

aicap

Ancoraggi nei terreni e nelle rocce Raccomandazioni

EDIZIONE STAMPATA CON IL CONTRIBUTO DELLA

APPI

CESAP S.p.A.
DIWIT S.p.A.
PRECO s.r.l.

ASSOCIAZIONE PROCEDIMENTI
DI PRECOMPRESSIONE ITALIANI

TECNICAVI s.r.l.
TENSACCIAI S.p.A.
TESIT S.p.A.

maggio 1993

**COMMISSIONE A.I.C.A.P.
"ANCORAGGI NEI TERRENI E NELLE ROCCE"**

Coordinatori

C. CESTELLI GUIDI - E. SEGRE

Membri

C. BRAY
A. CANCELLI
B. D'ELIA
M. FRUMENTO
C. MARIONI
S. MARTINETTI
G. PEDROCCO
C. PREVEDINI
R. RIBACCHI
A. RIO
T. SILVESTRI
C. SOCCODATO
P. VENTURA
I. VIELMO

Comitato di redazione

C. CESTELLI GUIDI
C. MARIONI
G. PEDROCCO
R. RIBACCHI

Segretario tecnico

R. MASIELLO

PREFAZIONE

Il diffondersi dell'uso degli ancoraggi nei terreni e nelle rocce quale strumento ausiliario di opere di grande impegno, verificatosi anche nel nostro Paese, ha indotto già da tempo l'A.I.C.A.P. a raccogliere ed ordinare in un documento gli aspetti più salienti della loro progettazione, esecuzione e controllo.

Un primo elaborato è stato frutto di un lavoro svolto con notevole impegno da una apposita Commissione di studio della quale hanno fatto parte esperti del settore, soci dell'A.I.C.A.P. e dell'A.G.I., realizzando una collaborazione di Associazioni di intenti affini.

Questa Commissione di studio, dopo la redazione di un primo elaborato (1983), ha seguito i lavori della Commissione Internazionale della F.I.P. che, contemporaneamente, ha trattato l'argomento, ed ha ritenuto di fornire alcune indicazioni preliminari relative ai tiranti non pretesi ed ai bulloni in quanto anche questi tipi di ancoraggio trovano largo impiego.

Tuttavia, esclusi i casi particolari dei bulloni (ad es. in galleria), il tirante preteso è considerato di maggiore interesse di quello non preteso. In effetti, il tirante preteso ha dei pregi sia perché è già scontato l'allungamento sia perché la pretensione costituisce già un suo controllo.

Le tecnologie esecutive ed i controlli sono stati poi distinti a seconda che essi debbano restare a servizio dell'opera in una fase provvisoria, come spesso avviene per esigenze di cantiere, ovvero in permanenza.

In tutti gli ancoraggi, provvisori e permanenti, sussiste il problema della capacità portante, la quale non è priva di incertezze soprattutto quando la reazione è affidata alle rocce sciolte, talché l'attenzione è richiamata sulle indagini preliminari opportune.

Negli ancoraggi permanenti sussiste il rischio che possa ridursi la portanza nel tempo, tanto più quando il tirante vive in ambiente particolarmente aggressivo e quindi soggetto a corrosione. Il lettore troverà al riguardo delle cautele da seguire, anche se il problema è ancora allo studio.

Quindi, sotto vari aspetti anche questa seconda edizione delle Raccomandazioni - che segue quella provvisoria del 1983 - non può ritenersi definitiva e di conseguenza deve essere ancora sottoposta all'esame degli studiosi operanti nel settore. Del resto non possono ritenersi definitive delle Raccomandazioni che devono necessariamente seguire gli sviluppi dei progressi tecnologici e le maggiori conoscenze che pervengono dall'esperienza.

Nel chiudere questa prefazione, a nome del Consiglio Direttivo della Associazione, ci è gradito ringraziare vivamente i colleghi della Commissione di redazione di questo nuovo testo, i quali con entusiasmo e passione hanno partecipato ai lavori dedicandovi notevole impegno di tempo, e non ultima l'arch. Roberta Masiello che con lavoro paziente ed intelligente ha riordinato il presente elaborato.

I Coordinatori della Commissione
Carlo Cestelli Guidi - Ernesto Segre

INDICE

SIMBOLOGIA	pag. 1
SIMBOLOGIA APPENDICE	2
0. GENERALITA'	3
0.1 Tipi di ancoraggio e campo di applicazione delle Raccomandazioni	3
0.2 Principali Norme e Raccomandazioni esistenti e connesse con l'argomento oggetto delle presenti Raccomandazioni	3
0.3 Deroghe alle presenti Raccomandazioni	4
1. DEFINIZIONI RELATIVE AI TIRANTI DI ANCORAGGIO	5
1.1 Tirante di ancoraggio	5
1.2 Parti funzionali del tirante	5
1.3 Elementi costitutivi del tirante	5
1.4 Classificazione dei tiranti	6
1.4.1 Denominazione in base alla tensione iniziale	6
1.4.2 Denominazione in base alla possibilità di controllo delle variazioni di tensione	6
1.4.3 Denominazione in base alla durata di esercizio	6
1.5 Tipologie dei tiranti	6
1.5.1 In base al dispositivo di bloccaggio	6
1.5.2 In base all'armatura di acciaio armonico	6
1.5.3 In base alla guaina	6
1.5.4 In base al dispositivo di ancoraggio	7
2. SITUAZIONI AMBIENTALI E GEOTECNICHE	8
2.1 Generalità	8
2.2 Finalità delle indagini	8
2.3 Estensione delle indagini	8
2.4 Elementi di base da definire	8
2.4.1 Situazione topografica	8
2.4.2 Situazione geologica	9
2.4.3 Situazione geotecnica	9
2.4.4 Situazione ambientale	9
3. MATERIALI COMPONENTI E TECNOLOGIE COSTRUTTIVE	10
3.1 Acciai	10
3.2 Apparecchi di testata	10
3.2.1 Piastre di ripartizione	10
3.2.2 Compatibilità dei componenti	10
3.3 Miscele di iniezione e loro componenti	10
3.3.1 Cemento	10
3.3.1.1 Requisiti	10
3.3.2 Acqua	10
3.3.3 Aggregati	11
3.3.4 Additivi	11
3.3.5 Miscele di iniezione con legante cemento	11

3.3.5.1	Requisiti	pag. 11
3.3.5.2	Controlli	12
3.3.5.3	Miscele di iniezione speciali	12
3.4	Elementi di protezione ed altri materiali	12
3.4.1	Guaine	12
3.4.2	Acciai ingrassati ed inguainati	13
3.4.3	Distanziatori e dispositivi di centraggio	13
3.4.4	Condotti di iniezione	13
3.4.5	Tamponi	13
3.5	Metodi di perforazione	13
3.5.1	Disposizioni generali	13
3.5.2	Scelta del metodo di perforazione	13
3.5.3	Tolleranze	14
3.5.4	Prova di tenuta	14
3.6	Fabbricazione	14
3.7	Connessione al terreno	14
3.8	Tesatura	14
3.9	Rapporto tecnico	15
4.	PROTEZIONE CONTRO LA CORROSIONE	18
4.1	Situazioni ambientali aggressive per i tiranti in roccia	18
4.1.1	Premessa di carattere generale	18
4.1.2	Individuazione delle situazioni potenzialmente aggressive	18
4.1.2.1	Situazione potenzialmente aggressiva nei confronti dell'acciaio	18
4.1.2.2	Situazione potenzialmente aggressiva nei confronti della malta di iniezione	18
4.2	Caratteristiche di un sistema di protezione contro il degrado chimico-fisico dei materiali impiegati	19
4.2.1	Responsabilità particolari del progettista	19
4.2.2	Caratteristiche di un sistema di protezione contro la corrosione	19
4.2.3	Spessori minimi di ricoprimento delle armature	19
4.2.4	Protezione delle testate di ancoraggio nel caso d'impiego anche parziale di materiali diversi dalle malte cementizie	19
5.	PROGETTO	20
5.1	Elementi di base per il progetto	20
5.2	Analisi statiche	20
5.3	Analisi di stabilità globale	20
5.3.1	Condizioni di impiego particolari	22
5.4	Verifiche statiche del tirante singolo	22
5.4.1	Forza limite ultima della fondazione	22
5.4.2	Forza limite ultima dell'armatura	22
5.5	Forza di tesatura e forza effettivamente agente nel tirante	22
5.6	Contenuti fondamentali del progetto	23
5.6.1	Caratteristiche del sistema di tiranti	23
5.6.2	Tiranti preliminari di prova	24
5.6.3	Ulteriori aspetti tecnici da valutare	24
5.7	Aspetti legali da tenere presenti	24
6.	TIRANTI PRELIMINARI DI PROVA	25
6.1	Scopo delle prove e definizione	25

6.2	Prescrizioni generali	pag. 25
6.3	Obbligatorietà delle prove	25
6.4	Numero dei tiranti di prova	25
6.5	Modalità generali di prova	26
6.6	Esecuzione e prova del primo tirante	27
6.7	Esecuzione, prova e valutazione del secondo tirante	27
6.8	Esecuzione, prova e valutazione del terzo tirante	29
6.9	Risultati delle prove da utilizzare nel collaudo	31
7.	COLLAUDI E CONTROLLI	32
7.1	Definizione, tempi ed obbligatorietà delle prove	32
7.2	Modalità della prova di collaudo	32
7.3	Accettazione dei tiranti	33
7.3.1	Condizioni per l'accettazione (caso delle tre prove)	33
7.3.2	Condizioni per l'accettazione (caso con prova del 1° tirante solamente)	33
7.4	Controllo dei tiranti permanenti utilizzati per opere che interessano l'incolumità delle persone	34
8.	REGISTRAZIONE DEI LAVORI	35
8.1	Generalità	35
8.2	Situazioni ambientali e geotecniche	35
8.3	Materiali	35
8.3.1	Acciaio d'armatura	35
8.3.2	Materie plastiche e simili	35
8.3.3	Grassi ed altre sostanze protettive	35
8.4	Procedimenti costruttivi	35
8.4.1	Perforazioni	35
8.4.2	Prova d'acqua nei fori	35
8.4.3	Malte	35
8.4.4	Tesatura e prove	36
8.5	Rapporto generale	36
APPENDICE - BULLONI E CHIODI DI ANCORAGGIO		
A.1	DEFINIZIONI RELATIVE AI BULLONI DI ANCORAGGIO	37
A.1.1	Bullone di ancoraggio	37
A.1.2	Tipologia dei bulloni	37
A.1.2.1	Elementi costitutivi del bullone	37
A.1.2.2	In base al dispositivo di bloccaggio	37
A.1.2.3	In base al dispositivo di ancoraggio al terreno	38
A.2	DEFINIZIONI RELATIVE AI CHIODI ANCORAGGIO	39
A.2.1	Chiodi di ancoraggio	39
A.2.2	Tipologia dei chiodi	39
A.3	SITUAZIONI AMBIENTALI E GEOTECNICHE	39
A.4	MATERIALI, COMPONENTI E TECNOLOGIE COSTRUTTIVE	39
A.4.1	Acciai	39
A.4.2	Piastre di ripartizione (solo per i bulloni)	39

A.4.3	Miscele di iniezione e loro componenti	39
A.4.4	Elementi di protezione ed altri materiali	39
A.4.5	Metodo di perforazione	39
A.4.6	Protezione contro la corrosione di bulloni e chiodi di ancoraggio	39
A.5	PROGETTO DI BULLONI E CHIODI DI ANCORAGGIO	40
A.5.1	Carico limite elastico convenzionale	41
A.5.2	Valutazione dell'azione sollecitante in un chiodo	41
A.5.3	Contenuti fondamentali del progetto	42
A.6	PROVE DISTRUTTIVE PER BULLONI E CHIODI DI ANCORAGGIO SOGGETTI PREVALENTEMENTE A SFORZI DI TRAZIONE	42
A.7	REGISTRAZIONE DEI LAVORI	42
BIBLIOGRAFIA		43

SIMBOLOGIA

A_s	=	area della sezione trasversale dell'armatura
d	=	diametro della perforazione
D	=	diametro convenzionale della fondazione
E_s	=	modulo di elasticità dell'acciaio
F	=	coefficiente di sicurezza geotecnica globale
l_f	=	lunghezza della fondazione dell'ancoraggio
l_l	=	lunghezza libera teorica dell'ancoraggio
l_L	=	lunghezza libera effettiva dell'ancoraggio
N_c	=	forza di collaudo
N_{fu}	=	forza limite ultima dell'ancoraggio singolo con riferimento alla fondazione
N_i	=	forza di tesatura dell'ancoraggio
N_0	=	forza di allineamento dell'ancoraggio
N_Q	=	forza teorica di utilizzazione dell'ancoraggio
N_Q^{sist}	=	forza teorica di utilizzazione di un sistema di tiranti
N_{ys}	=	forza limite ultima dell'ancoraggio singolo con riferimento al valore caratteristico del limite convenzionale elastico o di snervamento dell'armatura
N'_{ys}	=	forza limite ultima, con riferimento all'armatura cementata del tirante di prova
γ_f	=	coefficiente di sicurezza relativo alla fondazione dell'ancoraggio
Δl_p	=	allungamento permanente dell'ancoraggio
$\Delta l, \Delta h$	=	allungamento teorico dell'ancoraggio (v. anche Fig. 9 e Fig. 10)
τ_{fu}	=	tensione tangenziale limite convenzionale di aderenza tra fondazione e terreno
ϕ_e	=	diametro esterno della guaina
ϕ_i	=	diametro interno della guaina (corrugata e non)

SIMBOLOGIA APPENDICE

A_s	=	area della sezione trasversale dell'armatura
d	=	diametro della perforazione
D	=	diametro convenzionale della fondazione
E_s	=	modulo di elasticità dell'acciaio
F	=	coefficiente di sicurezza geotecnica globale
l_f	=	lunghezza della fondazione dell'ancoraggio
l_t	=	lunghezza della parte del chiodo che funziona da testa
N_{fu}	=	forza limite ultima dell'ancoraggio singolo con riferimento alla fondazione
N_i	=	forza di tesatura dell'ancoraggio
N_0	=	forza di allineamento dell'ancoraggio
N_Q	=	componente normale della forza agente nel chiodo
N'_Q	=	forza teorica di utilizzazione equivalente per i chiodi
N_{ys}	=	forza limite ultima dell'ancoraggio singolo con riferimento al valore caratteristico del limite convenzionale elastico o di snervamento dell'armatura
N'_{ys}	=	forza limite ultima, con riferimento all'armatura cementata del tirante di prova
R_Q	=	forza agente nel chiodo
R_Q^{sist}	=	forza teorica di utilizzazione di un sistema di chiodi
S_Q	=	componente di taglio della forza agente nel chiodo
β	=	angolo di inclinazione della forza agente nel chiodo rispetto all'asse dello stesso
δ	=	angolo di dilatazione del giunto
γ_f	=	coefficiente di sicurezza relativo alla fondazione dell'ancoraggio
τ_{fu}	=	tensione tangenziale limite convenzionale di aderenza tra fondazione e terreno
ϕ_e	=	diametro esterno della guaina
ϕ_i	=	diametro interno della guaina (corrugata e non)
θ	=	inclinazione della barra del chiodo rispetto alla normale alla discontinuità

0. GENERALITA'

0.1 Tipi di ancoraggio e campo di applicazione delle Raccomandazioni

Gli ancoraggi correntemente impiegati nella pratica dell'ingegneria civile e mineraria sono stati raggruppati nelle seguenti tre categorie:

- tiranti di ancoraggio;
- bulloni di ancoraggio;
- chiodi di ancoraggio.

