

Esempi pratici di controllo e sorveglianza di costruzioni caratterizzate da problematiche geotecniche

Autor(en): **Leoni, Romano / Gysi, Hansjürg**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Archi : rivista svizzera di architettura, ingegneria e urbanistica =
Swiss review of architecture, engineering and urban planning**

Band (Jahr): - **(2003)**

Heft 2-3

PDF erstellt am: **14.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-132683>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Esempi pratici di controllo e sorveglianza di costruzioni caratterizzate da problematiche geotecniche

Romano Leoni, Hansjürg Gysi

1. Introduzione

Le costruzioni e il loro intorno interagiscono reciprocamente e ciò avviene spesso senza una particolare percezione del fenomeno da parte dell'uomo. Una costruzione trasmette carichi all'area circostante ma anche l'ambiente stesso sollecita fisicamente la costruzione. Da questa dualità, nel caso di realizzazioni di opere particolarmente importanti, nasce la necessità di far capo a mezzi tecnici particolari che consentano di misurare, ed anticipare nel miglior modo possibile questi comportamenti, e permettano anche di verificare le previsioni.

A dipendenza dei risultati delle misurazioni saranno possibili modifiche ai procedimenti esecutivi oppure alle strutture stesse.

Come «intorno» di una costruzione, almeno per l'aspetto limitato al contatto fisico, intendiamo innanzi tutto «terreno naturale» e acqua in tutte le combinazioni possibili. Un limite è rappresentato dal terreno asciutto, l'altro da pura acqua. Combinazioni intermedie di questi due elementi costituiscono la totalità dei sottosuoli naturali in presenza o meno di acquiferi. Un ruolo essenziale è inoltre svolto dalle caratteristiche geologiche nonché dalla conformazione, piana o inclinata, della superficie come pure dalla presenza di pressioni idrostatiche o idrodinamiche dovute al flusso di acque nel sottosuolo.

Quale «costruzione» in senso lato sono intese tutte le modifiche, dovute all'uomo, della situazione naturale. In questo senso tanto una diga massiccia in calcestruzzo lungo un fiume quanto una stabilizzazione di una frana naturale sono da intendere come «costruzioni».

All'inizio della progettazione di un oggetto particolare occorre chiarire gli scopi per i quali esso verrà realizzato e nel contempo si devono definire le situazioni di rischio che vengono create dalla presenza del nuovo oggetto durante le fasi di realizzazione e in situazione permanente. Da queste considerazioni e analisi preliminari scaturisce direttamente una necessità di sicurezza che normalmente viene formulata in un «piano di sicurezza»

a sua volta collegato con un «piano di utilizzo» dell'opera. A dipendenza del tipo di utilizzo successivo nonché del livello di sicurezza che si è stabilito di richiedere in fase di costruzione e poi definitivo, si pianificano e si mettono in opera un certo numero, adeguato al problema, di controlli e di misurazioni che possono anche protrarsi per un certo tempo dopo la conclusione dei lavori.

Un particolare livello qualitativo è richiesto per i controlli del comportamento di strutture che vengono sorvegliate mediante il cosiddetto «metodo osservazionale». Questo sistema viene applicato in presenza di condizioni geotecniche difficili ed estremamente variabili nello spazio o nel tempo. Vi sono talvolta condizioni geologiche e geotecniche per le quali una previsione del comportamento non può essere fatta con sufficiente precisione. In tal caso risulta indispensabile adattare, in corso d'opera e in funzione dei dati man mano ricavati dai monitoraggi, alcune caratteristiche del progetto e sovente anche la tipologia delle fasi esecutive. Evidentemente gli scenari di possibili situazioni di rischio sono da ipotizzare e simulare in anticipo in modo da saper reagire tempestivamente con mezzi e tempi adeguati. In caso contrario il metodo osservazionale potrebbe rivelarsi unicamente un alibi.

Nel marzo 2000 la nuova normativa SN 670 305, «Sorveglianza di costruzioni in terreni instabili», poneva le basi unitarie per la sorveglianza delle strutture e delle relative fondazioni.

Gli esempi che vengono riportati nel presente contributo, anche se si riferiscono ad un periodo antecedente la normativa, si rifanno allo stesso principio e ne descrivono l'efficacia e la necessità nel caso concreto.

Vengono mostrati in particolare i problemi che stanno alla base del singolo intervento rispettivamente viene messo l'accento sulle procedure delle misurazioni e sui risultati dei monitoraggi. Non sono descritte in dettaglio le soluzioni tecniche per ogni caso, ma piuttosto la molteplicità di soluzioni che si prospettano per le tecniche di sorveglianza.

1.1. Chesa Corviglia, St. Moritz

La Residenza Chesa Corviglia è una costruzione, realizzata all'inizio degli anni 80, caratterizzata da un altissimo livello di qualità dei 25 appartamenti. Essa si trova su di un pendio in forte inclinazione e in una posizione di vista impareggiabile direttamente sopra il centro di St. Moritz. La Pianta dello stabile misura circa 40x35 m; la parte posteriore dello stabile è collocata ad una profondità di oltre 20 m rispetto al profilo del pendio (figg. 1 e 2). Già prima dell'inizio dei lavori era noto che la costruzione avrebbe avuto una collocazione al piede di un esteso pendio in situazione di movimento plastico.

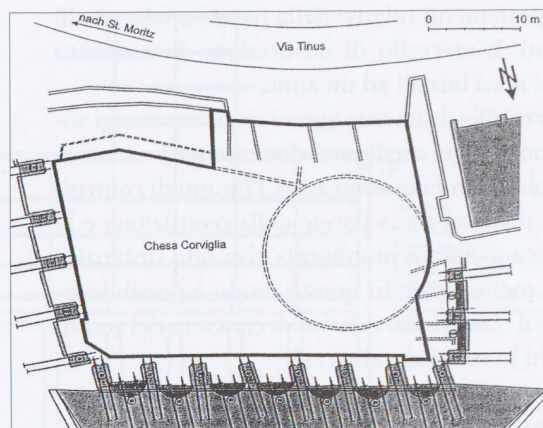
Nell'intenzione dei pianificatori la costruzione o, meglio detto, la parete ancorata permanentemente, doveva essere ancorata nella parte di roccia non soggetta a movimenti.

Durante la costruzione apparve purtroppo chiaro che il livello della roccia stabile si trovava ad una profondità maggiore del previsto. Tanto gli ancoraggi quanto i costoni di sostegno furono lasciati nel corpo di frana profondo. Al termine dei lavori si constatò tuttavia che l'intera parete ancorata si muoveva comunque verso la parete posteriore della Chesa Corviglia con una velocità di oltre 1 cm/anno. Gli ancoraggi avevano un carattere permanente e l'edificio non era strutturalmente concepito per riprendere le spinte orizzontali prodotte dal movimento del pendio. La situazione andava pertanto corretta.

