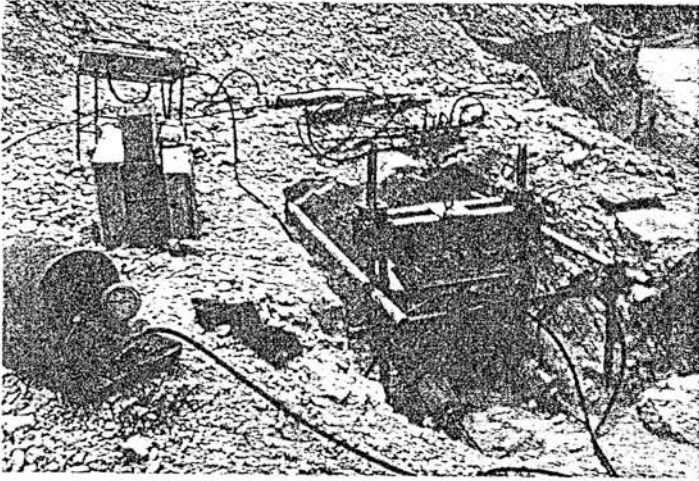


Foto 5 - Macchina di taglio e apparato di misurazione.

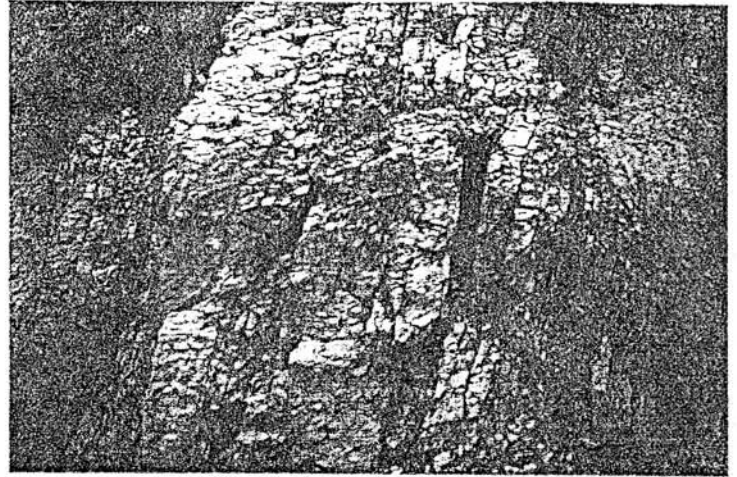


Foto 6 - Condizioni giacitureali e fratturative dell'ammasso roccioso in destra.

cassa di contenimento superiore, che permette l'incapsulamento del blocco, e di un telaio di contrasto inferiore.

Le forze normali e tangenziali, applicate mediante martinetti idraulici, vengono trasmesse al blocco con dispositivi differenti:

- il carico normale per mezzo di una trave di contrasto poggiante sulla cassa di contenimento e collegata ai tiranti installati lateralmente al blocco, ancorati al terreno e disposti normalmente al piano di taglio;
- il carico tangenziale direttamente alla cassa di contenimento superiore mediante i tiranti orizzontali ancorati al telaio di contrasto inferiore.

La misurazione delle forze applicate è stata effettuata con manometri di precisione, mentre gli spostamenti del blocco parallelamente e normalmente alla superficie sono stati rilevati, durante l'esecuzione della prova, mediante micrometri comparatori

a lettura analogica.

Le prove eseguite sono di tipo multistadio, essendo costituite da varie fasi caratterizzate da un valore prescelto e mantenuto costante della sollecitazione normale alla superficie di taglio.

Dopo una prima fase di compressioni e decompressioni cicliche, che hanno avuto lo scopo di ricomprimere il materiale allentato in seguito allo scavo e durante lo quali sono state misurate le deformazioni, si è iniziata con la prova di taglio vera e propria, applicando la prima sollecitazione verticale, caratterizzata da un valore relativamente basso; successivamente è stata applicata la forza di taglio con velocità piuttosto bassa, in modo da poter controllare il comportamento tenso-deformativo della discontinuità o dell'ammasso.

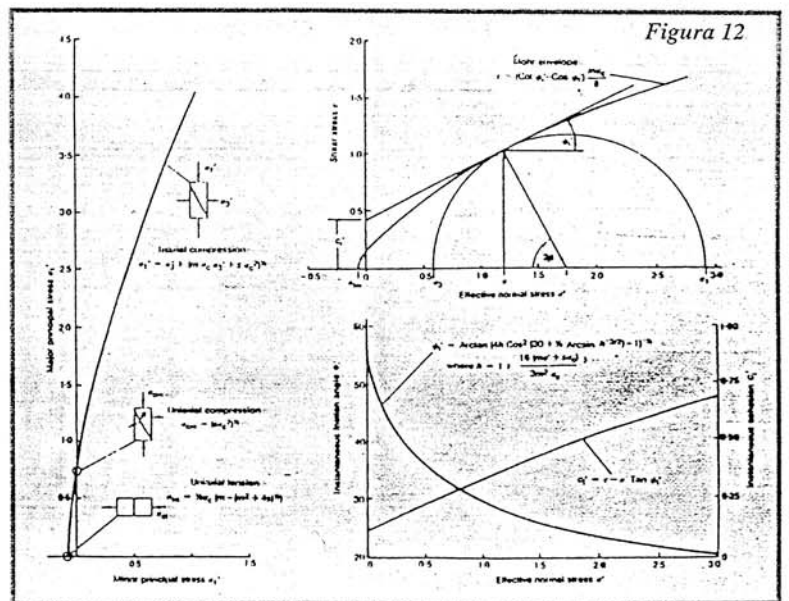
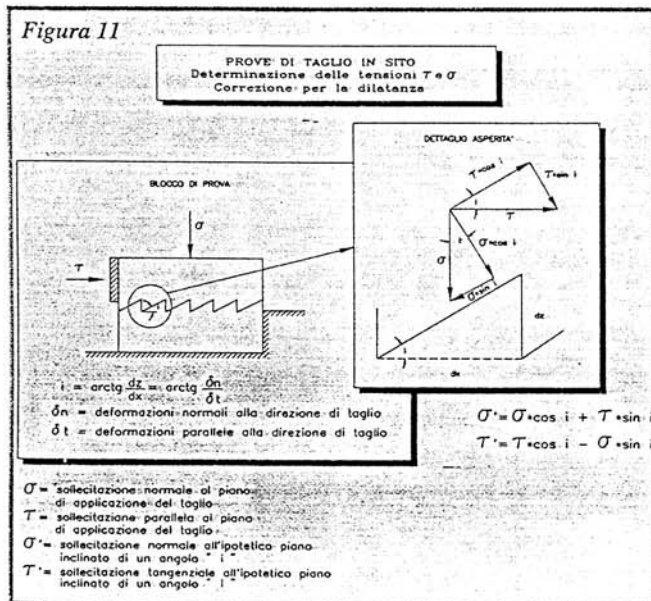
Allo scopo di ottenere una curva intrinseca del materiale non propriamente residua, si è convenuto di portare alcuni cicli di

taglio ad incipiente rottura senza che questa venisse definitivamente raggiunta.

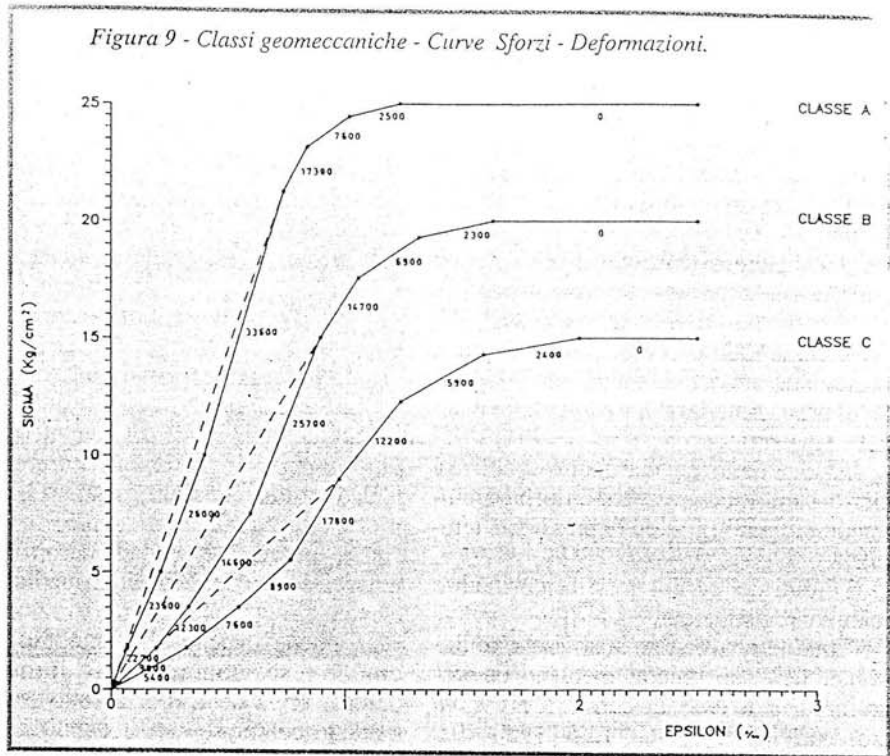
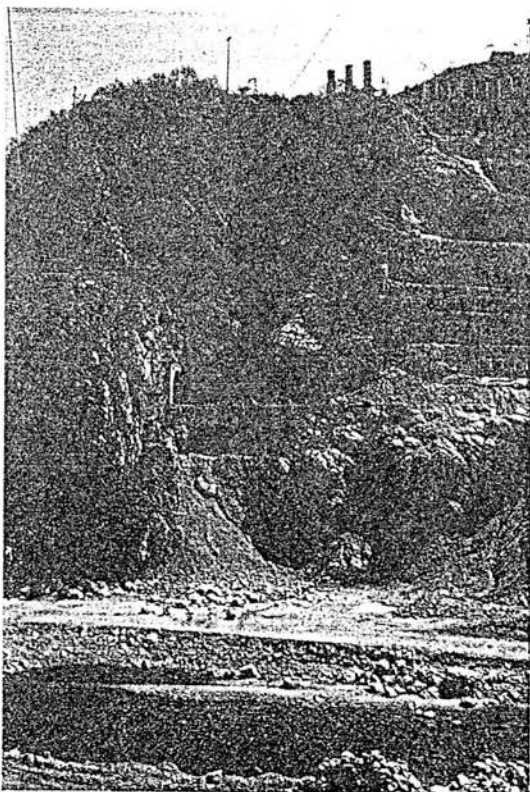
Considerato l'apparecchio di prova, le modalità di rilevazione strumentale non automatica e le caratteristiche della roccia, si è convenuto di condurre il taglio in ogni singolo ciclo fino a deformazioni dell'ordine di  $2 \div 3$  mm, togliendo immediatamente dopo la forza tagliante in modo da interrompere il processo di rottura.

