

estratto da :

**ATTI DEL XIV CONVEGNO
NAZIONALE DI GEOTECNICA
Firenze, 28-31 Ottobre 1980**

**LA GEOTECNICA NEGLI INTERVENTI
SUGLI ANTICHI CENTRI ABITATI
SUGLI EDIFICI MONUMENTALI
E SUI MONUMENTI**

VOLUME I

ASSOCIAZIONE
GEOTECNICA
ITALIANA

CRITERI DI SCELTA PER INTERVENTI DI
CONSOLIDAMENTO DELLA RUPE DI ORVIETO
E PROPOSTE OPERATIVE

CRITERI DI SCELTA PER INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLA RUPE DI ORVIETO E PROPOSTE OPERATIVE

P. LUNARDI

Ingegnere, docente di Consolidamento del suolo e delle rocce – Facoltà di Ingegneria dell'Università di Firenze

M. FORNARO

Ingegnere, assistente di Principi di Geomeccanica – Istituto di Arte Mineraria – Politecnico di Torino

SOMMARIO

Dopo un rapido inquadramento geologico, geoidrologico e geomeccanico del problema del consolidamento del complesso vulcanico sedimentario che costituisce la Rupe di Orvieto (Fig. 1), si riconosce nelle acque non regimate la causa prima di quei fenomeni di instabilità che si vanno sempre più rapidamente manifestando (Figg. 2, 3).

La situazione idraulica superficiale, il drenaggio della placca di tufo, lo smaltimento rapido delle acque attraverso una rete di collettori sotterranei, scavati nei conglomerati dell'Albornoz al contatto con le argille impermeabili di base, permetterebbero già di intervenire all'origine dei dissesti (Fig. 4).

Pertanto le proposte di intervento così si articolano:

- regimentazione delle acque oggi disperdentesi nel suolo;
- consolidamento delle pareti di tufo dalle quali si staccano continuamente volumi rocciosi;
- riprofilatura del pendio di base sconvolto dalle frane che si verificano nelle argille.

Gli autori, espressi alcuni criteri generali per la scelta dei tipi di consolidamento più idonei per la salvaguardia della Rupe, suggeriscono una classificazione, in base ai rilievi in situ, di quattro tipi di instabilità locali di parete (Fig. 5); viene perciò proposta una semplice metodologia di calcolo dei più frequenti tipi di instabilità (Figg. 7, 8, 10, 11), offrendo direttamente, sotto forma di abachi, la soluzione al problema di dimensionamento degli ancoraggi (Abachi I, II, III).

1. PREMESSA

L'evoluzione morfologica delle formazioni geologiche su cui sorge la città di Orvieto, culminata nei dissesti di questi ultimi anni, ha indotto il Parlamento ad un intervento legislativo di carattere straordinario, in risposta agli appelli di organismi nazionali ed internazionali, per la salvaguardia di tanto patrimonio culturale. La Regione Umbra, in attuazione alla Legge 25/5/80 n°230, ha pertanto fatto convergere in appalto concorso gli studi e le offerte di vari gruppi di Imprese, qualificate per le opere di consolidamento.

Il presente contributo, che richiama i criteri progettuali all'oggetto di una delle offerte presentate all'appalto sopraccitato, vuole, negli stretti margini consentiti per l'esposizione, esaminare alcuni aspetti del problema e riferire di alcune proposte e suggerimenti progettuali evidenziando soprattutto i principi informatori, affatto generali, del particolare studio svolto, che si è posto come finalità la risoluzione radicale e definitiva delle forme di instabilità che compromettono seriamente la salute della Rupe di Orvieto.

2. LA SITUAZIONE DI ORVIETO

2.1 Aspetti geomorfologici

Senza soffermarsi sugli studi geologici ed idrologici preliminari riguardanti la Rupe di Orvieto, i cui risultati sono stati precedentemente raccolti dal Dipartimento per l'assetto del territorio della Regione Umbra, messi a disposizione delle Ditte partecipanti all'appalto concorso

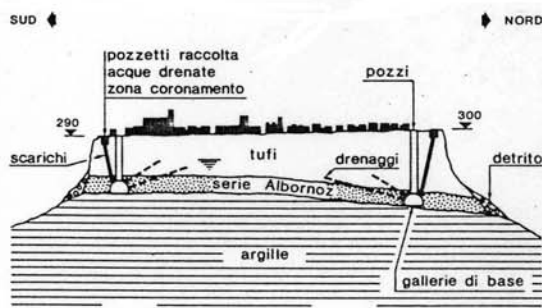


Fig. 1 Sezione geologica schematica trasversale della Rupe e sistema drenante sotterraneo proposto.

il colle di Orvieto e comunque insufficiente a delineare, con le riserve dovute, la soluzione più idonea per il risanamento totale della Rupe. Riconfermando il convincimento che la stabilità del complesso strutturale della Rupe sembra essere stato garantito nel tempo dalla presenza della serie dell'Albornoz che ha agito da strato di frizione tra tufo ed argilla, pare evidente che, ponendosi oggi il problema di conservare gli equilibri esistenti senza turbare ulteriormente la situazione di stabilità della Rupe, i nostri interventi si possano volgere essenzialmente ad una corretta ed efficace regimentazione dell'unico elemento che può giocare nel tempo un ruolo predominante nei riguardi dell'intero sistema: l'acqua. La regimentazione idraulica superficiale (acque di distribuzione e fognarie) il drenaggio forzato della placca di tufo, il convogliamento attraverso vie preferenziali ed il rapido smaltimento attraverso una rete di collettori sotterranei permetterebbero di eliminare l'acqua dal sistema rupe-versanti, causa prima del dissesto idrogeologico.

Ciò potrebbe realizzarsi in particolare con la revisione dei tratti deteriorati della rete fognaria e dell'acquedotto - di per sé di sufficiente capacità -, la raccolta delle acque meteoriche che interessano il coronamento e le pareti della Rupe ed il convogliamento di tutte le acque verso determinati punti della città; di qui, attraverso una serie di pozzi a vortice di altezza variabile, lo smaltimento delle stesse avverrebbe in una galleria di eduazione sottostante, lunga 3 km circa, da scavarsi al contatto fra la serie dell'Albornoz e le argille, che a sua volta invierebbe le acque, attraverso un pozzo a caduta, ad un previsto depuratore urbano centralizzato (Fig. 4).