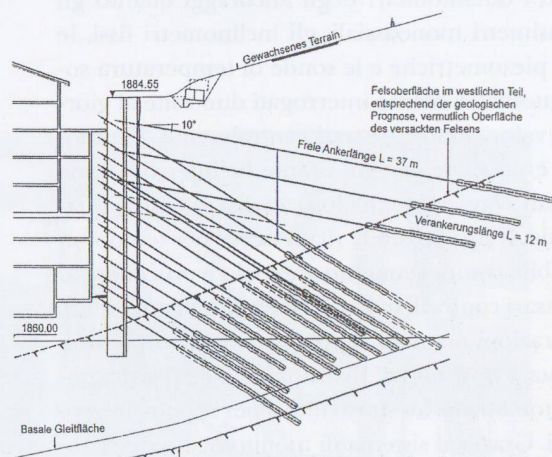
All'inizio degli anni 90 si progettò un intervento di ripristino totale delle funzioni statiche della parete ancorata.

In quest'ambito fu pertanto necessario lo sviluppo di un sistema di monitoraggio complessivo che lavorasse in modo automatico e che rilevasse in ogni momento lo stato della parete e degli ancoraggi. I movimenti generali del pendio sono stati rilevati mediante un sistema a larghe maglie di triangolazione geodetica e di livellazione di precisione. I riferimenti fissi sono collocati in punti geologicamente sicuri. I movimenti della costruzione, della parete ancorata e dell'immediato intorno sono stati rilevati separatamente (spostamenti + assestamenti). Per il controllo geodetico è stato sufficiente una misurazione annua.

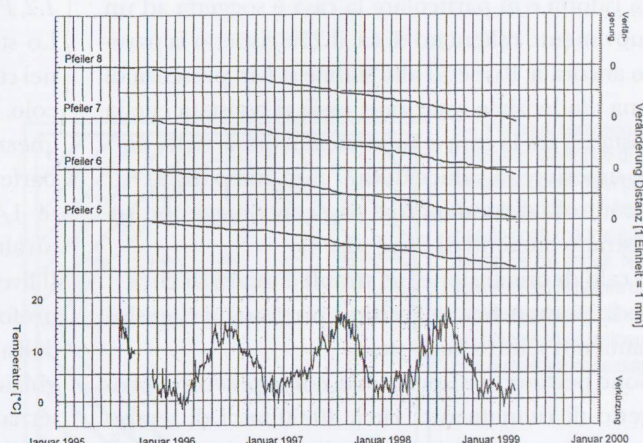
La variazione di inclinazione e la deformazione della parete ancorata sono monitorate sulla base di due verticali inclinometriche inserite nei nuovi costoni intermedi; esse raggiungono la profondità di 35 m situata in una zona stabile. In conseguenza di questo aggancio della verticale inclinometrica con una zona di sottosuolo non sottoposta a movimenti geologici possono essere rilevati, accanto



1 – Chesa Corviglia, St. Moritz, pianta



2 – Chesa Corviglia, St. Moritz, sezione



3 – Variazione della distanza tra casa e costoni.
Variazione della temperatura

agli spostamenti relativi della parete anche quelli assoluti. L'intervallo di misurazione fu ampliato dai sei mesi iniziali ad un anno.

Le forze effettivamente agenti negli ancoraggi sono controllate mediante dinamometri elettrici. Complessivamente sono attivi 17 punti di controllo. La distanza tra la parete della costruzione e la parete ancorata è monitorata con otto distanziometri monoassiali. In questo modo è possibile rilevare il movimento relativo di ciascuno dei vecchi costoni in relazione alla casa.

Il comportamento dei nuovi costoni è invece osservato tramite quattro inclinometri fissi a pendolo (tre uniassiali e uno biassiale).

Tre piezometri a cella elettrica collocati nel terreno retrostante la parete ancorata rivelano l'eventuale variazione di pressione idrostatica nel pendio.

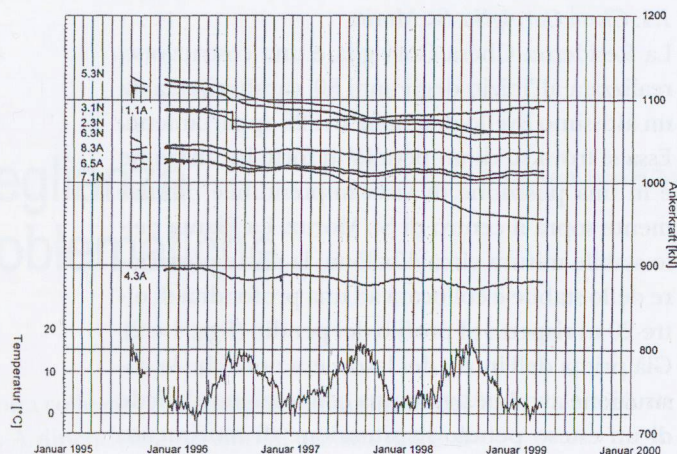
Tanto i dinamometri degli ancoraggi quanto gli estensimetri monoassiali, gli inclinometri fissi, le celle piezometriche e le sonde di temperatura sono automaticamente interrogati due volte al giorno; i valori sono registrati centralmente. Via modem è possibile in ogni istante un'interrogazione dei dati registrati e una loro analisi in tempo quasi reale. È così possibile riconoscere per tempo un possibile comportamento anomalo e procedere ai necessari controlli in sito e ad eventuali interventi. Misurazioni manuali supplementari servono inoltre quale controllo di plausibilità delle registrazioni automatiche. Lo stesso dicasi per i controlli geodetici. Grazie al sistema di monitoraggio descritto è stato possibile stabilire che il pendio sopra la Chesa Corviglia possiede un movimento autonomo di circa 20-60 mm/anno verso valle, dipendente in misura preponderante dall'intensità della fase di disgelo primaverile.

Le strutture ancorate di sostegno del pendio come pure lo stabile seguono il movimento ma in misura ridotta e in particolare la casa è soggetta ad un movimento rallentato di ca. il 25% rispetto la parete ancorata. Rispetto allo stabile si è in presenza di una tendenziale rotazione; ossia si constata che la distanza fra la casa e la parete ancorata, nella parte superiore, si riduce di ca. 7 mm/anno (fig.3).

I controlli dinamometrici degli ancoraggi non registrano aumenti di forze (fig. 4).

Il calo di pretensione nei tiranti è infatti di circa 0 - 2.5% anno. Sin dall'inizio è previsto un ritensione mirato degli stessi.

Sono pertanto a disposizione, come previsto a progetto di risanamento, circa 40-60 anni di tempo (per deformazioni annue medie come quelle indicate) prima di dover procedere a interventi strutturali (fig. 5).