Successivamente a tali cicli (generalmente 3), in cui si è ottenuto un buon livello di deformazione plastica, si è proceduto ai cicli di resistenza residua aumentando il livello delle deformazioni da raggiungere ad ogni singolo ciclo.

Ad ogni singolo ciclo, dopo lo scarico della forza di taglio si è agito portando la sollecitazione normale ad un valore maggiore del precedente e riapplicando la forza di taglio fino al raggiungimento della deformazione richiesta.







(sinistra) Foto 4 - Particolare delle incisioni delle Master Faults in destra.

ve eseguite, è stato possibile selezionare tre gruppi di dati attribuibili alle classi geomeccaniche già individuate (A, B e C).

Considerata l'oggettiva difficoltà di trovare correlazioni tra la giacitura dell'ammasso roccioso testato e le caratteristiche di deformabilità rinvenute, l'attribuzione dei dati alle classi A, B e C è stata eseguita unicamente sulla base della risposta elastica della roccia. In particolare è stata compiuta un'analisi che ha permesso l'individuazione dell'andamento della curva tenso-deformativa, da cui sono scaturite le 3 curve rappresentate nella Figura 9.

Il livello tensionale di plasticizzazione è stato implementato sulla base dell'osservazione dei valori di resistenza a compressione monoassiale relativi a singoli blocchi di prova (come si vedrà più avanti).

La descrizione dell'andamento della curva ed in particolare del flesso posizionato in prossimità dell'origine (Figura 9) è ricavato dall'analisi delle reali curve carichi-cedimenti ed ha permesso di considerare «indirettamente» le deformazioni irreversibili (i.e. plastiche) iniziali, caratteristiche di un comportamento plastico-elastoplastico tipico degli ammassi fessurati.

La descrizione numerica delle curve tenso-deformativa è stata ottenuta attraverso l'analisi statistica dei vari tratti di curva competenti ai diversi cicli di carico-scarico eseguiti.

La seconda parte del lavoro è consistita nella individuazione delle caratteristiche

qualitative e quantitative del comportamento e della resistenza al taglio degli ammassi rocciosi.

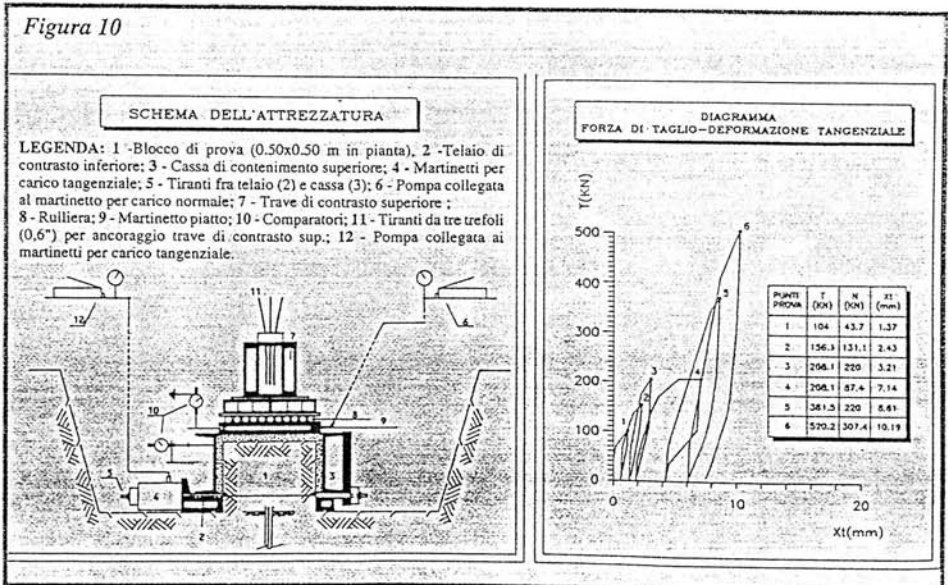
Gli studi geostrutturali condotti hanno permesso una classificazione delle discontinuità rilevate e la loro gerarchizzazione in funzione principalmente delle caratteristiche geometriche e geomeccaniche.

Considerando il loro diverso comportamento meccanico al taglio le prove sono state eseguite in corrispondenza delle seguenti strutture e/o condizioni geostrutturali, ritenute significative nei confronti dell'ana-

lisi della stabilità globale:

- discontinuità non interessate da evidenti fenomeni di taglio;
- discontinuità con evidente riempimento di natura plastica;
- ammasso roccioso in condizioni di generale isotropia strutturale.

Le prove di taglio sono state eseguite su blocchi di roccia di forma pressochè cubica, di altezza pari a  $\approx 50$  cm e con sezione di base quadrata di lato variabile da 45 a 50 cm. E' stata utilizzata l'attrezzatura illustrata nello schema di Figura 10 e nella Foto 5; essa consta principalmente di una



Nel caso in oggetto, generalmente dopo l'esecuzione dei primi 3 stadi senza il raggiungimento della rottura vera e propria del blocco di prova si è ripetuta la stessa procedura partendo dal primo valore di sollecitazione normale adottato, indugiando però sull'esecuzione del processo di rottura lungo la superficie di taglio.

Ultimata la prova, sul blocco sollevato verticalmente ed appoggiato su un piano a lato, sono state compiute le osservazioni e misurazioni relative alla superficie di taglio.

- Per ciascuna prova sono state rilevate:
- deformazioni verticali durante i cicli di carico e scarico iniziali;
  - deformazioni orizzontali durante le fasi di taglio;
  - deformazioni verticali durante le fasi di taglio;
  - coppie di valori N (forza normale) e T (forza di taglio) durante le fasi di taglio.

Le coppie di valori di N e T hanno subito una correzione in funzione della dilatanza durante il taglio (Figura 11).

L'effetto della rugosità dei giunti durante la sollecitazione di taglio, secondo il modello teorico proposto da Patton (1966), è rappresentato dall'angolo di attrito interno del materiale ( $\phi$ ) aumentato di un valore pari ad  $\langle i \rangle$ , indicante l'inclinazione media delle asperità.

Sulla base di tali considerazioni si è ritenuto necessario individuare il valore dell'angolo  $\langle i \rangle$ , al fine di ottenere le reali coppie di valori  $\sigma - \tau$  esistenti lungo la superficie analizzata.

Tale angolo può essere considerato l'inclinazione istantanea e varia con il modificarsi della superficie di rottura; esso è scaturito dalla seguente relazione:

$$\langle i \rangle = \arctg \frac{dz}{dx} = \arctg \frac{\delta n}{\delta t}$$

dove  $\delta n$  e  $\delta t$  rappresentano le deformazioni normali e parallele alla direzione di taglio.

Successivamente all'individuazione del parametro  $\langle i \rangle$ , dalle iniziali coppie di valori  $\sigma$  e  $\tau$  sono state ricavate le corrispondenti

sollecitazioni  $\tau'$  e  $\sigma'$  (Figura 11):

$$\sigma' = \sigma \cos \langle i \rangle + \tau \sin \langle i \rangle$$

$$\tau' = \tau \cos \langle i \rangle - \sigma \sin \langle i \rangle$$

L'involuppo di resistenza di ciascun blocco sottoposto a prova è stato ricavato elaborando statisticamente i valori  $\sigma'$  e  $\tau'$  così ricavati mediante il criterio empirico di rottura proposto da Hoek & Brown (1980) (Figura 12).