Le presenti Raccomandazioni riguardano i tiranti di ancoraggio e forniscono i criteri per la loro progettazione, l'esecuzione ed il controllo.

Nell'Appendice vengono fornite alcune indicazioni a carattere preliminare riguardanti i problemi specifici relativi ai chiodi ed ai bulloni di ancoraggio, per i quali si ritiene che lo stato delle conoscenze non sia ancora allo stesso livello di quello relativo ai tiranti.

0.2 Principali Norme e Raccomandazioni esistenti e connesse con l'argomento oggetto delle presenti Raccomandazioni

Nella redazione del presente testo si è tenuto debito conto delle Norme e Raccomandazioni di seguito elencate, ed alle quali si deve fare riferimento per quanto non esplicitamente richiamato:

- "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
Legge 5 novembre 1971, n. 1086
G.U. n. 321 del 21/12/1971
- "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche"
D.M. 14 febbraio 1992
Supplemento ordinario alla G.U. n. 65 del 18/3/1992
- "Istruzioni relative alle norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le opere metalliche"
Circolare n. 20244 del Ministero LL.PP. del 30/6/1980
- "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e norme tecniche per i carichi ed i sovraccarichi"
D.M. 3 ottobre 1978
G.U. n. 319 del 15/11/1978
- "Istruzioni relative ai carichi ai sovraccarichi ed ai criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni"
Circolare n. 18591 del Ministero LL.PP. del 9/11/1978
- "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"
D.M. 3/3/1975 - D.M. 3/6/1981 - D.M. 19/6/1984
Supplemento ordinario alla G.U. n. 93 dell'8/4/1975
- "Nuove Norme tecniche per terreni, opere di sostegno e fondazioni"
D.M. dei LL.PP. del 11/3/1988
Supplemento Ordinario alla G.U. n. 127 del 1/6/1988
- Circolare n.21597 del Ministero LL.PP. del 3 giugno 1981, interpretativa delle Norme di cui al D.M. 21/1/1981
- "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche"
Associazione Geotecnica Italiana, giugno 1977
- Norme UNI da 6126 a 6135; da 6393 a 6395; 6505, 6555, 6556, 6687, 7044, 7086, 7087, da 7121 a 7123, 7163, 7208, 7374, 7699, 7927, 7928, 8019, 8020 su cementi-malte-calcestruzzi.
- Norme UNI da 7101 a 7120, 7466, 7549, da 8145 a 8149 su aggregati ed additivi per impasti

cementizi.

- Circolare n. 27996 del 31/10/1986 - Capo B): Istruzioni per l'impiego di ancoraggi per cavi da conglomerato cementizio precompresso.

0.3 Deroghe alle presenti Raccomandazioni

Situazioni particolari e innovazioni tecnologiche possono consentire limitate deroghe che, in ogni caso, devono essere giustificate da fondate considerazioni teoriche ed adeguate sperimentazioni.

1. DEFINIZIONI RELATIVE AI TIRANTI DI ANCORAGGIO

1.1 Tirante di ancoraggio

Elemento strutturale operante in trazione, atto a trasmettere forze di coazione ai terreni ed alle rocce.

1.2 Parti funzionali del tirante

Con riferimento alla Fig. 1 esse sono:

- testata: insieme degli elementi terminali atti a trasmettere alla struttura ancorata, o direttamente alla roccia, la forza di trazione del tirante;
- parte libera: insieme degli elementi atti a trasmettere la forza di trazione dalla testata alla fondazione;
- fondazione: insieme degli elementi atti a trasmettere al terreno le forze di trazione del tirante.

1.3 Elementi costitutivi del tirante

Con riferimento alle parti funzionali e alla Fig. 1 essi sono:

- dispositivo di bloccaggio e piastra di ripartizione della testata;
- armatura e guaina;
- dispositivo di ancoraggio della fondazione.

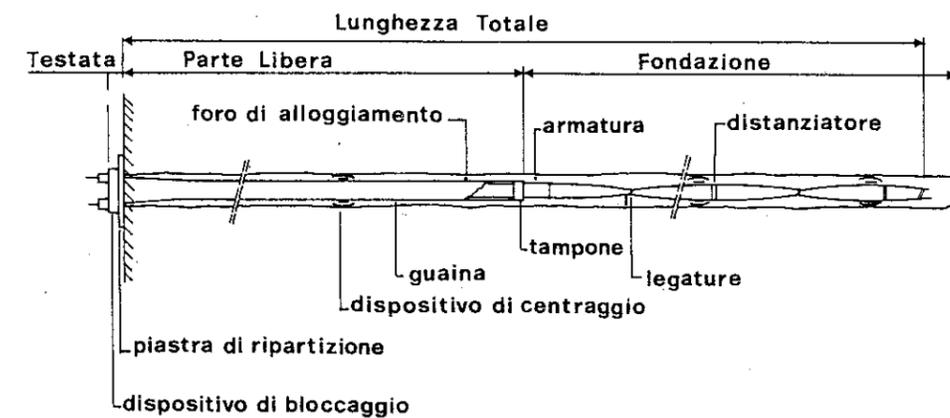


Fig. 1 - Rappresentazione schematica del tirante di ancoraggio

1.4 Classificazione dei tiranti

1.4.1 Denominazione in base alla tensione iniziale

- presollecitati: tiranti nella cui armatura viene indotta una forza di tesatura N_i superiore a quella teorica di utilizzazione N_Q

$$N_i > N_Q$$

- parzialmente presollecitati: tiranti nella cui armatura viene indotta una forza di tesatura non superiore a quella teorica di utilizzazione

$$N_i \leq N_Q$$

- non presollecitati: tiranti nella cui armatura non viene indotta alcuna forza di tesatura

$$N_i = 0$$

1.4.2 Denominazione in base alla possibilità di controllo delle variazioni di tensione

- normali: tiranti in cui, al termine della fase detta iniziale, di durata da stabilire di volta in volta in sede di progetto, viene fissata la forza di tesatura, e viene esclusa la possibilità di ripresa della tesatura;
- ritensionabili: tiranti per i quali esiste, anche dopo la fase iniziale, la possibilità di misurare e modificare, sia in aumento che in diminuzione, la forza nell'armatura.

1.4.3 Denominazione in base alla durata di esercizio

- permanenti: tiranti destinati ad esercitare la loro funzione per un periodo uguale o superiore a due anni;
- provvisori: tiranti destinati ad esercitare la loro funzione per un periodo inferiore a due anni.

C 1.4.3 I tiranti permanenti utilizzati per opere che interessino l'incolumità delle persone sono sottoposti a particolari controlli nel tempo, come indicato al § 7.4.

1.5 Tipologie dei tiranti

1.5.1 In base al dispositivo di bloccaggio

- unico per tutti gli elementi costituenti l'armatura;
- multiplo (uno per ciascun elemento costituente l'armatura).

1.5.2 In base all'armatura di acciaio armonico

- a barre;
- a fili;
- a trefoli.

1.5.3 In base alla guaina

Relativamente alla parte libera:

- semplice (una sola guaina per tutti gli elementi costituenti l'armatura);
- multipla (una guaina per ciascun elemento dell'armatura);
- composta (una guaina per ciascun elemento, più una guaina per l'insieme degli elementi

costituenti l'armatura).

Relativamente alla fondazione:

- senza guaina;
- con guaina.

C.1.5.3 Tale ultimo sistema si suole anche definire "fondazione protetta".

1.5.4 In base al dispositivo di ancoraggio

- ancoraggio per cementazione: può essere ulteriormente distinto in relazione alla forma del foro di alloggiamento (cilindrico, con una o più espansioni, ecc.), al tipo di legante (cementi semplici o additivati, resine, ecc.), alla modalità di iniezione dei leganti (in una o più fasi successive);
- ancoraggio ad espansione meccanica (utilizzabile solo per tiranti provvisori).

2. SITUAZIONI AMBIENTALI E GEOTECNICHE

2.1 Generalità

Le presenti Raccomandazioni riguardano le indagini necessarie per raccogliere tutti i dati qualitativi e quantitativi occorrenti per il progetto di ancoraggi e, più in generale, per la verifica della stabilità globale e per il controllo del comportamento dell'insieme costituito dall'eventuale struttura ancorata, dagli ancoraggi e dal terreno comunque interessato.

Per i criteri da seguire nel progetto e nell'esecuzione dei diversi tipi di indagine, per quanto qui non specificato, si rinvia alle "Norme Tecniche" riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, contenute nel D.M. 13 marzo 1988 e alle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" della Associazione Geotecnica Italiana, in data giugno 1977.

2.2 Finalità delle indagini

Le indagini sono rivolte:

- a) a definire il modello geologico e geotecnico del sottosuolo interessato dal complesso di opere, con particolare riguardo alla corretta suddivisione del sottosuolo stesso in "zone" progettualmente omogenee;
- b) a riconoscere se l'ambiente nel quale devono essere realizzati gli ancoraggi è da considerare aggressivo nei riguardi degli elementi costitutivi degli ancoraggi stessi (elementi di acciaio, malta di cemento, ecc.).

La validità delle schematizzazioni del sottosuolo adottate in progetto e delle conseguenti soluzioni progettuali deve essere controllata durante la costruzione degli ancoraggi, sulla base delle osservazioni effettuate in corso d'opera (cap. 8).

2.3 Estensione delle indagini

L'indagine va condotta su quella parte di sottosuolo che verrà influenzata, direttamente o indirettamente, dalla realizzazione degli ancoraggi e dell'eventuale struttura ancorata o che influenzerà il loro comportamento (volume significativo).

Il volume significativo può essere definito come l'ambito entro il quale si verificheranno variazioni significative dello stato tensionale originario o delle condizioni idrauliche, a causa della realizzazione del complesso delle opere. In particolare, il volume significativo deve contenere tutte le possibili superfici di scorrimento considerate per le verifiche di stabilità.

L'ampiezza dell'indagine deve perciò essere proporzionata alle caratteristiche geometriche del pendio naturale o del fronte di scavo interessato ed alle dimensioni, al tipo, alle caratteristiche strutturali, all'importanza dell'opera da costruire, alla complessità delle condizioni litologiche, strutturali e idrogeologiche del sottosuolo ed allo stato conoscitivo della zona in esame.

2.4 Elementi di base da definire

2.4.1 Situazione topografica

La situazione topografica deve essere preliminarmente definita per mezzo di un rilievo plan-altimetrico in scala adeguata ed esteso ad un'area sufficientemente ampia, tale da comprendere non soltanto il terreno direttamente interessato dagli ancoraggi, ma anche l'intero volume di terreno interagente con l'opera e con gli ancoraggi stessi.

2.4.2 Situazione geologica

L'indagine geologica deve essere finalizzata a definire uno schema del sottosuolo che evidenzi il grado di complessità dell'ambiente geologico ed individui le "zone geologicamente omogenee".

Il grado di approfondimento dell'indagine geologica dipende, pertanto, non solo dall'importanza dell'insieme delle opere da realizzare, ma anche dal grado di complessità geologica del sito.

L'assunzione di un corretto schema geologico è essenziale per poter progettare le indagini geotecniche dei cui al § 2.4.3.

I principali elementi di informazione da raccogliere sono:

- a) caratteri geomorfologici della zona, con particolare riferimento ad eventuali dissesti in atto o potenziali, ed alla loro prevedibile evoluzione;
- b) caratteri litologici dei terreni e delle rocce e individuazione dei principali litotipi, in relazione ai principali fattori geologici che influiscono sulle caratteristiche meccaniche;
- c) caratteri strutturali, sia alla scala del volume di sottosuolo interessato dall'opera o dal complesso di opere, sia alla scala del volume di terreno interessato dal singolo ancoraggio;
- d) schema idrogeologico generale della zona, con indicazioni sulle caratteristiche delle falde a pelo libero e delle eventuali falde in pressione.

2.4.3 Situazione geotecnica

Sulla base dello schema geologico di cui al presente § 2.4.2, l'indagine geotecnica deve essere finalizzata ad individuare le "zone di sottosuolo geotecnicamente omogenee" nei riguardi del funzionamento degli ancoraggi ed a fornire un modello di comportamento meccanico di ciascuna zona omogenea.

C.2.4.3 E' da tener presente che un dato volume di terreno geologicamente omogeneo non deve necessariamente risultare geotecnicamente omogeneo e viceversa.

Ove possibile, la definizione dello schema e dei modelli di comportamento deve basarsi sulla misura diretta delle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni (in particolare, resistenza al taglio, deformabilità e permeabilità) con idonee prove in sito ed in laboratorio, e sulla misura delle pressioni dell'acqua nel sottosuolo.

La valutazione o la determinazione diretta delle caratteristiche meccaniche deve essere sempre accompagnata da una indicazione del grado di variabilità di tali proprietà nell'ambito di ciascuna zona omogenea.

2.4.4 Situazione ambientale

Dovranno essere valutate le condizioni di aggressività dell'ambiente circostante, costituito dal terreno, dalle acque sotterranee e superficiali, dall'atmosfera; è da tener presente che l'azione dei fattori ambientali è esaltata dal movimento dell'acqua, dalla temperatura elevata e dalle correnti vaganti.

In ambiente aggressivo dovranno essere impiegati materiali atti a garantire la funzionalità dei tiranti per la durata di impiego prevista (cap. 4).

3. MATERIALI, COMPONENTI E TECNOLOGIE COSTRUTTIVE

Si vedano in proposito anche i testi predisposti dalla F.I.P., citati nella Bibliografia di queste Raccomandazioni.

3.1 Acciai

Devono essere conformi alle specifiche disposizioni legislative relative agli acciai da c.a.p. in vigore al momento della posa in opera.

3.2 Apparecchi di testata

Devono essere conformi alle disposizioni dell'allegato "B" della Circolare Ministero LL.PP. n. 27996 del 31.10.1986 ed eventuali successivi aggiornamenti.