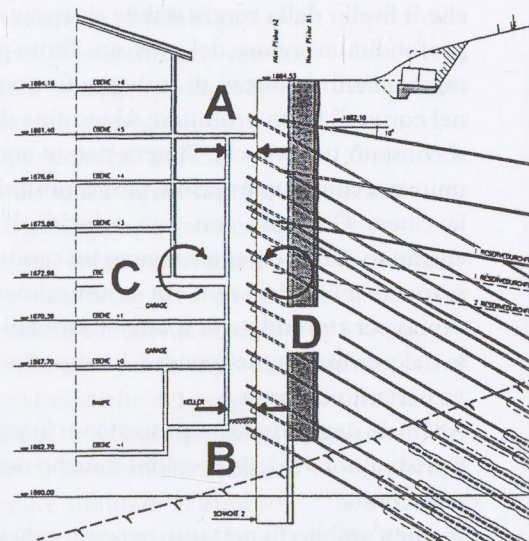


4 - Variazione degli sforzi d'ancoraggio nel tempo

- A: Velocità di convergenza a livello superiore. = 7.6 mm/a
- B: Velocità di convergenza a livello inferiore. = 2.5 mm/a
- C: Ruotazione della casa a seguito degli assestamenti differenziali (La distanza dei punti di livellamento corrisponde ca. alla differenza di quota tra A e B. = 2.5 mm/a
- D: Ruotazione della struttura di sostegno (da i clinometri 1 e 2) = 2.5 mm/a

$$A = B + C + D$$

$$7.6 = \text{ca. } 2.5 + 2.5 + 2.5$$



5 - Considerazioni di plausibilità delle misurazioni di controllo

1.2. Palazzo amministrativo a Schlieren

Lo stabile amministrativo Unterrohr a Schlieren nei cinque piani interrati accoglie un centro di calcolo. La pianta è quadrata con lati di 55 m di lunghezza; la profondità di scavo raggiunge i 25 m. La parte in elevazione dello stabile occupa solamente 1/4 della superficie e raggiunge comunque un'altezza di cinque piani (fig. 6).

Il livello della falda freatica è situato a circa 2 m di profondità. Il terreno di costruzione è costituito, dall'alto verso il basso, di una prima formazione ghiaiosa dello spessore di 10 m, seguito poi da alternanze lenticolari di sabbie fini, limi e argille, le quali si spingono sino a 40-45 m di profondità. Al di sotto di queste v'è una morena di fondo molto compatta.

A causa del livello estremamente alto della falda freatica locale nonché del ridotto peso della parte di stabile fuori terra la problematica legata alla gestione della sottospinta idrostatica è risultata di primaria importanza. Per l'esecuzione della fossa profonda 25 m, per la quale è stato adottato preliminarmente un diaframma perimetrale continuo eseguito con l'ausilio di fanghi bentonitici, fossa scavata a tappe con il metodo delle solette di contrasto sostenute da palificazioni, si è dovuto provocare e gestire un fortissimo abbassamento interno del livello dell'acqua. Non meno importante e difficile la problematica creata dall'elevata sollecitazione statica delle paratie perimetrali e dei pali a trazione.

Le forze di sottospinta risultanti sono trasmesse al terreno laterale e sottostante per il tramite della paratia laterale e dei pali.

Per ottenere un attrito maggiorato lungo il mantello dei pali sono state eseguite sistematicamente iniezioni di cemento.

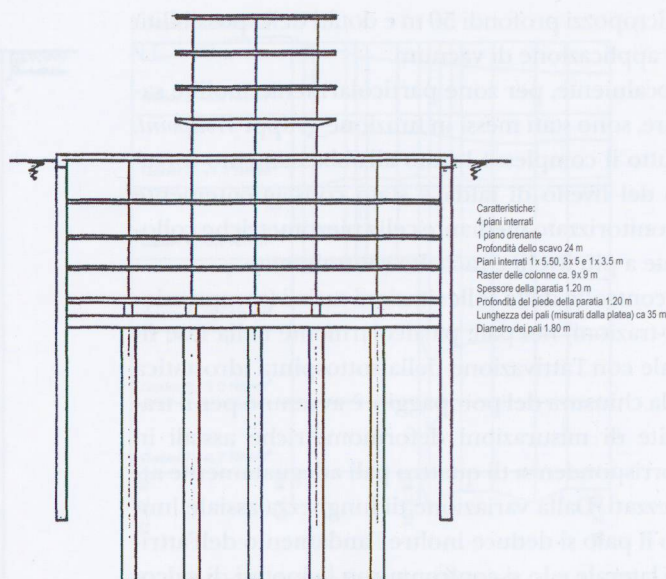
Considerata la lunghezza di getto dei pali (35 m) e la profondità della platea (25 m ca.) è stato necessario procedere a perforazioni della lunghezza complessiva di 60 m; i primi 45 m superiori con rivestimento e un'escavatrice girocolonna, mentre il tratto al piede con benne e l'impiego di sospensioni bentonitiche.

La paratia è caratterizzata da uno spessore di 1.20 m e raggiunge la profondità di 50 m. La prima fase di scavo di 5.50 m, tenuto conto dell'assenza di altre costruzioni a contatto, è stata eseguita senza puntellazione. Dopo l'esecuzione delle solette a quota -1 e 0.0 si è proceduto in successione agli scavi dei livelli 2 sino a 4 inserendo man mano le rispettive solette di contrasto.

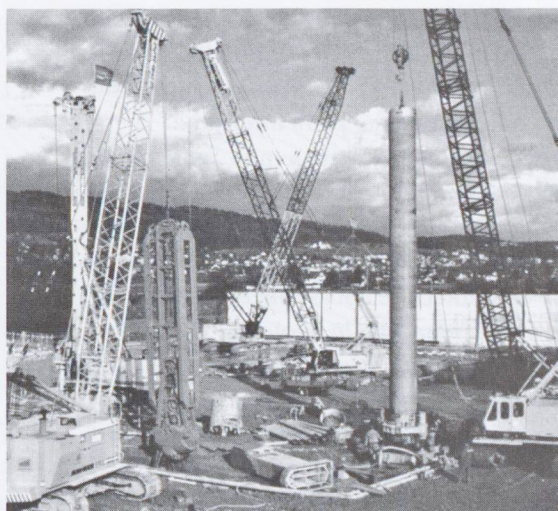
In corrispondenza della quarta fase, a causa dell'aumento delle sollecitazioni e delle deformazioni della paratia, fu necessaria l'adozione del procedimento denominato «con platea di puntellazione» (fig. 7).