Tale criterio, espresso in termini di sforzi principali  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , viene definito mediante la seguente espressione:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \cdot \sigma_c^2)^{1/2}$$

dove:

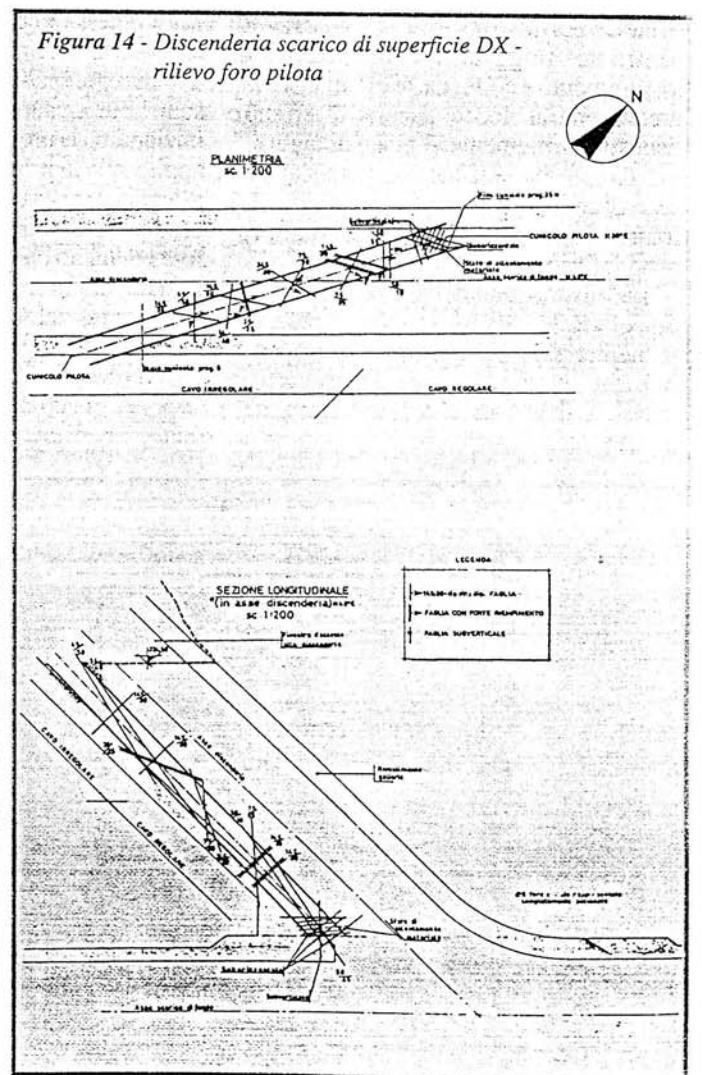
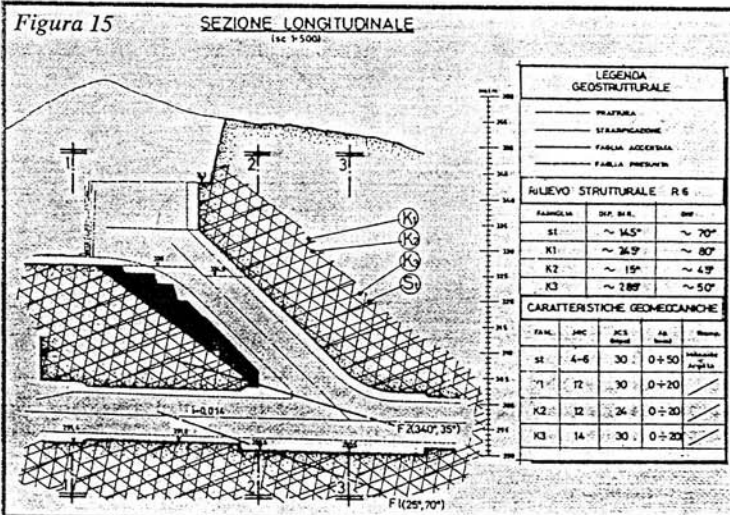
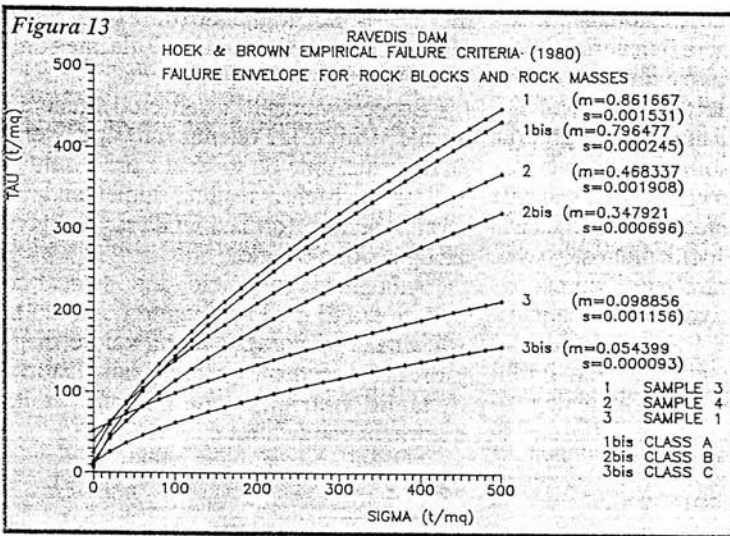
$\sigma_1$  = sforzo principale maggiore a rottura

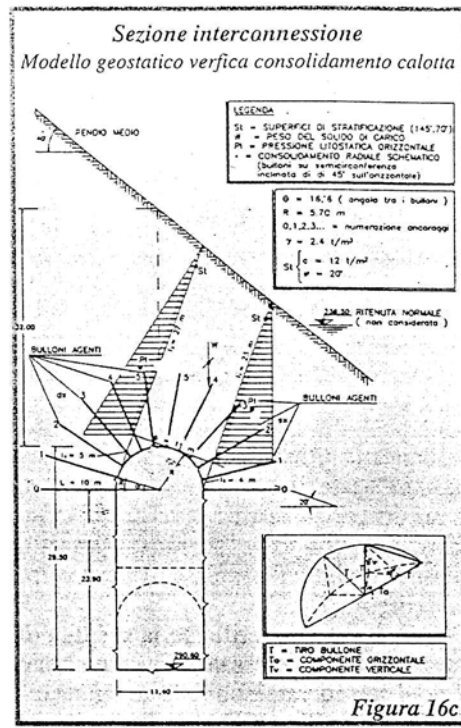
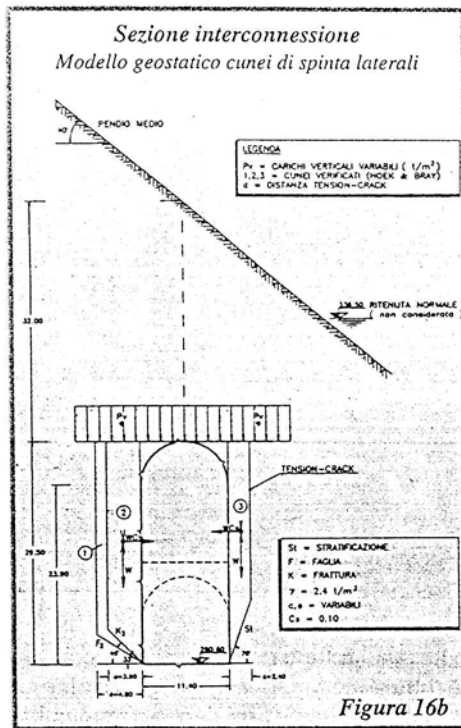
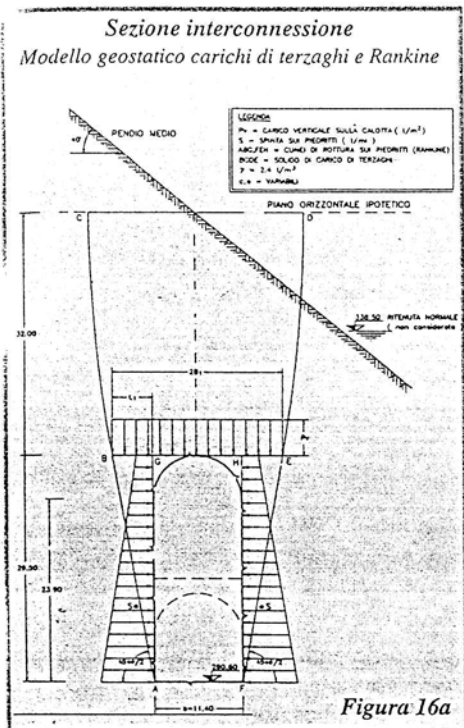
$\sigma_3$  = sforzo principale minore a rottura

$\sigma_c$  = resistenza a compressione monoassiale della matrice

m, s = costanti empiriche determinate sperimentalmente.

Il parametro  $\sigma_c$  è riferito a valori di resistenza determinati su provini di laboratorio non interessati da discontinuità; que-





sto valore è una misura del contributo della matrice rocciosa alla resistenza globale dell'ammasso. Nel caso in oggetto è stato assunto un valore di 5000 ton/m<sup>2</sup>, scaturito dalla media dei valori relativi alle determinazioni di laboratorio.

I parametri «m» e «s» sono entrambi adimensionali e sono concettualmente analoghi ai termini angolo di attrito ( $\phi$ ) e coesione (c) espressi nel criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Il parametro «m» è sempre positivo e varia da valori molto bassi (0.001), tipici di ammassi rocciosi molto fratturati, a valori di  $\approx 25$  per roccia intatta estremamente resistente.

Il valore del parametro «s» varia invece

da zero per ammassi molto fratturati a 1 per roccia intatta.

Per la determinazione dei parametri m e s espressi nella relazione empirica, è stato necessario eseguire la conversione dei valori di sforzo espressi in  $\tau'$  e  $\sigma'$  a quelli principali  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ . Tale operazione è stata condotta fissando un valore di coesione che, nel caso in oggetto, è stato ricavato attraverso un'analisi di regressione lineare delle coppie di dati  $\tau' - \sigma'$  («coesione intercetta»).