3.2.1 Piastre di ripartizione

Vanno dimensionate in relazione alle caratteristiche del materiale di cui sono costituite e del materiale di contrasto.

3.2.2 Compatibilità dei componenti

Onde garantirne la compatibilità e l'identificabilità, tutti i componenti del tirante saranno forniti preferibilmente dal produttore del bloccaggio impiegato; in caso contrario dovrà essere redatto, da parte di un progettista iscritto all'albo, un progetto dettagliato con la descrizione di tutti i singoli componenti e le relative istruzioni per l'assemblaggio (vedi anche le citate Istruzioni alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche, emanate con Circolare Ministero LL.PP. - 30 giugno 1980).

3.3 Miscele di iniezione e loro componenti

3.3.1 Cemento

Le caratteristiche del cemento saranno determinate in conformità al D.M. 3.6.1968 "Nuove norme sui requisiti di accettazione e modalità di prove dei cementi" e successivi aggiornamenti.

Devono essere utilizzati solo cementi con contenuto totale di cloro inferiore allo 0,05% del peso del cemento e contenuto totale di zolfo (da solfuri S--) inferiore allo 0,15% del peso del cemento al fine di evitare il pericolo di corrosione sotto tensione.

L'idoneità del cemento deve essere certificata dal fabbricante.

3.3.1.1 Requisiti

Tempo di presa

Il tempo di inizio presa, misurato secondo il D.M. 3.6.1968 "Norme sui requisiti di accettazione e modalità di prova dei cementi", a 20° C deve essere superiore a tre ore, mentre il tempo di fine presa a 5° C deve essere inferiore a 24 ore.

3.3.2 Acqua

I requisiti dell'acqua di impasto sono stabiliti al punto 5.2.3 dalla norma UNI 7163 dell'aprile 1979 e successive modifiche.

3.3.3 Aggregati

Devono essere costituiti da elementi inerti, privi di parti friabili e di sostanze comunque nocive agli effetti della resistenza della miscela ed alla conservazione delle armature, e con limitazione delle impurità organiche in ottemperanza alla Norma UNI 7466 parte 2°.

3.3.4 Additivi

Possono essere impiegati additivi per migliorare le caratteristiche delle miscele di iniezione, purché non introducano elementi pregiudizievoli nei riguardi della durabilità e della affidabilità di tutti i componenti del tirante.

Norme UNI da 7101 a 7121; e Norme UNI da 8145 a 8147.

3.3.5 Miscele di iniezione con legante cemento

3.3.5.1 Requisiti

Tutti i requisiti sottoelencati devono essere controllati prima dell'inizio dei lavori e ogni qualvolta cambino le qualità e le caratteristiche dei componenti.

a) Fluidità

Si controlla determinando il tempo di percolamento, mediante il cono di Marsh (diametro dell'ugello: 13 mm - Fig. 2).

Il tempo di percolamento deve essere compreso tra 10 e 30 secondi.

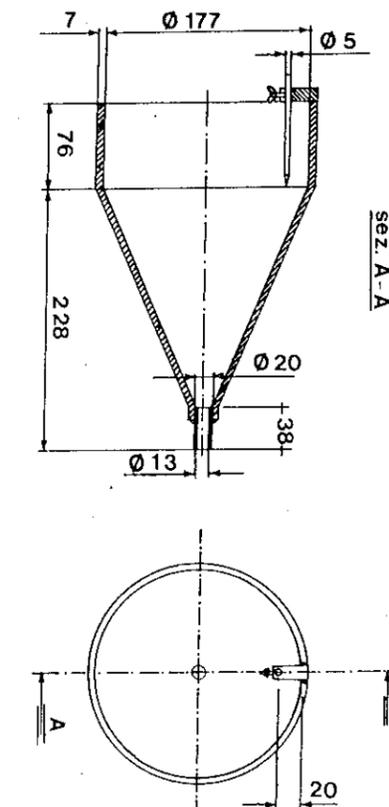


Fig. 2 - Cono di Marsh

b) Essudazione

Si controlla versando 300 ml di miscela in un cilindro con diametro di 56 mm e con altezza di 140 mm circa e misurando l'acqua essudata alla superficie della miscela, mantenuta in riposo per 3 ore. L'acqua di essudazione deve essere inferiore al 2% del volume iniziale della miscela e deve essere completamente riassorbita nelle successive 24 ore.

c) Ritiro

Il ritiro della miscela a 28 giorni non deve superare 2.800 micron per metro.

d) Resistenza

La resistenza a compressione della miscela a 7 giorni e $20^{\circ}\text{C} \pm 1$ misurata su provino cilindrico con rapporto $H/D = 2$ deve essere maggiore di 15 MPa (150 kg/cm^2).

3.3.5.2 Controlli

Il controllo di tutti i parametri indicati al § 3.3.5.1 va eseguito nella fase di messa a punto della miscela di iniezione. Una volta stabilita la miscela idonea, di cui sarà redatto il verbale, la stessa dovrà essere impiegata senza modifiche, ed in tal caso sarà sufficiente controllare la fluidità ad ogni impasto e la essudazione all'inizio di ogni giornata lavorativa o comunque ogni 50 tiranti.

Il valore della fluidità riscontrato durante i lavori potrà al massimo discostarsi di ± 5 secondi da quello misurato sulla miscela iniziale e verbalizzato.

Se, in occasione dei controlli, anche solo una delle due prove non fornisce risultati conformi a quanto prescritto al precedente § 3.3.5.1, le iniezioni devono essere sospese e possono riprendere solo dopo la confezione di una nuova miscela dalle idonee caratteristiche.

3.3.5.3 Miscele di iniezione speciali

Le miscele di iniezione speciali possono essere costituite da:

- cementi speciali, acqua e additivi appropriati;
- cementi speciali e non, acqua ed uno o più costituenti sintetici;
- resine sintetiche ed eventuali aggregati.

La composizione delle miscele speciali deve essere dichiarata dal produttore, che deve certificarne tutti i requisiti, oltre a garantire l'assenza di ioni aggressivi e la sua impiegabilità nel caso specifico.

Inoltre, deve essere depositato preventivamente in cantiere un protocollo che elenchi tutte le prescrizioni relative alla confezione e utilizzazione della miscela prescelta.

3.4 Elementi di protezione ed altri materiali

3.4.1 Guaine

La guaina è un elemento costitutivo del tirante atto a proteggere l'armatura dalla corrosione.

Attualmente si impiegano guaine in polietilene e polipropilene.

E' ammesso l'uso di guaine in PVC purché venga escluso il pericolo di emissione di ioni Cl.

Le guaine impiegate per i tiranti di ancoraggio devono conservare permanentemente le caratteristiche fisico-meccaniche nel campo di temperatura da -20° a $+70^{\circ}\text{C}$.

Lo spessore della parete della guaina deve essere adeguato alle sollecitazioni meccaniche e chimiche previste, e comunque non inferiore a:

1 mm per $\phi_i < 100 \text{ mm}$

1,5 mm per $\phi_i > 100 \text{ mm}$

dove ϕ_i è il diametro interno della guaina (sia liscia che corrugata).

La sezione interna della guaina deve assicurare un andito di iniezione per il ricoprimento degli elementi più esterni della armatura di almeno 5 mm.

Il diametro esterno della guaina deve essere più piccolo del diametro del foro di alloggiamento di almeno 20 mm.

Le guaine corrugate devono avere:

passo $p > 5 \text{ mm}$

involucro $(\phi_e - \phi_i) > 5 \text{ mm}$

ove ϕ_e è il diametro esterno della guaina corrugata.

3.4.2 Acciai ingrassati ed inguainati

L'acciaio, prima delle operazioni di ingrassaggio ed inguainamento, deve essere esente da ogni traccia di ossidazione e da altri elementi estranei.

Non deve essere usato acciaio inguainato e non ingrassato; il grasso deve riempire tutti gli spazi all'interno della guaina.

Per l'inguainamento devono essere usate materie plastiche con le medesime caratteristiche indicate al precedente § 3.4.1. Lo spessore minimo della guaina è di 1 mm.

Il grasso deve essere stabile chimicamente, inalterabile ed insaponificabile; non deve svolgere alcuna azione aggressiva nei confronti dell'acciaio e delle materie plastiche della guaina; deve essere stabile all'interno del campo delle temperature di utilizzazione.

C.3.4.2 Ove possibile, è da preferire l'impiego di acciaio direttamente ingrassato ed inguainato nello stabilimento di produzione per evitare ossidazioni nelle more della lavorazione.

Qualora la tipologia del tirante preveda la realizzazione di un tratto attivo per aderenza, particolare cura va osservata nella rimozione dell'eventuale grasso, che deve essere effettuata con adeguati detergenti o solventi.

Con tempi freddi può essere necessario riscaldare l'acciaio; in tale caso la sua temperatura non deve comunque superare 80°C .

3.4.3 Distanziatori e dispositivi di centraggio

In ogni caso in corrispondenza del distanziatore la sezione libera deve essere pari ad almeno due volte la sezione del condotto di iniezione.

3.4.4 Condotti di iniezione

Le caratteristiche dei condotti di iniezione devono essere tali da soddisfare i seguenti requisiti:

- a) devono essere collaudati per resistere alla pressione prevista con un coefficiente di sicurezza pari ad 1,5 e comunque avere una pressione di scoppio non inferiore a 1 MPa (10 kg/cm^2);
- b) devono presentare i seguenti diametri interni minimi:
 - per miscele speciali; diametro minimo = 8 mm;
 - per miscele cementizie composte da acqua e cemento senza aggiunte di aggregati: diametro minimo = 9 mm;
 - per miscele cementizie composte da acqua, cemento ed aggregati fini: diametro minimo = 16 mm.

3.4.5 Tamponi

I tamponi di separazione fra la parte libera e la fondazione devono essere impermeabili alla miscela di iniezione e tali da resistere alle pressioni di iniezione.

Devono essere realizzati o con elementi meccanici o con elementi chimici (materiale iniettato) di caratteristiche tali da costituire un'efficace protezione nei confronti della corrosione dell'armatura.

3.5 Metodi di perforazione

3.5.1 Disposizioni generali

Le perforazioni devono essere condotte in modo tale da comportare il minimo disturbo del terreno e da evitare danni alle opere circostanti.

3.5.2 Scelta del metodo di perforazione

Il metodo di perforazione deve essere scelto in modo tale da impedire il franamento della parete del foro, sia durante la perforazione sia durante la posa delle

- armature;
- ridurre al minimo la decompressione del terreno circostante;
- non alterare, per quanto possibile, le falde idriche e le relative distribuzioni delle pressioni.

3.5.3 Tolleranze

In nessun caso il diametro effettivo di perforazione potrà essere inferiore a quello nominale di progetto.

Le altre tolleranze dovranno essere riportate sul progetto come previsto al § 5.6.1.

3.5.4 Prova di tenuta

La prova di tenuta deve essere eseguita con immissione di acqua su tutta la lunghezza del foro o sulla sola lunghezza di fondazione (perdita massima 1 l/min. x metro x bar); oppure di miscela di iniezione (perdita massima 0,2 l/min. x metro x bar) con pressione minima di 1 bar.

Nei terreni sciolti o coesivi la prova va eseguita esclusivamente con la miscela di iniezione.

Nel caso di esito positivo della prova di tenuta eseguita con miscela di iniezione, è consentito inserire immediatamente il tirante nel foro, senza necessità di lavaggio.

Nel caso di esito negativo va comunque prevista, dopo la bonifica della zona con iniezioni, la riperforazione.

3.6 Fabbricazione

La confezione dei tiranti va effettuata preferibilmente in stabilimento onde assicurare la protezione di tutti i materiali dalle intemperie e la costanza della qualità.

Qualora fosse necessario procedere alla confezione in cantiere, dovranno essere garantite condizioni equivalenti a quelle garantite in stabilimento.

In entrambi i casi particolare cura dovrà essere dedicata al trasporto ed all'immagazzinaggio dei materiali, per evitare danneggiamenti in fase di manipolazione.

3.7 Connessione al terreno

L'intercapedine fra armatura e terreno circostante deve essere intasata con miscela cementante, operando a semplice circolazione, oppure con forzamento a pressione.

La pressione di iniezione, normalmente limitata a 25 kPa (0,26 bar) per metro di profondità può essere spinta a valori maggiori fino all'80% del carico litostatico del terreno circostante, purché sotto controllo strumentale.

3.8 Tesatura

La funzionalità dell'apparecchiatura di tesatura (pompa, collegamenti elettro-idraulici, martinetti), e l'affidabilità della strumentazione di controllo (manometri), devono essere verificate ad ogni turno di lavoro, oppure quando si riscontrino anomalie nella tesatura.

In particolare il cantiere deve essere dotato di un manometro campione (debitamente tarato presso un Laboratorio ufficiale in data non anteriore a 6 mesi), con la possibilità di montaggio sulla pompa in parallelo con il manometro di servizio.

La tesatura del tirante deve poter procedere in conformità al programma di progetto (gradini di carico, tempi, misure e registrazioni, bloccaggio), con una tolleranza del $\pm 5\%$ rispetto ai valori nominali.

3.9 Rapporto tecnico

Per ciascun tirante devono essere compilati i rapporti relativi alle varie fasi esecutive, sui quali devono essere almeno indicate tutte le informazioni inerenti:

- le tipologie di perforazione adottate e le caratteristiche sommarie dei terreni attraversati;
- la composizione del tirante e le protezioni adottate;
- le modalità esecutive delle iniezioni e le tipologie della miscela;
- le fasi di taratura e le modalità di controllo delle misurazioni.

Il modulo accluso esemplifica un possibile modello di tale rapporto.