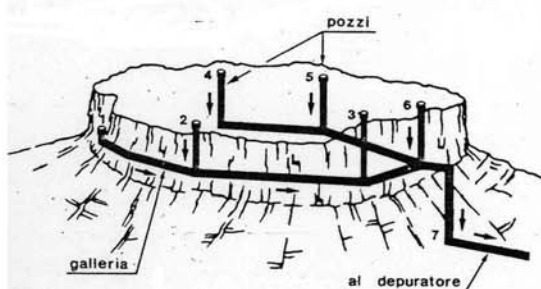


Fig. 4 Schema prospettico di eduazione delle acque

Mentre i fossi esistenti, che incidono profondamente il basamento argilloso, ripuliti e riprofilati, avrebbero solo più la funzione di smaltire le acque meteoriche non captate in superficie dalle apposite trincee drenanti, la galleria di base consentirebbe di deprimere con un opportuno sistema di drenaggi la falda nel tufo, riducendo sensibilmente le emergenze sorgive al piede della Rupe. Questa azione preventiva di drenaggio permetterebbe notevoli risparmi nelle opere passive di consolidamento ai trimenti indispensabili.

Inoltre, un tale sistema integrato di smaltimento delle acque risolverebbe in maniera definitiva anche il problema igienico e sanitario di Orvieto, problema che oggi ha senz'altro carattere prioritario nell'opera di risanamento del centro storico.

3.2 Considerazioni sulla stabilità locale

Limitando il discorso ai fenomeni di instabilità che si manifestano localmente, ma che per un intervento risolutivo del problema di Orvieto non possono prescindere dalle considerazioni generali svolte al punto precedente, essi si possono schematicamente raggruppare in due tipi fondamentali:

- fessurazione, distacco e crollo di volumi rocciosi nella zona perimetrale della placca di tufo;
- frane nel pendio di base, ove affiorano argille parzialmente ricoperte di detrito tufaceo.

Mentre i distacchi sono per lo più localizzati nel versante Sud, ove più alte sono le pareti, le frane sono più frequenti in corrispondenza dei diversi fossi di ruscellamento delle acque di superficie e sono peraltro favorite dal deflusso naturale delle acque di falda, secondo l'immersione N-NE del letto impermeabile.

Un ipotetico ma verosimile "ciclo di dissesti" potrebbe, sia pure alquanto semplicisticamente, così configurarsi:

- a) crollo di frammenti dalla parete rocciosa;
- b) accumulo di detrito al piede di essa, che se da un lato agisce come un rincalzo laterale del pendio dallo altro si comporta come un corpo spugnoso e quindi trattiene le acque;
- c) cedimento conseguente delle argille così rammollite con coinvolgimento del detrito stesso sopra gravante;
- d) decompressione delle pareti di tufo con successive manifestazioni di instabilità sul ciglio della piastra, che, oltre ad essere la zona più sollecitata a seguito dei fenomeni di trazione indotta dall'azione gravitativa, è la parte più esposta all'azione idrodinamica esterna.

Da quanto esposto appare chiaro che l'evoluzione morfologica naturale del colle di Orvieto può essere accelerata dalla mancanza di interventi, se non addirittura dalle conseguenze di azioni antropiche nocive per il mantenimento degli equilibri ambientali (scarichi selvaggi delle acque, aperture di vuoti in prossimità delle pareti di tufo, asportazione di detrito al piede delle stesse, terrazzamenti a gricoli, ecc.).

I provvedimenti che dovrebbero in ogni caso essere presi risultano perciò di tre tipi:

- di regimentazione idraulica generale;
- di consolidamento delle pareti di tufo;
- di riprofilatura dei pendii di base;

ferma restando la convinzione degli scriventi che l'acqua circolante rappresenti il minimo comune denominatore di tutti i fenomeni di dissesto della Rupe.

4. INTERVENTI PER IL CONSOLIDAMENTO DELLE INSTABILITÀ LOCALI

4.1 Criteri di scelta dei sistemi e delle tecniche di intervento

Va premesso che i criteri progettuali relativi ad ogni ope

ra di consolidamento, per le condizioni in cui si deve agire ad Orvieto, dovrebbero possedere anzitutto una grande flessibilità, per consentire le probabili varianti in corso d'opera, dovute fra l'altro all'acquisizione di migliori conoscenze geomeccaniche.

Per esempio, potrebbe essere possibile in fase esecutiva, grazie a più facili accessi alle diverse parti della Rupe, stabilire con esattezza lo spessore effettivamente decompresso della parete, misurare gli apporti idrici delle varie zone, effettuare prove in situ quali la tenuta degli ancoraggi ecc.

Un progetto realistico, già nel suo sviluppo, dovrebbe quindi, sotto questo aspetto, permettere di adattare in qualunque momento le opere di risanamento alle esigenze che si vanno manifestando e di decidere punto per punto se affiancare altri tipi di intervento a quelli inizialmente previsti.

Oltre a proporre il ricorso ad opere di sostegno che non lascino vistose e antiestetiche tracce all'esterno, si ritiene in ogni caso pericoloso introdurre, per il consolidamento di materiale così friabile, come il tufo di Orvieto, sistemi di stabilizzazione che inducano stati tensionali artificiali nell'ammasso roccioso più corticale. Per evitare quindi ogni fenomeno di concentrazione di tensione si dovrebbe cercare, fin dove è possibile, di disimpegnare la struttura lapidea, orientandosi su soluzioni che non pregiudichino in futuro la adozione di tecnologie più avanzate.

In base a quanto detto, si giustifica il frequente ricorso ad ancoraggi, per lo più passivi, distribuiti, con la funzione di assicurare le parti rocciose potenzialmente instabili ad altre parti più sicure, eventualmente incrementando la forza resistente di attrito lungo le estenti superfici di discontinuità.

Ove queste si presentino aperte e favorevolmente disposte, si può prevedere la sigillatura dei giunti con miscele cementizie di caratteristiche tecniche, meccaniche ed estetiche simili a quelle del tufo, per esempio ricorrendo ad inerti leggeri, si da ricostituire una certa continuità del materiale naturale.

Per le parti di tufo più esposte alla degradazione causata dagli agenti esterni, possono essere previste delle protezioni a base di speciali resine di tipo epossidico che, assorbite capillarmente dalla roccia, permettono di incrementarne fino al 100% la resistenza meccanica.

Nella scelta delle resine si dovrebbe però prestare molta attenzione a che queste, spostando l'acqua presente, non occludano la porosità del materiale lapideo - misurata pari al 45-50% - ma semplicemente costituiscano un più robusto scheletro solido, comunque permettendo la traspirazione naturale.

