

CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE DEL PALAZZO DI PUNTA DELLA DOGANA IN VENEZIA REALIZZATO CON INIEZIONI DI RESINA POLIURETANICA

Gabassi M., Paschetto A., Vinco G.

Uretex S.r.l.

Masella A.

Studio Geotecnico Italiano S.r.l.

SOMMARIO

Nel maggio 2003 l'edificio di Punta della Dogana è stato interessato da importanti ed improvvisi cedimenti delle fondazioni in corrispondenza della sua porzione rastremata prospiciente Canal Grande. Ciò ha comportato l'interruzione delle attività lavorative e lo sgombero dei locali. Vista l'importanza storica dell'edificio lo stesso è stato oggetto di approfonditi studi supportati da un numero consistente di indagini geotecniche in situ e in laboratorio nonché da un monitoraggio di precisione. Dopo aver vagliato le possibili tecnologie, idonee a stabilizzare il fabbricato, si è optato per le iniezioni di resina espandente mediante tecnologia Uretex Deep Injections®. L'intervento, suddiviso in tre diverse fasi realizzate in un arco temporale di sei mesi, ha permesso il ripristino della staticità e della funzionalità dell'edificio e l'arresto dell'evoluzione dei cedimenti, ristabilendo le originali caratteristiche del terreno. Nel 2009, al termine del restauro generale, l'edificio è stato riaperto al pubblico ed ospita attualmente il centro di arte contemporanea François Pinault Foundation.

Parole chiave: resine poliuretatiche, cedimenti, sovrappressioni, iniezioni.

1 INQUADRAMENTO STORICO

Punta della Dogana o 'Dogana de Mar' rappresenta il luogo storicamente deputato allo scambio, al deposito ed allo smistamento delle merci in entrata e uscita dalla città di Venezia. La struttura, edificata a partire dal 1677 su progetto dell'architetto Giuseppe Benoni, costituisce un punto panoramico per eccellenza, di divisione tra il bacino S.Marco, il Canale della Giudecca ed il Canal Grande.

2 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

L'edificio esistente ha pianta trapezoidale, con i lati paralleli alle rive dei canali; all'estremità verso il bacino di S.Marco l'edificio termina con un portico che si sviluppa lungo i tre lati del locale di testata, sormontato dalla nota statua di Atlante. Il corpo di fabbrica principale ha una larghezza che varia da circa 16 m a tergo del locale di testata, fino a circa 75 m all'altezza della facciata verso il campo della Salute. La struttura principale poggia su 10 muri in mattoni, paralleli tra loro e circa perpendicolari alla bisettrice dell'angolo formato dai canali che convergono alla punta. Su questi muri gravano i solai intermedi, tessuti parallelamente alla bisettrice, e le coperture a capriata. Lo spessore dei muri portanti è

compreso tra 0,5 e 2,0 m; le solette del 1° piano appoggiano anche su pilastri e muri secondari che non raggiungono le coperture. Le murature delle facciate, che sono scarsamente connesse a quelle trasversali, hanno spessore compreso tra 0,50 e 0,70 m incluso il rivestimento lapideo monumentale esterno.

Le fondazioni del corpo principale sono state esplorate mediante alcuni carotaggi e pozzetti per definirne le dimensioni trasversali e la quota del piano d'appoggio. Le strutture di fondazione sono costituite da murature in mattoni e pietra lavorata, legati con malta di calce; le condizioni d'appoggio sono sostanzialmente di quattro diverse tipologie: diretta sul terreno, su un robusto assito posato sul terreno, su un assito posato su pali di legno di costipamento del terreno e sulle fondazioni di una preesistente torre.

Il piano d'imposta delle fondazioni determinato mediante pozzetti esplorativi è risultato essere variabile in funzione dell'allineamento considerato, con un minimo di -0,69 m ed un massimo di -2,84 m dal piano di calpestio.

Nell'insieme si constata una notevole eterogeneità delle tipologie di fondazione, specie negli allineamenti più prossimi alla testata, in parte riconducibile alla differente destinazione d'uso originaria, che differenziava il locale di testata con il portico dal resto dell'edificio; in parte dovuto a trasformazioni successive, come la creazione del

corridoio longitudinale mediano e della sala del consiglio (fig. 1).

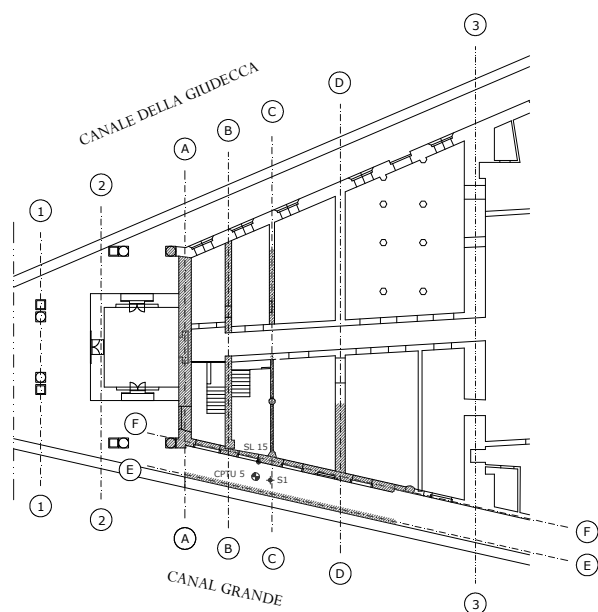


Figura 1 Planimetria dell'intervento.