All'interno del diaframma perimetrale, al fine di raggiungere in sicurezza il fondo scavo situato a quota -25 m, è stato necessario abbassare il livello freatico di ben 31 m, ossia 6 m oltre il fondo scavo. Ciò era anche in relazione con lo scavo del quinto cantinato (detto anche «piano drenante» per la sua funzione specifica). L'eccezionale abbassamento del livello interno dell'acqua era dettato dalla necessità di mobilitare un valore massimo di spinta passiva del terreno.

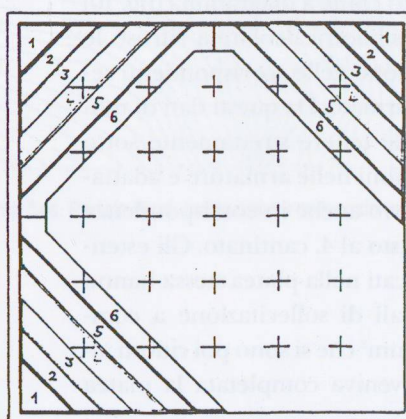
Le ghiaie superiori sono state drenate con l'ausilio di quattro pozzi filtranti di grosso diametro. Per le formazioni sottostanti, granulometricamente più fini furono impiegati, con grande efficacia, otto



6 – Palazzo amministrativo a Schlieren, sezione



7 – Cantiere in fase di realizzazione degli elementi di paratia e dei pali



8 – Platea di contrasto al 4 cantinato. Concetto di posa. Messa in opera della platea di puntellazione in 6 tappe, iniziando contemporaneamente nei tre angoli. Nell'angolo sud-est la platea di contrasto, viste le condizioni più favorevoli di sottosuolo, non è risultata necessaria

micropozzi profondi 50 m e dotati della possibilità di applicazione di vacuum.

Localmente, per zone particolarmente molli e sature, sono stati messi in funzione gruppi *Wellpoint*. Tutto il complesso legato all'abbassamento forzato del livello di falda è stato conseguentemente monitorizzato mediante celle piezometriche collocate a più livelli e raccolte centralmente.

Il controllo delle sollecitazioni assiali (compressioni-trazioni) nei pali, particolarmente nella fase finale con l'attivazione della sottospinta idrostatica alla chiusura del pompaggio, è avvenuto per il tramite di misurazioni deformometriche assiali in corrispondenza di quattro pali adeguatamente attrezzati. Dalla variazione di lunghezza assiale lungo il palo si deduce inoltre l'andamento dell'attrito laterale e lo si confronta con le ipotesi di calcolo e dimensionamento.

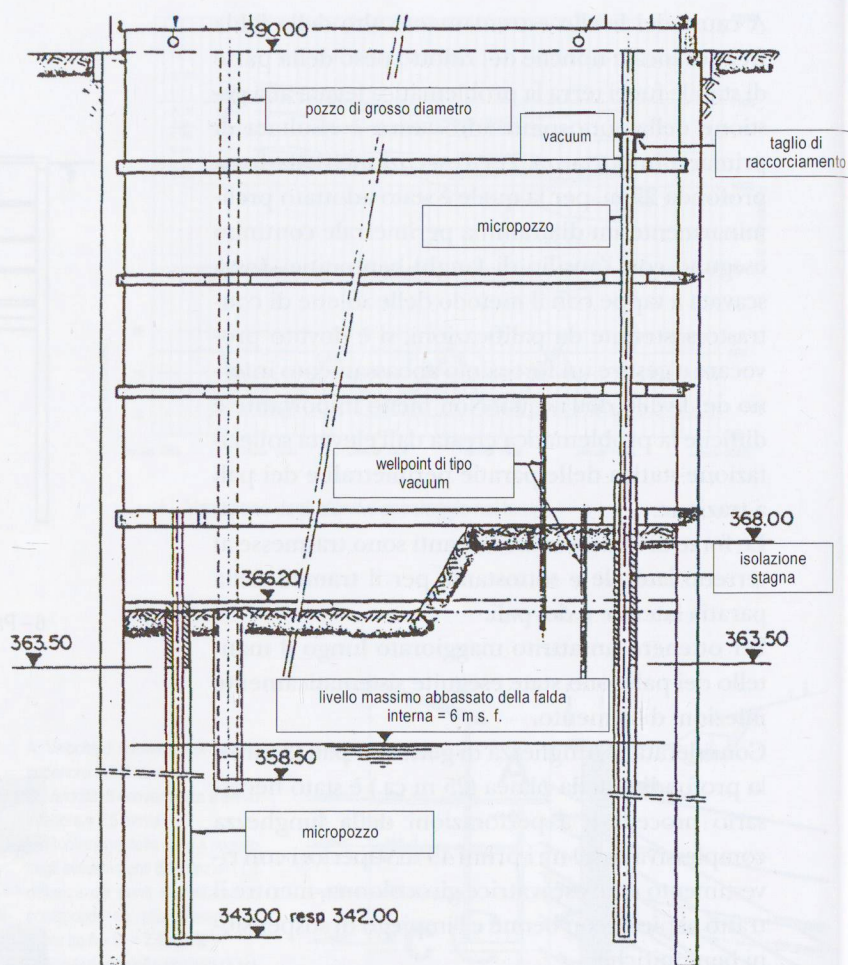
Il controllo importantissimo delle deformazioni in corrispondenza delle paratie fu fatto sulla base di quattro verticali inclinometriche e con una precisione di lettura di oltre 1/100 mm/m.

La gestione e il controllo dell'abbassamento del livello freatico in funzione della profondità di scavo hanno costituito l'aspetto operativo principale delle fasi di realizzazione dei piani interrati.

Il controllo piezometrico in tempo reale unitamente alla contemporanea verifica delle deformazioni della paratia erano essenziali per una corretta analisi dell'attivazione delle spinte di contrasto. Prima di ogni ulteriore abbassamento dello scavo occorreva assicurarsi che le quote del livello d'acqua fossero raggiunte.

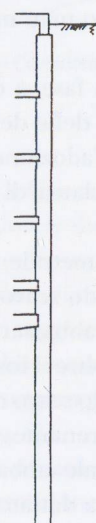
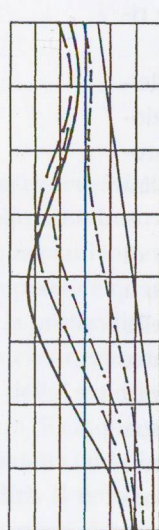
La raccolta centralizzata dell'andamento nel tempo delle pressioni interstiziali e degli incrementi di deformazione hanno consentito di adattare il programma alle condizioni d'avanzamento (accelerando lo scavo in condizioni favorevoli o posticipandolo nell'attesa del raggiungimento dei valori prescritti).

