



*Centro Internazionale di  
Aggiornamento Sperimentale – Scientifico*

SEMINARIO SUL TEMA  
“EVOLUZIONE NELLA SPERIMENTAZIONE  
PER LE COSTRUZIONI”

---

Prof. Francesco Colleselli – Università degli Studi di Brescia - DICATAM  
*“Recenti sviluppi sul monitoraggio delle strutture di fondazione”*





## RECENTI SVILUPPI SUL MONITORAGGIO DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

F. Colleselli e A. Sanzeni

Università degli Studi di Brescia  
DICATAM  
Via Branze 43, 25123 Brescia, Italy

### *Sommario*

*La memoria presenta alcune moderne e avanzate tecniche per il monitoraggio delle opere di fondazione. Viene descritto un articolato sistema di controllo della risposta di una struttura esistente in adiacenza a uno scavo di grandi dimensioni. Vengono illustrate inoltre le moderne tecniche di monitoraggio e controllo delle fondazioni su pali, per i quali sono previste in conformità alle nuove normative tecniche, oltre alle tradizionali prove di carico statiche, anche le prove dinamiche ad alto livello di deformazione. Infine, vengono presentate le prove di tipo geofisico, sia sismiche che elettriche, condotte allo scopo di definire le caratteristiche e le geometrie di strutture di fondazione esistenti.*

## 1 PREMESSE

Il monitoraggio delle opere e strutture di fondazione costituisce un aspetto di primaria importanza nella moderna ingegneria civile e trova applicazione sia in situazioni di strutture esistenti sia anche nel caso di quelle di nuova costruzione. In tal senso le finalità del monitoraggio possono essere assai diverse. Da un lato è possibile ottenere informazioni sulla risposta di una struttura esistente rispetto a sollecitazioni che provengono dall'ambiente esterno, quali ad esempio l'effetto di uno scavo nell'intorno o al di sotto della struttura, oppure l'effetto dell'abbassamento della falda per cause naturali o artificiali (aggottamento), l'effetto di vibrazioni indotte dal traffico veicolare o da lavorazioni etc. Dall'altro, il controllo delle fondazioni di nuova costruzione può fornire utili indicazioni in merito alla corretta progettazione o costruzione dell'opera e in merito al comportamento delle fondazioni nella più probabile condizione di esercizio.

Il monitoraggio delle fondazioni è generalmente oggetto di una specifica progettazione ed è opportunamente previsto nel caso della costruzione di opere caratterizzate da una significativa interazione con il terreno, come ad esempio fondazioni profonde, scavi in sotterraneo, scavi profondi a cielo aperto, interventi su pendii artificiali o naturali.

Nel caso delle strutture esistenti, le difficoltà di accesso impongono di ricorrere a misure indirette, legate cioè al comportamento globale della struttura in elevazione, misure strettamente correlate al comportamento delle fondazioni. Nel caso delle strutture di nuova costruzione, l'accessibilità alle opere di fondazione è in genere garantita. Ciò, se da un lato consente di monitorare direttamente la risposta della fondazione alle sollecitazioni esterne, dall'altro pone il problema di identificare le più probabili condizioni di esercizio della fondazione e di porre in atto procedure efficaci e al contempo economiche per simulare tali condizioni in maniera quanto più realistica possibile.

Nel seguito, dopo aver richiamato i riferimenti normativi che riguardano questo tema, verranno presentate alcune applicazioni e tecniche di monitoraggio per il controllo delle opere di fondazione di strutture esistenti e di strutture di nuova costruzione.

## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Il monitoraggio delle fondazioni e più in generale delle opere geotecniche è richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale n. 29 del 14/01/2008 (NTC 2008). In particolar modo per quanto attiene alla progettazione geotecnica in termini generali, nel paragrafo 6.2 "Articolazione del progetto" si afferma che: "il progetto delle opere e dei sistemi geotecnici deve articolarsi nelle seguenti fasi: [...] 6. piani di controllo e monitoraggio". Nel paragrafo 6.2.4 "Impiego del metodo osservazionale" si stabilisce che "nei casi in cui a causa della particolare complessità della situazione geotecnica dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese e approfondite indagini permangono documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase costruttiva, la progettazione può essere basata solo sul metodo osservazionale". Nell'applicazione di tale metodo, un ruolo importantissimo riveste l'istituzione di un "adeguato sistema di monitoraggio in corso d'opera, con relativi piani di controllo, tale da consentire tempestivamente l'adozione di una delle soluzioni alternative previste, qualora i limiti indicati siano raggiunti".

Ancora nel paragrafo 6.2.5 “Monitoraggio del complesso opera-terreno” si afferma che “Il monitoraggio del complesso opera-terreno e degli interventi consiste nella installazione di un’appropriata strumentazione e nella misura di grandezze fisiche significative - quali spostamenti, tensioni, forze e pressioni interstiziali - prima, durante e/o dopo la costruzione del manufatto.

Il tema del monitoraggio trova ancora spazio nel Capitolo 6 delle NTC 2008 nei paragrafi dedicati alla stabilità del pendio (par. 6.3.6), alle fondazioni profonde (par. 6.4.3.6 e 6.4.3.7), alle opere in sotterraneo (par. 6.7.6), alle opere in materiali sciolti e fronti di scavo (par. 6.8.5), al miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce, al consolidamento geotecnico di opere esistenti e nel campo delle discariche controllate di rifiuti e depositi di inerti (par. 6.9.2, 6.10.4 e 6.11.2.2).

### **3 MONITORAGGIO DELLE FONDAZIONI NEI CONFRONTI DI UN PROBLEMA DI SICUREZZA**

Sempre più di frequente si verifica il problema, soprattutto in contesti fortemente urbanizzati, in cui la costruzione di nuove opere può costituire fonte di criticità per la sicurezza delle costruzioni esistenti al contorno. Il monitoraggio in questo caso deve essere parte integrante della progettazione della nuova struttura.

La costruzione di un nuovo parcheggio interrato nella città di Brescia ha richiesto l’esecuzione di uno scavo di grandi dimensioni (Figura 1a e Figura 1b, dimensioni in pianta 130 m x 25 m, profondità di scavo da 14,5 a 19,5 m). La Committente dell’opera è Brescia Infrastrutture S.r.l., il progetto costruttivo è stato redatto dalla società Pro Iter S.r.l. (Milano) e l’impresa costruttrice generale è la PAC S.p.a. (Brescia).

Lo scavo per la costruzione del parcheggio è stato sostenuto da una paratia continua con più ordini di tiranti, costituita da pannelli di diaframma in c.a. gettati in opera (Figura 1c). Il cantiere è ubicato in un’area fortemente urbanizzata, in prossimità del sedime delle antiche mura della città, nei pressi del Castello di Brescia sul Colle Cidneo, realizzate tra il XV e XVI secolo durante la dominazione della Repubblica di Venezia (Figura 1) [1].

L’area di intervento ha subito numerose trasformazioni nel tempo e, in particolare, tra ‘800 e ‘900 è stata oggetto delle prime urbanizzazioni. Il lato Est del cantiere è delimitato da una estesa muratura in pietrame non legato, di altezza complessiva pari a circa 7,0 m, sulla cui sommità sono state progressivamente edificate delle strutture ad uso residenziale e terziario.

La presenza degli edifici al contorno dello scavo, già ammalorati e in precarie condizioni, ha influito in modo significativo sul progetto ed esecuzione del parcheggio ed ha richiesto l’installazione di un articolato sistema di monitoraggio in grado di controllare pressoché in continuo il comportamento della paratia e degli edifici al contorno e avvertire tempestivamente la Direzione dei Lavori e l’impresa esecutrice.