3 CONDIZIONI GEOTECNICHE

A seguito di una corposa campagna d'indagini geognostiche, comprensiva d'indagini in situ e di laboratorio, è stato possibile definire la successione degli strati a partire dal piano di posa del muro di sponda impostato a quota -3.44 m s.l.m.. Essa comprende:

- un complesso prevalentemente limo-argilloso poco consistente, con intercalazioni di sabbia limosa e frammenti lignei fino a circa -9,00 m s.l.m.;
- uno strato sabbioso, decisamente più permeabile del precedente;
- una successione di alternanze limo-argillose e limo-sabbiose, fino alla massima profondità raggiunta dai sondaggi e dalle prove (-29,00 m s.l.m.).

Nelle verticali esplorate il tetto dello strato sabbioso si incontra ad una quota variabile tra -6,00 e -9,30 m s.l.m.

Tale strato si presenta sensibilmente uniforme e la sabbia che lo costituisce ha una banda granulometrica relativamente stretta, con coefficiente di uniformità $C=D_{60}/D_{10}$ compreso tra 2,1 e 3,3; il contenuto di fini non supera il 6% ed al tetto è presente una fascia più limosa.

La compattezza dello strato sabbioso è relativamente bassa fino a -8,50 m ($N_{SPT}=12\div 14$ colpi/piede) e cresce verso la parte inferiore dello strato ($N_{SPT}=19\div 22$ colpi/piede).

Tra le cinque prove CPTU realizzate, la prova CPTU 5 (eseguita in corrispondenza del punto che ha subito il maggior cedimento) risulta in disaccordo rispetto alle altre: la fascia di profondità corrispondente alla sabbia meno addensata è occupata da materiale coesivo molto molle (resistenza alla punta $q_c \leq 0,2$ MPa). Dalla quota di 9,30 m s.l.m. si incontra sabbia poco addensata

($q_c \leq 3,3\div 5,4$ MPa) fino al termine della prova a quota -10,80 m s.l.m. (fig. 2).

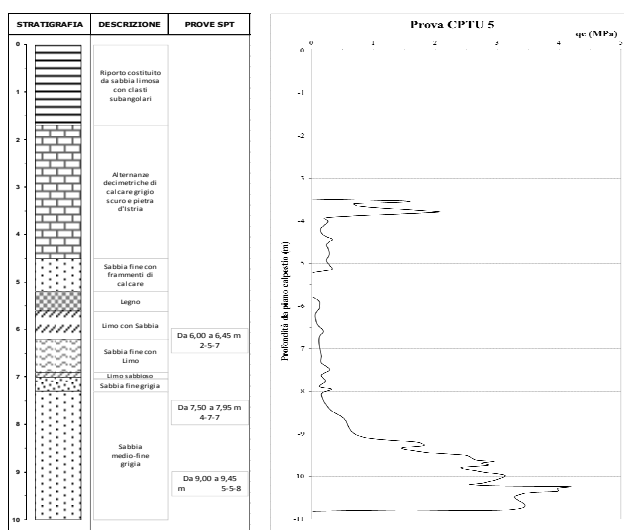


Figura 2 Stratigrafia desunta dal sondaggio S1 (eseguito a partire da quota +1,0 m s.l.m.) e prova CPTU5 riferita alla quota di zero di Punta della Salute.

4 INTERVENTI SULLE MURATURE DI SPONDA

Nell'ambito del programma di recupero e salvaguardia del patrimonio della città di Venezia, quello del ripristino delle murature di sponda dei canali riveste un ruolo di primaria importanza. Le nuove opere costituiscono un presidio al piede del muro di sponda, realizzato mediante una fila di micropali lungo un allineamento parallelo al piede del muro stesso. Nel caso in esame, sopra i micropali si è realizzata una trave di coronamento semplicemente addossata alla faccia esterna del muro, il quale applica quindi il suo carico verticale alla sua fondazione originaria. Dopo l'esecuzione dei micropali si è realizzata una tura con palancole Larssen, allo scopo di mettere temporaneamente all'asciutto una striscia di canale parallela alla riva. Successivamente si è scavato fino alla base del muro di sponda per gettare la trave di collegamento, ed eseguire i necessari ripristini sul paramento del muro stesso. In seguito lo scavo è stato parzialmente rinterrato per raccordarlo al fondale esistente all'esterno del palancolato. Il tratto di riva del Canal Grande interessato dall'intervento ha una lunghezza di 42,00 m circa.