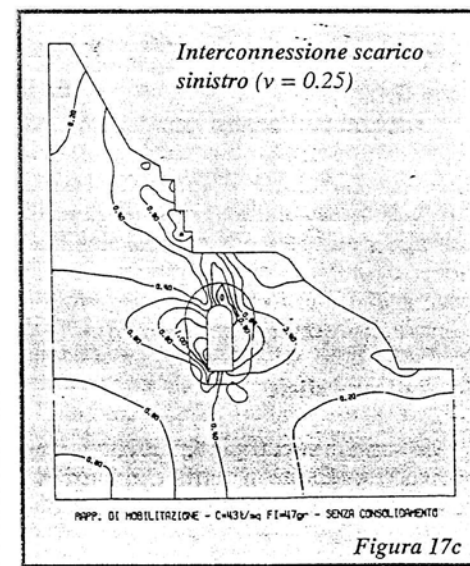
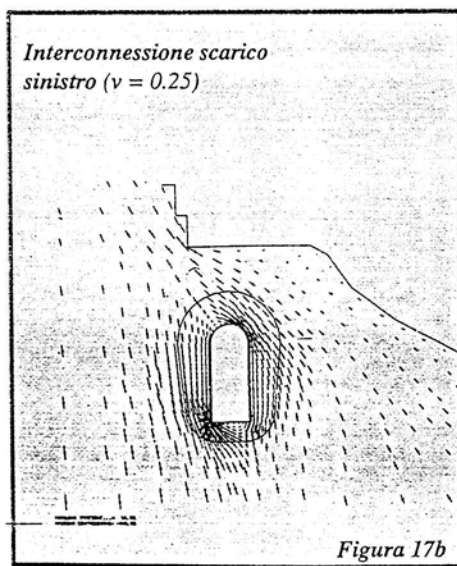
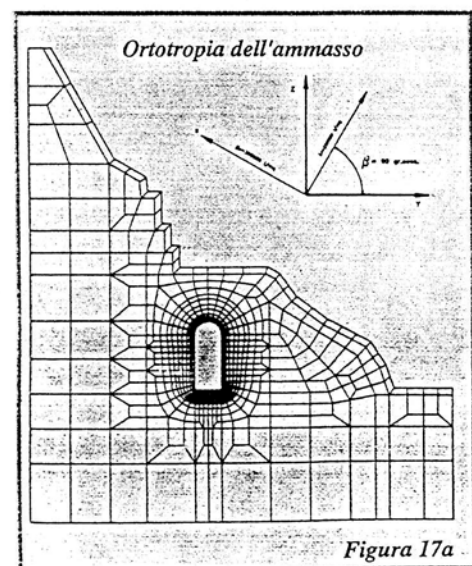
Eseguita tale conversione, utilizzando il procedimento proposto dagli autori, sono stati ricavati i 2 parametri empirici, sulla base dei quali sono stati definiti gli involuipi non lineari di resistenza per ciascun blocco

testato (Figura 13).

Si ritiene necessario ribadire che i parametri ricavati si riferiscono a campioni rappresentativi di una situazione intermedia fra l'ammasso roccioso a scala naturale ed i provini di laboratorio; la loro estrapolazione a situazioni d'ammasso a scala maggiore è stata opportunamente valutata mediante il ricorso a correlazioni empiriche generalmente diffuse negli studi geomeccanici.

## FASE PROGETTUALE

Nell'ambito dello studio geomeccanico progettuale dei lavori di scavo della costruenda diga si possono distinguere due



principali categorie di problematiche connesse con la realizzazione delle opere:

- stabilità degli scavi in sotterraneo;
- stabilità degli scavi in superficie.

## Scavi in sotterraneo

Relativamente alla stabilità degli scavi in sotterraneo, sono stati studiati i problemi connessi con lo scavo delle discenderie destra e sinistra e dei relativi cameroni di interconnessione con gli scarichi di fondo.

Lo studio è cominciato con l'esecuzione di accurate indagini geostrutturali condotte, per la discenderia destra, dall'interno del cunicolo pilota in asse alla stessa (Figura 14). Da tale rilievo, integrato dagli studi di superficie e dai rilievi dei fronti dello scarico di fondo, è scaturito l'assetto geostrutturale dell'ammasso roccioso locale (Figura 15).

Allo scopo di verificare la stabilità di tale ammasso, interessato dallo scavo nelle sezioni considerate, sono state eseguite diverse analisi all'equilibrio limite in campo rigido perfettamente plastico. In particolare, sono stati ricavati i carichi in calotta secondo Terzaghi e sui piedritti secondo il metodo della plasticità di Rankine o secondo il distacco di cunei rocciosi isolati da discontinuità preesistenti (Figure 16 a,b).

Infine si è considerata la presenza di una lastra costituita da un pacco di strati di potenziale scivolamento lungo una di queste superfici (Figura 16c).

Nella Figura 15 si riporta anche la geometria di un cuneo soggetto a scivolamento lungo una superficie di discontinuità appartenente al reticolo fratturativo, che durante l'esecuzione dello scavo ha evidenziato tutta la sua pericolosità.

Il calcolo della discenderia sinistra è stato affrontato anche con il metodo degli elementi finiti in campo elastico, utilizzando il programma SAP90 ed implementando l'anisotropia elastica del materiale (Figura 17a).

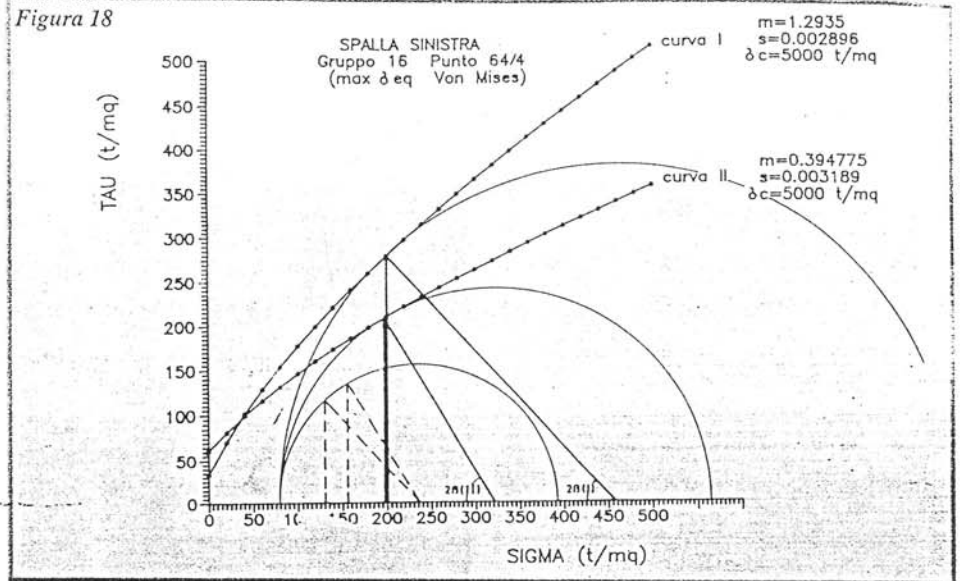
I risultati dell'analisi hanno permesso di individuare le distribuzioni delle tensioni intorno alla cavità (Figura 17b), i punti dove esse si concentrano (Figura 17c) e, in generale, il cosiddetto rapporto di mobilitazione, definibile come il rapporto tra le forze agenti e le forze resistenti in riferimento agli sforzi taglio (Figura 18).

## Scavi di superficie

Gli scavi di superficie hanno comportato diverse modalità di verifica in funzione dell'assetto e dell'intensità del reticolo geostrutturale.

Si sono distinte due grandi tipologie di

Figura 18



potenziali rotture dell'ammasso roccioso:

- rottura secondo superfici circolari o subcircolari lungo l'involuppo di molteplici superfici di discontinuità;
- rottura secondo una o più superfici di discontinuità preesistenti.

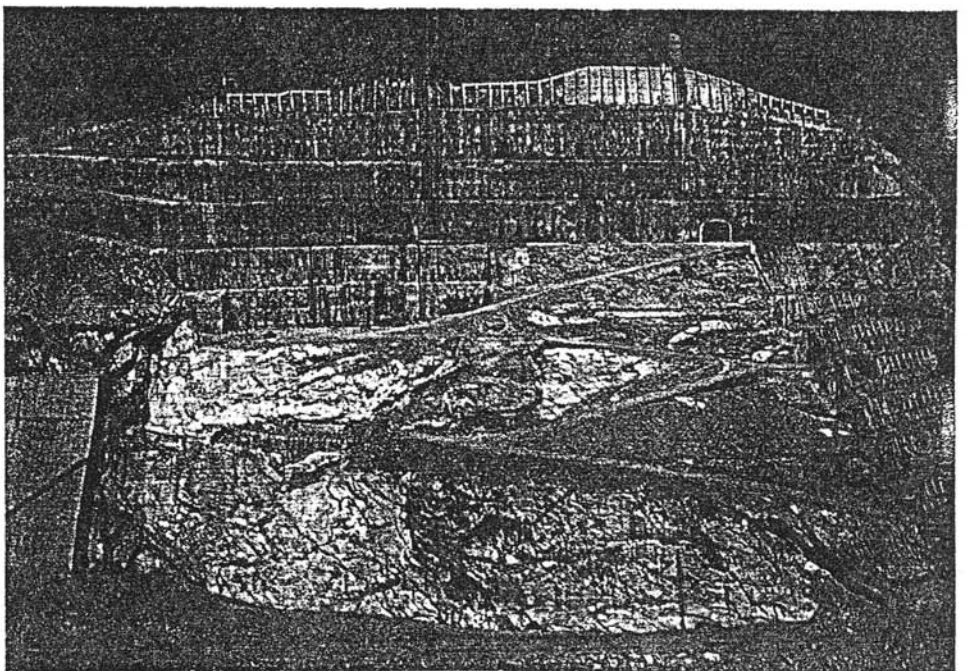
Se si considera il primo caso, che si è ritenuto idoneo per l'analisi di stabilità globale dei versanti in quanto la dimensione del problema ha consentito di considerare l'ammasso roccioso come un materiale isotropo, risulta opportuno far ricorso ai classici metodi di stabilità per conchi verticali.