Inclinometro S8 – ad esempio si può citare che le deformazioni della paratia perimetrale hanno presentato un andamento come a diagramma (fig. 10) dal quale è stato possibile ricalcolare a ritroso le sollecitazioni da flessione delle corrispondenti sezioni in calcestruzzo armato. Da questi dati di monitoraggio fu possibile tenere strettamente sotto controllo le sollecitazioni nelle armature e adattare le procedure di scavo anche in corrispondenza della platea di contrasto al 4. cantinato. Gli estensimetri elettrici collocati nella platea stessa hanno mostrato valori iniziali di sollecitazione a compressione pari a 6 N/mm² che si sono poi ridotti alla metà man mano veniva completata la platea stessa (fig. 11).



9 – Palazzo amministrativo a Schlieren.

Schema dell'esaurimento delle acque di filtrazione mediante un sistema combinato di grossi pozzi filtranti, micropozzi a vacuum e lance Wellpoint



10 – Deformazioni delle paratie per differenti fasi di scavo

Durante tutta la fase di scavo e di esaurimento delle acque di filtrazione dal fondo sono stati registrati, mediante un acquametro, i quantitativi complessivi di acqua che filtrava dal fondo scavo. I valori della depressione nei micropozzi a vacuum sono pure stati monitorizzati e collegati a soglie d'allarme.

Tutti questi parametri, confrontati con le soglie di attenzione e di allarme, hanno costantemente riferito sul livello di sicurezza presente in ogni fase di scavo e a lavori conclusi, in situazione d'esercizio normale della costruzione (fase d'utilizzo).

1.3. Galleria Crap Ses, Strada dello Julier Tiefencastel / Savognin

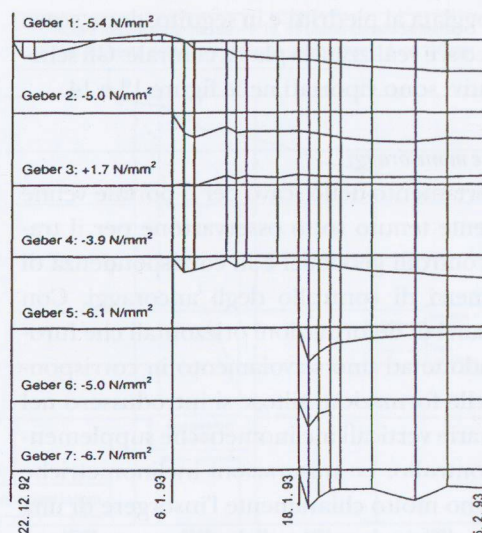
La galleria Crap Ses, di recente costruzione (1992), è un tunnel a due corsie realizzato tra Tiefencastel e Savognin specialmente per eliminare un elevato numero di curve strette, per allargare convenientemente la sezione stradale e per superare un tratto caratterizzato da continue cadute di massi. La lunghezza totale è di 1.5 km situata principalmente in formazioni di dolomia.

In corrispondenza del suo portale nord doveva essere attraversato un tratto di pendio molto ripido, caratterizzato da materiale detritico dolomitico, appoggiato sopra sedimentazioni a granulometria fine e morena molto compatta. L'inclinazione del pendio (superficie detritica) è compresa tra 35° e 38°.

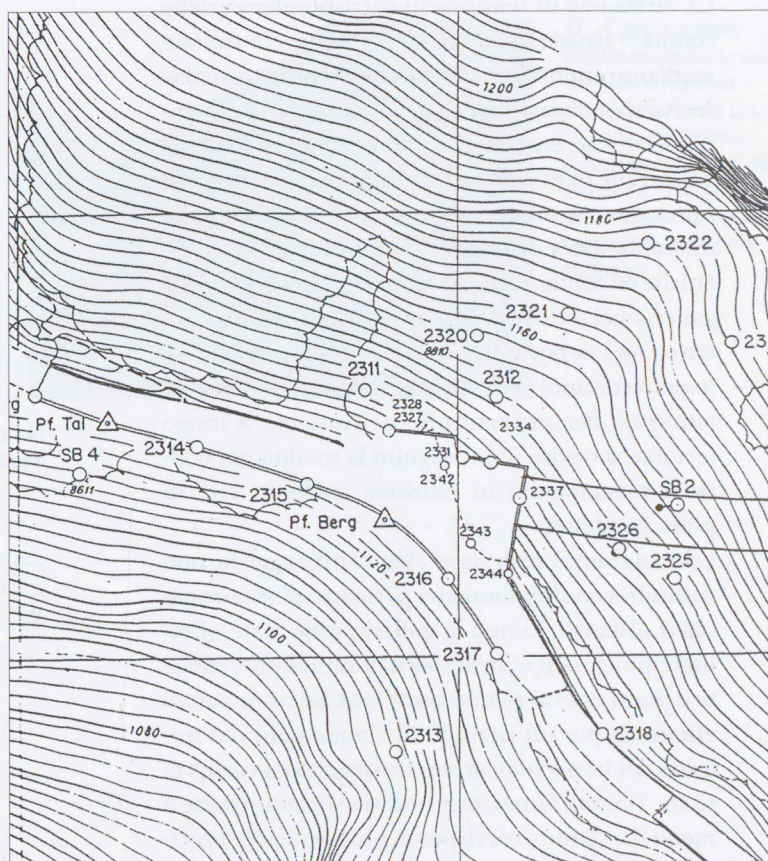
Le fasi realizzative di quest'opera hanno dimostrato, come vedremo, la grande importanza dei sistemi di controllo e di monitoraggio i cui rilevamenti consentono di operare con successo secondo il metodo osservazionale.

La profondità d'intaglio del pendio per il portale nord raggiungeva circa 20 m; le deformazioni che vennero registrate durante le fasi iniziali di costruzione della parete ancorata ad elementi richiesero un ampliamento delle opere di sostegno. Partendo da ponteggi rialzati vennero perforati e posati nuovi tiranti, ancorati profondamente in roccia, in modo da eliminare le puntellazioni provvisorie e assicurare la stabilità di un primo tratto a cielo aperto. Per superare il successivo tratto di pendio insufficientemente stabile venne deciso di realizzare il collegamento con l'avanzamento da sud della galleria inserendo otto settori realizzati con scavo in calotta e messa in opera preventiva di un ombrello di micropali. Il piano di perforazione per le tappe dell'ombrello di micropali era stato preventivamente rialzato di ca. 6 m mediante materiale di scavo del tunnel stesso.

Con le citate otto tappe in calotta venne raggiunta la formazione stabile della roccia. La volta venne



11 – Platea di contrasto a livello del 4. cantinato.
Andamento delle sollecitazioni nel calcestruzzo : misurazioni mediante estensimetri elettrici
(-) Compressione (+) Trazione



12 – Crap Ses, Portale Nord. Indicazione e collocazione dei punti geodetici di controllo

poi appoggiata ai piedritti e in seguito, dopo scavo del nucleo si è realizzata la platea centrale. Gli schemi esecutivi sono riportati nelle figure 13 e 14.

