Premessa alla traduzione delle Raccomandazioni ISRM per la determinazione dello stato di sollecitazione della roccia

Tra le differenze che distinguono la progettazione ed il controllo delle strutture in roccia dalle analoghe operazioni per altre opere di ingegneria civile, una è particolarmente evidente: l'incertezza sulle effettive condizioni di sforzo, sia quelle preesistenti (stato di sforzo naturale), sia quelle indotte dalla struttura stessa (stato di sforzo relativo). Ovviamente lo stato di sforzo condiziona non solo la risposta statica delle strutture realizzate dall'uomo quali ad es. scavi in sotterraneo ed a cielo aperto, perforazioni petrolifere, ma interviene nella formazione dell'assetto strutturale (pieghe, faglie, contatti tettonici,...) evidenziato dall'apparenza della massa rocciosa. Pertanto la sua conoscenza ha immediata implicazione nelle applicazioni tipiche dell'ingegneria in roccia e, a differente scala, può fornire supporto anche per un inquadramento razionale di problemi pertinenti alla geologia strutturale ed alla tettonofisica.

I metodi per la misura dello stato di sforzo in roccia proposti dall'ISRM, oggetto di questa traduzione, rappresentano una possibile soluzione sperimentale per limitare – con prevalente riferimento al settore ingegneristico – l'incertezza delle assunzioni di calcolo, nel senso delle condizioni di bordo e dello stato iniziale in termini di sollecitazione, nonché per saggiare l'adeguamento tensionale conseguente alle operazioni attuate nella massa rocciosa. Si deve tuttavia osservare che il ricorso alla sperimentazione in questo ambito, particolarmente per quel che concerne la determinazione dello stato di sforzo naturale, risulta abbastanza sporadico cosicché il calcolo di progetto può poggiare su ipotesi non direttamente confortate dal riscontro osservazionale. A contrastare la diffusione delle misure di sollecitazione concorrono sia le difficoltà connesse con le tecniche di esecuzione, sia le possibili incertezze nell'interpretazione dei risultati sperimentali, nonché ovviamente la durata delle prove ed i relativi costi. È pertanto usuale, nella pratica corrente, il riferimento, di prima approssimazione ad uno stato di sollecitazione naturale fortemente idealizzato, o di tipo litostatico (isotropia completa di sforzo), o con componenti di sforzo isotrope nel piano orizzontale ma in rapporto, in generale non unitario e variabile con la profondità, con la componente di sforzo verticale, fondamentalmente controllata dal carico della copertura rocciosa.

Le compilazioni disponibili in bibliografia sulle misure della sollecitazione naturale indicano una forte dispersione del rapporto k tra le componenti di sforzo orizzontale e verticale, essa domina soprattutto le piccole e medie profondità (<1000m) dove, se l'ipotesi litostatica ($k=1$) è ben rappresentata, prevale decisamente la componente orizzontale ($k>1$) sulla verticale. Tenendo conto di una erosione uniforme di un basamento roccioso che ospitava una sollecitazione di tipo litostatico è possibile dare ragione di componenti di sforzo orizzontale prevalenti su quelle verticali. Avanzamenti teorici più recenti, che incorporano le caratteristiche di struttura della massa rocciosa ed in particolare la sua anisotropia o introducono altri fattori quali la curvatura della superficie terrestre e la temperatura, possono parimenti fornire modelli coerenti in grado di giustificare l'elevata variabilità delle componenti di sforzo, non compatibile con il classico modello elastico ed isotropo. Inoltre, nelle zone montuose, la distribuzione degli sforzi è controllata in modo dominante dalla topografia ed anche tale effetto, di cui può essere data una stima analitica, deve essere tenuto in conto.

In ogni caso, considerando il complesso insieme di fattori originanti la "stato di sforzo" (tra cui si distinguono per la forte variabilità: disomogeneità, azioni tettoniche, sforzi residui, effetti termici,...) è conveniente ritenere che la disponibilità di un corredo piuttosto articolato di schemi ideali per la definizione a priori della condizione di sforzo naturale da introdurre nel calcolo, non debba prescindere dalla necessità di una calibrazione che, attraverso misure, stabilisca un riferimento per inferenze su base analitica. Le misure risultano poi assolutamente indispensabili quando deve essere certificato il livello delle sollecitazioni (relative) in determinati punti o in particolari strutturali come ad es. sul contorno degli scavi e nei pilastri.

Come espresso dagli estensori di queste raccomandazioni, tra i vari metodi disponibili, di tipo attivo, sono stati presentati solo quelli che raccolgono il maggior consenso e per i quali è disponibile anche una più estesa esperienza d'uso. Più precisamente sono descritti:

- il metodo del martinetto piatto – utile per misure parietali – in cui una componente normale dello stato di sforzo è rimpiazzata da una pressione idraulica;
- il metodo della fratturazione idraulica – particolarmente vantaggioso per determinazioni a grande profondità – che fornisce usualmente gli sforzi agenti nel piano perpendicolare al foro predisposto per il test;
- due metodi del rilascio delle sollecitazioni per sovracarotaggio – idonei per misure a profondità non eccessiva, generalmente <30m – riferiti specificamente alle celle deformometriche per misure di spostamento, tipo USBM, ed alle celle estensimetriche tipo CSIR e CSIRO.

Considerando che le componenti di sollecitazione sono stimate attraverso l'osservazione di un disturbo, quale uno spostamento o una deformazione, e che per la generazione del disturbo, nonché per l'accesso alla zona di misura, si induce una alterazione del campo di sforzo di cui si richiede la stima, è implicito che per l'interpretazione delle componenti di sollecitazione è necessario il ricorso ad un procedimento di elaborazione analitico o numerico; inevitabilmente tale passaggio induce ulteriori elementi di incertezza, se non di soggettività.

Nel presentare questa traduzione i due curatori, anche in ragione della complessità e degli sviluppi sul particolare tema (tecniche e teoria), non possono non manifestare dubbi sulla buona aderenza – anche in termini di stretta terminologia – tra la loro "interpretazione" ed il testo tecnico originale. Pertanto, pur a fronte di una certa fatica, chiedono venia per gli immancabili errori o imprecisioni e manifestano la loro disponibilità a recepire tutti gli eventuali suggerimenti utili a migliorare il contenuto di questo lavoro.

I curatori della traduzione
MASANTONIO CRAVERO e GIORGIO IABICHINO

Proposte metodologiche per la determinazione dello stato di sollecitazione della roccia

Introduzione

La Commissione sulla Standardizzazione delle prove in situ e di laboratorio, nel seguito denominata Commissione sulle Metodologie di Prova, è stata fondata nel 1967. A seguito delle risposte relative ad un questionario diffuso tra tutti i membri dell'ISRM, che hanno mostrato chiaramente una comune richiesta per la standardizzazione delle procedure di prova, sono state definite quali dovessero essere le prove da standardizzare e la relativa priorità. Inoltre è stato deciso che le prove oggetto di ricerca, incluse numerose prove di caratterizzazione fisica della roccia, dovessero essere considerate al di fuori dello scopo della standardizzazione.

Il presente documento è stato redatto grazie allo sforzo di un gruppo di lavoro appartenente alla Commissione che include numerosi membri del Comitato sulle prove in situ. Nella prima pagina è riportato un elenco dei collaboratori. La maggior parte del lavoro si è potuta realizzare grazie al coordinamento del Dr. J. A. Franklin del Canada (prima del 1983) e del Dr. K. Kim degli Stati Uniti d'America (a partire dal 1983).

L'intenzione di queste Proposte Metodologiche è quella di specificare le procedure di prova per la determinazione dello stato di sollecitazione della roccia e di raggiungere un certo grado di standardizzazione senza tuttavia ostacolare lo sviluppo o il perfezionamento delle tecniche.

Chiunque sia interessato a queste proposte e desiderasse suggerire ulteriori indicazioni o modifiche potrà scrivere al Secretary General, International Society of Rock Mechanics, Labòratorio Nacional de Engenharia Civil, 101 Avenida do Brasil, P-1799 Lisboa Codex, Portugal.

Proposte metodologiche per la determinazione dello stato di sollecitazione della roccia

Introduzione tecnica

In sotterraneo le masse rocciose sono sottoposte a forze di compressione che generalmente si incrementano con la profondità. L'entità dell'incremento, comunque, varia in funzione di diversi fattori. I dati relativi allo stato di sollecitazione in situ misurato in diverse Nazioni indicano che la sollecitazione verticale varia in maniera maggiormente prevedibile rispetto a quella orizzontale, in quanto direttamente influenzata dal carico del terreno di copertura.

Quando viene realizzato un vuoto nella massa rocciosa, lo stato di sollecitazione naturale viene localmente modificato e la massa rocciosa deve raggiungere un nuovo stato di equilibrio. La sollecitazione nell'intorno di un vuoto realizzato dalle attività umane viene definita "sollecitazione indotta" in opposizione alle "sollecitazione vergine" o "sollecitazione assoluta" che definiscono invece lo stato di sollecitazione originario o indisturbato. Questo stato di sollecitazione naturale è spesso indicato semplicemente come "sollecitazione in situ". Le "proposte metodologiche" presentate in questa pubblicazione trattano principalmente dello stato di sollecitazione naturale. In sotterraneo la sollecitazione in situ è talvolta talmente alta (relativamente alla resistenza della massa rocciosa) da causare colpi di tensione, cedimenti, ribaltamenti, sollevamenti o altri problemi di controllo della roccia. In questi casi, per il progetto e la costruzione di strutture ingegneristiche all'interno della massa rocciosa, la conoscenza dello stato di sollecitazione in situ diviene di importanza fondamentale. Spesso, nei casi in cui l'effetto della sollecitazione è meno drammatico, la forma ottimale, l'orientamento e la disposizione delle strutture sotterranee, così come pure l'efficacia e i costi finali dei sistemi di supporto della roccia, possono essere significativamente influenzati dalla sollecitazione in situ.

I fattori che influenzano l'entità e l'orientamento della sollecitazione in situ comprendono il peso dei materiali di copertura, le strutture geologiche (a scala locale e regionale), le forze tettoniche all'interno della crosta terrestre, le sollecitazioni residue e quelle termiche. La complessità delle relazioni che intercorrono fra questi fattori e la sollecitazione in situ generalmente impedisce una stima attendibile della sollecitazione naturale cui la roccia è sottoposta. A ciò bisogna aggiungere che le tecniche di determinazione della sollecitazione della roccia, non essendo questa direttamente misurabile, si basano sulla misura di alcune reazioni (es.: spostamento, variazione di lunghezza, deformazione) che sono in-

dotte, all'interno della massa rocciosa, da una causa perturbante. La risposta della roccia, misurata in una zona soggetta a sollecitazioni (es. la parete di una galleria) viene estrapolata, all'esterno del vuoto, mediante modelli numerici o tecniche analitiche; diversamente le misurazioni devono essere fatte utilizzando un foro di sondaggio che raggiunga una zona indisturbata della massa rocciosa. In quest'ultimo caso il metodo di determinazione della sollecitazione deve tener conto del disturbo causato dal foro di sondaggio.

Al fine di ottenere metodi di misura delle sollecitazioni in situ attendibili, sono stati effettuati molti tentativi. TINCELIN [4], OBERT *et al.* [3], HAIMSON e FAIRHURST [1] e LEEMAN [2] hanno compiuto significativi sforzi pionieristici per sviluppare metodologie di misura della sollecitazione. Tra i metodi proposti, i tre che hanno ricevuto i più ampi consensi sono il metodo del martinetto piatto, il metodo del sovracarotaggio e quello della fratturazione idraulica. Le tecniche presentate in queste "Proposte Metodologiche" sono state selezionate in base alla loro utilizzazione e al grado di approvazione di cui godono in seno alla comunità dei geomeccanici. Ciò, a sua volta, riflette la relativa accoglienza della base teorica delle varie tecniche disponibili e la fiducia in questi metodi che è maturata attraverso le indagini di laboratorio, la ricerca sul campo e la pratica ingegneristica.

È importante sottolineare che i metodi di determinazione della sollecitazione della roccia si completano l'uno con l'altro: ciascuno offre vantaggi e svantaggi rispetto alla particolare applicazione. Inoltre, la crescente necessità di accurate e attendibili valutazioni della sollecitazione della roccia garantirà la continua evoluzione delle tecniche di misura e delle procedure di analisi dei dati e di conseguenza porterà a risolvere le incertezze e le difficoltà attualmente esistenti.

Ricevuto il 13 Gennaio 1986

Bibliografia

1. HAIMSON B. C. and FAIRHURST C. (1967) – *Initiation and extention of hydraulic fractures in rock*. Soc. Petrol. Engrs. J. 7,310 318.
2. LEEMAN E. R. (1969) – *The CSIR doorstopper and triaxial rock stress measuring instruments*. Proc. ISRM Symp.on the Determination of Stresses in Rock Masses, pp.578-616, L.N.E.C., Lisbon.
3. OBERT L., MERRILL R. H. and MORGAN T. A. (1962) – *Borehole deformation for determining the stress in mine rock*. USBM RI 5978.
4. TINCELIN M. E. (1952) – *Mesures des pression de terrain dans les mines de fer de l'est*. Ann. Inst. tech. Bâtim. 58, 972-990 .

Metodo 1: metodo proposto per la determinazione dello stato di sollecitazione della roccia mediante l'uso del martinetto piatto

Obiettivo

1. (a) Il metodo viene proposto per il rilevamento della sollecitazione nell'intorno ed in direzione parallela alla superficie della roccia esposta in uno scavo. Ogni misurazione permette di valutare la sollecitazione in una sola direzione, perciò, per determinare il tensore della sollecitazione è richiesto un minimo di sei misure, in direzioni indipendenti.

(b) Il metodo comporta l'osservazione del movimento di coppie di capisaldi di misura posizionate su facce opposte di un intaglio quando quest'ultimo è realizzato e, successivamente, quando nella parte interna della superficie dell'intaglio è applicata una pressione.

(c) Le misure possono essere effettuate anche in rocce fratturate purché l'intaglio possa essere praticato e rimanere aperto per tutta la durata del processo di installazione del martinetto piatto.

(d) Il metodo può essere utilizzato su materiali che non manifestino necessariamente proprietà elastiche ed isotropia, purché vengano apportate correzioni per ritenere validi i risultati[1].

Attrezzatura

2. (a) Un martinetto piatto è costituito da due sottili lastre di acciaio o di altri opportuni materiali, saldate insieme lungo il bordo in modo da formare una tasca piatta di almeno 0.1 m^2 di superficie, dotata di un tubo idraulico sporgente, di immissione, connesso ad un tubo idraulico flessibile e ad una valvola di sfiato. La scelta della forma del martinetto piatto dipende dal metodo utilizzato per praticare l'intaglio[2]. Particolare attenzione dovrebbe essere posta nell'esecuzione della saldatura lungo il bordo delle due lastre e intorno al tubo idraulico di immissione in modo da consentire al martinetto piatto di espandersi, reversibilmente e senza perdite, dall'installazione sino alla massima pressione di prova.

(b) Una pompa idraulica ad azionamento manuale o elettrico, connessa ad una valvola di non ritorno. La pressione dovrebbe essere misurata mediante trasduttori aventi una precisione di almeno il 5% della sollecitazione prevista. Il sistema, connesso per mezzo di tubi flessibili ad alta pressione, dovrebbe essere in grado di mantenere qualsiasi pressione, nell'intervallo desiderato, per almeno 5 minuti.