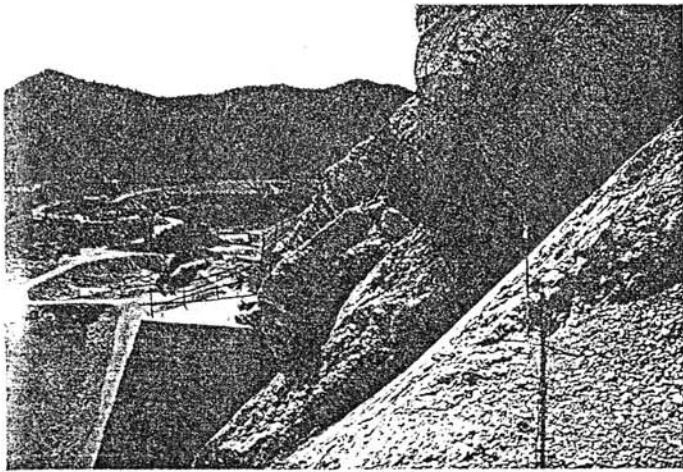
Si sono utilizzati i metodi di Bell e Bishop opportunamente modificati con l'implementazione di una routine di calcolo dei parametri di resistenza secondo Hoek &

Brown dipendenti dal livello di sollecitazione normale (Figura 19).

Nell'applicazione di entrambi i metodi sono state considerate superfici di discontinuità principali e sistematiche; a tale riguardo, i programmi di calcolo utilizzati attribuiscono ai singoli segmenti della superficie di scorrimento analizzata i parametri di resistenza corrispondenti alle discontinuità che localmente presentano giacitura uguale (o prossima) a quella dei segmenti stessi.

Il contributo di resistenza offerto dall'intervento di consolidamento adottato è stato computato utilizzando il criterio della «roccia armata», per mezzo del quale è possibile valutare le nuove condizioni di





(pagina a fianco in basso) Foto 7 - Vista degli scavi in sinistra.  
(sopra) Foto 8 - Particolare delle superfici di stratificazione in sinistra sull'asse della piega.

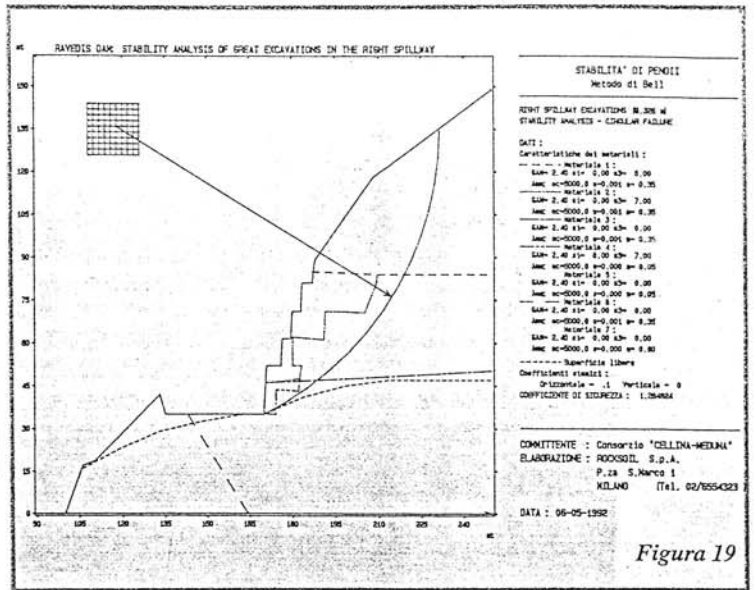


Figura 19

resistenza raggiungibili con l'incremento del confinamento fornito dai tiranti; il maggior contributo di resistenza viene esplicitato nell'ammasso roccioso attraverso una coesione fittizia più elevata di quella originaria.

Il materiale consolidato viene in tal modo simulato attraverso un ammasso roccioso con caratteristiche di resistenza meccanica più elevata.

Nel secondo caso si è considerato che la rottura potesse avvenire lungo una o più superfici di discontinuità preesistenti. Questa ipotesi è stata applicata laddove l'ammasso roccioso si presentava altamente strutturato ovvero dove i piani di discontinuità erano ben definiti nei confronti del litotipo compatto e dove il loro assetto giaciturale si

presentava sfavorevole alla stabilità del pendio. Si può ulteriormente suddividere tale modalità di rottura considerando due differenti tipologie geometriche.

Si sono quindi differenziati i solidi di potenziale instabilità in due diverse categorie, per le quali sono stati eseguiti i seguenti tipi di verifica:

- verifica bidimensionale di solidi che scivolano su un unico piano di discontinuità;
- verifica tridimensionale di solidi che scivolano su due piani di discontinuità.

Nel primo caso (Figura 20), per l'individuazione dei solidi di distacco, si sono considerate superfici di scorrimento la cui direzione di immersione si discosta al massimo di 20° dalla direzione di immer-

sione del fronte di scavo.

Le superfici di distacco posteriori, denominate tension-crack, sono state assunte per semplicità di calcolo verticali e corrispondenti a piani di discontinuità preesistenti.

Nel caso delle verifiche tridimensionali (Figura 21), i cunei rocciosi scivolano su due piani di discontinuità preesistenti, la cui linea di intersezione risulta approssimativamente parallela o poco divergente dalla linea di dip-direction del fronte di scavo o della parete rocciosa. Anche in questo caso sono state implementate superfici subverticali di tension-crack corrispondenti a discontinuità preesistenti.

In entrambi i casi, all'interno delle fessure di tension-crack sono state considerate spinte idrostatiche di entità variabile e le verifiche sono state eseguite attraverso codici di calcolo automatici e secondo detti criteri:

- modello di Hoek & Bray (1977);
- verifica all'equilibrio limite secondo un comportamento di tipo rigido-perfettamente plastico;

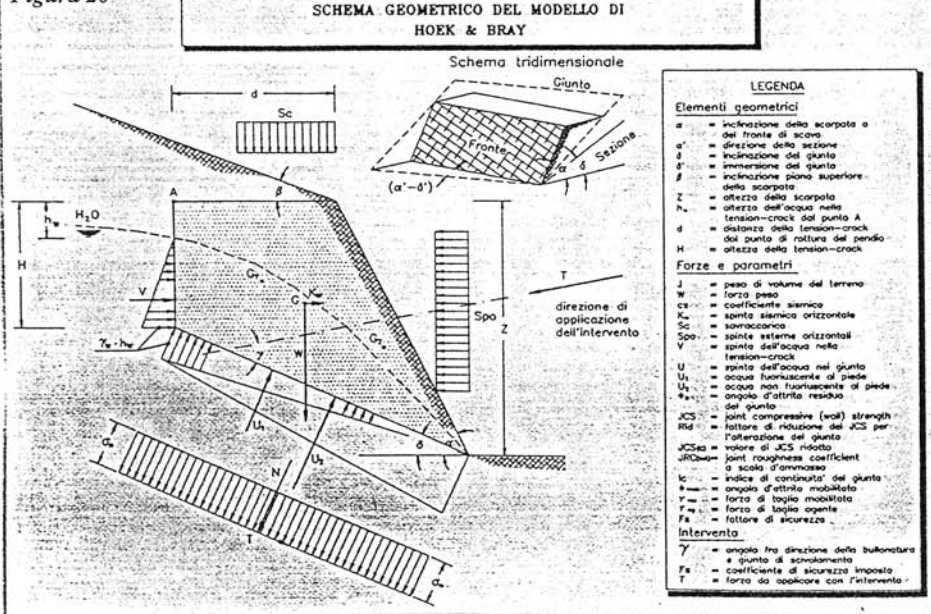
ipotesi sismica di I categoria implementata secondo il metodo pseudostatico; criterio di rottura di Barton nel caso bidimensionale e di Coulomb nel caso tridimensionale.

Per lo studio degli effetti degli scavi sull'ammasso roccioso in corrispondenza della fondazione della diga è stato condotto uno studio agli elementi finiti in campo elasto-plastico.

Gli scopi della modellazione matematica agli elementi finiti sono riassumibili in ordine prioritario nei seguenti punti:

- analizzare gli stati tensionali che si instaurano nell'ammasso roccioso a seguito dell'esecuzione degli scavi e verificarne la

Figura 20



compatibilità con la resistenza dell'ammasso stesso;

- analizzare gli stati deformativi corrispondenti alle varie fasi di scavo nel modello numerico, confrontandoli con quelli rilevati in sito; tale operazione consente di «tarare» il modello numerico e modificarlo in modo da renderlo più aderente alla situazione reale permettendo previsioni più affidabili;
- individuare le tipologie e l'intensità degli interventi di consolidamento in corrispondenza dei settori d'ammasso roccioso che evidenziano bassi coefficienti di sicurezza.

Come già accennato precedentemente il valore di plasticizzazione è stato implementato sulla base dell'osservazione dei valori di resistenza a compressione monoassiale relativi a singoli blocchi di prova.