Pur con un fermo intendimento di evitare, per quanto possibile, opere di costruzione inamovibili sulle pareti della Rupe, si consiglierebbe un contenimento al piede della parete in alcune sue zone di progressiva, evidente decompressione. Ciò può essere ottenuto con piastre prefabbricate in c.a., di limitate dimensioni e facile mascheramento, ancorate in profondità con barre di acciaio (almeno 30 m).

Con ancoraggi passivi potrebbe essere assicurata la stabilità di saltuarie mensole in c.a. a sostegno dei blocchi aggettanti di tufo ed ormai privi di appoggio al piede. A questo proposito si sottolinea come, in certe favo-

revoli situazioni, si potrebbe operare nel rispetto della fisionomia della Rupe intervenendo con sottomurazioni ricoperte poi da blocchetti di medesimo tufo. Buona parte della zona della Rupe presenta a vista delle antiche murature in blocchi di tufo che nulla tolgono all'armonia dell'insieme.

4.2 Classificazione delle instabilità locali nella parete della Rupe

Il rilievo geostrutturale permette di individuare, pur con notevole dispersione dei dati, almeno due grandi famiglie di discontinuità, entrambe subverticali, la cui genesi è da ricollegarsi agli stati tensionali che nel tempo si sono prodotti all'interno della formazione rocciosa.

L'intreccio dei diversi piani di discontinuità determina una suddivisione della roccia in corpi colonnari, a simmetria approssimativamente rombica, di volume compreso fra uno e dieci metri cubi.

Le discontinuità che delimitano i volumi più grandi sono delle vere e proprie fratture beanti, di potenza variabile fino a diversi cm, specie nei tratti sommitali della Rupe; mentre fratture meno importanti e molte volte non visibili ad occhio nudo, indeboliscono un po' ovunque la massa rocciosa.

Nel tempo i processi deformativi tendono ad evolversi favorendo il distacco di volumi di roccia nelle zone parietali dello zoccolo tufaceo.

I rilievi e le analisi effettuate possono portare ad una classificazione di tipo operativo delle diverse forme di instabilità che caratterizzano le pareti perimetrali (Fig. 5):

- A volumi rocciosi isolati di forma grossolanamente isometrica e di cubatura quasi mai superiore al m³. Sussiste la possibilità di rotolamento e caduta libera dei blocchi;
- B volumi rocciosi prismatici, colonnari e lastriformi, dotati di una superficie libera e con cubatura di qualche m³. Si può verificare uno scivolamento a seguito di distacco al piede secondo un piano inclinato;
- C volumi rocciosi di cubatura fino a 10 m³. Possibilità di ribaltamento per cedimento differenziale degli appoggi lungo una superficie suborizzontale;
- D volumi rocciosi prismatici, per lo più lastriformi, aggettanti, la cui cubatura è di poco superiore al m³ ed il cui crollo può avvenire per scollamento di parti ancora integre.

Per ognuno di essi, in base alla natura, al volume, alla forma delle masse instabili si può impostare uno studio parametrico che agevolmente permetta di qualificare e quantificare gli interventi di volta in volta necessari per il consolidamento. A tal fine ci si può servire di abachi elaborati appositamente e che, nella loro voluta semplicità, meglio si prestano alla risoluzione in campagna dei diversi specifici problemi, come più avanti esemplificata.

Dall'esame dell'intera parete - individuate, planimetricamente ed altimetricamente, e localizzate su di un progetto della Rupe tutte le instabilità manifeste - si possono poi circoscrivere le zone maggiormente interessate dai dissesti. Una volta riportati sinteticamente tutti i tipi di intervento che, a seguito dello studio, si doves-

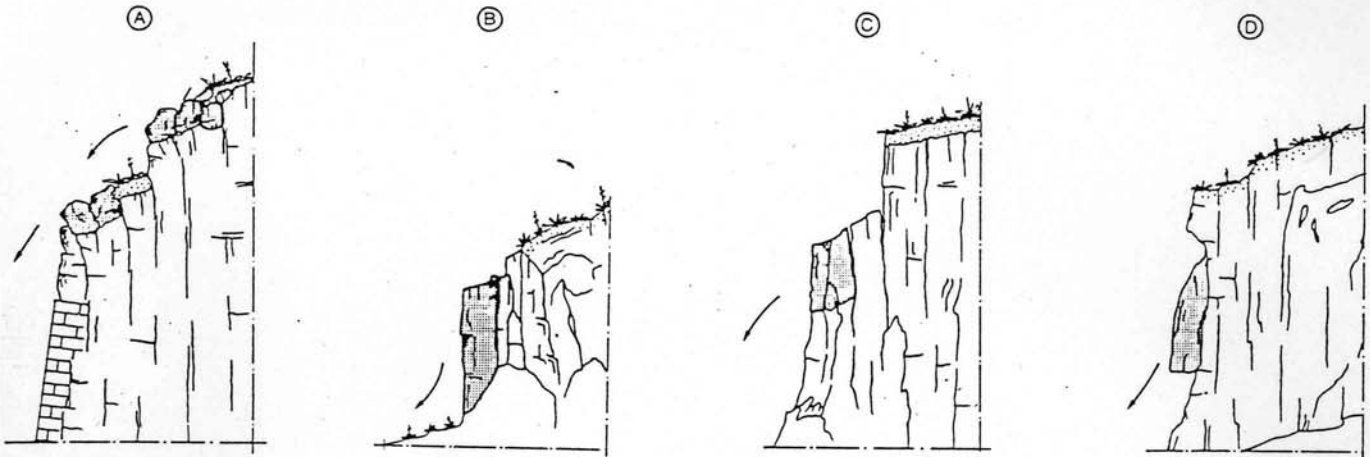


Fig. 5

(A) Possibilità di rotolamento e caduta libera di volumi rocciosi

(B) Possibilità di scivolamento di volumi rocciosi

(C) Possibilità di ribaltamento di volumi rocciosi

(D) Possibilità di crollo per distacco di volumi rocciosi

sero ritenere necessari, si potrebbero avere obbiettive indicazioni sulle zone a maggior rischio di instabilità, quelle per le quali occorre intervenire prioritariamente. Questo metodo di studio, se da un lato necessita di un impegno costante del geomeccanico, dall'altro potrebbe permettere di rimanere sempre a stretto contatto con la realtà, dando la possibilità di intervenire ad hoc nel risanamento, minimizzando in ultima analisi gli interventi stessi. Del resto tale modo di procedere è abbastanza seguito in progetti di questo tipo, come riferito in bibliografia.