Controlli e monitoraggi

Il comportamento dello scavo per il portale venne inizialmente tenuto sotto osservazione per il tramite di controlli geodetici e in corrispondenza di dinamometri di controllo degli ancoraggi. Con l'accentuarsi di deformazioni orizzontali che furono ricondotte ad uno scivolamento in corrispondenza delle formazioni siltose si introdussero nel pendio varie verticali inclinometriche supplementari di controllo. Le misurazioni inclinometriche mostrarono molto chiaramente l'insorgere di una superficie di scivolamento, d'altra parte anche una deformazione plastica in corrispondenza del materiale soprastante (fig. 15).

Durante lo scavo d'avanzamento le deformazioni della volta portante esterna furono controllate con distanziometri *invar* in corrispondenza di più sezioni.

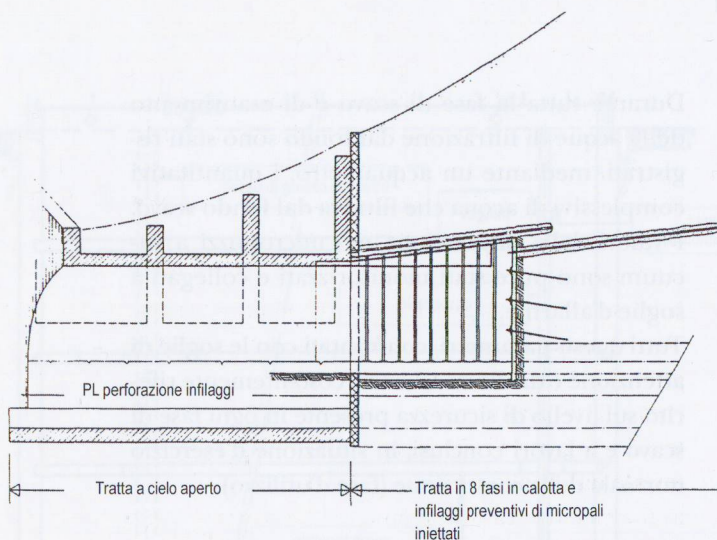
La variazione di tensione in corrispondenza delle centine + *spritzbeton* sono invece state controllate mediante estensimetri incollati sulle strutture stesse. A dipendenza delle fasi d'avanzamento si sono registrati incrementi di carico, per ogni centina, dell'ordine di 80 kN. Le misurazioni di convergenza mostrarono differenze sino a 10 mm sino alla messa in opera della volta portante esterna.

Poiché le fondazioni del tratto a cielo libero e la galleria nel settore di materiale sciolto sono a contatto con i depositi lacustri fini e sovraconsolidati, le deformazioni residue non si erano azzerate totalmente. Per un controllo dell'insieme a lungo termine si decise di proseguire la totalità dei controlli mantenendo in funzione anche la rete di punti geodetici.

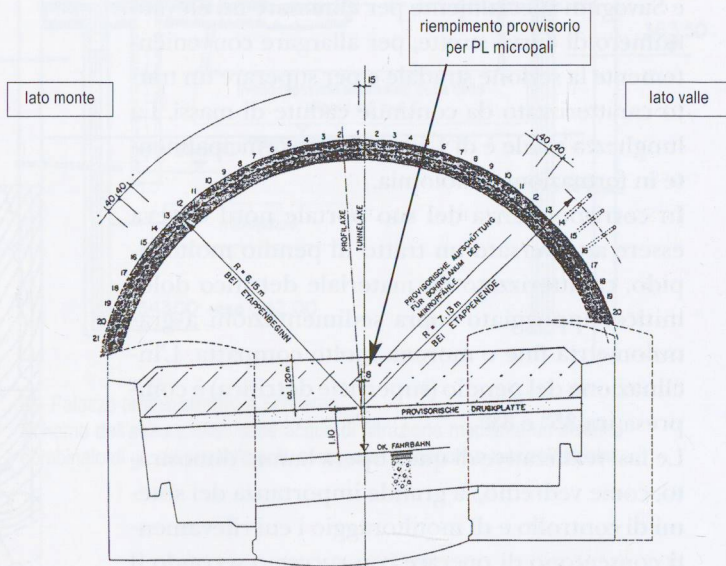
I dinamometri provvisori degli ancoraggi furono sostituiti con dinamometri permanenti interrogabili a distanza. Lungo la galleria sono state effettuate poligonali e livellazioni di precisione, riferite a punti esterni sicuramente fissi. Le misurazioni effettuate per un periodo di cinque anni dal termine dei lavori indicarono deformazioni comprese tra 1-5 mm/anno, che tuttavia si sono ridotte a meno di + 2 mm, corrispondentemente alla precisione di misurazione (fig. 16).

1.4. Portale sud della galleria ferroviaria di base Altran-sit a Bodio

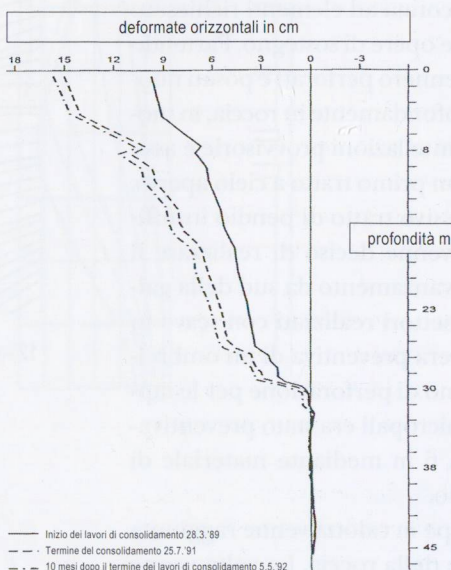
L'oggetto che segue si riferisce all'approccio progettuale e alla metodica adottata per l'esecuzione e il controllo delle opere preliminari di sostegno nell'area accogliente il portale della galleria di base.



13 – Crap Ses, Sezione longitudinale lungo il tratto in materiale sciolto. Tappe 1 e 2



14 – Crap Ses, sezione in corrispondenza del tratto in materiale sciolto, con cunicoli, piedritti e ombrello di micropali.



15 – Inclino 5. Deformazioni registrate durante il periodo d'intervento e poi durante i primi 10 mesi di osservazione a conclusione dei lavori di consolidamento. Queste deformazioni si riferiscono ad una verticale situata a livello del cunicolo a valle.

Queste opere in fase definitiva saranno rese invisibili poiché sarà creato un nuovo portale artificiale più a sud e l'intera tratta tra quest'ultimo e l'attuale imbocco di cantiere verrà messa artificialmente in sotterraneo e ricoperta con un terrapieno.