5 LESIONI NELLE STRUTTURE

Nei primi giorni di Maggio 2003, mentre erano in corso i lavori per il risanamento della riva lungo Canal Grande, si sono manifestati improvvisi cedimenti del muro di sponda e del retrostante edificio monumentale di Punta della Dogana. Lo Studio Geotecnico Italiano, su incarico del Consorzio Venezia Nuova, ha appurato quali fossero le cause ed il meccanismo dei dissesti, oltre ad aver identificato gli interventi di ripristino più efficaci per la

salvaguardia dell'edificio (MAG.ACQUE-Mascardi C. Jamiolkowski M., 2004).

Le lesioni apparivano numerose e di diversa sintomatologia. In generale i prospetti esterni mostravano principalmente lesioni di vecchia data, alcune delle quali si sono riattivate. Le lesioni all'interno dell'edificio si manifestavano sia sulle contropareti, in diversi casi apparse solo dopo il maggio 2003, sia sui muri portanti, prevalentemente di antica origine, con qualche riattivazione recente.

Si possono ricondurre le lesioni a tre effetti deformativi principali:

- la distensione orizzontale in direzione parallela agli allineamenti trasversali;
- la rotazione delle facciate verso l'esterno (prevalentemente quella verso Canal Grande);
- cedimenti verticali differenziali;

Le lesioni maggiori e più recenti, che si incontravano lungo le scale e sulle pareti, manifestavano contestualmente tutti i tre cinematismi indicati.

6 CAMPAGNA DI MONITORAGGIO

La campagna di monitoraggio è stata così sviluppata nel corso degli anni:

- livellazioni sulle rive di entrambi i canali: su 8 capisaldi a partire dal 27 luglio 2001, aumentati a 12 dal 30 settembre 2001, ed infine, dal 31 luglio 2002, su 15 capisaldi, denominati SL 1 – SL 15;
- livellazioni lungo i due lati del corridoio centrale al primo piano dell'edificio, dal 24 marzo 2004 al 27 maggio 2004.

Per la livellazione delle rive si sono calcolati i cedimenti in base alle misure effettuate a partire dal 31 luglio 2002, assumendo come zero dei cedimenti le quote misurate in quella data. In funzione della natura del terreno, del tipo di operazioni svolte e della condizione dei muri di sponda prima del loro risanamento, si è convenuto di considerare "fisiologico" un cedimento massimo di 10 mm; detto questo, il caposaldo SL 13 ha avuto un comportamento largamente compreso entro il limite fisiologico, mentre gli altri hanno subito un brusco incremento dei cedimenti in un periodo compreso tra le due successive letture del 30 aprile e del 15 maggio 2003.

Il caposaldo SL 15, a differenza di tutti gli altri, non mostrava la tendenza alla stabilizzazione dalla fine di giugno 2003 in poi, ma invece una residua velocità di cedimento, pressochè costante e pari a 6,7 mm/anno fino al 30 aprile 2004. Solo dopo tale data la velocità si è ridotta. La livellazione lungo il corridoio, ripetuta tra il 30 marzo ed il 27 maggio ha messo in luce variazioni di quota comprese tra -0,40 e +1,00 mm, indicando che la parte centrale dell'edificio non aveva subito cedimenti nel periodo considerato.

Sono state poste in opera basi per misure distometriche orizzontali al primo piano dell'edificio. Otto di esse erano disposte in direzione trasversale; le rimanenti cinque in direzione longitudinale. Le basi lungo gli allineamenti trasversali hanno mostrato variazioni assai contenute, da -0,75 a +0,40 mm, senza una tendenza definita. Le basi

longitudinali denunciavano riduzioni di lunghezza comprese tra 1,00 e 2,50 mm con gradiente sensibilmente costante, salvo un'improvvisa accelerazione della base, posta sul lato Giudecca del corridoio, nel periodo tra il 25 maggio e l'8 luglio.

Sono state disposte due serie di misure estensimetriche per mezzo di trasduttori (nel periodo da agosto 2001 a luglio 2004) ed a mezzo di un estensimetro rimovibile (nel periodo dal 15 gennaio al 20 luglio 2004). Tali misure hanno evidenziato una velocità di apertura delle fessure che ha raggiunto un massimo di 6,4 mm/anno.

7 MECCANISMO DEL DISSESTO

Dall'esame dettagliato di tutte le risultanze delle indagini e del monitoraggio, appariva evidente che il dissesto che ha coinvolto parte dell'edificio della dogana era stato originato da un episodio di sifonamento avvenuto mentre si stava aggettando lo scavo per mettere all'asciutto il piede del muro di sponda e gettare la trave di coronamento dei micropali.

La sezione geotecnica lungo la riva mostra che in corrispondenza delle prove CPTU 2 e CPTU 3 il tetto dello strato sabbioso risale fino a quota -6,30 m s.l.m.