4.3 Schemi di calcolo adottati

Non ci soffermiamo a descrivere le prove classiche da effettuarsi per la determinazione delle caratteristiche geomeccaniche del tufo, sia nella facies gialla sia nella facies grigia; per i calcoli di stabilità, in prima approssimazione, si potrebbe far qui riferimento ad un σ_{rid} non superiore a 10 Kg/cm^2 (30% della media delle prove di laboratorio), si da tener conto non tanto dei valori di rottura quanto dei valori di inizio di frattura stabili.

Il peso naturale e dell'unità di volume dovrebbe essere determinato in condizioni di normale umidità: il valore a cui si fa riferimento è di 2 kg/dm^3 . Si dovrebbero però in ogni caso effettuare, magari in scala ridotta, prove di aderenza malta di cemento-tufo per il corretto dimensionamento (lunghezza e diametro) del bulbo di ancoraggio (Fig. 6).

Da prove di questo tipo si otterrebbe un valore minimo per la resistenza allo scorrimento, di 4 Kg/cm^2 .

4.3.1 Instabilità di tipo A (Fig. 7)

Per la stabilizzazione di volumi rocciosi già separati, di dimensioni tali da non poter essere singolarmente ancorati alla massa stabile, più che ricorrere alla posa di

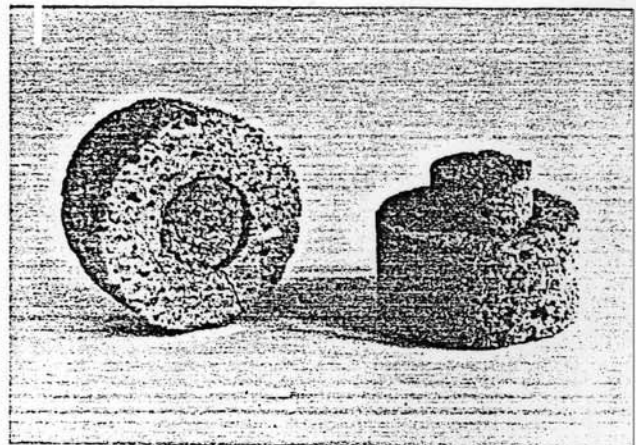


Fig. 6 Prove di aderenza malta-tufo: i campioni dopo le estrusioni sotto la pressa del nucleo di cemento

reti estese e deperibili, potrebbe essere vantaggioso - dopo l'eventuale disgregazione nella misura minima necessaria - il ricalzo con malta di cemento; anche altrove è stata constatata la benefica influenza della estirpazione di certe grosse radici (es. agavi) operanti con effetto cuneo fra i blocchi.

4.3.2 Instabilità di tipo B (Fig. 8)

Lo schema di calcolo prescinde dal considerare le spinte idrostatiche, proponendosi per una fase posteriore alla esecuzione di efficaci drenaggi della zona corticale della piastra tufacea. Vengono presi in considerazione per la stabilizzazione solo ancoraggi passivi, evitando così di indurre pericolose tensioni di preserraggio.

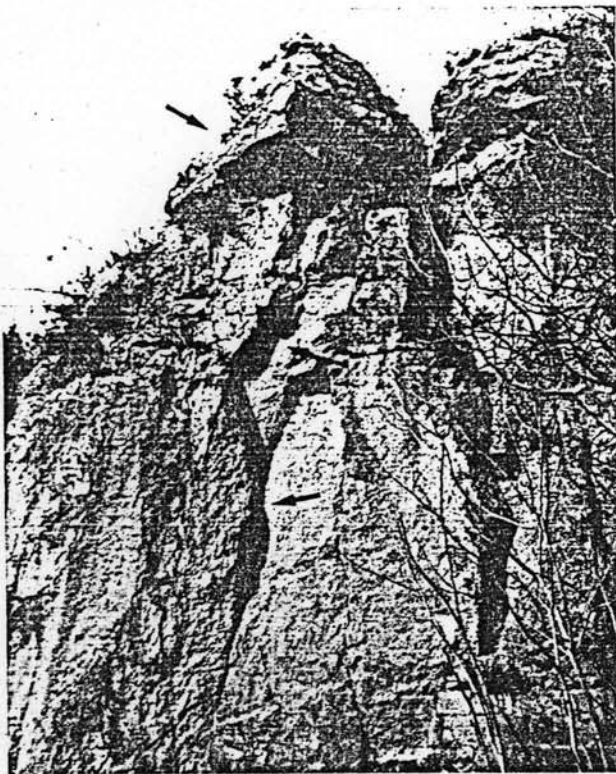


Fig. 7 Instabilità di coronamento e di parete di tipo C, D

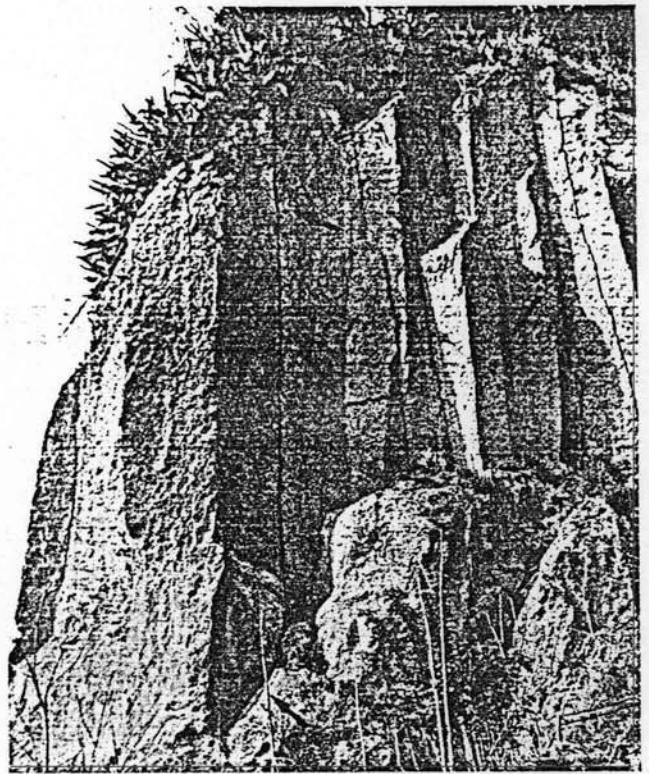


Fig. 8 Instabilità di parete di tipo B e C

Per il calcolo si è utilizzata una procedura dovuta a Fritz e Kovari (1976) per un problema piano di equilibrio limite, che porta alla formula risolutiva :

$$R = K_1 \left(1 - \frac{cF}{G} K_2\right) G$$

ove

$$K_1 = K_1(\nu, \alpha, \varphi, \beta) \quad \text{e} \quad K_2 = K_2(\nu, \alpha, \varphi)$$

con le notazioni esplicitate nell'abaco I, si è ottenuta la espressione $R/G = f(\nu)$, (Fig. 9) ossia del coefficiente di sicurezza $\nu = \frac{S_{\max}}{S}$ ove $S_{\max} = N \tan \varphi + cF$ (criterio di Coulomb-Navier), e la si è diagrammata per il caso particolare $c=0$ $\varphi=30^\circ$.