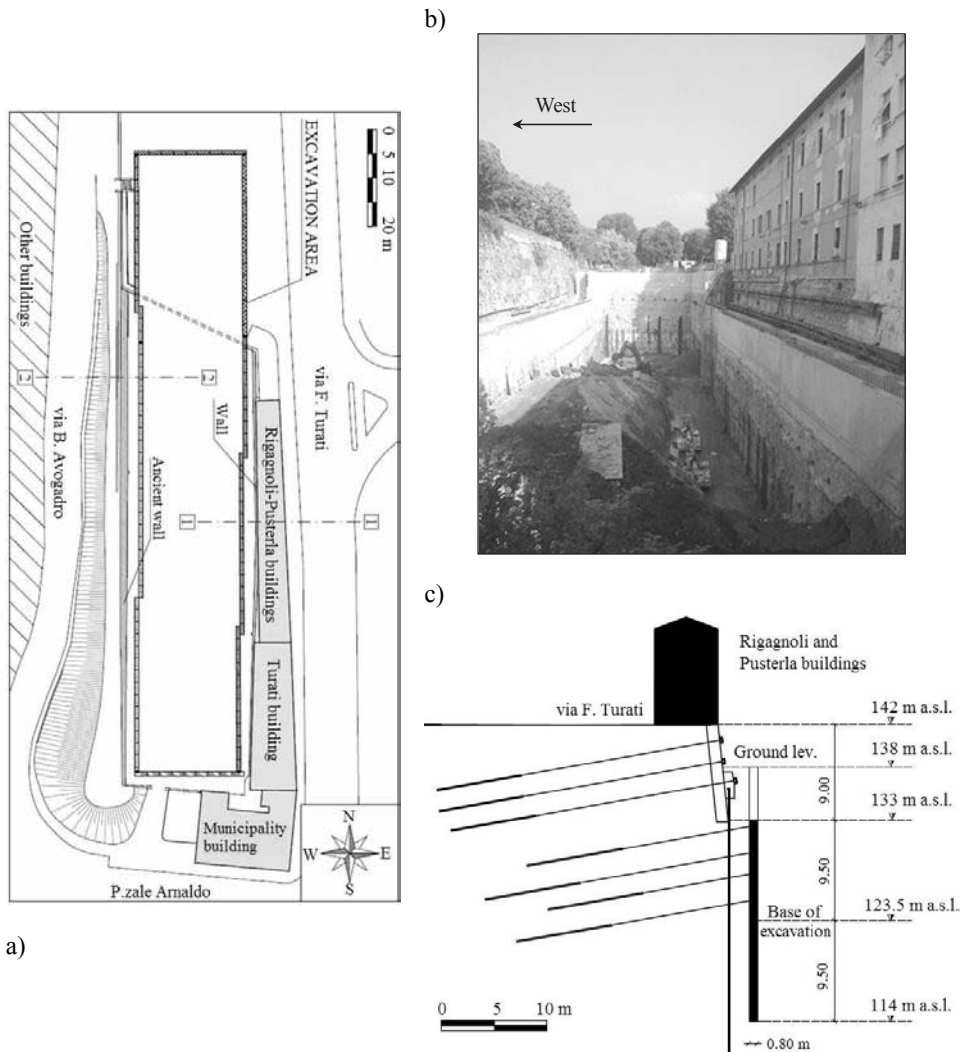


Figura 1: a) Planimetria; b) immagine fotografica cantiere; c) schema costruttivo del parcheggio interrato di Piazzale Arnaldo a Brescia

Prima dell'inizio dello scavo per la costruzione del parcheggio è stato realizzato un intervento di consolidamento e placcaggio del muro Est esistente, mediante l'installazione di tiranti provvisori, una struttura di contenimento metallica (anch'essa provvisoria) e una sottofondazione di micropali (Figura 1c). Il sistema di monitoraggio ha incluso l'installazione di tubi inclinometrici (nei pannelli di diaframma) e celle di carico sulle teste di alcuni tiranti di ancoraggio per osservare il comportamento della paratia durante le operazioni di scavo e installazione dei tiranti di ancoraggio. Grande attenzione è stata posta alla sicurezza degli edifici al contorno e all'osservazione del

comportamento durante la costruzione del parcheggio. In corrispondenza del muro Est (che funge da fondazione per gli edifici al contorno), è stata installata una stazione vibrometrica per controllare le vibrazioni indotte dalle attività di consolidamento e del successivo scavo. In corrispondenza della sommità del muro è inoltre stata installata una catena di elettrolivelle per la misura in tempo reale dei cedimenti. Gli edifici affacciati sul futuro parcheggio sono stati sottoposti a una intensa attività di monitoraggio mediante stazione topografica totale automatizzata. La stazione è stata programmata per rilevare automaticamente ogni due ore lo spostamento verticale e orizzontale di circa 60 elementi riflettenti (microprismi) installati sulle facciate Ovest e Nord degli edifici posti sul perimetro di scavo.

Il monitoraggio è stato completato dalle seguenti: a) installazione di un numero consistente di fessurimetri a corda vibrante per monitorare l'ampiezza di lesioni nuove o esistenti sulle facciate degli edifici; b) misure topografiche manuali di livellazione intorno al perimetro degli edifici per il controllo dei cedimenti verticali; c) misure manuali di apertura di lesioni nuove ed esistenti all'interno degli edifici; d) misura locale automatica delle temperature. L'installazione dei sistemi di monitoraggio e la creazione del sito web per la pubblicazione delle misure sono state affidate dalla ditta GD Test S.r.l. (Torino).

La stazione vibrometrica è in grado di acquisire simultaneamente i dati di tre geofoni triassiali, di restituire in continuo i valori massimi di velocità di vibrazione (nelle tre componenti) e di registrare i vibrogrammi degli eventi superiori a una determinata soglia di innesco (trigger). Per il controllo delle vibrazioni si è fatto riferimento alla classe più cautelativa della norma DIN 4150-03 che fornisce i valori massimi accettabili di velocità di picco in funzione della frequenza d'onda e del tipo di struttura e sua destinazione d'uso. A titolo di esempio, la Figura 2 mostra i grafici dell'andamento nel tempo dei picchi di velocità nelle tre direzioni (Figura 2a) e il grafico della velocità di picco in funzione della frequenza e confronto con soglie DIN 4150-03 (Figura 2b).

Il monitoraggio in continuo dei cedimenti differenziali lungo il lato Ovest del corpo fabbrica è stato realizzato mediante un allineamento di tredici elettrolivelle costituite da sensori inclinometrici elettrolitici monoassiali orizzontali ad alta risoluzione (prodotti dalla ditta Soil Instruments, modello TLT-CF FS= $\pm 0.45^\circ$ , accuratezza  $\pm 0.005^\circ$ ), accoppiati solidalmente a barre in profilato di alluminio di lunghezza variabile tra 2,5 e 3,0 m e dotati di trasmettitore wireless con acquisizione in continuo a cadenza di 15 minuti. La catena di elettrolivelle è stata predisposta alla base del muro in pietrame sul quale sono fondati gli edifici al contorno (facciata Ovest degli edifici), ed è stata corredata da un termometro elettrico per la verifica delle variazioni termiche. La Figura 3 mostra l'installazione della catena di elettrolivelle prima dell'avvio degli scavi; la Figura 4 riporta alcuni dettagli del monitoraggio: ubicazione dello strumento; dati dell'apparecchiatura; grafico dell'abbassamento relativo nel tempo (unità: mm al metro lineare di catena livellometrica); andamento nel tempo della temperatura esterna nei pressi degli strumenti.

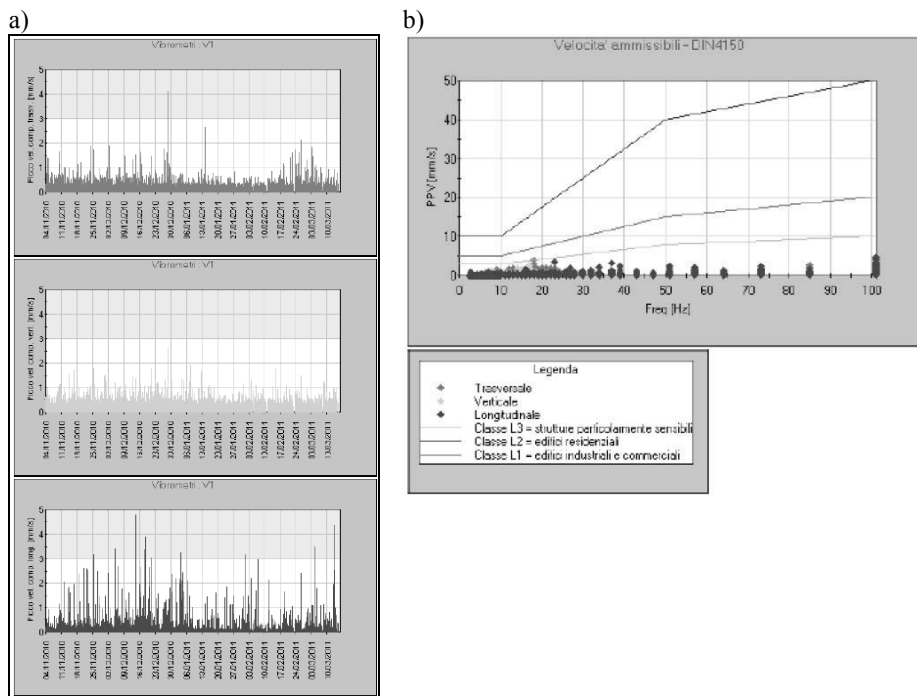


Figura 2: Misure di velocità di picco nelle tre direzioni e confronto con le velocità ammissibili secondo la norma DIN 4150-03