(c) Due o più coppie di capisaldi di misura cementati in fori praticati nella roccia sui lati opposti dell'intaglio del martinetto piatto. Il tipico caposaldo di misura ha 12 mm di diametro e 150 mm di

lunghezza; queste dimensioni dipendono dalla qualità della roccia. La parte terminale in vista di ciascun caposaldo di misura e la distanza *d* (Figura 1) fra capisaldi dovrebbero essere adatte allo strumento di misura (vedi paragrafo 2 (d)). In aggiunta ai capisaldi di misura in superficie possono essere installati degli strumenti in foro (misuratori di sollecitazione). Nel caso in cui la superficie di roccia esposta appaia disturbata dai lavori di scavo, è preferibile misurare gli spostamenti ad una profondità sufficiente ad evitare la roccia danneggiata.

(d) Un misuratore di spostamento meccanico o elettrico, rimovibile, con una lunghezza media della base di misura fra 150 e 220 mm o, per martinetti piatti di grandi dimensioni, da 1/3 a 1/2 della dimensione del martinetto. L'intervallo di misura dovrebbe essere almeno di 5 mm e la risoluzione per ciascuna lettura dovrebbe essere di almeno 0.002 mm o superiore.

(e) Un idoneo trapano da roccia o tagliatrice per praticare l'intaglio del martinetto piatto[2]. Gli intagli possono essere realizzati con perforazioni sovrapposte (perforazione a cucitura), con tagliatrici a disco o a filo. Quando si usano perforazioni sovrapposte, gli intagli dovrebbero avere diametro non superiore a 40 mm e sovrapposizione di 1/3 - 1/2 dello stesso.

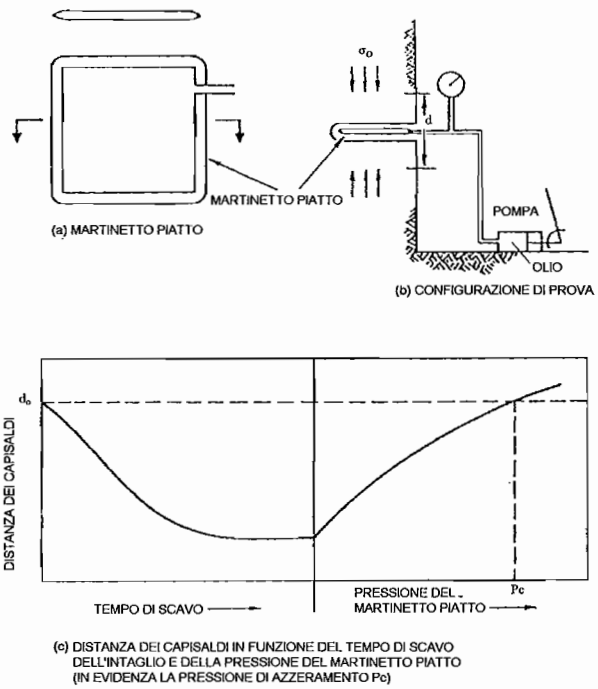


Fig. 1 – Prova del martinetto piatto[2]. (a) Martinetto piatto. (b) Configurazione di prova. (c) Grafico distanza dei capisaldi / progressione dello scavo dell'intaglio e pressione del martinetto piatto (Pc = pressione di annullamento).

(f) Strutture di montaggio, sagome, maschere ed altri equipaggiamenti per facilitare l'accurata perforazione dei fori per i capisaldi di misura, l'installazione degli stessi e l'esecuzione dell'intaglio del martinetto piatto.

(g) Per l'installazione dei capisaldi di misura e del martinetto piatto sono necessari: cemento, betoniera e attrezzatura per la messa in opera del cemento[3]. Il cemento dovrebbe avere resistenza simile a quella della roccia in cui si stanno effettuando le prove. Generalmente si utilizza cemento Portland o resine epossidiche. Queste ultime induriscono molto rapidamente e per questo motivo sono normalmente utilizzate per fissare i capisaldi di misura.

Procedimento

Scelta del sito

3. (a) Nella scelta della porzione di roccia in cui condurre la prova, va tenuto in conto il numero di determinazioni che devono essere effettuate in quell'area. Sono necessarie un minimo di sei prove in direzioni indipendenti per ottenere il tensore completo della sollecitazione, tuttavia generalmente vengono condotte delle prove supplementari in altra posizione per ottenere, in sede di interpretazione, una migliore stima dei risultati.

Il migliore schema di prova da adottare in galleria o in una via di accesso al sotterraneo prevede nove prove: tre nella volta, tre nelle pareti laterali e tre nel fronte. Nella figura 2 è illustrato un esempio di disposizione degli intagli per le prove con il martinetto piatto. Le prove dovrebbero essere condotte il più possibile senza interferire l'una con l'altra e dovrebbero essere ubicate ad un minimo di cinque volte il diametro della galleria da ogni altra apertura.

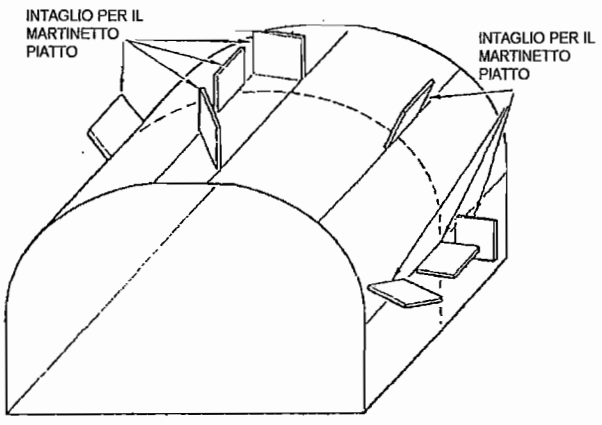


Fig. 2 – Esempio di disposizione degli intagli per la prova del martinetto piatto.

(b) Una volta determinata l'ubicazione dell'area di prova, lo scavo in detta area deve essere effettuato con la massima cura. È consigliabile lo scavo con profilatura della zona di prova seguito da un accurato disgaggio delle porzioni di roccia instabile.

Scelta e preparazione dei siti per le singole prove

4. (a) Ciascuna prova dovrebbe essere effettuata su di una superficie rocciosa compatta, piana o lievemente concava. La roccia, se colpita con una barra o con una punta d'acciaio, dovrebbe produrre un'eco sonora (non dovrebbe suonare a vuoto). Se non è immediatamente disponibile un'area adatta, la superficie di prova deve essere preparata per mezzo di uno scavo manuale o con attrezzature pneumatiche. Se sono presenti sovraescavazioni locali, dovrebbe essere tenuta in conto una eventuale modificazione della geometria della galleria.

(b) La distanza fra il sito di prova e ogni significativa discontinuità geologica o irregolarità della superficie della roccia, dovrebbe essere almeno tre volte la lunghezza dell'intaglio del martinetto piatto. Possono essere effettuate prove in roccia intensamente fratturata a condizione che l'intaglio praticato rimanga aperto sufficientemente a lungo da consentire l'installazione del martinetto piatto.

Calibrazione

5. (a) Gli effetti di bordo causati dalla saldatura, soprattutto per i martinetti piatti di piccole dimensioni, tendono a far sì che la pressione idraulica all'interno del martinetto sia più alta di quella esercitata dal martinetto stesso sulle pareti dell'intaglio. I produttori del martinetto dovrebbero misurare questa differenza usando adeguate procedure di laboratorio e dovrebbero assegnare un coefficiente di calibrazione ad ogni martinetto piatto[4].

(b) Gli strumenti per la misura della pressione e dello spostamento devono essere calibrati prima dell'effettuazione di ogni serie di prove. Le calibrazioni devono essere eseguite in un laboratorio prove indipendente.

Installazione e conduzione della prova

6. (a) Il lato lungo dell'intaglio per il martinetto dovrebbe essere orientato perpendicolarmente (ione superficiale della roccia.

(b) Le coppie di capisaldi di misura devono essere posizionate simmetricamente a cavallo del segno che individua la posizione dell'intaglio per il martinetto. La distanza (d) fra i capisaldi è determinata dal misuratore di spostamento. La linea congiungente i singoli capisaldi di ciascuna coppia dovrebbe formare un angolo minore di 3° rispetto alla perpendicolare all'intaglio.

(c) Sulla superficie di roccia preparata devono essere disposte le sagome e devono essere marcate le posizioni dei capisaldi di misura descritti nel paragrafo 6 (b). Devono essere praticati i fori in cui vanno cementati i capisaldi di misura; devono essere fissati in posto i capisaldi e deve essere annotata la loro distanza iniziale. Le letture dovrebbero essere ripetute per un numero di volte sufficiente ad ottenere una ripetibilità di 0.005 mm.

(d) Viene quindi praticato l'intaglio. Bisogna fare attenzione a mantenere l'intaglio nella direzione richiesta e perpendicolare alla superficie della parete rocciosa. Generalmente si preferisce praticare l'intaglio ad una profondità maggiore della dimensione del martinetto piatto e collocare l'area di carico arretrata di 25 mm rispetto alla superficie della parete rocciosa. Ciò al fine di prevenire locali fratturazioni della roccia durante la pressurizzazione.

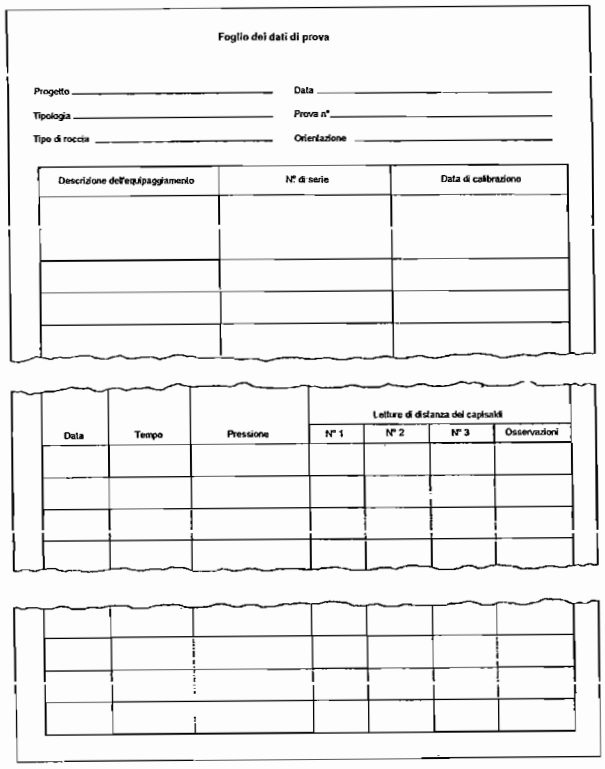
(e) Nel caso in cui il foro venga realizzato mediante carotaggio, le carote dovrebbero essere conservate, disposte l'una accanto all'altra e fotografate per documentare le caratteristiche geologiche dell'area di prova. Quando non sono disponibili carote, le caratteristiche della roccia andrebbero documentate attraverso l'osservazione della parete rocciosa o mediante delle perforazioni in una zona distante dall'area di prova almeno il doppio della lunghezza del martinetto.

(f) Dopo aver praticato l'intaglio, dovrebbero essere effettuate ulteriori serie di letture dello spostamento per registrare l'entità della chiusura dell'intaglio e se questa sia istantanea o variabile in funzione del tempo[5].

(g) Il martinetto piatto va inserito interamente nell'intaglio e, se necessario, cementato[3]. Deve essere posta attenzione per evitare la formazione di tasche d'aria nel cemento. Se ciò accadesse diventerebbe probabile la rottura del martinetto o l'inattendibilità dei risultati della prova.

(h) Dopo che il cemento ha fatto presa, si procede all'incremento della pressione nel martinetto piatto usando incrementi determinati dall'entità delle misure di spostamento e dal controllo del sistema idraulico di pompaggio. Gli incrementi di pressione dovrebbero permettere un minimo di dieci letture sino alla massima pressione prevista.

(i) Per ciascun incremento di pressione vengono registrate le letture della distanza dei capisaldi. La pressione dovrebbe essere incrementata finché la distanza fra i capisaldi non eguagli quella precedente l'apertura dell'intaglio. La pressione finale, definita pressione di annullamento, viene valutata attraverso i grafici pressione/distanza fra i capisaldi, come descritto nel successivo paragrafo 7(c). Nella figura 3 è mostrato un tipico modulo di raccolta dei dati di prova.


Foglio dei dati di prova

Progetto _____ Data _____

Tipologia _____ Prova n° _____

Tipo di roccia _____ Orientazione _____

Descrizione dell'equipaggiamento	N° di serie	Data di calibrazione

Data	Tempo	Pressione	Letture di distanza dei capisaldi			
			N° 1	N° 2	N° 3	Osservazioni

Fig. 3 – Modulo di raccolta dei dati di prova.

Calcoli

7. (a) Le pressioni idrauliche registrate devono essere corrette per fornire le pressioni applicate nell'intaglio per mezzo di fattori di correzione dell'effetto bordo e del misuratore di pressione di cui si è parlato nei paragrafi 5(a) e (b).

(b) I valori di chiusura e di apertura dell'intaglio devono essere calcolati per ciascuna coppia di capisaldi e per ogni incremento di scavo dell'intaglio/pressione sottraendo la lettura iniziale da quelle successive.

(c) I valori di avvicinamento e di allontanamento di ciascuna coppia di capisaldi devono essere riportati su un diagramma in funzione della pressione applicata per determinare la pressione media di annullamento (vedi Fig. 1(c)).

(d) La componente della sollecitazione che agisce perpendicolarmente al piano del martinetto piatto prima dell'apertura dell'intaglio può essere considerata approssimativamente ($\pm$5%) uguale alla pressione media di annullamento, a condizione che le curve pressione/distanza fra capisaldi, determinate da una serie di cicli carico-scarico, non mostrino evidente isteresi.

(e) Il metodo di determinazione della sollecitazione mediante il martinetto piatto posizionato secondo le indicazioni fornite al paragrafo 3(a), può essere utilizzato per la determinazione delle componenti della sollecitazione relativa nelle immediate vicinanze di un vuoto. Questa informazione può essere estrapolata alla sollecitazione originaria indisturbata mediante l'applicazione della teoria dell'elasticità o di tecniche di modellazione numerica.

Presentazione dei risultati

8. Il rapporto delle prove dovrebbe contenere le seguenti informazioni generali:

(a) Una descrizione del sito di prova.

(b) Dettagli della o delle stazioni di misura compresi nel sito di prova.

(c) Il tipo di roccia e la locale struttura geologica.

(d) Una descrizione, corredata da diagrammi e fotografie, del procedimento e dell'apparecchiatura utilizzata. Possono essere prese come riferimento queste "Proposte Metodologiche" evidenziando le differenze di attrezzatura e di procedure rispetto alle attrezzature e procedure raccomandate.

(e) La casa produttrice del martinetto piatto, sue specifiche e calibrazioni.

(f) Schemi del martinetto piatto e delle disposizioni dei capisaldi di misura.

(g) Dettagli dei metodi di realizzazione dell'intaglio del martinetto piatto ed eventuali difficoltà riscontrate.

(h) Tipo, casa produttrice e informazioni sulla calibrazione del misuratore di spostamento usato.