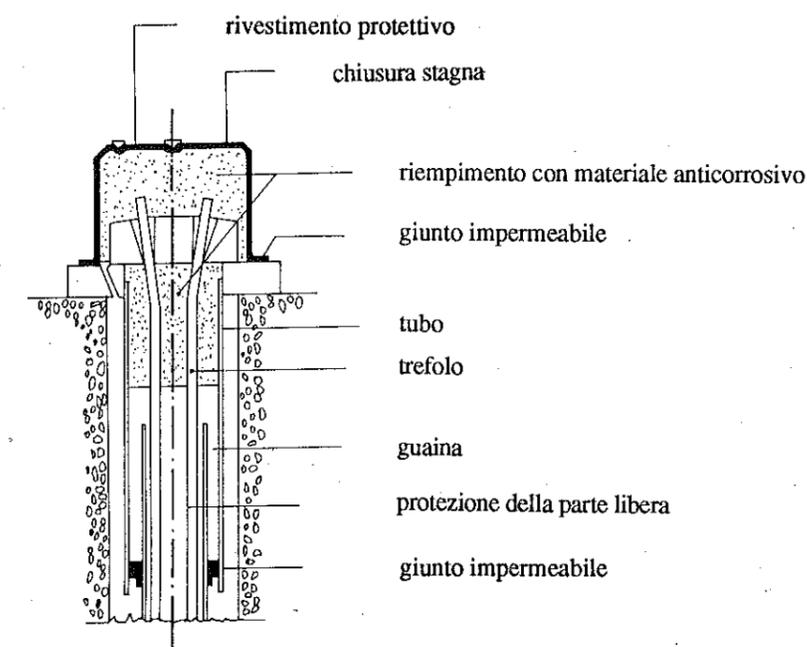


Fig. 3 - Testata di un comune tirante

RAPPORTO PERFORAZIONE / INIEZIONE

	Comm.	Contratto / N.	Doc.	
			Data	Pag.
Cantiere	TIRANTI			
TIRANTE N.				
11 Ubicazione cfr. dis.				
12 Inclinazione				
13 Lunghezza totale (L) m				
14 Lunghezza fondazione (lf) m				
15				
PERFORAZIONE	21 Data			
	22 Procedura perforazione			
	23 Strat. A fino a m			
	24 B			
	25 C			
	26 Tubo riv. dia (DR) mm			
	27 fino a m			
	28 Foro dia (DF) mm			
	29 fino a m			
TENUTA	31 Procedura tipo			
	33 Perdita (Q) l/min			
INIEZ. PRELIM.	41 Cemento kg			
	42 Riperforazione m			
	43			
INIEZIONE INT. GUAINA	51 Data			
	52 Cemento tipo / kg			
	53 Additivo / kg			
	54 Rapp. acqua / cemento			
	55 Pressione finale bar			
INIEZIONE FONDAZIONE	61 Data			
	62 Cemento tipo / kg			
	63 Additivo / kg			
	64 Rapp. acqua / cemento			
	65 Pressione finale bar			
REINIEZIONE	51 Data			
	52 Cemento tipo / kg			
	53 Additivo / kg			
	54 Rapp. acqua / cemento			
	55 Pressione finale bar			
INIEZ. PARTE LIBERA	61 Data			
	62 Cemento tipo / kg			
	63 Additivo / kg			
	64 Rapp. acqua / cemento			
	65 Pressione finale bar			

RAPPORTO COMPOSIZIONE / TESATURA

	Comm.	Contratto / N.	Doc.	
			Data	Pag.
Cantiere	TIRANTI			
TIRANTE N.				
71 Tipo / dis.				
72 Forza N _Q kN				
73 Lunghezza tirante (L) m				
74 Lunghezza libera teorica (h) m				
75 Lunghezza fondazione (lf) m				
76 Sezione armatura (A _S) mm ²				
77 Mod. elas. acciaio. (E _S) kN/mm ²				
TESATURA	81 Data			
	82 Procedura			
	83 Tensioni N1 / N2 kN	/	/	/
	84 Allung. S1 / S2 mm	/	/	/
	85 Tensioni N3 / N4 kN	/	/	/
	86 Allung. S3 / S4 mm	/	/	/
	87 Tensioni N5 / N6 kN	/	/	/
	88 Allung. S5 / S6 mm	/	/	/
91 RISCONTRI - OSSERVAZIONI				
	92			
	1.4			
	1.2			
	1.0			
	0.8			
	0.6			
	0.4			
	0.2			
	0			

Allungamenti (mm)

4. PROTEZIONE CONTRO LA CORROSIONE

4.1 Situazioni ambientali aggressive per i tiranti in roccia

4.1.1 Premessa di carattere generale

L'attivazione dei fenomeni di corrosione richiede la presenza simultanea di due condizioni fisiche comuni alle reazioni elettrochimiche proprie dei fenomeni galvanici:

- circolazione ionica tra due punti metallici (elettrodi) immersi in soluzione salina (elettrolito) ed aventi differente potenziale di ossi-riduzione;
- circolazione di elettroni nella connessione tra i due punti metallici considerati.

Pertanto la variazione di composizione chimica delle connessioni metalliche (elettrodi) e la variazione di composizione del terreno attraversato (elettrolito), possono già costituire elementi sfavorevoli dal punto di vista della protezione dalla corrosione del tirante stesso.

4.1.2 Individuazione delle situazioni potenzialmente aggressive

Si individuano due potenziali aggressioni:

- a) potenziale aggressione dell'acciaio;
- b) potenziale aggressione della malta di iniezione.

4.1.2.1 Situazione potenzialmente aggressiva nei confronti dell'acciaio

Per i tiranti permanenti eseguiti in conformità a quanto previsto al capitolo 3, situazioni di particolare pericolo possono verificarsi durante le varie fasi costruttive fino al definitivo tensionamento, bloccaggio e protezione della testata di ancoraggio.

Per i tiranti provvisori a fondazione non protetta un grave pericolo di corrosione dell'acciaio in tensione può essere costituito da:

- a) presenza di prodotti o di scarichi chimicamente attivi;
- b) presenza di composti e derivati dei cloruri e dei solfati;
- c) presenza di oscillazioni del livello della falda freatica;
- d) presenza di correnti vaganti nel suolo attraversato.

La corrosività di un suolo omogeneo può essere misurata secondo ASTM report STP 741 riferendosi ai valori della sottoriportata tabella.

Corrosività di un suolo omogeneo in funzione dei valori di resistività o del potenziale Redox (King, 1977)

Suolo	Resistività (Ω cm)	Potenziale Redox (mV) (corretto a PH = 7) riferito a elettrodo normale di idrogeno
assai corrosivo	< 700	< 100
corrosivo	700 - 2000	100 - 200
moderatamente corrosivo	2000 - 5000	200 - 400
poco corrosivo	> 5000	> 430 per argilla

In assenza delle misure suddette, dovranno essere analizzati chimicamente campioni di terreno e della relativa acqua filtrante per giudicarne l'aggressività.

4.1.2.2 Situazione potenzialmente aggressiva nei confronti della malta di iniezione

L'aggressione nei confronti della malta di iniezione è pericolosa sia per i tiranti provvisori che permanenti, in quanto provoca riduzione della resistenza della malta stessa pregiudicando la

connessione del tirante con il terreno.

I fattori che principalmente influenzano l'aggressione sono:

- a) quantità e natura dei solfati presenti;
- b) quantità e natura dei cloruri presenti;
- c) livello dell'acqua di falda e sua variazione stagionale;
- d) acidità dell'acqua (pericolosa se pH < 6).

La qualità e il tipo della malta di iniezione dovranno essere messi a punto con particolare cura in relazione ai rischi di cui sopra.

4.2 Caratteristiche di un sistema di protezione contro il degrado chimico-fisico dei materiali impiegati

4.2.1 Responsabilità particolari del progettista

Indipendentemente dal grado di provvisorietà o di permanenza del tirante nel tempo, deve essere garantita l'affidabilità di esso in relazione ai fenomeni di degrado chimico-fisico dei materiali impiegati.

Il comportamento del sistema di protezione nel tempo deve essere conosciuto nei suoi dettagli dal progettista, sulla base di una opportuna ed esauriente documentazione fornita dal produttore del sistema di ancoraggio.

Il progettista è responsabile della definizione del tipo di aggressività ambientale cui possono essere soggetti i tiranti (§ 5.1 e 5.6.1).

4.2.2 Caratteristiche di un sistema di protezione contro la corrosione

Un sistema di protezione contro la corrosione per tiranti nei terreni e nelle rocce:

- a) deve garantire la conservazione degli elementi meccanici del tirante, mantenendo nel contempo un proprio stato di conservazione chimico-fisico accettabile rispetto alle funzioni protettive da assolvere;
- b) non deve interagire in maniera dannosa con l'ambiente circostante;
- c) deve essere costituito da materiali mutualmente compatibili, da un punto di vista elettrochimico, con le parti meccaniche del tirante;
- d) deve poter superare le fasi iniziali di manipolazione, installazione e taratura delle parti meccaniche del tirante senza subire danni funzionali, con riferimento soprattutto alle giunzioni tra i diversi elementi ed alle zone di variazione geometrica delle sezioni trasversali degli elementi stessi.

4.2.3 Spessori minimi di ricoprimento delle armature

Salvo espressa deroga contenuta nel progetto, dovranno essere adottati dispositivi di centraggio interni alla guaina tali da assicurare uno spessore minimo di ricoprimento dell'armatura di 5 mm, e dispositivi di centraggio esterni alla guaina tali da assicurare un ricoprimento minimo di 20 mm rispetto alla guaina.

Essi dovranno essere costituiti da materiali che non inneschino processi di corrosione.

4.2.4 Protezione delle testate di ancoraggio nel caso d'impiego anche parziale di materiali diversi dalle malte cementizie

La testata del tirante ed il tratto immediatamente retrostante sono i punti più soggetti al rischio di corrosione sia nelle varie fasi costruttive che in esercizio.

Qualora per la protezione di tali zone vengono impiegati materiali diversi dalle comuni malte cementizie, la protezione anti-corrosiva dovrà consentire l'assestabilità delle parti meccaniche della testata senza che si producano discontinuità o fratture nello strato protettivo predisposto, il quale dovrà risultare agevolmente ripristinabile nel caso in cui debbano essere eseguiti successivi interventi di controllo e di ritesatura delle armature del tirante.

5. PROGETTO

5.1 Elementi di base per il progetto

Occorre prendere in considerazione:

- le caratteristiche dell'opera da ancorare e le sue esigenze nei riguardi del funzionamento dei tiranti;
- la situazione ambientale e geotecnica del sito (cap. 2) e l'aggressività ambientale (cap. 4);
- i requisiti ai quali devono soddisfare i tiranti (capp. 3 e 4).

5.2 Analisi statiche

Il progetto di un sistema di tiranti richiede usualmente l'esecuzione di due tipi di analisi o verifiche statiche: il primo tipo (analisi di stabilità globale) è riferito al complesso di tiranti, il secondo al tirante singolo.

Il primo tipo di verifiche è usualmente effettuato con analisi di equilibrio limite relative a meccanismi di collasso opportunamente scelti. A seconda dei casi occorre considerare uno o più meccanismi cinematici di collasso possibili, relativi a diverse superfici di rottura, tenendo conto delle caratteristiche stratigrafiche, strutturali, idrauliche e geotecniche del terreno anche al di fuori della zona direttamente interessata dai tiranti (§ 5.3).

Le verifiche sul tirante singolo riguardano il dimensionamento della fondazione ed il dimensionamento dell'armatura del tirante stesso (§ 5.4).

5.3 Analisi di stabilità globale

Le analisi di equilibrio limite devono essere eseguite sia ipotizzando meccanismi di collasso con superfici di rottura esterna al sistema di ancoraggio, sia meccanismi di collasso con superfici che intersecano i tiranti stessi.

Il primo tipo di verifica consente di dimensionare la lunghezza dei tiranti, il secondo tipo la forza teorica di utilizzazione del sistema di tiranti (N_Q^{sist}).

Quest'ultima è la forza che il sistema di tiranti deve poter applicare alla struttura ancorata o alla porzione di ammasso roccioso potenzialmente instabile, per garantirne la stabilità o la funzionalità con il grado di sicurezza richiesto (sintetizzato dal coefficiente di sicurezza geotecnica globale F). Essa può essere determinata a seconda dei casi con analisi di tipo geotecnico e/o strutturale. Per i coefficienti di sicurezza si fa riferimento alle norme geotecniche o strutturali vigenti.

Attraverso tali coefficienti di sicurezza globale, nella determinazione della forza N_Q^{sist} si tiene anche conto delle incertezze sui carichi e/o sul livello di conoscenza della situazione geotecnica.

La forza teorica di utilizzazione del sistema viene ripartita tra i tiranti, pervenendo a determinare la forza teorica di utilizzazione di ciascun tirante (N_Q).

C.5.3 Nell'esempio 1 viene esaminata la situazione di un bacino di carenaggio. Nella verifica 1a (in cui si è trascurata la resistenza al taglio del terreno lungo le superfici laterali AC ed FD) il peso della struttura W_1 e del volume di terreno BCDE interessato dagli ancoraggi W_2 viene confrontato con la risultante P_1 delle pressioni idrauliche alla base CD del volume considerato. Il valore del coefficiente di sicurezza (F_1) da adottare dipende ad esempio dalle incertezze sulle possibili variazioni di livello della falda idrica e sul peso di volume del terreno. Nella verifica 1b la forza teorica di utilizzazione del sistema di tiranti N_Q^{sist} è valutata considerando l'equilibrio del bacino soggetto alla sottospinta idraulica P_2 lungo la superficie BE, al peso proprio della struttura W_1 , con opportuno coefficiente di sicurezza (F_2), ed all'azione di progetto dei tiranti.

Nell'esempio 2 si esamina la situazione di una scarpata in un mezzo incoerente.

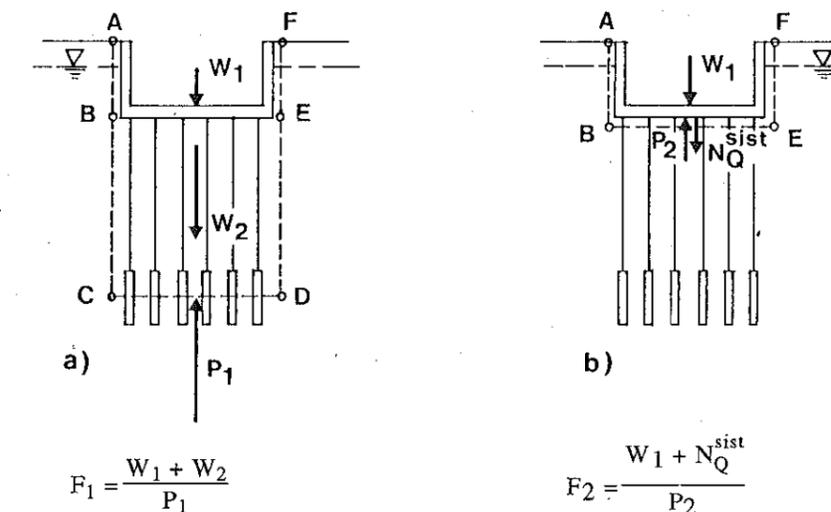
Nell'esempio 2a è illustrato il tipo di verifica per equilibrio limite, che consente di stabilire la

lunghezza dei tiranti mediante il confronto tra la resistenza al taglio lungo la potenziale superficie di rottura considerata AC e la componente, secondo la stessa superficie, del peso W_1 del cuneo di terreno ABC.