Figura 3: Installazione della batteria di elettrolivelle in corrispondenza delle fondazioni degli edifici



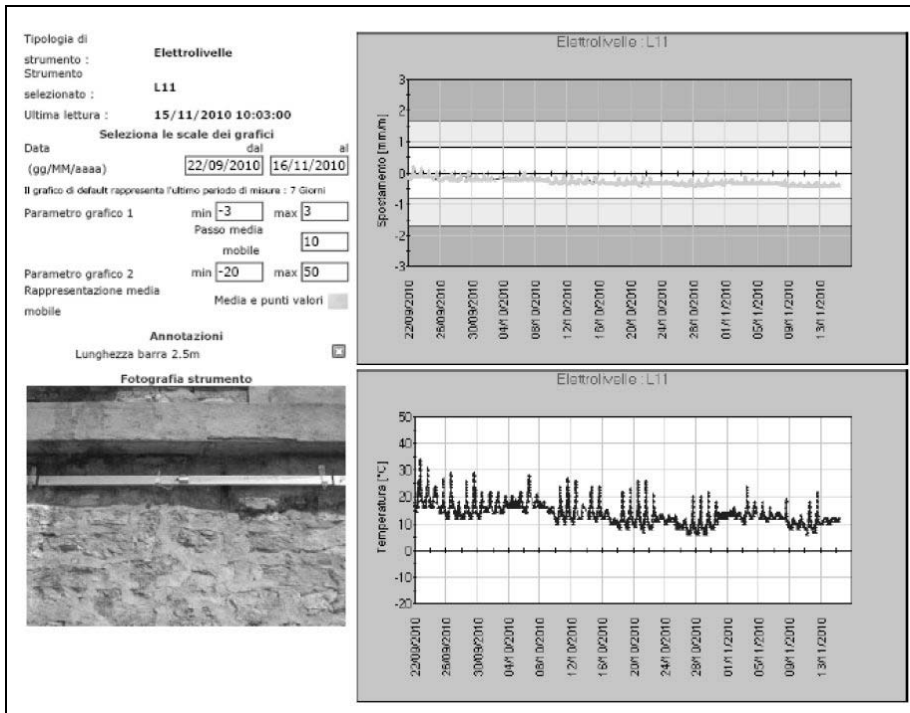


Figura 4: Monitoraggio del cedimento differenziale misurato da una elettrolivella

Come detto, gli edifici affacciati sul futuro parcheggio sono stati sottoposti a una intensa attività di monitoraggio mediante stazione topografica totale automatica.

Lo strumento utilizzato è una stazione totale Leica TCA2003 ad alta precisione, installata su supporto rigido (pilastro su ancoraggi, Figura 5a) e opportunamente protetta. Sulle facciate Ovest e Nord degli edifici al contorno sono stati posizionati circa 60 punti di controllo (microprismi) disposti lungo allineamenti verticali (sezioni) costituite da 3 o 4 livelli ciascuna (Figura 5b).

La ripetibilità delle misure è stata ottenuta attraverso la collimazione di 5 punti di riferimento (macropismi) installati esternamente all'area di cantiere. Ciascun punto di controllo è stato rilevato, durante ogni sessione di misura, con quattro passaggi successivi (il ciclo completo di lettura di tutti i punti di controllo e di riferimento ha una durata di circa 2 ore).

La distribuzione superficiale dei punti di controllo sugli edifici secondo diversi livelli ha consentito di determinare la rotazione rigida della struttura (verticalità) come differenza delle componenti normali alle facciate fra i livelli superiori e quelli di base. Analogamente, le componenti verticali degli spostamenti rilevati hanno consentito di calcolare, note le posizioni planimetriche dei punti di controllo, i cedimenti differenziali fra punti adiacenti necessari per valutare il comportamento degli edifici durante lo scavo per la costruzione del parcheggio.

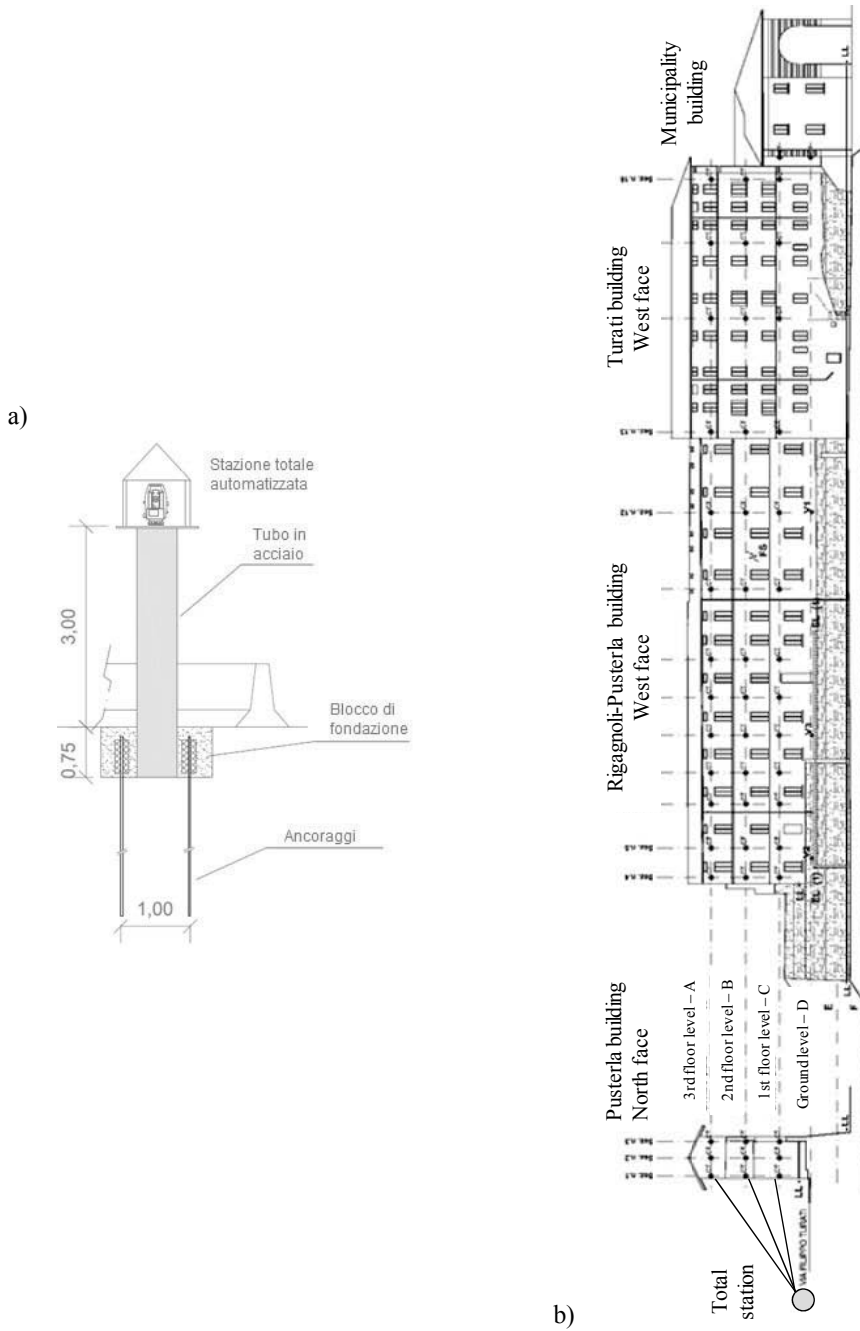


Figura 5: a) Schema della stazione totale, b) disposizione microprismi sulle facciate degli edifici monitorati

A titolo di esempio, la Figura 6 illustra l'andamento dello spostamento orizzontale nel tempo di uno dei 60 punti di controllo installati (Figura 6a), l'andamento della verticalità di una sezione di controllo (6b, costituita da 3 prismi allineati verticalmente), e l'interpretazione delle misure della stazione totale in termini di spostamenti orizzontali della facciata Ovest degli edifici al contorno del cantiere (6c).