Questo caso corrisponde ad una situazione tanto gravosa quanto improbabile, poichè non giustificherebbe l'attuale stato di equilibrio; non è compatibile infatti, con un valore nullo di c , per cui, ancora prudenzialmente, si potrebbe fare riferimento a $c = 1 \text{ kg/cm}^2$.

Ciò alla luce anche dei confortanti risultati di prove di laboratorio e tuttavia trascurando ancora l'attrito residuo - incrementato dalla eventuale sigillatura preventiva con boiaccia - fra il blocco e le spalle.

L'abaco I permette di dimensionare gli ancoraggi per ogni metro di parete in funzione delle caratteristiche geometriche dei blocchi e dei coefficienti di sicurezza desiderati. L'esempio numerico sotto riportato chiarisce la utilizzazione dei diagrammi.

Dati : $L = 2 \text{ m}$, $H = 10 \text{ m}$, $\nu = 1,3$ ed utilizzando il quadrante (1, H) si ottiene $T \leq 13 \text{ t/m}$.

Impiegando dei ferri di diametro $\varnothing = 24 \text{ mm}$ ed assumendo per essi un $\sigma_{amm} = 30 \text{ kg/mm}^2$, sarà sufficiente un chiodo per metro di fuga del blocco.

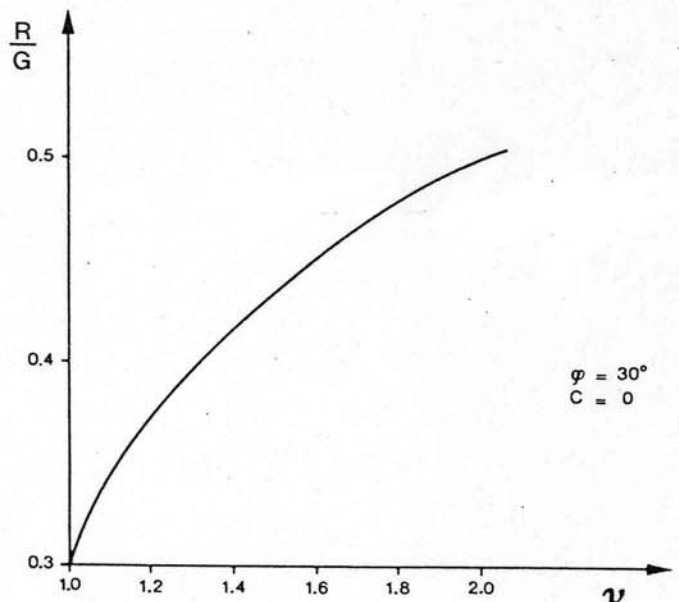


Fig. 9 Relazione tra il rapporto tiro-peso ed il coefficiente di sicurezza ν calcolato

4.3.3 Instabilità di tipo C (Fig. 10)

Per la stabilizzazione si ritiene importante tener conto della probabile parzializzazione della sezione di appoggio, date le scarse caratteristiche di resistenza a trazione del tufo e data la possibilità che una configurazione aggettante del blocco produca una eccentricità del carico.

Un problema analogo, sia pure per più grandi strutture colonnari di talune formazioni rocciose, è stato affrontato da Panet (1976).

Con riferimento alla schematica geometria della figura nell'abaco II e dopo semplici elaborazioni algebriche di una equazione di momento rispetto al baricentro - per l'equilibrio al ribaltamento - si ottiene dapprima l'andamento teorico delle pressioni massime al piede, al variare del rapporto l/L e dell'altezza H del blocco.

Dedotta la tensione ammissibile di compressione ($\sim 100 \text{ t/m}^2$) si può poi risalire, supponendo di rimanere in campo elastico, alla forza lineare compensativa da applicare.

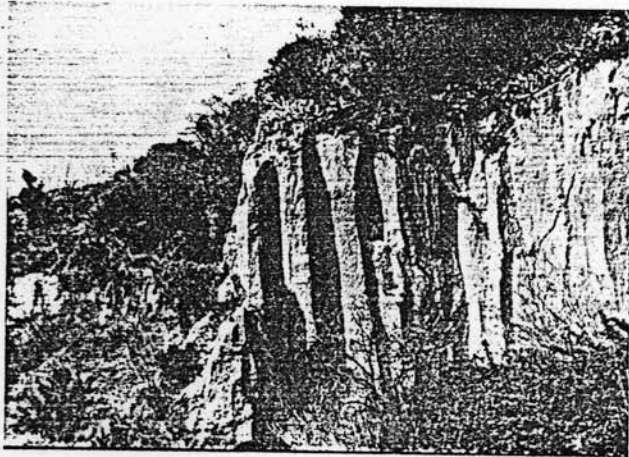


Fig. 10 Instabilità di parete di tipo B e C

L'abaco II è costruito per il caso di tiranti inclinati verso l'alto di 45° e posti circa a metà altezza del blocco, come nell'esempio esplicativo.

Dati: $l = 3,5$; $L = 7,5$; $H = 20 \text{ m}$; essendo $l/L = 0,46$ si ottiene $t = 25 \text{ t/m}$ ossia:

$$T = \frac{t}{\cos \beta} = \frac{25}{0,94} = 26,5 \text{ t/m}$$

Utilizzando ferri di diametro $\varnothing = 30 \text{ mm}$, inclinati di 20° e posizionati a metà altezza del blocco, sarebbe necessaria una loro spaziatura non superiore a $0,8 \text{ m}$.

4.3.4 Instabilità di tipo D (Fig. 11)

Per il sostentamento dei blocchi ormai privi di appoggio - evitando la sfavorevole sollecitazione di puro taglio delle aste e senza tener conto della resistenza a trazione della roccia - si potrebbe fare affidamento, una volta predisposto il rincalzo al piede, anche sulla resistenza taglio (però solo per coesione) della roccia in tegra alle spalle dei blocchi.