9. Per ciascuna prova condotta con il martinetto piatto, il rapporto delle prove dovrebbe includere le seguenti informazioni dettagliate:

(a) Le distanze iniziali tra i capisaldi prima della realizzazione dell'intaglio.

(b) Le distanze tra i capisaldi conseguenti all'apertura dell'intaglio (immediatamente dopo l'apertura dell'intaglio e ripetutamente prima della messa in pressione del martinetto piatto).

(c) Tabella e grafico della distanza fra i capisaldi in funzione della pressione del martinetto.

(d) Una interpretazione dei risultati delle prove effettuata mediante i metodi usati per la stima della sollecitazione originaria (se applicabili).

(e) I risultati della prova che evidenziano discrepanze sostanziali rispetto agli altri dati, fornendo le spiegazioni possibili o probabili delle loro cause.

Note

1. Una sintesi delle probabili cause ed entità degli errori è fornita nella tabella 1.
2. Quando, per praticare l'intaglio, vengono utilizzati dei fori sovrapposti, la scelta della forma del martinetto piatto deve essere effettuata tenendo presente la geologia e la spaziatura delle fratture. In genere viene scelta la forma rettangolare con la dimensione minima di 300 x 300 mm. Quando deve essere usata la tagliatrice a disco, il martinetto piatto deve avere forma di segmento circolare come quella della lama di taglio.

Tabella I. Errori e incertezze nella misura della sollecitazione in situ utilizzando un martinetto piatto

Cause di errori o incertezze	Correzione, calcolo o riduzione	Valore di errore accettabile e/o correzione
1) Roccia disturbata nel sito di prova.	Scavo e prova di posizionamento degli intagli accurati.	Potrebbe invalidare completamente i risultati.
2) Scorretta installazione, modifica dell'area di contatto durante l'applicazione della pressione del martinetto piatto.	Calibrazioni condotte accuratamente in un intaglio campione con spostamento misurato e controllato dalla rigidezza della roccia.	Correzione del 10-15% ad alte sollecitazioni. Per sollecitazioni più basse correzioni maggiori.
3)Andamento della curva sollecitazione-deformazione non ripetibile.	Cicli di carico del martinetto piatto al fine di determinare la sua deformazione (valutando correzioni per ogni cambiamento nelle caratteristiche del martinetto se non vengono recuperate le dimensioni originali del martinetto stesso). Su questo aspetto sono necessari ulteriori lavori sperimentali.	Dipende dal tipo di roccia e dal livello della sollecitazione *in situ*. Per basse sollecitazioni *in situ*, potrebbe causare errori sostanziali.
4) Campo di sollecitazione biassiale.	Correzioni matematiche basate sulla elasticità lineare.	Dipendono dalla geometria dell'intaglio, ma probabilmente fra 0 e 5%.
5) Intaglio e martinetto di dimensioni differenti.	Correzioni matematiche basate sulla elasticità lineare.	In questo caso 0-5%, a seconda di come il martinetto piatto è posizionato nell'intaglio.
6) Sistema di misura.	Errore standard dell'apparecchiatura.	5% con l'apparecchio descritto in questo articolo.
7) Effetto della rigidità del martinetto piatto.	Sono disponibili diagrammi di influenza, ma è meglio uno studio matematico sull'apparecchiatura utilizzata.	Da 0 a più del 10%, a seconda della geometria del martinetto e della sua rigidezza relativa.

Quando fattibile, è preferibile realizzare l'intaglio con la tagliatrice.

3. In intagli planari con pareti lisce e apertura appena sufficiente per la sistemazione del martinetto piatto è meglio evitare l'uso del cemento. A tal fine è utile una tagliatrice a disco dal momento che essa produce un intaglio piano e di spessore uniforme, tuttavia essa è limitata a realizzare intagli di forma semicircolare e di profondità minore del raggio della lama di taglio. Un metodo brevettato, in cui il disco può penetrare a qualunque profondità usando una guida a colonna centrale inserita in un foro precedentemente predisposto è descritto nelle "Proposte metodologiche per la determinazione della deformabilità mediante il martinetto piatto" dell'ISRM.
4. Gli effetti di bordo possono essere presi in considerazione semplicemente stimando l'ampiezza inefficace lungo il perimetro del martinetto piatto, sottraendola dall'ampiezza totale e riducendo la sollecitazione applicata, per mezzo del rapporto all'area effettiva del martinetto piatto rispetto all'area di intaglio. La calibrazione dei martinetti piatti per mezzo di una pressa può fornire una migliore valutazione di questa compensazione. Questo è particolarmente vero per i martinetti piatti semicircolari.
5. Se i capisaldi si allontanano l'uno dall'altro durante l'intaglio, allora la componente della sollecitazione della roccia nel sito di prova è di trazione e non può essere misurata con questo metodo.

9. Bibliografia relativa al metodo 1

1. BERNEDE J. (1974) – *Mesures des contraintes au verin plat-nouvelles possibilities*. Proc. 3rd Int. Congr. on Rock Mechanics, vol. IIA, pp. 433-438, Denver.
2. GOODMAN R. E. (1980) – *Introduction to Rock Mechanics*, p. 115. Wiley, New York.
3. HABIB P. and MARCHAND R. (1952) – *Mesures des pressions de terrains par l'essai de verin plat*. Annls Inst. tech. Batim. 58.
4. HOECK E. and BROWN E.T. (1980) – *Underground excavations in Rock*, p. 384, IMM, London.
5. LONDE P. (1973) – *The role of rock mechanics in the reconnaissance of rock foundations, water seepage in rock slopes and the stability of rock slopes*. Q. Jl. Engng. Geol. 5, 57-127.
6. OBERT L. and DUVAL W.I. (1976) – *Rock Mechanics and the design of structures in rock*, p. 417. Wiley, New York.
7. ROCHA M., BAPTISTA LOPES J. and DASILVA J. (1966) – *A new technique for applying the method of*

the flatjack in determination of stresses inside rock masses. Proc. 1st Int. Congr. on Rock Mechanics, vol. 2, pp. 57-65, Lisbona.

8. TINCELIN M.E. (1952) – Mesures des pressions de terrains dans les mines de fer de l'est. Annls Inst. Tech. Batim. 58, 972-990.
9. WAREHAM B.F. and SKIPP V. O. (1974) – *The use of the flatjack installed in a saw cut slot in the measurement of in situ stress*. Proc. 3rd Int. Congr. on Rock Mechanics, vol. IIA, pp. 481-488, Denver.

Metodo 2: metodo proposto per la determinazione dello stato di sollecitazione della roccia mediante l'uso della tecnica della fratturazione idraulica

Obiettivo

1. (a) L'obiettivo della tecnica della fratturazione idraulica è quello di misurare lo stato di sollecitazione *in situ* in profondità per mezzo di un foro di perforazione. La prova, in generale, fornisce l'entità e le direzioni delle sollecitazioni massime e minime nel piano perpendicolare al sondaggio.

La fratturazione idraulica è l'unica tecnica di determinazione della sollecitazione della roccia che è stata applicata con successo a perforazioni profonde. Per questo motivo, questa tecnica ha trovato applicazione nelle indagini di caratterizzazione del sito attraverso sondaggi verticali dalla superficie. Quando l'accesso al sito è invece possibile tramite pozzi, gallerie o sondaggi poco profondi, allora possono essere applicate le "Proposte Metodologiche" 1, 3 o 4.

(b) La pressione del fluido è applicata in una sezione di prova del sondaggio, isolato per mezzo di packers (martinetti cilindrici). Le pressioni di fluido richieste per generare, propagare, mantenere aperta e riaprire fratture della roccia nella sezione circolare di prova sono misurate e correlate al campo di sollecitazione esistente. Le direzioni della sollecitazione misurata sono generalmente ottenute osservando e misurando l'orientamento del piano di frattura indotta per azione idraulica (idrofrattura).

(c) Il metodo, in generale, è maggiormente indicato per effettuare misure a profondità maggiori di 50 m, che sono ben oltre il campo di applicabilità della maggior parte delle altre tecniche. Inoltre, il vantaggio di questo metodo consiste nel non richiedere alcuna precedente conoscenza delle proprietà elastiche della roccia e di poter essere condotto senza difficoltà anche al di sotto della falda freatica. Consente infine di misurare sollecitazioni in un'area relativamente ampia, maggiore di 0.5-1.0 m di diametro, non in un punto.

(d) Il metodo è più preciso se è applicato a materiali il cui comportamento si approssima a quello del mezzo fragile, omogeneo, elastico, isotropo e non poroso.

(e) Si assume che la direzione della perforazione coincida con una delle direzioni della sollecitazione principale. In genere questa ipotesi è considerata valida per fori verticali praticati dalla superficie, nel qual caso la sollecitazione verticale è calcolata tenendo conto del peso del terreno di copertura. L'accuratezza dei risultati della prova sarà considerata dubbia se la direzione della perforazione risulterà deviata in modo sostanziale (oltre $\pm 15°$) dalla sollecitazione principale.

Attrezzatura

Equipaggiamento di perforazione

2. (a) Può essere utilizzato qualunque equipaggiamento di perforazione che sia in grado di praticare un foro stabile alla profondità di prova richiesta. Il diametro del foro dovrà adattarsi al packer (martinetto cilindrico) che si intende usare o viceversa.

(b) L'equipaggiamento di perforazione dovrà inoltre consentire il recupero di campioni di carotaggio in prossimità delle sezioni di prova al fine di valutare la resistenza alla rottura del foro e per esaminare le caratteristiche e le giaciture delle discontinuità.

Equipaggiamento di ispezione

3. (a) È richiesta la conoscenza delle direzioni delle fratture prodotte idraulicamente al fine di poter stimare la direzione della sollecitazione principale. Per determinare questa direzione può essere usato uno dei seguenti metodi (ciascuno dei quali ha un margine di risoluzione di $\pm 5°$):

(i) Ispezione visiva per mezzo di un periscopio o di una telecamera da foro. Sarebbe molto utile, a scopo di confronto, una videoregistrazione che documenti la situazione precedente la prova.

(ii) Esame di una immagine ecografica ottenuta dalla riflessione di segnali acustici.

(b) Può essere utile un calibro da foro per garantire che la sezione di prova designata abbia un diametro adeguato per la soddisfacente installazione dei packers (martinetti cilindrici).

(c) L'allineamento ed il direzionamento del foro possono essere misurati utilizzando un dispositivo di orientamento, se vi è una qualunque indicazione che la deviazione sia eccessiva.

(d) Per orientare le macchine fotografiche o le telecamere per gli impression packers (martinetto cilindrico da impronta), generalmente vengono usate delle bussole magnetiche

Devono essere usati metodi alternativi di misura nel caso in cui le caratteristiche mineralogiche della roccia possono falsare la lettura della bussola. Bisogna sospettare delle rocce ricche di materiali magnetici, quali le formazioni di ferro e le rocce ignee

basiche. In questo caso possono essere usate bussole giroscopiche, che conservano l'orientazione del dispositivo d'ispezione dal collare del foro.

Composizione dell'equipaggiamento del packer (martinetto cilindrico)(Fig. 4)

4. (a) È richiesto un sistema per isolare la sezione di prova del foro. Per chiudere il foro e poter mettere in pressione la sezione di prova, vengono usati packers (martinetti cilindrici) gonfiabili, attraversati dal tubo di adduzione dell'acqua. Per isolare una porzione del foro, in genere vengono usati dei sistemi che utilizzano un doppio packer, ma può anche essere usato un packer singolo per isolare la base del foro[1]. Per fissare i packers (martinetti cilindrici) e sigillare l'intervallo di prova è usata l'espansione di liquidi o di gas. La pressione iniziale di installazione del packer (martinetto cilindrico) dipende dal tipo di packer (martinetto cilindrico) usato. Se la pressione nella sezione di prova si avvicina alla pressione del packer (martinetto cilindrico) questa dovrà essere aumentata in modo da prevenire perdite.

(b) I packers (martinetti cilindrici) sono separati da distanziali[2]. La lunghezza della sezione di prova è scelta osservando le condizioni della carota e/o della parete del foro per mezzo dei metodi descritti nel paragrafo 3. In genere si raccomanda una lunghezza minima di cinque volte il diametro del foro.

(c) Il packer (martinetto cilindrico) deve garantire la tenuta per tutto il periodo di messa in pressione, senza che vi siano perdite di fluido dalla sezione di prova.

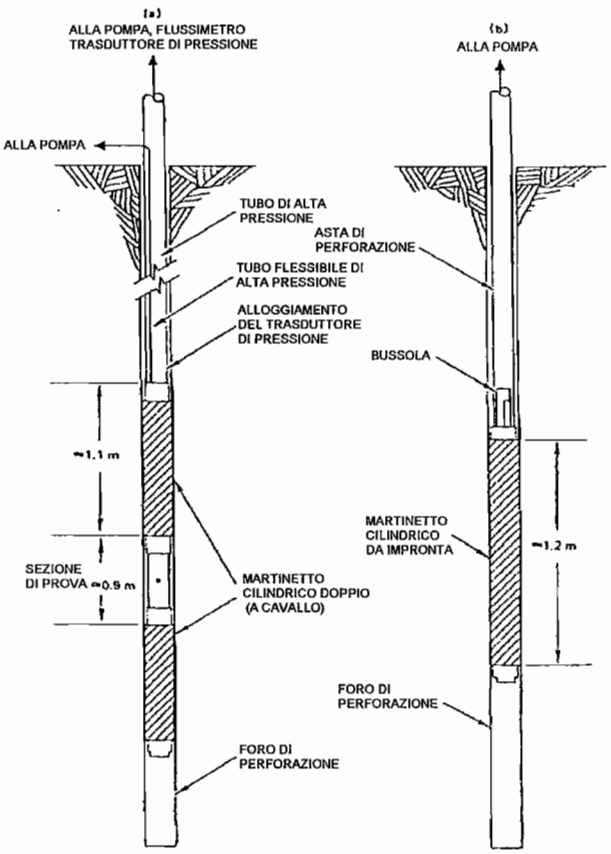


Fig. 4 – Rappresentazione schematica dello strumento per (a) l'idrofratturazione e (b) impression packer (martinetto cilindrico da impronta).

Composizione dell'equipaggiamento di iniezione del fluido

5. (a) Un sistema di pompaggio ad alta pressione in grado di erogare una portata costante nell'intervallo di pressioni da attuare durante la prova.

Il sistema di pompaggio dovrebbe essere in grado di vincere le perdite per attrito nelle tubature e di innescare l'idrofratturazione.

(b) È necessario un approvvigionamento di barre, tubature rigide o flessibili sufficienti per la profondità di misurazione richiesta. Queste sono usate generalmente per introdurre il packer (martinetto cilindrico) nel foro.

Composizione dell'equipaggiamento di misura

6. (a) Trasduttori di pressione in superficie o immediatamente sopra il packer (martinetto cilindrico) per misurazioni della pressione del fluido. È sufficiente un trasduttore di pressione in superficie per prove a piccola profondità o per prove a bassa portata purché non vi siano problemi di perdita di carico nelle giunture delle tubazioni. Le prove profonde e quelle ad alta portata potrebbero essere migliorate dall'uso di un trasduttore a fondo foro.