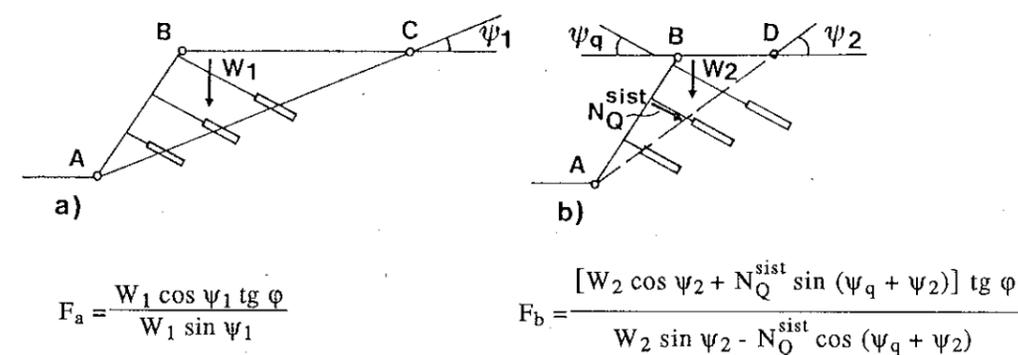
Nell'esempio 2b è illustrata l'analisi di equilibrio limite che consente di stabilire la forza teorica di utilizzazione del sistema di tiranti N_Q^{sist} : la resistenza al taglio lungo la potenziale superficie di rottura considerata AD (in cui compare anche una componente della forza teorica di utilizzazione) viene confrontata con le componenti del peso W_2 del cuneo ABD e della forza teorica di utilizzazione secondo la stessa superficie.

Il valore del coefficiente di sicurezza F va assunto in base alle indicazioni riportate nella normativa geotecnica (D.M. dei LL.PP. "Nuove Norme tecniche per terreni, opere di sostegno e fondazioni" del 11/3/88. Supplemento Ordinario alla G.U. n.127 del 1/6/88).

Esempio 1: Ancoraggio di un bacino di carenaggio



Esempio 2: Ancoraggio di una scarpata



$$N_Q = 0$$

5.3.1 Condizioni di impiego particolari

Per opere di particolare importanza ad alto rischio, è necessario che nel progetto siano prese in considerazione le condizioni che si determinano a seguito della perdita di efficienza di uno o più tiranti.

Per problemi di particolare rilevanza è spesso utile integrare le analisi di equilibrio limite con una completa analisi degli sforzi, che può consentire ad esempio di determinare:

- la localizzazione e l'estensione delle zone in cui vengono raggiunte condizioni di resistenza limite del terreno;
- l'ammissibilità delle deformazioni e degli spostamenti dell'ammasso di terreno o della struttura ancorata;
- l'evoluzione della forza agente nel tirante in funzione della tesatura iniziale, delle modalità di scavo, delle caratteristiche reologiche del terreno.

5.4 Verifiche statiche del tirante singolo

5.4.1 Forza limite ultima della fondazione

La forza limite ultima della fondazione (N_{fu}) è la forza di trazione che provoca lo sfilamento dell'armatura dalla fondazione, oppure lo sfilamento della fondazione stessa dal terreno. Essa deve essere determinata secondo quanto previsto al § 5.6.2.

Nel caso di tiranti in terreni caratterizzati da comportamento viscoso, la forza limite ultima N_{fu} è quella corrispondente al valore critico della variazione di velocità di deformazione per "creep" (Fig. 6).

La forza limite ultima della fondazione di un tirante si assume valida anche per tiranti in gruppo, solo quando il loro interasse è maggiore o uguale a:

- un terzo della lunghezza della fondazione l_f ,
- dieci volte il diametro della perforazione.

Se i tiranti in gruppo non sono paralleli, l'interasse è la distanza tra i centri delle fondazioni.

Il dimensionamento della fondazione dei tiranti viene effettuato imponendo che l'azione sollecitante di progetto non sia superiore all'azione resistente per lo stato limite ultimo di progetto:

$$N_Q \leq \frac{N_{fu}}{\gamma_f}$$

in cui il coefficiente di sicurezza:

- $\gamma_f = 2.0$ tiranti temporanei
- $\gamma_f = 2.5$ tiranti permanenti

In ogni caso la lunghezza della fondazione non può essere inferiore a 3 m (2 m per tiranti in roccia).

5.4.2 Forza limite ultima dell'armatura

La forza limite ultima dell'armatura N_{ys} è la forza di trazione che corrisponde al limite elastico convenzionale del materiale costituente l'armatura.

Il dimensionamento dell'armatura dei tiranti viene effettuato adottando un tasso di lavoro pari al 90% del tasso di lavoro ammesso per gli acciai dello stesso tipo dalla Normativa sul c.a.p. vigente.

5.5 Forza di tesatura e forza effettivamente agente nel tirante

La forza effettivamente agente in un tirante è soggetta a variazioni durante la vita del tirante

stesso. Essa dipende dalla forza di tesatura iniziale e dall'interazione tra terreno, struttura ancorata e tirante.

In ogni caso tale forza non potrà superare la forza di collaudo N_c (§ 7.2).

C.5.5 Ad esempio in Fig. 4 sono riportate tre possibili situazioni che portano a differenti evoluzioni della forza effettivamente agente.

La curva a) corrisponde al caso in cui si prevede una perdita di tensione nei tiranti per effetto di deformazioni viscosi nel sistema tiranti-terreno; in questo caso si è applicata una forza di tesatura $N_{i,a}$ più elevata della forza teorica di utilizzazione N_Q .

La curva b) corrisponde al caso in cui deformazioni del terreno conseguenti a processi di scavo o a fenomeni di rigonfiamento determinano un aumento nel tempo della forza effettivamente agente; pertanto si è adottata una forza di tesatura $N_{i,b}$ inferiore alla forza teorica di utilizzazione.

La curva c) corrisponde al caso in cui per l'incertezza di valutazione del comportamento del sistema si prevede la regolazione della forza effettivamente agente sulla base del controllo del comportamento nel tempo. Nel caso esaminato, la forza effettivamente agente tende a superare la forza teorica di utilizzazione, per cui si deve effettuare una riduzione del tiro nel tempo.

Il Progettista deve effettuare una valutazione dell'evoluzione nel tempo della forza effettivamente agente nel tirante in base alla quale dovrà stabilire la forza di tesatura iniziale ed eventualmente le forze di ritesatura nel tempo.

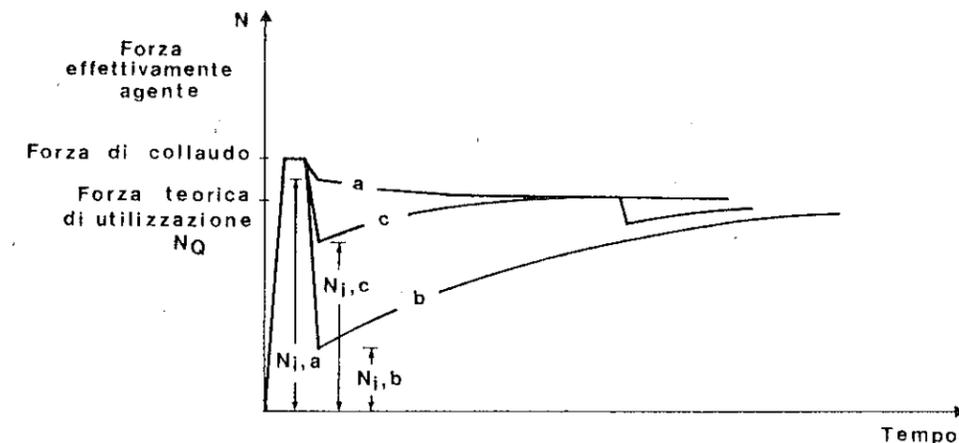


Fig. 4 - Possibile evoluzione nel tempo della forza effettivamente agente N nel tirante

5.6 Contenuti fondamentali del progetto

5.6.1 Caratteristiche del sistema di tiranti

Sulla base degli elementi e dei dati, di cui al § 5.1 e delle verifiche statiche di cui ai § 5.2, 5.3 e 5.4 vanno stabilite le caratteristiche generali del sistema dei tiranti, va definito il programma dei tiranti preliminari di prova (cap. 6) e sulla base dei risultati ottenuti vanno infine stabilite le caratteristiche definitive dei tiranti stessi.

I dati e gli elementi che il progetto deve fornire sono:

- il tipo di tirante e la durata prevista di funzionamento;
- la forza teorica di utilizzazione N_Q ;

- il numero e l'interasse dei tiranti;
 - la posizione e l'inclinazione dei singoli tiranti;
 - la lunghezza della fondazione e del tratto libero;
 - il diametro di perforazione;
 - le tolleranze di esecuzione;
 - le misure di protezione nei riguardi della corrosione (§ 4.2.1);
 - l'ubicazione e le caratteristiche dei tiranti di prova;
 - le caratteristiche del materiale di iniezione;
 - il programma di tesatura, la forza nominale di tesatura N_t e la previsione dell'evoluzione della forza effettivamente agente nel tempo sui tiranti;
 - l'analisi delle situazioni conseguenti alla perdita di efficienza di uno o più tiranti (nel caso di opere di particolare importanza);
 - le misure di controllo e di eventuale monitoraggio dell'opera (§ 7.2).
- Oltre alla situazione finale dell'opera, devono essere considerate e verificate le fasi intermedie significative di costruzione.

5.6.2 Tiranti preliminari di prova

La fase di progetto comprende l'esecuzione di prove preliminari su tiranti dello stesso tipo di quelli da realizzare (cap. 6), in base alle quali vengono stabilite le caratteristiche definitive dei tiranti.

Quando non è possibile realizzare tiranti preliminari di prova in fase di progetto, si esegue un primo dimensionamento dei tiranti sulla base di valutazioni tecnicamente motivate e si controllano successivamente tali valutazioni sulla base dei risultati delle prove preliminari, che vanno comunque effettuate all'inizio dei lavori, in tutti i casi previsti dal capitolo 6.

5.6.3 Ulteriori aspetti tecnici da valutare

- L'influenza esercitata dall'opera ancorata sui manufatti adiacenti, per quanto riguarda deformazioni, spostamenti e stabilità globale.
- La distanza dei tiranti da altre opere circostanti ed in particolare dalle loro fondazioni; la distanza da canalizzazioni sotterranee e l'influenza delle perforazioni e delle iniezioni su queste opere e su altri manufatti adiacenti.

5.7 Aspetti legali da tenere presenti

Possono riguardare:

- le ripercussioni della esecuzione e della presenza dei tiranti sulle proprietà adiacenti;
- gli accordi richiesti dalla presenza dei tiranti nel sottosuolo di proprietà di terzi e gli eventuali vincoli di servitù derivanti.

6. TIRANTI PRELIMINARI DI PROVA

6.1 Scopo delle prove e definizione

Si intendono per "tiranti preliminari di prova" quei tiranti realizzati nello stesso sito e con lo stesso sistema di perforazione di quelli definitivi, da sottoporre a prove più severe di quelle di collaudo, e pertanto non utilizzabili per l'impiego successivo. Tali tiranti sono definiti preliminari in quanto finalizzati al dimensionamento definitivo dei tiranti da eseguire ed alla determinazione della forza limite ultima N_{fu} ; le prove su di essi eseguite costituiscono quindi parte integrante del progetto dei tiranti.

I tiranti preliminari di prova devono essere in ogni caso realizzati dopo l'esecuzione di quelle operazioni (scavi, riporti, mutamenti nel regime idraulico del terreno) che possono influire sulla resistenza della fondazione del tirante.

6.2 Prescrizioni generali

Le prove devono essere eseguite da personale specializzato, nel rispetto delle norme che garantiscono la sicurezza degli operatori e di terze persone.

Le apparecchiature da impiegare nella esecuzione delle prove devono essere tarate presso un Laboratorio Ufficiale e devono consentire la tesatura simultanea di tutti gli elementi costituenti l'armatura di ogni tirante.

Gli allungamenti dei tiranti di prova devono essere misurati con riferimento ad un punto fisso esterno alla zona in cui si risentono significativamente le azioni trasmesse dal tirante stesso.

Nel caso in cui vengano misurati solo gli allungamenti o la forza applicata, l'apparecchiatura impiegata deve consentire di effettuare le misure con la seguente precisione:

- per gli allungamenti: 1 mm
- per le forze applicate: 3% della forza limite ultima del tirante con riferimento alla fondazione, valutata sulla base di criteri motivati (N_{fu}).

Nel caso in cui la prova richieda la misura degli incrementi di allungamento e di carico, è necessario assicurare una precisione delle misure non inferiore a 0.1 mm per gli allungamenti e del 2% di N_{fu} per le forze.

6.3 Obbligatorietà delle prove

Le prove sui tiranti preliminari sono tutte obbligatorie qualora il numero totale dei tiranti da realizzare sia pari o superiore a 30 od allorché la stabilità dell'opera coinvolga l'incolumità delle persone.

Qualora non sussistano le condizioni sopra esposte ed il numero dei tiranti non superi 30, la seconda e terza prova, di cui ai paragrafi seguenti, possono essere omesse. In tale caso la verifica del dimensionamento definitivo sarà effettuata con prove non distruttive sui primi tiranti eseguiti, secondo le modalità di collaudo indicate al § 7.2 e con condizioni per l'accettazione di cui al § 7.3.2.

6.4 Numero dei tiranti di prova

Per ogni tipo di tirante e per ogni tipo di terreno, per determinare la forza limite ultima N_{fu} e per verificare che la forza teorica di utilizzazione N_Q possa essere garantita, occorre sottoporre a prove

preliminari una terna di tiranti.

Il numero di tiranti da sottoporre a prova (primo, secondo e terzo tipo di prova) risulta dalla seguente tabella:

N° tiranti da eseguire	N° tiranti da sottoporre a prova del:		
	1° tipo	2° tipo	3° tipo
da 1 a 100 (vedi § 6.3.1)	1	1	1
da 101 a 200	2	3	2
da 201 a 500	2	3	3
oltre 501	2	4	4

Si considerano dello stesso tipo i tiranti adibiti alla medesima funzione, aventi uguale tipo e sezione di armatura, modalità e diametro di perforazione, modalità e pressione di iniezione.

Allo stesso fine si considerano dello stesso tipo quei terreni, ai quali le indagini consentono di attribuire lo stesso comportamento geotecnico (§ 2.4.3).

Nel caso di tiranti inseriti nello stesso tipo di terreno, adibiti alla medesima funzione e realizzati con le stesse modalità di perforazione e di iniezione, ma con una forza teorica di utilizzazione diversa (e quindi con sezione di armatura e diametro di perforazione diversi), si può in alternativa:

- realizzare una terna di tiranti di prova per ogni gruppo di tiranti con uguale forza teorica di utilizzazione N_Q ;
- oppure effettuare le prove solo per il gruppo di tiranti soggetti alla forza N_Q più elevata; in questo caso dalle prove si ricava una tensione tangenziale limite convenzionale di aderenza tra fondazione e terreno:

$$\tau_{fu} = \frac{N_{fu}}{\pi D l_f}$$

dove:

N_{fu} = forza limite ultima con riferimento alla fondazione

D = diametro convenzionale della fondazione

l_f = lunghezza della fondazione

e si dimensionano i tiranti assumendo una tensione tangenziale limite ultima pari all'85% di quella ricavata dalla prova.