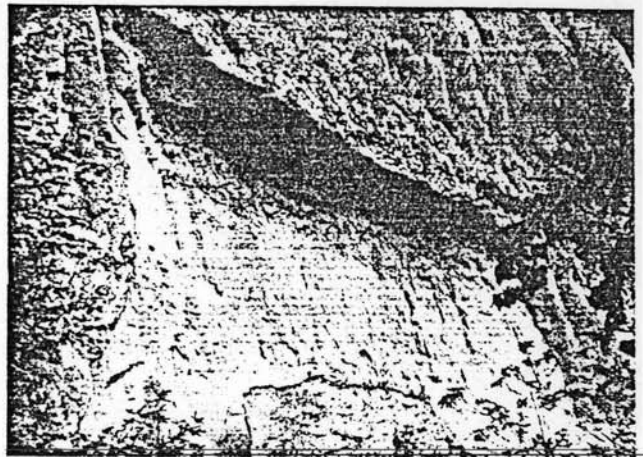


Fig. 11 Instabilità di parete di tipo D
Particolari di blocchi aggettanti

Dalla condizione immediata di equilibrio :

$$c H_{(\text{integrato})} \geq \gamma \frac{L+1}{2} H_{(\text{totale})}$$

- ove i simboli hanno il significato consueto - applicata al caso in esame ($c = 10 \text{ t/m}^2$, $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$), si è potuto costruire l'abaco III, individuando dapprima il valore di altezza integra minimo necessario affinché il blocco si autosostenga.

Nel caso in cui la percentuale integra non sia sufficiente, la stabilizzazione, con un determinato coefficiente di sicurezza, richiede una forza di ancoraggio che si calcola di conseguenza, come nell'esempio sotto riportato. Dati: $l = 1,5$; $L = 2,5$; $H = 5 \text{ m}$; e calcolato $X = 40\%$, con statata in situ una frazione integra pari ad $1/3$ dell'altezza ($Y = 33\%$) e volendo operare con un coefficiente di sicurezza $\nu = 1,3$ si ottiene dal quadrante $[l, L]$ ed $[X, \nu X]$, una percentuale di roccia integra "mancante" (per l'autoportanza) del 19% circa.

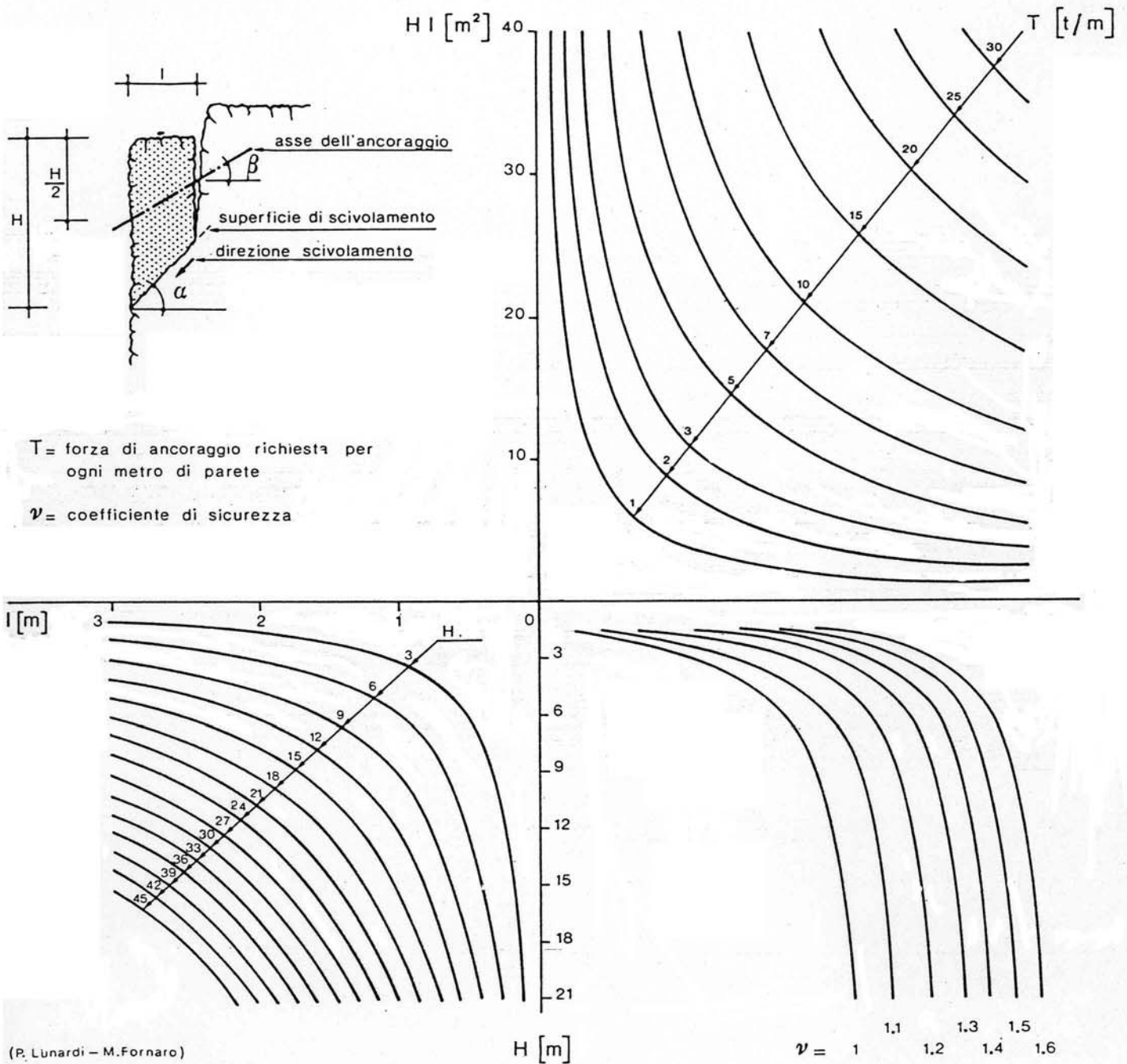
Adottando ferri inclinati a 40° e del diametro $\varnothing = 30 \text{ mm}$, la forza lineare di 15 t/m necessaria per il consolidamento - secondo il quadrante $[T/H, \Delta X]$ - potrebbe essere fornita con bulloni spaziati di $1,4 \text{ m}$.