Tale valore è stato ricavato secondo la metodologia di Hoek & Brown. Anche in questo caso, considerata l'oggettiva impossibilità di individuare precise correlazioni, sono state assunte le seguenti ipotesi progettuali:

- $\sigma_{gd}$  classe A = 25 kg/cm<sup>2</sup>
- $\sigma_{gd}$  classe B = 20 kg/cm<sup>2</sup>
- $\sigma_{gd}$  classe C = 15 kg/cm<sup>2</sup>

Non si è considerata, nell'attribuzione dei livelli tensionali di plasticizzazione, la riduzione di resistenza per «effetto scala», poichè l'analisi agli elementi finiti, consentendo una elevata discretizzazione dell'ammasso roccioso nelle zone di interesse, ha permesso di cogliere al dettaglio eventuali fenomeni di concentrazioni di tensione e/o

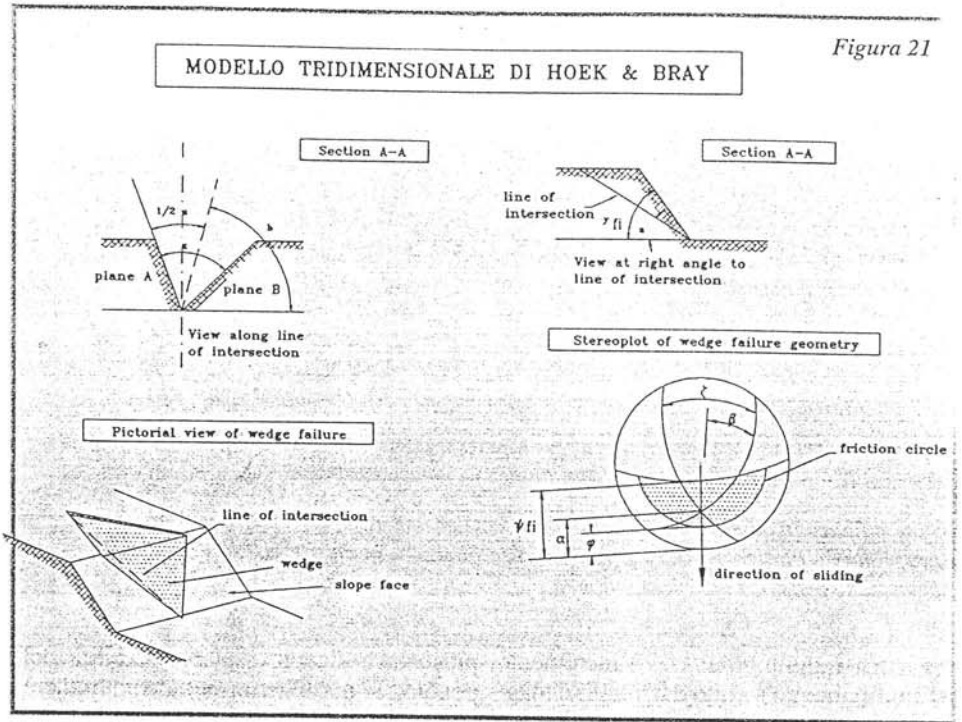


Figura 21

plasticizzazioni localizzate.

Questa possibilità consente la taratura a posteriori dei parametri di ingresso (i.e. parametri di resistenza), permettendo eventuali modifiche qualora si dimostrino scarsamente conservativi nei confronti del calcolo.

Nelle Figure 22 e 23 sono rappresentati rispettivamente:

- Figura 22: suddivisione dei materiali nel modello;
- Figura 23: distribuzione dei coefficienti di sicurezza secondo Hoek & Brown sul modello globale a scavi ultimati.

FASE DI MONITORAGGIO

Allo scopo di controllare il comportamento del versante interessato dagli sbancamenti, è stato predisposto un sistema di monitoraggio costituito da misuratori di deformazioni profonde e da una rete di controllo topografico delle deformazioni superficiali, nonchè da celle di carico poste sotto le testate dei tiranti.

Per il controllo delle deformazioni profonde sono state organizzate 8 sezioni strumentate così suddivise tra i due versanti:

- n° 2 nella zona di retrodiga;

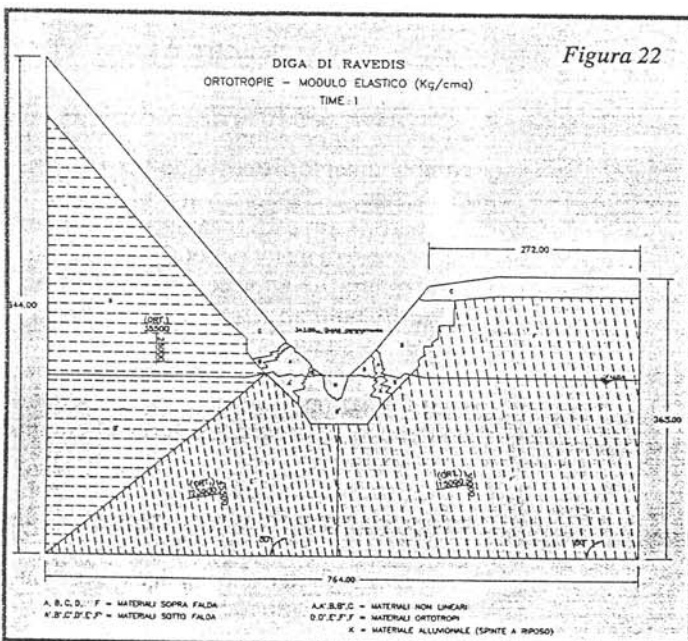


Figura 22

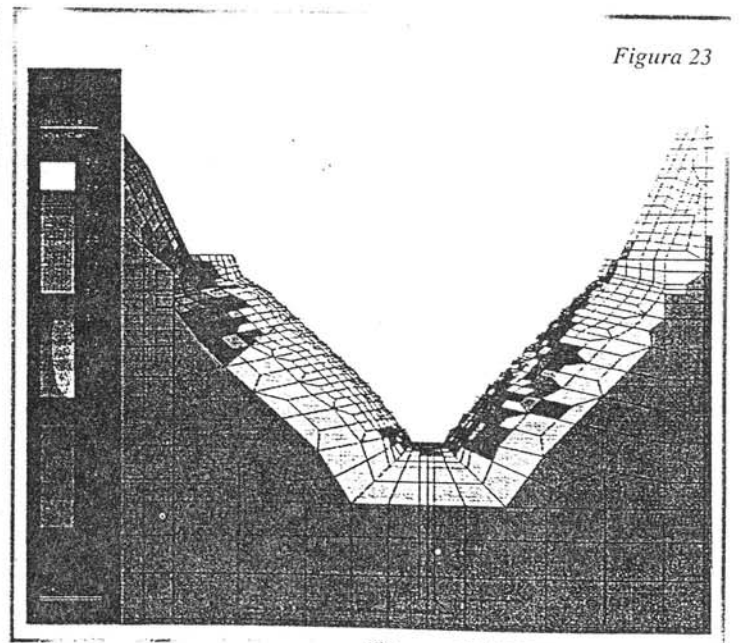
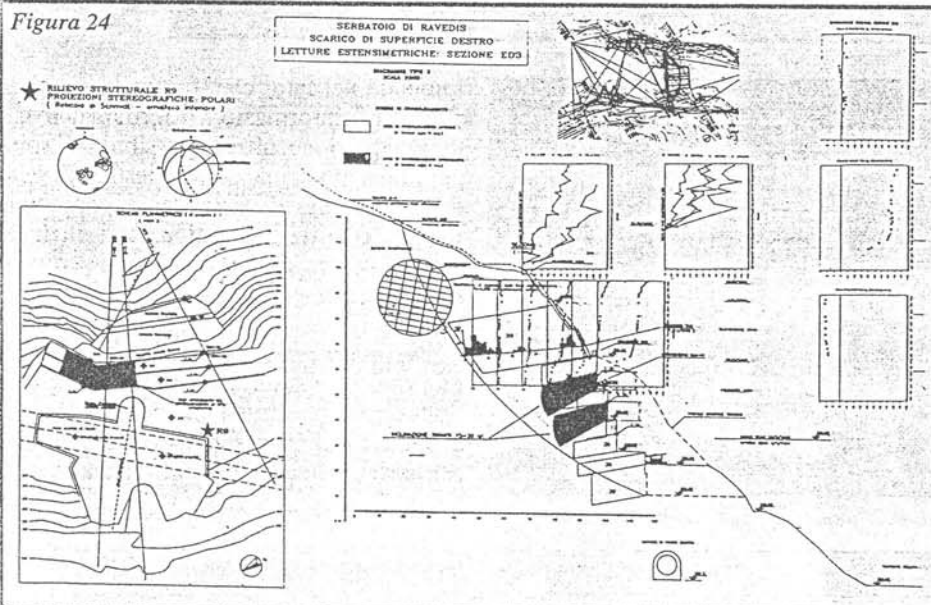
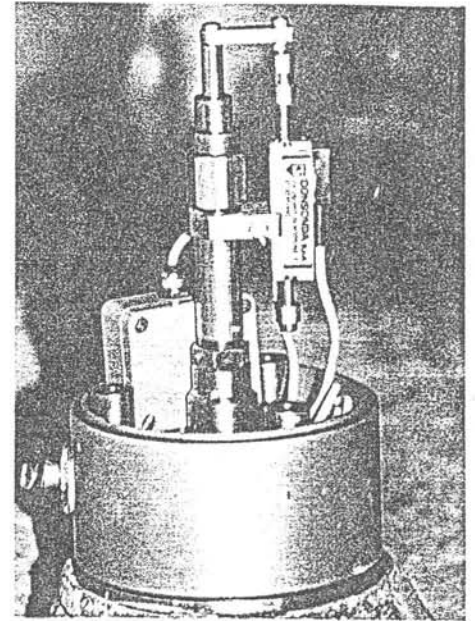
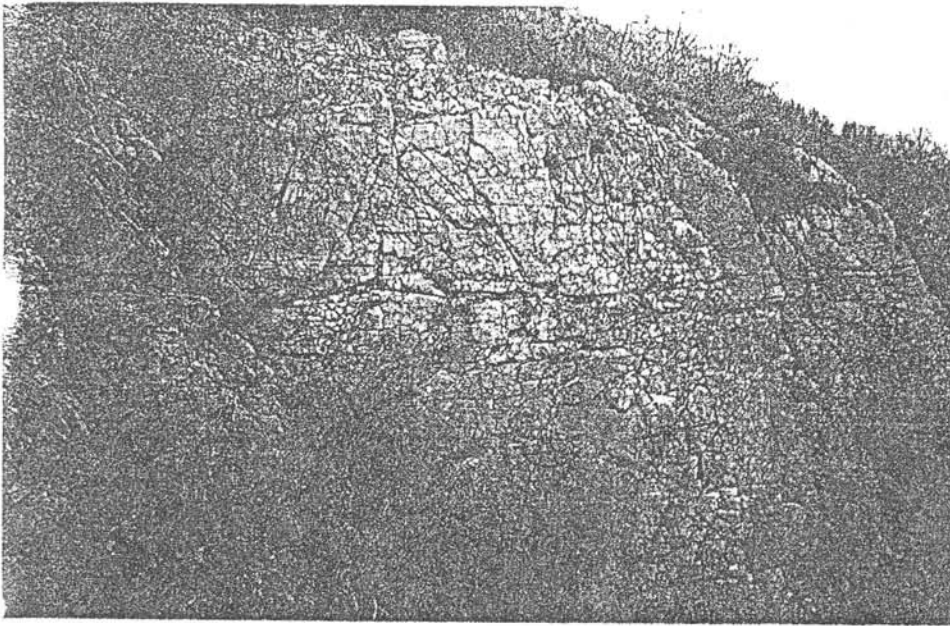