Il dimensionamento dei tiranti di minor portata comporterà la riduzione di D e di l_f in misura proporzionale.

6.5 Modalità generali di prova

Per ciascuno dei tiranti costituenti la terna sono previste differenti modalità di prova.

Il primo tirante ha lo scopo di determinare la tensione tangenziale limite convenzionale di aderenza tra la fondazione ed il terreno, per un dimensionamento di massima della fondazione dei tiranti da realizzare, ed ha quindi una armatura sovradimensionata, ove possibile, oppure una lunghezza di fondazione ridotta rispetto ai tiranti da eseguire in modo da raggiungere la forza limite ultima di tale fondazione senza superare il limite convenzionale elastico dell'armatura.

Il secondo tirante, dimensionato sulla scorta dei dati ricavati dal primo, ha lo scopo di determinare la forza limite ultima della fondazione N_{fu} ed è, pertanto, uguale ai tiranti da eseguire ma è dotato della massima armatura compatibile con il diametro di perforazione previsto.

Il terzo tirante ha lo scopo, oltre che di confermare i risultati del secondo, di verificare la forza teorica di utilizzazione N_Q , di controllare il comportamento nel tempo e di stabilire i criteri di accettazione per il collaudo dei tiranti da eseguire.

Il terzo tirante è, pertanto, uguale ai tiranti da eseguire ed il percorso di carico della prima parte della prova è identico a quello prescritto per il collaudo di tutti gli altri tiranti.

Qualora i risultati ottenuti con il terzo tirante non confermassero le valutazioni tratte dal

secondo, dovranno essere realizzati altri tiranti di prova; questi ulteriori tiranti sono da considerare in soprannumero rispetto al numero totale dei tiranti di prova stabilito secondo quanto indicato al § 6.4.

6.6 Esecuzione e prova del primo tirante

L'armatura del primo tirante deve essere di sezione maggiore (o l'acciaio di migliore qualità) rispetto a quella di progetto, in modo tale che la forza limite ultima della fondazione N_{fu} valutata con un primo dimensionamento (§ 5.6.2) possa essere prevedibilmente raggiunta senza superare nell'armatura lo 0,9 del limite convenzionale elastico dell'armatura cementata, operando in modo da non aumentare il diametro della perforazione.

Qualora ciò non risultasse possibile, la prova verrà invece effettuata su un tirante di armatura sempre maggiorata, ove possibile, ma con fondazione di lunghezza ridotta rispetto a quella prevista nel primo dimensionamento in modo da poter raggiungere lo stesso valore di N_{fu} senza superare lo 0,9 del limite convenzionale elastico o di snervamento dell'armatura cementata, con un eventuale aumento della lunghezza libera pari alla riduzione della lunghezza della fondazione onde sperimentare il terreno alla stessa profondità della fondazione del tirante definitivo. Solo in questo caso la forza limite per i tiranti da realizzare verrà assunta convenzionalmente pari alla forza limite ultima misurata sul tirante di prova, moltiplicata per il rapporto delle lunghezze (L_{prog}/L_{prova}).

Nel caso infine dei tiranti provvisori di cui al § 1.4.3 con ancoraggio ad espansione meccanica, la prova viene condotta su un tirante uguale a quello di cui è previsto l'impiego ed è spinta fino a raggiungere lo snervamento dell'armatura o lo sfilamento della fondazione. Il valore ultimo di prova viene assunto come forza limite ultima del tirante.

In ogni caso, la prova sul primo tirante comprende le seguenti fasi:

- tesatura fino ad una forza pari a 0,1 della forza limite ultima dell'armatura cementata N'_{ys} ;
- tesatura per incrementi di carico pari a 0,1 di N'_{ys} ogni 1' fino a raggiungere lo sfilamento o lo 0,9 del limite convenzionale elastico dell'armatura cementata N'_{ys} , con lettura del relativo allungamento, che dovrà essere soddisfacentemente elevato.

6.7 Esecuzione, prova e valutazione del secondo tirante

Il secondo tirante di prova avrà le stesse caratteristiche dei tiranti da eseguire (diametro di perforazione, lunghezza di fondazione, ecc.) con la sola maggiorazione, ove possibile, dell'armatura, che sarà la massima compatibile con il diametro previsto per la perforazione o un'armatura di caratteristiche meccaniche superiori a quelle dei tiranti definitivi.

La prova sul secondo tirante comprende le seguenti fasi:

- tesatura fino ad una forza di allineamento N_0 pari a 0,1 N'_{ys} (dove N'_{ys} è la forza al limite caratteristico convenzionale elastico o di snervamento dell'armatura cementata); le misure degli allungamenti hanno inizio dal termine di questa fase
- tesatura per incrementi di carico pari a 0,15 N'_{ys} (ultimo incremento pari a 0,05 N'_{ys}) fino ad una forza massima uguale a 0,9 N'_{ys} (Fig. 5); per ciascun livello di carico la forza dovrà essere mantenuta costante per un periodo di tempo pari a:
 - 5 minuti per ancoraggi in roccia e terreni non coesivi, con misura dell'allungamento all'inizio ed alla fine di ciascun intervallo
 - 30 minuti per ancoraggi in terreni coesivi con misura dell'allungamento a 0-2-4-8-15-30 minuti
 - scarico fino alla forza N_0 in tre stadi, con sosta di 1 minuto per ogni gradino e con misura dell'allungamento residuo.

Al termine della prova viene tracciato il diagramma forze-allungamenti. Per terreni coesivi vengono anche tracciate, in scala semilogaritmica, le curve dell'allungamento in funzione del logaritmo del tempo per tutte le soste a forza costante (Fig. 6a) e l'andamento della pendenza finale $tg\alpha$ delle predette curve in funzione della forza applicata (Fig. 6b).

Si assume come forza limite ultima del tirante N_{fu} :

- nel caso di roccia o terreno non coesivo, il massimo valore della forza applicata durante la prova anche se non si è raggiunto lo sfilamento del tirante;
- nel caso di terreno coesivo, il valore della forza per cui il diagramma di Fig. 6b presenta una evidente variazione di pendenza; o il massimo valore della forza applicata qualora non sia raggiunta, nel corso della prova, tale situazione.

In base al valore della forza limite ultima così determinata ed ai valori dei coefficienti di sicurezza previsti al § 5.4 viene confermata o corretta la lunghezza della fondazione originariamente prevista ovvero la forza teorica di utilizzazione N_Q (nel caso in cui la lunghezza della fondazione sia limitata da particolari esigenze).

2° tirante di prova

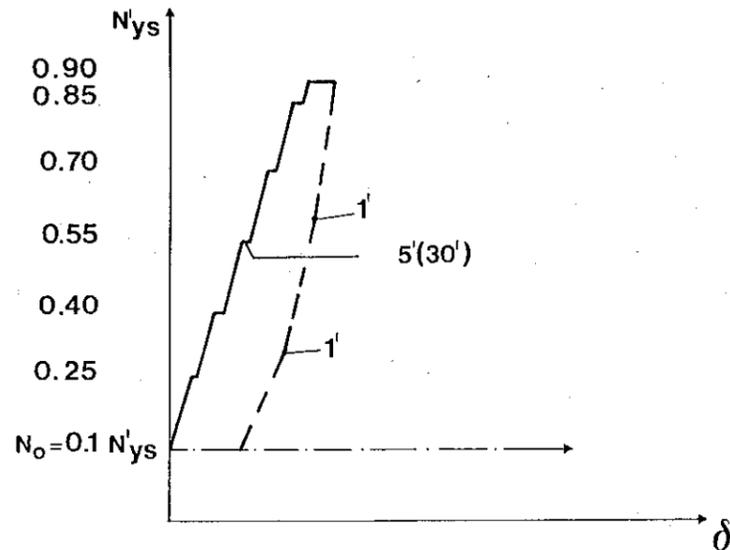


Fig. 5

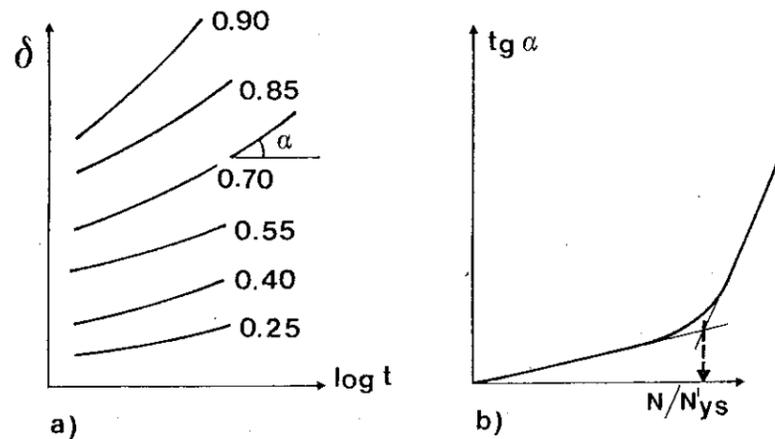


Fig. 6

6.8 Esecuzione, prova e valutazione del terzo tirante

Il terzo tirante di prova deve avere armatura ed ogni altra caratteristica uguale a quelle del tirante da realizzare e lunghezza di fondazione o forza teorica di utilizzazione stabilita in base ai risultati della prova sul secondo tirante.

La prova sul terzo tirante comprende le seguenti fasi (Fig.7):

- tesatura fino alla forza di allineamento $N_0 = 0,1 N_Q$; le misure degli allungamenti hanno inizio dal termine di questa fase;
- tesatura fino alla forza di collaudo N_c , pari ad 1,2 volte la forza teorica di utilizzazione N_Q , per incrementi di $0,1 N_Q$ con sosta di 1 minuto ad ogni incremento di carico e misura dell'allungamento finale;
- sosta a forza costante per 5 minuti in roccia o terreni non coesivi e 15 minuti per terreni coesivi, con misura dell'allungamento alla fine della sosta;
- scarico fino alla forza N_0 in tre stadi, con sosta di 1 minuto per ogni gradino, con misura dello allungamento residuo;
- tesatura per incrementi di carico pari a $0,15 N_{ys}$ fino ad una forza massima uguale a N_Q ; per ciascun livello di carico la forza dovrà essere mantenuta costante per un periodo di tempo minimo pari a:
 - 5 minuti per ancoraggi in roccia e terreni non coesivi, con misura dell'allungamento all'inizio ed alla fine di ciascun intervallo;
 - 30 minuti per ancoraggi in terreni coesivi con misura dell'allungamento a 0-2-4-8-15-30 minuti.
- bloccaggio e sosta alla forza pari a N_Q per una durata pari a quella prevista in progetto, comunque non inferiore a 24 ore per rocce o terreni non coesivi e di 72 ore per terreni coesivi, ad allungamento costante con misura della forza residua; Qualora il sistema di bloccaggio non consenta tale tipo di misura o gli spostamenti della testata siano tali da falsare le misure stesse, la sosta andrà effettuata mantenendo costante la forza al valore sopra indicato e misurando l'allungamento finale;
- scarico fino alla forza N_0 come al punto d).

Al termine di questa fase viene tracciato il diagramma forze-allungamenti. Per terreni coesivi vengono anche tracciate, in scala semilogaritmica, le curve dell'allungamento in funzione del logaritmo del tempo per tutte le soste a forza costante (Fig. 8a) e l'andamento della pendenza finale $tg\alpha$ delle predette curve in funzione della forza applicata (Fig. 8b);

- esecuzione di un numero arbitrario di cicli di carico e scarico aventi come base la forza N_0 , con incremento del carico ad ogni ciclo fino ad un valore pari a $0,9 N_{ys}$ e sosta per ciascun ciclo pari a 5 minuti in terreni non coesivi o rocce e di 15 minuti in terreni coesivi. Per ciascun ciclo vengono misurati gli allungamenti corrispondenti a ogni tappa del percorso di carico.

Al termine di questa fase viene costruito il relativo diagramma forze-deformazioni.

(Tale prova può essere condotta a forza costante o ad allungamento costante).

La lunghezza della fondazione e la forza teorica di utilizzazione assunte sono comunque valide se:

- i risultati ottenuti sono congruenti con quelli ricavati nella prova del secondo tirante;
- la lunghezza libera teorica l_1 e la lunghezza libera effettiva l_L del tirante verificano le seguenti condizioni:

$$0,9 l_1 \leq l_L \leq l_1 + 0,5 l_f$$

La lunghezza l_L si calcola in prima approssimazione con la relazione

$$l_L = \frac{\Delta l A_s E_s}{N - N_0}$$

ove

A_s = area della sezione di armatura

E_s = modulo di elasticità dell'acciaio di armatura

Δl = allungamento elastico misurato

- 3) la variazione dell'allungamento registrata nella fase f) sia inferiore (nei primi 30 minuti) al 5% dell'allungamento teorico relativo allo stesso valore di forza;
- 4) l'andamento dei valori degli allungamenti nel tempo, durante la fase f), deve tendere rapidamente ad un asintoto orizzontale.

Se anche una sola delle predette condizioni non risulta soddisfatta, occorre procedere alla realizzazione di un nuovo tirante di prova con lunghezza di fondazione maggiore o con forza teorica di utilizzazione minore, da sottoporre alle stesse modalità di prova del terzo tirante.

La procedura va ripetuta finché non risultano soddisfatte tutte le predette condizioni.