5. CONCLUSIONI.

Sulla scorta delle attuali conoscenze è possibile convincersi del ruolo determinante svolto dalle acque non regimate nei riguardi delle diverse forme di instabilità che caratterizzano la Rupe di Orvieto: instabilità locali e instabilità di insieme.

Suggeriti gli interventi che si ritengono indispensabili per la risoluzione globale del problema di regimazione di tutte le acque, si sono esemplificate, per il risanamento delle instabilità locali, delle procedure di calcolo che pur non potendo prescindere dal problema di insieme, costituiscono un utile supporto per la progettazione immediata degli ancoraggi dei blocchi in via di progressivo distacco dalle pareti della Rupe.

Da quanto analizzato emerge il fatto che se è possibile trovare immediati rimedi per la risoluzione dei fenomeni di stabilità localizzati, il problema si presenta ben più impegnativo, pur attribuendo un importante ruolo alla re-



(P. Lunardi - M. Fornaro)

Abaco I Calcolo della forza di ancoraggio per lo schema di instabilità allo scivolamento (tipo B)

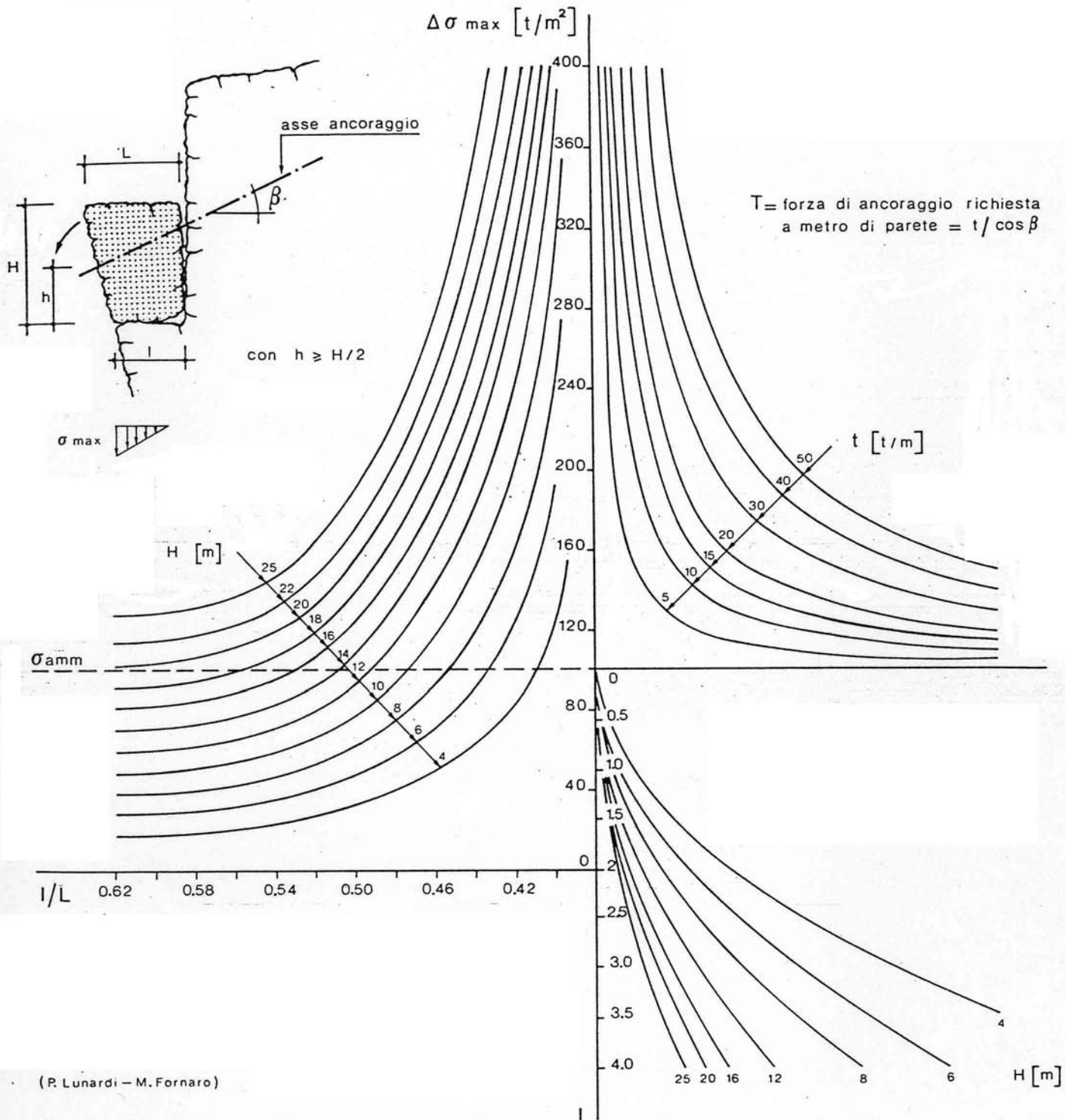
gimazione delle acque, nei confronti della definitiva con
 servazione dell'intero sistema e quindi della stabilità
 globale.

In particolare dovrà concentrarsi l'attenzione sul pro-
 blema della interazione tra le condizioni di stabilità di
 insieme del sistema piastra di tufo-conglomerato dello
 Albornoz-argille di base e quelle di stabilità locali, sia
 sulle pareti rocciose sia sui pendii argilloso-detritici.
 Se uno studio su modello può già dare - come pare che ab-
 bia recentemente dato - buone indicazioni, solo osserva-

zioni ripetute ad intervalli regolari e prolungate nel
 tempo, che permettano di seguire il comportamento della
 Rupe durante ogni fase dei lavori di consolidamento ed an-
 che dopo, potranno non soltanto verificare le ipotesi fat-
 te ma anche guidare nella scelta tempestiva dei provvedi-
 menti di volta in volta più idonei.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano l'Impresa Molinari di Roma per il



(R. Lunardi - M. Fornaro)