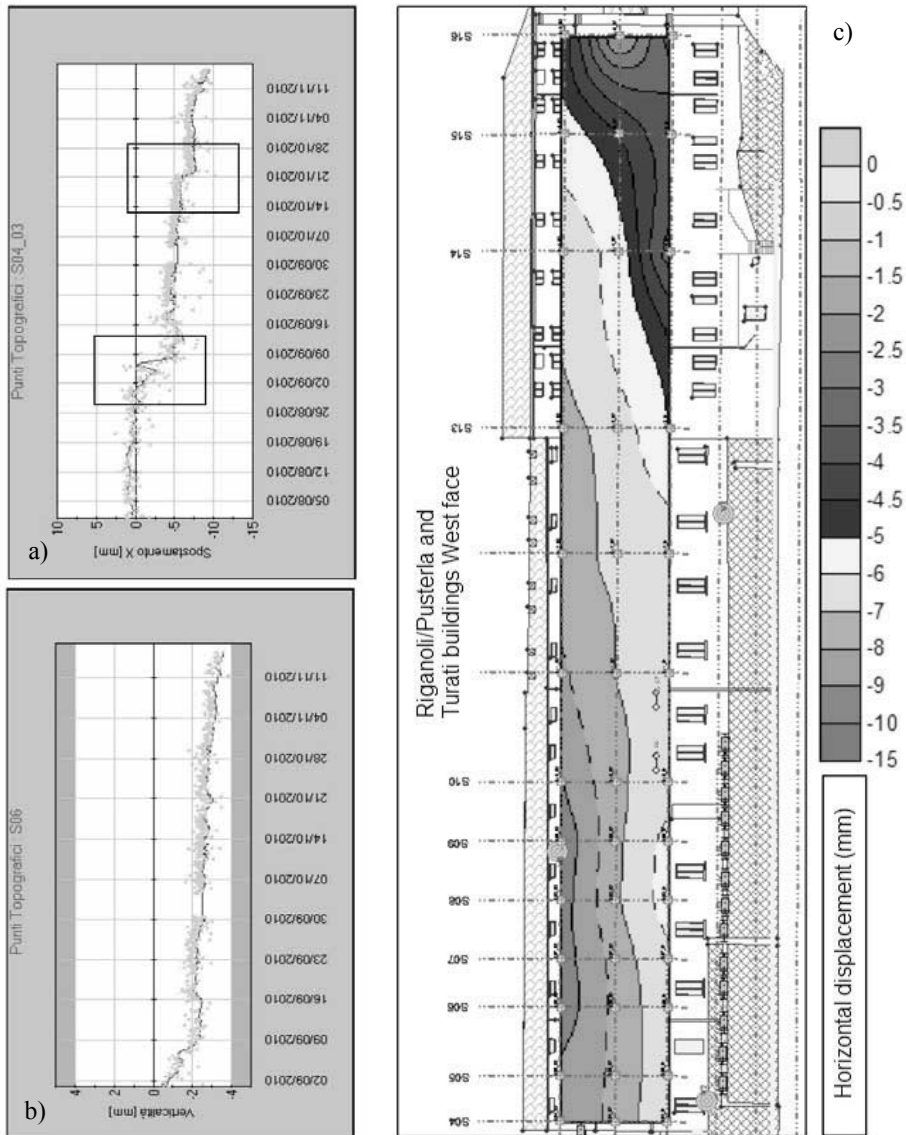


Figura 6: Misure di spostamento orizzontale e interpretazione dei risultati di una sessione di rilevamento

## 4 PROVE AD ALTO LIVELLO DI DEFORMAZIONE SU PALI DI FONDAZIONE

Tra le prove dinamiche ad alto livello di deformazione, la più diffusa è la cosiddetta prova CASE, la cui finalità è la determinazione del carico limite dell'insieme palo-terreno. La prova, oggi definita dalla norma ASTM D4945-08 Standard Test Method for High Strain Dynamic Testing of Deep Foundations, avviene mediante l'acquisizione dei valori di forza e velocità di un'onda meccanica che si propaga nel palo a seguito dell'impatto generato dalla caduta di un maglio sulla testa del palo (Figura 7a). La prova può essere eseguita su pali di legno, calcestruzzo, acciaio e acciaio-calcestruzzo e i principali vantaggi rispetto alle tradizionali prove di carico statiche sono: a) l'economicità; b) la rapidità di esecuzione; c) la possibilità di sottoporre a prova pali in posizioni sfavorevoli; d) esecuzione della prova su pali non definiti a priori. Le prove dinamiche ad alto livello di deformazione sono menzionate nel Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008, par. 6.4.3.1.1 e par. 6.4.3.7.1) come strumento per la progettazione e il collaudo di pali di fondazione.

Il lavoro di ricerca per la messa a punto della prova CASE è stato svolto a partire dagli anni '70 del secolo scorso da Goble e altri [2, 3, 4] della Case Western Reserve University di Cleveland (Ohio, USA) ed è basato sul lavoro di Smith [5] il quale per primo propose un procedimento per calcolare l'abbassamento di un palo di fondazione a rottura utilizzando il metodo dell'equazione d'onda. Il metodo CASE ipotizza che il palo sia assimilabile a un corpo omogeneo e uniforme con comportamento elastico. Inoltre, si assume che l'energia trasmessa dall'urto del maglio sulla testa del palo sia in grado di mobilitare completamente le resistenze laterale e di punta del palo. Per quanto riguarda il terreno intorno al palo si assume un comportamento perfettamente plastico e che la porzione dinamica della resistenza da esso sviluppata durante l'esecuzione della prova (legata al parametro di smorzamento  $J_c$ ), dipenda esclusivamente dal tipo di terreno alla base del palo.

### 4.1 Modalità di prova e risultati

La sommità della fondazione viene strumentata con 2 coppie di sensori (estensimetri e accelerometri) che consentono di ottenere l'andamento della forza  $F$  e della velocità  $v$  dell'onda che si propaga nel palo per effetto dell'impatto (Figura 7b). Come detto, l'energia fornita al palo deve essere tale da mobilitare completamente la resistenza laterale e di punta della fondazione (secondo la norma ASTM D4945-08 un abbassamento permanente della testa del palo superiore a 2 mm è sufficiente a mobilitare le resistenze del sistema palo-terreno) e in genere si procede con sessioni di battitura successive con altezza di caduta variabile crescente.

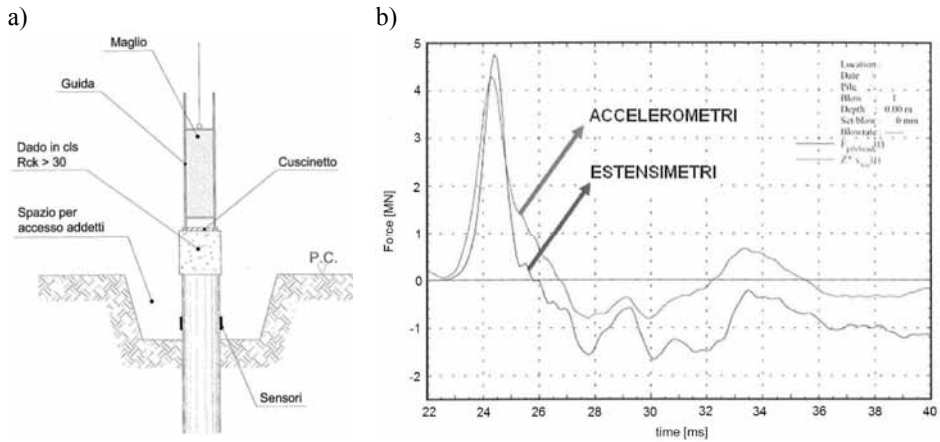


Figura 7: a) Schema illustrativo di esecuzione di una prova dinamica CASE ad alto livello di deformazione; b) misura sperimentale della forza e del prodotto velocità-impedenza del palo in funzione del tempo durante lo svolgimento della prova

La fase di elaborazione e interpretazione include le seguenti attività: 1) individuazione dell'istante di tempo  $t_m$  corrispondente al primo massimo relativo della velocità dell'onda nel palo e calcolo del tempo di ritorno  $2L/c$  dell'onda meccanica generata dall'impatto ( $L$  lunghezza del palo,  $c$  velocità di propagazione dell'onda lungo il fusto); 2) scelta del valore della costante di smorzamento  $J_c$  in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno intorno al palo; 3) calcolo della resistenza statica  $R_s$  mediante l'equazione:

$$R_s(t_m) = \frac{1}{2}(1 - J_c) \left[ F(t_m) + \frac{Mc}{L} v_i(t_m) \right] + \frac{1}{2}(1 + J_c) \left[ F\left(t_m + \frac{2L}{c}\right) - \frac{Mc}{L} v_i\left(t_m + \frac{2L}{c}\right) \right] \quad (1)$$

dove  $M$  è la massa del palo,  $F(t_m)$  e  $v(t_m)$  sono la forza e la velocità misurate al tempo  $t_m$ . Il procedimento di elaborazione termina con il confronto tra i valori di resistenza ottenuti a parità di altezza di caduta, il confronto con i valori di resistenza media per ogni altezza di caduta impiegata per la battitura e la valutazione del rifiuto permanente del palo (per garantire la piena mobilitazione della resistenza palo-terreno durante la prova). Qualora i valori di abbassamento del palo rilevati durante la prova indichino l'instaurarsi di un meccanismo di rottura, le principali incertezze del metodo si riducono alla scelta del valore della costante di smorzamento del terreno  $J_c$ , in genere variabile da 0,1 a 1,1 (Tabella 1, [6]).

Tipo di terreno	Intervallo	Valore consigliato
Sabbia	0,10-0,15	0,10
Sabbia-limo	0,15-0,25	0,20
Limo	0,25-0,40	0,30
Limo-argilla	0,40-0,70	0,55
Argilla	0,70-1,10	0,90

Tabella 1: Valori della costante di smorzamento in funzione del tipo di terreno alla base del palo [6]

L'affidabilità del metodo Case è confermata sin dalla metà degli anni '70 grazie a studi come quello di Goble et al. [2] i quali hanno esaminato la risposta dinamica di 71 pali (realizzati con varie tecnologie) e l'hanno confrontata con i risultati di prove statiche a rottura (Figura 8a). Gli autori dello studio hanno indicato che in genere il risultato del metodo CASE presenta una differenza non superiore al 20% rispetto al valore del carico limite dedotto da prove statiche a rottura tradizionali.

#### 4.2 Il modello CAPWAP per l'interpretazione delle prova Case

Il modello matematico Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP), elaborato dai ricercatori della Case University intorno agli anni '70 del secolo scorso, consente di determinare la probabile curva carico-abbassamento del palo in condizioni statiche a partire dai dati ottenuti dalla prova CASE secondo un processo di analisi inversa. Il metodo CAPWAP descrive il comportamento del palo e del terreno sotto l'azione di una forza impulsiva e permette di simulare l'andamento della forza nel palo, che diviene il termine di confronto con i risultati delle misure eseguite durante la prova CASE. Successivamente vengono esaminate le differenze tra comportamento computato e comportamento misurato e, mediante l'analisi inversa di "signal matching", si procede alla modifica iterativa dei parametri del modello matematico allo scopo di minimizzare le differenze tra modello numerico e misure sperimentali.

Likins e Rausche [7] hanno presentato un'analisi statistica di 303 prove di carico statiche e prove dinamiche ad alto livello di deformazione, interpretate con il modello CAPWAP allo scopo di definire un database di dati sperimentali che confermasse l'affidabilità del metodo e ne mettesse in luce difetti e criticità. Lo studio ha evidenziato che le differenze tra carico ultimo definito con il modello CAPWAP e il carico limite ottenuto dalle prove statiche possono essere molto contenute ( $R^2 = 0,98$ ) (Figura 8b).

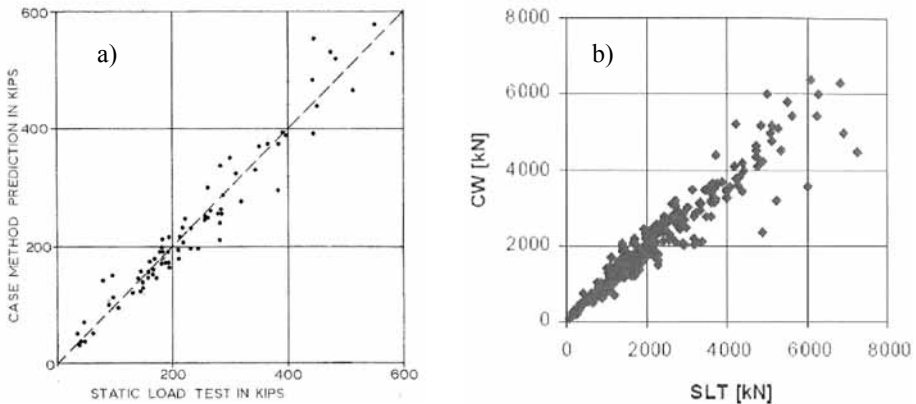


Figura 8: a) Confronto tra i risultati di prove dinamiche CASE e risultati di prove di carico statiche [2]; b) confronto tra i risultati della stima CAPWAP e prove di carico statiche [7]

A titolo di esempio si riporta il caso di un palo realizzato in un cantiere a Venezia, la cui capacità portante è stata investigata con prove statiche a rottura e con prove dinamiche CASE, interpretate mediante il modello CAPWAP. Si tratta di un palo

battuto (senza asporto di terreno), in calcestruzzo armato prefabbricato, di forma tronco-conica, lunghezza utile 12,0 m e diametri  $D_{max} = 0,42$  m e  $D_{min} = 0,22$  m. Il palo è stato infisso in una successione di depositi di terreno a grana fina e sabbiosi, la punta del palo è stata immersata in uno strato di sabbia limosa addensata ( $Q_c = 10$  MPa, Figura 9a). La prova CASE (andamento della forza misurata, Figura 9b) è stata interpretata assumendo un coefficiente di smorzamento  $J_c$  pari a 0,4 ed ha fornito un valore del carico limite pari a 1550 kN. In Figura 9b è anche riportato l'andamento della forza simulato dal modello CAPWAP. La figura 9c, elaborata mediante il CAPWAP, mostra la distribuzione della resistenza laterale e la resistenza complessiva del palo: la metà superiore del grafico indica la distribuzione della resistenza laterale lungo il fusto, opportunamente suddiviso in spezzoni di lunghezza variabile in funzione dello spessore degli strati di terreno attraversati; la metà inferiore del grafico mostra la resistenza cumulata a partire dalla base (destra del grafico) alla sommità del palo (sinistra del grafico). La portata ultima di base così ottenuta è pari a circa 825 kN, la portata laterale è pari a circa 600 kN e il carico limite stimato è 1400 kN.

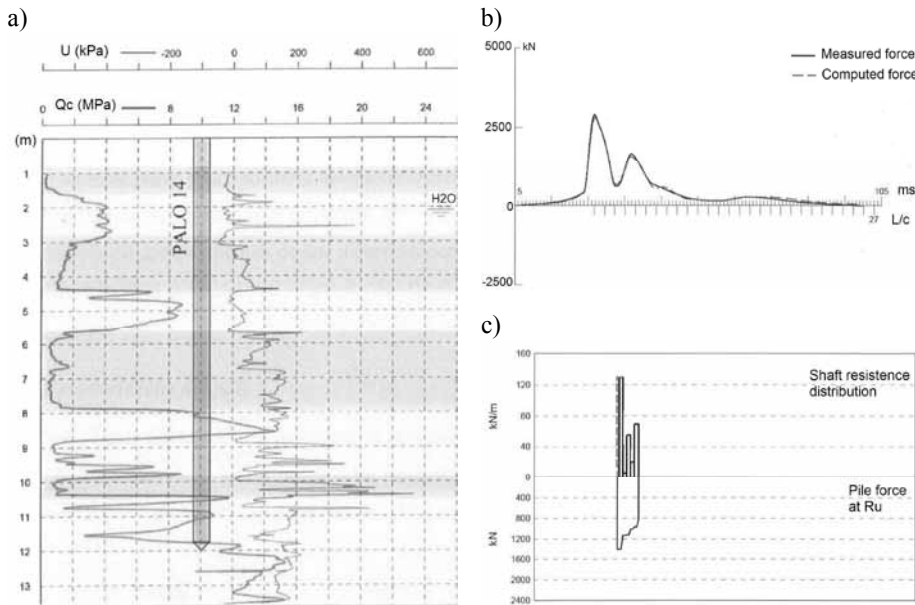


Figura 9: a) Interpretazione di una prova penetrometrica statica, geometria palo di fondazione; b) andamento della forza durante l'esecuzione di una prova CASE; c) distribuzione della resistenza del palo

La Figura 10a illustra il buon accordo tra l'esito della prova di carico statica tradizionale e quella simulata mediante il modello CAPWAP e la Figura 10b riassume il confronto tra i valori del carico limite ottenuti dalla prova CASE, dal modello CAPWAP, e dalla prova statica a rottura interpretata secondo le disposizioni delle Raccomandazioni AGI [8] e secondo alcuni tra i più diffusi metodi interpretativi [9- 11].