Durante la prova la pressione dovrebbe essere registrata in continuo mediante dispositivi elettrici analogici (registratori grafici), registratori digitali e/o, per i misuratori di pressione a fondo foro, registratori meccanici. Al termine della prova dovrebbe essere riportato su un grafico l'andamento della pressione in funzione del tempo. Questa registrazione è essenziale per decidere, durante la prova, quando incrementare la pressione e quando fermarsi.

I trasduttori dovrebbero essere calibrati per confronto con standard attendibili. I trasduttori a fondo foro possono anche essere controllati utilizzando la variazione di pressione che si verifica man mano che il trasduttore scende all'interno del fluido nel foro. Il controllo dell'intervallo di pressione dovrebbe essere condotto con una precisione non inferiore a +2.5% della massima pressione da attuare o con una precisione adeguata agli specifici requisiti di progetto.

(b) Un misuratore di pressione o un trasduttore per la misura della pressione di dilatazione del packer (martinetto cilindrico) con un livello di precisione adeguato al misuratore dell'intervallo di pressione.

(c) Uno strumento per registrare la portata di fluido in funzione del tempo. Dal momento che sono previsti esclusivamente cambiamenti istantanei delle caratteristiche di flusso, è sufficiente una misura del-

la portata dalla superficie. Dovrebbe essere usato un flussimetro con risoluzione migliore di 0.2 l/min.

Procedimento

Perforazione e ispezione

7. (a) La scelta del diametro del foro e la dimensione dell'apparato per la fratturazione idraulica a fondo foro può essere basata sull'equipaggiamento disponibile. Una volta determinata l'ubicazione e la profondità cui deve essere condotta la prova, per ottenere la sezione di prova, dovrebbe essere praticato un foro in modo da superare la profondità prevista. La scelta finale della lunghezza e della profondità della zona di prova può essere basata sulle caratteristiche di fratturazione delle carote recuperate o sull'ispezione della parete del foro per mezzo di un apparato di ispezione ottico o acustico.

(b) Per determinare le caratteristiche della roccia nella sezione di prova vengono esaminati in dettaglio i detriti di perforazione e/o le carote di roccia. La scelta del packer (martinetto cilindrico) e le pressioni di pompaggio possono essere influenzate dalla durezza della roccia e dalla rugosità della parete del foro.

(c) Si raccomanda di ripulire con un getto d'acqua il foro dai detriti e/o può essere necessario abbassare la testa di perforazione alla profondità di prova, per rifinire il passaggio per la batteria di packers (martinetti cilindrici).

(d) Si raccomanda, di stimare e documentare le posizioni, le giaciture e le aperture delle discontinuità geologiche comprese nella sezione di prova usando per esempio, se possibile, le carote, l'impronta del packer, una macchina fotografica a fondo foro o un'immagine ecografica. Questo è utile anche come prova preliminare per la misurazione dell'orientamento della frattura.

(e) Al fine di evitare di collocare i packers (martinetti cilindrici) in sezioni di foro caratterizzate da dimensioni maggiori di quella nominale, può essere consigliabile l'uso di un calibro da foro.

(f) La batteria di packers (martinetti cilindrici) viene posizionata alla profondità prestabilita; viene annotata la profondità; i packers sono gonfiati, per contrasto alla pressione del fluido applicata, sino ad una pressione sufficiente a sigillarli.

(g) Durante il riempimento delle tubature di iniezione bisogna aver cura di eliminare l'aria dal sistema. Infatti l'aria che rimane intrappolata accresce fortemente la compressibilità del sistema e determina un effetto opposto sulla velocità di incremento della pressione durante la pressurizzazione della sezione di prova.

Conduzione della prova

8. (a) Nel caso in cui il controllo della pressione avvenga dalla superficie, essa è fatta crescere lentamente nell'intervallo di prova per garantire la minimizzazione delle cadute di pressione nelle tubazioni.

Nel caso in cui la pressione viene controllata dall'interno della sezione di prova, le cadute di pressione sono ininfluenti. Non esistono indicazioni di riferimento per la velocità di applicazione della pressione o per la portata, comunque il normale intervallo di applicazione della pressione varia fra 0.1 e 2.0 MPa/s. La velocità di applicazione della pressione è controllata dalla costanza della portata scelta. La portata per ottenere la desiderata velocità di applicazione della pressione varia in funzione della compressibilità totale del sistema di prova, dovuta in gran parte all'elasticità e alla lunghezza delle tubazioni, alla compressibilità e al volume del fluido nel sistema di prova. In generale le prove in profondità con tubi di grande diametro richiederanno maggiori portate rispetto alle prove a minor profondità e con tubi di diametro inferiore. La pressione del packer (martinetto cilindrico) dovrebbe essere regolata inizialmente molto al di sotto della pressione di rottura prevista e successivamente incrementata alla stessa velocità della pressione di iniezione. Questa prassi riduce la possibilità di innesco della frattura causata dalla pressione del packer (martinetto cilindrico). L'intervallo di pressione di prova è registrato in funzione del tempo. Non appena la pressione aumenta, entrambe le sollecitazioni efficaci, circonferenziale e verticale, tendono a diventare di trazione. Quando la sollecitazione di trazione indotta supera la resistenza alla rottura del foro si verifica la frattura. Prove della fratturazione possono essere ottenute dalla curva della pressione in funzione del tempo. La pressione al momento della rottura del foro viene detta "pressione di innesco frattura" (P_f) o pressione di rottura.

(b) Dopo aver iniettato un volume sufficiente a far propagare una frattura per la lunghezza di circa tre volte il diametro del foro, viene fermata l'erogazione e l'attuatore idraulico viene portato in posizione di "chiuso" ottenendo così la "pressione istantanea di chiusura" (P_s). Per determinare la "pressione di riapertura della frattura" (P_r) e le ulteriori misure della pressione di chiusura (P_s), sono usati ulteriori cicli di messa in pressione.

Come riportato da Zoback e Haimson [15] le prove di fratturazione idraulica possono talvolta fornire pressioni di chiusura indistinte e, per questi casi, gli specialisti della fratturazione idraulica hanno proposto diversi metodi utili ad identificare il cambiamento di pendenza associato alla chiusura della frattura3.

(c) I successivi cicli di messa in pressione dovrebbero essere condotti adottando portate simili e costanti; a discrezione dell'operatore possono essere aggiunti cicli con portata più alta o più bassa. Nella presentazione dei risultati, l'uso, per il calcolo della sollecitazione, di cicli a portata maggiore o minore deve essere specificato e spiegato.

(d) I packers (martinetti cilindrici) vengono sgonfiati e l'equipaggiamento viene rimosso dal foro. Bisogna prestare attenzione che i packers (martinetti cilindrici) siano completamente sgonfi prima di recuperarli.

(e) Deve essere praticato un foro di ispezione (paragrafo 7d) per osservare e registrare le posizioni e le giaciture delle idrofratture.

(f) La "resistenza alla rottura del foro in roccia" (T) può essere stimata mediante prove di laboratorio eseguite su campioni di carota o può essere ottenuta *in situ* paragonando la pressione d'innesco della frattura con le successive pressioni di riapertura della frattura.

Calcoli

9. (a) La simbologia usata nei calcoli è la seguente:

H = profondità della sezione di prova al di sotto della superficie;
P_h = pressione statica del fluido di frattura;
γ = peso specifico della roccia;
P_0 = pressione iniziale dell'acqua nei pori;
P_f = pressione di innesco della frattura;
P_p = pressione di pompaggio;
P_s = pressione istantanea di chiusura;
P_r = pressione di riapertura della frattura;
σ_v = sollecitazione verticale;
σ_{min} = sollecitazione orizzontale minima;
σ_{max} = sollecitazione orizzontale massima;
T = resistenza alla rottura del foro in roccia;

(b) Nel caso in cui la pressione di pompaggio viene misurata direttamente nella sezione di prova, P_f, P_s e P_r possono essere ottenute direttamente dal grafico della pressione in funzione del tempo.

La figura 5 mostra una registrazione idealizzata della pressione di fratturazione idraulica. La forma generale dell'andamento della pressione dipende dalle grandezze relative delle sollecitazioni principali.

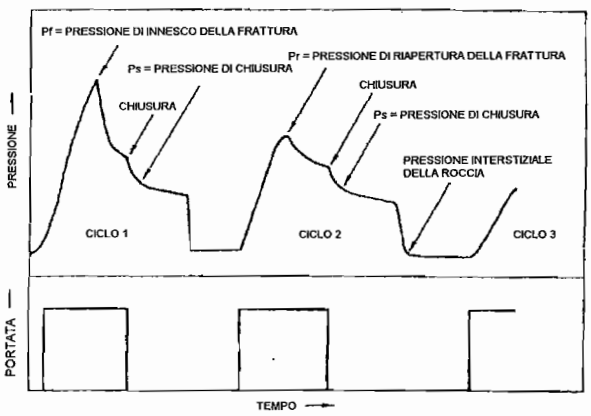


Fig. 5 – Registrazione idealizzata dell'andamento della pressione durante la fratturazione idraulica.

(c) Quando il piano di idrofratturazione è pressoché parallelo all'asse del foro, per ottenere le sollecitazioni principali possono essere usate le seguenti formule:

$$\sigma_{min} = P_s$$

$$\sigma_{max} = T + 3P_s - P_f - P_0$$

(per il ciclo iniziale di pressurizzazione)

$$\sigma_{max} = 3P_s - P_r - P_0$$

(per i successivi cicli di pressurizzazione)

La resistenza alla rottura del foro in roccia (T) è determinata mediante prove di laboratorio che riproducono il processo della fratturazione idraulica (preferibile) oppure essa è assunta coincidente con la resistenza a trazione ottenuta da prove di trazione diretta, o da prove Brasiliane. Può essere necessario ricorrere ad idonee correzioni per tenere in conto gli effetti della dimensione del campione e della configurazione della prova (vedi Ratigan [11]). La sollecitazione verticale è assunta generalmente pari al carico litostatico dovuto alle rocce sovrastanti. La direzione della σ_{max} è nella direzione del piano di frattura ed è perpendicolare alla σ_{min}.

Presentazione dei risultati

10. Il rapporto di prova dovrebbe includere le seguenti informazioni generali:

(a) Una descrizione dell'ubicazione del sito di prova.

(b) Un profilo geotecnico della sezione di prova, che fornisca tutte le informazioni disponibili comprese le documentazioni relative alle caratteristiche geologiche delle discontinuità rilevate ed alle condizioni della parete del foro.

(c) Una descrizione geologica della roccia oggetto di prova comprese informazioni sul tipo di roccia e sulla disponibilità di carote.

(d) La profondità della prova, la lunghezza della sezione di prova e la dimensione del foro.

(e) Una descrizione, illustrata con diagrammi o fotografie, del procedimento e delle attrezzature usate. Possono essere prese come riferimento queste "Proposte Metodologiche" evidenziando le differenze rispetto all'attrezzatura ed alle procedure raccomandate.

11. La relazione dovrebbe includere, per ciascuna postazione di misura, le seguenti approfondite e dettagliate informazioni:

(a) Grafici che mostrino, per ciascuna prova, la velocità di pompaggio o la portata, la pressione di iniezione in funzione del tempo e una descrizione del/dei metodi usati per individuare P_f, P_s e P_r, se

detti livelli di pressione non risultano distinguibili in modo evidente.

(b) Una tabella dei valori H, P_h, P_0, P_f, P_s e P_r, delle sollecitazioni orizzontali massime e minime e delle rispettive direzioni.

(c) Le rappresentazioni delle tracce delle fratture, ricostruite dagli impression packers (martinetti cilindrici da impronta) su fotografie e/o profili ecografici degli intervalli di prova.

(d) Una descrizione del metodo usato per il calcolo di σ_{max}. Nel caso in cui la resistenza alla rottura del foro sia stata determinata mediante prove di laboratorio, dovrebbero essere riportati con sufficiente dettaglio i risultati della prova di laboratorio e i metodi di trattamento dei dati, incluse le equazioni usate.

(e) I risultati della prova che evidenziano discrepanze sostanziali rispetto agli altri dati, fornendo le spiegazioni possibili o probabili delle loro cause.

Note

1. In alcuni casi l'intervallo di prova può essere isolato fra il packer (martinetto cilindrico) singolo e la base del foro. Tuttavia i risultati della prova possono non essere accurati a causa delle concentrazioni di sollecitazione alla base del foro.

s2. La barra o tubo spaziatore fra i packers (martinetti cilindrici) dovrebbe essere progettata per sopportare la sollecitazione di trazione sviluppata dall'applicazione della pressione di prova all'interno della sezione in esame.

s3. L'ISRM ha istituito una "Commissione sull'Interpretazione delle registrazioni della pressione di fratturazione idraulica". Questa commissione preparerà un documento in cui saranno evidenziati i vari procedimenti di interpretazione usati da diversi specialisti, come pure le difficoltà e i problemi che gli esperti hanno incontrato effettuando l'interpretazione delle registrazioni della pressione di fratturazione idraulica. Questo elaborato completerà le "Proposte Metodologiche" qui presentate.

Bibliografia relativa al metodo 2

1. BREDEHOEFT J. D., WOLFF R. G., KEYS W.S. and SHUTTER E. (1976) – *Hydraulic fracturing to determine the regional in situ stress field in the Piceance Basin*, Colorado. Geol. Soc. Am. Bull. 87, 250-258.
2. DOE T. W., INGEVALD K., STRINDELL L., LEIJON B., HUSTRULID W., MAJER E. and CARLSON H. (1983) – *In situ stress measurements at the Stripa Mine*, Sweden. Technical Information Rept No. 44, Lawrence Berkeley Laboratory, Univ. of California, Berkeley.
3. GOODMAN R. E. (1980) – *Introduction to rock mechanics*. p. 111. Wiley, New York.
4. GRONSETH J. M. (1982) – *Determination of the instantaneous shit-in pressure from hydraulic fracturing data and its reliability as a measure of the minimum principal stress*. Proc. 23rd U.S. Symp. on rock mechanics, pp. 183-189, Berkeley.
5. HAIMSON B.C. (1974) – *A simple method for estimating in situ stresses at great depth*. ASTM Special technical publications 554, pp. 156-182, Philadelphia.
6. HAIMSON B.C. (1980) – *Near surface and deep hydrofracturing stress measurements in the Waterloo quartzite*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 17, 81-88.
7. HAIMSON B.C. and FAIRHURST C. (1967) – *Initiation and extension of hydraulic fractures in rock*. Soc. Petrol. Engrs. J. 7, 31-318.
8. HOECK E. and BROWN E.T. (1980) – *Underground excavations in rock*, p. 384. IMM, London.
9. JIM K. and SMITH C.C. (1980) – *Hydraulic fracturing stress measurements near the Keweenaw fault in upper Michigan*. Underground rock engineering, Proc. 13th Canadian Symp. on Rock Mechanics, Univ. of Toronto, pp.24-30.
10. KIM K., DISCHLER S.A., AGGSON J.R. and HARDY M.P. (1985) – *The state of in situ stresses determined by hydraulic fracturing at the Hanford site*, RHo-Bw-St-73. Rockwell Hanford Operations, Richland.
11. RATIGAN J. L. (1982) – *A statistical fracture mechanics determination of the apparent tensile strength in hydraulic fracture*. Proc. Workshop on Hydraulic Fracturing Stress Measurement, U.S. National Committee on Rock Mechanics, Washington, DC, pp. 159-166.
12. ROEGIERS J.C. and MCLENNAN J.D. (1982) – *Factors influencing the initiation orientation of hydraulically induced fractures*. Proc. Workshop on hydraulic fracturing stress measurements, OFR 82-1075, U.S. Geological Survey, Washington, DC, pp. 489-502.
13. VON SCHONFELDT H. and FAIRHUST C. (1972) – *Field experiments on hydraulic fracturing*. Soc. Petrol. Engrs J. 12(2), 69-77, also printed in Soc. Petrol. Engrs Trans. vol. CCLIII.
14. WAWERSIK W. R. and STONE C.M. (1985) – *Application of hydraulic fracturing to determine virgin in situ stress state around waste isolation pilot plant in situ measurements*. SAND 85-1776, Sandia National Laboratories, Albuquerque.
15. ZOBACK M.D. and HAIMSON B.C. (1982a) – (Eds) Proc. *Workshop on Hydraulic Fracturing Stress Measurements*, Open-File Rept 82-1075. U.S. Geological Survey, Washington, DC.
16. ZOBACK M.D. and HAIMSON B.C. (1982b) – *Status of the hydraulic fracturing method for in situ stress measurements*. Proc. 23rd U.S. Symp on Rock Mechanics, pp.143-156, Berkeley.
17. ZOBACK M.D. and POLLARD D.D (1978) – *Hydraulic fracture propagation and the interpretation of pressure-time records for in situ stress determinations*. Proc. 19th U.S. Symp. on Rock Mechanics, Stateline, pp. 14-23.