Figura 23



(sopra a sinistra) Foto 9 - Particolare dello stato fratturativo e della leptoclasti della roccia. A destra, (sopra a destra) Foto 10 - Strumento estensimetrico

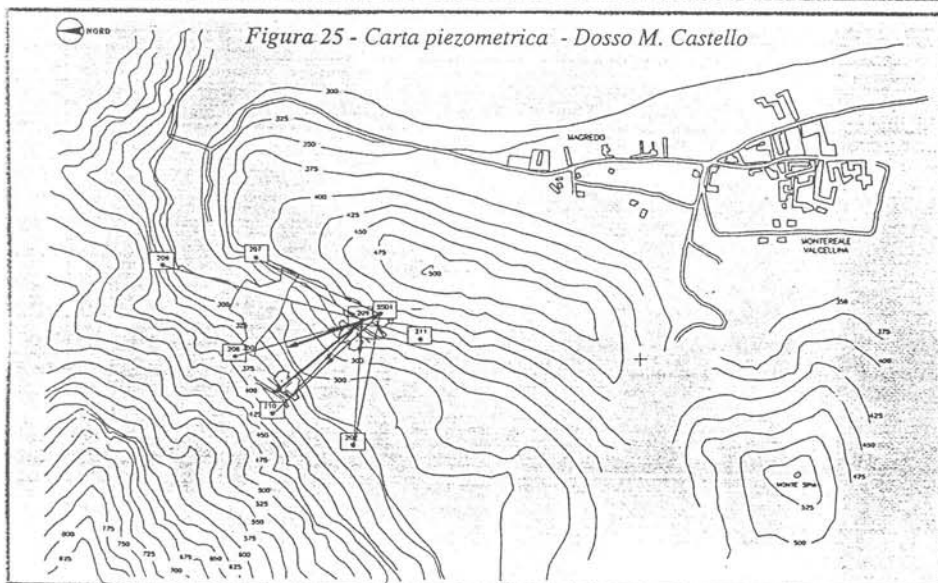
- n° 2 nella sezione in asse diga;
- n° 4 sugli sfioratori di superficie.

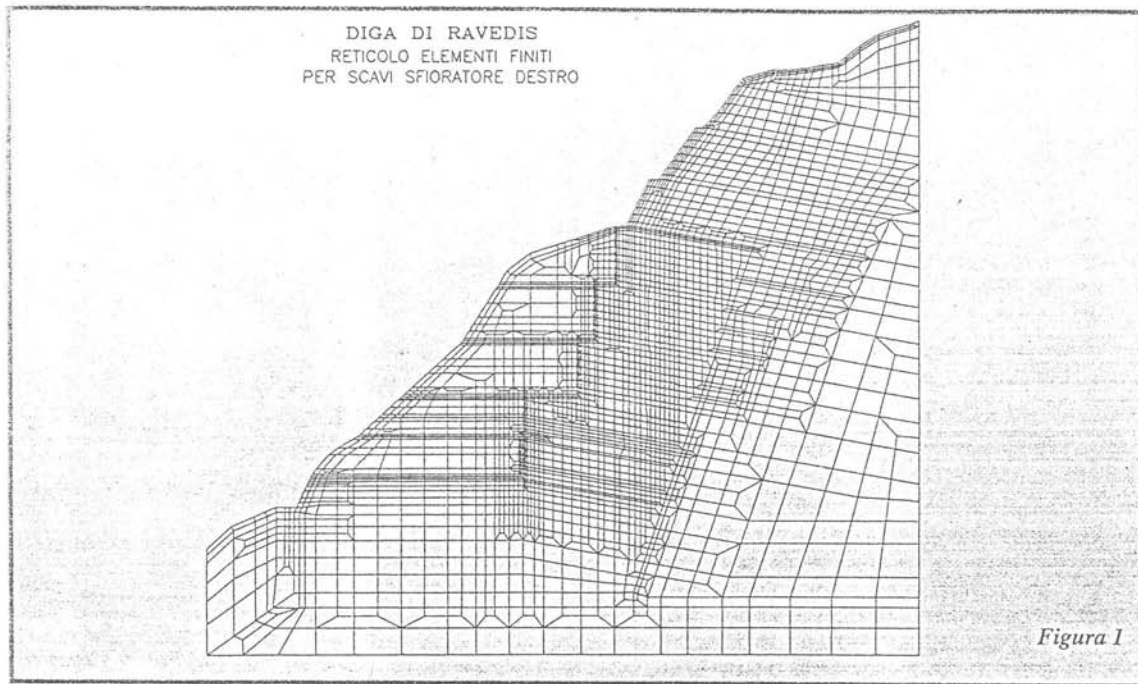
Ogni sezione risulta costituita da una serie di estensimetri verticali ed orizzontali di lunghezza variabile.

Le deformazioni sono state controllate anche attraverso le misure della rete topografica.

Un cospicuo studio delle deformazioni indotte dagli scavi è stato svolto in corrispondenza dello sfioratore destro dove il volume di roccia asportato e la geometria dello scavo, decisamente inclinato, hanno comportato lo sviluppo di sensibili deformazioni anche ad elevate profondità nel massiccio (Figura 24).

Il monitoraggio ha evidenziato ancora una volta l'influenza fondamentale delle condizioni geostrutturali nelle caratteristiche tenso-deformative degli ammassi rocciosi soggetti a operazioni di scavo (Figura 25).





Nell'ambito di una assistenza alla Direzione Lavori per la realizzazione delle opere relative alla diga di Ravedis, la Società Rocksoil ha predisposto un sistema di interventi che ha potuto contare sul valido appoggio del calcolo automatico.

Nel seguito non si vuole tanto entrare nel merito dei risultati ottenuti quanto piuttosto esporre i principi seguiti nell'impostazione dei vari problemi e soprattutto evidenziare le potenzialità offerte (e sfruttate) del metodo degli elementi finiti.

Il fatto di impiegare detto metodo nel calcolo strutturale non è certamente un fatto nuovo; da una ventina d'anni se ne fa un uso sempre più convinto, prima nelle università ed in seguito nei centri di progettazione.

Senza confonderli con i metodi strettamente matriciali tipo quelli usati per la soluzione dei telai che rappresentano, come si dice oggi, l'«entry level» del calcolo strutturale automatico, gli elementi finiti rappresentano un approccio per risolvere nel campo del discreto un problema strutturale sostanzialmente continuo.

Se i metodi del primo tipo rappresentano una valida e moderna alternativa a metodi grafici o numerici tradizionali (Cremoniano, Cross) nel campo del continuo gli elementi finiti diventano preziosi per non dire insostituibili. Per anticipare le conclusioni si potrebbe dire che gli elementi finiti vengono ultimamente impiegati sia nell'ottica di un calcolo di verifica che di progetto.