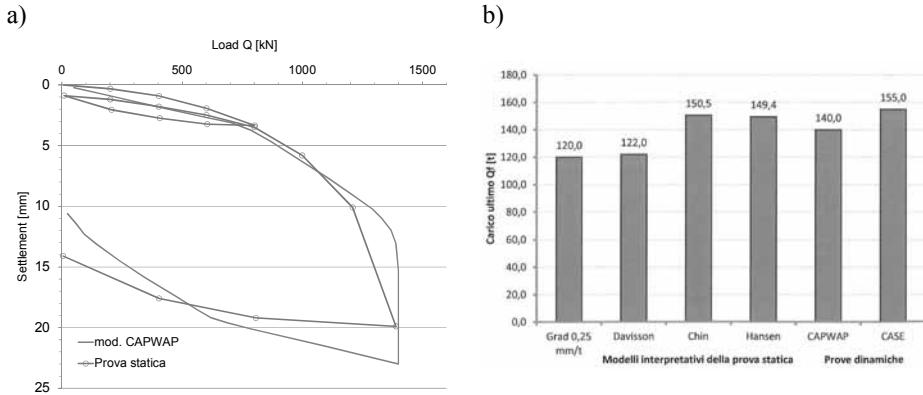


Figura 10: a) Confronto tra prova statica a rottura e curva carico-abbassamento simulata dal CAPWAP; b) confronto tra i valori di carico limite ottenuti da metodi tradizionali, dalla prova CASE e dal CAPWAP

## 5 PROVE DI TIPO GEOFISICO PER IL MONITORAGGIO DELLE OPERE DI FONDAZIONE

### 5.1 Prove di tipo geofisico meccanico

Il fenomeno di vibrazione prodotto da una sollecitazione meccanica impulsiva in un mezzo continuo è il risultato della propagazione di onde di volume di compressione-dilatazione (onde P) e di distorsione (onde S). Nei pressi di una superficie libera (la superficie topografica nel caso dei terreni), la combinazione di onde P e onde S nella componente verticale può generare “onde superficiali di Rayleigh” con vibrazioni in piani verticali caratterizzate da componenti parallele e perpendicolari alla direzione dell’onda. In campo elastico lineare e per un mezzo omogeneo e isotropo, le onde P e le onde S si propagano con velocità  $V_p$  e  $V_s$  legate alla densità  $\rho$  e alla rigidità del mezzo attraversato:

$$V_p = \sqrt{E_{oed} / \rho} \quad (2)$$

$$V_s = \sqrt{G / \rho} \quad (3)$$

dove  $E_{oed}$  e  $G$  sono rispettivamente il modulo edometrico (compressione monodimensionale) e di rigidità al taglio del mezzo [12].

Il settore delle indagini geofisiche si è sviluppato a partire dagli anni '60 del XX secolo e offre un numero elevato di soluzioni tecniche per la misura delle proprietà dinamiche dei terreni e delle fondazioni.

Per quanto riguarda le indagini nei terreni, la tecnica della sismica a rifrazione si realizza mediante il posizionamento di un insieme di geofoni (verticali e orizzontali) lungo un allineamento (detto array o base sismica) posto al piano campagna. La misura delle onde P viene condotta fornendo un impulso “sferico” (non polarizzato) che viene ricevuto dai singoli geofoni e registrato da un sismografo. Per la misura delle onde S si procede analogamente fornendo un impulso polarizzato (mediante incudine o traversina appoggiate sul terreno). I sismogrammi così ottenuti (per le onde P e le onde S)



consentono di identificare il tempo di arrivo delle onde e, mediante un procedimento di analisi inversa, di ricostruire la successione stratigrafica del sottosuolo in termini di rigidità alle piccole deformazioni.

Quando ci si può avvalere della disponibilità di sondaggi o perforazioni il cui foro è stato opportunamente rivestito con un tubo in PVC, è possibile misurare direttamente la velocità di propagazione delle onde P e S in un mezzo continuo utilizzando la tecnica delle prove Down-hole e Cross-hole.

A differenza delle tecniche sopra descritte, recentemente hanno conosciuto ampia diffusione anche prove geofisiche che utilizzano le onde di superficie di Rayleigh al fine di ricavare il profilo di velocità delle onde S e, conseguentemente, l'andamento della rigidità, con la profondità. Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) permette di ottenere un profilo delle  $V_s$  analizzando le onde superficiali di tipo Rayleigh su una registrazione multicanale, acquisita utilizzando la tradizionale tecnica di sismica a rifrazione [13].

Per quanto riguarda il monitoraggio e il controllo delle fondazioni, oltre alla prova Case ad alto livello di deformazione, vi sono anche prove locali e prove globali a basso livello di deformazione il cui obiettivo è accertare le dimensioni, la corretta esecuzione e l'integrità dei pali di fondazione. Tra le prove globali a basso livello di deformazione, denominate anche PIT (Pile Integrity Test) si citano le prove ecometriche e di ammettenza che studiano rispettivamente nel dominio del tempo e della frequenza la propagazione di un'onda meccanica generata mediante un martello strumentato o una vibrodina [14]. Queste prove, oramai ampiamente diffuse, consentono di determinare la lunghezza di un palo di fondazione e l'andamento del diametro con la profondità. Tra le prove di tipo locale si citano il carotaggio sonico, la prova Cross-hole e la tecnica della tomografia sonica [15]. Il carotaggio sonico consente di verificare in dettaglio, con misure puntuali, la continuità e l'omogeneità di un palo o diaframma. La prova Cross-hole per il controllo delle fondazioni viene eseguita con le stesse modalità precedentemente accennate per lo studio della rigidità dei depositi (utilizzando due o tre fori appositamente predisposti), ma si svolge all'interno dell'elemento strutturale da investigare anziché nel terreno. Nel caso della tecnica della tomografia sonica, l'esecuzione della prova si avvale di molteplici fori e l'elaborazione permette di ottenere la distribuzione locale della velocità con una buona definizione. I rilievi di tomografia sonica permettono di ricavare mappe (tomogrammi) della distribuzione della velocità di propagazione delle onde longitudinali su sezioni piane e tale tecnica di indagine risulta particolarmente adatta nel caso di trattamenti del terreno mediante iniezioni o formazione di colonne di jet grouting. La ricostruzione dei tomogrammi è effettuata a partire dalla misura dei tempi di arrivo delle onde longitudinali su di un elevato numero di percorsi (usando molteplici fori) che si incrociano mutuamente nella zona delimitata dalla geometria di posizionamento dei punti di trasmissione e ricezione.

A titolo di esempio si illustra il caso degli interventi realizzati per la costruzione di un viadotto della strada S.R. 203 Tangenziale di Agordo (BL) (Impresa esecutrice Consorzio Petra, misure a cura della ditta Geoconsult S.r.l.). Per la costruzione delle pile e delle spalle dell'opera sono stati eseguiti interventi di consolidamento del terreno mediante jet grouting. Il terreno di fondazione al di sotto degli appoggi delle pile è stato consolidato con colonne realizzate con tecnologia mono-fluido di lunghezza variabile da pila a pila tra 7,5 m e 14,5 m, diametro 800 mm e compenstrate (Figura 11).