Metodo 3: metodo proposto per la determinazione dello stato di sollecitazione della massa rocciosa mediante l'uso di un misuratore di deformazione diametrale del foro di tipo USBM.

Obiettivo

1. (a) Il fine di questa prova è di determinare la sollecitazione della roccia mediante la misura delle variazioni del diametro di un foro (deformazioni) durante il sovracarotaggio. Le proprietà elastiche della roccia e le misure delle deformazioni vengono combinate per calcolare le sollecitazioni che agiscono nel piano perpendicolare all'asse del foro. Il procedimento di prova è conforme al metodo redatto dal U.S. Bureau of Mines (USBM) per il "Misuratore di Deformazione in Foro" e descritto in Bibliografia (Obert *et al.* [13]).

(b) Affinché l'applicazione del metodo abbia esito favorevole, la roccia non dovrebbe suddividersi o fratturarsi durante l'operazione di sovracarotaggio, in quanto è necessario ottenere delle carote di una lunghezza pari ad almeno due volte il diametro del foro di sovracarotaggio. Nei casi in cui la carota si separi in dischi coassiali (per esempio a causa di sollecitazioni *in situ* molto elevate o di sottili stratificazioni) alcune modifiche al misuratore permetteranno di continuare la prova sebbene in questo caso debbano essere usati[1] metodi alternativi per determinare il modulo di deformabilità della roccia e debbano essere applicate delle correzioni alle misure di variazione del diametro per tener conto della vicinanza della sezione di misura al fondo del foro di sovracarotaggio[2].

(c) Le profondità del foro sono in genere minori di 30 m, sebbene siano state eseguite misure a profondità di 70 m in perforazioni verticali verso il basso.

(d) I risultati consentono la stima delle componenti della sollecitazione nel piano perpendicolare al foro. Nelle prove condotte dalla superficie usando perforazioni verticali si è soliti assumere che la sollecitazione verticale sia equivalente a quella dovuta al carico litostatico delle rocce sovrastanti.

(e) In sotterraneo, al fine di determinare le sollecitazioni in un piano di particolare interesse, le prove vengono condotte in un singolo foro. Le componenti tridimensionali della sollecitazione e l'errore standard associato alla determinazione[3], possono essere analizzate elaborando con tecniche ai minimi quadrati i risultati delle prove ottenute da tre (o più) fori non paralleli.

(f) A differenza di altri metodi, in cui vengono impiegati misuratori di deformazione applicati sulla superficie del foro, questo metodo non richiede un foro asciutto e può essere applicato nelle situazioni in cui i fori si riempiono di acqua di percolazione o di perforazione.

Apparecchiatura

Composizione dell'equipaggiamento di perforazione

2. (a) Una corona diamantata adatta a carotieri fino a 150 mm di diametro. La corona deve essere in grado di ruotare lentamente, a circa 120 giri/min, con una velocità di sovracarotaggio pari a 15-20 mm/min.

(b) Aste e punte di perforazione. Una descrizione completa dell'equipaggiamento e delle procedure di sovracarotaggio consigliate dall'USBM è presentato da Hooker e Bickel [9]. Il misuratore va collocato in un foro pilota (38 mm di diametro) realizzato con un carotiere a tubo singolo o doppio di circa 2 m di lunghezza. La corona di sovracarotaggio più grande, generalmente di 150 mm di diametro, può essere accoppiata con una batteria di aste di perforazione di tipo BQ (55.6 mm di diametro esterno, 46 mm di diametro interno) o con qualche altra asta equivalente avente il diametro interno sufficientemente grande da permettere il libero passaggio del misuratore. Per minimizzare le vibrazioni dovute alla perforazione, all'interno del foro avente diametro di 150 mm, sono necessari degli speciali stabilizzatori posti circa ogni 3 metri lungo la batteria di aste di perforazione. La corona di sovracarotaggio dovrebbe essere scelta con attenzione, in modo tale che il diametro della carota di roccia si adatti al successivo buon inserimento della stessa nell'apparecchiatura per la determinazione del modulo elastico. In generale il diametro del sovracarotaggio dovrebbe essere almeno da tre a quattro volte il diametro del foro pilota.

(c) Un innesto rotante per l'acqua, che si collegherà con le barre di perforazione consentendo il passaggio del cavo del segnale.

(d) Equipaggiamento per il recupero delle carote dal foro di perforazione, quale: cuneo per spezzare la carota, cucchiaio ed estrattore.

Composizione dell'equipaggiamento per la misura delle variazioni del diametro del foro pilota durante il sovracarotaggio

3. (a) Un "misuratore di deformazione" idoneo a misurare le variazioni del diametro del foro pilota in una o più (generalmente tre) direzioni (Hooker e Bickel [9]). Dovrebbero essere individuabili variazioni nel diametro del foro pilota dell'ordine di 1/10^5. Il misuratore dovrebbe essere progettato per rimanere saldamente ancorato all'interno del foro in modo da evitare lo scivolamento durante il sovracarotaggio[4]. Dovrebbe anche essere impermeabile ed in grado di scollegarsi dal cavo del segnale. Il trasduttore USBM, usato come esempio nella prova seguente, utilizza, per la misura delle variazioni del diametro del foro di perforazione (Fig. 6), travette a sbalzo (leveraggi di misura) opportunamente equipaggiate con estensimetri elettrici.

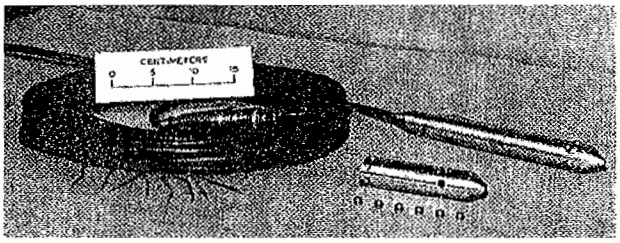


Fig. 6 – Misuratori di deformazione di tipo USBM. Il misuratore sopra rappresentato è pronto per l'uso. In quello inferiore, smontato, sono evidenziate le travette a sbalzo (leveraggi di misura) equipaggiate con gli estensimetri elettrici e i pistoni di contatto di lunghezza variabile.

(b) Un ponte estensimetrico per la lettura del trasduttore di deformazione e un commutatore.

(c) Aste di posizionamento per l'inserimento del misuratore di deformazione all'interno del foro pilota alla profondità richiesta per la determinazione della sollecitazione. Queste aste dovrebbero essere marcate per evidenziare la profondità e l'orientazione dei sensori di misura.

Composizione dell'equipaggiamento per prove sussidiarie.

4. (a) Un dispositivo di calibrazione (Hooker e Bickel [9]) per la calibrazione periodica dei sensori di misura.

(b) Una camera di sollecitazione biassiale (Fitzpatrick [7]), con un misuratore di pressione e una pompa manuale, per la misura del modulo di Young delle carote di grande diametro.

Procedimento

Selezione del sito

5. (a) Lo strumento di misura in foro (deformometro) USBM è usato per determinare le sollecitazioni principali secondarie (la più grande e la più piccola delle sollecitazioni normali) nel piano perpendicolare all'asse del foro. Ne consegue che le orientazioni del foro possono essere scelte per valutare le concentrazioni di sollecitazione nell'intorno di vuoti sotterranei. Nei casi in cui, in un determinato luogo, debba essere calcolato il completo stato di sollecitazione, è necessario sovracarotare tre fori non paralleli (Panek [15]). Le misure di deformazione dovrebbero essere effettuate al di fuori dell'area di influenza di vuoti sotterranei; l'estensione di questa area generalmente è assunta pari a un diametro (D) del vuoto, come indicato in Fig. 7. Nella stessa figura sono indicate quattro possibili configurazioni di perforazione. Le disposizioni (a), (b), e (c) hanno il vantaggio che l'equipaggiamento di perforazione non deve essere spostato ad ogni foro. Nella configurazione (d) i fori di perforazione sono convergenti, in modo da esplorare un minor volume di materiale.

Perforazione, inserimento del misuratore e sovracarotaggio

6. (a) A meno che non si debba studiare lo stato di sforzo vicino ad una superficie libera di roccia, l'effettivo sovracarotaggio del deformometro non dovrebbe iniziare fino a che il foro più grande non sia penetrato oltre la zona di influenza dovuta alle irregolarità di superficie o alla presenza di vuoti.

(b) Si dà inizio alla perforazione usando la punta di sovracarotaggio più larga e si perfora fino alla profondità alla quale ha inizio il sovracarotaggio.

(c) Si rimuove la carota larga e si inizia la perforazione del foro pilota usando un intestatore corto; poi si prosegue il foro pilota per circa 2 m. È importante che il foro pilota rimanga entro ± 14 mm dal centro del sovracatorggio[5]. In sede di installazione dello strumento dovrebbero essere evitate tutte le zone di frattura incontrate dal foro pilota.

(d) Si inserisce il carotiere da 150 mm all'interno del foro, ma non lo si connette con la sonda. Si passa il cavo di lettura del deformometro attraverso il mandrino della sonda e lo speciale manicotto girevole per l'acqua.

(e) Si collega il cavo del deformometro alla centralina di lettura e si eseguono le letture iniziali con il deformometro all'esterno del foro. Informazioni sulla calibrazione dello strumento di misura vengono normalmente fornite dal produttore. Comunque esistono metodi diretti per il controllo periodico della calibrazione (vedi Hooker e Bickel [9]).

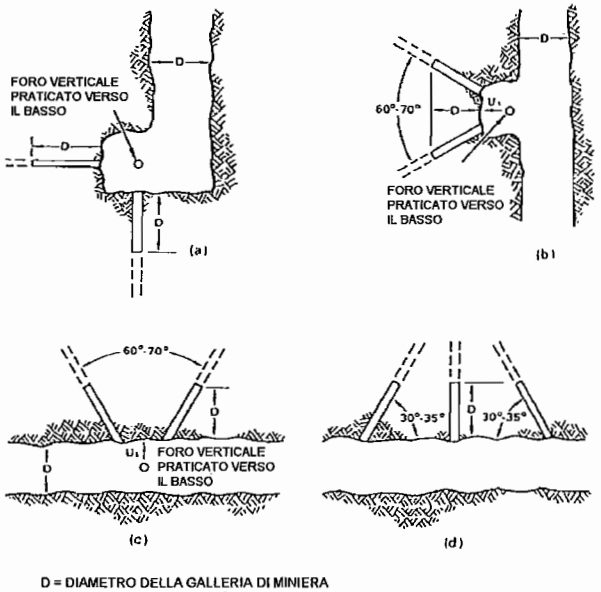


Fig. 7 – Disposizione dei fori di perforazione.

(f) Usando le barre di posizionamento si inserisce il deformometro, attraverso le aste di perforazione, all'interno del foro pilota. Si orienta il deformometro in modo che una coppia di leveraggi di misura giacciano su un piano noto (si può usare la livella a bolla d'aria nei fori orizzontali oppure, nei fori verticali, un dispositivo di orientamento sull'asta di posizionamento). La differenza delle letture dovrebbe essere compresa fra 1/2 e 3/4 del massimo intervallo misurabile dai leveraggi. Se la differenza risulta troppo piccola bisogna rimuovere lo strumento di misura e aggiungere spessori ai pistoni di contatto del leveraggio di misura. Se la differenza risulta troppo grande bisogna sottrarli. Con l'aggiunta di spessori appropriati, lo strumento di misura dovrebbe aderire saldamente all'interno del foro pilota senza essere forzato. Le estremità dei leveraggi di misura dovrebbero essere sistemate almeno a 150 mm, preferibilmente a 225 mm, oltre la terminazione del foro più largo. Questo assicurerà che la presenza del foro più largo non incida in modo significativo sul campo della sollecitazione *in situ* nel punto di misura.

(g) Si raccoglie la parte in eccesso del cavo dello strumento di misura e si rende solidale l'asta di perforazione alla sonda. Si apre il rubinetto dell'erogazione dell'acqua di sondaggio e si lasciano passare almeno 10 minuti prima di iniziare il sovracarotaggio. Questo permetterà allo strumento di misura di raggiungere la temperatura di equilibrio.

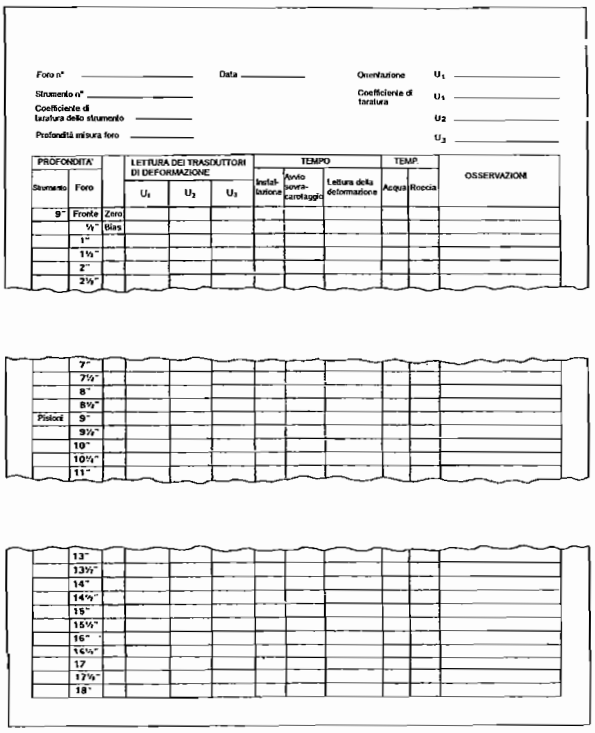


Fig. 8 – Modulo di raccolta dei dati come consigliato dall'USBM [8].

(h) Si dà inizio al sovracarotaggio con velocità di rotazione di circa 120 giri/min e con velocità di penetrazione di circa 20 mm/min. La pressione dell'acqua non dovrebbe oscillare e dovrebbe essere mantenuta la più bassa possibile, ma comunque sufficiente a permettere un efficace spurgo del foro. Ogni 10 o 20 mm di corsa si registrano le letture dello strumento di misura per tutti gli assi dei leveraggi di misura. Nella Fig. 8 è mostrato un modulo di raccolta dei dati.