3° tirante di prova

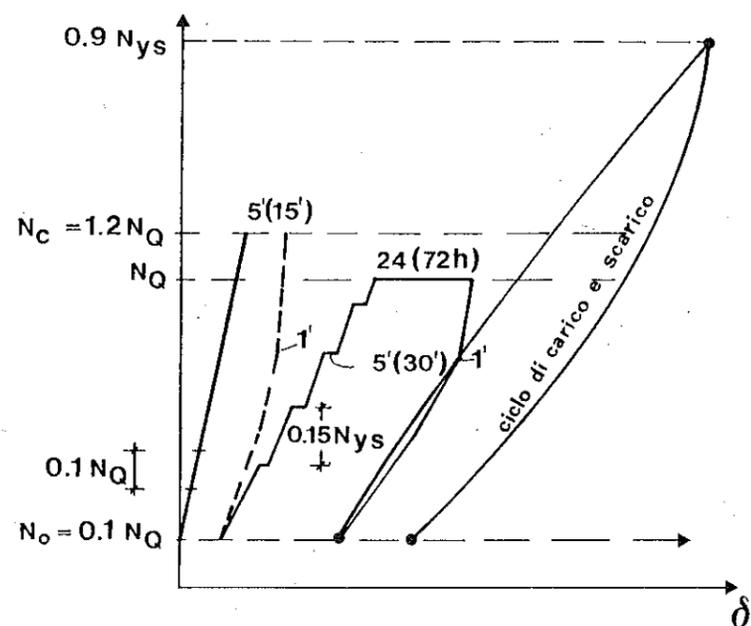


Fig. 7

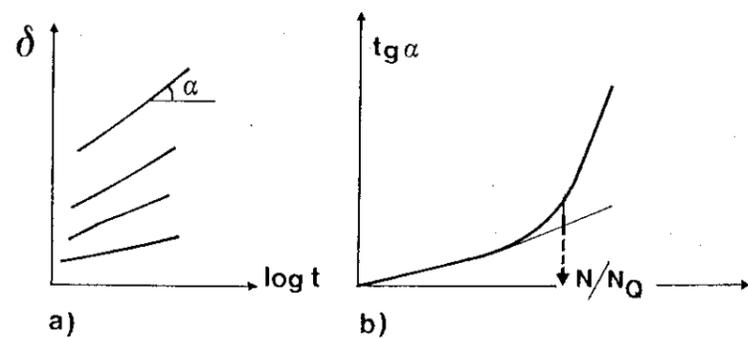


Fig. 8

6.9 Risultati delle prove da utilizzare nel collaudo

I dati ricavati dalle prove sui tiranti preliminari servono anche per il collaudo dei tiranti da eseguire.

7. COLLAUDI E CONTROLLI

7.1 Definizione, tempi ed obbligatorietà delle prove

Si definisce collaudo di un tirante la prova di tesatura non distruttiva per il controllo esecutivo di tutti i tiranti.

7.2 Modalità della prova di collaudo

Valgono per le operazioni di collaudo le prescrizioni di cui al § 6.2.

La prova consiste in un ciclo semplice di carico e scarico del tirante realizzato secondo le modalità sotto riportate.

La forza di collaudo N_c è pari a $1,2 N_Q$, essendo N_Q la forza teorica di utilizzazione.

Il tirante viene tesato, a partire da una forza di allineamento N_0 (pari a $0,1 N_Q$), fino al valore della forza di collaudo N_c con incrementi di carico pari a $0,1 N_Q$, con sosta a ciascun incremento di 1 minuto, misurando il corrispondente allungamento.

La forza N_c o l'allungamento vengono mantenuti costanti per un periodo di tempo Δ_t pari a:

$\Delta_t = 5$ minuti per tiranti in roccia o in terreni non coesivi

$\Delta_t = 15$ minuti per tiranti in terreni coesivi

Al termine di tale periodo, dopo aver rilevato l'incremento di allungamento (Fig. 9) o la riduzione della forza $\Delta N'$ (Fig. 10), il tirante viene scaricato al valore della forza di allineamento N_0 , in tre stadi con sosta di 1 minuto per ogni gradino, rilevando il relativo allungamento permanente $\Delta l_p = \delta_k$ nelle figure 9 e 10.

Quindi il tirante viene tesato al valore della forza di tesatura N_t prevista dal progetto e bloccato a tale valore.

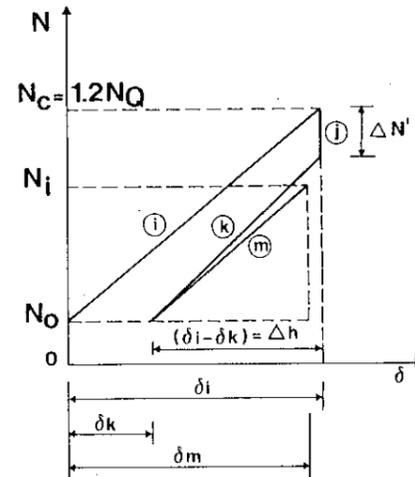
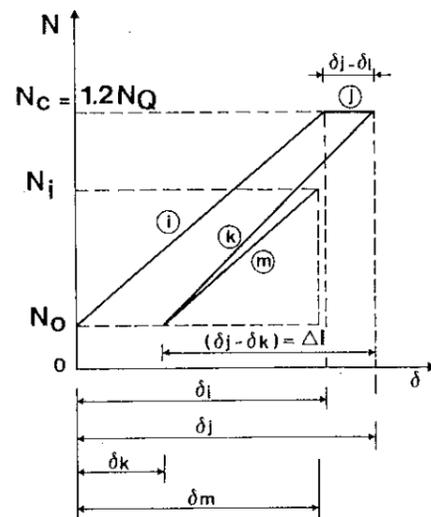


Fig. 9 - Prova di collaudo a carico costante

Fig. 10 - Prova di collaudo ad allungamento costante

7.3 Accettazione dei tiranti

7.3.1 Condizioni per l'accettazione (caso delle tre prove)

Per l'accettazione del singolo tirante devono essere verificate le seguenti condizioni:

- 1) se la prova è condotta a carico costante la variazione di allungamento registrata all'apice del ciclo deve essere dello stesso ordine di grandezza di quella rilevata nella prova del terzo tirante con uno scostamento massimo del $\pm 5\%$; se la prova è condotta ad allungamento costante la variazione della forza all'apice del ciclo deve essere inferiore al 5% della forza applicata ($\Delta N' < 5\% N_c$);
- 2) la lunghezza libera effettiva deve verificare le seguenti condizioni:

$$0,9 l_1 \leq l_L \leq l_1 + 0,5 l_f$$

in cui l_L è data in prima approssimazione dalle espressioni:

$$l_L = \frac{\Delta l A_s E_s}{N_c - N_0} \quad (\text{prova a carico costante})$$

$$l_L = \frac{\Delta h A_s E_s}{(N_c - \Delta N') - N_0} \quad (\text{prova ad allungamento costante})$$

- 3) l'allungamento permanente Δl_p deve essere minore di 1,3 volte quello riscontrato nelle prove preliminari sul terzo tirante (§ 6.8).

I tiranti che non soddisfano i predetti requisiti di collaudo vanno sostituiti con nuovi tiranti od opportunamente declassati.

7.3.2 Condizioni per l'accettazione (caso con prova del 1° tirante solamente)

Nel caso in cui si sia effettuata la sola prova di sfilamento, le condizioni di accettazione che debbono essere verificate sono:

- 1) se la prova è condotta a carico costante, la variazione di allungamento registrata all'apice del ciclo deve essere inferiore al 5% dell'allungamento teorico relativo alla forza corrispondente; se la prova è condotta ad allungamento costante la variazione della forza all'apice del ciclo deve essere inferiore al 5% della forza applicata ($\Delta N' < 5\% N_c$).
- 2) la lunghezza libera effettiva deve verificare le seguenti condizioni:

$$0,9 l_1 \leq l_L \leq l_1 + 0,5 l_f$$

in cui l_L è data in prima approssimazione dalle espressioni

$$l_L = \frac{\Delta l A_s E_s}{N_c - N_0} \quad (\text{prova a carico costante})$$

$$l_L = \frac{\Delta h A_s E_s}{(N_c - \Delta N') - N_0} \quad (\text{prova ad allungamento costante})$$

- 3) l'allungamento permanente Δl_p deve essere contenuto entro valori fissati dal progettista.

I tiranti che non soddisfano i predetti requisiti di collaudo vanno sostituiti con nuovi tiranti o debbono essere opportunamente declassati.

7.4 Controllo dei tiranti permanenti utilizzati per opere che interessano l'incolumità delle persone

In questo caso non è ammesso l'impiego di tiranti permanenti senza l'adozione di un adeguato piano di monitoraggio dell'opera nel tempo, inserito a sua volta in un progetto completo e dettagliato costituito da tutti gli altri elementi previsti al § 5.6.1, nell'ambito di tutte le verifiche previste al § 5.3.1.

8. REGISTRAZIONE DEI LAVORI

8.1 Generalità

Tutti i lavori devono essere accuratamente registrati. Nei paragrafi seguenti sono elencate le principali informazioni da registrare.

8.2 Situazioni ambientali e geotecniche

Devono essere registrate tutte le informazioni geotecniche e idrauliche relative al sito ed i risultati delle prove su campioni in laboratorio.

8.3 Materiali

8.3.1 Acciaio d'armatura

Devono essere registrati tutti i dati tecnici riguardanti l'armatura usata.

8.3.2 Materie plastiche e simili

Devono essere registrate tutte le informazioni tecniche relative alle materie plastiche od altri materiali simili, usati per la confezione degli ancoraggi.

8.3.3 Grassi ed altre sostanze protettive

Devono essere registrati tutti i dati tecnici relativi ai grassi ed alle sostanze simili usate per proteggere gli ancoraggi dalla corrosione.

8.4 Procedimenti costruttivi

8.4.1 Perforazioni

Devono essere registrati tutti i dati tecnici relativi alle perforazioni.

8.4.2 Prova d'acqua nei fori

Devono essere registrati tutti i dati tecnici relativi alle prove d'acqua nei fori.

C.8.4.2 Dati tecnici importanti sono, ad esempio, l'uso e la posizione dell'involucro, la pressione ed il volume dell'acqua immessa, il tempo di misura, il grado di perdita e, se necessario, la cementazione e la ripetizione della prova.

8.4.3 Malte

Devono essere registrati tutti i dati tecnici riguardanti la malta e le iniezioni di malta.

C.8.4.3 La composizione ed il tipo di cemento, le miscele e l'acqua, compresa l'eventuale presenza di sostanze nocive, come cloruri e solfiti, oltre che i risultati dei test fondamentali sulla miscela, sono dati tecnici rilevanti.

8.4.4 Tesatura e prove

Devono essere registrati tutti i dati tecnici relativi alla tesatura ed alle prove.

C.8.4.4 La descrizione tecnica delle apparecchiature di tesatura e degli strumenti di misura (celle di carico, indicatori e così via) e per ciascun ancoraggio tutti i risultati tabulati secondo le sequenze di tesatura e di prova, sono dati progettuali importanti.

8.5 Rapporto generale

Ciascun lavoro dovrà essere descritto in un rapporto generale contenente tutte le registrazioni sopra elencate, oltre che: la descrizione dell'ambiente circostante, degli edifici, delle strade, delle condutture, delle sorgenti, e così via, prima dell'inizio dei lavori; la posizione in pianta ed in alzato di tutti gli ancoraggi previsti dal progetto.

APPENDICE - BULLONI E CHIODI DI ANCORAGGIO

A.1 Definizioni relative ai bulloni di ancoraggio

A.1.1 Bullone di ancoraggio

È un tipo particolare di ancoraggio non connesso strutturalmente nel tratto libero, caratterizzato da un elemento resistente a trazione e da:

- armatura costituita esclusivamente da barre di acciaio a norma dei decreti ministeriali;
- lunghezza limitata, non superiore a 12 m;
- generale assenza di guaina, salvo che in funzione di protezione anticorrosiva;
- presenza della testa di ancoraggio;
- possibilità di messa in tensione generalmente senza controllo degli allungamenti;
- impiego in roccia.

A.1.2 Tipologia dei bulloni

A.1.2.1 Elementi costitutivi del bullone

Essi sono caratterizzati da (Fig. 11a e 11b):

- dispositivi di bloccaggio e piastra di ripartizione;
- dispositivo atto a permettere la non perpendicolarità tra piastra di ancoraggio e armatura;
- elemento resistente prevalentemente a trazione;
- elemento di connessione al terreno.

A.1.2.2 In base al dispositivo di bloccaggio

- mediante dado e filettatura;
- mediante boccola e cunei conici.

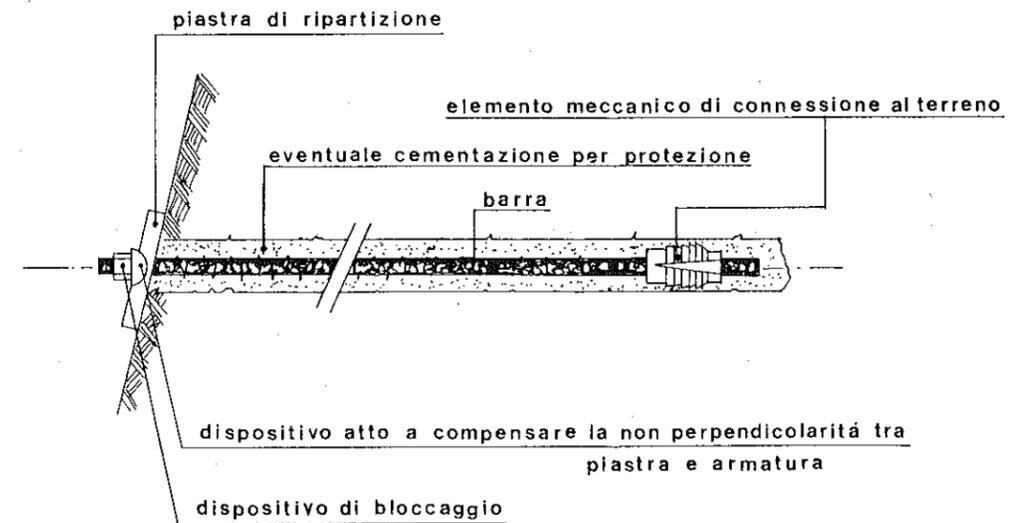


Fig. 11a - Bullone di ancoraggio: con ancoraggio ad espansione meccanica

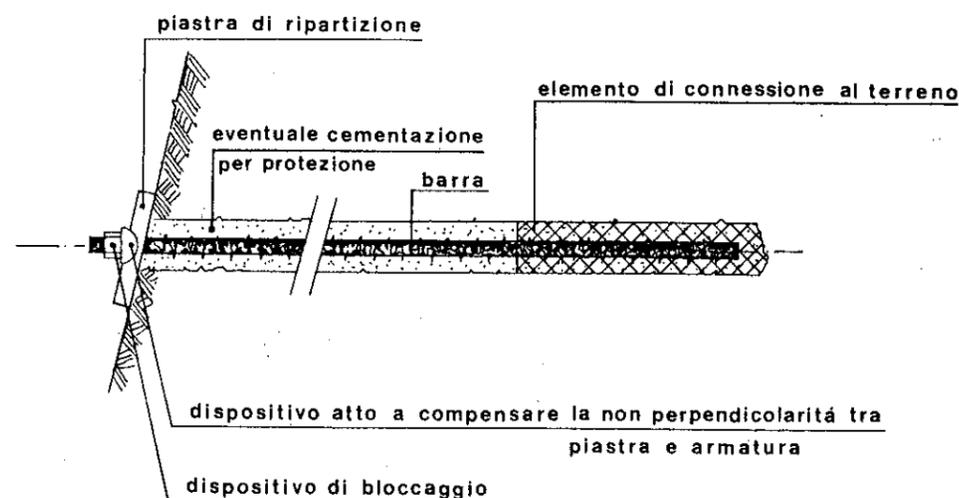


Fig. 11b - Bullone di ancoraggio: con ancoraggio per cementazione

A.1.2.3 In base al dispositivo di ancoraggio al terreno

- ancoraggio chimico (cartucce di resina poliesteri o iniezione);
- ancoraggio a espansione meccanica;
- ancoraggio per cementazione.