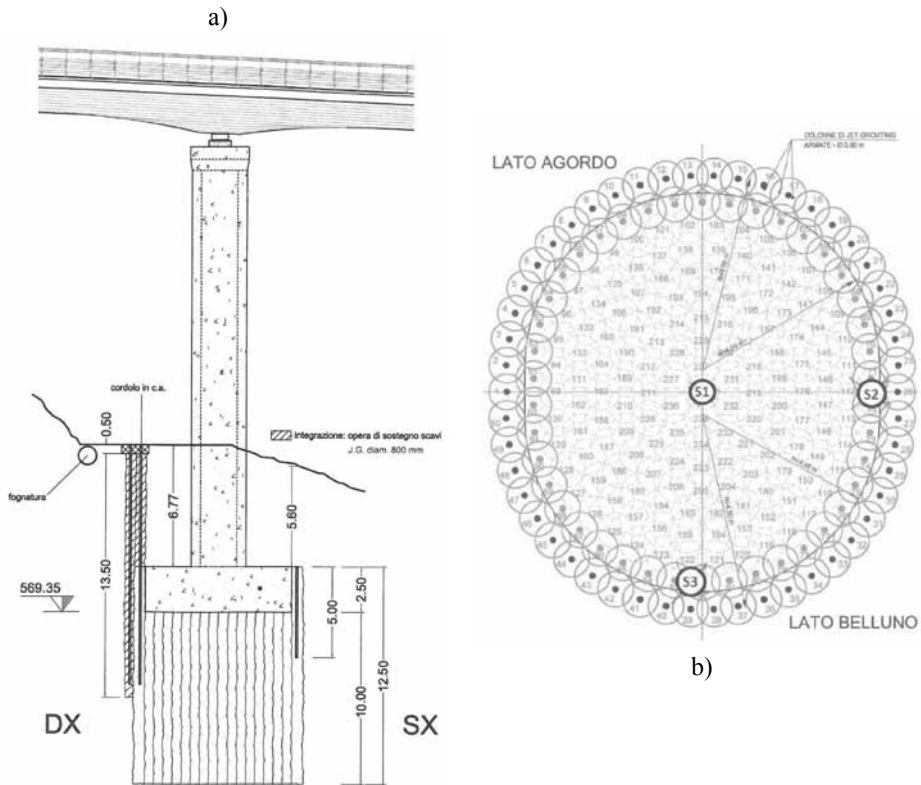
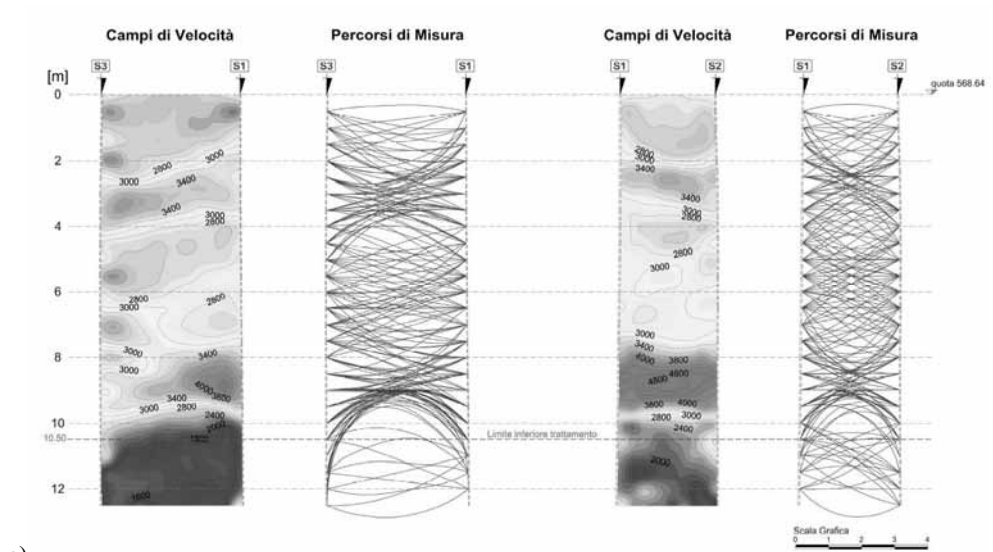


Figura 11: Schema costruttivo pile (a) e planimetria del trattamento mediante jet grouting (b) con ubicazione fori per l'esecuzione della tomografia sonora

La verifica del trattamento è stata condotta mediante prove geofisiche cross-hole per determinare la variazione della velocità delle onde S, e prove di tomografia sonora con elaborazione di tomogrammi delle onde P. In corrispondenza di ogni pila, nel terreno trattato sono stati eseguiti tre fori (uno al centro e due presso il bordo, Figura 11b). I segnali delle onde P e S sono stati acquisiti posizionando il generatore nel foro posto al centro della pila, denominato convenzionalmente S1. La ricezione degli impulsi è stata realizzata nei due fori laterali costruendo per ogni sezione una fitta maglia di misure incrociate tra loro.

Il risultato delle indagini sulla Pila 7 è mostrato in Figura 12 ed è costituito da due sezioni radiali piane, verticali e perpendicolari tra loro. Le velocità  $V_p$  sono rappresentate con una scala (da 1000 a 5000 m/s) in modo da evidenziare le zone con buone caratteristiche meccaniche rispetto alle porzioni con velocità più basse e meno rigide. Unitamente ai tomogrammi vengono riportate anche le ricostruzioni dei percorsi di misura che rappresentano i reali percorsi seguiti dagli impulsi sonici per coprire la distanza sorgente-ricevitore, devianti rispetto all'ipotetica traiettoria rettilinea che verrebbe seguita nel caso di materiale omogeneo e isotropo.



a)

b)

c)

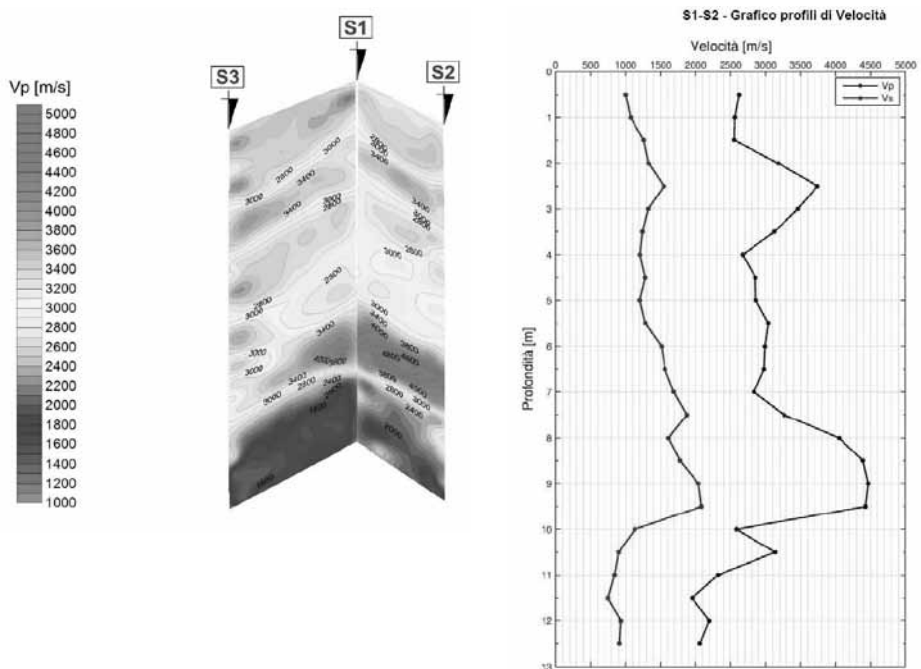


Figura 12: a) Tomografie soniche della Pila 7 (S.R. 203 Tangenziale Agordo, BL); b) vista di insieme tomografie; c) profili di velocità  $V_p$  e  $V_s$  tra sondaggio S1 e S2 della Pila 7

La differenza tra terreno trattato e terreno naturale è illustrata, oltre la profondità di 10 m dal piano di lavoro, da un netto cambio di velocità  $V_p$  (da 1600-1800 m/s a oltre 3000 m/s). Anche l'andamento della velocità di propagazione delle onde  $V_s$  (Figura 12c) conferma l'efficacia dell'intervento indicando valori di  $V_s$  compresi tra 1000 e 2000 m/s dal piano di lavoro e sino a 10 m di profondità, e valori prossimi a 600 m/s al di sotto del volume di terreno trattato.

## 5.2 Prove di tipo geofisico elettrico

In analogia con le tecniche di tipo geofisico sismico, i metodi di indagine di tipo elettrico si basano sulla risposta del sottosuolo alla propagazione di un impulso di tipo elettromagnetico [13, 16]. In genere, le indagini di tipo geoelettrico si basano sulla determinazione delle variazioni di resistività elettrica ( $\rho$ ) dei terreni. La resistività delle terre, definita come la resistenza elettrica per unità di volume, è un parametro indipendente dalla geometria dell'elemento resistente e dipende da molteplici fattori, tra cui: la frazione di materiale argilloso; il grado di saturazione; la porosità; la concentrazione di sali nel fluido interstiziale. La Tabella 2 mostra i tipici intervalli di resistività in funzione della natura del materiale.

Materiale	Resistività, $\rho$ ( $\Omega\text{m}$ )
Argille, marne grasse	3-30
Argille, marne magre	10-40
Argille limose e sabbiose	25-105
Sabbie limose, argillose	50-300
Sabbia, ghiaia in falda	200-400
Sabbia, ghiaia asciutta	800÷5000
Calcere, gesso	500÷3500
Arenaria	300÷3000
Granito	2000÷10000
Gneiss	400÷6000

Tabella 2: Valori di resistività dei terreni e rocce più comuni

Le più diffuse indagini di tipo geoelettrico vengono eseguite mediante stendimenti di elettrodi collegati a un sistema di acquisizione computerizzato automatico. L'impulso elettrico viene fornito mediante una sorgente esterna di energia la cui intensità deve essere tale da garantire la profondità di indagine richiesta.

Di seguito si illustrano alcuni risultati di uno studio condotto sul Torrente Muson dei Sassi nell'area di Camposanpietro, Loreggia (PD) (misure a cura della ditta Eurekos S.r.l.) dove, a seguito degli eventi piovosi del 2010 si è proceduto allo studio sistematico delle condizioni di sicurezza dei rilevati arginali. In questo ambito sono state eseguite alcune tomografie elettriche per accertare la natura dei materiali che costituiscono i rilevati arginali e individuare le porzioni di argine in passato già rinforzate mediante l'infissione di palancole in acciaio. La Figura 13 mostra il risultato di uno stendimento geoelettrico condotto sulla sommità di una porzione di argine: l'interpretazione della tomografia elettrica mostra una regolare distribuzione dei materiali che costituiscono l'argine (sabbie e ghiaie, 500÷800  $\Omega\text{m}$  e successivamente

sabbie e limi, 250÷350  $\Omega\text{m}$ ) e i terreni di fondazione. Al contrario, l'esito dello stendimento eseguito nel tratto di argine riportato in Figura 14 ha consentito di individuare una porzione di argine caratterizzata da elevata resistività (>1000  $\Omega\text{m}$ ), associata alla presenza di un diaframma realizzato in tempi antecedenti l'alluvione del 2010.

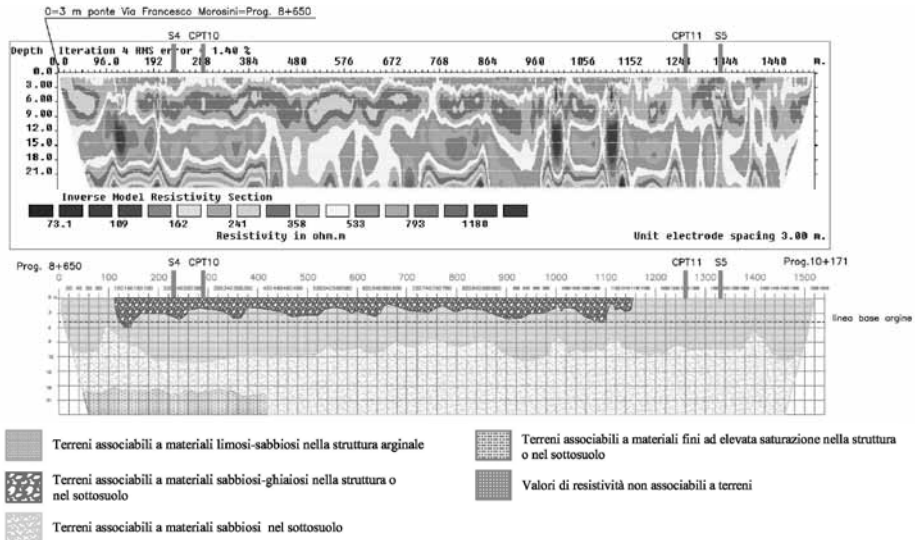


Figura 13: Profilo geoelettrico tomografico lungo l'argine del Torrente Muson dei Sassi (Prog. 8+650)

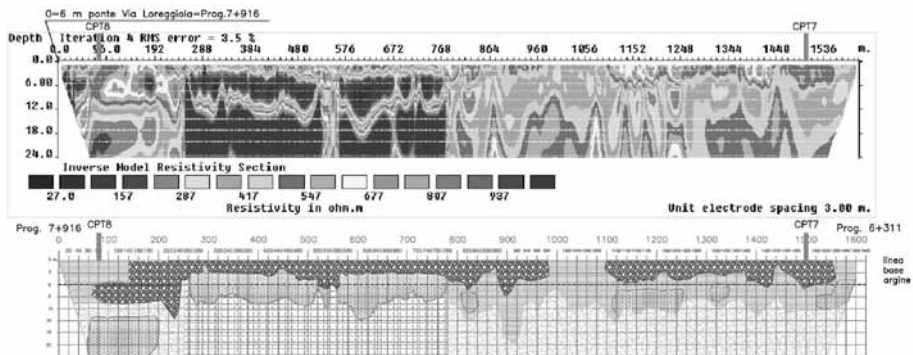


Figura 14: Profilo geoelettrico tomografico lungo l'argine del Torrente Muson dei Sassi (Prog. 7+916)

## BIBLIOGRAFIA

- [1] A. Sanzeni, F. Colleselli, M. Mino, A. Merlini – *Behavior prediction and monitoring of a deep excavation in the historic center of Brescia* – 7th International

- Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Chicago (IL, USA), 2013.
- [2] G.G. Goble, G.E. Likins, F. Rausche – *Bearing capacity of piles from dynamic measurements, final report* – Case Western Reserve University and Ohio Department of Transportation, Cleveland, 1975.
- [3] G.G. Goble, F. Rausche, G.E. Likins – *The analysis of pile driving, a state of the art* – Proceedings of the International Seminar on the Application of Stress-wave Theory on Piles, Stockholm, 1980.
- [4] G.G. Goble, M.H. Hussein – *Dynamic pile testing in practice* – Thirteen International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, 1994.
- [5] E.A.L. Smith – *Pile-driving analysis by the wave equation* – Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 127, Part I, 1964.
- [6] F. Rausche, G.G. Goble, G.E. Likins – *Dynamic determination of pile capacity* – Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 3, 1985.
- [7] G.E. Likins, F. Rausche – *Correlation of CAPWAP with static load tests* – Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on the Application of the Stress-wave Theory to Piles, Petaling Jaya, Malaysia, 2004.
- [8] Associazione Geotecnica Italiana – *Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica, linee guida* – edizione provvisoria, Patron editore, Bologna, marzo 2005.
- [9] F.K. Chin – *Estimate of the ultimate load of piles from test not carried to failure* – 2<sup>nd</sup> South East Asian Conf. on SMFE, Singapore, 1970, pp.81-90.
- [10] J. Brinch-Hansen – *Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils* – Discussion, American Society for Civil Engineers, Journal of the Soil Mechanics and Foundation division, Vol. 89, No. SM4, pp. 241-242.
- [11] M.T. Davisson – *High capacity piles* – Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, American Society of Civil Engineers, ASCE, Illinois Section, Chicago, March 22, pp. 81-112, 1972.
- [12] Associazione Geotecnica Italiana – *Raccomandazioni sui pali di fondazione* – Servizi Grafici Editoriali, Bologna, 1997.
- [13] C.G. Lai, S. Foti, A. Godio, G.J. Rix, L. Sambuelli, V.L. Socco – *Caratterizzazione geotecnica dei terreni mediante l'uso di tecniche geofisiche* – Materiale del corso “Indagini geofisiche avanzate per la caratterizzazione geotecnica dei siti, Eucentre, Pavia, novembre 2007.
- [14] P. Colombo, F. Colleselli – *Elementi di Geotecnica* – terza edizione, Zanichelli, Bologna, 2004.
- [15] Associazione Geotecnica Italiana – *Controlli non distruttivi per fondazioni profonde* – giornata di studio, Servizi Grafici Editoriali, Bologna, 1996.
- [16] G. Santarato, G. Ranieri, M. Occhi, G. Morelli, F. Fischanger, D. Gualerzi – *Three-dimensional Electrical Resistivity Tomography to control the injection of expanding resins for the treatment and stabilization of foundation soils* – Engineering Geology, vol. 119, 2011, pp. 18-30.