(i) Il sovracarotaggio dovrebbe procedere fino a che la corona di sovracarotaggio non abbia superato le estremità dei leveraggi di misura di una distanza di almeno 150 mm e preferibilmente di 225 mm. La lunghezza totale della sovracarota sarà quindi 300-450 mm (circa 2-3 volte il diametro del foro di sovracarotaggio). In ogni caso la carota dovrebbe essere di lunghezza tale da non far rilevare allo strumento di misura variazioni di lettura dovute ad ulteriore approfondimento del sovracarotaggio6. Nella Fig. 9 è mostrato un tipico grafico delle letture al deformometro durante l'operazione di sovracarotaggio.

(j) Dopo aver completato il sovracarotaggio si stacca l'asta di perforazione dalla sonda. Usando le barre di piazzamento si recupera il deformometro e si rimuove dal foro l'asta di perforazione ed il carotiere. Si rileva accuratamente l'orientazione della carota, quindi utilizzando il cuneo spezzacarota e il cucchiaio o l'estrattore si recupera la sovracarota.

Misura del modulo di deformabilità della roccia

7. (a) Non appena risulti possibile, ma preferibilmente sul posto entro 24 ore dal sovracarotaggio, la sovracarota[7] dovrebbe essere sottoposta a prova nella camera di sollecitazione biassiale (Fitzpatrick

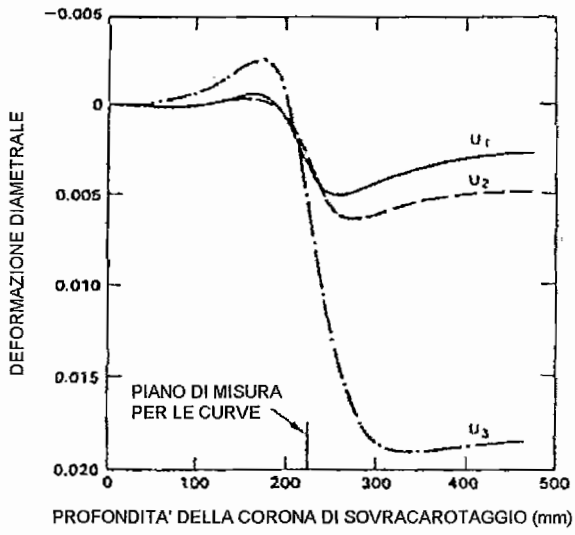


Fig. 9 – Tipico grafico della deformazione del foro in funzione della posizione della corona di sovracarotaggio.

[7]) per la misura del modulo di deformabilità. Questo è particolarmente valido per le carote di roccia che si deteriorano nel tempo. Si sistema la carota di roccia all'interno della camera di sollecitazione biassiale in modo tale che il punto di misura coincida con la sezione mediana della camera stessa. Si orientano i sensori dello strumento di misura nelle medesime direzioni che occupavano durante il sovracarotaggio. Generalmente sulle pareti del foro pilota vengono lasciati dei segni dai puntali del trasduttore; ciò semplifica le operazioni di ripristino della corretta posizione e dell'orientazione. Se invece la prova in camera biassiale non dovesse essere eseguita subito dopo il sovracarotaggio, la carota dovrebbe essere avvolta e sigillata in plastica pesante per evitare l'essiccazione.

(b) Si applica la pressione radiale sulla carota di roccia utilizzando la pompa idraulica manuale. Si registrano le variazioni del diametro del foro per i diversi incrementi di pressione applicata. Utilizzando le curve di scarico dei grafici della pressione applicata in funzione delle variazioni del diametro del foro si calcolano i valori secanti del modulo elastico biassiale.

Se possibile, le pressioni biassiali di prova dovrebbero essere scelte in modo da far sì che le ampiezze della deformazione della prova biassiale siano confrontabili con quelle della deformazione indotta dal sovracarotaggio. Tuttavia ciò non è sempre possibile in quanto la prova biassiale non applica il carico alle estremità della carota e quindi già a pressioni biassiali relativamente basse può avvenire la rottura della carota stessa. Per la determinazione dei parametri elastici anisotropi, le carote possono essere sottoposte a procedure di prova triassiali, che minimizzano gli effetti della non linearità elastica (Aggson [1]).

Calcoli

8. (a) I calcoli delle sollecitazioni *in situ* implicano diversi gradi di complessità a seconda che le sollecitazioni siano bi-o tri dimensionali e a seconda del grado di anisotropia elastica presente.

(b) Quando la sollecitazione lungo l'asse del foro è zero (per esempio in condizione di sollecitazione simile a quella che si verifica in prossimità della superficie del terreno o della parete di un vuoto), la deformazione o la variazione del diametro (U) del foro pilota è data dall'equazione:

$$U = \frac{d}{E}\left[(P+Q)+2(P-Q)\right]\cos 2\theta \qquad (1)$$

dove P e Q sono le sollecitazioni principali secondarie maggiore e minore applicate nel piano perpendicolare all'asse del foro; d è il diametro del foro pilota e θ è l'angolo fra la direzione di P, sollecitazione principale secondaria maggiore, e la direzione di U, che è la deformazione misurata. Nel caso del deformometro USBM con i tre assi dei sensori U_1, U_2, e U_3, posti ad intervalli angolari di 60° in senso antiorario (guardando verso l'interno del foro), le sollecitazioni principali maggiore e minore e le loro orientazioni sono date dalle equazioni:

$$P = \frac{E}{6d}\left\{(U_1+U_2+U_3)+\frac{\sqrt{2}}{2}\left[(U_1-U_2)^2+(U_2-U_3)^2+(U_3-U_1)^2\right]^{1/2}\right\}$$

$$Q = \frac{E}{6d}\left\{(U_1+U_2+U_3)-\frac{\sqrt{2}}{2}\left[(U_1-U_2)^2+(U_2-U_3)^2+(U_3-U_1)^2\right]^{1/2}\right\}$$

$$\theta_p = \frac{1}{2}\tan^{-1}\frac{\sqrt{3}(U_2-U_3)}{2U_1-U_2-U_3}$$

dove l'angolo θ_p è misurato da U_1 verso P in senso antiorario. A seconda delle relative entità della deformazione, l'ampiezza dell'angolo viene determinata nel modo seguente:

$U_2 > U_3$ e $(U_2 + U_3) < 2U_1$, θ_p varia fra 0° e 45°
$U_2 > U_3$ e $(U_2 + U_3) > 2U_1$, θ_p varia fra 45° e 90°
$U_2 < U_3$ e $(U_2 + U_3) > 2U_1$, θ_p varia fra 90° e 135°
$U_2 < U_3$ e $(U_2 + U_3) < 2U_1$, θ_p varia fra 135° e 180°

Queste equazioni sono utili per fornire, sul sito, una stima approssimativa dei livelli di sollecitazione anche nel caso tridimensionale.

(c) Nel caso tridimensionale, assumendo valide le condizioni di deformazione piana e di isotropia elastica:

$$U = \frac{d(1-\nu^2)}{E}\left[(P+Q)+2(P-Q)\cos 2\theta\right]-\nu\varepsilon_z d \qquad (2)$$

dove ε_z è la deformazione nella direzione dell'asse del foro.

Nel caso in cui sia disponibile una stima della sollecitazione assiale σ_z, (per esempio, in fori verticali realizzati dalla superficie, si può assumere il carico litostatico), ε_z può essere calcolato con la seguente:

$$\varepsilon_z = -\sigma_z\frac{1}{E}\nu(P+Q)$$

dove ν, rapporto di Poisson della roccia, è assunto noto o misurato mediante le convenzionali tecniche

di laboratorio. ε_z viene sostituito nella equazione (2) per ottenere valori più precisi di P e Q. Volendo, può essere eseguita una ulteriore iterazione.

(d) Il caso assolutamente generale di isotropia elastica è stato trattato da Panek [15]. Ciascuna serie di dati di sovracarotaggio contiene tre misurazioni di variazione diametrale del foro, che sono orientate rispetto al N ed alla verticale, più un valore del modulo di Young e del rapporto di Poisson. Tutte le serie di dati vanno trattate statisticamente per poter ottenere le stime ai minimi quadrati delle componenti della sollecitazione ed il loro errore standard.

(e) I valori del modulo di Young sono ottenuti inserendo le letture (P e U), ottenute dalla prova in camera biassiale, nella seguente equazione del cilindro con parete spessa:

$$E = \frac{D^2}{D^2 - d^2} \frac{2dP}{U}$$

dove:
D =diametro della sovracarota;
d =diametro del foro pilota;
P =pressione circonferenziale applicata;
U =variazione misurata del diametro del foro pilota.

Nei casi in cui la roccia sia anisotropa i valori di U misurati secondo diametri diversamente orientati potranno evidenziare delle differenze. L'effetto dell'anisotropia sulle sollecitazioni calcolate dipende dalla grandezza relativa dei parametri elastici e da altre considerazioni. Se si vuole, il grado di anisotropia può essere calcolato in accordo alle procedure illustrate nelle pubblicazioni fornite in Bibliografia (Amadei [2], Becker e Hooker [4] e Becker [3]).

Presentazione dei risultati

9. Il rapporto di prova dovrà includere le seguenti informazioni generali:

(a) Le posizioni, direzioni e lunghezze dei fori.

(b) Un profilo geotecnico della carota per ciascun foro che evidenzi le profondità di misura, con particolare attenzione per le caratteristiche geologiche e strutturali della roccia nelle posizioni in cui vengono misurate le sollecitazioni.

(c) Una descrizione, documentata con diagrammi e fotografie, del procedimento e delle attrezzature usate. Possono essere prese come riferimento queste "Proposte Metodologiche", evidenziando le differenze di attrezzatura e di procedure rispetto a quelle raccomandate.

10. La relazione dovrà includere le seguenti approfondite e dettagliate informazioni per ciascuna posizione di misura:

(a) Copie dei moduli di raccolta dei dati che mostrino i dati di ciascuna prova riuscita di sovracarotaggio o i relativi grafici (per es. Fig. 9) e i valori stimati di U_1, U_2 e U_3.

(b) I grafici della pressione radiale in funzione della deformazione del foro ottenuti dalle prove condotte nella camera di sollecitazione biassiale o dalle curve sollecitazione/deformazione ottenute dalle carote di roccia, equipaggiate con estensimetri, sottoposte a misure di deformazione in laboratorio.

(c) Una tabella contenente il numero, la direzione e l'inclinazione del foro, la profondità di sovracarotaggio, i valori misurati di U_1, U_2 e U_3, l'orientamento di U_1, nonché i valori misurati, nel sito di prova, del modulo di Young e del rapporto di Poisson.

(d) Grafici e tabelle che mostrino l'entità e le direzioni della sollecitazione principale secondaria nei punti di misura e, se possibile, uno stampato da calcolatore dell'ellissoide delle sollecitazioni che mostri le entità e le direzioni delle tre sollecitazioni principali con le loro deviazioni standard, errore standard e coefficiente di correlazione.

(e) I risultati della prova che evidenzino delle discrepanze sostanziali rispetto agli altri dati, fornendo le spiegazioni possibili o probabili delle loro cause.

Note

1. Quando la carota di roccia è troppo corta per adattarsi all'attrezzatura per la determinazione diretta del modulo di deformabilità, è possibile determinare le costanti pseudoelastiche della roccia mediante prove su carote di diametro NX o su quelle del foro pilota, corredate da misuratori di deformazione.
2. Una soluzione del problema della distribuzione della sollecitazione nell'intorno del fondo foro è stato trattato da Hooker *et al.* [11].
   L'articolo fornisce i fattori di correzione che dovrebbero essere applicati quando le deformazioni misurate sono influenzate dalla vicinanza del foro di sovracarotaggio.
3. È consigliabile usare almeno un trasduttore a tre assi, perché se ne viene utilizzato uno a singolo asse deve essere moltiplicato per tre il numero dei sovracarotaggi previsti. Si osservi che, oltre al deformometro USBM, esistono altri tipi di deformometri.
4. I deformometri tipo USBM sono dotati di molle di centraggio che ne sostengono il corpo ad un'estremità. Tuttavia il peso maggiore è sostenuto dalle estremità del leveraggio di misura. Se il corpo dello strumento di misura è solidale al foro in qualche altro punto, c'è il pericolo che, durante il sovracarotaggio, esso possa muoversi assialmente seguendo la dilatazione della carota di roccia trascinando i puntali dei leveraggi di misura sulla superficie interna del foro, causando delle letture errate.
5. L'eccentricità del foro pilota riferita alla sovracarota di diametro più grande non incide sulla misura della deformazione, ma può comportare errori nel corso della determinazione del modulo elastico della roccia se si utilizza l'attrezzatura di sollecitazione biassiale e le equazioni del cilindro di parete spessa. È per questo motivo che il foro pilota può essere fatto avanzare solo per una piccola lunghezza oltre la sezione sovracarotata.

6. Quando le sollecitazioni *in situ* sono sufficientemente alte da determinare la separazione in dischetti della roccia o, nei casi in cui la roccia è così fortemente fratturata, da non consentire l'ottenimento di carote lunghe e intere, può essere necessario utilizzare uno strumento di misura modificato che permetterà ai trasduttori di fissarsi al foro pilota in punti prossimi (entro 15 mm) alla parte terminale del foro di sovracarotaggio, più grande. In questi casi deve essere effettuata una correzione delle deformazioni di sovracarotaggio misurate per tenere conto della prossimità del foro più grande (vedi nota 2).
7. Il foro e i diametri delle carote raccomandati dall'USBM (Hooker e Bickel [9]) sono stati scelti per conformarsi alle procedure di prova su carote (Fitzpatrick [7]). Nell'applicazione di questo metodo possono tuttavia essere usati altri diametri di carota e differenti procedure di sondaggio (per esempio vedere Panner e Low [4]).

Bibliografia del metodo 3

1. AGGSON J. R. (1977) – *Test procedures for nonlinearly elastic stress-relief overcores*. USBM RI 8251.
2. AMADEI R. (1983) – *Rock anisotropy and the theory of stress measurements*. Lecture notes in engineering, vol. II, pp. 478, Springer, New York.
3. BECKER R. M. (1968) – *An anisotropic elastic solution for testing stress relief cores*. USBM RI 7143 .
4. BECKER R, M. and HOOKER V. E. (1967) – *Some anisotropic considerations in rock stress determinations*. USBM RI 6965.
5. CROUCH S, L. and FAIRHURST C. (1967) – *A four component borehole deformation gauge for the determination of in situ stresses in rock masses*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 4, 209-217.
6. DUVALL W. I. and AGGSON J. R. (1980) – *Least squares calculation of horizontal stresses from more than three diametral deformations in vertical boreholes*. USBM RI 8414.
7. FITZPATRICK J. (1962) – *Biaxial device for determining the modulus of elasticity of stress-relief cores*. USBM RI 6128.
8. GRISWOLD G.B. (1963) – *How to measure rock pressure: new tools and proved techniques aid mine design*. Engng Min. J. 164, 90-95.
9. HOOKER V.E. and BICKEL D.L. (1974) – *Overcoring equipment and techniques used in rock stress determination*. USBM Circ. 8618.
10. HOOKER V.E. and JOHNSON C.F. (1969) – *Near surface horizontal stresses including the effects of rock anisotropy*. USBM RI 7224.
11. HOOKER V.E., AGGSON J.R. and BICKEL D.L. (1974) – *Improvements in the three-component borehole deformation gage and overcoring technique*. USBM RI 7894.
12. KOVARI K., AMSTAD C.H. and GROB H. (1972) – *Ein beitrag zum problem der spannungsmessung im fels*. Proc. Int. Symp. on underground Openings, pp. 501-512, Luzern.
13. OBERT L., MERRILL R.H. and MORGAN T.A. (1962) – *Borehole deformation for determining the stress in mine rock*. USBM RI 5978.
14. PALMER J.H. and LO K.Y. (1976) – *In situ stress measurements in some near surface rock formations - Thorold, Ontario*. Can. Geotech. J. 13 (1), 1-7.
15. PANEK L.A. (1966) – *Calculation of the average ground stress components from measurements of diametral deformation of a drill hole*. USBM RI 6732.

Metodo 4: metodo proposto per la determinazione dello stato di sollecitazione della roccia mediante l'uso di trasduttori di tipo CSIR o CSIRO con 9 o 12 misuratori di deformazione.

Obiettivo

1. (a) Questo metodo è proposto per la determinazione del tensore della sollecitazione in roccia mediante la misura delle deformazioni delle pareti di un foro conseguenti al rilascio delle sollecitazioni, operato dal sovracarotaggio.

(b) L'applicazione del metodo è limitata alle rocce che manifestino un comportamento non significativamente diverso da quello di un mezzo omogeneo e perfettamente elastico.[1]

(c) Nelle posizioni di misura, lo stato di sollecitazione e di fratturazione preesistente nella roccia dovrebbero essere tali da consentire il recupero di porzioni di carota integre e relativamente lunghe (circa due o tre volte il diametro del foro di sovracarotaggio).[2]

(d) Data la difficoltà di ottenere un soddisfacente collaggio del misuratore di deformazione quando la roccia è bagnata, questo metodo non è generalmente utilizzabile in fori perforati verso il basso in formazioni sature d'acqua. In alternativa possono essere usate le Proposte Metodologiche 1, 2 e 3.

Apparecchiatura

Composizione dell'equipaggiamento di perforazione

2. (a) Una sonda, un carotiere NXC (86 mm di diametro) o maggiore, e punte di perforazione per praticare il foro alla profondità di misura richiesta. Quando si perfora da postazioni in sotterraneo, la sonda può necessitare di dispositivi di controllo dei gas (ad esempio filtri) e dispositivi antideflagranti se nel sotterraneo vi è il rischio di presenza di gas infiammabili.

(b) Corone di carotaggio e guide di centraggio per permettere la perforazione del foro pilota (38 mm di diametro) oltre il fondo del foro di sovracarotaggio e concentrico con esso.

3. Una "cella estensimetrica" progettata per incollare un certo numero di estensimetri di deformazione sulla parete del foro pilota. La cella estensimetrica dovrebbe soddisfare i seguenti requisiti:[3,4]

(a) Per evitare le difficoltà causate dalla natura anisotropa e non omogenea della maggior parte delle rocce, le resistenze elettriche degli estensimetri dovrebbero essere incollate il più vicino possibile in modo da interessare solo un piccolo volume di roccia.[5]

(b) Gli estensimetri dovrebbero essere orientati reciprocamente in modo da fornire sei misure indipendenti di deformazione (per esempio usando tre rosette estensimetriche standard costituite ciascuna da tre o quattro estensimetri disposti come indicato nelle Fig. 10 e 11). Questa disposizione dei trasduttori permette di avere da tre a sei misure estensimetriche supplementari, che possono essere usate per controlli incrociati o per la stima dell'errore.

(c) Ciascun estensimetro singolo dovrebbe avere una base di misura di almeno 10 mm[5].

Composizione dell'equipaggiamento di installazione

4. (a) Uno strumento di installazione in cui possa essere inserita la cella estensimetrica (Fig. 12) in modo da facilitare la connessione elettrica dei vari estensimetri ad un cavo multipolare e in grado di sostenere la cella estensimetrica mentre viene inserita nel foro pilota. Questo strumento di installazione dovrebbe anche contenere un dispositivo per orientare la cella estensimetrica e un altro dispositivo (generalmente azionato a gas) per spingere le rosette estensimetriche a contatto con le pareti. Le dimensioni dello strumento di installazione dovrebbero essere tali da consentirne il facile inserimento nel foro pilota. Inoltre dovrebbero essere disponibili: un numero sufficiente di aste di installazione e una certa quantità di cavo elettrico e di tubo flessibile per il gas.

(b) Attrezzi e materiale di pulizia che permettano di mantenere il foro pilota asciutto (per esempio spruzzando con alcool) ed in grado di favorire un buon collaggio degli estensimetri.

(c) Un tappo per chiudere il foro pilota durante il sovracarotaggio.

Composizione dell'equipaggiamento di misura

5. (a) Uno o più ponti estensimetrici in grado di discriminare 5 x 10^{-6} mm/mm.

(b) Connettori e interruttori elettrici che consentano la misura della deformazione di ciascun estensimetro per mezzo del ponte estensimetrico.

(c) Un dispositivo per il controllo della temperatura (per esempio una termocoppia o un termistore) in grado di leggere la temperatura con la precisione di 1°C nel luogo in cui sono state prese le letture iniziali di deformazione.

6. Solventi, preparatori e colle per trasduttori estensimetrici adatti alle condizioni della roccia. Affinché i risultati possano essere ritenuti validi, i trasduttori di deformazione devono restare saldamente collegati alla roccia durante le fasi di perforazione e di misura.

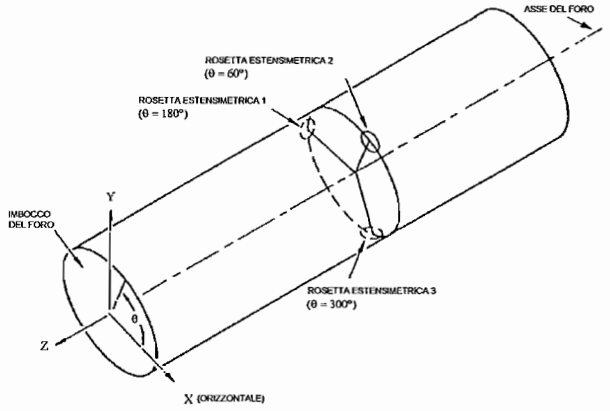


Fig. 10 – Posizione delle tre rosette estensimetriche.

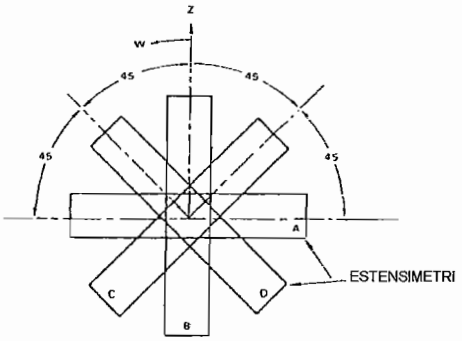


Fig. 11 – Disposizione degli estensimetri nella rosetta vista dall'asse del foro.

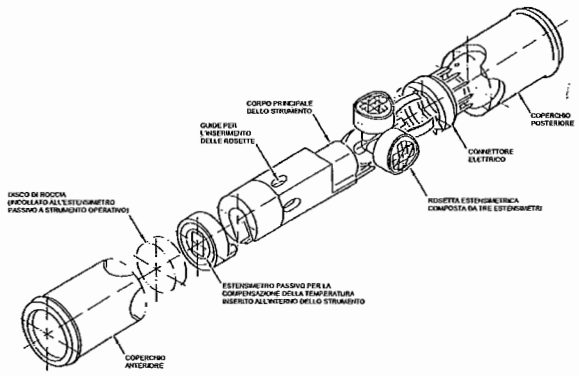


Fig. 12 – Schema della cella estensimetrica triassiale CSIR.

Procedimento[6]

Perforazione

7. (a) Un foro del diametro di circa 90 mm è perforato all'interno della massa rocciosa sino al punto in cui si intende effettuare la misura della sollecitazione, come mostrato nella Fig. 13a. Il foro dovrebbe essere il più possibile rettilineo ed eseguito con molta accuratezza utilizzando un carotiere lungo (lunghezza minima di 1.5 m) e le carote dovrebbero essere recuperate e classificate. Il foro è generalmente praticato in sotterraneo in leggera pendenza sull'orizzontale per facilitare il drenaggio dell'acqua di percolazione e di perforazione dal punto di installazione della cella.

(b) Il fondo foro è spianato con uno spianatore.

(c) Il foro pilota è perforato nel fondo del foro di 90 mm di diametro e concentricamente ad esso per una lunghezza di 550 mm (Fig. 13b).

(d) Le misure possono essere effettuate se la carota ottenuta dalla perforazione del foro pilota è in un sol pezzo ed è apparentemente libera da difetti. La carota del foro pilota deve essere contrassegnata con cura per poter essere identificata in seguito. Se la carota risulta rotta, il foro da 90 mm dovrebbe essere prolungato di circa 0.5 m e dovrebbero essere ripetuti i passi 7*b*, *c* e *d* fino a trovare una posizione che permetta di ottenere una carota integra. Prima di scartare la potenziale zona di prova, i tratti che hanno prodotto carote del foro pilota fratturate, dovrebbero essere esaminati con un periscopio da foro o con una videocamera in modo da determinare l'estensione e l'entità della fratturazione.

Installazione

8. (a) Il foro pilota deve essere ripulito con un getto d'acqua erogato da un tubo flessibile o da un'asta di perforazione. Dopo il lavaggio, la porzione del foro in cui deve essere incollata la cella viene asciugata e spruzzata con un preparatore adatto all'adesivo che deve essere usato (per esempio con un solvente).[7]

(b) La cella estensimetrica deve essere inserita nello strumento di installazione, che è connesso al ponte estensimetrico per mezzo di un cavo multipolare. Le rosette vanno attentamente pulite con un solvente e provate in modo da assicurarsi che tutti i trasduttori siano in condizioni di funzionamento e che possa essere ottenuto il bilanciamento del ponte.

(c) Il funzionamento della cella estensimetrica è controllato facendo ruotare lo strumento, per essere sicuri che il dispositivo di orientamento sia attivo e verificando che tutti e tre i trasduttori siano spinti all'esterno una volta attivato l'apposito controllo di fuoriuscita.

(d) Sulla superficie di ciascuna rosetta estensimetrica va spalmato uno strato di circa 2-3 mm di collante.

(e) Lo strumento di installazione, con la cella estensimetrica inserita, è spinto nel foro di diametro maggiore e nel foro pilota per mezzo di barre di installazione. Una volta all'interno del foro pilota la cella di deformazione viene orientata mediante la rotazione delle barre e i trasduttori vengono spinti a contatto con le pareti del foro. La pressione esercitata sugli estensimetri è mantenuta per un tempo sufficiente a consentire la presa del collante.[8]

Misure e sovracarotaggio

9. (a) Si annotano le letture iniziali di deformazione; si rimuove dal foro lo strumento di installazione, si sigilla il foro pilota per mezzo di un tappo da foro.

(b) nell'esecuzione delle letture, il bilanciamento di ciascun estensimetro dovrebbe essere effettuato due volte e nei calcoli dovrebbe essere usata la media delle due letture. Dovrebbero essere effettuate alme-

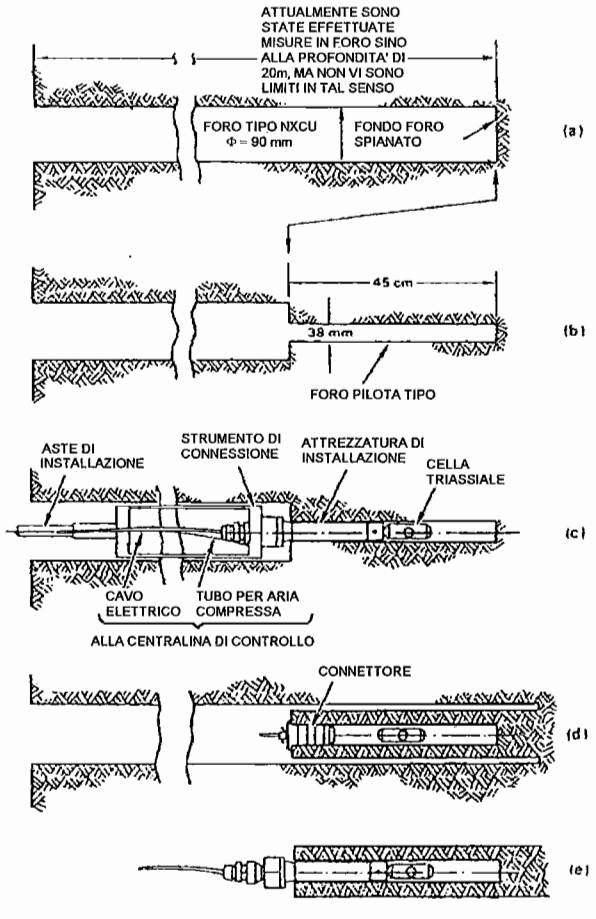


Fig. 13 – Illustrazione dell'uso della cella estensimetrica triassiale CSIR.

no due serie complete di letture. Nella Fig. 14 è mostrato un tipico modulo di raccolta dei dati di prova.

(c) La cella estensimetrica viene poi sovracarotata e la carota contenente la cella viene rimossa dal foro. Questa operazione rilascia le sollecitazioni nel nucleo di roccia a cui la rosetta estensimetrica era fissata. Si eseguono ulteriori serie di letture, come descritto nel paragrafo 9b, in modo da determinare, per ciascun estensimetro, un valore stabile della deformazione post-sovracarotaggio.

10. In seguito, se richiesto, possono essere effettuate le misure a profondità maggiore prolungando il foro di diametro maggiore e ripetendo le operazioni indicate nei paragrafi da 7b a 9c.

Calcoli

11. (a) I valori della deformazione di rilascio si calcolano sottraendo la media delle letture effettuate prima e dopo il sovracarotaggio.

(b) Il sistema di riferimento usato in queste "Proposte Metodologiche" ha l'asse z lungo l'asse del foro (positivo nella direzione di perforazione) e gli assi x e y perpendicolari all'asse z in modo da formare un sistema destrogiro.

MISURA DI SOLLECITAZIONE HI - RISULTATI

MINIERA _____ UBICAZIONE _____ DATA _____

DATI DEL FORO N° _____ TEMPERATURA DELLA ROCCIA _____

PROVA N° _____ TEMPERATURA DELL'ACQUA DI PERFORAZIONE _____

DIREZIONE DEL FORO _____ COORD. DELL'IMBOCCO DEL FORO _____ E

IMMERSIONE DEL FORO (verso l'alto) _____ _____ N

LUNGHEZZA DEL FORO EX _____ PROFONDITA' DELL'IMBOCCO DEL FORO _____

POSIZIONE DELLE ALETTE DI CENTRAGGIO DELLA CELLA _____ DIAMETRO DEL SOVRACAROTAGGIO _____

DATI DELLA CELLA ESTENSIMETRICA CELLA N° _____ N _____ COEFFICIENTE DI CALIBRAZIONE _____

DATA DI INSTALLAZIONE _____ TEMPO _____ ORE _____

DATA DI SOVRACAROTAGGIO _____ TEMPO _____ ORE _____

VERDE, MARRONE = CONDUTTORE COMUNE

RISULTATI DI MISURA (MICROSTRAIN)

CANALE N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9
COLORE DEL CONDUTTORE	NERO	ARANCIO	PORPORA	BLU-VERDE	BIANCO	GIALLO	ROSSO	GRIGIO	BLU
OSSERVAZIONI	A(0°)	A(Circ)	A(45°)	B(45°)	B(135°)	B(Circ)	C(0°)	C(Circ)	C(45°)
LETTURA INIZIALE									
5 MINUTI DI CIRCOLAZIONE DELL'ACQUA DI PERFORAZIONE									
10 MINUTI DI CIRCOLAZIONE DELL'ACQUA DI PERFORAZIONE									
AVVIO DELLA PERFORAZIONE..... cm									
..... cm									
..... cm									
5 MINUTI DOPO IL COMPLETAMENTO DEL SOVRACAROTAGGIO ..... cm									
10 MINUTI DOPO IL COMPLETAMENTO DEL SOVRACAROTAGGIO ..... cm									
VARIAZIONI FINALI DI DEFORMAZIONE									

Fig. 13 – Illustrazione dell'uso della cella estensimetrica triassiale CSIR.

(c) La posizione della rosetta estensimetrica sulla parete del foro è identificata dal suo azimut a partire dall'asse (senso antiorario positivo guardando dall'imboccatura del foro - vedi Fig. 10). La posizione di un estensimetro nella rosetta è identificata dall'angolo fra la direzione dell'asse z e la direzione stessa dell'estensimetro (senso orario positivo guardandolo dall'asse del foro).

(d) La seguente equazione è usata per mettere in relazione le deformazioni misurate con le componenti del tensore della sollecitazione σ_x, σ_y, σ_z, τ_{xy}, τ_{xz}, τ_{yz}, nel caso in cui si possa ragionevolmente attribuire alla roccia un comportamento isotropo. Nel caso in cui vi siano dati che dimostrino che la roccia abbia comportamento marcatamente anisotropo, dovrebbe essere utilizzato un metodo alternativo di trattamento dei dati come descritto da Amadei [1].

$$\varepsilon = A_{xx}\sigma_x + A_{yy}\sigma_y + A_{zz}\sigma_z + A_{yz}\tau_{yz} + A_{xz}\tau_{xz} + A_{xy}\tau_{xy}$$

essendo i coefficienti A:

$$A_{xx}=\frac{1-\nu}{2E}-\frac{1+\nu}{2E}\left[\cos 2w-\left(1-\nu^2\right)\times(1-\cos 2w)\cos 2\theta\right]$$

$$A_{yy}=\frac{1-\nu}{2E}-\frac{1+\nu}{2E}\left[\cos 2w-\left(1-\nu^2\right)\times(1-\cos 2w)\cos 2\theta\right]$$

$$A_{zz}=\frac{1-\nu}{2E}+\left(\frac{1+\nu}{2E}\cos 2w\right)$$

$$A_{yz}=\frac{2(1+\nu)}{E}\sin(2w\cos\theta)$$

$$A_{xz}=\frac{-2(1+\nu)}{E}\sin(2w\,\mathrm{sen}\theta)$$

$$A_{xy}=\frac{-2\left(1-\nu^2\right)}{E}(1-\cos 2\ \ )\sin 2\theta$$

ove w e θ sono definiti nelle Figure 10 e 11, E rappresenta il modulo di Young e ν il rapporto di Poisson della roccia. Questi valori sono usualmente ottenuti da prove di laboratorio condotte sui campioni ricavati dalle carote in aderenza alle "Proposte Metodologiche per la Determinazione di Laboratorio della Deformabilità della Roccia" dell'ISRM. Diversamente, le costanti elastiche possono essere ottenute da prove biassiali e triassiali condotte sulle carote contenenti le celle estensimetriche.

(e) Le componenti del tensore σ_x, σ_y, σ_z, τ_{xy}, τ_{yz}, τ_{zx}, che descrivono meglio i dati misurati sono ricavate mediante procedimento di interpolazione ai minimi quadrati.

(f) Le sollecitazioni principali σ_1, σ_2, e σ_3, e i loro coseni direttori possono quindi essere calcolati, normalmente con l'aiuto di un calcolatore (Vreede [11]),

dalle componenti del tensore di migliore interpolazione utilizzando le equazioni dell'elasticità.

Presentazione dei risultati

12. Il rapporto di prova dovrebbe includere le seguenti informazioni generali:

(a) Le posizioni, le direzioni e le lunghezze dei fori.

(b) Un profilo geotecnico della carota estratta da ciascun foro evidenziando le profondità di misura e dedicando particolare attenzione alle caratteristiche geologiche e strutturali della roccia nelle posizioni in cui vengono misurate le sollecitazioni.

(c) Una descrizione, illustrata con diagrammi e fotografie del procedimento e delle attrezzature usate. Possono essere prese come riferimento queste "Proposte Metodologiche" evidenziando le differenze rispetto alle attrezzature e procedure raccomandate.

13. La relazione include anche le seguenti informazioni dettagliate ed approfondite riguardo alla ciascuna postazione di misura:

(a) Un tabulato delle letture dell'orientamento e delle deformazioni di rilascio lette da ciascun trasduttore.

(b) I valori del modulo di Young e del rapporto di Poisson usati nei calcoli e un resoconto di come sono stati determinati.

(c) Le sei componenti calcolate del tensore della deformazione di rilascio nella posizione di misura (in modo da calcolare il tensore dello sforzo) con la precisione di 0.1 MPa.

(d) La deviazione standard e le stime dell'errore effettuate mediante calcoli di regressione descritti nel paragrafo 11e.

(e) L'entità delle sollecitazioni principali calcolate e le rispettive direzioni riferite sia al sistema di assi del foro (paragrafi 11b e 11c) sia al sistema di assi globali scelti per il progetto.

(f) I risultati della prova che evidenziano delle discrepanze sostanziali rispetto agli altri dati, fornendo le spiegazioni possibili o probabili delle loro cause.

Note

1. Raramente le condizioni effettive della roccia in sito corrispondono alle condizioni ideali assunte come valide nel calcolo della sollecitazione. Deve essere l'ingegnere responsabile del progetto di misurazione che stabilisce se le ipotesi ideali di comportamento elastico si avvicinano sufficientemente alle condizioni reali, tanto da consigliare l'esecuzione delle misure di sollecitazione. Dove esistono condizioni di comportamento anisotropo, le celle estensimetriche a 12 estensimetri forniscono un vantaggioso sistema di analisi.
2. Se a causa delle condizioni del sito di misura non possono essere ottenute lunghe porzioni di carota di roccia, dovrebbe essere utilizzato un metodo alternativo che non richieda carote di roccia o per il quale siano sufficienti porzioni più corte.
3. La "cella estensimetrica triassiale" messa a punto dal Consiglio Sudafricano per la Ricerca Scientifica e Industriale (CSIR) soddisfa pienamente i requisiti di queste "Proposte Metodologiche". I dettagli sull'orientazione degli estensimetri ecc., sono specifici per ogni modello di cella estensimetrica e sono forniti dal produttore quale ausilio nel calcolo delle sollecitazioni.
4. Le procedure e i calcoli descritti in queste "Proposte Metodologiche" sono basati sulla cella estensimetrica triassiale di cui si è detto alla nota 3. Un altro dispositivo simile nella concezione e soddisfacente i requisiti delle presenti "Proposte Metodologiche" è stato sviluppato dall'Organizzazione per la Ricerca Scientifica e Industriale Australiana (CSIRO). Questo strumento, illustrato nelle figure 15 e 16 e noto come "cella di inclusione cava - CSIRO Hollow Inclusion" (HI), è disponibile in commercio. Esso è costituito da tre rosette estensimetriche a tre componenti, incapsulate in un cilindro, di resine epossidiche, a parete sottile. Una delle differenze principali fra la cella CSIR e quella CSIRO HI è data dal fatto che quest'ultima è fissata in modo permanente al cavo di lettura. In questo modo i dati relativi alla sollecitazione di rilascio sono ottenuti e registrati durante il processo di sovracarotaggio.
5. La lunghezza massima dell'estensimetro è limitata dalla dimensione del foro; la lunghezza minima che dovrebbe essere usata è 10 mm.
6. La procedura qui descritta è basata sulla cella estensimetrica triassiale della nota 3. Se dovesse essere impiegato un altro strumento, le dimensioni del foro e le altre dimensioni dovrebbero essere modificate per adattarsi allo strumento.
7. L'acqua viene usata normalmente per raffreddare ed eseguire lo spurgo durante la perforazione. La superficie del foro comunque, dopo la perforazione, resta bagnata e sono pochissi-

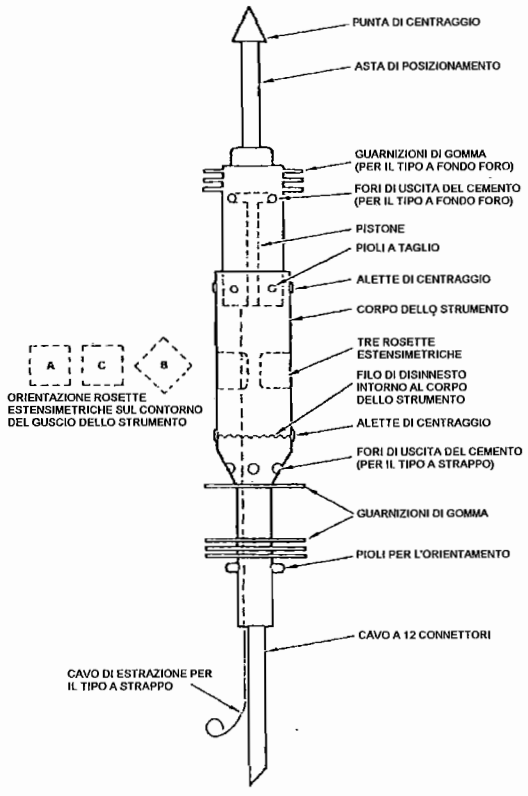


Fig. 15 – Disegno schematico della cella ad inclusione cava (HI) CSIRO.

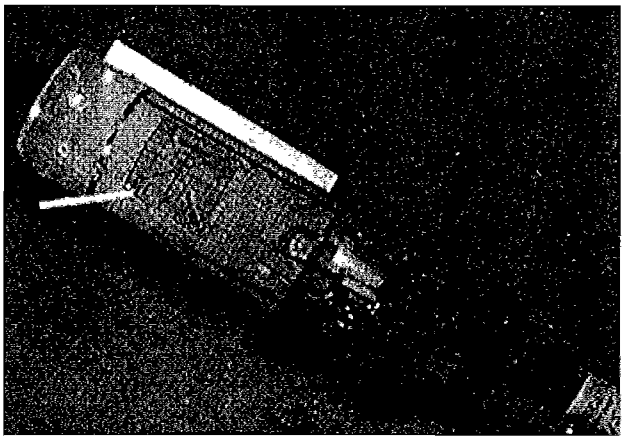


Fig. 16 – Cella ad inclusione cava (HI) CSIRO.

mi i collanti dei trasduttori di deformazione che riescono a far presa sulla roccia bagnata. Per ovviare a questo inconveniente sono disponibili preparatori come l'additivo per incollaggio Silane No. A1120 o A1100 prodotto dalla Union Carbide Corporation. Come preparatore può, ad esempio, essere utilizzata una miscela del 10% (in volume) di silane in alcool.

8. La scelta del collante dipende principalmente dalle condizioni del sito in cui devono essere effettuate le misure. Può essere usato qualunque collante per estensimetri che garantisca una buona adesione tra roccia e trasduttore; comunque il migliore adesivo si individua solo provandone diversi.
   Quando il tempo di installazione è inferiore a 5 min, può essere usato un collante a presa rapida, per il quale il tempo di indurimento, dopo la miscelazione, sia inferiore a 5 min. Questo significa che il foro di misura deve essere corto (10 metri o meno) e che la temperatura della roccia deve essere al di sotto dei 15°C. In queste condizioni possono essere usati, per esempio, i seguenti collanti a presa rapida: collante per estensimetri elettrici Philips tipo cemento 9244/04; collante a presa rapida per estensimetri elettrici Hottinger tipo X-60. Un adesivo a presa lenta quale l'Epoxy può, per esempio, essere usato quando le misure vengono effettuate in fori lunghi e con temperatura della roccia al di sopra dei 15 °C (il tempo di presa si riduce all'aumentare della temperatura).

Bibliografia del metodo 4

1. AMADEI B. (1983) – *Rock anisotropy and the theory of stress measurements*, Lectures notes in engineering, vol. II, 478 pp. Springer, New York.
2. DUNCAN FAMA M. E. and PENDER M. J. (1980) – *Analysis of the hollow inclusion method for measuring in situ rock stress*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 17(3), 137-146.
3. GRAY W.M. and TOEWS N.A. (1974) – *Optimization of the design and use of the CSIR triaxial strain cell for stress determination, field testing and instrumentation of rock*. ASTM STP 554, pp. 116-134, American Society for testing and materials, Philadelphia.
4. HILTSCHER R. (1971) – *Beitrag Zur Gebirgsspannungsmessung nach dem Bohrlochboden-entspannungsverfahren*. Proc. Int. Symp. on the determination of stresses in rock masses, pp. 200-229, Lisbon.
5. LEEMAN E.R. (1964) – *The measurement of stress in rock* - I, II, III, Jl. S. Afr. Inst. Min. Metall. 65, 45-114 and 254-284.
6. LEEMAN E.R. (1969) – *The CSIR doorstopper and triaxial rock stress measuring instruments*. Proc. ISRM Symp. on the determination of stresses in rock masses, pp. 576-616, L.N.E.C., Lisbon.
7. LEEMAN E.R. and HAYES D.J. (1969) – *A technique for determining the complete state of stress in rock using a single borehole*. Proc. Ist Int. Congr. on rock Mechanics, Vol. II, pp. 17-24, Lisbon.
8. ROCHA M., SILVERIO A., PEDRO J.O. and DELGADO J.S. (1974) – *A new development of the LNEC stress tensor gauge*. Proc. 3rd Int. Congr. on rock mechanics, Vol. 2A, pp. 464-467, Denver.
9. STEPANOV V. and BATUGIN S. (1967) – *Assessing the effect of the anisotropy of rocks on the accuracy of stress determination by the relief method*. Soviet Min. Sci. 3, 312-315.
10. VAN HEERDEN W.L. (1976) – *Practical application of the CSIR triaxial strain cell for rock stress measurements*. Proc. ISRM Symp. on the investigation of stress in rock-Advances in stress measurements, pp. 1-6, Sydney.
11. VREEDE F.A. (1982) – *Instruction manual for the use of the CSIR triaxial rock stress measuring equipment*. CSIR Rept ME 1763, Pretoria.
12. WOROTNICKI G. and Walton R.J. (1976) – *Triaxial hollow inclusion gauges (CSIRO) for determination of rock stresses in situ*. Proc. ISRM Symp. on the investigation of stress in rock - Advances in stress measurements, Supplement, pp. 1-8, Sydney.