La versatilità del metodo è del resto

## SERBATOIO DI RAVEDIS

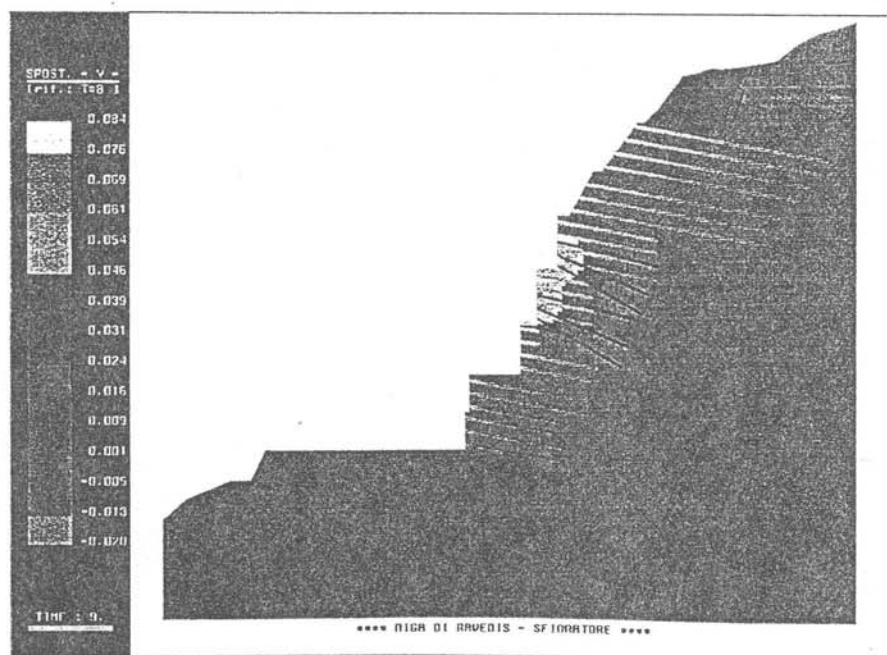
### Gli elementi finiti e lo studio dei problemi geomeccanici della diga di Ravedis

*Ing. Claudio Dal Bo*  
Consulente Rocksoil  
per la modellazione matematica

implicita nel fatto che, fornendo in modo puntuale le informazioni in termini di livelli di sollecitazione, offre la possibilità di spingere le elaborazioni, se richiesto, a livello dei coefficienti di sicurezza e comunque fornendo tutte le indicazioni utili al progettista per valutare su un piano comparativo le diverse soluzioni strutturali al problema.

Nel nostro caso una delle applicazioni più recenti riguardava uno studio per l'ottimizzazione di una soluzione strutturale al problema della gradonatura per gli scavi di imposta di una diga: in particolare andava

*Figura 2*





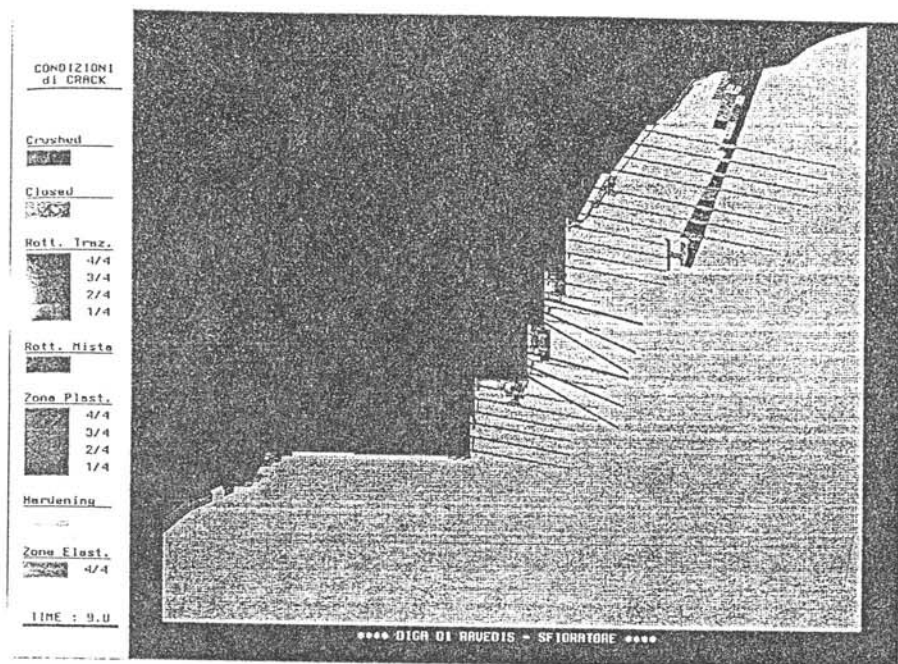


Figura 3

ricercata una soluzione geometrica che nel rispetto del regolamento vigente ottemperasse alle esigenze di evitare le concentrazioni di sforzo sulla linea di contatto tra il pulvino di appoggio della diga e la roccia stessa.

La soluzione adottata, pur nell'ambito delle approssimazioni implicite in un modello piano, ha dato un interessante risposta al problema della interazione pulvino-roccia. Il problema è stato affrontato in modo parametrico impiegando caratteristiche meccaniche dei materiali sempre più aggiornate mano a mano che si rendevano disponibili i dati, sia geotecnici che geofisici, raccolti in situ.

Ogni calcolo ha fornito cedimenti e sforzi sia nel calcestruzzo che nell'ammasso roccioso: è stato possibile così valutare la soluzione ottimale dal punto di vista della diffusione degli sforzi.

Non trascurabile è il fatto che gli spostamenti calcolati in molte centinaia di punti sono ora disponibili per un confronto con quelli misurati in situ.

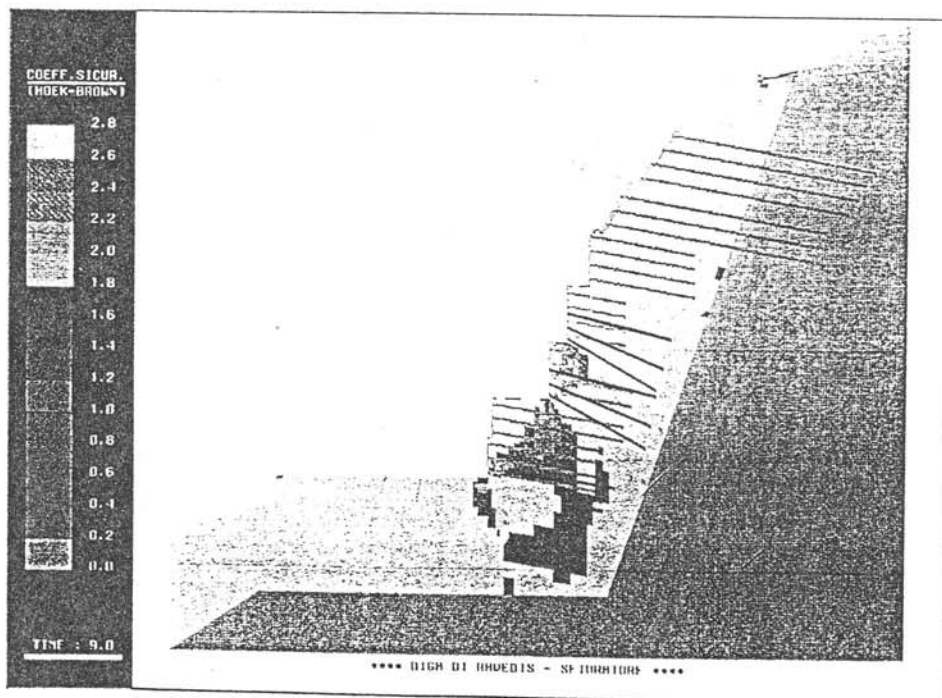
Sarà pertanto possibile verificare anche a posteriori la validità delle ipotesi fatte consentendo così di apprezzare il livello di affidabilità del modello. La taratura a posteriori dei dati renderà i modelli successivi sempre più incisivi e aderenti alla realtà di cantiere.

In parallelo al calcolo del pulvino, gli elementi finiti hanno permesso di affrontare il problema degli scavi sia di imposta diga che in prossimità dello sfioratore in sponda destra.

In quest'ultimo caso, il modello piano

non lineare, ha permesso di valutare, in presenza di tirantatura sulla roccia, gli spostamenti al netto dei fenomeni comunque legati al tempo. In altre parole scorporando dalle letture continue, effettuate in situ durante l'avanzamento degli scavi, la parte di spostamento legata al tempo si è potuta constatare una notevole convergenza di risultati: ciò ha permesso di valutare sia il livello di sicurezza degli scavi già iniziati sia, cosa più importante, di quelli più impegnativi ancora in avanzamento.

Figura 4



In questo caso si è potuto dare una risposta al quesito sulla adeguatezza dei sistemi di tirantatura ed in generale di consolidamento previsti in sede di progetto, suggerendo utili indicazioni sulle modalità e le entità degli interventi.

L'esperienza accumulata quotidianamente nella modellazione matematica di problemi in campo geotecnico, in un campo cioè in cui l'affidabilità dei dati di input è spesso problematica, mai sicura e qualche volta aleatoria, porta a privilegiare più le potenzialità progettuali che quelle di verifica degli elementi finiti.

Naturalmente ciò non deve far pensare ad un limite del metodo in quanto le approssimazioni implicite nei dati geotecnici graverebbero inesorabilmente anche sui metodi di calcolo più tradizionali.

La possibilità di effettuare agevolmente studi parametrici, utilizzando in input dati geotecnici secondo ipotesi minimali e massimali, ha permesso di valutare i coefficienti di sicurezza in modo conservativo ed inoltre, cosa più importante, acquisendo la sensibilità sul peso dei singoli parametri sul risultato finale: in tal modo viene soddisfatta anche l'esigenza, non trascurabile, di gestire l'affidabilità del progetto.