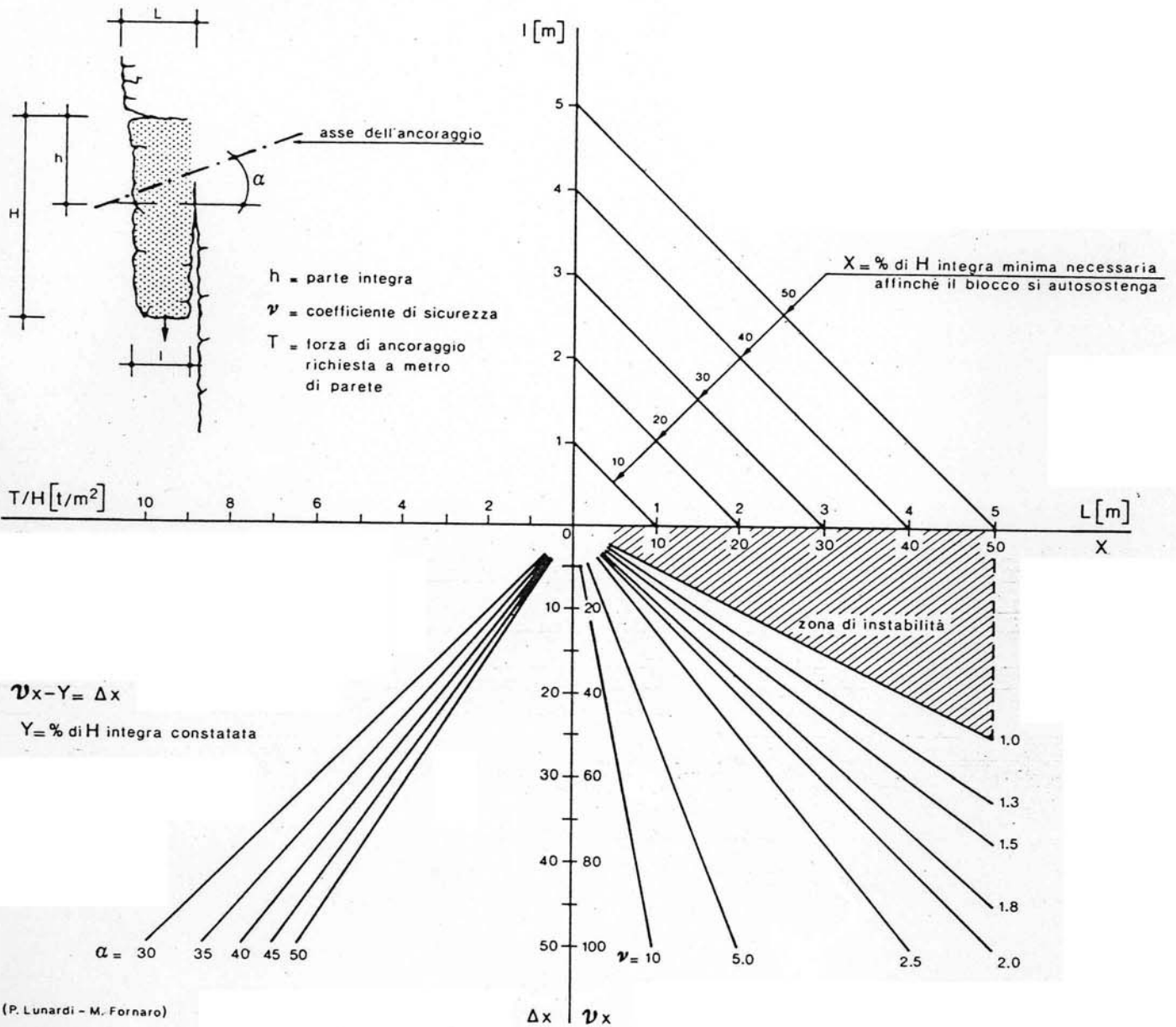
Abaco II Calcolo delle forze di ancoraggio per lo schema di instabilità al ribaltamento

consenso alla pubblicazione, gli ingegneri C. Carrapetta, A. Santini, A. Arrighi ed il geom. A. Pessina per la collaborazione prestata nello studio.

BIBLIOGRAFIA

AISENSTEIN B. (1970) - Some additional information about deconsolidation fissures of Rock on steep slopes. Il Congr. Soc. Int. di Meccanica delle Rocce, Belgrado.

COTECCHIA V., GRASSI D. (1975) - Stato di conservazione



(P. Lunardi - M. Fornaro)

Abaco III Calcolo delle forze di ancoraggio per lo schema di instabilità allo scollamento

dei "Sassi" di Matera in rapporto alle condizioni geomorfologiche e geomeccaniche del territorio ed alle azioni antropiche. Geologia Applicata ed Idrogeologia, vol. X - parte 1.

FORNARO M., PELIZZA S. (1980) - Sulla difesa della caduta dei blocchi in località Caprazoppa. Comune di Finale Ligure (SV).

HACKL E., ARWANITAKIS M. (1979) - Der Akripolishugel von Athen. Rock Mechanic Suppl. 8 0/7, Springer Verlag, Wien.

KOVARI K., FRITZ P. (1976) - Stabilitätsberechnung ebener und räumlicher Felsboschungen. Rock Mech. Vol. 8/2, Springer Verlag, Wien.

ger Verlag, Wien.

LUNARDI P. (1978) - Relazione preliminare al progetto di consolidamento della Bocca di Cefalù. Comune di Cefalù (PA).

MÜLLER L. (1963) - Felsbau. Band I. Enke-Verlag, Stuttgart

PANET M., ROTHEVAL J.P. (1976) - Stabilité des talus rocheux, II. Bull. Liason Lab. P. et Ch. n° Dec.

PIALLI G., MARTINI E., SABATINI P. (1978) - Contributo alla conoscenza della geologia del Colle di Orvieto. Boll. Soc. Geol. It. n° 97.

PRICE D.G., KNILL J.L. (1976) - The engineering geology of Edinburgh Castle. Geotechnique, 17.

SUMMARY

After having quickly framed from the geological, geohydrological and geomechanical point of view the consolidation problem concerning the volcanic sedimentary complex constituting the Orvieto Rock, (Fig. 1), we can recognize in the uncanalized water flows, the main cause of those instability events, which are showing quicker and quicker (Fig. 2, 3). The superficial hydraulic situation, the drainage of the tuff plate and the rapid elimination of water through a net of underground headers (excavated into the Alborno conglomerates, being in contact with the impermeable basis clays), would already allow to intervene at the source of failures (Fig. 4).

Therefore the intervention proposals are as follows :

- canalization of water now scattering in ground;
- consolidation of tuff walls, from which rock masses are continuously breaking off;
- reprofiling of basis slope, disturbed by rock falls occurring in the clays.

The authors, having expressed some general criteria in order to choose the most suitable consolidation types for the Rock safeguard, suggest a classification - based on "in situ" surveys - of 4 local wall instability types (Fig. 5); a simple calculation methodology of the most frequent instability types (Fig. 7, 8, 10, 11) is therefore proposed, directly providing, by means of graphs, the solution of the anchorages dimensioning problem _graphs I, II, III).