Il portale di cantiere, in considerazione del tracciato scelto sulla base di molteplici vincoli tecnici ed economici, viene a ritrovarsi purtroppo al piede di una grossa frana da crollo. Il pendio, creatosi naturalmente nel corso degli ultimi millenni a seguito di successive fasi di stacco di materiale dal fianco roccioso è costituito di blocchi in matrice media-grossolana molto compatta, intercalato tuttavia anche da vuoti.

La porzione più superficiale di questo cono da crollo è meno stabile rispetto agli strati profondi e l'inclinazione del pendio (34° - 36°) si avvicina ai valori, proposti dall'analisi geologica preliminare, per l'angolo di attrito medio del materiale stesso. Alla luce di questa pur sommaria descrizione si capisce che la realizzazione di un intaglio, e poi di una doppia galleria, esattamente al piede di un pendio con queste caratteristiche non sarebbe stata un'operazione priva di notevoli difficoltà e di rischi.

Concetto della costruzione

Il concetto della variante di progetto messa a concorso introduce alcune modifiche importanti per quanto concerne la tecnica esecutiva e le dimensioni dei pali di sostegno dell'intaglio.

La scelta di pali trivellati del diametro di 1500 mm non era dettata da considerazioni di carattere statico quanto piuttosto dalla necessità di adattare il diametro di trivellazione alle dimensioni medie del materiale di frana.

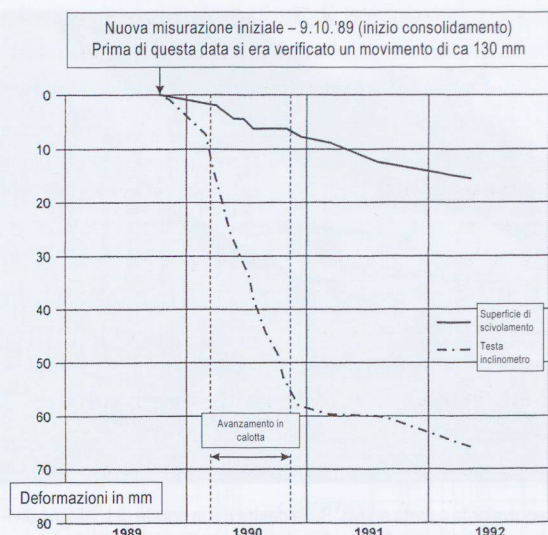
Le dimensioni ricorrenti dei blocchi costituenti il corpo di frana raggiungono 2-3 m con possibilità locale di trovare elementi del diametro equivalente alla sezione di galleria.

L'adozione di una tecnica tradizionale di perforazione per pali trivellati non è quindi raccomandabile in quanto non basterebbe l'uso di uno scalpello a fondo foro per consentire un avanzamento economicamente sopportabile.

Venne pertanto proposta l'adozione di una fase preliminare di presplitting in corrispondenza di ogni palo da trivellare.

Come vedremo questo procedimento basato sull'uso di brillamenti sistematici dei blocchi richiede una verifica preliminare degli effetti vibratori in corrispondenza del pendio e dei pali vicini di recente esecuzione.

La palificata è poi dotata di due livelli di ancoraggi provvisori (tre in corrispondenza dei due portali) e di puntelli d'angolo.



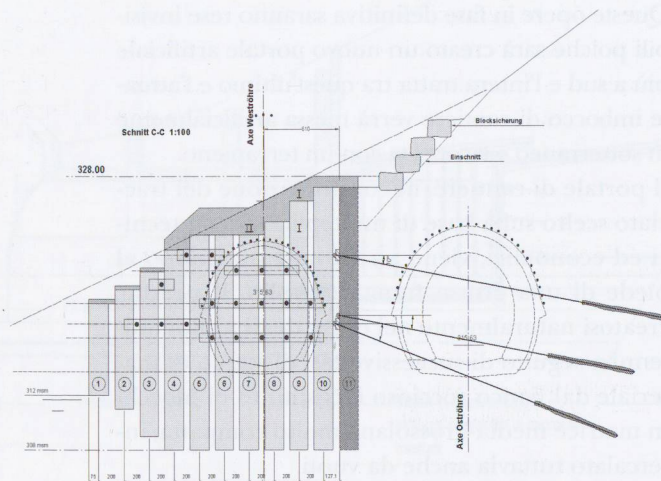
16 - Registrazione dei movimenti nel tempo lungo due quote determinanti (superficie di taglio risp. testa dell'inclinometro)



17 - Il disboscamento preliminare consente una valutazione realistica delle dimensioni dei blocchi costituenti il terreno di costruzione. I portali delle due canne ovest (a sinistra) debbono essere collocati circa al centro della fotografia



18 – Vista equivalente a metà scavo. Sulla destra c'è la parete di sostegno divisoria tra le canne ovest e est. È in perforazione e posa il secondo livello d'ancoraggio



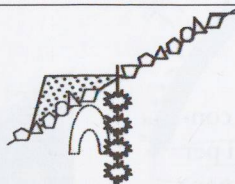
19 – Sezione trasversale dell'imbocco della galleria di base AlpTransit. Vista del portale ovest con le palificazioni di sostegno. La quota 328.0 corrisponde grosso modo al piano di lavoro per la trivellazione e il presplitting dei pali

Il Piano di controllo e di sicurezza (presplitting)

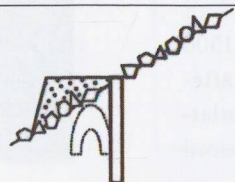
La realizzazione dei pali è collegata con le seguenti considerazioni schematiche di controllo:

Parti d'opera

- Rottura e sminuzzamento dei blocchi;
- Presplitting



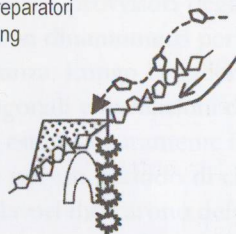
- Perforazione dei pali D=1500 mm;



Azioni

Lavori preparatori

- Lavori preparatori
- Presplitting



Situazione di rischio

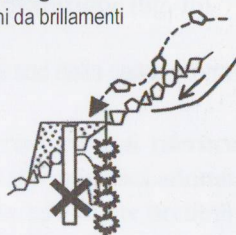
- Instabilità dell'intaglio
- Spostamento - ribaltamento o caduta di blocchi - assestamenti

Controlli / Misure di sicurezza

- Controlli sismometrici
- Altri controlli:
 - Visivi
 - Sigilli - spie
 - Controlli geodetici su di una rete di punti

Presplitting

- Vibrazioni da brillamenti



Rischio

- VR eccessivo
- Danneggiamento di pali
- Caduta di blocchi

Controlli / Misure di sicurezza

- Attrezzature e macchinari adeguati
- Definizione delle cariche in funzione della Distanza D dall'oggetto più vicino e della resistenza del calcestruzzo
- Controlli vibratori con registrazione di V_x, V_y, V_z in mm/sec
- Analisi delle frequenze f (Hz)