In base alle variazioni del livello della falda registrato dai piezometri ci si deve attendere che nello strato sabbioso, che non è attraversato dal palancolato, la pressione neutra rimanga quella data dal livello marino, anche in occasione dell'aggettamento, con un'influenza delle oscillazioni di marea poco smorzata rispetto a quella del livello in laguna. Nello strato coesivo soprastante, la pressione neutra evolve in un periodo transitorio per effetto di molteplici cause che agiscono con effetti contrapposti: diminuisce per effetto della diminuzione di pressione totale verticale a seguito dello scavo e dell'aggettamento, aumenta per l'incremento della reazione orizzontale richiesta dai pali di legno e dai micropali per mantenere l'equilibrio alla traslazione orizzontale del muro. La condizione stazionaria cui tende il transitorio è quella definita dalla filtrazione verticale verso l'alto, promossa dal battente idraulico tra base e tetto dello strato coesivo. In questa situazione, laddove la quota del tetto della sabbia è stato riscontrato ad una quota superiore, pari a -6,30 m, si può verificare la condizione di pressione efficace (verticale ed orizzontale) nulla nello strato meno permeabile sopra la sabbia, con conseguente annullamento della reazione orizzontale sui pali. A questo punto si apre la via per un trasporto solido della sabbia sottostante verso lo scavo aperto, cioè al "sifonamento". Ad entrambi i fenomeni conseguono spostamenti orizzontali del muro, distensioni orizzontali e cedimenti verticali irregolarmente distribuiti in superficie, quindi lesioni nelle murature.

Alla formazione delle fessure ha con ogni probabilità concorso la condizione di marcata eterogeneità delle condizioni di fondazione dell'edificio, il quale, solamente sotto i sei pilastri del portico risulta fondato su pali.

Per una diagnosi più precisa si consideri la pressione neutra u (kPa) al tetto dello strato sabbioso e quella totale p_v (kPa) data dal peso del terreno sovrastante all'atto del raggiungimento del fondo scavo. La prima dipende

dall'altezza della marea, per la quale nel periodo 25 aprile – 15 maggio 2003 si è registrato un livello massimo di 0,80 m s.l.m.. Ipotizzando un peso di volume dell'acqua di laguna di $10,06 \text{ kN/m}^3$, si ottiene:

$$u_{\max} = 10,06 \cdot (0,80 + 6,20) = 70,42 \text{ kPa} \quad (1)$$

La seconda, assunto un peso di volume del terreno saturo di 19 kN/m^3 , risulta:

$$p_v = 19 \cdot (6,20 - 3,18) = 57,4 \text{ kPa} \quad (2)$$

Poiché $u_{\max} > p_v$, l'equilibrio dello strato di terreno coesivo si raggiunge solo grazie al contributo della resistenza tangenziale laterale, contro le palancole ed i micropali, del volume di terreno che tenderebbe a sollevarsi. A sua volta questa resistenza evolve nel tempo e diminuisce quando le pressioni neutre passano dalla loro distribuzione iniziale a quella di regime. In quest'ultima situazione la pressione efficace si annulla e non può che annullarsi anche la resistenza.

Lungo questo percorso di sollecitazione, prima che si raggiunga lo stato finale a regime, viene a mancare l'equilibrio e lo strato coesivo si solleva o si fessura, dando luogo al sifonamento.

8 EFFETTI A MEDIO – LUNGO TERMINE

Mentre la situazione prodottasi in seguito agli eventi del maggio 2003 ha in genere raggiunto una nuova configurazione di equilibrio, una zona ristretta ad un intorno degli allineamenti A e C ha evidenziato di avere ancora tendenze evolutive avverse alla stabilità dopo circa due anni da quella data. In tal senso si devono intendere i continui aumenti di trazione nel tirante 13, la velocità di cedimento residua del caposaldo SL 15 (fig.3) e quelle di allargamento delle fessure corrispondenti ai fessurimetri.

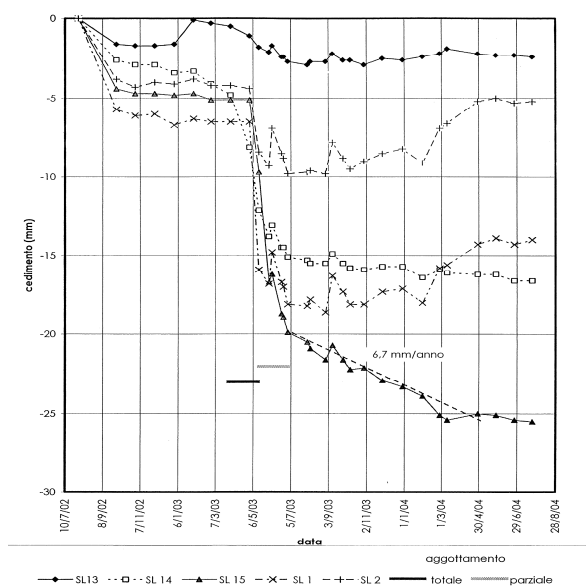


Figura 3 Cedimenti, nel tempo, della facciata sul Canal Grande.

In tale localizzata porzione dell'edificio sono quindi stati necessari solleciti interventi di rimedio.

