

LE FONDAZIONI DELLA NUOVA FENICE A VENEZIA. INDAGINI PREVENTIVE E CONTROLLI IN CORSO D'OPERA

A. Balossi Restelli, A. Pettinaroli

Studio di Ingegneria Civile Dr. Ing. Achille Balossi Restelli, Milano

SOMMARIO

La ricostruzione del teatro ha comportato lavorazioni delicate e difficili per risolvere il problema delle fondazioni. Gli scavi sotto battente di falda sono stati realizzati sostenendo le pareti laterali con un diaframma impermeabile, la “berlinese diaframmata con elementi plastici”, progettata per assicurare la stabilità delle vecchie ed alte murature esistenti che dovevano essere conservate e garantire l’impermeabilità anche in presenza di deformazioni differenziali tra i pali della berlinese stessa. Le condizioni di sicurezza nei riguardi dei fenomeni di sifonamento e filtrazione che potevano aver luogo dal fondo scavo sono state ottenute mediante l’esecuzione di un fondello di jet grouting bifluido. La trasmissione dei carichi della nuova struttura al terreno di maggiore capacità portante è stata affidata a micropali tipo tubfix, facenti parte della berlinese diaframmata. I lavori sono stati condotti tenendo sotto controllo le strutture esistenti mediante un monitoraggio in tempo reale e livellazioni di precisione giornaliera. La posizione peculiare in cui si trova il teatro, nel centro di Venezia, hanno reso ulteriormente difficile l’attività di cantiere.

Parole chiave: scavi, fondazioni, micropali, miscele plastiche, jet grouting, “berlinese diaframmata”

1 GENERALITÀ

La ricostruzione del teatro ha comportato interventi geotecnici sotto battente di notevole delicatezza ed interesse.

L'incendio aveva distrutto completamente le strutture orizzontali, a partire dalle capriate in legno delle coperture giù fino al piano di calpestio del teatro, ragione per cui le murature in mattoni, anche di notevole altezza (fino ad oltre 25 m), che hanno resistito al fuoco si presentavano come elementi strutturali assai labili, in equilibrio estremamente precario soprattutto se sollecitate dalle spinte orizzontali del vento o da lavori in fondazione.

Come appare dalle foto n. 1 e 2 l'emiciclo della sala centrale appariva molto simile ad un piccolo Colosseo, senza peraltro averne la stabilità fornita dagli imponenti contrafforti murari.

In questo contesto si è dovuto affrontare un progetto che non solo imponeva la ricostruzione di volumi identici ai precedenti, ma prevedeva anche importanti scavi sotto battente per ricavare spazi in sotterraneo, prima inesistenti, per accogliere i nuovi impianti, le vasche d'acqua dolce di riserva imposte dai Vigili del Fuoco, i depositi di strumenti musicali e servizi in genere (oltre agli extracorsa degli ascensori).

Problemi dunque assai complessi, tenuto anche conto del tipo di terreno e delle variazioni continue della piezo-

metrica dovute alle maree.

Si è allora intrapresa una campagna di indagini geognostiche ed idrauliche approfondite allo scopo di potere progettare trattamenti idonei a garantire sia la stabilità degli scavi, che l'integrità delle murature in mattoni esistenti.

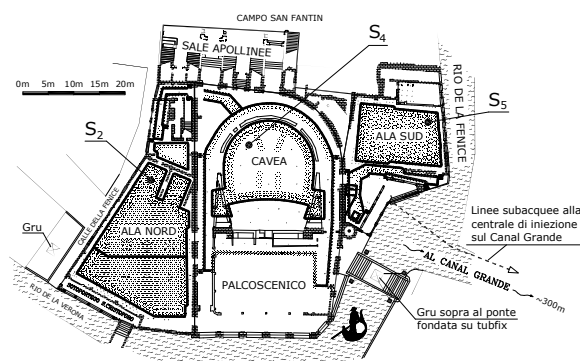


Figura 0. Planimetria generale

Oltre a ciò il progetto doveva comprendere anche la realizzazione delle nuove fondazioni sulle quali avrebbe gravato la nuova struttura in c.a. elevata a ridosso delle

vecchie murature da conservare.

In questa relazione saranno brevemente descritte le indagini eseguite, le fasi principali della progettazione e quelle successive del cantiere, con particolare riferimento alle verifiche della situazione deformativa delle murature, che venivano evidenziate in tempo reale dal complesso sistema di monitoraggio installato.

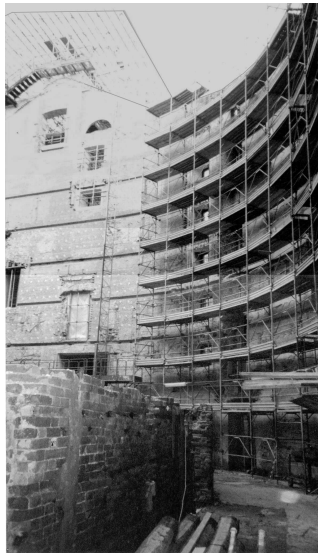


Foto 1. Le pareti in muratura della cavea risparmiate dall'incendio



Foto 2 – Vista della Sala Teatrale ad inizio lavori

2 LE INDAGINI PRELIMINARI

I sondaggi S1 – S5 hanno indagato le bancate di terreno sottostante le 3 zone in cui è stato suddiviso l'intervento (zona centrale, ala Nord, ala Sud – vedere figura 0) e, mediante le prove in foro e quelle di laboratorio sui campioni estratti, hanno fornito gli elementi essenziali per la progettazione: la granulometria, la permeabilità, la consistenza, i limiti e la deformabilità sotto carico.

In linea generale, a partire da quota 0,00 (piano di calpestio del teatro), fino alla quota -6,00 m s.l.m. è presente una bancata di limo argilloso assai poco consistente, con caratteristiche di deformabilità elevata; al di sotto di quota -6,00 m s.l.m. fino a -12,00 m s.l.m. circa si trova uno

strato di sabbia debolmente limosa.

Al di sotto dei 12 m riprende una bancata di terreno più fine costituito da limo argilloso decisamente più consistente rispetto a quello della formazione superficiale.

Agli effetti dei lavori in sottosuolo questa configurazione da una parte confermava la delicatezza dei trattamenti e scavi dei nuovi volumi in un terreno così fine e quindi necessità di prevenire qualsiasi effetto di sifonamento sotto battente (alte maree), dall'altra parte offriva la possibilità di avere un appoggio sicuro per le nuove strutture in sopraelevazione nell'ambito delle sabbie (fig. 2).

La decompressione evidenziata in generale nella bancata dei limi superficiale preoccupava non poco, per cui sono state eseguite delle prove peculiari con piezocono dalle quali si sono potute individuare delle zone di particolare debolezza (laddove erano stati estirpati dei vecchi pali di legno sotto le fondazioni del palcoscenico, zona A).

Qui il tempo di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali misurato, come mostrano i diagrammi di figura n. 1, risultava molto più rapido che nelle zone limitrofe di limi più tenaci (zone B e C).

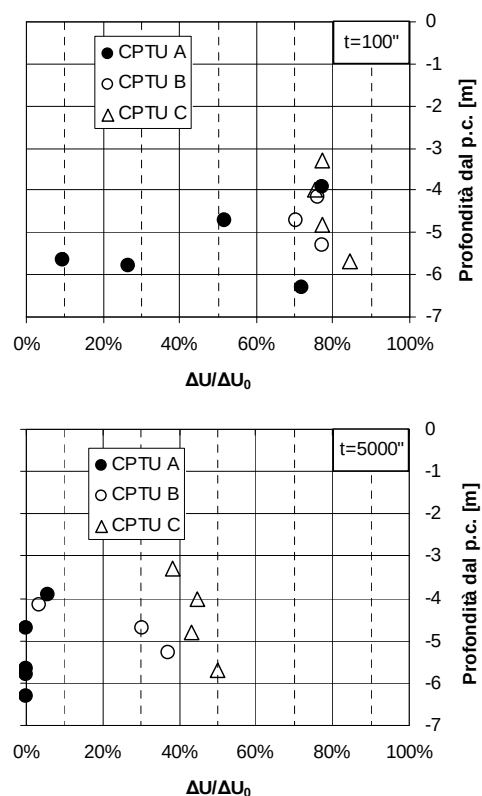


Figura 1 – Prova CPTU – Percentuale di sovrappressione interstiziale residua rispetto a quella iniziale a diverse profondità di prova, misurate rispettivamente dopo 100 sec (sopra) e dopo 5000 sec (sotto)

Di conseguenza si sono dovute programmare delle iniezioni di ricompressione specialmente nella zona A.

I numerosi piezometri installati hanno reso possibile uno studio approfondito sulle escursioni della falda in funzione delle maree e così si è potuto constatare come

l'innalzamento del livello dell'acqua (e quindi delle sottopressioni alla base dei futuri scavi) fosse sensibile in prossimità dei canali, ma si riducesse in misura consistente nelle zone più centrali e lontane dall'alveo dei canali: di ciò si è tenuto conto nella progettazione dei trattamenti di impermeabilizzazione dei fondelli.

Gli studi preliminari sono stati completati da numerose prove di laboratorio che hanno determinato tutti i parametri geotecnici dei terreni, ivi compresi i moduli elastici di deformazione, che, come si vedrà, hanno assunto un ruolo determinante per la stabilità delle pareti degli scavi.

3 GLI SCAVI ARCHEOLOGICI

E' importante fare un breve accenno a questa fase che, da una parte ha rallentato molto le operazioni programmate, dall'altra ha evidenziato delle situazioni impreviste che hanno anche imposto certe correzioni delle metodologie operative.

Sono state portate alla luce massicce fondazioni di strutture preesistenti alla costruzione del teatro, che rendevano ancora più angusti gli spazi nei quali operare.

Alcune murature, giudicate di interesse storico dalla Soprintendenza, hanno dovuto essere conservate.

In definitiva gli interventi fondazionali sono stati molto condizionati da questa realtà ed hanno dovuto essere adeguati opportunamente.

4 IL MONITORAGGIO

Come già accennato i lavori in fondazione hanno dovuto essere condotti tutti con grande garbo a causa della precaria stabilità delle vecchie murature in mattoni da conservare appoggiate sulle palificate in legname.



Foto 3. Clinometro nella parte alta della vecchia muratura da conservare lato rio de la Fenice

Il controllo continuo in tempo reale dei movimenti indotti giorno per giorno dalle varie operazioni ha assunto un ruolo determinante per potere procedere in sicurezza.

Il monitoraggio comprendeva le seguenti apparecchiature

- 20 clinometri monoassiali sulle murature, di cui 10 in Ala Nord, 7 in Ala Sud e 3 in Cavea (foto n. 3)
- 4 fessurimetri elettrici (foto n. 4)
- 4 termometri

L'installazione delle apparecchiature è stata eseguita ben prima dell'inizio dei lavori in fondazione, in modo da essere in grado di depurare successivamente i fenomeni ciclici dovuti alle normali condizioni delle strutture, soggette comunque agli eventi atmosferici e soprattutto alle variazioni di temperatura.

Lungo le murature perimetrali delle aree di lavoro sono stati posati dei punti di misura per le livellazioni tipografiche eseguite con frequenza anche giornaliera in funzione delle lavorazioni in corso.



Foto 4. Misuratore di giunto a cavallo di una fessura

5. IL PROGETTO DELLE FONDAZIONI

Le difficoltà sopra riferite e la necessità di mantenere integre le vecchie murature in mattoni (20÷25 m di altezza) hanno imposto la ricerca di soluzioni innovative, non invasive.

Diaframmi in cemento armato hanno dovuto essere scartati a causa della impossibilità di operare con grosse attrezzature e per la presenza dei pali in legno e di vecchie strutture in fondazione; per le stesse ragioni è stato scartato l'utilizzo di palancole metalliche (queste ultime anche per la loro scarsa inerzia).

Allora si è deciso di adottare un sistema misto, chiamato "berlinese diaframmata", costituito da:

- pali metallici $\varnothing$ 127 mm (spessore 10 mm) interassati di 40 cm, costituenti la struttura resistente ai carichi orizzontali, inseriti nella zona centrale della diaframmatura
- un diaframma di pali tradizionali $\varnothing$ 230 mm secanti fra loro in modo da costituire una barriera impermeabile (vedere figura 2).

Siccome poi le vecchie murature in mattoni dovevano essere conservate integre e la capacità portante del terreno di fondazione risultava assai scarsa, è stato necessario prevedere il trasferimento dei carichi delle nuove strutture in c.a. della ricostruzione allo strato di sabbie presente tra la -6,00 m s.l.m. e la -12,00 m s.l.m.

Così è stata prevista la realizzazione di micropali tipo tubfix (con bulbo di miscela cementizia iniettata in pres-

sione attraverso le valvole tipo machettes).

Questi micropali ($\varnothing$ 101,6 mm, di spessore 12,5 mm) facevano anch'essi parte della berlinese diaframmata ed assumevano dunque la funzione temporanea di sopportare i carichi orizzontali (durante gli scavi dei nuovi sotterranei) e la funzione permanente di trasferimento dei carichi delle nuove strutture allo strato di sabbia (vedere figura 2b)

preservare.

Allo scopo di ridurre al massimo i movimenti dei pali di acciaio della berlinese, la progettazione ha previsto nella parte alta l'immorsamento di tutte le teste dei pali stessi in un cordolo sommitale di cemento armato (da contrastare con puntoni metallici provvisionali) e nella parte bassa la creazione di un contrasto realizzato dal trattamento di jet grouting del fondello.

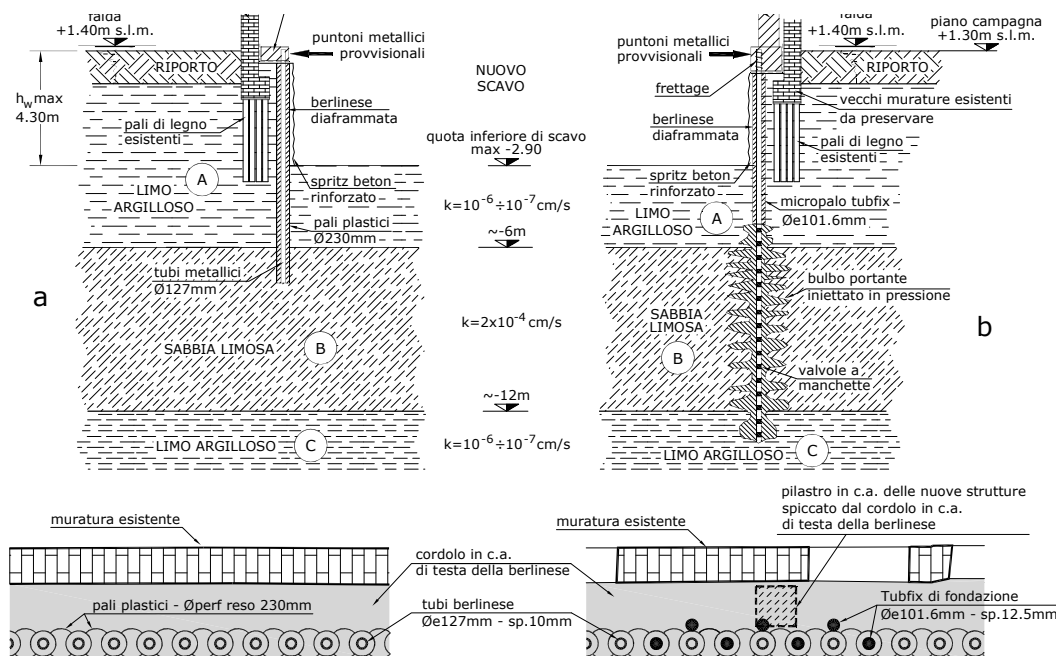


Figura n. 2 – Planimetrie e sezioni tipo della berlinese diaframmata. A sinistra la berlinese corrente (a). A destra la berlinese con i tubfix di fondazione (b).

Per quanto riguarda la protezione del fondo degli scavi nei confronti di possibili azioni di sifonamento, è stato previsto un trattamento con jet grouting bifluide, con colonne interassate di 0,80 m normalmente, distanza ridotta a 0,70 m in prossimità delle murature di mattoni.

6 GLI STUDI PARTICOLARI PER MINIMIZZARE LE DEFORMAZIONI E PREVENIRE ROTTURE DEL DIAFRAMMA

Per garantire l'esecuzione sicura degli importanti scavi sotto battente ci si è dovuti premunire in modo molto preciso nei confronti di venute d'acqua che, a causa dei terreni limoso argillosi, avrebbero potuto facilmente originare fenomeni di sifonamento (da evitarsi in modo assoluto in un contesto così delicato).

Nel corso degli scavi i pali di acciaio della berlinese avrebbero subito delle deformazioni non trascurabili sotto la spinta del terreno e dell'acqua di falda.

Nel caso di deformazioni significative la porzione di terreno a ridosso del diaframma, comprendente anche i vecchi pali in legno, avrebbe potuto rilassarsi causando cedimenti differenziali assai dannosi per le murature da

L'efficacia di questa soluzione nei confronti delle deformazioni dei pali della berlinese è stata verificata attraverso una accurata analisi ad elementi finiti.

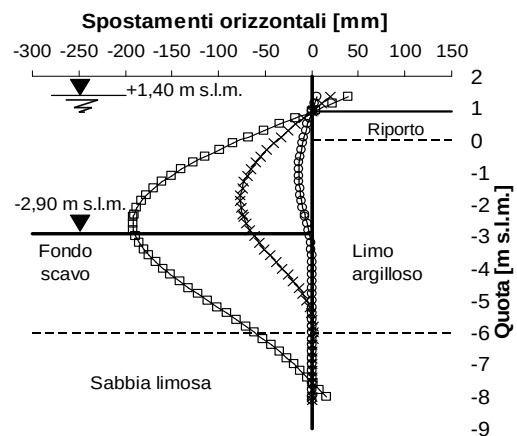


Figura 3. Deformata di calcolo della berlinese:
□ senza fondello di jet grouting al piede
x con fondello di altezza 3 m al di sotto del fondo scavo
○ con fondello di 5 m di altezza

In figura n. 3 sono riportate le deformazioni totali orizzontali dei pali al momento del completamento dello sca-

vo nei 3 casi analizzati: in assenza del fondello di jet grouting al piede ($\square$), in presenza di un fondello di altezza 3 m al di sotto del fondo scavo ($\times$) e in presenza di fondello di 5 m di altezza ($\circ$).

Quest'ultima situazione è stata scelta perché avrebbe comportato deformazioni decisamente inferiori.

In effetti il sistema di monitoraggio non ha denunciato deformazioni e cedimenti di rilievo durante gli scavi (max. 2 mm di abbassamento in 3 zone delle murature).

Deformazioni dei pali dunque molto piccole (max 5 mm a metà altezza di scavo), ma non eliminate completamente.

Ciò ha reso necessario uno studio particolare della composizione della miscela di riempimento dei pali $\varnothing$ 230 costituente il diaframma impermeabile, allo scopo di fornire un grado di elasto-plasticità ai pali stessi ed impedire la formazione di rotture subverticali del diaframma causate dal movimento degli elementi metallici della berlinese inglobati.

Alla miscela studiata, a base di cemento/bentonite, è stato aggiunto un additivo capace di ottimizzare le proprietà reologiche e meccaniche (stabilità, lavorabilità, basso modulo elastico in funzione dello sforzo di compressione).

In figura 4 sono mostrati i valori medi dello sforzo di compressione in funzione del tempo di maturazione.

I risultati delle prove preliminari di laboratorio sono stati comparati con quelli dei campioni prelevati in cantiere durante i getti: i due gruppi di dati risultano assai simili e mostrano un incremento di q_u quasi proporzionale alla radice quadrata di t .

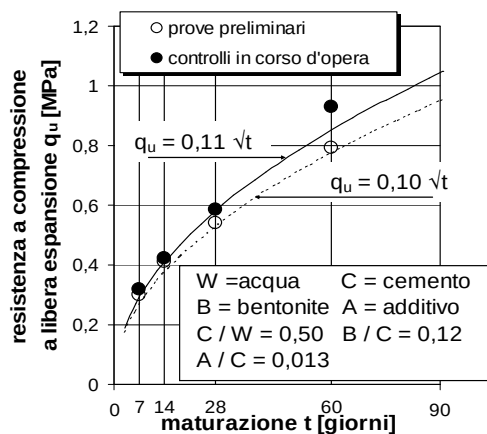


Figura 4 - Resistenza a libera espansione in funzione del tempo di maturazione della miscela

Per quanto riguarda la deformabilità della miscela indurita, i valori medi del modulo E sono mostrati in figura 5 in funzione della compressione non confinata a differenti tempi di maturazione.

Il rapporto E/q_u (circa $100 \div 130$) dimostra una buona deformabilità relativa, accentuata dall'additivo, che consente l'utilizzo di una miscela con più alto rapporto bentonite/cemento in accordo con la lavorabilità e la resistenza richieste; in realtà i valori del rapporto E/q_u per miscele cemento/bentonite ordinarie sono sensibilmente più alti

come mostrato (statisticamente fra 150 e 250).

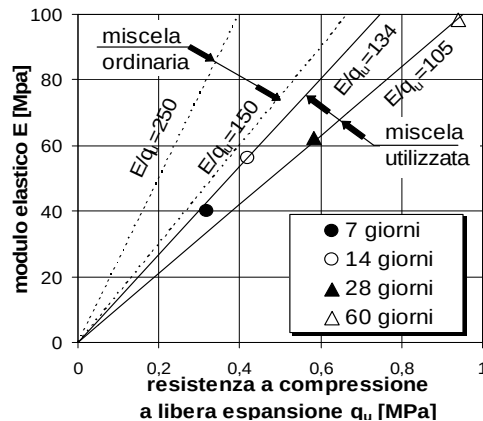


Figura 5 - Modulo elastico in funzione della resistenza a libera espansione per differenti tempi di maturazione della miscela

7. VERIFICHE DI PORTATA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE

Come già accennato in precedenza la presenza della bancata di sabbie tra quota -6,00 e -12,00 m s.l.m. ha suggerito l'idea di trasferire tutti i carichi delle nuove strutture proprio a queste sabbie, tramite la realizzazione di micropali di lunghezza totale 12 m, con 6 m di parte libera cieca ed i sottostanti 6 m con valvole tipo manchettes, per la costituzione del bulbo resistente iniettato in pressione.

Questa soluzione è apparsa subito la più idonea perché consentiva da una parte di prescindere dai terreni cedevoli posti immediatamente sotto le fondazioni (quei terreni prima interessati dai pali di legno), dall'altra parte di risolvere la trasmissione del carico in molti punti concentrati, senza necessità di allargare gli scavi per posizionare i plinti che altrimenti sarebbero stati necessari sotto i pilastri (scavi molto difficili a causa dell'imposizione di conservazione delle vecchie murature).

Malgrado le sabbie avessero mostrato buona consistenza, si è voluto controllare in situ la capacità portante mediante una prova rigorosa su un micropalo campione.



Foto 5 - Prova di carico su un tubfix

Le foto n. 5 e 6 mostrano le operazioni di prova ed il sistema di carico utilizzato.

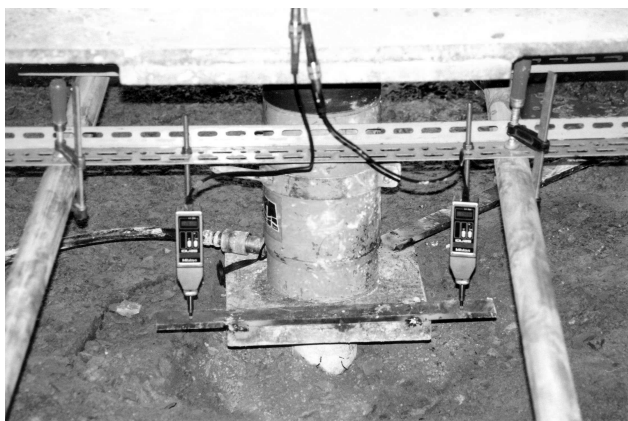


Foto 6. Particolare del martinetto e dei comparatori applicati in testa al micropalo

Il diagramma della successiva figura 6 fa vedere come il carico di esercizio Q_e (332 kN) previsto dal progetto abbia avuto un ritorno elastico ottimale e come per un carico che ha raggiunto $2,5 Q_e$ (830 kN) si sia riscontrata una deformazione elastica con residuo di 2 mm.

Naturalmente il palo di prova è servito anche per mettere a punto il sistema di perforazione, di esecuzione della miscela di guaina e la successione delle operazioni di iniezione in pressione (in fasi successive) della miscela di bulbo.

L'esito favorevole della prova ha comportato la decisione di adottare i micropali per l'appoggio di tutte le nuove strutture e di conseguenza di non ricaricare nuovamente i vecchi pali in legno rimasti a sostenere solamente il carico verticale delle murature in mattoni.

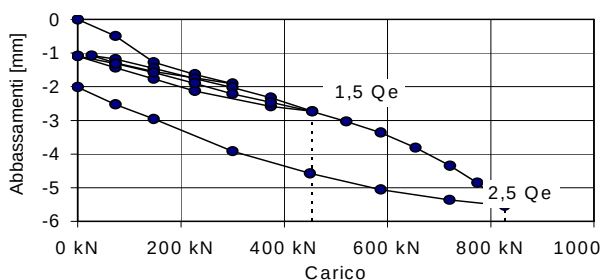


Figura 6 – Diagramma dei cicli di carico relativi alla prova su un tubifix

8. IL FONDELLO DI JET GROUTING

Il trattamento di impermeabilizzazione/consolidamento al di sotto del fondo scavo è stato previsto laddove la profondità dello scavo stesso non avrebbe potuto assicurare l'innescio di fenomeni di sifonamento ed eccessive venute d'acqua.

Allo scopo di ottimizzare i parametri del jet grouting bifluido è stato realizzato un campo prove in situ. Tre ter-

ne di colonne ($\varnothing$ 100 cm) sono state realizzate, interessate di 0,80 m (così come previsto dal progetto), iniettando un volume specifico VM variabile (vedere tabella 1).

Tabella 1. Parametri utilizzati nel campo prove jet grouting

Terna	VM [lt/m]
1	400
2	450
3	500

Ad un mese circa dal getto sono stati eseguiti 3 sondaggi con recupero campioni in ciascuna terna (A in centro ad una colonna, C nel centro della terna, I inclinate del 20% sulla verticale attraverso 2 colonne).

Nella figura n. 7 sono confrontati fra loro i valori medi dei parametri dei carotaggi RR e RQD.

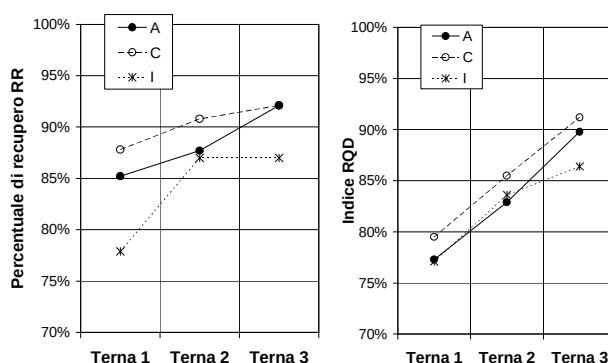


Figura 7. Percentuale di recupero e RQD dei carotaggi nelle terne del campo prove di jet grouting

Mediamente la qualità del carotaggio tende a migliorare con l'aumentare di VM; a parità di VM i dati dei carotaggi sono simili per i sondaggi verticali.

Questi risultati hanno evidenziato la buona continuità ed omogeneità del trattamento ottenuto con gli interessi di progetto.

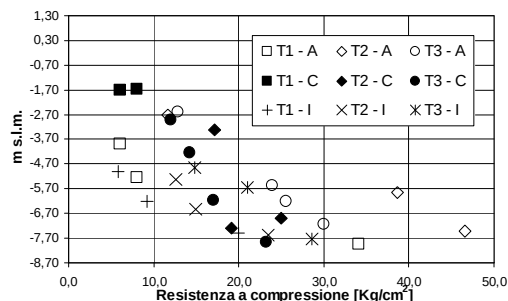


Figura 8. Resistenza a compressione delle carote di jet grouting in funzione della quota di prelievo

Le prove di laboratorio eseguite sui campioni hanno fornito i seguenti risultati:

- il peso di volume aumenta con la profondità, da 16 KN/m³ a circa 17,5 KN/m³
- un andamento simile si ottiene riguardo la resistenza (vedere figura 8) con valori medi che crescono da 1,2 MPa nelle argille limose a 2,8 MPa nello strato sottostante di sabbie.

I valori di resistenza maggiori sono stati ottenuti nei campioni estratti dal carotaggio A, i più bassi nel sondaggio inclinato I.

In media la resistenza è risultata simile nelle terne 2 e 3, sensibilmente più alta che nella terna 1.

Tenuto conto di questi risultati sono stati adottati per il cantiere i parametri della terna 2.

9. FENOMENI ANOMALI OCCORSI, EVIDENZIATI DAL MONITORAGGIO, E CORRETTIVI ADOTTATI

L'esecuzione delle prime colonne di jet grouting, avvenuta in ala nord, ha provocato un sollevamento delle murature perimetrali evidenziato dalle livellazioni topografiche di precisione.

La facciata in corrispondenza del colonnato di San Cristoforo, costituita da una struttura più leggera rispetto alle altre murature laterali dell'Ala Nord, ha risentito in modo particolare del fenomeno.

I sollevamenti misurati nella prima settimana di operazioni hanno raggiunto in un punto i 5 mm.

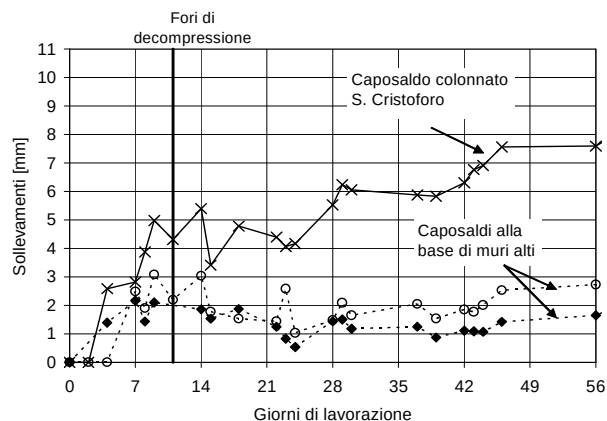


Figura 9. Movimenti di alcuni punti in Ala Nord durante l'esecuzione del fondello di jet grouting.

I lavori sono stati brevemente interrotti, disponendo di eseguire una fila di fori di decompressione nel terreno all'esterno della berlinese e definendo una sequenza di esecuzione che prevedesse una maggiore distanza tra le colonne in lavorazione successiva.

Il diagramma in figura 9 mostra come a seguito di questi provvedimenti i movimenti delle murature si siano stabilizzati ed il sollevamento registrato nelle settimane successive sia stato molto contenuto e complessivamente pari a quello avvenuto nei primi giorni.

La successiva figura 10 mostra i dati registrati dal clinometro CL10 in opera nella parte alta della parete, (linea

scura). La freccia indica il periodo in cui sono state eseguite le colonne di jet grouting. Anche questo monitoraggio evidenzia come la situazione si sia stabilizzata dopo i provvedimenti sopra descritti.

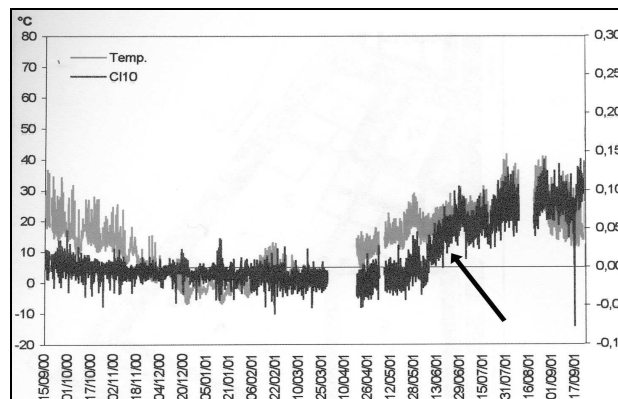


Figura 10. Letture del clinometro CL10 in Ala Nord (linea scura; in chiaro l'andamento della temperatura)

In Ala Sud gli spazi più ristretti hanno comportato una maggiore concentrazione delle lavorazioni.

Nella fase iniziale, coincidente con l'esecuzione delle colonne perimetrali, i sollevamenti della muratura lungo il rio de la Fenice sono stati superiori rispetto a quelli dell'Ala Nord (vedere le livellazioni in figura 11), raggiungendo i 10 mm, valore ritenuto tollerabile.

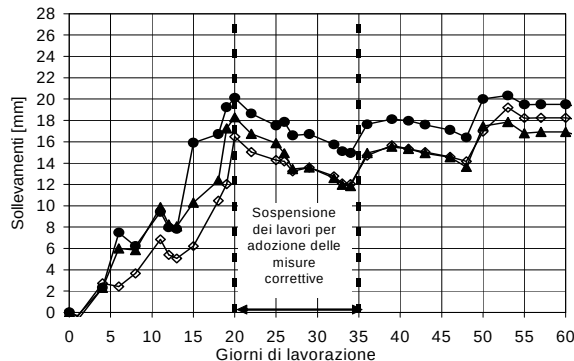


Figura 11 – Livellazioni topografiche relative ad alcuni punti in Ala Sud durante l'esecuzione del fondello di jet grouting

Successivamente la realizzazione delle colonne nella zona centrale avvenuta dopo 18-20 giorni ha comportato un incremento rapido dei sollevamenti raggiungendo i 20 mm, con ripercussioni sulla facciata lungo il Rio de la Fenice, peraltro in stato di conservazione precario; vedere le figure 12 (inclinometro sulla parete) e 13 (fessurimetro in corrispondenza di una lesione in facciata) con apertura di circa 2 mm che si è poi ridotta dopo i provvedimenti.

Dopo un fermo di un paio di settimane (fig. 11) per la messa in sicurezza del muro, le operazioni sono riprese adottando alcune precauzioni in fase esecutiva (prelavaggio del foro in fase di perforazione, riduzione della pres-

sione dell'aria e della miscela) e riducendo leggermente le produzioni.