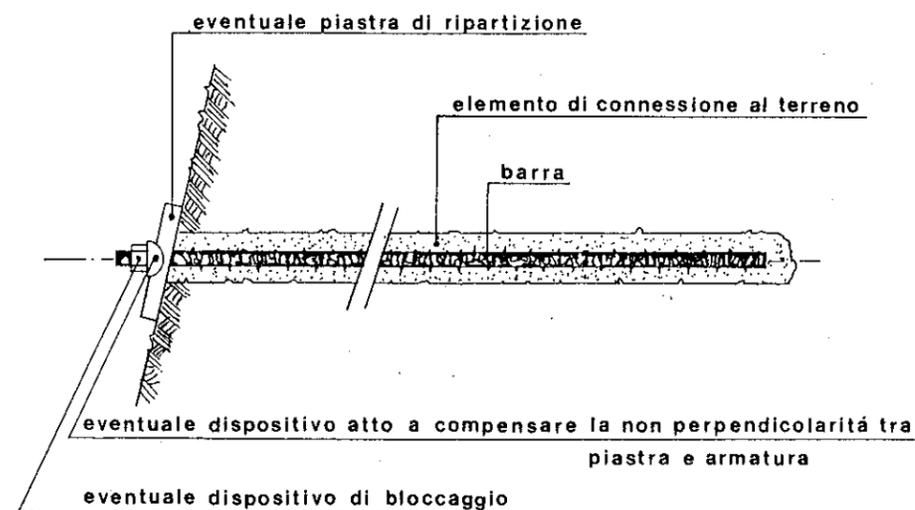


Fig. 12 - Chiodo di ancoraggio

A.2 Definizioni relative ai chiodi di ancoraggio

A.2.1 Chiodi di ancoraggio

Sono ancoraggi costituiti da barre integralmente connesse al terreno ed operanti in un dominio di trazione e taglio; possono mancare i dispositivi di bloccaggio esterni al foro.

A.2.2 Tipologia dei chiodi

I chiodi sono di norma costituiti da elementi di acciaio od altri idonei materiali (ad esempio, vetroresina, fibre di carbonio o similari).

La connessione al terreno può essere ottenuta con cementazione mediante miscele cementizie o chimiche o con mezzi meccanici (Fig. 12).

A.3 Situazioni ambientali e geotecniche

Le indicazioni fornite nel capitolo 2 devono essere applicate anche nella progettazione di sistemi di chiodi e bulloni.

C.A.3 Dovranno essere indagate con cura particolare le condizioni di fratturazione della roccia nella fascia più superficiale dell'ammasso roccioso.

A.4 Materiali, componenti e tecnologie costruttive

A.4.1 Acciai

Devono essere conformi alle specifiche disposizioni legislative in vigore al momento della posa in opera.

A.4.2 Piastre di ripartizione (solo per bulloni)

Vanno dimensionate in relazione alle caratteristiche del materiale di cui sono costituite e del materiale di contrasto.

A.4.3 Miscele di iniezione e loro componenti

Valgono le prescrizioni di cui ai § 3.3.1, 3.3.2, 3.3.3, 3.3.4, 3.3.5.

A.4.4 Elementi di protezione ed altri materiali

I chiodi possono essere dotati di guaine di protezione corrugate, al fine di assicurare una protezione contro la corrosione. In tali casi valgono le prescrizioni di cui al § 3.4.1. Sono applicabili ai chiodi anche i § 3.4.3 e 3.4.4.

A.4.5 Metodo di perforazione

Vale quanto previsto ai § 3.5.1, 3.5.2, 3.5.3, 3.5.4.

A.4.6 Protezione contro la corrosione di bulloni e chiodi di ancoraggio

Per bulloni e chiodi provvisori (la cui durata in esercizio è prevista per periodi inferiori ai due anni), non sono generalmente necessarie speciali precauzioni.

Per bulloni e chiodi la cui durata in esercizio è prevista per periodi superiori ai due anni, il progettista dovrà specificare le misure da adottare con riferimento a quanto previsto al capitolo 4.

A.5 Progetto di bulloni e chiodi di ancoraggio

La progettazione di un sistema di bulloni segue le linee generali indicate per gli ancoraggi pretesi (cap. 5).

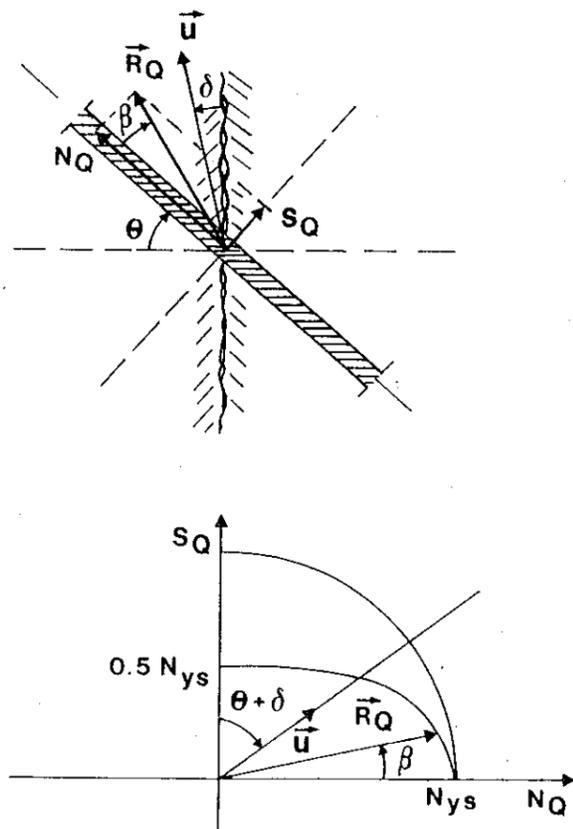


Fig. 13 - Modello fisico e dominio ellittico di rottura del materiale utilizzato adottati per la verifica del chiodo [9]

C.A.5 La progettazione di un sistema di chiodi richiede l'individuazione del meccanismo di azione del sistema stesso, il quale può variare notevolmente nelle varie situazioni geotecniche. In linea di massima si possono individuare due meccanismi di azione:

- Un effetto diffuso nel quale il chiodo ha lo scopo di contrastare la tendenza alla dilatanza che è in genere presentata da un ammasso roccioso in condizioni prossime a quelle di resistenza limite; l'effetto del sistema di chiodi equivale ad un miglioramento delle caratteristiche globali di resistenza dell'ammasso.
- Un effetto legato alla presenza e alla possibile formazione di una o più superfici di discontinuità che delimitano porzioni dell'ammasso potenzialmente instabili; in questo secondo caso è possibile individuare un tratto del chiodo che funziona da fondazione con lunghezza l_f e un tratto che funziona da testa con lunghezza l_t ; valgono inoltre le indicazioni fornite nei § 5.1, 5.2, 5.3.

La forza agente nell'ancoraggio al livello di una superficie di discontinuità dipende, oltre che dall'eventuale pretensione applicata e dall'inclinazione della barra rispetto alla normale alla discontinuità, dal movimento relativo tra le due facce della discontinuità stessa che può essere di apertura o di scorrimento relativo; anche in questo secondo caso la componente tangenziale del movimento è spesso accompagnata da una componente di apertura a causa della dilatanza legata alle asperità del giunto.

In generale la forza R agente nel chiodo al livello della discontinuità sarà caratterizzata da una componente normale N e da una componente di taglio S , la cui risultante è inclinata di un angolo β rispetto all'asse della barra.

È compito del progettista determinare il valore dell'angolo β , tenendo conto delle caratteristiche della superficie di discontinuità. Per un chiodo non preteso, si suggerisce di adottare la relazione fornita da Panet [9]:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{1}{4 \operatorname{tg} (\theta + \delta)}$$

in cui θ è l'inclinazione della barra rispetto alla normale alla discontinuità e δ è l'angolo di dilatanza del giunto, legato alle sue condizioni di scabrezza.

C.A.5 Ad esempio per un chiodo non preteso disposto perpendicolarmente ad un giunto non dilatante è presente la sola componente di taglio ($\beta = 90^\circ$).

Le analisi di equilibrio limite consentono poi di individuare la grandezza della forza teorica di utilizzazione R_Q^{sis} , in modo analogo a quanto indicato nel § 5.3.

A.5.1 Carico limite elastico convenzionale

Per carico limite elastico convenzionale del bullone si intende quello della sua parte componente meno resistente.

Il produttore dovrà perciò dichiarare e garantire il carico limite elastico convenzionale di ciascun componente il bullone (ad esempio, testa, giunzioni, ecc.).

Il progettista è tenuto a verificare che nelle varie fasi costruttive la forza agente su ogni componente rimanga inferiore al carico limite elastico convenzionale dichiarato per il componente stesso, adottando i seguenti coefficienti di sicurezza:

- elementi di trazione in acciaio: coefficienti di sicurezza previsti dalla vigente normativa (divisi per 0,9);
- elemento di trazione in altri materiali: coefficiente di sicurezza 2, rispetto al limite elastico convenzionale.

A.5.2 Valutazione dell'azione sollecitante in un chiodo

Il dimensionamento della fondazione del chiodo viene effettuato come indicato nel § 5.4.1 facendo riferimento alla componente assiale della forza teorica di utilizzazione.

Il dimensionamento dell'armatura del chiodo viene effettuato sulla base della forza limite ultima a trazione N_{ys} definita nel § 5.4.2 e sulla base di una forza teorica di utilizzazione equivalente N'_Q pari a

$$N'_Q = \{N_Q^2 + 4 S_Q^2\}^{1/2}$$

C.A.5.2 La relazione è basata sull'ipotesi che le condizioni critiche si verifichino nella sezione del chiodo in corrispondenza del giunto e che il dominio di rottura sia quello rappresentato nella Fig.13.

Si dovrà poi verificare che in dipendenza della deformazione elastica o plastica della roccia in prossimità del giunto gli sforzi derivanti dai momenti flettenti entro il chiodo non raggiungano valori critici.

C.A.5.2 Per soddisfare tale condizione, nel caso di rocce di scadenti caratteristiche di resistenza, il valore di S_Q deve rispettare la disequaglianza [9]

$$S_Q < 1,87 N_{ys} \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{ys}} \right)^{1/2}$$

in cui σ_c è la resistenza a compressione uniaassiale della roccia e σ_{ys} è il valore caratteristico del limite convenzionale elastico o di snervamento dell'armatura.

A.5.3 Contenuti fondamentali del progetto

Sulla base degli elementi di cui al § A.5, devono essere determinate le caratteristiche generali del sistema di bullonatura o di chiodatura, e deve essere definito il programma degli ancoraggi da provare in conformità a quanto previsto al successivo § A.6; sulla base dei risultati ottenuti vanno infine stabilite le caratteristiche definitive dei bulloni o dei chiodi stessi.

I dati e gli elementi che il progetto deve fornire sono:

- il tipo di bullone o chiodo e la sua prevista durata di funzionamento;
- il meccanismo di azione del sistema di chiodi o di bulloni;
- la forza teorica di utilizzazione equivalente N'_Q e le sue componenti N_Q e S_Q ;
- il numero e l'interasse dei bulloni e dei chiodi;
- la posizione e l'inclinazione dei singoli bulloni o chiodi;
- la lunghezza dei bulloni o chiodi;
- il diametro di perforazione;
- le tolleranze di esecuzione;
- le caratteristiche del materiale impiegato per la connessione del bullone o chiodo al terreno, ed in particolare la sua resistenza a compressione;
- le eventuali misure di protezione nei riguardi della corrosione;
- la lunghezza del tratto considerato di fondazione;
- l'eventuale ubicazione e le caratteristiche dei bulloni o chiodi di prova;
- nel caso dei bulloni, l'eventuale forza nominale di pretesatura N_p ;
- l'analisi delle situazioni conseguenti alla perdita di efficienza di uno o più chiodi o bulloni, oltre a quanto previsto al § 5.6.

A.6 Prove distruttive per bulloni e chiodi di ancoraggio soggetti a sforzi di prevalente trazione

Tra i primi bulloni o chiodi effettivamente realizzati almeno uno dovrà obbligatoriamente essere sottoposto a prova distruttiva.

Nel caso in cui il numero dei bulloni o chiodi sia superiore a 100 si eseguirà una prova ogni 100 bulloni o chiodi o frazione di 100.

Si considerano dello stesso tipo i bulloni o chiodi adibiti alla medesima funzione, che hanno uguali tipi e sezioni di armatura, uguali modalità e diametro di perforazione, e uguali modalità di connessione al terreno.

Allo stesso fine si considerano del medesimo tipo quelle rocce alle quali le indagini consentono di attribuire lo stesso comportamento geotecnico.

La prova ha lo scopo di determinare l'effettiva forza di sfilamento della fondazione del bullone o del chiodo dal terreno circostante.

La prova consisterà pertanto nella messa in trazione di bulloni o chiodi fintantoché si produca o lo sfilamento dal terreno o la rottura del materiale costituente il bullone o chiodo. Qualora il meccanismo di azione assunto nel progetto consenta di individuare nel chiodo un tratto che funziona da fondazione e un tratto che funziona da testa, la prova dovrà essere effettuata adottando una lunghezza del tratto connesso pari al valore minore tra l_f e l_t .

Il dimensionamento degli ancoraggi e dell'armatura viene effettuato come descritto nei § 5.4. e A.5.1.

A.7 Registrazione dei lavori

Valgono le indicazioni fornite ai § 8.1, 8.2, 8.3.1, 8.3.2, 8.4 e 8.5.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Recommendations for the Design and Construction of Prestressed Ground Anchorages - FIP Commission IV - Final Draft 15.5.1990
- [2] Grouting of Tendons in Prestressed Concrete - FIP Commission on Practical Construction - Telford, London, 1990
- [3] British Standard Code of Practice for Ground Anchorages - B.S.I., London, 1989
- [4] Verpressanker - DIN 4125 Teil 1, Berlin 1988; Teil 1 A1, Berlin, 1988
- [5] Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des tirants d'ancrage - Bureau Securitas, Paris, 1986
- [6] Tirants d'ancrage - SIA, Zurich, 1977
- [7] Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors - PTI, Phoenix, 1986
- [8] Corrosion Protection of Prestressing Steels - FIP Commission II and IV - State of the Art Report, Draft Oct. 1991
- [9] Panet M.: Renforcement des fondations et des talus à l'aide d'ancrages actifs et passifs. 7th Congr. Int. Soc. Rock Mech., p. 1569-1580, Montreal, 1987