9 INTERVENTI DI RIMEDIO

Si è ritenuto opportuno attuare interventi che mirassero esclusivamente ad annullare il trend di deformazioni in continua evoluzione, e, nella misura possibile, recuperare parzialmente i suoi effetti sulle strutture coinvolte, con un limitato risolleamento delle parti che avevano maggiormente ceduto. Requisito importante degli interventi di rimedio era la non interferenza diretta con le strutture murarie esistenti (Dei Svaldi et al., 2005)

Gli effetti sugli edifici sono indubbiamente avvenuti per variazioni tensionali nel terreno, si è ritenuto quindi necessario e sufficiente, intervenire sullo stato tensionale efficace del terreno stesso, in un conveniente intorno delle strutture di fondazione che avevano subito quegli effetti.

L'intervento è stato esteso in altezza dalle quote di fondazione ad una profondità variabile, tra quota -8,50 m s.l.m. (in facciata) e quota -5,00 m s.l.m. (all'estremità del trattamento verso la Giudecca). Si è provveduto a ricomprimere una striscia a tergo del muro di sponda, nell'intervallo di quote -8,50/-3,00 m s.l.m.: tale intervento è stato effettuato preliminarmente a quello sotto le fondazioni.

Si è scelto di intervenire nel volume immediatamente sottostante le fondazioni, unicamente attraverso la procedura di consolidamento Urettek Deep Injections[®], utilizzando una resina poliuretanicca capace di esercitare un'elevata pressione di rigonfiamento nel corso della sua espansione, secondo la planimetria riportata in fig. 1.

Le iniezioni sono state localizzate nei volumi di terreno influenzati dai fenomeni di sifonamento, con interesse regolare su un numero di livelli di profondità da un minimo di quattro ad un massimo di sette. Il confinamento della resina all'interno del volume di terreno da trattare, è possibile grazie ai tempi di reazione molto brevi, durante i quali la resina stessa passa dallo stato liquido alla completa espansione e solidificazione (Yu H.S., Houlby G.T., 1991).

Le cannule di iniezione, del diametro di 12 mm, sono state posizionate ad interasse regolare entro le perforazioni del diametro massimo di 26 mm eseguite attraverso le fondazioni dell'edificio utilizzando perforatori manuali, allo scopo di limitare le vibrazioni sulle strutture.

Le iniezioni di resina sono state effettuate con una pompa avente una portata utile di 12 kg/min ed il criterio seguito per l'interruzione dell'erogazione è stato determinato dal principio di sollevamento della struttura soprastante l'iniezione o dalla sopravvenuta eccessiva pressione del sistema di immissione nel circuito primario della pompa di iniezione.

Le condizioni iniziali relative alla presenza di un terreno significativamente disturbato, la tipologia costruttiva dell'edificio, la presenza di differenti tipologie di fondazione ed il regime idraulico influenzato in modo sensibile dalle maree, hanno imposto una progettazione notevolmente mirata ed una altrettanto accurata realizzazione dell'intervento di consolidamento. La versatilità del metodo Urettek Deep Injections[®] ha

permesso altresì di modificare l'intervento in corso d'opera, qualora necessario, sulla base di quanto emerso:

- durante la fase di perforazione (e quindi delle reali caratteristiche della fondazione riscontrate puntualmente);
- dai risultati emersi dalle prove penetrometriche comparative,
- dai risultati emersi dalle livellazioni di precisione eseguite con cadenza giornaliera durante tutte le fasi dell'intervento.

In accordo con quanto previsto dal progetto geotecnico curato dallo Studio Geotecnico Italiano, le iniezioni sono state realizzate in più fasi, allo scopo di permettere la completa dissipazione delle sovrappressioni neutrali indotte dalle iniezioni (Gabassi et al., 2010).

L'effetto perturbativo generato dall'incremento delle pressioni neutrali è stato limitato:

- sia diminuendo il quantitativo di materiale iniettato per ciascuna iniezione, reiterando perciò le iniezioni stesse fino al raggiungimento del quantitativo di progetto;
- sia adottando una sequenza di iniezione tale da non interessare gli stessi volumi di terreno in intervalli temporali limitati.

9.1 Prima fase di intervento

La prima fase di intervento della durata di circa un mese a partire da novembre 2004, ha interessato un'estensione di circa 70,00 ml di fondazione continua in muratura, due plinti di fondazione del colonnato anteriore ed una fascia di terreno, a tergo del muro di sponda lato Canal Grande, della lunghezza di circa 17,50 ml. Le iniezioni eseguite su quest'ultimo tratto hanno avuto lo scopo di saturare i vuoti presenti a ridosso del muro di sponda e di realizzare un "contenimento" per le successive iniezioni realizzate sottostante la fondazione della facciata lato Canal Grande. La metodologia impiegata per quest'ultimo tipo di iniezioni è stata a colonna, ovvero sfilando il tubo di iniezione dal foro con velocità controllata durante l'erogazione continua di resina, nell'intervallo di profondità compreso fra -8,50 e -3,00 m s.l.m.. L'interasse fra le iniezioni è stato di circa 0,50 m.

Al di sotto delle murature di fondazione invece, sono state eseguite iniezioni di tipo puntuale, distribuite spazialmente secondo uno schema regolare.

I livelli di iniezione sono stati realizzati a partire dal piano di appoggio della fondazione con una spaziatura verticale di circa 1,00 m. Il numero di livelli realizzati è stato in numero crescente da un minimo di quattro, per le murature prossime al lato Canale della Giudecca, fino ad un massimo di sette lungo la muratura di fondazione della facciata lato Canal Grande (fig. 4).

Il consumo di materiale inespanso registrato per ogni singolo punto di iniezione ha messo in evidenza come, nelle murature che hanno registrato maggiori cedimenti, il consumo sia stato più elevato. Lo stesso è variato da un minimo di 90 kg/ml ad un massimo di 170 kg/ml.

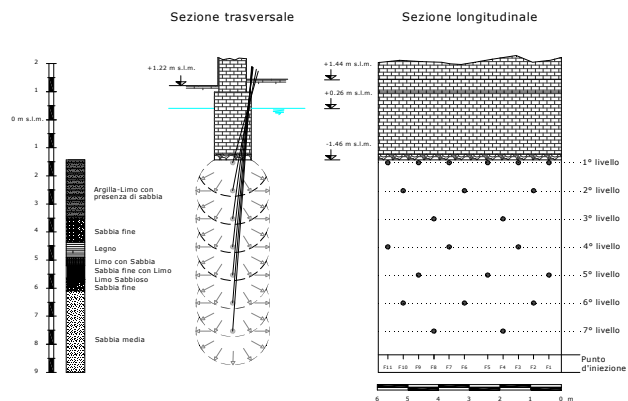


Figura 4 Sezioni tipo rappresentative delle distribuzioni delle iniezioni.

9.2 Seconda fase di intervento

La seconda fase di intervento iniziata il 29/03/2005 si è conclusa il 18/04/2005. Il periodo di tempo atteso fra la prima e la seconda fase è stato necessario per consentire la dissipazione delle sovrappressioni neutrali, ed è stato determinato sulla base delle livellazioni di precisione. Come previsto in progetto l'estensione dell'intervento è stata ridotta a complessivi 47,60 ml, includendo la muratura della facciata lato Canal Grande e limitando ad alcune porzioni le murature di spina ad essa collegate. Il numero di livelli è stato ridotto anche in base ai dati emersi dalle prove penetrometriche comparative, operando al massimo fino a 5,00 m a partire dal piano di posa della fondazione nel caso delle murature di facciata maggiormente dissestate, ed a 4,00 e 3,00 m nel caso delle murature degli allineamenti interni. Lo schema distributivo delle iniezioni è stato il medesimo della prima fase, realizzato operando nuove perforazioni sfalsate rispetto alle precedenti e posando nuovi tubi di iniezione.

Il consumo di resina è stato variabile da un minimo di 65 kg/ml per le partiture interne, ad un massimo di 175 kg/ml sottostante le fondazioni della facciata.

9.3 Terza fase di intervento

La terza ed ultima fase di intervento è stata realizzata consequenzialmente alla seconda, esclusivamente sulla fondazione della facciata prospiciente Canal Grande, per complessivi 18,10 ml. Anche per questa fase di lavoro, conclusasi in data 28/04/2005, la profondità massima di intervento è stata di 5,00 m a partire dal piano di posa della fondazione. Il consumo medio è stato di circa 110 kg per ciascun metro di fondazione trattata.

10 RISULTATI OTTENUTI

Durante tutte le attività di cantiere, e nel lasso temporale trascorso tra le fasi, si è monitorato il comportamento della struttura affiancando ai sistemi di monitoraggio già in essere, il rilievo altimetrico di mire rigidamente collegate alle murature, utilizzando livelli

ottici di precisione. I positivi effetti indotti dalle iniezioni nel terreno sono stati rilevati, oltre che dai risultati del sistema di monitoraggio, mediante l'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche comparative durante e tra le fasi. Oltre a tali prove sono stati eseguiti dei sondaggi volti all'individuazione del materiale iniettato ed al prelievo dello stesso per la determinazione delle proprietà meccaniche.

10.1 Livellazioni di precisione

La livellazione di precisione realizzata a cura di Uretex è stata eseguita su un numero complessivo di 22 punti, distribuiti sia sulle murature oggetto di intervento sia su quelle non interessate dallo stesso. Le livellazioni, iniziate al termine della prima fase, sono state eseguite con cadenza regolare: due volte al giorno durante le operazioni di cantiere e ogni 7/15 giorni nei periodi di intervallo.

Tali misurazioni hanno permesso di stabilire quale fosse il comportamento della struttura sia durante l'esecuzione di perforazioni ed iniezioni, sia durante il successivo periodo di dissipazione delle sovrappressioni neutrali generatesi nel terreno in seguito alle iniezioni. Durante la fase di iniezione infatti in più casi si è riscontrata la temporanea risalita di acqua in pressione attraverso i tubi di iniezione come diretta conseguenza dell'espansione della resina.

La struttura collassabile prodottasi nel terreno a seguito del sifonamento è risultata essere suscettibile all'aumento delle pressioni neutre, che hanno impiegato diversi giorni a dissiparsi favorendo la propensione al cedimento delle strutture. Quanto accaduto è attribuibile all'effetto generato dall'immissione di nuovi volumi di materiale espandente ed al conseguente incremento delle pressioni totali che inducono, in terreni collassabili e saturi, una ridistribuzione degli elementi solidi per effetto del riempimento dei vuoti, della sostituzione alla fase liquida ed alla successiva dissipazione delle pressioni neutrali.

Tale fenomeno si è evidenziato in particolar modo durante la prima fase di intervento. Con la prosecuzione delle iniezioni tale fenomeno si è ridotto, invertendo la sua evoluzione, tanto da permettere anche un progressivo parziale recupero dei cedimenti fino ad allora scontati dalle strutture.

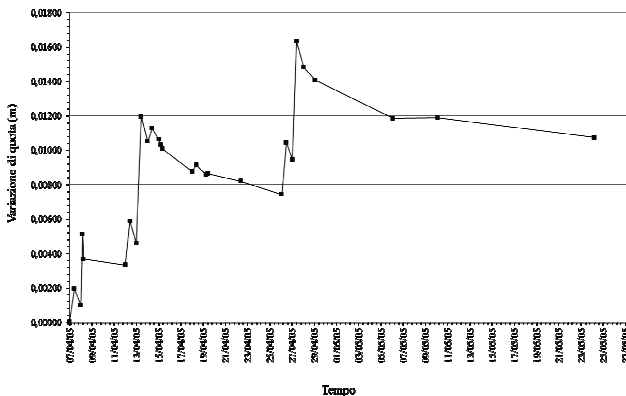


Figura 5 Andamento di quota del punto 17 nel tempo.

Nella fig. 5 si riporta l'andamento, nel tempo, delle quote relative del punto n°17, collocato nelle immediate vicinanze del caposaldo SL15 e corrispondente al punto che ha subito maggiori cedimenti della facciata lato Canal Grande. È evidente il recupero parziale del cedimento fatto registrare durante le iniezioni eseguite nella seconda e terza fase.

10.2 Prove penetrometriche dinamiche comparative

In fase preliminare, e durante le diverse fasi di intervento, si è provveduto a realizzare delle prove penetrometriche dinamiche allo scopo di verificare il miglioramento indotto nel terreno dalle iniezioni di resina. Vista l'accessibilità ridotta ai vani e le particolari condizioni operative e di trasporto delle attrezzature, si è scelto di impiegare per la realizzazione delle prove un penetrometro dinamico DPM30.

Le prove sono state realizzate in corrispondenza della porzione di muratura che ha subito maggiori cedimenti, nelle aree limitrofe al caposaldo SL15. Nello specifico, le prove posizionate come riportato in fig. 6, sono state così suddivise:

- PPA e PPB prove ante intervento;
- PP1÷PP8 prove eseguite dopo la prima fase;
- PP9 e PP10 prove eseguite dopo la seconda fase;
- PP11 e PP12 prove eseguite dopo la terza fase.

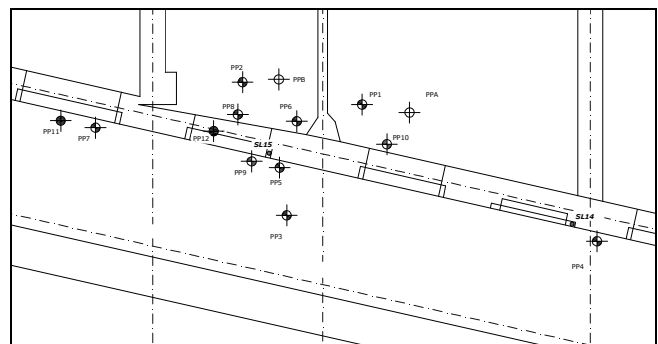


Figura 6 Posizionamento delle prove penetrometriche dinamiche.

Nella fig. 7 si riporta il confronto fra alcune delle prove eseguite durante le diverse fasi, in corrispondenza del caposaldo SL15. La prova penetrometrica PP12 è stata eseguita al di sotto della fondazione a seguito della realizzazione di un preforo, a differenza delle altre due prove che sono state realizzate esternamente alla stessa.

Il rapporto tra il numero di colpi necessario all'infissione di 10 cm, registrato tra la prova eseguita al termine della terza fase di intervento e quella ante intervento, è stimabile mediamente in circa 4,5 volte nell'intervallo di profondità compreso fra il piano di posa della fondazione e -8,00 m dal piano di calpestio.

Dal carotaggio continuo è stato possibile estrarre una carota continua di resina di lunghezza superiore al metro in cui erano presenti anche inclusi lignei. È verosimile ipotizzare che le iniezioni abbiano permesso la completa saturazione di cavità presenti nel terreno, in seguito al

deterioramento dell'antica palificazione su cui erano poggiate le fondazioni.

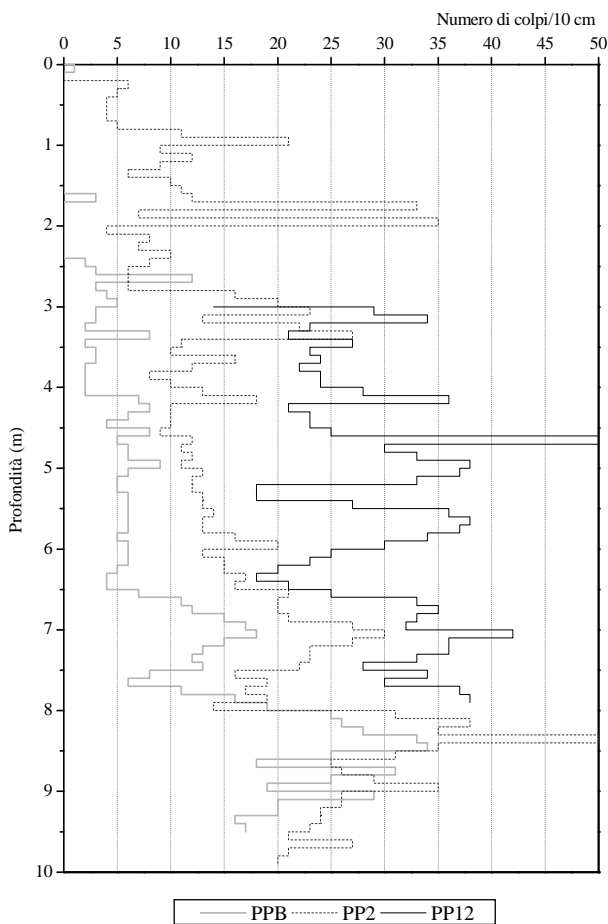


Figura 7 Confronto delle prove penetrometriche in corrispondenza del caposaldo SL15.

11 CONCLUSIONI

L'intervento di consolidamento del terreno di fondazione realizzato con resine espandenti presso l'edificio storico di Punta della Dogana a Venezia, ha permesso di arrestare il cedimento residuo delle murature a seguito del dissesto creatosi per effetto di un processo di sifonamento accaduto durante la sistemazione delle rive del Canal Grande.

L'intervento, eseguito in tre fasi ha permesso la completa saturazione dei vuoti, un notevole incremento della resistenza delle unità stratigrafiche maggiormente compressibili ed un parziale recupero dei cedimenti precedentemente subiti dalle strutture.

Contributo significativo alla definizione ed allo sviluppo della soluzione progettuale qui descritta, va riconosciuto al compianto ing. Claudio Mascardi.

12 BIBLIOGRAFIA

Dei Svaldi A., Favaretti M., Pasquetto A., Vinco G., 2005. *Analytical modelling of the soil improvement by injections of high expansion pressure resin.* Atti 6th

International Conference on Ground Improvement Techniques, Coimbra 2005, pp. 577-584

Favaretti M., Germanino G., Pasquetto A., Vinco G., 2004. *Interventi di consolidamento dei terreni di fondazione di una torre campanaria con iniezioni di resina ad alta pressione d'espansione.* Atti XXII Convegno Nazionale di Geotecnica, Palermo 2004, pp. 357-364

Gabassi M., Pasquetto A., Vinco G. & Mansueto F., 2010. *3D FEM analysis of soil improving resin injections underneath a mediaeval tower in Italy.* Atti 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering NUMGE 2010, Trondheim, pp. 827-832

MAGISTRATO ALLE ACQUE DI VENEZIA

Mascardi C. Jamiolkowski M., 2004. Studio Geotecnico Italiano. *Analisi dei dissesti ed indicazioni degli interventi di rimedio-relazione geotecnica.* Prodotta dal Concessionario, Consorzio Venezia Nuova

Yu H.S., Houlsby G.T., 1991. *Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis.* Geotechnique, 41 (2) , 173-183

ABSTRACT

FOUNDATION GROUND IMPROVEMENT WITH POLYURETANIC RESIN INJECTIONS UNDERNEATH THE "PUNTA DELLA DOGANA" PALACE IN VENICE

Keywords: polyuretanic resins, settlements, overpressures, injections.

The "Punta della Dogana" Palace, built in 1677 right in front of San Marco square, represents an historical symbol of the ancient Republic of Venice.

In 2003, during the execution of restoring works on the shore wall overlooking the building, major damages occurred to the structure bearing walls.

Large settlement occurred due to heaving effects, induced by the performed dewatering system needed to carry out the excavation.

A large number of in situ and laboratory tests have been executed aiming to determine the soil profile and geotechnical parameters of the soils. Cohesive soil has been found in quite all boreholes, with a 1,00 m thick sandy level, 3,00 m deeper than the foundation level.

A monitoring campaign with electronic leveling and distometric readings has been activated, which clearly highlighted the rotation of the facade towards the channel.

To increase the soil strength, together with limit the current settlements, the Uretrek Deep Injections[®] method has been adopted as the most effective solution.

With this advanced method polyuretanic resin has been injected into the foundation ground guaranteeing a very low impact on the building, together with a high effectiveness.

The intervention took place within six months, when the monitoring constantly continued. The soil was stabilized, the settlements were partially recovered and the operations have been successfully concluded. The building in 2009 has been re-opened to public visitors as center for contemporary art.