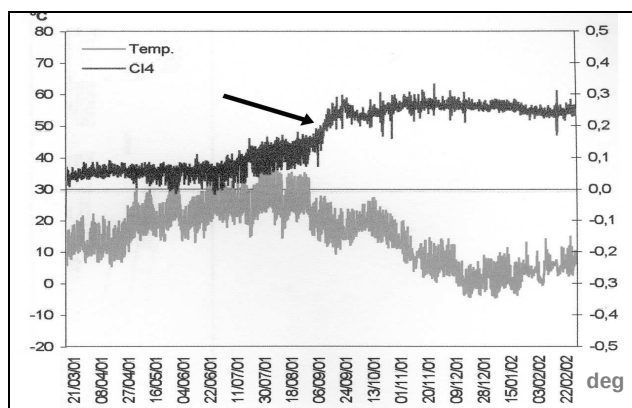


Figura 12. Letture del clinometro CL4 in Ala Sud, linea scura (in chiaro l'andamento della temperatura) parete rio de la Fenice.

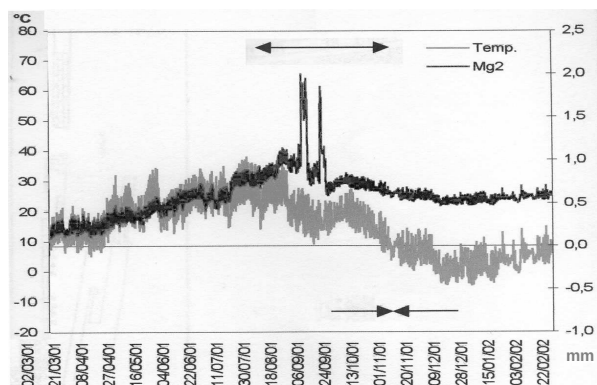


Figura 13. Letture del misuratore di giunto Mg2 in Ala Sud. Parete rio de la Fenice.

I movimenti registrati in questa fase sono stati decisamente più contenuti rispetto alla precedente come mostrano chiaramente i diagrammi.

10. CONCLUSIONI

I lavori eseguiti per le nuove fondazioni del Teatro e per permettere gli scavi delle parti interrato hanno richiesto un attento studio in fase di progetto ed una esecuzione assistita dal monitoraggio a causa della presenza delle vecchie murature da preservare e delle loro fondazioni su pali di legno sotto un importante battente di falda.

In fase realizzativa i dati di monitoraggio in generale hanno confermato le attese progettuali.

Le situazioni più delicate si sono verificate in corrispondenza di punti singolari. In tali casi i correttivi apportati alle modalità esecutive grazie al monitoraggio hanno permesso di proseguire ed ultimare i lavori.

Gli scavi sono stati portati a termine senza che si siano verificati né fenomeni di filtrazione di qualunque tipo né movimenti di rilievo nelle strutture esistenti.

Si ringrazia l'ing. Roberto Scibilia, direttore dei lavori di realizzazione delle fondazioni, per la fattiva collaborazione data durante le varie fasi di esecuzione delle opere.

11. BIBLIOGRAFIA

- Balossi Restelli A. (1995). *Il miglioramento ed il rinforzo dei terreni e delle rocce. Controlli sulla validità degli interventi*. Atti XIX Conferenza italiana di Geotecnica, Pavia, Vol. 2, pp. 447-470.
- Balossi Restelli A., Tornaghi R., Pettinaroli A., Rovetto E. (2003). *Reconstruction of La Fenice Theatre in Venice. Foundations problems*. XIII European Conference on Soil Mechanics And Geotechnical Engineering, Praga, Vol. 2, 29-34
- Bustamante M., Doix B. (1985). *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*. Bull. Liaison laboratorie Pont Et Chausses – 140 – nov.-déc. Réf. 3047
- Tornaghi R., Mongilardi E. (1986). *Construction of large underground openings and use of grouts*. International Conference Of Deep Foundations, Beijing
- Tornaghi R. (1993). *Controlli e bilanci analitici dei trattamenti colonnari mediante jet grouting*. Rivista Italiana di Geotecnica, 3/93, 217-234

ABSTRACT

The rebuilding of the La Fenice Theatre in Venice involved complex works in order to achieve new structures and underwater excavations.

The major difficulties were due to several problems:

- the particular location of the theatre, in the middle of Venice
- the presence of high old masonry walls (founded on wooden piles) to be preserved
- the soil profile and the high tide level.

A combined solution (called "diaphragmed berlinese") was chosen:

- steel piles Ø 127 mm (10 mm thick), 40 cm apart making a structure suitable to support lateral loads;
- plain plastic piles Ø 230 mm placed between steel piles in order to achieve a continuous impervious barrier.

Tubfix type micropiles (with grouted bearing bulb) were designed in order to transfer the load of the new structures to the sandy layer lying between -6 and -12 m a.s.l., under a soft clayey silty cover.

These steel piles (Ø 101,6 mm and 12,5 mm thick) were also part of "berlinese".

In situ tests were made in order to optimize the technologies and the operating parameters.

A monitoring system allowed to check the effects of the works on the old structures.

Damages to masonry were prevented by continuous monitoring.

All excavations could be made without water seepage even where the hydraulic head reached its maximum value.