Influsso del presplitting

Per la valutazione pratica e il controllo preliminare in sito si è fatto capo alle seguenti considerazioni e controlli:

1. Propagazione delle onde

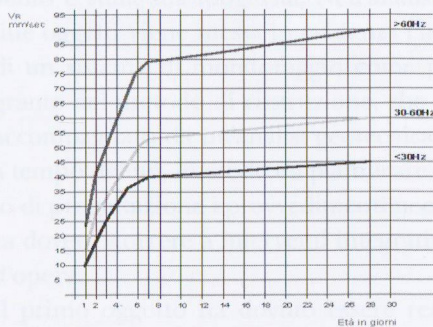
Definizione di VRmax (mm/sec) in funzione dell'evoluzione della resistenza del calcestruzzo
Norma SN 640 312a

2. Classi di sensibilità (pali)

Classe 1: molto poco sensibile
Frequenza dell'azione: saltuaria
(max. 3+4 brillamenti al giorno)

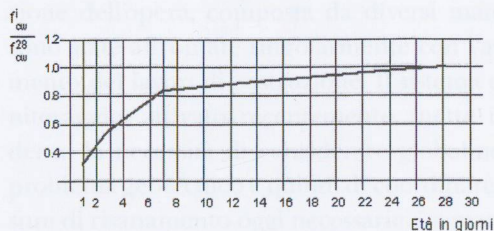
3. Valori di riferimento per le costruzioni

Frequenze	<30 Hz	30-60 Hz	> 60Hz
VR (mm/sec)	45	60	90



$$20 - VR = f\{f; t\}$$

4. Sviluppo della resistenza del calcestruzzo

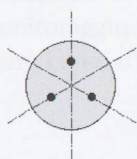


$$21 - f_{cw} / f_{cw}^{28}$$

5. Schema di lavoro per il presplitting

In corrispondenza di ogni futuro palo sono previste tre perforazioni verticali con tecnica «martello a fondo foro»; per ogni blocco di diametro > 40 cm sono annotate profondità e dimensione. Le cariche sono poi collocate esattamente nei baricentri dei blocchi all'interno di tubi PE.

Schema di brillamento



Diametro del palo: $D = 1500 \text{ mm}$
Perforazione per presplitting:
 $D = 114.3 \text{ mm}$
Tubo HDPE 73x5 mm
Carica $\rightarrow$
Per DbL. > 0.40

6. Controlli di sicurezza in situazioni di sovrapposizione presplitting-getto dei pali

Per consentire un avanzamento rapido della palificazione a sovrapposizione di fasi è inevitabile.

I controlli vibratori sono consistiti in due fasi:

- Fase di test (brillamenti di taratura)
- Fase esecutiva (brillamenti esecutivi)

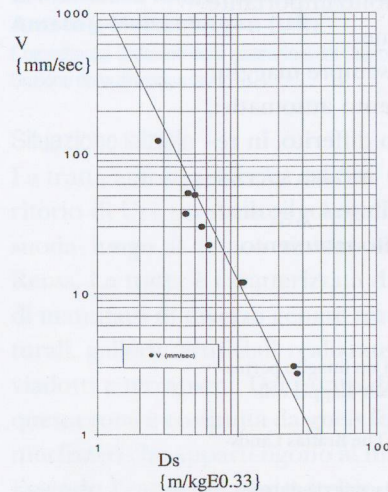
$$V_{\max} = f(D, Q^{1/3})$$

dove

Q : quantitativo di carica in kg

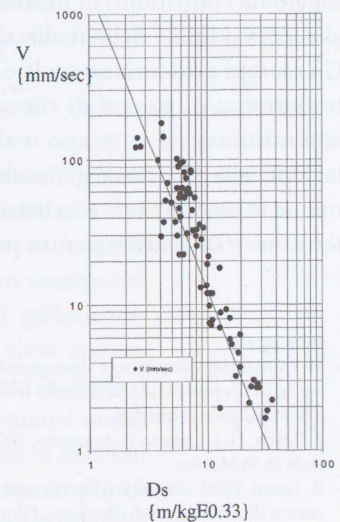
D : distanza tra il baricentro dell'insieme delle cariche e il geofono (palo più vicino risp. scarpate critiche)

Brillamenti di taratura

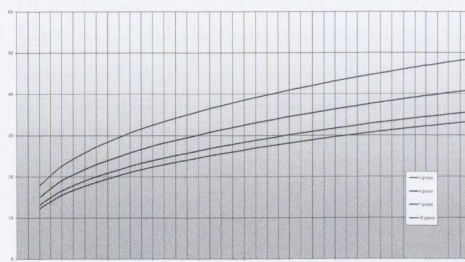


22 - Rilievi sismici

Totalità dei brillamenti



Sulla base del modello di taratura e dei rilievi successivi sono state dimensionate le cariche per i brillamenti successivi in funzione dei valori ammissibili di vamm (velocità di vibrazione) (SN 640 / 312 + SIA 162).



23 - Distanza minima (m) baricentro-carica / palo (quantità in kg)



24 - Con il medesimo sistema di controllo sono poi controllate le vibrazioni in fase di perforazione a rotazione

1.5 Ricapitolazione

Il controllo mediante monitoraggio strumentale di costruzioni e del loro immediato intorno permette di ampliare notevolmente il livello di sicurezza durante le fasi di realizzazione, inoltre è più agevole ottenere informazioni in tempo reale ed evitare inconvenienti, che se non fossero affrontati per tempo, potrebbero rivelarsi in seguito di difficile gestione.

Il presente contributo descrive quattro esempi concreti di oggetti per i quali la sorveglianza mediante sistemi più o meno complessi di monitoraggio ha contribuito in misura molto importante al successo finale della realizzazione.

Gli esempi evidenziano inoltre la sempre maggior importanza di sistemi di rilevamento automatici, con misurazione in tempo reale o differito, in relazione alla sicurezza generale e locale, specialmente in associazione con ben definite soglie di attenzione e di allarme per un pronto intervento.

Bibliografia

- H. J. Gysi, 1999 «Istoriato e risanamento di un intaglio permanente in un pendio in movimento lento». SUP-Rapperswil + Schulungszentrum TFB.
- I. Sterba, H. J. Lang u. P. Ammann, 2000, «The Brattas Landslide in St. Moritz»
- R. Leoni, 2002, «AT-Bodio, Portale sud della galleria di base: parete di pali di grosso diametro, Giornata SGBF»
- A. Thut et. al., *Monitoring during Construction in Urban Areas*. Proc. 2nd Int. Conference on Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering