

SCUOLA DI DOTTORATO IN INGEGNERIA CIVILE ED ARCHITETTURA

DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA AMBIENTALE XXII CICLO

**PROBLEMATICHE GEOTECNICHE ED AMBIENTALI CONNESSE  
CON LA REALIZZAZIONE DI STAZIONI METROPOLITANE**

GIUSEPPE IORIO

Tesi per il conseguimento del titolo

Tutori: Prof. Ing. Massimo Grisolia (Relatore)  
Prof. Ing. Albino Lembo Fazio

Luglio 2010

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale  
Facoltà di Ingegneria - *Sapienza* Università di Roma

## **1. PREMESSE**

---

### **1.1 Inquadramento generale della ricerca**

La crescita delle esigenze di mobilità e servizi in un contesto sempre più urbanizzato, rende necessario un continuo sviluppo di infrastrutture e di nuove reti di servizi prevalentemente in sotterraneo, a modesta profondità e spesso in aree fortemente urbanizzate con sezioni e geometrie di scavo sempre più impegnative.

Nel caso di una rete metropolitana, la realizzazione risulta estremamente impegnativa sia per motivi tecnici che per tutti i condizionamenti che l'ambiente nel quale si opera impone durante la realizzazione delle opere.

Le stazioni, in particolare, a causa delle interferenze con le linee esistenti, le preesistenze ed i caratteri morfologici superficiali, sono spesso "a pozzo", poste a grande profondità in complesse situazioni stratigrafiche, con elevati carichi idraulici e marcati vincoli ambientali.

Le problematiche a valenza ambientale connesse con tali opere sono legate agli effetti che la realizzazione di scavi profondi comporta sull'ambiente fisico che la circonda.

L'alterazione dell'equilibrio tensionale indotto dallo scavo può indurre cedimenti del terreno strettamente connessi con un potenziale danneggiamento degli edifici e delle strutture civili esistenti in superficie. Spesso trascurato in fase di previsione, anche l'effetto indotto dalla realizzazione dei diaframmi perimetrali, tra cui viene eseguito lo scavo della stazione, può comportare importanti spostamenti del terreno in superficie.

In presenza di falda, oltre a permettere le lavorazioni all'asciutto è fondamentale garantire la stabilità del fondo scavo attraverso il controllo delle pressioni neutre. La tecnica di stabilizzazione apparentemente più vantaggiosa risulta l'aggottamento della falda che però comporta degli inevitabili risentimenti sul regime della falda idrica sotterranea in fase di realizzazione.

Inoltre anche ad opera ultimata, il regime delle acque di falda idrica potrà subire delle modificazioni che possono causare ulteriori fenomeni di subsidenza in vaste aree.

Attualmente, moderne tecniche di scavo basate sull'impiego di speciali macchinari, misure di protezione e mitigazione dei risentimenti e sistemi di monitoraggio consentono di adattare i lavori e di controllarne gli effetti entro ampi limiti.

Particolarmente interessanti e innovative risultano le più moderne tecniche di limitazione dei cedimenti indotti per la salvaguardia delle preesistenze in superficie attraverso consolidamenti dei terreni eseguite direttamente in fase costruttiva per compensare i risentimenti indotti.

Per minimizzare gli effetti sul regime della falda si ricorre a sistemi di ricarica delle acque sotterranee che pongono delicate problematiche ambientale legate alle caratteristiche chimico-fisiche ed alle quantità delle acque immesse soprattutto nel caso siano presenti più falde sovrapposte.

L'impostazione della progettazione deve quindi essere orientata al controllo delle deformazioni del terreno ed in generale dei risentimenti al contorno, non solo per garantire la sicurezza delle maestranze, ma soprattutto per minimizzare le conseguenze e per ottimizzare gli interventi di sostegno nelle varie fasi della costruzione. In tale ambito la previsione dei risentimenti viene spesso ricondotta a consolidate metodologie basate su numerose evidenze sperimentali riferite a contesti stratigrafici relativamente omogenei o comunque basati spesso su ipotesi semplificate.

L'applicabilità di tali metodi a contesti stratigrafici ed idrogeologici particolarmente complessi come risultano quelli presenti nella città di Roma, che è attualmente sede di importanti lavori di ammodernamento e potenziamento della rete metropolitana, può essere verificata solo attraverso la diretta osservazione sperimentale di opere in vera grandezza.

Nella presente Tesi di Dottorato sono ampiamente trattate le problematiche geotecniche ed ambientali connesse con la realizzazione dei manufatti di stazione della nuova Linea C della Metropolitana di Roma - Tratta T4 e T5, attualmente in fase di costruzione compresi tra le stazioni di San Giovanni ed Alessandrino.

I manufatti di stazione si inseriscono in un contesto ambientale estremamente sensibile per la presenza di una diffusa urbanizzazione (quartieri Appio, Pigneto, Centocelle, Alessandrino) e spesso, a causa dei citati caratteri morfologici tipici del territorio romano, risultano caratterizzate da notevoli profondità di scavo sotto elevati carichi idraulici.

La costruzione dei manufatti compresi in questo tratto della nuova Linea C della metropolitana di Roma pone sicuramente importanti problemi legati alle particolari condizioni stratigrafiche e geotecniche dei terreni di imposta ed al regime di circolazione delle acque nel sottosuolo.

In questo settore della città di Roma, le condizioni stratigrafiche del sottosuolo in cui si inseriscono le opere, pur condizionate dai particolari caratteri morfologici superficiali conseguenti alle varie fasi di erosione e sedimentazione del Tevere e delle attività dei vulcani che la circondano, risultano solo apparentemente simili tra loro. Particolarmente complesso risulta il quadro idrogeologico generalmente riconducibile ad un doppio sistema di falde sovrapposte e fortemente influenzato dalle caratteristiche di permeabilità locali dei terreni.

Per consentire idonee condizioni di lavoro e garantire la stabilità delle opere con adeguati margini di sicurezza durante le fasi intermedie di scavo, si sono resi necessari estesi interventi di regolazione temporanea del regime delle pressioni dell'acqua nel sottosuolo.

La scelta del sistema di controllo più idoneo è risultato dipendere essenzialmente dalle caratteristiche di permeabilità dei terreni e, più in generale, dal sistema di circolazione idrico e dalla condizioni al contorno.

In tutte le situazioni analizzate, il problema è regolato dal complesso dei terreni piroclastici, per i quali le caratteristiche intrinseche di variabilità non ne hanno consentito una semplice ed univoca modellazione. In alcuni casi, solo attraverso la realizzazione di un tampone di fondo di terreni preventivamente trattati è stato possibile superare i problemi.

## **1.2 Obiettivi ed articolazione del lavoro svolto**

Le attività di studio e ricerca svolte nei tre anni di dottorato prendono spunto da una convenzione tra “RomaMetropolitane S.r.l.” ed il Dipartimento di Idraulica Trasporti e Strade della “Sapienza Università di Roma” riguardante *“L’analisi delle problematiche geotecniche ed ambientali connesse con i Lavori di realizzazione della nuova Linea C della Metropolitana di Roma”* e si basano sulla raccolta ed interpretazione dei dati di monitoraggio provenienti direttamente dalle aree di cantiere della Linea C.

Grazie alla presenza di un ampio sistema di monitoraggio continuamente aggiornato durante le principali lavorazioni, i numerosi dati sperimentali disponibili rappresentano una grande opportunità di ricerca per estendere le conoscenze sui delicati fenomeni di interazione tra opere in sotterraneo ed ambiente circostante.

Gli obiettivi della Tesi sono di:

- Valutare il campo di spostamenti del terreno indotto durante le operazioni di scavo e getto dei diaframmi registrati durante le fasi preliminari di realizzazione delle stazioni metropolitane in un contesto stratigrafico tipico della città di Roma e confronto dei dati sperimentali raccolti con i metodi di previsione presenti in letteratura;
- Raccogliere ed interpretare i dati sperimentali relativi ai campi prova di aggotamento eseguiti preliminarmente alle fasi di scavo sotto falda, al fine di:
  - comprendere il particolare quadro idrogeologico presente in questo settore dell’area romana e determinare le cause delle differenti risposte registrate in emungimenti a larga scala e di lunga durata in contesti stratigrafici apparentemente simili;
  - valutare le condizioni di stabilità dei manufatti di stazione nelle successive fasi costruttive alla luce del regime del nuovo regime di pressioni neutre instauratesi;



- valutare l'effetto di specifici interventi di consolidamento dei terreni presenti al di sotto del fondo scavo integrativi sul regime delle acque sotterranee in fase di aggotamento.
- Analizzare le problematiche di interazione riguardanti lo scavo di una stazione metropolitana con gli edifici limitrofi.

I dati sperimentali presentati si riferiscono alle esperienze ed alle problematiche emerse durante le principali lavorazioni eseguite nel periodo gennaio 2007 - agosto 2009 nei manufatti di stazione delle Tratte T4 e T5 della Linea C.

In fase di revisione della Tesi si è potuto disporre delle prime evidenze sperimentali relative alle stazioni Teano, Mirti e Gardenie riferite alle successive fasi di scavo sotto falda, che sono state utilmente impiegate per verificare le assunzioni desunte durante i campi prova di aggotamento e desumere l'efficacia di specifici interventi di consolidamento dei terreni presenti al di sotto del fondo scavo integrativi.

### **1.3 Struttura della Tesi**

La prima parte della Tesi è dedicata alla ricerca bibliografica e di sintesi della letteratura scientifica e tecnica riguardante le problematiche geotecniche ed ambientali associate alla realizzazione di scavi profondi in ambiente urbano.

Nel primo capitolo viene presentata una visione generale del problema, gli obiettivi della tesi e la relativa suddivisione del lavoro.

Nel secondo capitolo, dopo un breve richiamo delle fasi costruttive delle stazioni metropolitane, sono rappresentati i fattori da cui dipendono i risentimenti indotti da scavi a cielo aperto, la valutazione delle condizioni di stabilità in presenza di falda ed i metodi di previsione solitamente utilizzati in fase progettuale.

Nel terzo capitolo vengono rappresentate le problematiche di interferenza dei lavori con il regime di circolazione delle acque nel sottosuolo nel caso di emungimenti di lunga durata ed a larga scala e l'importanza dei campi prova di aggotamento.

Il quarto capitolo è dedicato alle tecniche di mitigazione dei risentimenti ambientali recentemente utilizzate per limitare gli spostamenti del terreno circostante, gli interventi di presidio e le nuove tecniche di consolidamento utilizzate per la compensazione dei cedimenti direttamente in fase costruttiva; i sistemi in grado di minimizzare i risentimenti sulla falda idrica sotterranea e le problematiche ambientali connesse ai sistemi di ricarica riguardanti gli aspetti qualitativi delle acque sotterranee.

Il capitolo cinque descrive il tracciato della Linea, il quadro geologico, idrogeologico ed ambientale in cui si inseriscono le opere, le metodologie adottate, le problematiche geotecniche ed ambientali, ed il sistema di monitoraggio presente nelle tratte attualmente in fase di realizzazione e seguite durante le attività di studio e ricerca.

La seconda parte della Tesi è interamente dedicata alla raccolta ed interpretazione di dati sperimentali relativi alle varie fasi di realizzazione dei manufatti di stazione della nuova Linea C della Metropolitana di Roma.

Nei capitoli sei e sette vengono rappresentati i dati sperimentali su cui si basano le successive elaborazioni.

Nel capitolo sei sono descritte le curve di subsidenza relative allo scavo dei diaframmi perimetrali dei manufatti sulla base delle quali sono stati individuati i fattori che influenzano i risentimenti indotti dallo scavo dei diaframmi ed con riferimento ad un caso specifico sono quindi valutate le variazioni tensionali associate alle varie fasi costruttive dei diaframmi. L'insieme dei dati reperiti, una volta raccolti ed elaborati, hanno inoltre permesso la redazione di una specifica curva di subsidenza che è stata confrontata con quella di letteratura.

Nel capitolo sette sono dettagliatamente descritti gli esiti dei campi prova di aggotamento con particolare riferimento ai risultati ottenuti durante le prove di aggotamento di lunga durata in cinque casi: Pozzo TBM Malatesta e le Stazioni Teano, Gardenie, Mirti e Parco di Centocelle.

Nel capitolo otto attraverso specifiche analisi numeriche a ritroso (back analysis) basate sui risultati dei campi prova è stato possibile tarare i valori delle permeabilità medie delle formazioni vulcaniche che hanno permesso di comprendere la differente risposta del complesso vulcanico e di valutare l'efficienza di interventi di impermeabilizzazione dei terreni nonché, in un caso specifico, anche dell'efficacia di un sistema di ricarica della falda idrica.

Sulla base dei risultati dei campi prova è stato ricreato il regime delle pressioni neutre instauratesi nel volume di terreno posto al di sotto del fondo scavo e sono state valutate condizioni di stabilità dei manufatti di stazione in fase costruttiva.

Durante le fasi di revisione della Tesi di Dottorato si è potuto disporre di dati sperimentali sulle portate e le letture piezometriche relative alle successive fasi di scavo delle stazioni Teano, Gardenie e Mirti. Queste sono state utilmente impiegate per valutare le portate complessivamente emunte, verificare le ipotesi di progetto nelle successive fasi di approfondimento degli scavi e verificare l'efficienza idraulica dei citati "tamponi" di fondo.

In particolare, ulteriori analisi numeriche hanno permesso di stimare l'effettiva diminuzione delle caratteristiche di permeabilità dei terreni trattati con iniezioni cementizie rispetto a quanto preventivamente ottenuto nei campi prova.

Nel caso in cui gli esiti del campo prova sono risultati positivi si è proceduto direttamente con le previste fasi di scavo: a tal proposito, è infine proposto uno studio numerico in condizioni di deformazione piana relative alle fasi costruttive del Pozzo TBM Malatesta che, opportunamente tarato sui dati di monitoraggio relativi alle varie fasi costruttive ottenuti, ha permesso di definire i parametri geotecnici di riferimento dei terreni appartenenti ai complessi stratigrafici presenti lungo le tratte in costruzione.

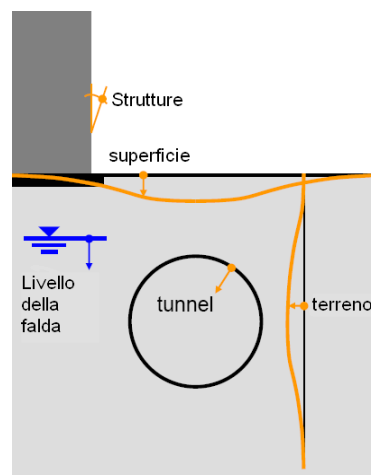
Nel capitolo nove sono riassunti gli esiti di uno studio numerico eseguito nell'ambito di attività di studio e ricerca eseguite in collaborazione con il Gruppo di Ingegneria Strutturale del Dipartimento di Strutture dell'Università degli Studi di Roma Tre e finalizzato alla previsione dei risentimenti indotti dalla realizzazione della Stazione Pigneto che verrà realizzata mediante tecnica "top-down". La presenza di un contesto fortemente urbanizzato al contorno ha consigliato di eseguire particolari analisi numeriche di interazione per comprendere come le specifiche caratteristiche di rigidità degli edifici limitrofi, opportunamente dedotte attraverso specifiche analisi strutturali, modificano sensibilmente il pur modesto bacino di subsidenza indotto dalle operazioni di scavo.

Infine nel capitolo 10 sono presentate le conclusioni del lavoro svolto con riassunti i risultati principali ed indicate le raccomandazioni ed gli indirizzi per le future ricerche.

## 2. SPOSTAMENTI DEL TERRENO INDOTTI DA SCAVI PROFONDI

La realizzazione di opere in sotterraneo ed in particolare di scavi profondi può indurre importanti deformazioni nel volume di terreno circostante che si traducono in cedimenti del terreno potenzialmente dannosi per le strutture preesistenti (**Figura 2-1**). In fase di progetto, la previsione dell'entità e l'ampiezza dei movimenti indotti può rivelarsi un problema assai complesso a causa delle numerose variabili in gioco (Pane e Tamagnini, 2004):

- disturbi indotti nel terreno dall'installazione della struttura di sostegno.
- dimensioni dello scavo;
- variazione dello stato tensionale nel sottosuolo;
- condizioni di stabilità del fondo scavo durante le fasi costruttive;
- caratteristiche meccaniche dei terreni;
- variazioni del regime delle pressioni neutre a seguito della variazione delle condizioni idrauliche al contorno ed alla eventuale dissipazione delle sovrappressioni neutre indotte dallo scavo nelle condizioni di breve termine in terreni coesivi;
- sequenza temporale e tecniche di scavo adottate;
- tipologia, caratteristiche geometriche e di rigidità degli elementi di supporto.



**Figura 2-1. Possibili movimenti del terreno indotti dalla realizzazione di strutture in sotterraneo**

In ambiente urbano tali problematiche possono essere esaltate dalla variabilità delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni e dalle spesso complesse condizioni idrauliche al contorno.

L'attuale disponibilità di codici di calcolo numerici permette di analizzare con relativa semplicità il comportamento di un'opera in sotterraneo durante le fasi di scavo portando in conto la

particolare sequenza costruttiva dell'opera a patto di una corretta descrizione di numerosi fattori tra cui il modello geologico di riferimento, il regime delle pressioni interstiziali, lo stato tensionale iniziale ed il comportamento meccanico dei terreni interessati dallo scavo.

Per quanto riguarda la previsione dei risentimenti indotti le metodologie di calcolo sono ancor più complesse: per descrivere il comportamento fortemente non lineare dei terreni è necessario disporre di modelli costitutivi avanzati che dipendono da numerosi parametri di difficile determinazione, spesso da implementare in analisi tridimensionali molto onerose dal punto di vista computazionale.

Nel caso in cui non si disponga delle informazioni necessarie, è possibile ricorrere a correlazioni di tipo empirico e semiempirico che, seppur approssimate, permettono di ottenere una stima ragionevole e spesso cautelativa, dei risentimenti indotti ed dei possibili danni attraverso specifiche metodologie di classificazione di letteratura che correlano spostamenti in fondazione agli effetti per la sovrastruttura.

L'utilizzo di tali metodi deve essere però ampiamente giustificato dal contesto stratigrafico in cui l'opera si inserisce e da un controllo delle condizioni di stabilità dello scavo durante le fasi costruttive.

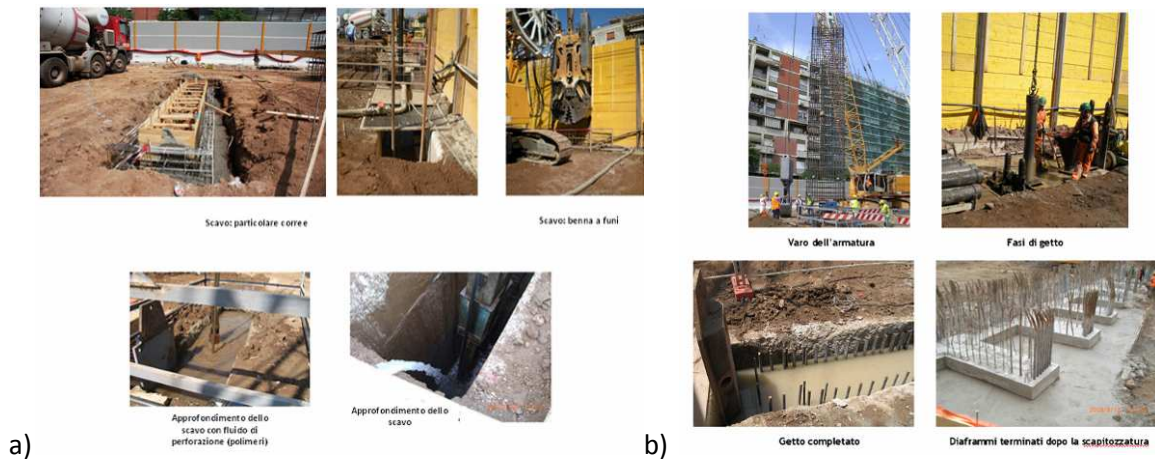
Di seguito dopo un riepilogo delle fasi costruttive e delle tecniche di scavo adottate durante la realizzazione di scavi profondi, sono rappresentati i fattori da cui dipendono i movimenti del terreno ed i metodi di previsione dei risentimenti presenti in letteratura che indicano come sia il quadro ambientale in cui si inseriscono le opere ad influenzare l'entità degli effetti indotti.

## **2.1 Fasi costruttive di una stazione metropolitana**

Le stazioni metropolitane sono realizzate con tecniche "*cut and cover*" che prevede, a seconda dei casi, metodologie del tipo "*top-down*", "*bottom-up*" o miste in cui lo scavo è sostenuto da diaframmi in calcestruzzo armato variamente contrastati preliminarmente realizzati.

### **2.1.1 Diaframmi perimetrali**

Il procedimento esecutivo dei diaframmi prevede (**Figura 2-2**): realizzazione delle corree di guida delle paratie; l'esecuzione dello scavo in presenza di fanghi bentonitici, aventi funzione di autosostentamento del cavo; la messa in opera d'armature; il getto del calcestruzzo, eseguito a partire dal fondo scavo mediante tubo convogliatore; operazioni di rifinitura del diaframma ("*scapitozzatura*").

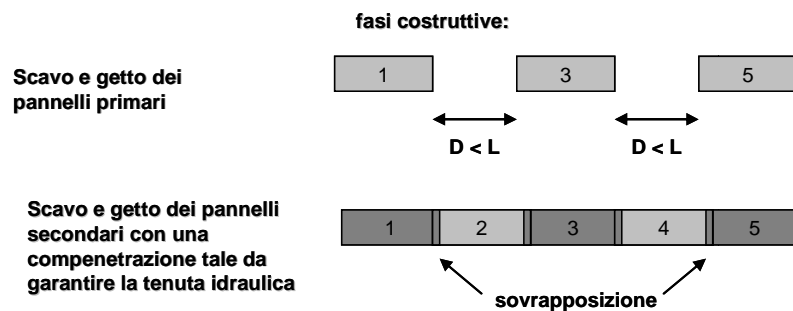


**Figura 2-2. Fasi di realizzazione dei diaframmi perimetrali: a) scavo; b) getto e maturazione**

Durante lo scavo tramite benna il terreno asportato viene sostituito direttamente dal fango bentonitico, il cui livello viene costantemente mantenuto in prossimità del piano di lavoro per garantire condizioni di equilibrio delle pareti di scavo. Nel caso in cui durante la fase di perforazione vengono intercettati livelli permeabili, si possono verificare importanti perdite del fluido di stabilizzazione che se preliminarmente prevenivate, possono essere evitate mediante la realizzazione di iniezioni di intasamento del terreno con idonee miscele cementizie precedentemente allo scavo.

L'esecuzione dei diaframmi avviene attraverso mediante particolari macchine, benna libera o a fune montata su gru, oppure idrofresa, secondo la sequenza illustrata nella **Figura 2-3**:

- Realizzazione dei pannelli primari (1, 3 e 5), posti ad una certa distanza  $D$ ;
- Esecuzione dei pannelli secondario (2 e 4) interposti tra i primari;



**Figura 2-3. Esempio di esecuzione diaframmi**

La superficie di contatto tra pannelli di prima e seconda fase viene modellata in modo da realizzare una stretta compenetrazione tra loro per garantire la tenuta idraulica.

Sui due lati del pannello di prima fase vengono disposti, come casseforme, profili metallici di sezione ad omega o composti da una successione di tubolari (canne d'organo): per la corretta formazione dei giunti queste vengono messe in opera controllandone la verticalità non appena completata la perforazione, per tutta la profondità del pannello. Ad avvenuta presa del getto si provvede alla loro rimozione, utilizzando un opportuno estrattore a morsa idraulica; se necessario la

superficie delle canne d'organo può essere preventivamente trattata con vernici disarmanti. Nello scavo dei pannelli adiacenti (pannelli secondari) si deve avere particolare attenzione nel pulire l'impronta lasciata dalle canne d'organo, mediante opportuni raschiatori, la cui forma è ricalcata sulla matrice complementare, da utilizzare a fine perforazione, fissandoli rigidamente sull'utensile di scavo (Figura 2-4).



Figura 2-4. Particolare delle “palandole” utilizzate per creare il giunto idraulico; posa in opera delle palandole; vista del getto appena terminato, delimitato lateralmente dalla palanca

Completato lo scavo, il materiale di risulta viene allontanato mediante pale meccaniche e successivamente conferito in discarica.

Una volta eseguita la pulizia del fondo, si provvede alla posa in opera delle gabbie preassemblate direttamente dall'alto senza farle poggiare sul fondo dello scavo durante il getto dei diaframmi. L'attacco tra solai e paratie è realizzato, in fase provvisoria, mediante tasche di appoggio realizzate in fase di getto grazie all'inserimento di scatole metalliche, assemblate già all'interno delle gabbie di armatura.

Infine si procede al getto del calcestruzzo che deve avvenire dal basso verso l'alto, in modo che i fanghi, risalendo, fuoriescano dal foro e possano essere filtrati e nuovamente riutilizzati; completato il getto, il cls viene lasciato maturare fino al raggiungimento della resistenza prevista nel progetto. In tale lavorazione è previsto il recupero della bentonite, che una volta separata dal materiale di risulta mediante setacci vibranti, viene rimessa nella vasca di preparazione con una piccola correzione nel tenore.

### 2.1.2 Operazioni di scavo

La metodologia top-down è caratterizzata da uno scavo sostenuto da diaframmi in calcestruzzo armato contrastati da solai in c.a. gettati contro-terra e nella successiva realizzazione delle strutture in discesa. In ambiente urbano tale metodologia è preferibile in quanto risulta in grado di limitare notevolmente i risentimenti al contorno.



Una volta realizzate le paratie perimetrali, è previsto il getto contro terra del solaio di copertura in continuità strutturale con le paratie ed, a maturazione dei getti avvenuta, il ripristino della sede viaria e immediata restituzione della stessa al traffico (**Figura 2-5**).



**Figura 2-5. Pozzo TBM Malatesta- Lavori di realizzazione della nuova Linea C della Metropolitana di Roma: Realizzazione del solaio di copertura**

Lo scavo avviene quindi sottocopertura: le attrezzature e il personale necessario per poter procedere allo scavo viene introdotto nelle aperture del solettone da cui, successivamente, viene evacuato il materiale di risulta durante le fasi successive di scavo.

Attraverso l'alternanza delle fasi di scavo e getto dei solai previsti direttamente contro-terra, al raggiungimento del corrispondente piano di posa, si raggiunge progressivamente il solettone di fondo. Ogni solaio costituisce il contrasto per le spinte del terreno a tergo delle paratie: se la distanza trasversale tra i due allineamenti di diaframmi contrapposti supera i 15-20 m, sono realizzati, prima di procedere nello scavo, dei presostegni metallici o più comunemente dei setti di paratie centrali, per poter appoggiare i solai su luci ammissibili.

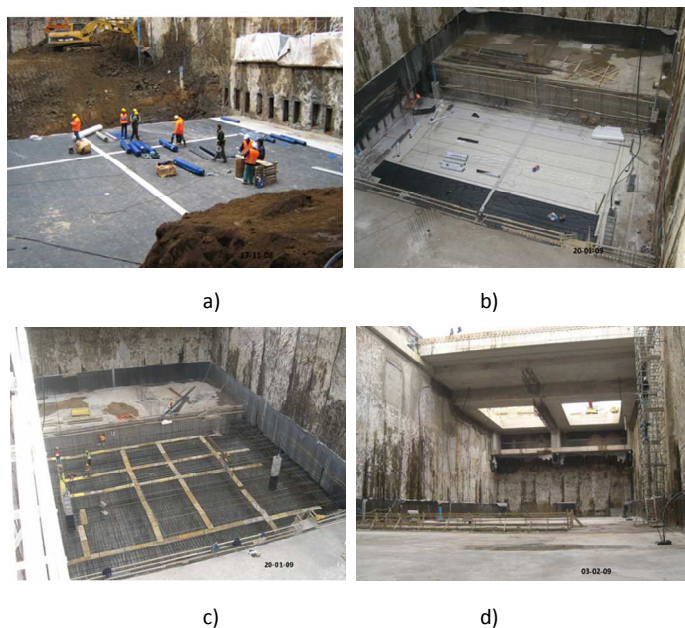
Nel caso in cui la luce tra l'ultimo solaio ed il solettone di fondo risulti importante, per contrastare la deformazione delle paratie durante le fasi di scavo, si prevede un puntonamento costituito da travi in calcestruzzo o da puntoni posti ad un certo interasse in modo da collegare con i diaframmi perimetrali (**Figura 2-6**).



**Figura 2-6. Stazione Annibaliano - lavori di realizzazione della nuova Linea B1 della Metropolitana di Roma: Metodologia di scavo "top-down", scavo sotto copertura e puntonamento**



Il getto del solaio avverrà contro-terra, dopo la regolarizzazione del fondo scavo ottenuta mediante il getto dello strato drenante e di un calcestruzzo magro e l'impermeabilizzazione con teli in PVC (**Figura 2-7**). Il corpo stazione viene completato con l'esecuzione delle fodere dei diaframmi: la continuità tra fodere e solai è garantita da armature lasciata in attesa all'intradosso e all'estradosso dei solai durante le fasi scavo, prima della realizzazione degli stessi. A tale scopo lo scavo presenta un approfondimento in prossimità delle paratie all'interno del quale è possibile alloggiare le armature ed il pacchetto di impermeabilizzazione.



**Figura 2-7. Pozzo TBM Malatesta - Lavori di realizzazione della nuova Linea C della Metropolitana di Roma**

Fasi di realizzazione del solettone di fondo: a) impermeabilizzazione dopo la regolarizzazione del fondo scavo; b) getto a "campioni"; c) particolare armatura del solettone; d) solettone ultimato

La metodologia "bottom-up" viene generalmente eseguita in aree non interessate da preesistenze o laddove risulta previsto il lancio delle TBM e consiste nello scavo integrale tra paratie variamente contrastate da un sistema discreto di puntoni interni o di tiranti ancorati nel terreno a tergo delle stesse: il manufatto viene realizzato eseguendo dapprima il solaio di fondazione ("solettone") e proseguendo in elevazione per le strutture interne (**Figura 2-8**).



**Figura 2-8. Stazione Conca d'Oro - lavori di realizzazione della nuova Linea B1 della Metropolitana di Roma: Metodologia di scavo "bottom-up", particolare puntoni metallici**

Infine, tecniche di scavo "miste" consistono nell'adozione di entrambi gli schemi proposti e prevede, dopo la preventiva realizzazione del solaio di copertura, lo scavo generalmente (bottom up) fino al getto del solettone di fondo e la realizzazione delle strutture interne in risalita.

## 2.2 Fattori che influenzano i movimenti indotti dallo scavo

### 2.2.1 Variazioni tensionali associate alle varie fasi costruttive

Le varie fasi di realizzazione di scavi profondi comportano variazioni dello stato tensionale, delle condizioni idrauliche al contorno e soprattutto nelle condizioni di spinta dei terreni circostanti che possono dare origine ad apprezzabili spostamenti in superficie.

Una aliquota significativa degli spostamenti prodotti dalla realizzazione di uno scavo si verifica già prima dello scavo nella fase di realizzazione delle opere di sostegno che, come per le successive fasi costruttive, può essere compresa attraverso la determinazione dei cosiddetti "percorsi di tensione" (*stress path*).

In **Figura 2-9** sono rappresentati i percorsi tensionali di due elementi di terreno "A" e "B" posti rispettivamente in prossimità del setto a due profondità diverse: già nel caso della realizzazione dei pannelli di paratia, ripercorrendo le fasi costruttive è evidente come si verificano significative variazioni della tensione media  $p'$  e deviatorica  $q$ .

Nel caso in cui i terreni siano caratterizzati da una permeabilità sufficientemente elevata tali garantire condizioni drenate nelle varie fasi costruttive, durante lo scavo della trincea, poiché il peso di volume dei fanghi è molto inferiore a quello dei terreni, si manifesta una marcata diminuzione delle tensioni orizzontali mentre quelle verticali rimangono inalterate. Tale fase si traduce in una diminuzione delle pressioni del terreno a tergo che evolvono verso condizioni limiti attive ( $E=E_a$ ) ed in spostamenti orizzontali  $\delta$ .

A seguito del getto del calcestruzzo fresco che, dal basso verso l'alto tende a sostituire i fanghi, si manifesta una inversione del percorso tensionale con un progressivo aumento delle pressioni laterali nel terreno, con un progressivo incremento delle pressioni medie  $p'$  e diminuzione delle tensioni deviatoriche  $q$ , che di fatto comportano condizioni tenso-deformative prima del successivo scavo del manufatto caratterizzate da una distribuzione delle pressioni del terreno ( $E=E^*$ ,  $\delta^*=\delta$ ) marcatamente diverse rispetto a quelle nelle condizioni iniziali ( $E=E_0$ ,  $\delta^*=0$ ).

Sotto ponendo idealmente un elemento di terreno a tali percorsi tensionali è facile dimostrare che a successive inversioni degli stress paths sono associabili importanti variazioni delle caratteristiche di rigidità dei terreni e di conseguenza maggiori deformazioni indotte nel volume circostante.

Procedendo con lo scavo del manufatto, i percorsi di tensione si diversificano nei due casi analizzati in funzione del progressivo “scarico” per via dell’asportazione del materiale (“A”) o verso condizioni di spinta attiva (“B”) a tergo dell’opera di sostegno.

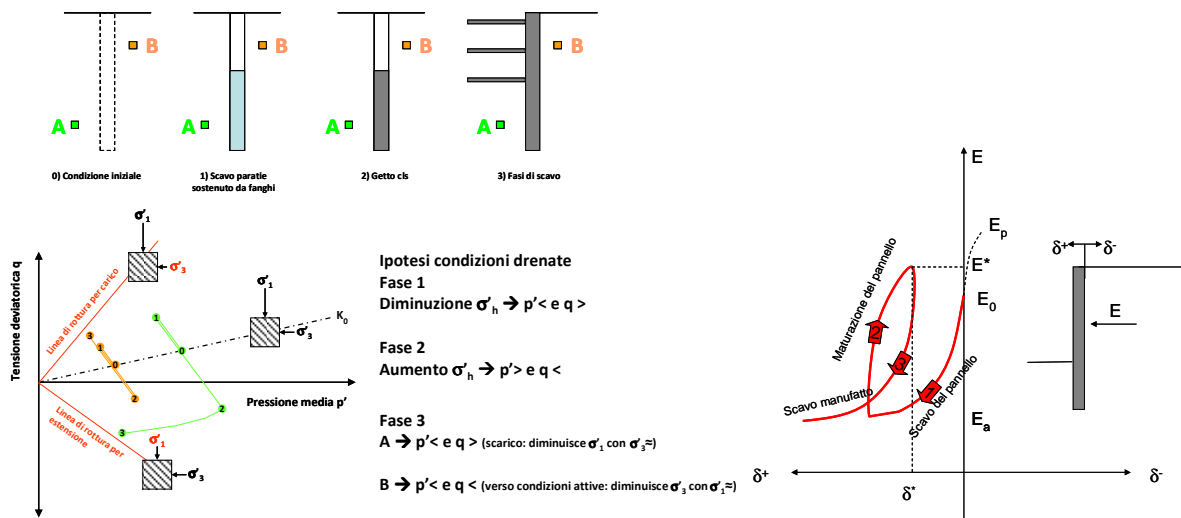


Figura 2-9. a) Percorsi tensionali associati alle fasi costruttive dello scavo di un diaframma; b) Schematizzazione del comportamento tenso-deformativo dell’opera di sostegno (Adattato da Burghignoli, 2002 e Schaper e Triantafyllidis, 2006)

$E_0$  pressione del terreno a riposo;  $E_a$  e  $E_p$ : pressione del terreno in condizioni limite attive e passive

L’entità e la distribuzione dei cedimenti in superficie dipendono dagli spostamenti che si registrano nella zona posta al di sotto del fondo scavo durante le varie fasi costruttive.

Analizzando i percorsi di tensione di un elemento di terreno posto al di sotto del fondo scavo è evidente che quanto più il percorso di tensione di scarico in condizioni efficaci risulta vicino all’involuppo di rottura del materiale, maggiori sono le deformazioni indotte nel terreno che si manifestano in termini di sollevamento del fondo scavo e movimenti laterali della parete di sostegno associati ad una sempre più maggiore mobilitazione della resistenza passiva nel tratto infisso.

## 2.2.2 Quadro stratigrafico e caratteristiche geotecniche dei terreni

### Risentimenti indotti dallo scavo dei diaframmi perimetrali

L’analisi degli effetti indotti nelle fase di costruzione di un diaframma viene generalmente ricondotta ad una curva limite di subsidenza elaborata da Clough e Rourke (1990) sulla base di dati sperimentali relativi a cinque differenti siti relativi a terreni granulari, argille da soffici a mediamente consistenti e da consistenti a molto consistenti(Figura 2-10).

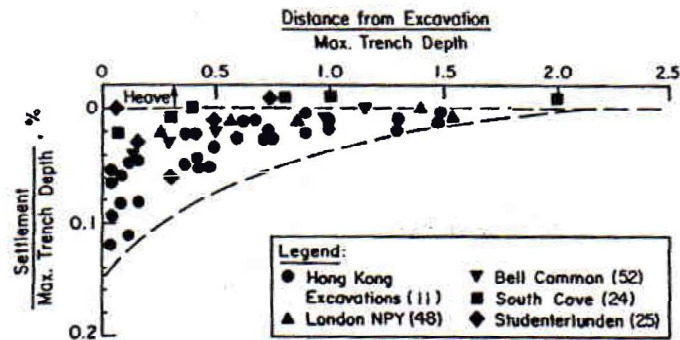


Figura 2-10. Risentimenti indotti dallo scavo di diaframmi – Case histories adattati da Clough et al. 1990

I dati, opportunamente normalizzati rispetto alla profondità di scavo necessario alla realizzazione dei diaframmi  $H$ , definiscono un involuppo che indica come il bacino di subsidenza indotto si esaurisce ad una distanza pari a circa due volte la profondità dello scavo  $H$  con un valore massimo del cedimento pari a circa il 0.15% della medesima profondità  $H$ .

Esperienze successive (Poh et al., 1998 – Poh et al., 2001 – de Wit e Lengkeek, 2002) di scavi in terreni argillosi poco consistenti hanno confermato i valori assoluti del cedimento massimo, correlati tra l'altro tendenzialmente a zone di influenza minori, con conseguenti valori di distorsione angolare più pronunciati.

Nel caso di un campo prova (Poh et al., 1998) nei depositi argillosi marini di Singapore in cui sono stati realizzati tre pannelli di spessore 1.2 m, larghezza 6.0 m e profondità di perforazione  $H$  pari a 55.5 m, durante lo scavo è stato registrato un cedimento massimo pari a 23.5 mm (**Figura 2-11**).

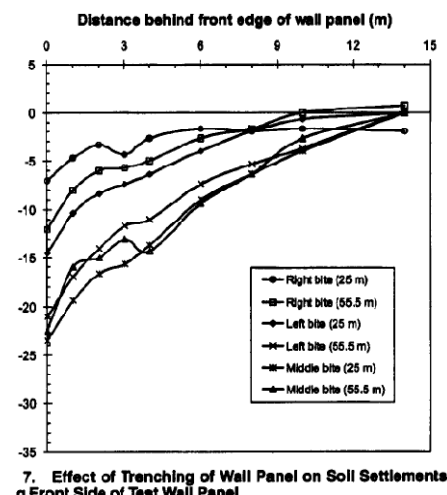


Figura 2-11. Bacino di subsidenza indotto dallo scavo dei pannelli (Poh et. al, 1998)

Gli spostamenti laterali  $\delta_h$  misurati ad una distanza di 1.5 m dalla trincea sono risultati massimi in corrispondenza di un livello caratterizzato da scadenti caratteristiche meccaniche e pari a 21.5 mm (**Figura 2-12a**); estrapolando gli spostamenti orizzontali a varie distanze dal pannello, in prossimità della faccia del pannello è stato stimato un  $\delta_{hmax}$  di circa 45 mm (**Figura 2-12b**).

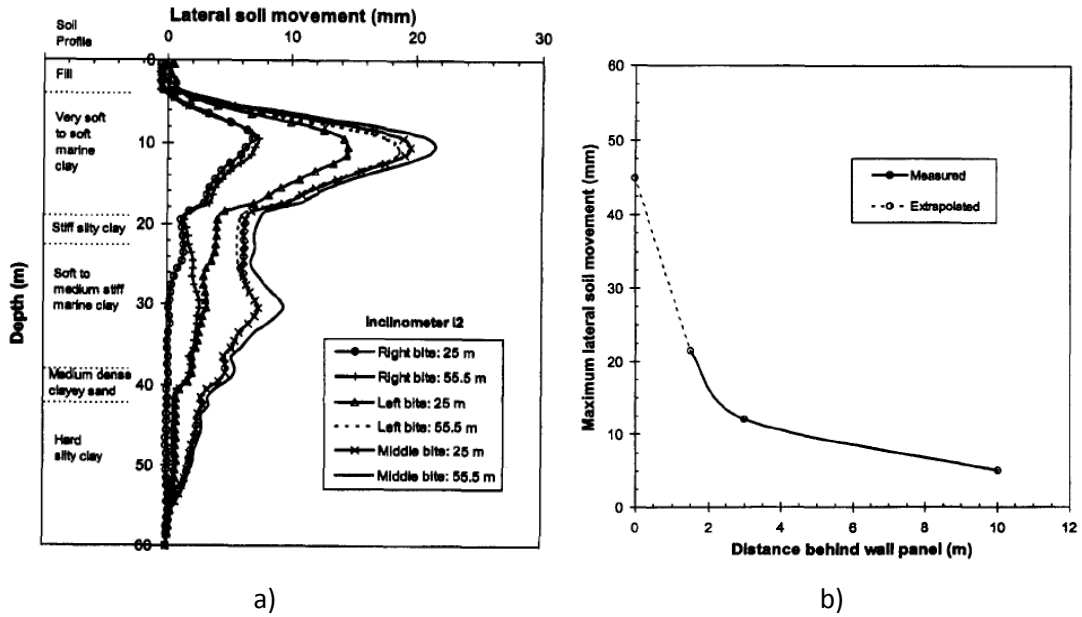


Figura 2-12. Effetto dello scavo dei pannelli sui movimenti laterali del terreno

a) dati inclinometrici riferiti ad una distanza di 1.5 m dal bordo pannello;  
 b) spostamenti laterali massimi a varie distanze dal bordo del pannello (Poh et. al, 1998).

A seguito del getto e maturazione del pannello si è registrata una generale diminuzione degli spostamenti orizzontali (Figura 2-13a) e degli abbassamenti verticali in superficie (Figura 2-13b) rispetto a quanto misurato durante la fase di scavo; le differenze sono risultate maggiormente marcate nei livelli soffici e di scadenti caratteristiche meccaniche, in parte dovuta alla notevole differenza di peso del calcestruzzo rispetto al terreno circostante ( $\gamma_{cls}=23 \text{ kN/m}^3$  contro  $\gamma_n=15 \text{ kN/m}^3$ ) e soprattutto in funzione del rapporto tra le caratteristiche di rigidità nelle condizioni di scarico-ricarico rispetto a quelle iniziali.

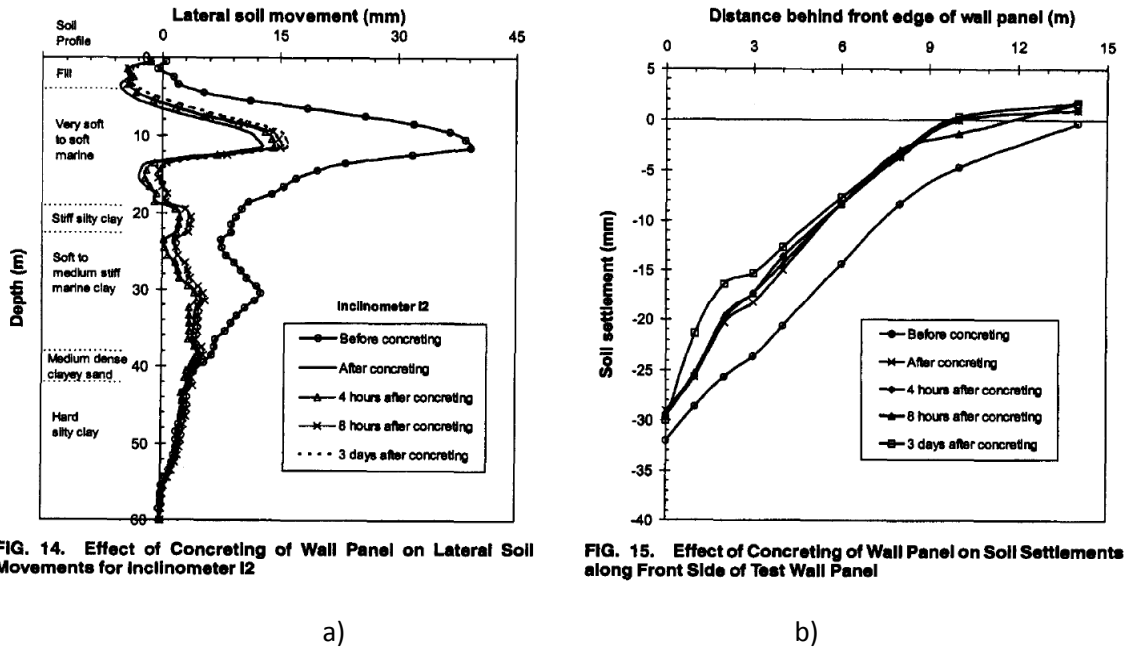


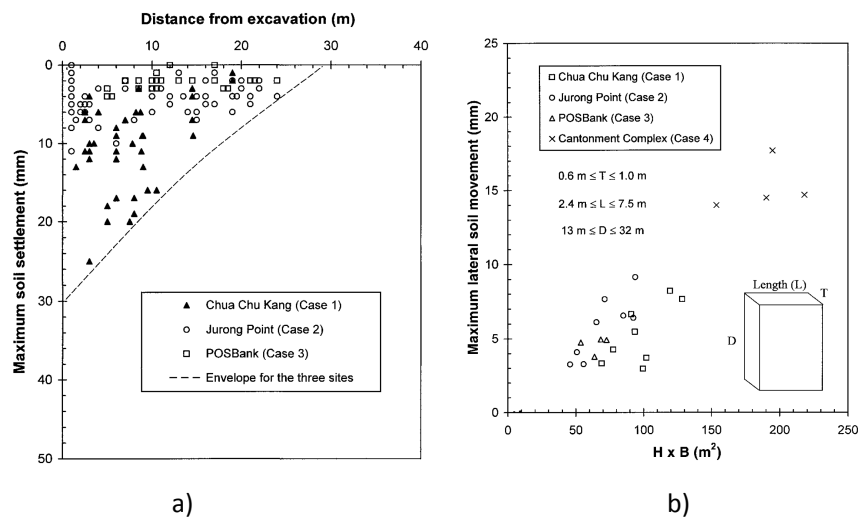
FIG. 14. Effect of Concreting of Wall Panel on Lateral Soil Movements for Inclinometer I2

FIG. 15. Effect of Concreting of Wall Panel on Soil Settlements along Front Side of Test Wall Panel

Figura 2-13. Effetto del getto del calcestruzzo sui a) movimenti laterali del terreno; b) abbassamenti verticali del piano campagna a varie distanze dal bordo del pannello (Poh et. al, 1998)

Sulla base dei dati di monitoraggio relativi a tre scavi eseguiti a Singapore nelle medesime condizioni stratigrafiche in cui è stato eseguito il precedente campo prova, Poh et al., (2001) hanno definito la curva limite rappresentata in **Figura 2-14a** che riassume gli abbassamenti verticali misurati a varie distanze dai diaframmi. Nella maggior parte dei casi il cedimento massimo è risultato essere di 10 mm; solo in un caso singolo è stato rilevato un cedimento massimo di 25 mm in corrispondenza di uno scavo medio di 23 m (pari al 0.123% della profondità di perforazione H), comunque in linea con la curva limite proposta da Clough e Rourke. In tutti i casi si è constatato un sostanziale esaurimento dei risentimenti a 30 m di distanza dai diaframmi per scavi sino ad una profondità di circa 30 m.

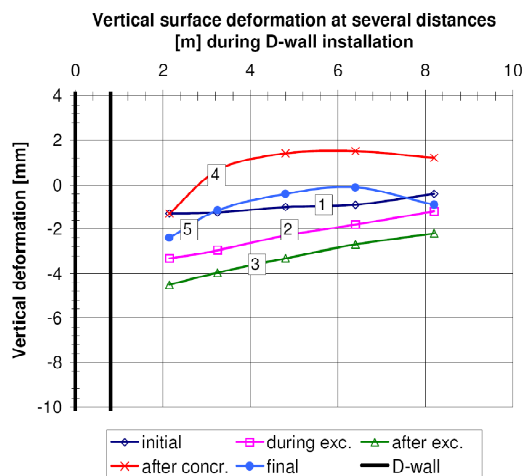
L'interpretazione dei dati sperimentali ha reso inoltre evidente l'influenza, in fase di scavo, della lunghezza in pianta dei pannelli sui valori degli spostamenti orizzontali del terreno (**Figura 2-14b**), attribuibili a due cause distinte: l'effetto l'arco, che si manifesta con maggiore intensità in scavi di pannelli di ridotta lunghezza, ed tempi di realizzazione (Burghignoli, 2002).



**Figura 2-14. Dati sperimentali ottenuti in tre scavi a Singapore: a) riassunto dei cedimenti indotti dalla realizzazione dei pannelli; b) effetto delle dimensioni del singolo pannello sui valori massimi dello spostamento orizzontale (Poh et. al, 2001)**

Nel loro lavoro, de Wit e Lengkeek (2002) riassumono i risultati di uno specifico campo prova eseguito ad Amsterdam per la valutazione dei risentimenti indotti sull'ambiente urbano circostante dalla realizzazione dei diaframmi delle stazioni di una nuova linea metropolitana. Nel caso di pannelli di altezza pari a 35 m realizzati in un contesto stratigrafico che prevede la presenza di terreni argillosi soffici recenti sovrapposti a sabbie dense pleistoceniche e termini coesivi sovraconsolidati e con falda idrica posta praticamente a piano campagna, in fase di scavo sono stati registrati, ad una distanza di 1.2 m dalla trincea, abbassamenti pari a circa 4 mm. A seguito del getto del calcestruzzo, a causa del comportamento tipicamente non drenato dei livelli argillosi, si è verificato istantaneamente un

sollevamento del piano campagna con cedimenti negativi massimi pari a 4 mm, successivamente ridotto in fase di maturazione (**Figura 2-15**).



**Figura 2-15. Bacino di subsidenza indotto dallo scavo dei pannelli (de Wit e Lengkeek, 2002)**

Gli abbassamenti in profondità sono stati misurati attraverso degli estensimetri e sono risultati generalmente inferiori a 2 mm.

In generale quindi i risentimenti associati alla realizzazione di diaframmi di sostegno delle stazioni sono apprezzabili ed importanti in presenza di terreni argillosi poco consistenti; non risultano invece sufficientemente documentate esperienze relative a scavi in terreni a comportamento granulare prevalente, per le quali la curva di subsidenza di Rourke dovrebbe comunque dimostrarsi piuttosto cautelativa.

#### *Risentimenti indotti da scavi profondi*

Il primo approccio pratico per la stima dei movimenti generati da questo tipo di strutture è stato proposto da Peck (1969) analizzando i dati raccolti nell'ambito di numerosi scavi a cielo aperto per la costruzione di svariate metropolitane (**Figura 2-16**).

Nel caso di scavi in terreni dotati di discrete caratteristiche meccaniche sia in termini di resistenza che deformabilità (granulari addensati e argille compatte), i cedimenti della superficie del terreno si estendono fino ad una distanza dallo scavo praticamente pari alla profondità dello scavo stesso (Zona I). I massimi movimenti nei pressi della paratia sono l'1 % della profondità di scavo: se la struttura di sostegno è adeguatamente puntellata, il massimo cedimento non supera il 5 ‰ della profondità dello scavo.

Viceversa se lo scavo interessa terreni argillosi più scadenti, a causa di fenomeni tipici quali il sollevamento del fondo scavo che in casi particolarmente gravosi può evolversi anche in cinematismi di rottura del fondo scavo, sono da attendersi maggiori risentimenti.

In particolare se la larghezza dello scavo è contenuta o lo strato argilloso è confinato inferiormente da uno strato consistente (Zona II), i cedimenti in superficie risultano ancora contenuti; nel caso in cui

aumenta la larghezza dello scavo o se risultano presenti importanti strati di terreni argillosi poco consistenti i movimenti interessano un'ampia zona di terreno (Zona III) a causa delle deformazioni plastiche avvenute nell'intorno dello scavo.

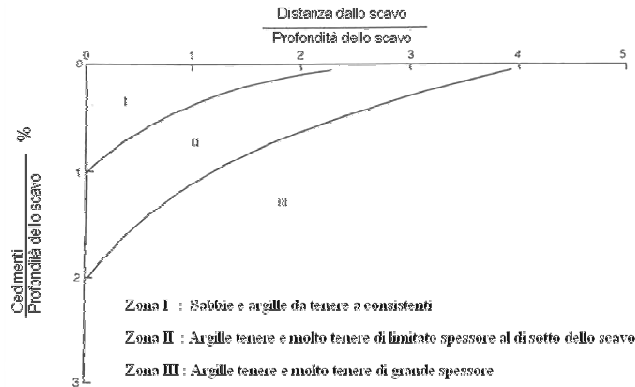
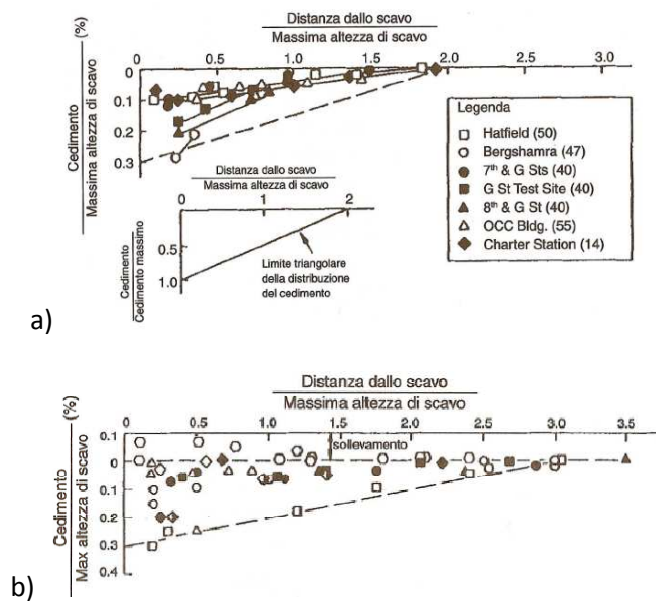


Figura 2-16. Diagramma per il calcolo di cedimenti in una struttura tra paratie (Adattato da Peck, 1969)

Successivamente Clough e Mana&Clough dimostrano come la velocità e l'entità degli spostamenti laterali delle paratie aumenti in funzione del rischio di sollevamento del fondo scavo e quanto più il coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura generalizzata del fondo scavo alla Terzaghi tenda all'unità.

A partire dal lavoro di Peck numerosi ricercatori hanno contribuito ad estendere la base dati con informazioni relative a situazioni differenti per tipo di terreno, tipologie strutturali e tecniche di scavo impiegate. Clough e O'Rourke (1990) raggrupparono le osservazioni sperimentali disponibili sui movimenti relativi a scavi in terreni granulari, coesivi da consistenti a molto consistenti, coesivi da teneri a mediamente consistenti (Figura 2-17):





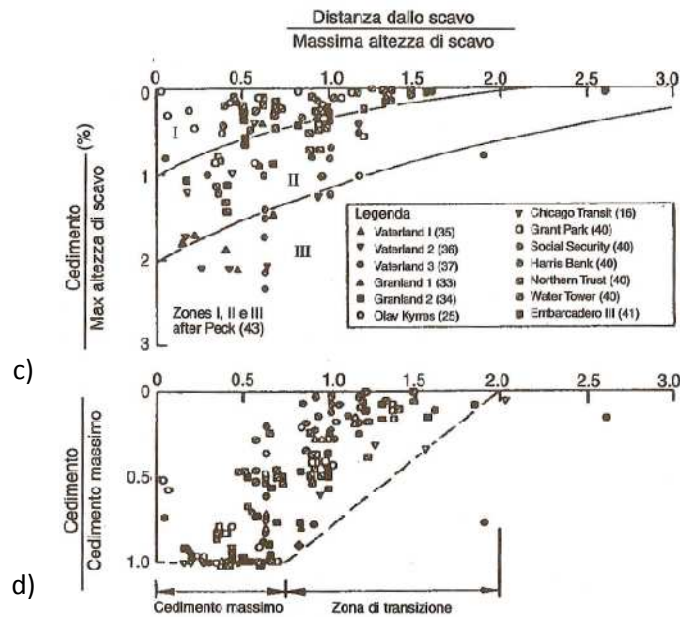


Figura 2-17. Spostamenti verticali misurati in funzione della distanza dalla parete (Pane e Tamagnini, 2004, da Clough e O'Rourke, 1990)

a) Scavi in terreni granulari; Scavi in terreni coesivi da consistenti a molto consistenti; c) Scavi in terreni coesivi da teneri a mediamente consistenti d) Scavi in terreni coesivi da teneri a mediamente consistenti: Rapporto  $S_v/S_{vmax}$  in funzione della distanza dalla parete

I diversi punti sperimentali si riferiscono principalmente a scavi sostenuti da berlinesi o palancolate metalliche multiancorate e mostrano come i cedimenti della superficie topografica a tergo della parete siano apprezzabili fino ad una distanza dalla parete pari a 2-3 volte la massima profondità di scavo, con un valore del cedimento massimo variabile tra lo 0,3% (terreni granulari e coesivi molto consistenti) e il 2% della massima profondità di scavo (terreni coesivi da teneri a mediamente consistenti).

Nel caso di scavi in terreni coesivi molto consistenti, i sollevamenti di entità massima pari allo 0.1% $H$  sono probabilmente da attribuire agli effetti dello scarico tensionale prodotto dallo scavo (Burland et al., 1979).

Nel caso di scavi in terreni coesivi teneri si ha invece una maggiore dispersione delle misure: Clough e O'Rourke rappresentano a tal proposito i dati in funzione del rapporto  $S_v/S_{vmax}$  e della distanza normalizzata dalla parete (profilo di subsidenza normalizzato).

Rispetto ai primi due casi, in cui il limite superiore per gli spostamenti è caratterizzato da un andamento triangolare, le misure appaiono limitate da un inviluppo di forma trapezoidale che si estende fino ad una distanza pari a  $2H$  dalla parete e presenta un gradiente costante in corrispondenza della zona  $0.75 \leq X/H \leq 2.0$ .

Nel caso di scavi in terreni coesivi molto consistenti, le misure dello spostamento orizzontale  $S_h$  del piano di campagna a tergo dello scavo risultano più disperse di quelle relative ai cedimenti (Figura 2-18). Gli autori distinguono tra due zone: una prima relativa a strutture sostenute mediante

supporti relativamente rigidi, tali da prevenire importanti movimenti orizzontali della parete; la seconda si riferisce a strutture per le quali il supporto adottato ha permesso alla parete di scontare movimenti orizzontali relativamente elevati.

Nel primo caso i movimenti osservati sono dello stesso ordine di grandezza dei corrispondenti spostamenti verticali, mentre nel secondo, il rapporto  $S_h/S_v$  è generalmente maggiore dell'unità e può raggiungere in alcuni casi valori di 2.5/3.0.

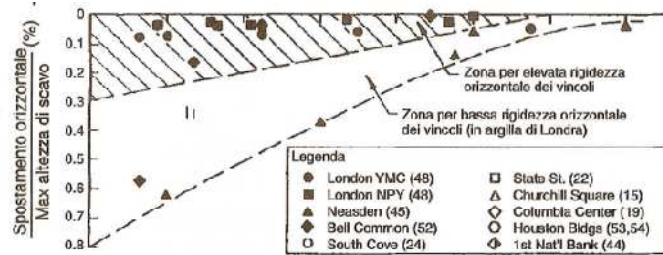


Figura 2-18. Scavi in terreni coesivi da consistenti a molto consistenti: spostamenti orizzontali misurati in funzione della distanza della parete (Pane e Tamagnini, 2004, da Clough e O'Rourke, 1990)

Nella Figura 2-19 le misure degli spostamenti orizzontali sono messi in relazione con la profondità di scavo per diversi tipi di parete di sostegno.

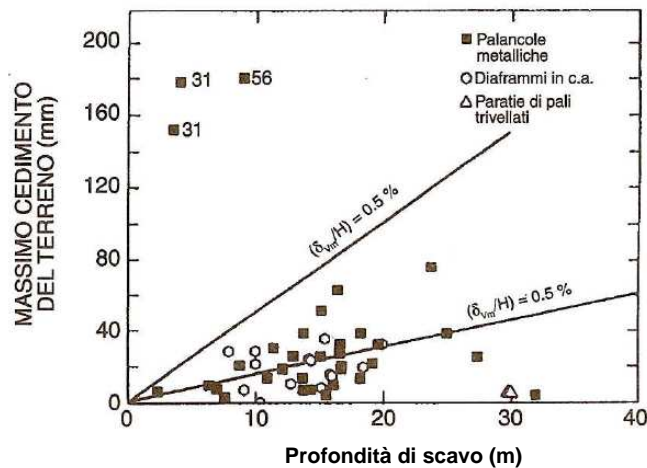


Figura 2-19. Valori massimo degli spostamenti orizzontali (adattato da Clough e O'Rourke, 1990)

Sulla base delle misure precedentemente discusse, Clough e O'Rourke propongono il seguente meccanismo interpretativo per i movimenti del terreno a tergo della struttura di sostegno (Figura 2-23), distinguendo tra spostamenti del terreno indotti da deformazioni delle pareti dello scavo e quelli legati alle deformazioni del terreno al di sotto della quota scavo in funzione della deformata della struttura di sostegno:

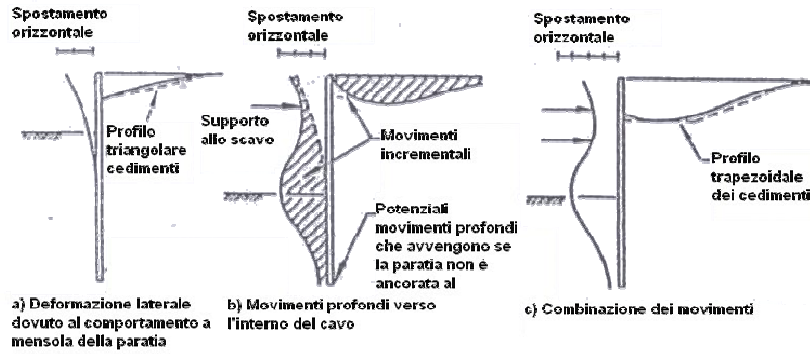


Figura 2-20. Movimento del diaframma e deformazione del terreno. Fasi incrementali

Nella **Figura 2-21** è infine mostrata la correlazione tra spostamenti verticali ed orizzontali massimi, normalizzati rispetto alla profondità di scavo, per movimenti della parete di tipo “a sbalzo” e di tipo “profondo”, nel senso indicato dagli autori citati (Burghignoli, 2002). Aggiornando la base di dati disponibili, Long (2001) ha confermato le linee di tendenza già emerse dalla raccolta di Clough e O’Rourke ed ha permesso di meglio evidenziare l’influenza dei diversi fattori in gioco, quali la presenza di terreni di diversa rigidità ed il grado di sicurezza nei confronti del sollevamento del fondo scavo. Nel caso in cui siano presenti terreni poco consistenti o teneri, Long ha rilevato spostamenti verticali ed orizzontali massimi decisamente maggiori di quelli di Clough et al., (1989). Di contro, Clough e O’Rourke sopravvalutano leggermente gli spostamenti in terreni relativamente rigidi, con elevati coefficienti di sicurezza nei confronti del sollevamento del fondo scavo.

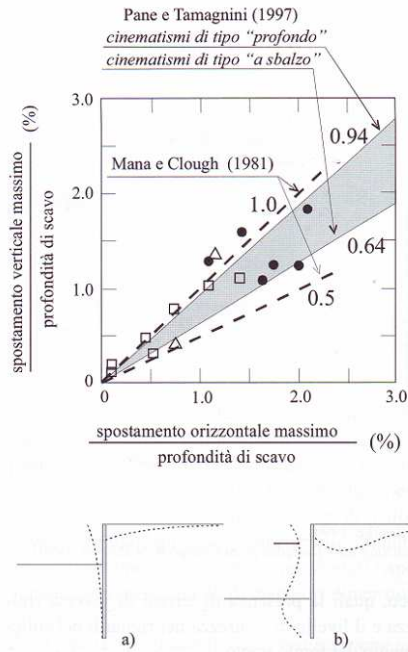


Figura 2-21. Correlazione tra spostamenti verticali e orizzontali massimi (Burghignoli, 2002, adattato da Clough e Rourke, 1990)

### 2.2.3 Ruolo delle pressioni neutre durante le fasi di scavo

Il comportamento di uno scavo e le relative condizioni di stabilità sono il risultato di un processo complesso nel quale gioca un ruolo fondamentale il regime delle pressioni neutre.

Durante l'esecuzione di uno scavo si determina nel terreno una diminuzione delle tensioni totali ed, in presenza della falda, una conseguente variazione delle pressioni neutre negativa.

Dopo l'ultimazione dello scavo, le pressioni neutre, in virtù della connessione idraulica con l'esterno, aumentano per effetto della consolidazione, mentre diminuiscono le tensioni efficaci e con esse, la stabilità del fondo scavo. Le condizioni più gravose per la stabilità dell'opera si raggiungono alla fine della consolidazione e per valori delle pressioni neutre corrispondenti alla condizione idraulica di regime permanente.

Tale aspetto è ben rappresentato nel caso proposto in **Figura 2-22**, in cui vengono rappresentati i percorsi di tensione tipici di uno scavo in argilla normalmente consolidata: come già evidenziato in 2.2.1, gli elementi di terreno posti a monte e a valle della struttura di sostegno subiscono percorsi tensionali rispettivamente di compressione ed estensione con diminuzione della pressione media efficace.

Analizzando il percorso di tensione in condizioni efficaci (ESP) dell'elemento "B" rappresentativo della zona di terreno presente al di sotto del fondo scavo, si nota immediatamente come la stabilità dello scavo, e quindi anche le deformazioni annesse, dipendano dalla distanza tra il punto "B'<sub>ss</sub>", rappresentativo del percorso di tensione efficace nelle condizioni a lungo termine, e la retta "K<sub>f</sub>" che rappresenta l'involuppo di rottura del materiale.

I movimenti indotti dipendono quindi strettamente dalle condizioni di stabilità dello scavo e, nel caso di terreni dotati di una bassa permeabilità di insieme, dal rapporto tra il tempo necessario per l'esecuzione dello scavo e la velocità di smaltimento delle sovrappressioni neutre, a sua volta funzione delle condizioni di drenaggio oltre che dalle citate caratteristiche di permeabilità. Per tale motivo, le condizioni più gravose spesso risultano teoricamente raggiunte in tempi superiori a quelli effettivamente impiegati per lo scavo stesso e, come si vedrà nel 2.3.2, i movimenti indotti risultano correlati alla verifica della stabilità del fondo scavo effettuata in condizioni non drenate secondo un cinematiso di rottura alla Terzaghi (1943).

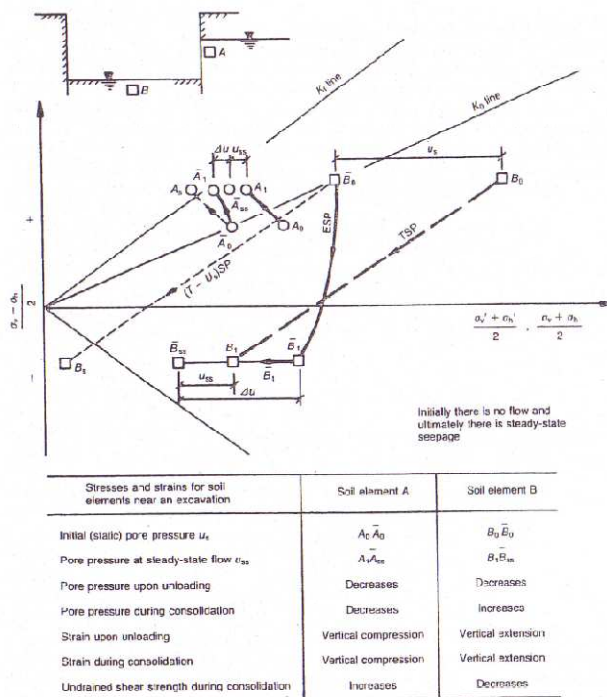


Figura 2-22. Stress path associati a scavi profondi in argille NC (Puller, 1996)

In presenza di elevati carichi idraulici e nel caso in cui le condizioni idrauliche di regime permanente si raggiungano in tempi brevi, si rende necessaria la predisposizione di opportuni sistemi di controllo delle pressioni neutre per poter eseguire le lavorazioni all’asciutto.

La soluzione economicamente e tecnicamente più semplice per permettere l’esecuzione delle operazioni di scavo all’asciutto è l’aggottamento: ma a fronte dei vantaggi operativi, tale intervento comporta delicate problematiche di ordine geotecnico nei riguardi della stabilità dell’opera nelle fasi transitorie di scavo e, come verrà più compiutamente descritto nel capitolo seguente, ambientale per i possibili risentimenti sul regime delle acque sotterranee.

L’instaurarsi di moti di filtrazione diretti verso il fondo scavo produce delle forze di filtrazioni che modificano le azioni mutue tra i grani e in particolari condizioni producono l’annullamento dello stato tensionale efficace in zone più o meno ampie del dominio di filtrazione.

L’annullamento dello stato tensionale efficace è responsabile di due fenomeni che, a seconda delle modalità con cui si manifestano e delle formazioni interessate, vengono chiamati “Sifonamento” o “Sollevamento” del fondo scavo (Figura 2-23).

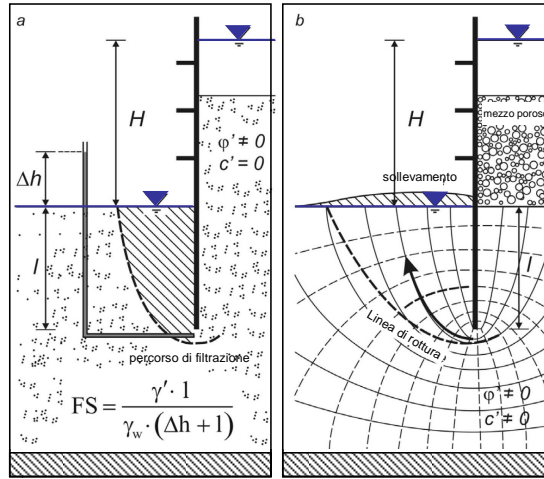


Figura 2-23. Fenomeni di instabilità del fondo scavo in presenza di moti di filtrazione

Nel caso in cui i terreni posti al di sotto della quota di fondo scavo siano incoerenti e il flusso di filtrazione e il gradiente agiscono in direzione verticale, le tensioni efficaci possono annullarsi determinando il fenomeno del sifonamento (Figura 2-24).

È bene sottolineare che affinché si verifichi il fenomeno del sifonamento non è strettamente necessario l'annullamento delle tensioni efficaci, purché il moto avvenga sotto elevati gradienti idraulici e le velocità di filtrazione siano anch'esse elevate: in questi casi, proprio come i fenomeni di erosione sotterranea, l'acqua asporta progressivamente i grani più fini indebolendo la struttura e la sua resistenza.

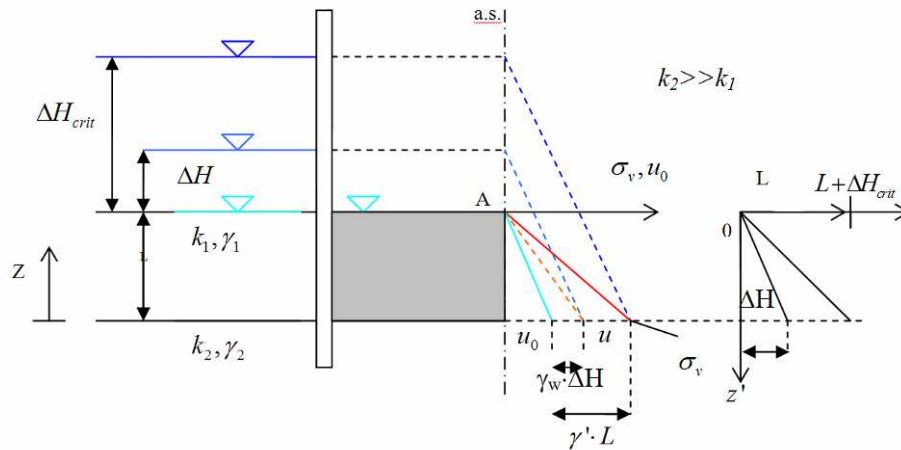


Figura 2-24. Fenomeni di instabilità del fondo scavo in presenza di moti di filtrazione: sifonamento

L'annullamento delle tensioni efficaci e quindi il fenomeno del sifonamento si verifica quando il gradiente di efflusso massimo assume un valore prossimo a quello del gradiente critico pari a

$$i_c = \gamma' / \gamma_w$$

Il margine di sicurezza nei confronti del sifonamento è espresso da un coefficiente di sicurezza, che, viste le incertezze dei parametri geotecnici, è dato dal rapporto tra il gradiente critico

e il gradiente massimo  $i_{\max}$  presente al piede della paratia, o comunque al letto dello strato teoricamente a rischio sifonamento:

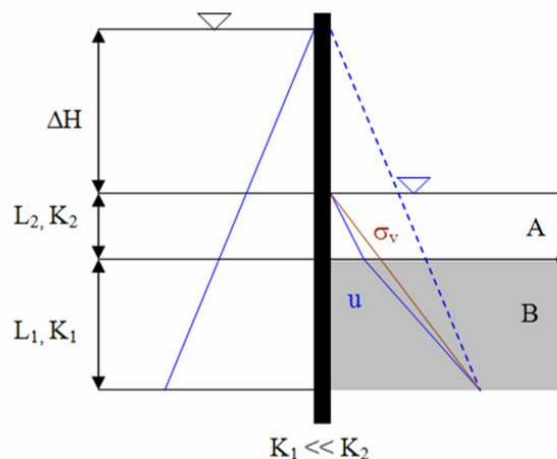
$$FS = i_c / i_{\max} \geq 1.5$$

$i_c$  è una funzione del valore del peso per unità di volume del terreno: a tal proposito in letteratura sono presenti alcuni metodi empirici tramite cui è possibile determinare il valore del massimo gradiente di efflusso in casi semplici e sempre nell'ipotesi di mezzo omogeneo isotropo.

Nel caso in cui i terreni posti al di sotto della quota di fondo scavo siano caratterizzati da una permeabilità minore, le maggiori perdite di energia che l'acqua subisce nel moto di filtrazione diretto verso l'alto danno luogo a forze di massa che determinano una diminuzione delle tensioni verticali efficaci.

Se si raggiunge l'annullamento della tensione verticale efficace ( $\sigma'_v=0$ ) al contorno inferiore dello strato a grana fine, tale condizione comporta il raggiungimento dell'uguaglianza tra spinta idraulica agente alla base dello strato di riferimento ed il peso del terreno sovrastante (**Figura 2-25**), per cui è sufficiente un ulteriore incremento delle pressioni interstiziali per produrre il fenomeno del sollevamento del fondo scavo. il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto tra il peso efficace dello strato terreno sovrastante il piano di riferimento assunto per le verifiche e la spinta idraulica agente al letto di tale strato.

$$FS = \frac{\gamma_1 L_1 + \gamma_2 L_2}{\Delta H \gamma_w}$$



**Figura 2-25. Fenomeni di instabilità del fondo scavo in presenza di moti di filtrazione: sollevamento**

In tutti i casi analizzati, il mancato controllo delle pressioni neutre durante le fasi di scavo può dunque pregiudicare la stabilità di insieme e comportare importanti risentimenti al contorno.

Tali aspetti devono essere analizzati attentamente in fase di progettazione che deve mirare alla scelta di specifici sistemi in grado di garantire, oltre ad adeguati margini di sicurezza nei confronti

dei fenomeni di instabilità del fondo scavo, anche un affidabile regime delle pressioni neutre su cui dimensionare le strutture di sostegno.

Tale aspetto risulta direttamente correlato alle tensioni efficaci che si vanno ad instaurare al di sotto del fondo scavo ed influenzano la resistenza passiva e se non correttamente previsto può determinare importanti deformazioni della struttura di sostegno ed, nei casi limite, in collasso del sistema.

Come verrà analizzato successivamente, la realizzazione preventiva di “tamponi di fondo” di tenuta e di contrasto, insieme alla corretta scelta delle profondità di imposta, può consentire la realizzazione in sicurezza dei manufatti.

### 2.3 Metodi di previsione

In fase progettuale, spesso i risentimenti indotti dalla realizzazione delle opere di sostegno vengono considerati trascurabili e perciò non si considerano: ad ogni modo, soprattutto nel caso di terreni argillosi poco consistenti, è opportuno riferirsi cautelativamente all’abaco di Clough e Rourke (1990).

Per la previsione della forma ed entità del bacino di subsidenza potenzialmente indotto dalle successive fasi di scavo, sono spesso utilizzati metodi semplificati che si basano su dati di letteratura relativi a situazioni analoghe (*metodi empirici*), od attraverso correlazioni di tipo empirico che consentono di pervenire ad una stima dei movimenti del terreno a partire dalla conoscenza del comportamento deformativo della struttura (*metodi basati sulla valutazione dello spostamento alla parete*).

#### 2.3.1 Metodi empirici

Secondo Clough e O'Rough (1990), le previsioni fornite dal metodo di Peck tendono a sovrastimare i movimenti osservati in scavi recenti classificabili nella prima delle tre classi di Peck, a causa dei progressi tecnologici intercorsi dagli anni 60. Gli autori suggeriscono di utilizzare la correlazione empirica tra abbassamento massimo del piano campagna  $S_{v, \max}$  ed altezza di scavo  $H$  ed i profili di cedimento rapportati al cedimento massimo, ottenuti come involucri limite delle misure in sito relativamente ai case-histories dei movimenti verticali di scavi in sabbia, argilla da compatta a molto compatta, e da soffice a media rappresentata in **Figura 2-26**.



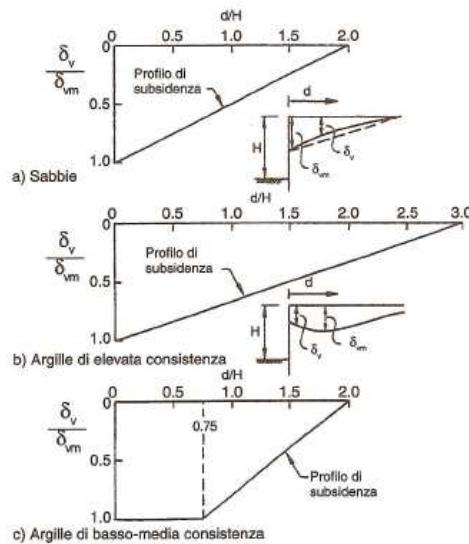


Figura 2-26. Correlazione empirica tra abbassamento massimo del piano campagna  $S_v, \max$  ed altezza di scavo  $H$  e riassunto dei profili di cedimento (Clough e O'Rough, 1990)

**2.3.2 Metodi basati sulla valutazione dello spostamento alla parete**

Tali metodi procedono secondo due fasi di calcolo caratteristiche. La prima fase consiste nella valutazione dello spostamento massimo della parete, o di tutta la sua deformata con metodi numerici; successivamente ci si avvale di relazioni, empirici o analitici, tra gli spostamenti orizzontali della parete e quelli verticali del terreno a tergo per ottenere il profilo di subsidenza indotto dallo scavo.

Esempi di tali approcci sono rappresentati dal metodo di Caspe (1966), successivamente modificato da Bowels (1982), e dal metodo di Mana&Cluogh (1981).

**Metodo di Caspe e Bowels**

Per il calcolo dei cedimenti verticali può essere adottato il metodo di calcolo proposto da Caspe che, una volta definito il massimo valore del cedimento in superficie ( $\delta V_{\max}$ ), descrive l'ampiezza del bacino di subsidenza mediante la relazione:

$$\delta V(x) = \delta V_{\max} \cdot \left( \frac{D-x}{D} \right)^2$$

In cui  $D$  è la lunghezza della zona a tergo della paratia interessata dai cedimenti ed  $x$  la distanza dal filo paratia.

Bowels (1990) prevede una distribuzione dei cedimenti di tipo parabolico (Figura 2-27):

$$S_v(x) = S_w \cdot \left( \frac{x}{D} \right)^2$$

dove  $D$  rappresenta la lunghezza della zona a tergo della paratia interessata dai cedimenti.

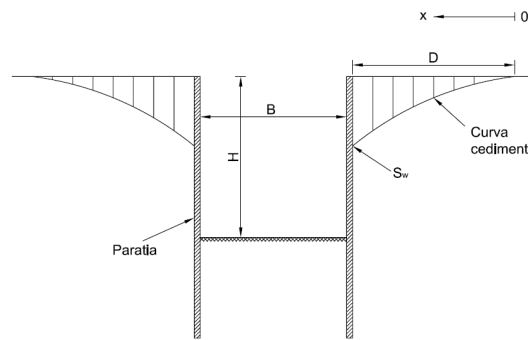


Figura 2-27. Distribuzione dei cedimenti proposto da Bowles (1990)

L'ampiezza laterale della zona d'influenza dei cedimenti  $D$  è funzione dell'angolo d'attrito del terreno  $\varphi'$ , della larghezza  $B$  e dell'altezza  $H$  della paratia fino alla linea di fondo scavo, e si calcola mediante l'uso della formula:

$$D = H_t \operatorname{tg} \left( 45 - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

dove  $H_t$  è pari a

$$H_t = H_p + H \rightarrow \begin{cases} \varphi = 0 \rightarrow H_p = B \\ \varphi > 0 \rightarrow H_p = 0.5 B \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \end{cases}$$

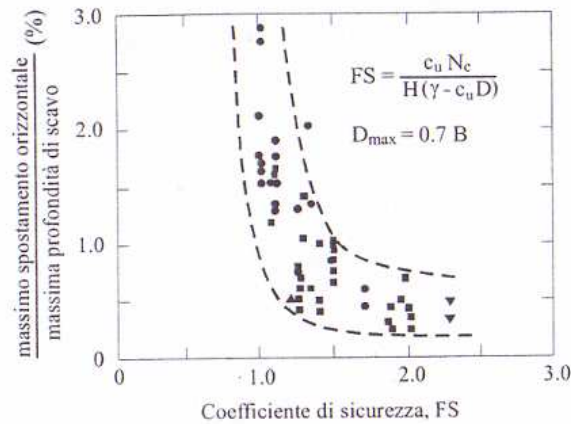
Il termine  $S_w$  può essere ricavato dalla:

$$S_w = \frac{4V_s}{D}$$

La grandezza  $V_s$  che compare nella formula, è definita come il volume di terreno spostato per unità di lunghezza orizzontale dello scavo, ed altro non è che l'area sottesa alla deformata della paratia, ossia l'integrale di detta deformata. La sua determinazione merita particolare attenzione, poiché attraverso essa viene messa in conto la deformabilità della struttura di sostegno. A tal fine, attraverso l'utilizzazione di programmi di calcolo dedicati all'analisi statica delle strutture di sostegno, per ciascuno dei manufatti tra paratie è stato possibile valutare il valore volume di terreno spostato  $V_s$  da inserire nella formula.

### Metodo di Mana&Clough

Mana&Clough (1981) basandosi su numerosi casi ritenuti rappresentativi, hanno proposto la correlazione (**Figura 2-28**) tra lo spostamento orizzontale massimo della parete ed il coefficiente di sicurezza nei riguardi del sollevamento del fondo scavo.



**Figura 2-28. Correlazione tra il coefficiente di sicurezza al sollevamento del fondo scavo e lo spostamento massimo orizzontale (Burghignoli, 2002, adattato da Mana&Clough, 1981)**

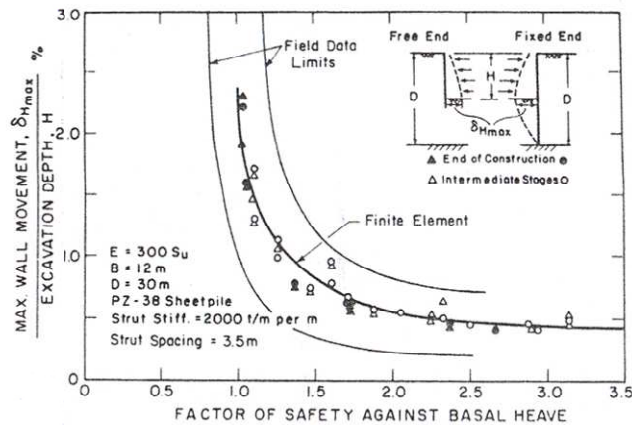
Gli stessi autori, nel caso di scavi armati in terreni coesivi nelle condizioni di breve termine, proposero un metodo semi-empirico per la determinazione dello spostamento orizzontale massimo. Sulla base di case-histories riferite a pareti multiancorate in terreni coesivi e di analisi parametriche condotte con il metodo degli elementi finiti, gli autori hanno proposto una correlazione tra il coefficiente di sicurezza al sollevamento ed il massimo spostamento orizzontale normalizzato  $\delta h/H$ .

Con riferimento ad una particolare struttura di sostegno assunta come “caso base” riportata in **Figura 2-29**, noto il valore del coefficiente di sicurezza (FS), il valore di  $\Delta S_{w,max}/H$  è determinato attraverso la seguente relazione:

$$(\Delta S_{w,max} / H) = (\delta h / H) \cdot \alpha_B \cdot \alpha_D \cdot \alpha_W \cdot \alpha_S \cdot \alpha_P \cdot \alpha_M$$

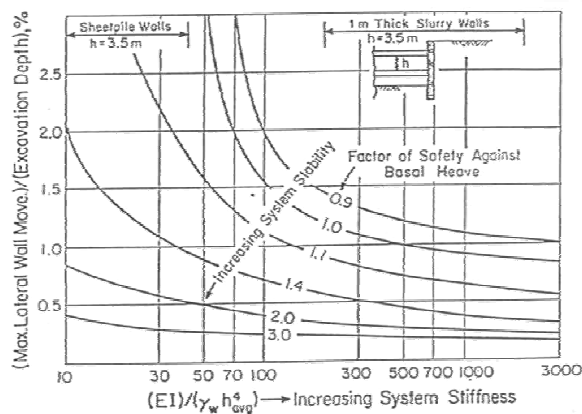
nella quale i coefficienti correttivi  $\alpha_i$  rappresentano:

- La larghezza e profondità massima dello scavo ( $\alpha_B$ );
- lo spessore strato deformabile ( $\alpha_D$ );
- la rigidezza della struttura di sostegno ( $\alpha_W$ );
- rigidezza dei vincoli (puntoni o tiranti), loro interasse ed eventuale pre-carico ( $\alpha_S$  e  $\alpha_P$ );
- rapporto  $E_u/c_u$  tra rigidezza e resistenza del terreno in condizioni non drenate ( $\alpha_M$ ).



**Figura 2-29. Relazione tra il fattore di sicurezza al sollevamento del fondo scavo ed il massimo spostamento della struttura di sostegno adimensionalizzato rispetto alla profondità di scavo (da Mana & Clough 1981)**

Clough et al. (1989) hanno successivamente proposto un metodo semi-empirico molto simile, ma di più semplice applicazione, nel quale lo spostamento massimo normalizzato dalla parete è espresso in funzione della rigidezza della struttura di sostegno e dal coefficiente di sicurezza per sollevamento del fondo (**Figura 2-30**).



**Figura 2-30. Procedura per ottenere il massimo spostamento laterale della paratia Clough et al. (1989)**

In entrambi i metodi proposti le osservazioni sono relative a strutture di sostegno relativamente flessibili in terreni coesivi teneri, caratterizzati da bassa resistenza ed elevata deformabilità.

Il coefficiente di sicurezza FS si riferisce alla stabilità del fondo scavo nei confronti dei fenomeni di instabilità tipici in questi terreni dovuti allo scarico tensionale che determina un rigonfiamento del terreno posto al di sotto della quota di fondo scavo che può produrre un sollevamento del fondo stesso. Il problema viene impostato ricorrendo ad un meccanismo di rottura analogo a quello utilizzato per la determinazione della capacità portante in condizioni non drenate delle fondazioni superficiali (**Figura 2-31**).

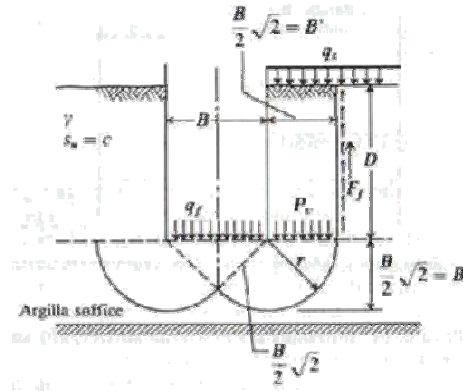


Figura 2-31. Stabilità di uno scavo nei riguardi del sollevamento del fondo mediante la teoria della capacità portante

Nel caso di terreni granulari, Bauer propone un procedimento per il calcolo degli spostamenti verticali basato su un coefficiente che tiene conto delle caratteristiche di addensamento dello strato, della qualità della manodopera e delle difficoltà esecutive (Figura 2-32).

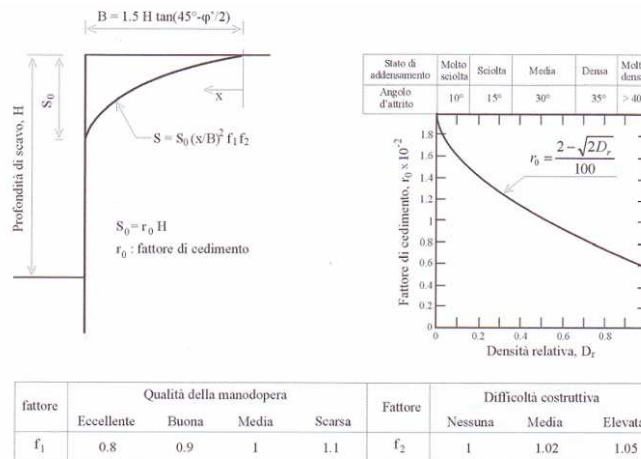


Figura 2-32. Metodo di Bauer per il calcolo degli spostamenti verticali in terreni sabbiosi (Burghignoli 2002, adattato da Bauer, 1984)

### 2.3.3 Effetti spaziali sulla distribuzione dei risentimenti

Con i metodi citati non è possibile effettuare delle previsioni accurate, in quanto risultano riferiti a per cui portano a correlazioni alquanto approssimate.

I metodi di previsione sopra citati, seppur nelle limitazioni proprie delle ipotesi di base (limitati case-histories correlati a specifici contesti stratigrafici, tipologie di strutture di sostegno e cinematismi), sono considerati un valido strumento progettuale per individuare i limiti, superiore e inferiore, entro i quali ricadono i cedimenti attesi, principalmente sulla base delle conoscenze acquisite.

Inoltre si riferiscono alla sola sezione trasversale e non tengono conto degli effetti di bordo che, in alcuni casi, possono produrre significativi cedimenti differenziali a danno delle strutture poste

nelle vicinanze. Di conseguenza, in fase di previsione della distribuzione planimetrica degli spostamenti, non si può quindi prescindere dalla tridimensionalità degli effetti indotti.

Gli effetti di bordo degli scavi sulle curve di isocedimento possono essere tenuti in conto adottando le indicazioni fornite da Ou et al. (1996). Gli autori, sulla base di uno studio parametrico agli elementi finiti condotto per scavi di forma rettangolare, hanno stilato un abaco (Figura 2-33) con il quale, in relazione al rapporto tra le dimensioni in pianta dello scavo ed alla distanza della sezione in esame dai bordi, è possibile valutare un fattore di riduzione degli spostamenti (Plane Strain Ratio, PSR) da applicare a quelli valutati in condizioni piane.

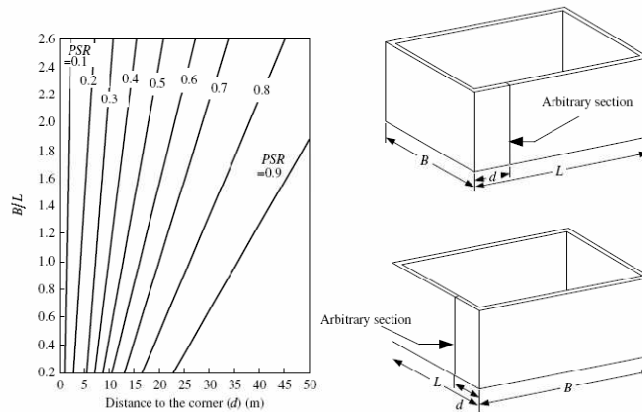


Figura 2-33. Fattori di riduzione degli spostamenti per gli effetti di bordo degli scavi (Ou et al., 1996)

Per uno scavo di forma rettangolare, quindi, la distribuzione planimetrica degli spostamenti può essere condotta impiegando i profili di subsidenza derivanti dalle analisi in condizioni di deformazione piana ed applicando a questi i fattori di riduzione riportati nell'abaco di Figura 2-34. In corrispondenza dei bordi dello scavo, il valore teorico del fattore PSR fornito dagli autori è nullo: in realtà, tale ipotesi, pur essendo conservativa in quanto tende ad incrementare il valore dei cedimenti differenziali teorici a tergo del manufatto, può non risultare confermata da evidenze sperimentali.

A tal proposito, Wong e Patron (1993), sulla base delle misure di cedimenti indotti da 8 scavi profondi monitorati nella città di Taipei, suggeriscono valori del rapporto di riduzione dei cedimenti in corrispondenza dei bordi variabili tra 0.2 e 0.6 (Figura 2-34).

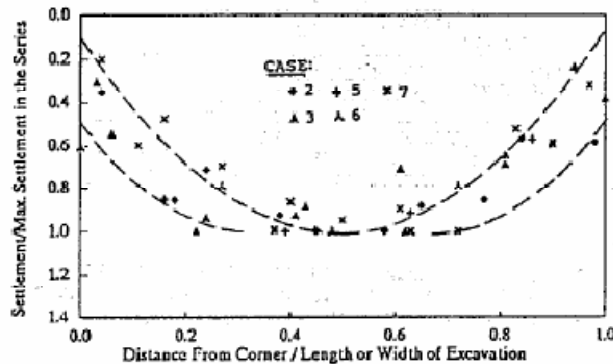


Figura 2-34. Distribuzione dei cedimenti indotti dagli scavi in direzione parallela alle pareti (Wong e Patron, 1996)

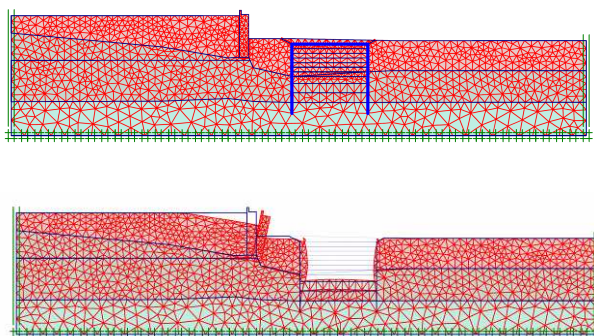
I metodi numerici agli elementi finiti o alle differenze finite attraverso la modellazione delle opere e delle varie fasi costruttive, rappresentano una valida e spesso indispensabile alternativa ai metodi empirici.

In tal caso risulta fondamentale la taratura numerica dei modelli costitutivi che devono risultare in grado di descrivere il comportamento tenso-deformativo del terreno associato agli stress-path tipici del problema in esame.

### 2.3.4 Metodi numerici

In generale, lo studio di uno scavo profondo richiede la valutazione della stabilità del fondo scavo, la scelta del sistema di sostegno e della sequenza costruttiva più opportuna, la valutazione delle sollecitazioni negli elementi strutturali e la previsione degli spostamenti negli elementi di sostegno e del terreno circostante lo scavo (Calabresi et al., 2002).

L'attuale disponibilità di codici di calcolo numerici permette di analizzare con relativa semplicità il comportamento di opere di scavo portando in conto la particolare sequenza costruttiva dell'opera a patto di una corretta descrizione del modello geologico di riferimento, del regime delle pressioni interstiziali e dello stato tensionale iniziale e del comportamento meccanico dei terreni interessati dallo scavo (**Figura 2-35**).



**Figura 2-35. Interazione tra uno scavo profondo e delle preesistenze monumentali (Fonte Progetto Definitivo Linea C della Metropolitana di Roma - Tratta T3)**

Nelle condizioni di esercizio, la maggior parte del terreno interessato da uno scavo subisce in genere deformazioni minori dello 0.1%, in corrispondenza delle quali il comportamento meccanico è fortemente non lineare (**Figura 2-36a**). La possibilità di prevedere gli spostamenti indotti è perciò legata alla capacità del modello costitutivo di riprodurre il comportamento del terreno in questo intervallo di deformazioni. Inoltre, come già accennato in precedenza, il comportamento osservato lungo i percorsi tensionali tipici di uno scavo risulta differente da zona a zona, per cui la calibrazione numerica può talvolta rilevarsi molto complessa.

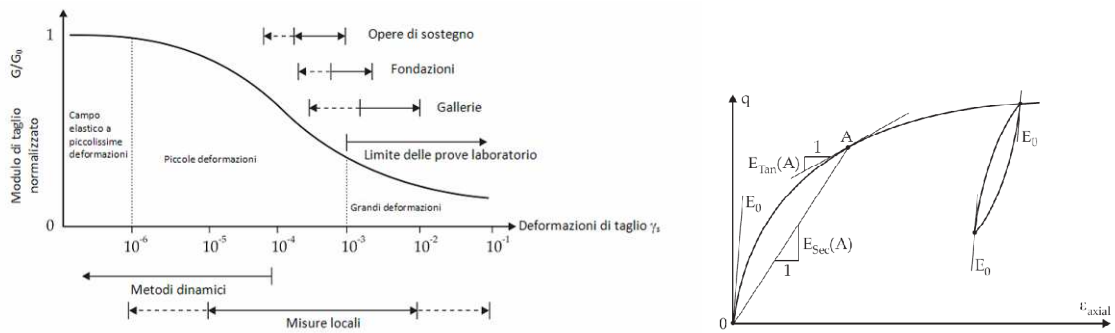


Figura 2-36. a) Comportamento non lineare dei terreni; b) Influenza del legame costitutivo del terreno

La valutazione quantitativa dei risentimenti indotti dallo scavo non può dunque prescindere dall'impiego di leggi costitutive del terreno in grado di tener conto di tali fenomeni.

Solamente attraverso modelli costitutivi basati sull'impiego della teoria della plasticità ed in grado di simulare l'effettiva rigidità del terreno a seguito di cicli di carico e ricarico (**Figura 2-36b**) che influisce sugli spostamenti orizzontali del terreno circostante i setti e di conseguenza sul "volume perso" da cui dipende l'ampiezza del profilo di subsidenza a tergo dello scavo, è possibile comprendere tali fenomeni.

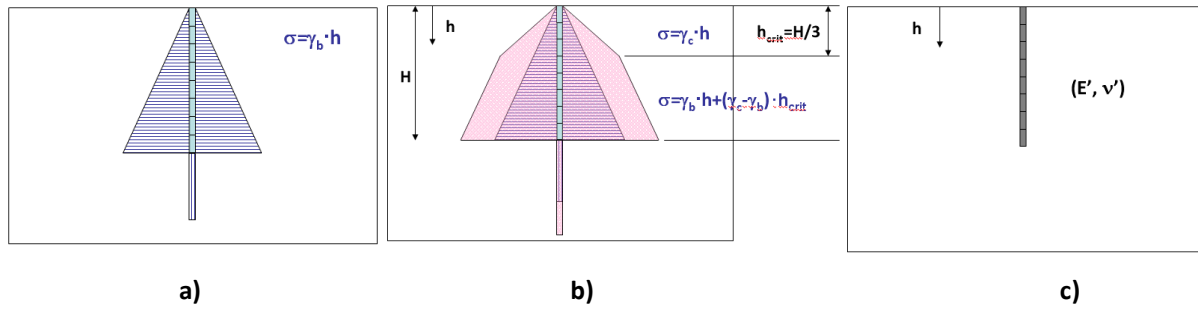
*Installazione diaframmi.* Nel caso della modellazione numerica delle varie fasi costruttive dei diaframmi di sostegno in cemento armato, gli studi eseguiti si riferiscono per lo più a scavi in terreni argillosi prevalentemente sovraconsolidati.

In letteratura sono presenti alcuni lavori (Ng, 1992 - Ng et al., 1995 - Ng e Yan, 1999 - Gourvenec e Pourie, 1999 - Schaper e Triantafyllidis, 2004) in cui è stata valutata la variazione della distribuzione delle pressioni laterali del terreno a seguito della costruzione di setti di paratia in terreni argillosi duri (*stiff clays*). In tutti i lavori scientifici, i risultati ottenuti hanno confermato le osservazioni di Symons e Carder (1993), con diminuzioni delle pressioni del terreno nell'ordine del 20-30%.

In una recente nota, Schaper e Triantafyllidis (2006) sulla base dei risultati di uno specifico campo prova, hanno analizzato i meccanismi di trasferimento delle tensioni lungo i setti di paratie in terreni argillosi normalconsolidati soffici, ed hanno dimostrato come le variazioni tensionali associate alle varie fasi costruttive e la distribuzione delle pressioni laterali del terreno circostante risultano marcatamente differenti rispetto al caso dei terreni argillosi sovraconsolidati.

Le analisi numeriche tridimensionali agli elementi finiti permettono, attraverso l'implementazione di modelli costitutivi avanzati, di modellare la realizzazione di un setto di diaframma in tre fasi di calcolo:





**Figura 2-37. Modellazione realizzazione diaframmi: a) Scavo in presenza di fanghi bentonitici; legge di distribuzione delle pressioni del calcestruzzo fresco (da Lings et al., 1995); c) maturazione del calcestruzzo.**

- Scavo della paratia in più fasi e tenendo conto anche del tempo necessario, considerando la pressione offerta dalla bentonite sulle pareti della trincea ( $\gamma_b=10.3 \text{ kN/m}^3$ );
- Getto del calcestruzzo fresco: coerentemente alle indicazioni di letteratura (Lings et al., 1995) è stata simulata la pressione agente sulle pareti attraverso una legge bilatera del tipo:

$$\sigma = \begin{cases} \gamma_{cls} \cdot h \\ \gamma_b \cdot h + (\gamma_{cls} - \gamma_b) \cdot h_{crit} \end{cases} \quad \text{per} \quad \begin{cases} h \leq h_{crit} \\ h > h_{crit} \end{cases}$$

- con  $\gamma_{cls}=24 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_b=10.3 \text{ kN/m}^3$ ,  $h_{crit}$ =altezza critica, definita successivamente, e z profondità dal pc.
- Maturazione del calcestruzzo a 28 gg attraverso l'attivazione di cluster caratterizzati da caratterizzato da parametri elastici (E,  $\nu$ ) di progetto.

*Modellazione della fase di getto del calcestruzzo*

La distribuzione delle pressioni del calcestruzzo subito dopo il getto non ha un andamento di tipo idrostatico lungo tutta la profondità della trincea come il fango bentonitico: a causa dei fenomeni di consolidazione e di idratazione, e delle note proprietà viscosi del calcestruzzo appena gettato, l'andamento delle pressioni indotte risulta di tipo idrostatico fino ad una certa profondità ( $h_{crit}$  pari a circa 20-30% dell'altezza totale) con pendenza pari al peso per unità di volume del cls ( $\gamma_{cls}=24 \text{ kN/m}^3$ ), per poi incrementare con un gradiente inferiore a profondità maggiore ( $\gamma_b=10.3-11.0 \text{ kN/m}^3$ ).

Lings et al., (1995) interpretando i dati di monitoraggio di un diaframma eseguito a Cambridge in argille sovra consolidate, hanno proposto la legge di distribuzione delle pressioni di tipo bilineare sopra citata che ben replica i dati sperimentali.

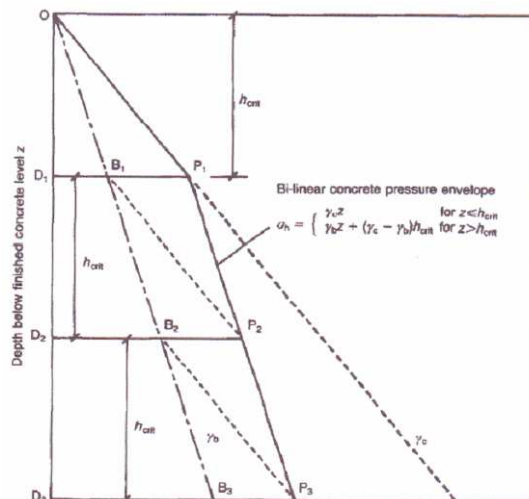


Figura 2-38. Pressioni agenti sulla parete del setto durante le fasi di scavo in presenza di fanghi bentonitici e di successivo getto del calcestruzzo ("bilatera") (Lings et. Al., 1995)

In uno specifico campo prova eseguito ad Amsterdam, (de Wit e Lengkeek, 2002) con pannelli di altezza pari a 35 m realizzati in terreni argillosi soffici recenti sovrapposti a sabbie dense pleistoceniche e termini coesivi sovraconsolidati e con falda idrica posta praticamente a piano campagna, grazie alla predisposizione di celle piezometriche a varie profondità direttamente in trincea è stato possibile desumere l'andamento delle pressioni che agiscono lateralmente sulle pareti del setto nelle fasi di scavo e getto del calcestruzzo, da cui dipendono le deformazioni orizzontali nel terreno circostante.

Anche in questo caso la distribuzione delle pressioni del calcestruzzo subito dopo il getto risulta di tipo idrostatico fino ad una certa profondità ( $h_{crit}$  pari a circa 20-30% dell'altezza totale) con pendenza pari al peso per unità di volume del cls ( $\gamma_{cls}=24 \text{ kN/m}^3$ ), per poi incrementare con un gradiente inferiore a profondità maggiore ( $\gamma_b=10.3-11.0 \text{ kN/m}^3$ ).

Confrontando le misure piezometriche registrate, nonostante che la profondità critica  $h_{crit}$  sia risultata variabile lungo la profondità e dipendente dalla velocità di maturazione del calcestruzzo, è stato possibile comunque definire una legge di tipo bilineare anche contraddistinta da una pendenza nel tratto inferiore maggiore rispetto a quella definita da Lings (Figura 2-39).

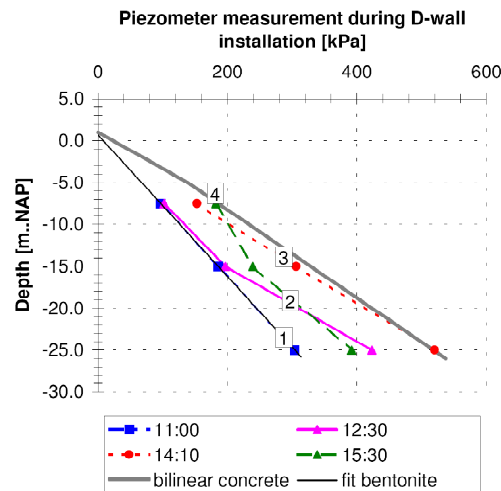


Figura 2-39. Misure piezometriche nella trincea (de Wit e Lengkeek, 2002)

*Variazioni tensionali a tergo del diaframma*

I risultati delle analisi di Schaper e Triantafyllidis (2006) dimostrano come, nel caso di un singolo pannello, le tensioni orizzontali agenti sul pannello dapprima diminuiscono fino al valore della pressione offerta dal fango bentonitico durante lo scavo, ed aumentano nettamente a seguito del getto e maturazione del calcestruzzo in linea con le ipotesi di calcolo (Figura 2-40).

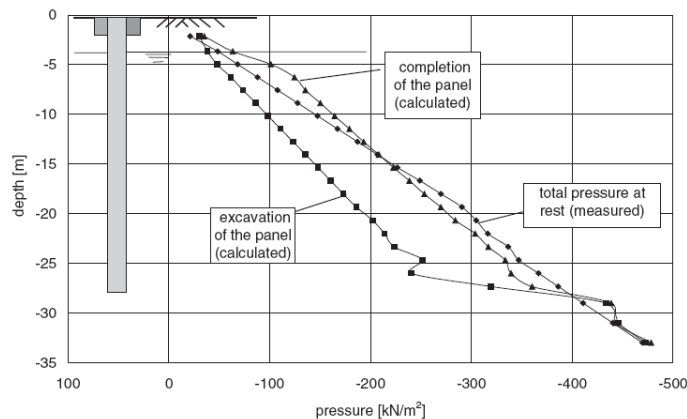


Figura 2-40. Pressioni agenti sul pannello di paratia (da Schaper e Triantafyllidis, 2006)

Particolarmente interessante risulta l'andamento delle tensioni orizzontali totali calcolate a profondità diverse durante le fasi di scavo e maturazione del calcestruzzo (Figura 2-41).

Durante lo scavo, l'effetto arco ("arching") induce un incremento delle tensioni al bordo del pannello, mentre in mezzeria le tensioni totali tendono ad un valore prossimo alla pressione del fango: tale effetto si risente ad una distanza trasversale dal pannello inferiore a B/2 (B=spessore) ed è indipendente dalla lunghezza H.

La differenza con le tensioni litostatiche iniziali inducono un trasferimento delle tensioni laterali lungo il bordo del diaframma, in maggior parte (in funzione del rapporto H/B) lungo il minore asse orizzontale dietro il pannello, e solo marginalmente lungo le corree e sotto la base del pannello.

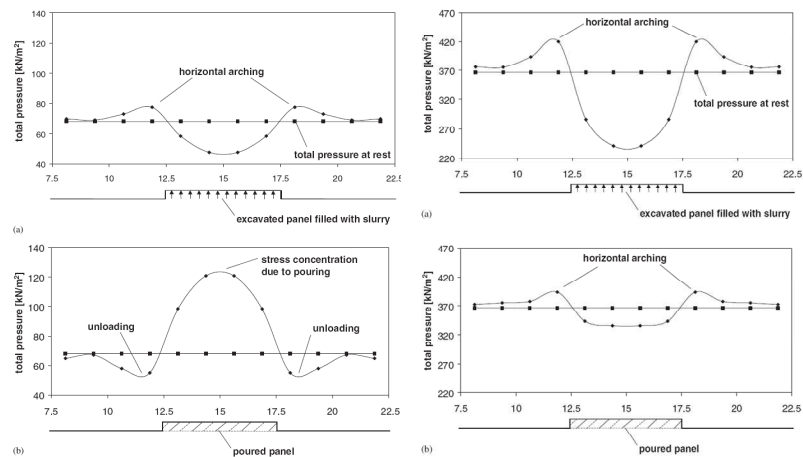


Figura 2-41. Effetto arching a varie profondità nelle fasi di scavo e getto del calcestruzzo (da Schaper e Triantafyllidis, 2006)

Nella fase successiva, la distribuzione delle tensioni totali a tergo del pannello a seguito del getto del calcestruzzo dipendono dalla profondità considerata: laddove la pressione del calcestruzzo fresco supera la pressione orizzontale del terreno (la parte superficiale in **Figura 2-40**), si manifestano spostamenti verso l'esterno con conseguente scarico ai bordi e carico in mezzeria del pannello; viceversa, laddove la pressione del calcestruzzo risulta minore della pressione orizzontale del terreno (parte profonda del pannello in **Figura 2-40**), si manifestano spostamenti essenzialmente verso l'interno con carico ai bordi e scarico in mezzeria del pannello.

In quest'ultima configurazione, evidentemente dovuta all'andamento della legge bilatera con cui vengono modellate le pressioni del calcestruzzo fresco, l'effetto arching non viene totalmente recuperato dal getto del calcestruzzo, per cui la distribuzione delle tensioni a tergo del diaframma è simile a quella ottenuta nella fase di scavo supportato da fanghi, per una distanza di  $B/2$ .

A diaframma completato, si registra un andamento del tipo sinusoidale delle tensioni orizzontali efficaci a tergo del diaframma: laddove le tensioni orizzontali iniziali risultano simili alle pressioni del calcestruzzo fresco, si registrano minime variazioni della distribuzione delle pressioni del terreno a tergo del diaframma (**Figura 2-42**).

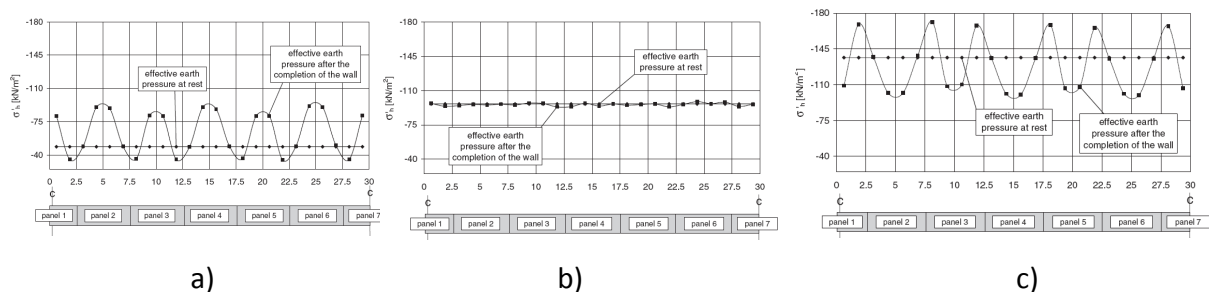


Figura 2-42. Andamento delle tensioni efficaci del terreno agenti sul pannello di paratia a seguito della maturazione del calcestruzzo: profondità di a) 5 m; b) 14 m; 26 m (da Schaper e Triantafyllidis, 2006)

Rispetto al caso di diaframmi realizzati in argille sovraconsolidate in cui si registrano diminuzioni marcate del 20-30% delle tensioni orizzontali preesistenti in fase costruttiva (Gourvenec e Pourie, 1999), nel caso delle argille normalconsolidate si registrano incrementi delle tensioni medie nell'ordine del 30% negli strati superficiali per cui, con conseguenti maggiori risentimenti in fase di scavo e getto dei setti di paratia, maggiori spostamenti orizzontali in fase di scavo del manufatto e ulteriori cedimenti a tergo.

---

### **3. EFFETTI SULLA FALDA IDRICA SOTTERRANEA**

---

#### **3.1 Premesse**

Il controllo delle pressioni neutre in fase di scavo tramite l'abbassamento sistematico del livello della falda idrica, come precedentemente accennato, è una delle possibili tecniche di stabilizzazione maggiormente utilizzate nel caso in cui gli scavi interagiscono con la falda idrica sotterranea.

Nel caso dello scavo delle stazioni metropolitane, le imponenti dimensioni dello scavo ed i tempi necessari per la sua realizzazione spesso impongono degli aggotamenti a larga scala e di lunga durata, a cui si associano delicate problematiche a carattere ambientale riguardanti le possibili modificazioni che il regime delle acque sotterranee può subire sia in termini di qualità delle acque che di alterazione temporaneo o permanente del regime stesso.

I risentimenti indotti possono essere più o meno marcati in funzione del contesto stratigrafico ed idrogeologico di riferimento in cui si inserisce l'opera, e dipendono dal quantitativo di acqua complessivamente emunta rapportata alla capacità di ricarica dell'acquifero, e quindi in particolare da quanto le operazioni di aggotamento siano estese e prolungate nel tempo.

Come dimostrano alcuni casi di letteratura di aggotamenti a larga scala, i risultati ottenuti in contesti stratigrafici omogenei può essere sensibilmente differente in siti relativamente limitrofi, a causa della variabilità delle caratteristiche fisiche di permeabilità d'insieme dei terreni coinvolti nel processo.

In tal caso, emerge chiaramente come i metodi utilizzati in fase progettuale siano caratterizzati da condizioni al contorno per lo più semplici ed, ancor più rispetto alle metodologie di previsione impiegate nella stima dei movimenti indotti da scavi profondi, vanno adattati con grande cautela poiché si possono avere serie ripercussioni sull'alterazione del regime delle acque sotterranee e sulla fattibilità delle opere stesse.

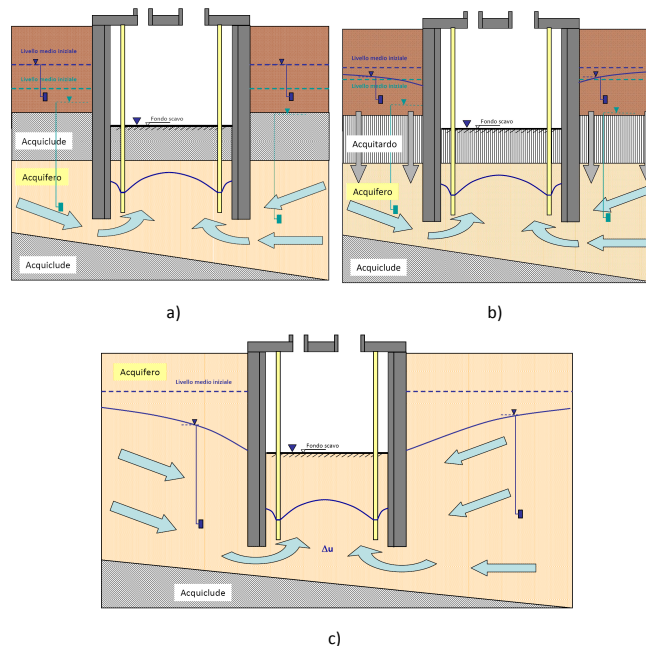
Alla luce della variabilità stratigrafica e complessità dello schema idrogeologico che caratterizza i terreni in ambiente urbano, tali evidenze rafforzano l'esigenza di una approfondita caratterizzazione del sito in fase progettuale ed sottolineano l'importanza della realizzazione di specifici campi prova che, se opportunamente predisposti e interpretati, possono scongiurare eventuali risentimenti ambientali nelle successive fasi di lavorazioni e le annesse ripercussioni sociali ed economiche.

### 3.2 Stabilizzazione del fondo scavo: tenuta idraulica o drenaggio?

La realizzazione di scavi profondi in presenza di falda idrica rende necessaria la predisposizione di opportuni sistemi di controllo delle pressioni neutre atti a garantire lo scavo all'asciutto e la stabilità del manufatto durante le fasi di scavo. Le tecniche di stabilizzazione che garantiscono uno scavo in sicurezza sono riconducibili a due differenti filosofie d'intervento contrapposte: drenaggio o tenuta idraulica, scelte progettuali comunque da adottare in funzione del contesto stratigrafico ed idrogeologico in cui si inserisce l'opera.

Da un punto di vista concettuale, gli acquiferi possono essere classificati in tre classi (**Figura 3-1**):

- **“Confinati”**: l'acquifero è confinato superiormente ed inferiormente e, in termini di comportamento idraulico, è paragonabile ad una condotta in pressione. Il livello dell'acqua, che si trova al di sopra della superficie dell'acquifero, è rappresentato dalla superficie piezometrica (superficie di pressione) che è il luogo delle altezze piezometriche e non coincide con la superficie del pelo libero.
- **“Semiconfinati”**: l'acquifero risulta compreso tra un acquitardo ed un acquicludo oppure tra due acquitardi; in genere scambia acqua con gli acquiferi adiacenti attraverso gli acquitardi. Dal punto di vista idraulico si comporta come una condotta in pressione con pareti porose.
- **“Non confinato o freatico”**: l'acquifero risulta caratterizzato dall'assenza di uno strato superiore di confine, per cui la superficie superiore della zona non satura è spesso proprio la superficie topografica e la superficie superiore della zona satura è invece la superficie piezometrica.



**Figura 3-1. Emungimento in a) caso acquifero confinato; b) caso acquifero semi-confinato ; c) caso acquifero non confinato**

Nel caso in cui gli scavi intercettano acquiferi profondi confinati solitamente in pressione, il metodo di stabilizzazione largamente più utilizzato è l'aggottamento (dewatering) mediante la perforazione di una serie di pozzi opportunamente predisposti e spazati nell'area di stazione e l'estrazione dell'acqua mediante pompe sommerse.

I risentimenti ambientali associati all'alterazione del regime delle acque sotterranee, seppur dipendente dalle portate complessivamente emunte, risultano comunque poco marcati ed confinati in profondità, e tali da escludere fenomeni di subsidenza a larga scala in superficie.

In tal caso, qualora risulti tecnologicamente ed economicamente possibile, la scelta progettuale con cui evitare qualsiasi risentimento per la falda idrica esterna è quella di spingere sistematicamente i diaframmi perimetrali a profondità tali da intercettare lo strato impermeabile di base.

Per poter procedere all'asciutto nello scavo dei terreni all'interno delle paratie è comunque necessario prevedere un sistema di drenaggi verticali per emungere l'acqua intergranulare presente all'interno del manufatto: ad ogni modo, tale situazione è quella maggiormente favorevole in quanto mette al riparo da problemi nei riguardi della stabilità geotecnica del fondo scavo, e più in generale di sollevamento del fondo scavo.

Nel caso di scavi in acquiferi semiconfinati, la tecnica del dewatering, a fronte dei vantaggi economici ed operativi rispetto ad interventi di tenuta idraulica ("tamponi"), a causa del prolungato emungimento, può dar luogo ad importanti risentimenti sul regime delle acque sotterranee.

Nel caso di acquiferi non confinati è necessariamente da prevedere la tenuta idraulica attraverso la realizzazione di preventivi tamponi di fondo attraverso la tecnica del jet-grouting o progettare interventi di ricarica della falda idrica.

### 3.3 Risentimenti al contorno

I risentimenti al contorno potenzialmente indotti da un abbassamento della falda idrica superficiale sono molteplici (**Figura 3-2**):

- cedimenti indotti da un aumento delle tensioni efficaci, dalla perdita della frazione fine del terreno e da fenomeni di consolidazione;
- diminuzione o esaurimento delle fonti d'acqua;
- effetti sulla qualità delle acque sotterranee, con particolare riferimento alla migrazione di inquinanti e alla re immissione di acqua nel sottosuolo.
- Effetto "diga".



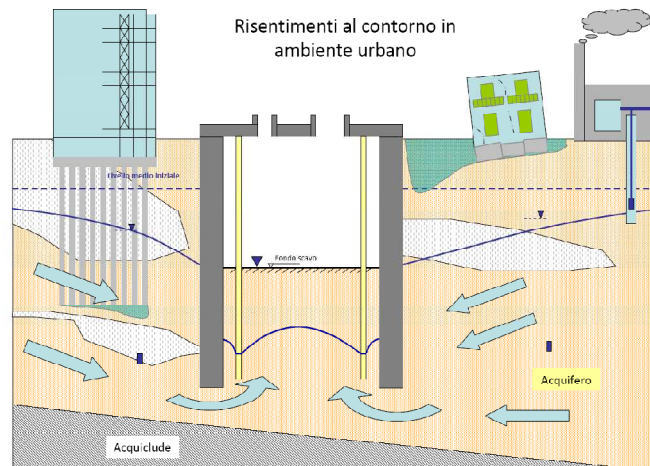


Figura 3-2. Risentimenti al contorno

*Cedimenti.* Nel caso in cui i terreni intercettati dallo scavo e sede dei moti di filtrazione indotti dall'aggottamento siano caratterizzati da una elevata permeabilità di insieme, possono verificarsi importanti variazioni del regime delle pressioni neutre anche all'esterno del manufatto.

L'incremento delle tensioni efficace che ne deriva induce un sovraccarico sui terreni ed, a seconda delle caratteristiche di deformabilità degli stessi, possibili cedimenti del piano campagna su ampie aree nell'intorno della stazione.

Nella costruzione della tratta Piazza Lecce-Piazza Bologna, del prolungamento linea B di Roma, gli abbassamenti della linea piezometrica hanno raggiunto, nei punti più vicini ai pozzi, valori sino a 5 m, relativamente a portate medie dell'ordine di 5 l/s, e massime di 9 l/s. La depressione della falda è stata tale da consentire le fasi di lavoro praticamente all'asciutto, assicurando condizioni di sicurezza nei confronti di fenomeni di sollevamento e sifonamento.

Il controllo dei fabbricati è stato intensificato durante l'emungimento, in particolare per i fabbricati ritenuti in posizioni critiche. Nell'arco di un anno si è dato luogo a due ben precise fasi d'aggottamento. I fabbricati che hanno maggiormente risentito della variazione delle pressioni interstiziali, sono stati quelli fondati su terreni di riporto, per i quali si sono registrati abbassamenti massimi di 12,03 mm. Si è inoltre avuta la conferma di un raggio d'influenza dei pozzi, in rapporto all'acquifero drenato, assai esteso, che si è sviluppato per oltre 150 m. questo ha minimizzato gli effetti della subsidenza, rendendo trascurabili le distorsioni indotte negli edifici.

*Perdita di materiale fine durante l'aggottamento.* Il secondo tipo di cedimenti è quello associato alla perdita dei fini che vengono trascinati insieme all'acqua emunta. Se i sistemi di emungimento non provvisti di adeguati filtri la maggiore perdita di materiale si manifestano soprattutto nelle fasi iniziali del pompaggio, quando si sviluppa una zona più permeabile intorno alla zona di presa.

Tale problema non deve essere sottovalutato in caso di prolungati pompaggi a larga scala, in quanto il volume perso totale può indurre cedimenti non facilmente prevedibili ed, in casi limite, creare dei canali preferenziali di erosione (piping), con potenziali fenomeni di sifonamento locali che possono indurre potenziali e pericolosi eventi in superficie (sfornelli).

*Processi di consolidazione.* La variazione del regime delle pressioni neutre nell'intorno dell'opera, in presenza di terreni compressibili caratterizzati da una frazione fine prevalente, può innescare fenomeni di consolidazione con conseguenti cedimenti nel tempo su ampie aree nell'intorno della stazione.

*Esaurimento delle fonti d'acqua.* L'abbassamento del livello dell'acqua nell'area circostante le operazioni di scavo può interagire negativamente con l'approvvigionamento idrico della zona diminuendo la captazione di acqua sotterranea dai pozzi e la venuta a giorno naturale attraverso le sorgenti. Il decremento delle portate disponibili per le utenze locali dipende dai seguenti fattori:

- Le caratteristiche dell'acquifero, soprattutto permeabilità e coefficiente di immagazzinamento;
- La distanza fra il sistema di aggettamento e i pozzi preesistenti, e le loro posizioni rispetto ai gradienti idraulici presenti nella zona;
- La portata aggettata e la durata del pompaggio;
- La profondità e le condizioni dei pozzi di captazione.

*Effetti sulla qualità dell'acqua.* La qualità delle acque sotterranee, intesa come insieme delle proprietà chimiche, fisiche e batteriologiche varia localmente con grande rapidità. A volte è pura abbastanza da essere potabile con il solo trattamento di clorazione, altre contiene impurità nocive di provenienza naturale o artificiale.

Le modalità di dispersione degli agenti contaminanti dipendono dalla fase degli stessi: se l'inquinante è solubile si disperderà nell'acqua e verrà trasportato; se è solido può avere densità maggiore dell'acqua, nel qual caso tenderà a scendere in profondità fino ad incontrare una superficie impermeabile, oppure avere densità minore e rimanere flottante sulla superficie libera della falda; se è gassoso si muoverà nella zona insatura.

Gli inquinanti disciolti nell'acqua seguono il moto all'interno dell'acquifero in dipendenza dei fattori geologici, geometrici e idraulici che concorrono a determinarlo. È importante però comprendere che l'aggettamento della falda cambia il flusso delle acque sotterranee, variandone velocità e direzione, e può contribuire alla movimentazione di inquinanti presenti nel sottosuolo.

### 3.4 Effetto diga

Come precedentemente accennato, la scelta progettuale di spingere sistematicamente i diaframmi perimetrali fino a profondità tali da interessare il substrato impermeabile di base mira ad evitare le particolari problematiche di stabilità dello scavo ed i risentimenti per la falda idrica esterna.

In realtà, nel caso in cui il manufatto si sviluppi perpendicolarmente alla direzione di moto della falda, trattandosi di un'opera di grande estensione lineare resa strutturalmente impermeabile, si può venire a creare un ostacolo al naturale deflusso idrico (effetto "diga", **Figura 3-3**). In ragione delle particolari condizioni stratigrafiche ed idrogeologiche in cui si inserisce l'opera si possono quindi venire a creare delle variazioni piezometriche a monte ed a valle dell'opera, con conseguenti variazioni tensionali nel sottosuolo.

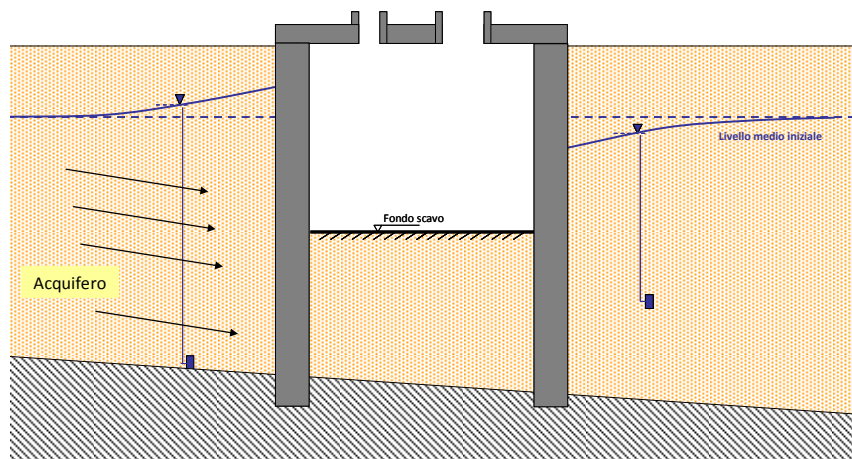


Figura 3-3. Effetto diga

Tali fenomeni, al contrario di quelli indotti dalle sole perdite di volume dovute agli scavi, sono difficilmente quantificabili anche in sola via teorica e sono da temersi anche a distanze di tempo notevoli in quanto il riequilibrio naturale della superficie di falda avviene in tempi abbastanza lunghi e con una dinamica difficilmente individuabile. L'entità della velocità e la permeabilità del terreno, influenzano solo il tempo necessario affinché il fenomeno possa manifestarsi, non la sua entità finale.

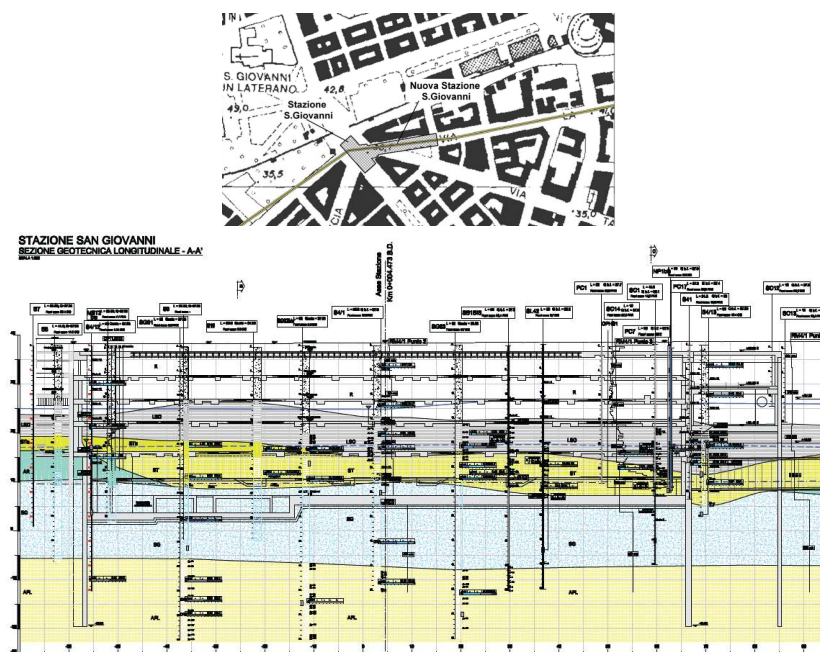
Di seguito vengono proposti i risultati di uno specifico studio relativo all'interferenza della nuova stazione di San Giovanni della Linea C della Metropolitana di Roma con il regime delle acque sotterranee (G. Ciotoli, M. Moroni, S. Nisio, 2009).

La stazione S. Giovanni della nuova Linea C della Metropolitana di Roma è ubicata lungo via La Spezia e risulta adiacente all'esistente stazione sulla Linea A.

La nuova stazione presenta una pianta pressoché rettangolare di dimensioni 244 x 23 metri e verrà realizzata all'interno di allineamenti di paratie a diaframmi in calcestruzzo di dimensioni 2.5 x 0.8 metri. La quota del solaio di copertura si trova a circa 1.0 metro al di sotto del piano stradale, e la

quota del piede dei diaframmi perimetrali è a -19.5 m s.l.m. per una lunghezza totale dei pannelli di 55 metri.

Nell'area di stazione, al di sotto di un potente strato di terreni di riporto e alluvionali, sono presenti i terreni appartenenti al complesso prevulcanico fluvio lacustre, prevalentemente limi sabbiosi ed argillosi ST, argille limose e limi argillosi AR, posti al di sopra dello strato di sabbie e ghiaie poggianti a sua volta sul substrato di riferimento dell'intera area romana, le argille plioceniche (**Figura 3-4**). Il regime delle pressioni neutre nel sottosuolo risulta caratterizzato dalla presenza di due diversi acquiferi sovrapposti: l'acquifero superficiale risiede nei terreni di riporto ed i depositi alluvionali; l'acquifero più profondo risiede nelle ghiaie a tetto del substrato pliocenico, ha una piezometrica generalmente inferiore a quella dell'acquifero superficiale.



**Figura 3-4. Profilo geologico longitudinale della Stazione San Giovanni**

(Fonte Progetto costruttivo Stazione San Giovanni – Metropolitana di Roma Linea C Tratta T4)

I pannelli si atteranno completamente nella formazione delle argille plioceniche, diversamente a quanto avviene per la vecchia stazione in cui le paratie si approfondiscono all'interno di un orizzonte ghiaioso, senza intercettare il bedrock argilloso pliocenico, con il rischio di condizionare il flusso della falda superficiale.

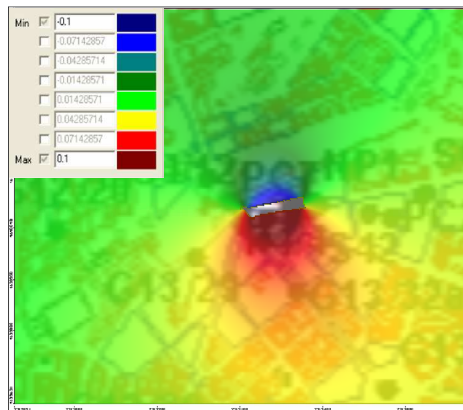
Il livello di falda, pur essendo in continuo monitoraggio con la serie di piezometri predisposti e presenti preliminarmente nell'area di stazione, può essere assunta ad una quota assoluta pari a 18.0 m slm.

Dopo aver definito un modello geologico ed idrogeologico di riferimento interpolando dati stratigrafici e piezometrici desunti da letteratura e dalle campagne di indagine relative alle varie fasi di progettazione dell'opera, e le condizioni idrauliche al contorno, attraverso il codice di calcolo

MODFLOW l'area della stazione di San Giovanni è stata discretizzata in celle elementari per le quali il modello numerico, dopo una fase di calibrazione dei parametri idraulici attraverso i medesimi dati piezometrici, ha permesso di desumere le differenze tra l'altezza piezometrica ante operam e quella dopo la realizzazione dell'opera per vari intervalli di tempo.

Dalle analisi svolte è risultato per la falda superficiale un massimo valore di rigurgito a monte si assesta a circa 10 cm mentre la depressione a valle raggiunge valori di circa 12 cm (**Figura 3-5**); per la falda profonda il massimo valore di rigurgito a monte si assesta a ca. 10 cm mentre anche la depressione a valle raggiunge valori di circa 10 cm. L'estensione dell'area influenzata dallo sbarramento risulta circoscritta intorno all'opera in un'area di circa 0.1 km<sup>2</sup> di innalzamento a nord e a est della stazione (monte flusso) e 2.5 km<sup>2</sup> a sud e a ovest della stazione (valle flusso).

L'effetto che l'opera eserciterà sul regime di falda avviene in gran parte nei primi 100 gg, dopodiché le differenze di piezometria si vanno attenuando fino a stabilizzarsi dopo circa 10 anni dalla costruzione dell'opera stessa.



**Figura 3-5. Zoning della differenza tra la piezometria originale e quella successiva alla costruzione delle paratie della nuova stazione (risultato a regime, Rapporto interno Metro C - G. Ciotoli, M. Moroni, S. Nisio, 2009)**

### 3.5 Campi prova di emungimento

L'efficacia di un sistema di aggotamento viene testata preliminarmente alle operazioni di scavo attraverso specifici campi prova del sistema di aggotamento di lunga durata, in cui vengono contemporaneamente accessi tutti i pozzi predisposti nell'area di scavo.

Durante la prova vengono misurati costantemente le portate emunte dai vari pozzi e le pressioni neutre attraverso un sistema di monitoraggio costituito da piezometri variamente posizionati nel volume significativo di terreni interessato dalla filtrazione.

I risultati ottenuti costituiscono un imprescindibile elemento di verifica della stabilità dello scavo durante le fasi di scavo e quindi per la predisposizione definitiva degli impianti.

La disponibilità di dati piezometrici ed il costante monitoraggio delle portate emunte permettono inoltre di affinare ulteriormente il quadro idrogeologico in cui si inserisce l'opera e di

valutazione dei risentimenti ambientali associati alle operazioni di abbassamento del livello della falda idrica internamente al manufatto (Figura 3-6).

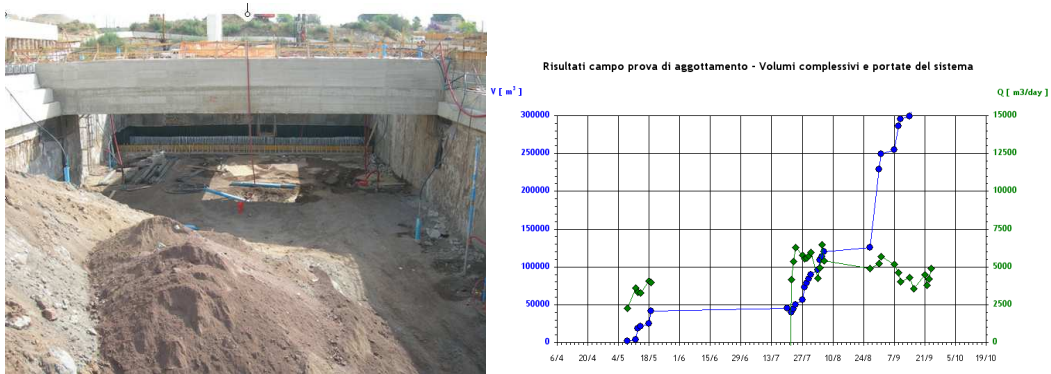


Figura 3-6. Esempio di risultati di campi prova di emungimento: sistema di aggotamento e portate (volumi) emunti dai pozzi

Particolarmente importante è anche il monitoraggio della risalita dei livelli a seguito dello spegnimento delle pompe (fase di “recovery”) che permette di quantificare la capacità di ricarica dell’acquifero e di valutare le conseguenze in caso di disfunzione di qualcuno dei pozzi installati.

### 3.5.1 Effetto della variabilità delle caratteristiche di permeabilità: il caso del “Thanet Beds” a Londra

Non sono numerosi gli esempi in letteratura riguardanti i risultati di specifici campi prova di aggotamento riferiti a scavi profondi di stazioni metropolitane. Il caso più documentato riguarda i lavori di realizzazione della “Jubilee Line Extension” di Londra con particolare riferimento a tre case histories di scavi profondi realizzati nella formazione del Thanet Beds (Linney e Withers, 1998), ed evidenza come la variabilità delle caratteristiche di permeabilità della formazione che costituisce il substrato della città (“Chalk”) influenzi la fattibilità di tali interventi.

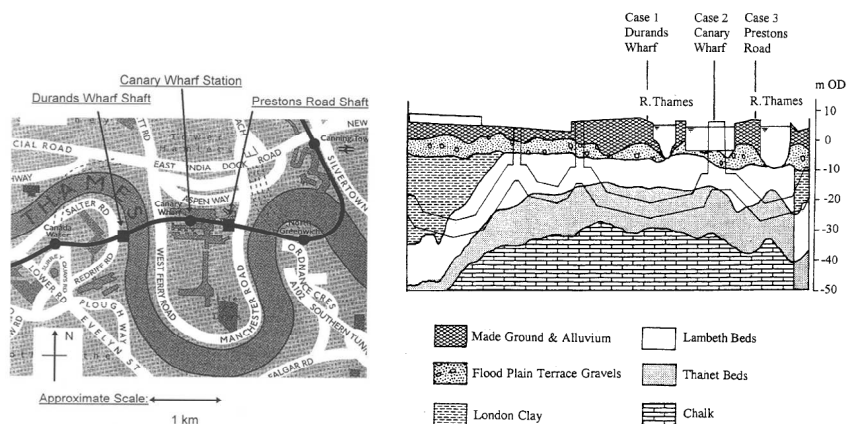


Figura 3-7. Planimetria del sito e profilo stratigrafico delle tre opere analizzate (Linney e Withers, 1998)

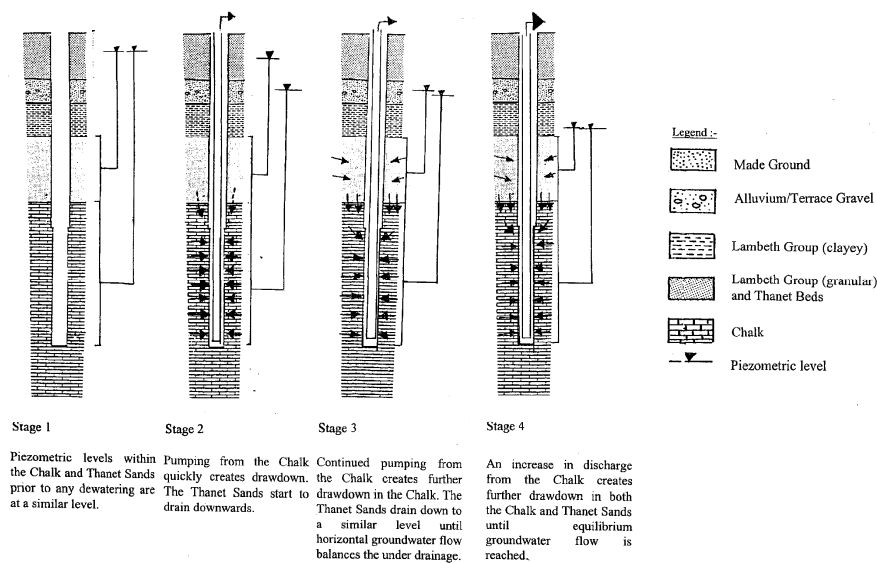
I casi si riferiscono allo scavo della Stazione “Canary Wharf” e dei pozzi di accesso e ventilazione a “Durands Wharf” e “Prestons Road”, in prossimità di un’ansa del Tamigi e rientranti in circa 1.0 km di distanza (**Figura 3-7**)

*Contesto stratigrafico.* Al di sotto di uno strato di riporti ed alluvioni recenti del Tamigi sovrapposti ad un banco di circa 6.0 m di spessore di ghiaie del “Terrace Gravel”, il sottosuolo risulta costituito da uno strato di circa 15 m di spessore della formazione sabbio-limo-argillosa localmente torbosa del “Lambeth Group”, quindi i terreni appartenenti al complesso del Thanets Beds costituiti da sabbie grigie molto addensate tendenti a sabbie fine con la profondità. Il substrato di riferimento è costituito dalla formazione calcarea del Chalk, che nella fascia superficiale alterata a contatto con il Thanet Beds risulta costituito da calcare molto fessurato a grana fine.

Il quadro idrogeologico è contraddistinto dalla presenza di due acquiferi, uno superficiale nel Terrace Gravel correlato al reticolo idrografico superficiale, e l’altro profondo nell’ambito del Chalk, Thanet Beds e livelli permeabili del Lambeth Group.

I manufatti in questione si intestano nella formazione del Thanet Beds, per cui al fine di garantire la stabilità dell’opera e soprattutto le lavorazioni all’asciutto, in fase di progetto si è deciso di abbattere il carico idraulico variabile tra 16 e 30 m, tramite aggotamento con pozzi.

Viste le difficoltà ad emungere direttamente nella formazione del Thanet Bed, si è deciso in fase di progettazione di aggotare direttamente dal sottostante Chalk in modo da abbassare il livello di falda all’interno dei manufatti attraverso la tecnica del sottodrenaggio “underdrainage” nel sovrastante Thanet Beds (**Figura 3-8**).

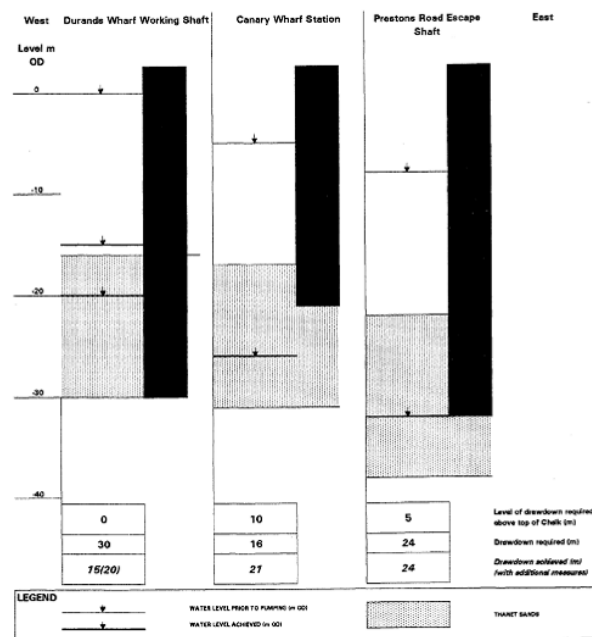


**Figura 3-8. Meccanismo di underdrainage nel Thanet Bed attraverso l’aggottamento nel sottostante Chalk (Linney e Withers, 1998)**



I risultati ottenuti nelle tre esperienze (**Figura 3-9**) hanno dimostrato come, anche in presenza di un contesto stratigrafico ed idrogeologico simile e di distanze minime tra i tre scavi, la metodologia di dewatering ha registrato solo un parziale successo a causa della grande variabilità della permeabilità di insieme della formazione del Chalk che ha influenzato spesso negativamente il meccanismo di underdrainage nel sovrastante Thanet Bed previsto in progetto.

Tranne che per il pozzo di ventilazione di Prestone Road in cui si è effettivamente riusciti a raggiungere gli obiettivi richiesti, negli altri due casi la risposta del sistema è risultata assai diversa, tanto da portare a sostanziali modifiche del sistema di controllo delle pressioni neutre ed addirittura ad abbandonare l'aggottamento a favore dell'aria compressa nel caso di Durands Wharf.



**Figura 3-9. Risultati degli abbassamenti richiesti e dei livelli raggiunti (Linney e Withers, 1998)**

I casi dimostrano come la scelta della metodologia di aggottamento deve essere preceduta da una intensa campagna di indagine attraverso prove di pompaggio in situ, ed evidenzia i limiti connessi ad una non corretta estrapolazione delle caratteristiche fisiche dei terreni anche in presenza di contesti stratigrafici simili o comunque di siti a distanze anche minime tra di loro.



---

## **4. TECNICHE DI MITIGAZIONE DEI RISENTIMENTI AMBIENTALI**

---

### **4.1 Premesse**

Come precedentemente accennato nel Capitolo 2, la realizzazione di scavi profondi provoca dei movimenti del terreno circostante che, in aree urbane, possono arrecare dei danni potenziali agli edifici e delle strutture civili esistenti in superficie.

Attualmente sono disponibili e sempre in continua evoluzione tecnologie costruttive e macchinari in grado di limitare gli effetti, sia in fase di realizzazione dei diaframmi che di scavo del manufatto. Ad ogni modo, i movimenti indotti dallo scavo sono inevitabili e di conseguenza prevedere le deformazioni delle strutture indotte dallo scavo e assegnare il rischio di danno è una parte fondamentale della pianificazione, progettazione e costruzione di opere in sotterraneo in ambiente urbano.

In particolare in fase progettuale la scelta di adoperare interventi di presidio sulle preesistenze e sovrastrutture presenti in superficie viene basata su criteri di letteratura, spesso sviluppati nell'ambito di scavi di gallerie, che hanno generalmente un carattere semiquantitativo, contengono elementi di soggettività e spesso mancano di una separazione netta tra misure della causa e caratteristiche dell'oggetto su cui si valuta l'effetto.

Una definizione rigorosa e oggettiva di categorie di severità degli effetti subiti da una costruzione a causa delle perturbazioni del proprio stato meccanico prodotte dalla realizzazione di gallerie sottostanti o scavi in prossimità, rappresenta un problema molto delicato

L'obiettivo di definire i valori soglia dei cedimenti al di sotto dei quali non si hanno danni strutturali costituisce uno studio assai complesso, in quanto l'operazione di mettere in relazione i cedimenti del sistema di fondazione con i danni della struttura passa attraverso la disamina di molteplici e complessi fattori. La definizione del danno subito da una struttura non è una operazione univoca, in quanto si tratta di un concetto legato ad una molteplicità di fattori dipendenti dal tipo di struttura, dalla sua destinazione d'uso, da considerazioni economiche. Per questi motivi in progetto si ricorre a criteri di letteratura basati sull'osservazione del comportamento di strutture già realizzate pur sottolineando che ognuna di esse, per quanto all'apparenza simili, hanno in realtà una storia diversa, condizionata da fattori quali la successione dei carichi, le deformazioni viscosi, le fessurazioni, che rendono difficile ogni tentativo di generalizzazione.

Nel caso in cui i cedimenti del terreno in superficie per effetto dello scavo risultino importanti o comunque lo scavo risulta in prossimità di importanti preesistenze monumentali o archeologiche,

per le quali è necessario evitare minimi cedimenti differenziali del piano di imposta, è possibile utilizzare moderne tecniche di compensazione dei cedimenti direttamente in fase costruttiva (“compensation grouting”).

Particolarmente importante risulta anche in questo caso l’applicabilità di tali metodologie, soprattutto in contesti stratigrafici particolarmente complessi ed in presenza di terreni argillosi normalconsolidati in cui la realizzazione in generale di interventi di consolidamento può indurre pericolosi ed ulteriori effetti nel tempo.

In presenza di falda, durante le fasi costruttive deve essere assicurata una opportuna gestione dei moti di filtrazione all’interno dello scavo, in modo da controllare le pressioni neutre alle quali sono evidentemente legati anche i fenomeni deformativi, e minimizzare gli effetti sulla falda..

Particolarmente onerosa e problematica da un punto di vista logistico ed ambientale può risultare la gestione dei processi di smaltimento delle acque di aggettamento che, soprattutto in presenza di contesti idrogeologici caratterizzati dalla presenza di più di un acquifero sovrapposto, deve necessariamente tenere conto degli aspetti qualitativi.

## **4.2 Limitazione dei movimenti del terreno in fase di scavo**

Come è stato accennato in precedenza, i movimenti indotti da scavi profondi non derivano esclusivamente dalle variazioni tensionali associati alle fasi di scavo generale dell’opera, ma dipendono anche dai fenomeni di alterazione e disturbo prodotti dall’installazione delle opere di sostegno. Per limitare i risentimenti già dalle fasi preliminari di realizzazione di tali opere è necessaria l’adozione di particolari macchinari e di particolari scelte progettuali.

### **4.2.1 Realizzazione dei diaframmi perimetrali**

I risentimenti associati al solo scavo e getto dei diaframmi di sostegno di scavi profondi possono indurre importanti movimenti laterali del terreno adiacente che si traducono in cedimenti in superficie, di maggiore entità e distribuzione soprattutto nel caso di scavo in terreni argillosi poco consistenti. In tali terreni, e comunque in ogni caso in cui siano presenti strutture e infrastrutture in adiacenza allo scavo, l’impiego delle usuali metodologie di scavo con fango a riposo che prevedono l’utilizzo della benna mordente per la disaggregazione, la rimozione e l’evacuazione del materiale di risulta, ed il fango per il sostegno delle pareti di scavo, è sconsigliato a causa degli inevitabili disturbi e risentimenti associati alle fasi realizzative. Si rende quindi necessaria la scelta di una particolare metodologia di scavo con *fango in movimento* che limiti gli effetti indotti, impiegata nell’idrofresa.

*Principio di funzionamento dell’idrofresa*

L'idrofresa è costituita da un telaio metallico della stessa sezione del pannello da scavare e nella parte inferiore è dotata di due ruote fresanti caratterizzate da una dentatura in metallo duro, in movimento rotativo sincrono opposto. I detriti che vengono rimossi e disgregati dalle due ruote fresanti, restano in sospensione nel fluido di perforazione e, tramite una pompa posta all'interno del telaio, vengono aspirati ed inviati ad una stazione di trattamento dei fanghi.

L'idrofresa è collegata e manovrata tramite un escavatore a gru cingolato, allo stesso modo di una benna su fune.

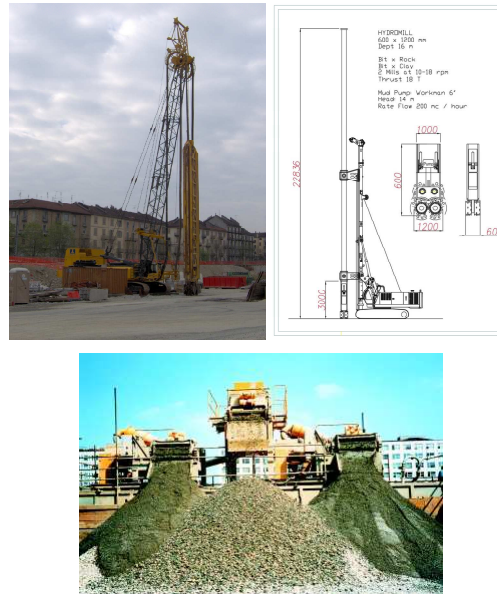
La forza disgregante che viene applicata al terreno attraverso i denti fresanti, è funzione della coppia applicata dai motori ai tamburi e della pressione che viene esercitata dai denti al terreno; usualmente si adottano degli utensili con delle coppie comprese tra 40 e 120 KNm, mentre le dimensioni delle idrofresche attualmente disponibili sul mercato sono: spessore: 0.65, 0.80, 1.00, 1.20 m; lunghezza in pianta: 2.4, 2.8 e 3.14 m

Il controllo della verticalità nell'esecuzione dello scavo è garantita da un sistema computerizzato di acquisizione e restituzione dei dati, costituito da un profundimetro e da un inclinometro biassiale, per il rilevamento in tempo reale dell'inclinazione e della posizione dell'utensile in funzione della profondità.

La tecnologia adottata, permette di apportare correzioni sia sul piano longitudinale, agendo sulla velocità delle ruote, sia sul piano trasversale, tramite un particolare dispositivo che permette di inclinare l'intero gruppo ruote rispetto al telaio. È possibile infine, mediante l'installazione di un sistema giroscopico, rilevare la velocità di rotazione dell'utensile fresante rispetto al proprio asse verticale, detto *twisting*.

#### *Rigenerazione del fango bentonitico*

Il processo di rigenerazione del fango di perforazione rappresenta una esasperazione dell'usuale fase di dissabbiamento degli scavi con benna. Con l'idrofresa, infatti, il fango è il veicolo per l'evacuazione di tutti i detriti provenienti dallo scavo. In questo caso, la stazione di trattamento per fanghi, assicura una separazione differenziata tra materiale grossolano, fine ed il fango depurato e rigenerato, pronto per essere riutilizzato e inviato nuovamente al pannello in corso. Il materiale di scavo, dopo il trattamento, raccolto in apposite vasche di accumulo, risulta quindi essere un ammasso di detriti relativamente asciutti, non contaminati da bentonite e suddivisi per granulometria.



**Figura 4-1. Idrofresa, ruote fresanti e vasche di accumulo del materiale di risulta dell'idrofresa**

*Procedimenti costruttivi.* La realizzazione del diaframma con idrofresa prevede due particolari condizioni operative: sia realizzata una successione rigorosamente alternata di elementi primari (asola) e di elementi secondari (di saldatura); sia scrupolosamente rispettata la sequenza operativa in cui un pannello secondario è scavato sempre tra due pannelli primari adiacenti già realizzati

Nei diaframmi realizzati con idrofresa, infatti, la formazione del giunto a tenuta idraulica viene di norma assicurata senza l'utilizzo di particolari elementi giunto, necessari invece nel caso di diaframmi realizzati con benna. La capacità dell'utensile di fresare lateralmente il calcestruzzo dei pannelli primari adiacenti, già gettati, consente di registrare una adeguata sovrapposizione tra pannelli primari e secondari, e quindi una ripresa di getto con calcestruzzo contro calcestruzzo.

Condizione necessaria per la formazione del giunto fresato è che la dimensione della lingua di terreno non scavato tra due pannelli primari adiacenti sia minore della dimensione del corpo fresante. In questo modo si assicura, con il pannello secondario intermedio, una adeguata sovrapposizione che tenga conto delle deviazioni durante lo scavo. Il valore minimo consigliato di sovrapposizione è 5 cm.

#### *Peculiarità della tecnologia dell'idrofresa*

I principali vantaggi della tecnologia dell'idrofresa possono essere, in generale, sintetizzati come elencati nel seguito:

1. il principio di funzionamento permette all'idrofresa di lavorare indistintamente in tutti i terreni e nelle rocce (fino anche a 50-60 MPa di compressione semplice), con produzioni elevate;
2. la possibilità di controllare e correggere la verticalità in tempo reale, consente di realizzare diaframmi entro tolleranze estremamente ridotte, con la possibilità di assicurare:

- il raggiungimento di profondità elevate;
  - la planarità e continuità tra pannelli adiacenti;
3. il materiale di scavo è asciutto e privo di fango bentonitico inglobato; ciò consente un suo riutilizzo come materiale inerte, anziché lo smaltimento in discarica speciale, come richiesto per tutti i materiali provenienti da scavo in fango bentonitico, con un evidente vantaggio per l'ambiente.

Con particolare riferimento all'ambiente urbano si osserva inoltre che il principio di perforazione consente di realizzare scavi senza alcun utilizzo della percussione. L'idrofresa è pertanto in grado di realizzare scavi di pannelli senza indurre apprezzabili vibrazioni al terreno circostante e, ancor più importante, alle strutture superficiali o interrato nelle vicinanze. In alcuni casi sono state effettuate misure vibrazionali che hanno evidenziato valori trascurabili per le preesistenze.

Grazie allo sviluppo di nuove versioni di idrofresa "urbane", aventi dimensioni particolarmente contenute in pianta ed in altezza, l'impiego di queste attrezzature in un contesto urbanizzato, dove vi sia la presenza di forti condizionamenti geometrici, risulta particolarmente agevole e addirittura più favorevole rispetto ad attrezzature di tipo tradizionale.

Per contro, gli svantaggi della tecnologia possono essere riassunti in una maggiore onerosità dei costi di installazione dei cantieri e di gestione, rispetto alle attrezzature tradizionali; tuttavia poiché il campo di applicabilità di quest'ultime appare più ristretti di quello dell'idrofresa, un confronto diretto non è sempre realizzabile.

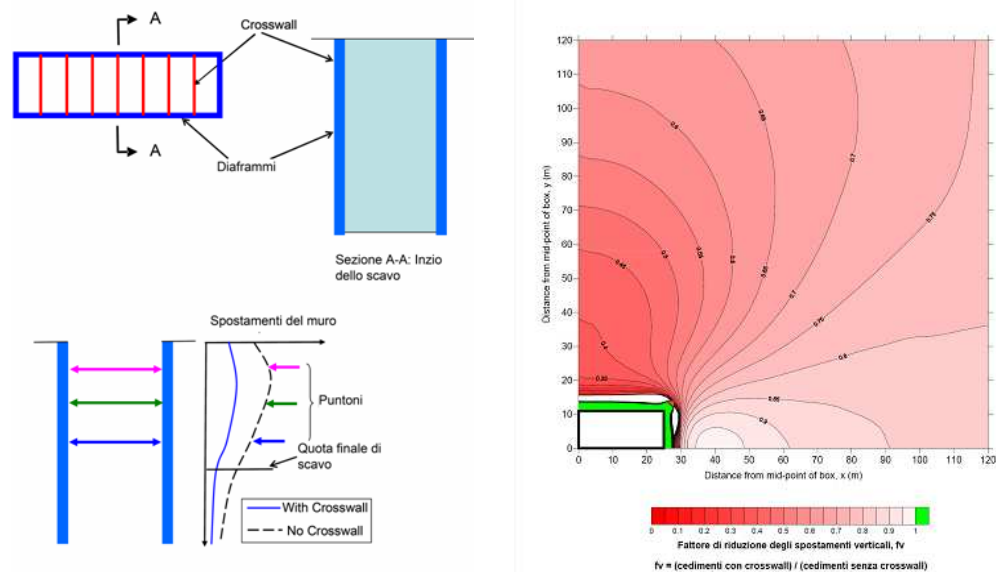
#### **4.2.2 Scavo del manufatto: impiego dei "cross walls"**

L'utilizzo dei cosiddetti "crosswalls" per limitare i movimenti del terreno generati dallo scavo delle strutture scatolari delle stazioni metropolitane è stato ultimamente proposto nell'ambito del Progetto Definitivo della Tratta T3 della Metropolitana di Roma.

I crosswalls sono diaframmi non armati, realizzati all'interno dell'area di stazione precedentemente alle fasi di scavo, che vengono rimossi contemporaneamente al terreno e fanno sì che le sezioni rimanenti sotto la quota di scavo tendano a resistere alla flessione dei diaframmi. Nel caso in cui i crosswalls siano impiegati con rigidi diaframmi perimetrali e un rigido sistema di contrasti, le flessioni sono ben controllate sopra e sotto la quota finale di scavo, e di conseguenza, risultano ben controllati anche i corrispondenti movimenti del terreno (sia cedimenti che spostamenti orizzontali).

In una serie di analisi geotecniche tridimensionali agli elementi finiti, i progettisti hanno valutato l'effetto benefico dei crosswalls sui movimenti indotti nel terreno, considerando

inizialmente il caso di uno scavo tra paratie e modellando quindi, in una seconda fase, il medesimo scavo in presenza di crosswalls caratterizzati da diversa rigidezza (**Figura 4-2**).



**Figura 4-2. Effetto dei cross-walls e modello di analisi numerica (Linea C della Metropolitana di Roma – Tratta T3 - Progetto Definitivo – Rapporto Generale: misure di mitigazione dei cedimenti per i monumenti e la Chiesa di S. Maria in Domenica)**

In tutte le analisi, lo scavo della struttura scatolare e' stato modellato attraverso una fase iniziale di scavo, seguita dall'installazione dei contrasti a vari livelli con l'avanzamento dello scavo stesso, e modellando i contrasti sono stati modellati come materiale elastico lineare.

Le analisi si riferiscono ad un modello assialsimmetrico e riferito ad un quarto della struttura scatolare: nelle analisi non sono state modellate le fasi di costruzione dei diaframmi (analisi VIP "wished-in-place"). Il terreno e' stato modellato impiegando un modello elaso-plastico Mohr-Coulomb non-lineare in condizioni non drenate. La fase non-lineare prima del punto di snervamento e' stata simulata usando il modello di rigidità a piccole deformazioni di Jardine.

I crosswalls sono stati modellati usando elementi "membrane", caratterizzati da una rigidità orizzontale e verticale, ma non flessionale, con un modello "no-tension" in modo da fornire esclusivamente un vincolo nella direzione orizzontale ai diaframmi perimetrali al di sotto della quota di scavo, in funzione della loro rigidità assiale. La parte dei diaframmi compresa tra i crosswalls rimane inalterata la capacità di flettersi verso l'interno.

La spaziatura dei crosswalls e' stata mantenuta identica per tutte le analisi (10m), e i muri perimetrali sono stati modellati in modo da essere liberi al movimento/flessione sulla lunghezza presente tra i crosswalls.

La rigidità orizzontale dei diaframmi perimetrali e dei crosswalls e' stata impostata minore della rigidità verticale, in modo tale da considerare le imperfezioni tra i pannelli adiacenti, e gli

effetti di creep, di restringimento, di dilatazione termica del cemento durante la fase di indurimento e della conseguente contrazione durante il raffreddamento, tutti fattori che portano ad una significativa riduzione della rigidità orizzontale.

Nelle analisi, l'effetto benefico di crosswalls è stato espresso in termini di un *Fattore di riduzione "f"* definito come rapporto tra i movimenti del terreno in presenza di crosswalls ed i movimenti del terreno in assenza di crosswalls, risultato comunque variabile in funzione dell'ubicazione del punto di interesse rispetto alla struttura scatolare.

**Risultati delle analisi di progetto.** Dalle analisi eseguite, pur nei limiti della modellazione con particolare riferimento al fatto che i crosswall in realtà non sono legati strutturalmente ai diaframmi perimetrali, è risultato che (Figura 4-3, il termine  $(E_{h,cw}/E_{h,dw})$  esprime rapporto tra la rigidità orizzontale del crosswalls ( $E_{h,cw}$ ) e la rigidità dei diaframmi perimetrali ( $E_{h,dw}$ ):

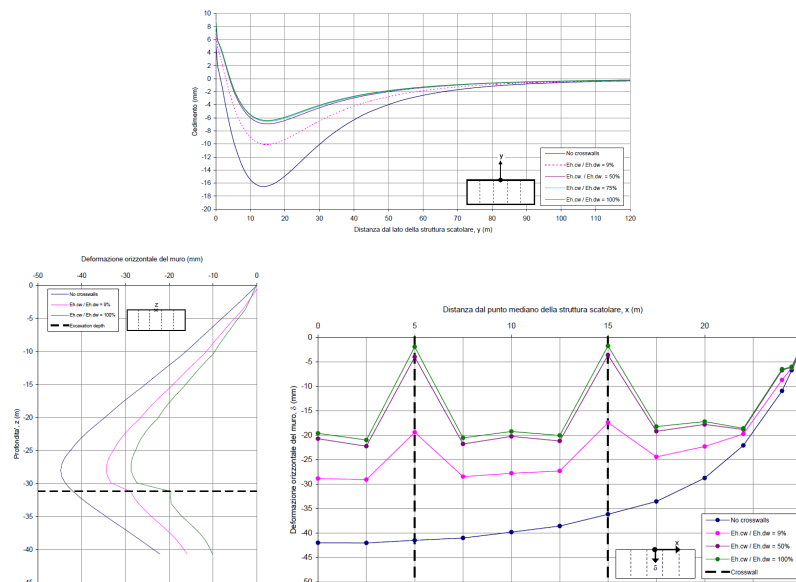


Figura 4-3. Effetto dei cross-walls sui risentimenti indotti (Linea C della Metropolitana di Roma – Tratta T3 - Progetto Definitivo – Rapporto Generale: misure di mitigazione dei cedimenti per i monumenti e la Chiesa di S. Maria in Domenica)

a) profilo di cedimento al piano campagna lungo la distanza dal punto mediano del lato lungo della struttura scatolare (perpendicolare a questo lato) supportata dai crosswalls, con diversi valori di rigidità orizzontale; b) flessione orizzontale dei diaframmi perimetrali del lato lungo della struttura scatolare al livello di scavo con e senza crosswalls di varia rigidità c) deformata dei diaframmi perimetrali –*Installazione di puntoni in profondità*

- i crosswalls forniscono una riduzione significativa dei movimenti del terreno nella direzione a loro parallela, mentre, forniscono un effetto trascurabile nella direzione a loro perpendicolare;
- l'aumento della rigidità dei crosswalls riduce i movimenti del terreno solo fino ad un certo punto; la risposta dei crosswalls è effettivamente rigida e confermata dal fatto che i muri perimetrali semplicemente si flettono tra due puntoni rigidi, già per una rigidità orizzontale pari a 2.8 GPa: di conseguenza anche i crosswalls con rigidità inferiore possono essere efficaci;

All'aumentare della rigidità dei crosswalls aumenta anche la difficoltà e il tempo necessario a scavare i crosswalls, come pure gli associati problemi ambientali di rumore, vibrazione e produzione di polveri: le caratteristiche meccaniche dei diaframmi devono essere scelte tenendo conto anche di questi effetti.

#### 4.2.3 Installazione di puntoni in profondità

La preinstallazione di puntoni in profondità all'interno di un manufatto da scavare può risultare una efficace misura in grado di limitare le deflessioni delle paratie perimetrali in fase di scavo e di conseguenza i movimenti del terreno in superficie.

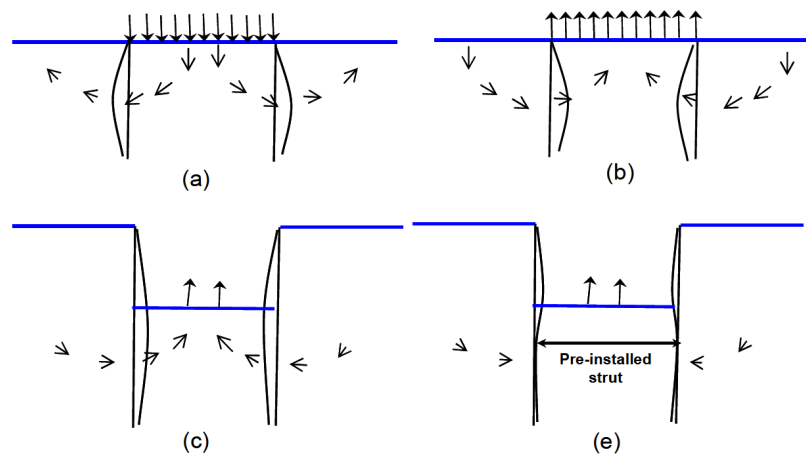


Figura 4-4. Effetto semplificato dell'adozione di puntoni preinstallati al di sotto della quota di scavo (Burland et al., 1979)

Come rappresentato nella **Figura 4-4** (Burland et al., 1979), il meccanismo sul quale si basa tale intervento è semplice ma efficace allo stesso tempo, ipotizzato nel caso semplificato di mezzo elastico e scavo in condizioni non drenate.

Come è noto un carico indotto induce delle deformazioni del terreno sottostante e degli spostamenti che in condizioni limite configurano il noto cinematisma di rottura alla Terzaghi. Viceversa nel caso teorico di uno scarico, gli spostamenti indotti sono diretti nel verso l'alto: alla stessa maniera per effetto dello scavo si instaurano dei movimenti del terreno che tendono a far sollevare il fondo scavo ed inducono ulteriori spostamenti orizzontali delle opere di sostegno, il tutto in funzione delle caratteristiche di rigidità e delle condizioni idrauliche al contorno; l'adozione di puntoni preinstallati in profondità può ragionevolmente avere un effetto benefico e comportare una diminuzione degli spostamenti indotti.

Tale tecnica è stata positivamente utilizzata nel caso dello scavo della Stazione di Westminster della Jubilee Line Extension a Londra (**Figura 4-5**).



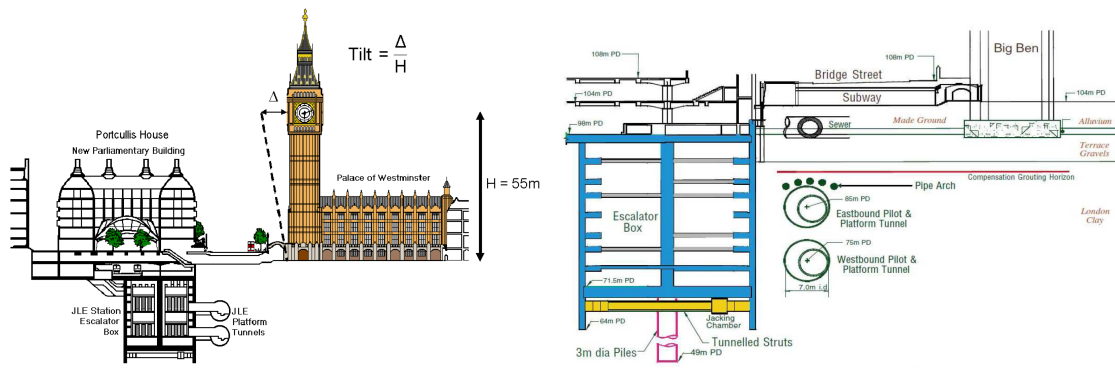


Figura 4-5. Realizzazione dei puntoni al di sotto del fondo scavo nella Stazione di Westminster – Jubilee Line Extension, Londra (Mair et al., 2009)

L’installazione preventiva dei puntoni al di sotto del livello di scavo ha significativamente ridotto gli spostamenti orizzontali delle paratie perimetrali e di conseguenza i movimenti del terreno circostante (Figura 4-6).

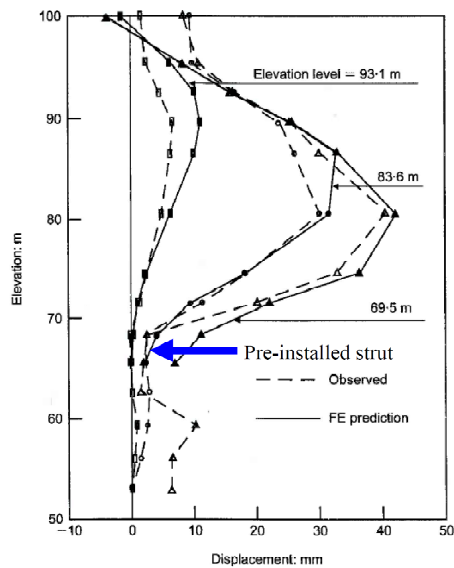


Figura 4-6. Confronto tra gli spostamenti previsti e misurati nella stazione di Westminster per effetto dell’installazione dei puntoni (Potts, 2003)

#### 4.2.4 Scavo a campioni

Nel caso in cui la stabilità del fondo scavo sia garantita con margini non elevati, per incrementare il coefficiente di sicurezza al sollevamento si ricorre alla metodologia di scavo per campioni.

Nelle verifiche di stabilità al sollevamento scavo, il coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto tra il peso saturo del terreno  $P$  compreso tra fondo scavo e il piede delle paratie e la sottopressione idraulica  $\Delta U$ , aumenta nell’ipotesi in cui che, affinché si verifichi il sollevamento all’atto dello scavo per campioni, occorra uno scorrimento per taglio lungo la superficie verticale che separa un’area in cui lo scavo è avvenuto da quella in cui non lo è ancora.

Al di là del valore della resistenza realisticamente offerta per attrito al sollevamento del terreno, che è funzione dei parametri di resistenza al taglio e delle dimensioni del campione, uno dei vantaggi certi è che in questo modo, una volta raggiunta la quota di fondo scavo in apposite sezioni dell'opera da scavare, risulta possibile il getto del solettone di fondo, e collegare immediatamente la struttura alle paratie perimetrali attraverso tasche opportunamente predisposte nelle medesime, il tutto in modo da trasferirne la sottospinta.



Figura 4-7. Lavori di realizzazione della nuova Linea C della Metropolitana di Roma - Pozzo TBM Malatesta: a) scavo per campioni; b) preparazione del piano di posa per l'immediato getto del solettone di fondo

### 4.3 Tecniche di mitigazione per gli effetti sugli edifici

#### 4.3.1 Definizione del danno

Come precedentemente accennato, una definizione rigorosa e oggettiva di categorie di severità degli effetti subiti da una costruzione a causa delle perturbazioni del proprio stato tensionale rappresenta un problema molto complesso per cui spesso si ricorre a metodologie di danno di tipo empirico o semiquantitativo. La scala più usata in quest'ambito è quella di Burland (1977) riportata di seguito:

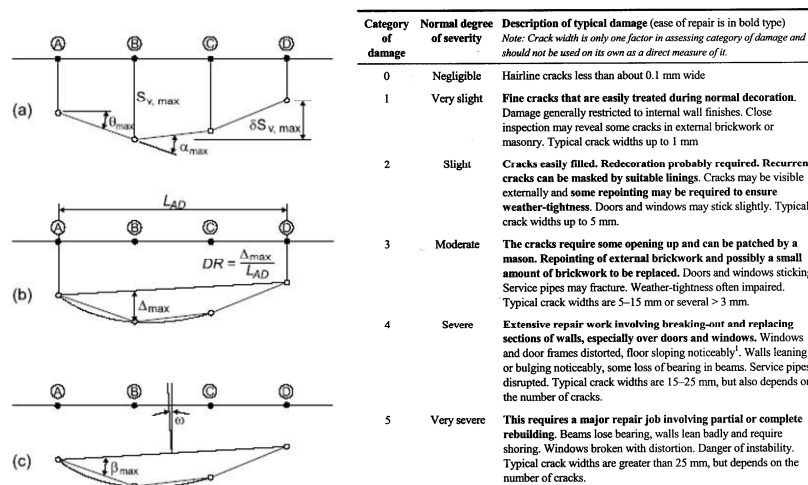


Figura 4-8. a) Parametri che governano la distorsione delle strutture (Burland, 1995); categorie di danno (Burland et al., 1977).

Nella letteratura anglosassone tali effetti vengono generalmente indicati come danni alle costruzioni, anche se tra le categorie di classificazione di tali effetti viene inclusa una categoria “zero” corrispondente al manifestarsi di fessure capillari e la prima categoria di “danno” viene caratterizzata con l’apparire di “lievi fessure facilmente trattabili in sede di normale rifacimento delle pitture”.

Si tratta di una metodologia largamente adottata in Gran Bretagna con riferimento agli edifici in muratura, ed è basata, come sopra detto, sui costi di ripristino. In questo caso, è l’intensità del quadro fessurativo (numero, ampiezza e persistenza delle lesioni) uno dei principali aspetti che definiscono la categoria di danno. Sono state individuate tre macrocategorie a secondo che gli effetti riguardino (i) soltanto l’estetica, (ii) la funzionalità, oppure (iii) la stabilità statica. All’interno di queste categorie sono stati definiti differenti gradi di severità associando a ciascuno di essi una descrizione dell’evidenza del danno tipo. Le categorie di danno comprese tra 0 e 2 sono normalmente associate a conseguenze di tipo estetico, la 3 ad una riduzione di funzionalità, la 4 e la 5 ad un vero e proprio danno strutturale. Come è dato vedere, si tratta di una classificazione di tipo semi-fenomenologico in quanto si basa su valutazioni in parte di tipo fenomenologico ed in parte di tipo oggettivo (ampiezza delle lesioni).

Questo approccio è in linea con le finalità ed il contesto dei lavori di Burland e altri (1977), legato prevalentemente ai lavori di costruzione delle linee metropolitane di Londra, ma può essere non appropriato per gli edifici di particolare importanza storica o comunque per edifici realizzati con materiali e tecniche costruttive diverse da quelli utilizzati come base dati per tali correlazioni.

Inoltre, per costruzioni che posseggono un intrinseco valore storico-monumentale, gli effetti (o gli eventuali danni) non possono essere quantificati in funzione del costo di riparazione dello stesso.

La sensibilità al danno di un edificio dipende da diversi aspetti, per i quali si può tentare una categorizzazione. Per quanto attiene agli aspetti più direttamente legati alle caratteristiche strutturali e costruttive, una sensibilità crescente può essere assegnata in base alla possibilità di interazione con edifici adiacenti, alla qualità costruttiva, alla regolarità strutturale ed alla tendenza alla concentrazione dello spostamento relativo in sezioni limitate.

In ogni caso, la comparsa e l’apertura di fessure è solo uno dei possibili effetti e non deve essere considerata direttamente come una misura degli effetti stessi

Tale metodologia non consente da sola una previsione dei danni conseguenti all’esecuzione degli scavi, ma è solo una scala di misura degli effetti. Burland (1995), esaminando diverse documentazioni di casi reali, quali quelle riportate da Boscardin e Cording (1989), ha in seguito associato il passaggio da una categoria alla successiva al raggiungimento dei valori limite della deformazione di trazione riportati nella **Tabella 4-1**. Al raggiungimento di valori crescenti della deformazione si manifestano nuove fessure e/o si ampliano quelle esistenti.

Categoria di danno	Grado di intensità	Def. di trazione limite (%)
0	trascurabile	0÷0.05
1	molto modesta	0.05÷0.075
2	modesta	0.075÷0.15
3	moderata	0.15÷0.3
4 - 5	Da forte a molto forte	> 0.3

Tabella 4-1. Categoria di danno e deformazione di trazione (Burland, 1995).

Limitate revisioni di queste soglie sono riportate in Son e Cording (2005), con valori lievemente superiori per le soglie di danno moderato e severo (1.67E-3 e 3.33E-3).

La **Tabella 4-1.** associa ad una misura semi-quantitativa del danno sia misure dell'ampiezza delle fessure che deformazioni limite di trazione. Le deformazioni limite di trazione cui si fa riferimento sono calcolate in genere con l'impiego di schemi di trave deformabile a flessione e taglio sottoposta ad un campo di spostamenti caratterizzato da un cedimento differenziale massimo pari a quello ottenuto per effetto dello scavo. Più precisamente, nei lavori in cui sono state derivate, si fa riferimento alle deformazioni calcolate su uno schema di trave alta semplicemente appoggiata agli estremi e soggetta ad un carico, uniformemente ripartito o concentrato in mezzeria, che produce un abbassamento in mezzeria pari al cedimento differenziale nello schema reale, riportato in **Figura 4-9.**

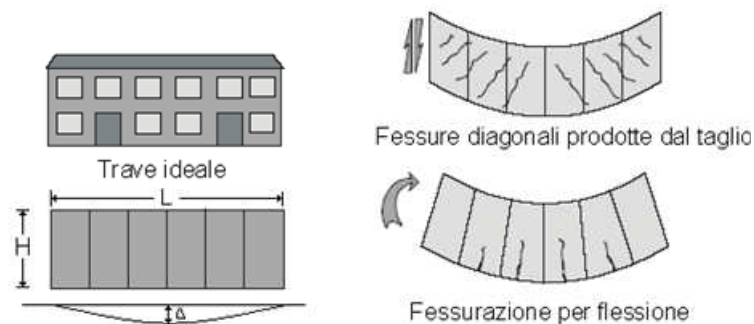


Figura 4-9. Rottura di una trave ideale per differenti modi di deformazione (Burland e Wroth, 1974)

Va quindi ricordato che queste deformazioni limite non sono un parametro di resistenza della muratura, ma un indicatore globale del livello di danno definito in modo approssimato, anche se quantitativo, su uno schema ideale. Ciò appare immediatamente chiaro se si rileva che le deformazioni limite non sono definite in funzione della tipologia o della qualità della muratura.

I criteri di stima del danno si sono sviluppati nel tempo essenzialmente in termini di correlazione tra misure di spostamenti differenziali o rotazioni relative tra porzioni di edificio e misure qualitative dello stato di danno. Soprattutto nel caso di scavi profondi, gli spostamenti verticali, a causa della curvatura convessa del profilo di subsidenza, fanno sì che gli edifici limitrofi allo scavo risultino sempre contenuti nella zona di hogging, in cui tutti gli sforzi sono di trazione.

Boscardin e Cording (1989), evidenziando l'importanza della deformazione di trazione associata al profilo di spostamento del terreno hanno proposto un criterio di valutazione del danno

che tiene conto sia di questa grandezza che della “distorsione angolare”  $\beta$  o rotazione relativa, calcolata come derivata del cedimento e la deformazione orizzontale  $\epsilon_h$ , con le categorie di danno (Figura 4-10).

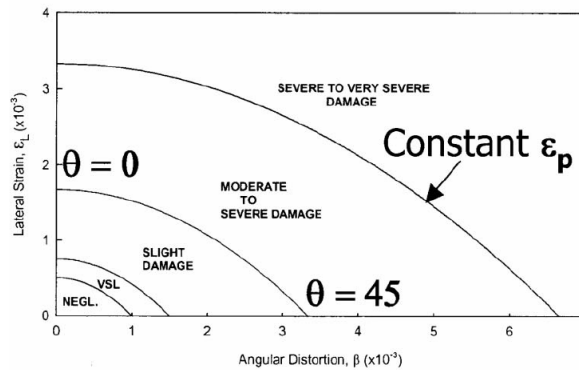


Figura 4-10. Campo di deformazione e potenziale danno (Boscardin e Cording, 1989)

Il criterio utilizzato nelle valutazioni preliminari per questo studio, sempre derivato da Burland, è basato sull’impiego di abachi in cui si tiene conto dell’interazione tra deformazione longitudinale e rapporto d’inflessione (rapporto tra lo spostamento massimo e la lunghezza di una trave ideale nel tratto di curvatura dello stesso segno). Gli abachi sono distinti per il caso di curvatura con concavità verso l’alto (“sagging”) o verso il basso (“hogging”) per tener conto della diversa posizione dell’asse neutro della trave ideale e sono riportati nella Figura 4-11.

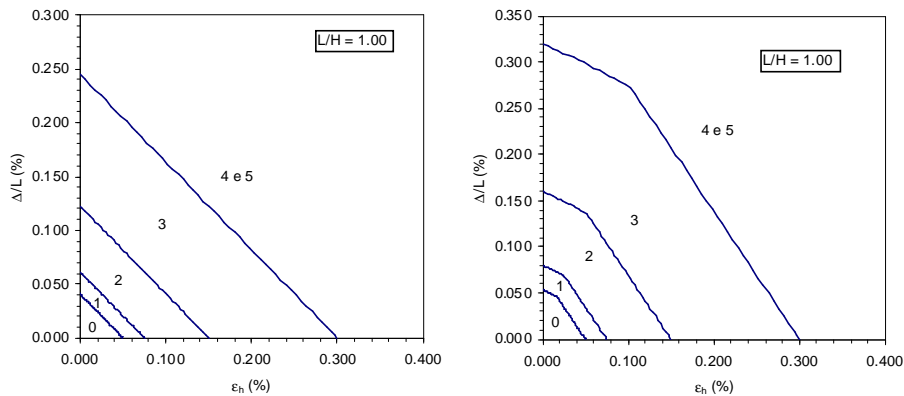


Figura 4-11. Abachi di danno impiegati nelle analisi preliminari

Gli abachi sono ricavati per definiti rapporti geometrici tra dimensioni della trave ideale (nel caso illustrato  $L/H=1$ ) e per un particolare rapporto tra modulo di Young e modulo a taglio (in questo caso  $E/G=2.6$ ).

I valori dei moduli non sono necessariamente quelli del materiale che costituisce l’edificio ma quelli della trave ideale che lo rappresenta e quindi dovrebbero tener conto della presenza di aperture nelle pareti e delle altre disomogeneità presenti nella struttura reale.

Le limitazioni di quest’approccio specialmente in relazione alla definizione delle caratteristiche della trave equivalente ed alla scelta degli opportuni valori di  $E/G$  sono messe in

evidenza in Voss (2003) e Finno et. al (2005). Esse vengono comunque superate con l'impiego di modelli agli elementi finiti generalmente previsto in questo studio.

Con la possibilità offerta delle analisi ad elementi finiti o altri metodi numerici (differenze finite ed elementi distinti) di valutare in dettaglio le deformazioni negli edifici gli orientamenti più recenti (Son e Cording, 2005, Boone 2001) privilegiano valutazioni del danno basate essenzialmente sulla valutazione delle deformazioni principali massime, adottando criteri di soglia sostanzialmente uguali a quelli proposti da Boscardin e Cording (1989).

Pertanto, la valutazione della massima deformazione principale di trazione attesa nella struttura consente di stimare l'entità degli effetti utilizzando direttamente la **Tabella 4-1** o criteri analoghi più opportuni per il tipo di muratura in esame.

Infine, bisogna sottolineare che al manifestarsi di lesioni, in generale, è associata una qualche riduzione delle riserve di sicurezza dell'edificio nei riguardi di futuri danni estetici, funzionali o strutturali che potrebbero essere provocati da altri eventi nel corso della vita della struttura. La valutazione di questa riduzione è assai complessa, in quanto pur avendo a disposizione modelli in grado di rappresentarne adeguatamente il comportamento meccanico nonché le variazioni di geometria e di condizioni al contorno, sarebbe necessario conoscere l'evoluzione nel tempo dello stato tenso-deformativo della struttura e del terreno.

#### **4.3.2 Criterio di valutazione del danno**

Il metodo adottato per la valutazione della subsidenza e dei danni indotti agli edifici è quello di Mair, Taylor e Burland, basato sul calcolo delle deformazioni delle deformazioni massime di trazione dell'edificio da confrontare con valori di riferimento riportati in letteratura tecnica (Burland et al., 1977, Boscardin e Cording, 1989) al fine di valutare l'eventuale grado di danno.

Tale metodo si basa su una metodologia messa a punto per il progetto di tunnel in ambiente urbano realizzati con scavo meccanizzato, a partire dallo studio della deformazione del piano campagna, sgombro da sovrastrutture, per effetto della costruzione delle gallerie e viene normalmente adottato al caso degli scavi profondi.

Nella prima fase si valutano i cedimenti della superficie con metodi semi-analitici e si delineano le curve di isocedimento, senza tenere conto dell'effetto benefico della rigidità delle fondazioni e degli edifici (ipotesi greenfield).

Nel caso dei manufatti scavati tra paratie, in fase di progettazione viene valutato il cedimento teorico mediante i metodi già visti nel Capitolo 2 tenendo eventualmente conto della tridimensionalità del problema, valutando il bacino di subsidenza nelle ipotesi di deformazione piana

ed estrapolando i risentimenti nelle tre dimensioni attraverso delle apposite leggi di riduzione dei cedimenti che tengono conto dei noti effetti di bordo (Ou et al., 1996).

Tutti gli edifici che non sono ricaduti nel bacino di subsidenza sono esclusi da ogni successiva indagine.

Nella seconda fase della valutazione del rischio l'edificio è assimilato ad una trave ideale che si ipotizza segua l'andamento degli spostamenti al piano campagna in ipotesi greenfield determinati precedentemente.

Si assumono come parametri di riferimento per rappresentare la deformazione della struttura il rapporto di inflessione  $\Delta/L$ , e la massima deformazione orizzontale  $\varepsilon_h$ .

Gli spostamenti verticali inducono nella struttura due possibili modi di deformazione: una di tipo flessionale o di curvatura (zona di sagging, in cui possono presentarsi sia sforzi di trazione sia sforzi di compressione), ed una di distorsione o di taglio (zona di hogging, in cui tutti gli sforzi sono di trazione) oltre a tutte le possibili combinazioni di entrambi i casi.

Assimilando l'edificio ad una trave ideale avente lunghezza L e altezza H, in funzione del rapporto di inflessione D/L è possibile calcolare in forma analitica le deformazioni di trazione di tipo flessionale  $\varepsilon_b$  e tagliante  $\varepsilon_d$  indotte nella struttura dagli spostamenti verticali.

Le deformazioni risultanti di tipo tagliante e flettente vengono infine calcolate apportando il contributo della deformazione  $\varepsilon_h$  indotta dagli spostamenti orizzontali sul piano di fondazione:

$$\varepsilon_{\max} = \varepsilon_h + \varepsilon_b$$

$$\varepsilon_{\max} = 0.35\varepsilon_h + \sqrt{0.65\varepsilon_h + \varepsilon_d}$$

La più grande tra le due grandezze viene definita "deformazione limite di trazione",  $\varepsilon_{\text{lim}}$ , e rappresenta il parametro attraverso cui, ad ogni edificio, viene attribuita la relativa categoria di danno relativa (**Tabella 4-2**).

In particolare, la relazione tra la deformazione limite di trazione  $\varepsilon_{\text{lim}}$  ed il danno identifica 5 classi di danno (da 0 a 4-5) (Boscardin e Cording, 1989).

Categoria di danno	Grado di intensità	Def. di trazione limite (%)
0	trascurabile	0÷0.05
1	molto modesta	0.05÷0.075
2	modesta	0.075÷0.15
3	moderata	0.15÷0.3
4 - 5	Da forte a molto forte	> 0.3

**Tabella 4-2. Correlazione tra categoria di danno e deformazione limite di trazione**

Se i valori sono compresi tra 0,010 e 0,050 non superano il limite accettabile e ricadono in una categoria di danno 0.

In generale per tutti gli edifici si è adottata la soglia bassa per i valori delle deformazioni limite di trazione (0,075% categoria 1 di danno) oltre la quale intervenire con opportuni interventi di consolidamento preventivi.

I fabbricati ricadenti nel bacino di subsidenza sono diversamente suscettibili al danno potenziale indotto dagli scavi: a parità di cedimenti e distorsioni indotte, la minore o maggiore sensibilità al danno indotto (e quindi l'entità del danno finale) può dipendere dall'esistenza di un danno strutturale pregresso o dalla destinazione d'uso dei fabbricati.

In progetto, rispetto agli edifici ricadenti nel bacino di subsidenza, normalmente vengono individuate da rilievi disponibili le condizioni di maggiore criticità per la presenza di danni strutturali pregressi e/o importanza (edifici pubblici), in base alle quali è possibile classificare gli stessi edifici in due categorie:

- edifici ordinari non affetti da danno strutturale pregresso;
- edifici ordinari affetti da grave danno strutturale pregresso e/o edifici sensibili, quali scuole ed edifici pubblici.

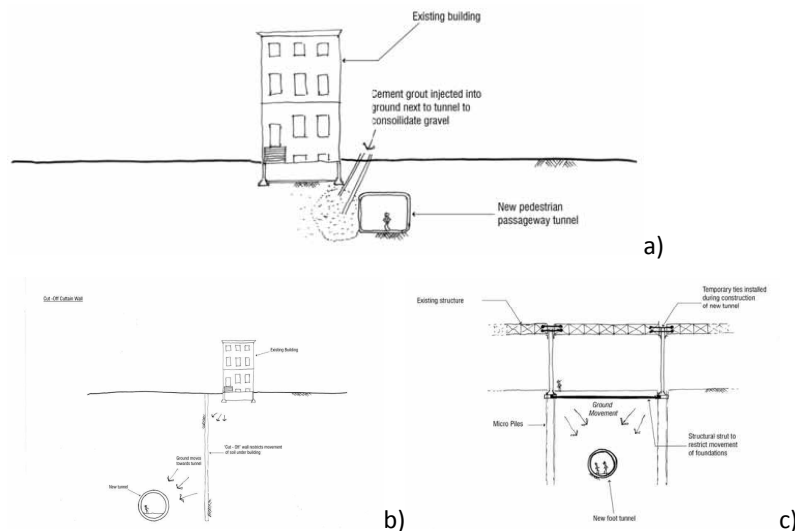
Per ogni fabbricato ricadente nella conca di subsidenza la categoria di danno attesa è stata valutata secondo le tabelle di Boscardin e Cording in funzione della massima deformazione di trazione indotta: la massima deformazione tollerata è pari a 0,075% (classi 0 e 1).

I fabbricati con danno atteso appartenente alle classi >1 richiedono interventi di consolidamento preventivi. Per gli edifici particolarmente sensibili si possono individuare dei valori restrittivi dei cedimenti e delle distorsioni angolari da assumere come ulteriore soglie massime ammissibili, oltre le quali intervenire con opportune opere di presidio. I fabbricati con danno atteso appartenente alle classi >1 in genere richiedono interventi di consolidamento preventivi. Per gli edifici particolarmente sensibili possono essere individuati dei valori restrittivi dei cedimenti e delle distorsioni angolari da assumere come ulteriore soglie massime ammissibili, oltre le quali intervenire con opportune opere di presidio. In particolare, anche per classi di danno < 1, bisogna verificare che i cedimenti massimi  $w_{max}$  siano <5 mm o compresi tra 5 e 10 mm ma con valori della distorsione angolare massima minori di  $1 \cdot 10^{-3}$ : i fabbricati che non ricadono in tali range saranno soggetti a interventi di consolidamento preventivi.

#### **4.3.3 Interventi di presidio**

A valle dell'analisi di danno eseguita in fase progettuale possono quindi essere previste specifiche tipologie di interventi di presidio quali (**Figura 4-12**): schermature attraverso paratie di pali o micropali, consolidamenti dei terreni di imposta delle fondazioni tramite iniezioni e, nei casi di strutture già affette da patologie strutturali, interventi di sottofondazione e rinforzo strutturale.





**Figura 4-12. Interventi di presidio per gli edifici: a) Iniezioni nel sottosuolo; b) Schermatura con micropali; c) Sottofondazioni e rinforzo strutturale (Jardine et al., 2003)**

I micropali costituiscono una tipologia costruttiva spesso utilizzata negli interventi di adeguamento e rinforzo delle fondazioni esistenti. Una delle principali motivazioni del loro diffuso utilizzo è legata alle ridotte dimensioni dei macchinari utilizzati per la loro realizzazione, che consentono l'operatività anche in condizioni logistiche complesse come quelle frequentemente incontrate negli interventi di sottofondazione.

Gli interventi di miglioramento del comportamento meccanico dei terreni e/o di rinforzo degli stessi possono essere ulteriormente suddivisi in interventi di tipo strettamente conservativo che mirano semplicemente al mantenimento dello stato di fatto ed ad evitare ulteriori evoluzioni dei fenomeni deformativi in atto, incrementando eventualmente le condizioni di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi, ed interventi di ripristino e recupero vero e proprio che si propongono di ridurre il quadro deformativo e fessurativo in essere attraverso stati di coazione indotti e/o l'attivazione di cinematici di reversibilità in grado di recuperare condizioni di funzionalità e sicurezza in generale già ampiamente compromesse prima dell'esecuzione degli interventi.

Tra gli interventi di "consolidamento" degli edifici che hanno subito danni per cedimenti differenziali, si va sempre più diffondendo l'uso di resine espandenti iniettate sotto il piano di fondazione che, espandendosi, producono un sollevamento del terreno di fondazione, riducendo l'apertura delle lesioni nelle strutture in elevazione ed eventualmente anche un consolidamento del terreno (Foti e Manassero, 2009). La tecnica adoperata consiste, infatti, nell'esecuzione, direttamente attraverso la struttura di fondazione, di fori di iniezione di diametro inferiore ai 20 mm e ad interasse di 1-2 m, e nell'iniezione di resina fino a verifica, attraverso un monitoraggio continuo, del raggiungimento del sollevamento desiderato della struttura soprastante. La pressione di iniezione non è elevata e non è particolarmente rilevante ai fini della riuscita dell'intervento. Al momento

dell'iniezione la miscela sviluppa una reazione esotermica che ne induce il cambiamento di stato da liquido a solido con conseguente aumento di volume che, se contrastato dal circostante ammasso di terreno e dalla fondazione dell'edificio, produce un incremento dello stato tensionale ed in molti casi un contemporaneo innalzamento delle fondazioni dell'edificio ammalorato. Il tempo di reazione delle resine attualmente in commercio è molto rapido; ciò consente il confinamento della resina in un intorno massimo di circa 2.00 m dal punto di iniezione e la precisa localizzazione del volume di terreno trattato, oltre a tempi di lavorazione estremamente brevi. Il grado di espansione varia da 2 a 20 volte in funzione della rigidità dell'ammasso di terreno circostante; il modulo elastico delle miscele è di solito paragonabile a quello di un terreno di fondazione e varia, a detta dei produttori, tra 10 e 80 MPa.

Le resine in commercio hanno anche caratteristiche di stabilità nel tempo, coefficiente di permeabilità molto basso, dell'ordine di  $10^{-8}$  m/s e peso dell'unità di volume ridotto, tale da non aumentare il peso del terreno trattato. L'uso di tali sistemi deve comunque preliminarmente richiedere accurate indagini della situazione del sottosuolo e delle proprietà dei terreni di fondazione. Se, infatti, nel caso di terreni a grana grossa l'azione può essere considerata stabile nel tempo (salvo fenomeni di deformazione viscosa), nel caso di terreni a grana fina, l'aumento dello stato tensionale totale prodotto dall'espansione delle resine causa invece sovrappressioni neutre che, dissipandosi nel tempo, determinano un cedimento di consolidazione, che potrebbe ridurre l'efficacia dell'intervento effettuato.

#### *Sollevamento della sovrastruttura "structure jacking"*

Un intervento recentemente utilizzato durante i lavori di realizzazione della Jubilee Line Extension di Londra è il cosiddetto "structure jacking" che consiste nell'isolare la struttura da progettare direttamente dal sistema di fondazione in cui si verificheranno cedimenti del terreno sottostante provvedendo ad un "taglio" orizzontale ed all'installazione di martinetti idraulici. In questo modo, una volta operata la disconnessione tra la sovrastruttura e le fondazioni, queste ultime possono liberamente cedere senza trasmettere effetti in sommità.

In questo modo è possibile controllare efficacemente i cedimenti indotti dallo scavo soprattutto laddove sono da prevedere importanti gradienti di spostamenti; inoltre i martinetti possono essere tarati in modo anche da indurre dei sollevamenti preventivi della sovrastruttura tali da correggere eventuali distorsioni preesistenti.

Al di là delle difficoltà operative che possono limitare l'applicabilità di tale metodologia, in letteratura sono presenti alcuni casi riferiti in particolare a ponti in muratura da salvaguardare (**Figura 4-13**, Mair et. al, 2009).

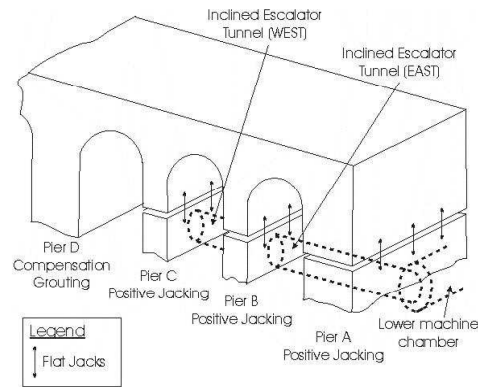


Figura 4-13. Interventi di strutture jacking nel caso di un antico ponte in muratura nei pressi della Stazione di Waterloo - Jubilee Line Extension di Londra (Mair et al., 2009)

#### 4.3.4 Misure di mitigazione dei cedimenti in fase costruttiva: tecnica del “compensation grouting”

La tecnica consiste nell’ eseguire iniezioni di miscela cementizia attraverso tubi di iniezione (canne a manchettes – “TAMs”), preventivamente installati e dotati di valvole di non ritorno, nella zona di terreno compresa tra lo scavo ed il piano di fondazione della struttura da proteggere (Figura 4-14).

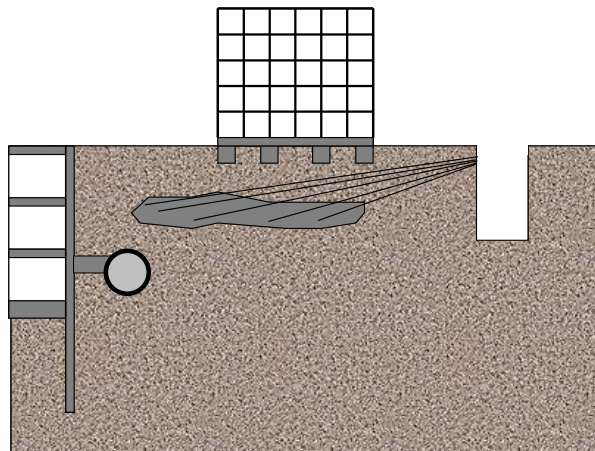


Figura 4-14. Schema di intervento del compensation grouting

La miscela iniettata è caratterizzata dalla presenza di un contenuto elevato di solidi in sospensione (legante e filler) che, penetrando a pressione, forma delle sacche per rotture localizzate (claquage controllato) formando all’interno del terreno le cosiddette “lame”.

Ripetuti cicli di iniezione, oltre ad un generale un miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni, inducono un aumento di volume con innalzamento in superficie che si contrappone alla subsidenza indotta dallo scavo, in modo da limitare i cedimenti e distorsioni sulle strutture entro limiti definiti.

Il coordinamento e la sincronizzazione tra l’avanzamento dello scavo e le iniezioni di compensazione sono evidentemente di fondamentale importanza per limitare i cedimenti indotti: nel

caso dello scavo di gallerie meccanizzate, la miscela viene iniettata sia contemporaneamente al passaggio della fresa: nel caso dei manufatti a cielo aperto, le iniezioni possono essere mantenute nel tempo in contemporanea alle principali fasi di scavo.

In linea di principio, il limite di applicabilità del compensation grouting rispetto al volume da compensare è definito dalla produttività massima del sistema di pompaggio, in relazione alla velocità di evoluzione dei cedimenti.

Nel caso in cui la produttività del sistema di pompaggio non sia adeguata, è possibile controllare i cedimenti solo riducendo la velocità di avanzamento del fronte di scavo; una ulteriore flessibilità è fornita dalla scelta del tipo di miscela e dalla distribuzione spaziale delle iniezioni.

*Fasi operative* - Le principali fasi operative di questa lavorazione sono:

- installazione del sistema di monitoraggio;
- installazione di canne valvolate e formazione della guaina tra canna e terreno;
- iniezioni di “pretrattamento”(nei terreni granulari): attraverso apposite tubazioni attrezzate a fondo con un doppio otturatore (packer), viene effettuata una iniezione di tipo ripetuta e selettiva, valvola per valvola, in modo da intasare il terreno ed arrivare ad una situazione in cui il terreno è pronto per un eventuale e rapido sollevamento;
- iniezioni di “condizionamento”: sono finalizzate ad innescare nel terreno lo stato tensionale di incipiente sollevamento;
- iniezioni di “compensazione”: durante il sottoattraversamento dello scavo, le iniezioni ripetute e selettive vengono effettuate secondo quanto rilevato in tempo reale dal sistema di monitoraggio, localizzando l'intervento ove si stia verificando un cedimento: in funzione dei cedimenti che lo scavo induce nelle sezioni immediatamente precedenti l'interferenza, è possibile indurre dei sollevamenti sia preventivi che direttamente durante il sottoattraversamento, compensando i cedimenti che avvengono sotto il manufatto.

*Metodologie di perforazione* - La soluzione tipica prevede l'installazione dei tubi di iniezione da pozzi circolari, di 6-8 m di diametro, nei quali è possibile successivamente procedere alle perforazioni orizzontali.

Negli ultimi anni è stato possibile applicare anche la tecnologia del “Directional Drilling Technology”, con cui l'installazione dei tubi di iniezione tra la struttura e la galleria può essere eseguita direttamente dalla superficie, che può portare notevoli vantaggi soprattutto in termini di minore impatto del cantiere sull'ambiente urbano circostante.



Il “compensation grouting” e’ la fase in cui, l’iniezione di miscele/malta viene eseguita contemporaneamente alle attività che inducono cedimenti, come il passaggio della TBM e gli scavi della struttura scatolare e/o dei pozzi. È possibile utilizzare due diversi metodi di esecuzione:

- *Compensation grouting simultaneo*, basato sull’iniezione di miscele simultaneamente alle attività che inducono cedimenti, al fine di impedirne il verificarsi: nel caso della TBM, le iniezioni simultanee possono essere eseguite per l’avanzamento di ogni anello della TBM;
- *Iniezione osservativa*: questa si basa sull’iniezione di miscele in risposta ai movimenti del terreno e/o strutture osservati e precedentemente verificatesi.

*Campi prova* -Il campo prova preliminare deve essere opportunamente attrezzato con strumentazione di superficie e geotecnica simile a quella prevista in fase esecutiva (tazze livellometriche, punti di livellazione topografica di precisione, inclinometri ed estensimetri multibase) e risulta fondamentale per le seguenti fasi:

- definizione dei metodi di perforazione sulla base delle condizioni stratigrafiche locali;
- verifica della precisione delle perforazioni e della spaziatura delle valvole di iniezione;
- pianificazione delle fasi di iniezione;
- selezione delle miscele di iniezione;
- stima dei volumi di pretrattamento;
- prova di condizionamento, utile a dimostrare la possibilità di ottenere sollevamenti e rotazioni ridotte del terreno;
- verifica dei sollevamenti ed efficienza delle iniezioni per il dimensionamento dell’impianto di iniezione;
- verifica e la valutazione della strumentazione di monitoraggio degli spostamenti;
- valutazione del miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni trattati mediante l’esecuzione di prove geotecniche in sito o il prelievo di campioni indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio.

Particolarmente importante è la scelta della tecnica di perforazione e la definizione del relativo dispositivo di controllo plano-altimetrico del foro: è possibile installare TAMs sub-verticali, inclinate o curve installate dal piano campagna o TAMs sub-orizzontali installate da pozzi o gallerie.

La lunghezza massima accettabile delle TAMs deve essere predisposta in relazione alla rapidità dei cedimenti attesi: il tempo impiegato per riposizionare i packers tra un’iniezione e l’altra aumenta con l’aumentare della lunghezza delle TAMs e di conseguenza, la velocità di iniezione diminuisce.

Il sistema deve inoltre arrecare il minor disturbo al terreno circostante e consentire l’installazione dei tubi di iniezione senza pregiudicarne il funzionamento.

Molto utile ai fini del dimensionamento dell'impianto è la valutazione del coefficiente di efficienza delle iniezioni di compensazione "GEF" (*ground efficient factor*) che rappresenta il sollevamento (espresso in mm) ottenuto con l'iniezione di 1.0 l/m<sup>2</sup> di miscela. Noti i cedimenti da compensare ed il tempo nel quale si svilupperanno, attraverso tale coefficiente si possono determinare le portate di miscele da iniettare e con queste, le linee di iniezione da attivare per una determinata area.

Il GEF è un fattore derivato empiricamente e, sulla base di esperienze precedenti, può essere assunto pari a 0.4 per le argille e a 0.1 per le sabbie: ad ogni modo tale valore può essere rivisto per i monumenti, inizialmente in base ai risultati dei campi prova e, successivamente, in base all'esperienza accumulata durante la fase di condizionamento.

*Monitoraggio.* Come per ogni tecnica basata sull'osservazione, un aspetto fondamentale per il successo del compensation grouting, è il monitoraggio. È evidente che in tale tecnica è indispensabile attivare un monitoraggio continuo, o comunque automatico, sia durante l'installazione che durante la fase di iniezione.

Il sistema di monitoraggio deve poter seguire e fornire in tempo reale con precisione ed affidabilità:

- l'evoluzione dei cedimenti delle preesistenze;
- i dati di avanzamento dello scavo della fresa;
- la quantità e le pressioni di iniezione per ogni valvola iniettata.

Visti i particolari limiti di cedimento assegnati alle varie preesistenze archeologiche e monumentali, deve essere messo in atto un sistema di rilievo automatico di elevata precisione e affidabilità mediante tazze livellometriche a sensore di pressione ad acquisizione automatica. I sensori devono avere accuratezze tali da garantire una precisione dell'ordine del decimo di mm e devono risultare poco sensibili alle variazioni termiche.

L'insieme dei dati relativi ai sensori posizionati sulle strutture sensibili ed il sistema di monitoraggio automatico dei dati di avanzamento (posizione, pressioni al fronte, volumi e pressioni di intasamento), confluisce in un computer messo appositamente in rete che consente la valutazione e l'esame dei dati in tempo reale in modo da permettere l'attivazione delle procedure di iniezione nei vari punti.

In linea di principio, tale metodologia può essere considerata alla stregua di un intervento di tipo attivo consentendo di reagire alle varie situazioni che si vengono a creare modificando in tempo reale le strategie di intervento in modo da contrastare efficacemente i cedimenti indotti.

L'utilizzo nel caso di terreni a grana fina normalconsolidati deve essere comunque ben monitorato poiché in letteratura sono presenti numerosi esempi riguardanti gli effetti a lungo

termine, da correlare sia ad un decadimento delle caratteristiche meccaniche dei terreni trattati sia allo smaltimento delle sovrappressioni neutre, che possono un aumento dei cedimenti a lungo termine.

#### 4.4 Mitigazione dei risentimenti sulla falda idrica

##### 4.4.1 Tenuta idraulica: tampone di fondo

La scelta progettuale di spingere sistematicamente i diaframmi perimetrali fino a profondità tali da interessare il substrato impermeabile di base è la soluzione ottimale per evitare risentimenti per la falda idrica esterna e le problematiche riguardanti la scelta progettuale da adoperare in fase costruttiva (Capitolo 3.2).

Per poter procedere all'asciutto nello scavo dei terreni all'interno delle paratie è necessario comunque prevedere un sistema di aggotamento o di drenaggi verticali per emungere l'acqua intergranulare presente all'interno del manufatto. Tale condizione evita i problemi nei riguardi della stabilità geotecnica del fondo scavo, altrimenti delicati per la presenza di terreni suscettibili a fenomeni di sifonamento e più in generale di sollevamento del fondo scavo.

Una tipica applicazione per garantire la sicurezza del fondo scavo e di minimizzare gli effetti sul regime della falda, è la realizzazione del cosiddetto "tampone di fondo" mediante consolidamento con jet-grouting dei terreni presenti al di sotto del fondo scavo (**Figura 4-16**).

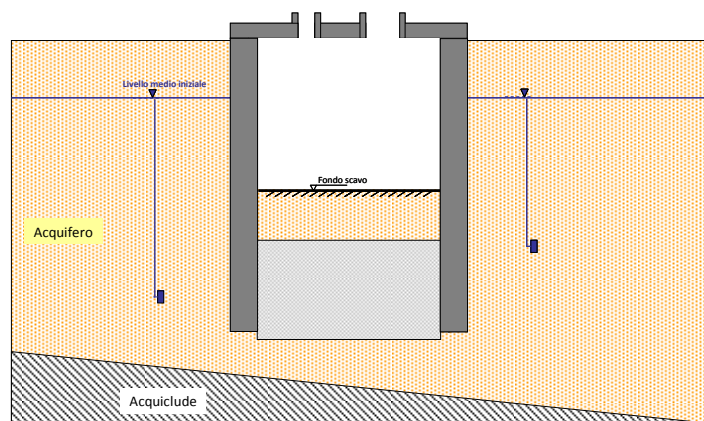


Figura 4-16. Tampone di fondo

La funzione del tampone di fondo è quella di contrastare le sottospinte idrauliche indotte dallo scavo, tale contrasto può essere offerto dal semplice peso proprio, dalla geometria particolare adottata (forma ad arco) oppure dal contributo dei tiranti. Nella maggior parte dei casi si tende ad adottare tamponi del primo tipo effettuando un intervento massivo tale che il peso proprio del tampone ( $P$ ) sia maggiore della sottospinta idraulica dell'acqua ( $U$ ) con un opportuno margine di sicurezza  $FS=P/U$ .



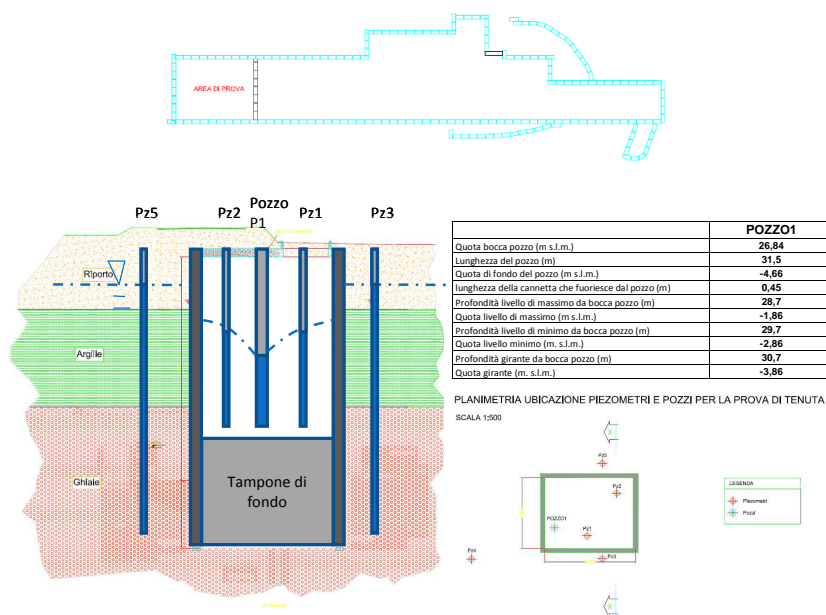
Questa definizione del coefficiente di sicurezza è cautelativa, perché trascura gli sforzi di taglio che agiscono lungo il perimetro del tampone: inoltre in caso di eventuali difetti del trattamento con l'instaurarsi di moti di filtrazione diminuirebbe la sottospinta idraulica. Vengono quindi considerati accettabili coefficienti di sicurezza maggiori od uguali a 1,2.

Nell'esecuzione di questo genere di opere è consigliabile adottare colonne jet-grouting con interassi abbastanza ridotti in modo tale da costituire una superficie continua ed impermeabile. Le miscele cementizie utilizzate sono generalmente binarie, ed il rapporto acqua/cemento è compreso nel range 0,7-1,5, in funzione del sistema adottato, del tipo di terreno e dei parametri operativi. È comunque ammesso l'uso di additivi quali stabilizzanti, acceleranti o ritardanti di presa, impermeabilizzanti, o sostanze di protezione delle miscele dal dilavamento nel caso di falda in movimento con forte velocità e di protezione da eventuali agenti organici presenti nel terreno.

*Controllo della qualità del tampone*

Nel caso dei tamponi, il controllo di qualità sulla tenuta idraulica del trattamento è fondamentale per testare l'efficacia del trattamento e garantire la sicurezza dell'opera.

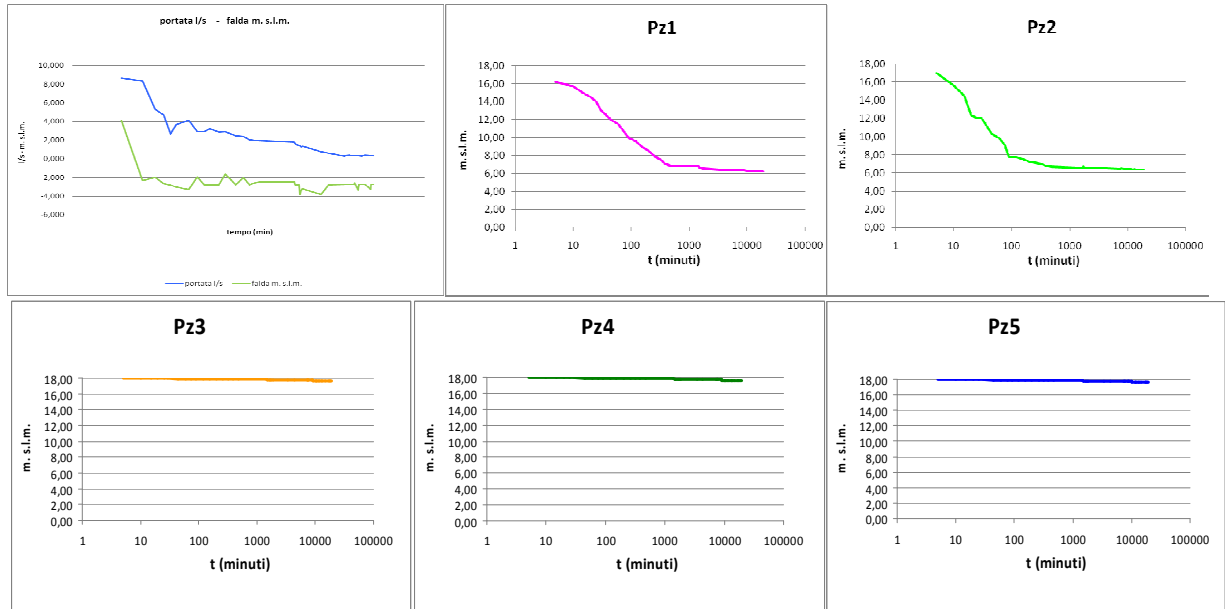
La metodologia di controllo prevede la realizzazione di una prova di emungimento e il monitoraggio della falda idrica con una serie di piezometri posti all'interno e all'esterno del manufatto. Di seguito viene riportato il caso della prova di tenuta nella nuova Stazione Annibaliano della Linea B1, che mostra la perfetta realizzazione del tampone con la disconnessione idraulica tra l'interno e l'esterno della stazione (**Figura 4-17**).



**Figura 4-17. Prova di tenuta del tampone eseguito nella Stazione Annibaliano della Linea B1 della Metropolitana di Roma**

Nel caso della stazione Annibaliano della Linea B1, in cui è stato preventivamente realizzato un tampone mediante colonne compenstrate di jet-grouting, la prova è stata effettuata nella zona illustrata in figura in un'area di 25,2 m x 19,8 m, delimitata inferiormente dal tampone e lateralmente dai diaframmi perimetrali e da una parete in jet-grouting realizzata successivamente.

I risultati della prova di pompaggio di lunga durata eseguita nel pozzo P1 hanno confermato l'efficacia del sistema di trattamento del fondo scavo.



**Figura 4-18. Risultati della prova di tenuta del tampone eseguito nella Stazione Annibaliano della Linea B1 della Metropolitana di Roma**

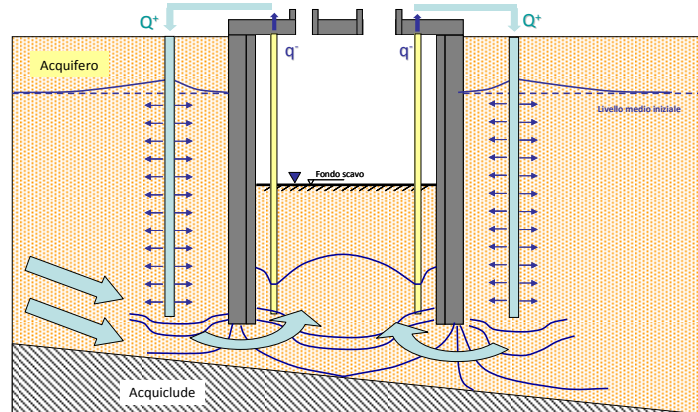
La portata registrata nel pozzo a partire da valori di circa 8 l/s, una volta prelevata l'acqua interstiziale presente nel manufatto si è progressivamente ridotta fino a valori pari a circa 0.3 l/s; i piezometri disposti all'esterno del pozzo di stazione registrano assenza di variazioni significative dei livelli piezometrici mentre quelli disposti all'interno della zona compartimentata hanno segnalato repentini abbassamenti per effetto della disconnessione idraulica tra l'interno e l'esterno della stazione.

**4.4.2 Pozzi di ricarica**

Al fine di ridurre i potenziali risentimenti al contorno provocati dall'aggettamento sulle opere limitrofe, provocati dal processo di consolidazione che l'asportazione d'acqua genera nel terreno (ed in percentuali minori dalla perdita della frazione fine che viaggia col flusso innescato), possono essere predisposti degli interventi di rifornimento idrico nel terreno, a distanza opportuna dal tracciato ("pozzi di ricarica").

L'idea è quella di minimizzare gli effetti prodotti dall'emungimento, ripristinando il prima possibile il fluido sottratto dai pozzi, al fine di contenere sia l'entità dei cedimenti prodotti, sia la loro

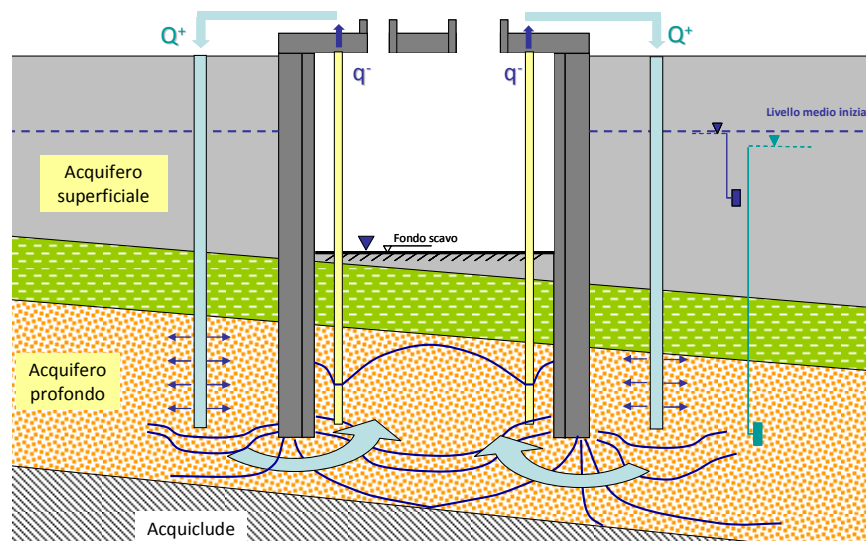
estensione in superficie. Il rifornimento viene eseguito mantenendo la testa del pozzo di ricarica al di sopra della falda idrica, nel caso di rifornimento dell'alto (**Figura 4-19**).



**Figura 4-19. Pozzi di ricarica**

Nella stazione Charter, ad Hong Kong, il confronto tra i cedimenti registrati tra aree interessate o meno da una ricarica della falda, ha dimostrato che l'operazione è stata in grado di ridurre di 60 mm i cedimenti finali degli edifici.

In presenza di contesti idrogeologici complessi spesso caratterizzati dalla presenza di più di un sistema di falde sovrapposte, gli interventi di ricarica della falda pongono delicate problematiche ambientali legate alla gestione delle acque emunte con particolare riferimento al mantenimento delle caratteristiche fisico-chimiche delle acque sotterranee durante i processi di ricarica (**Figura 4-20**).



**Figura 4-20. Problematiche ambientali connesse alla ricarica delle acque sotterranee**

In tali contesti risulta di particolare importanza la comprensione degli schemi di filtrazione verificatesi e la provenienza delle acque emunte in modo tale da ottimizzare l'ideoneità del sistema di restituzione nell'ambiente reimmettendo la risorsa nella medesima falda mantenendo inalterate le caratteristiche fisico-chimiche

#### 4.4.3 Effetto diga

Le soluzioni tecnologiche oggi adottate per il contenimento di questo rischio sono, insieme alla riduzione al minimo dell'infissione in corrispondenza delle zone più critiche, prevalentemente due: Si realizzano le paratie avendo l'accortezza di mettere in opera un pannello corto ed uno lungo, per premettere il flusso idrico attraverso le finestrate prodotte; questo porta ad una rapida revisione dei calcoli per assicurare la stabilità del diaframma;

Si costruiscono dei pozzi a monte ed a valle dell'opera (**Figura 4-21**) connessi da un sistema di comunicazione, cosicché, come tra due vasi comunicanti, possa essere garantito lo stesso battente a monte ed a valle dell'opera: il pozzo di monte richiama acqua attraverso un sistema di tubi fenestrati immersi nella falda, e la immagazzina; il collegamento col pozzo di valle si ottiene tramite un sistema discontinuo di tubazioni posti all'interno dei solai, che lo rifornisce; superato l'ostacolo, il flusso può riprendere il suo corso.

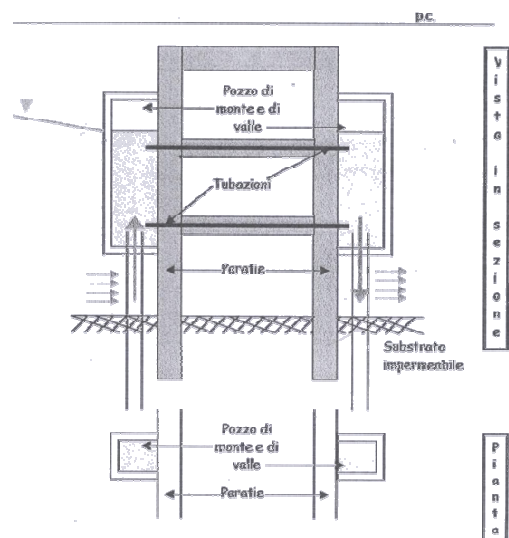


Figura 4-21. Misure per limitare l'effetto diga

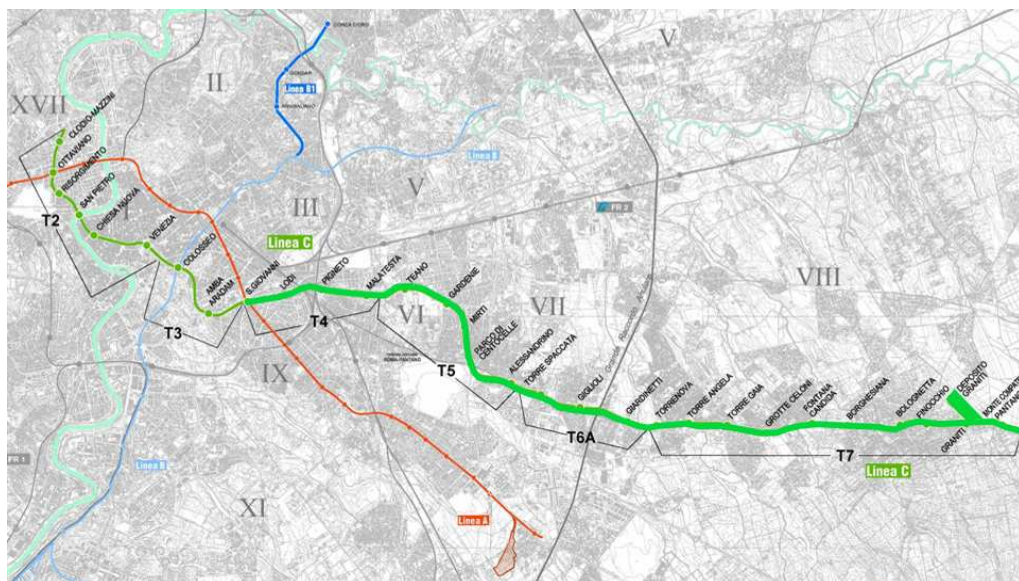
E' naturalmente necessario curare attentamente la realizzazione dei giunti tra i vari pannelli, per esempio inserendo, in fase di getto delle paratie, dei profilati metallici (come le canne d'organo) per realizzare una stretta compenetrazione di due diaframmi contigui. Questo tipo di realizzazione è stato eseguito nella tratta P.zza Lecce-P.zza Bologna, nel prolungamento della linea B di Roma.

## 5. LA NUOVA LINEA C DELLA METROPOLITANA DI ROMA

### 5.1 Il tracciato

La Linea C, terza metropolitana romana prevista dal nuovo Piano Regolatore Generale, collegherà direttamente aree e quartieri oggi distanti, attraversando la città, da nord-ovest a sud-est, e quasi raddoppiando con la sua estensione, una volta completamente realizzata, lo sviluppo della rete metropolitana attualmente esistente (**Figura 5-1**).

Il cosiddetto “Tracciato Fondamentale” parte dal territorio del Comune di Monte Compatri e procede in superficie ricalcando il tracciato della esistente ferrovia Roma-Pantano, scende nel sottosuolo in corrispondenza della stazione Giardinetti (poco prima del G.R.A.) e prosegue verso il centro storico attraversandolo completamente fino ad attestarsi nei pressi della Città giudiziaria (stazione Clodio/Mazzini).



**Figura 5-1. Tracciato della nuova Linea C della Metropolitana di Roma Tratta T4 e T5**

Per esigenze organizzative e di natura progettuale il percorso è stato suddiviso in tratte. Attualmente risultano in fase di realizzazione le tratte T4 (San Giovanni-Malatesta), T5 (Malatesta – Alessandrino), T6A (Alessandrino – Inneso di Torrenova) e T7 (Inneso di Torrenova – Pantano), per un totale di 18.3 km di linea e ventuno stazioni così suddivise:

Nr	DENOMINAZIONE TRATTE	N°	STAZIONI	km.	
T4	SAN GIOVANNI - MALATESTA	4	San Giovanni - Lodi Pigneto - Malatesta	3.0	Linea sotterranea
T5	MALATESTA - ALESSANDRINO	5	Teano - Gardenie - Mirti Parco di Centocelle - Alessandrino	4.3	
T6	ALESSANDRINO - Innesto di TORRENOVA	2	Torre Spaccata - Giglioli	2.8	Linea in superficie
T7	Innesto di TORRENOVA-PANTANO	10	Torrenova/Giardinetti Torre Angela - Torre Gaia Grotte Celoni - Fontana Candida Borghesiana - Bolognetta Finocchio - Graniti - Pantano	8.2	
TOTALE		21		18.3	

Tabella 5-1. Stazioni della nuova Linea C della Metropolitana di Roma attualmente in fase di realizzazione

Le stazioni saranno realizzate con tecniche di scavo “cut and cover” che prevede, a seconda dei casi, metodologie del tipo “top-down”, “bottom-up” o miste. Le lavorazioni interessano un ambito di profondità dell’ordine di 25-30 m per quanto riguarda l’approfondimento degli scavi, di circa 40-50 m per la realizzazione delle opere di sostegno provvisoria (paratie) e fino a circa 100 m per altre lavorazioni complementari (pozzi di ricarica della falda).

Per la realizzazione delle due gallerie di diametro 6.3 m della linea, è stata adottata la tecnica dello scavo meccanizzato mediante scudo chiuso del tipo EPBS (*Earth Pressure Balance Shield*) in cui il sostegno del fronte di scavo avviene tramite l'applicazione d'una pressione ottenuta per mezzo dello stesso terreno disgregato durante l'avanzamento opportunamente additivato (**Figura 5-2**). Le macchine TBM hanno un diametro scudo di 6,71 m, una lunghezza complessiva (scudo+backup) di 100 m, e permettono di raggiungere velocità di avanzamento di 8-12 m al giorno, con punte di 20 m. Alla data di stesura della Tesi (11/2009) le gallerie di linea sono in avanzata fase di realizzazione nella tratta Giardinetti – Pozzo San Felice da Cantalice, ed in corso da Pozzo TBM al medesimo pozzo.

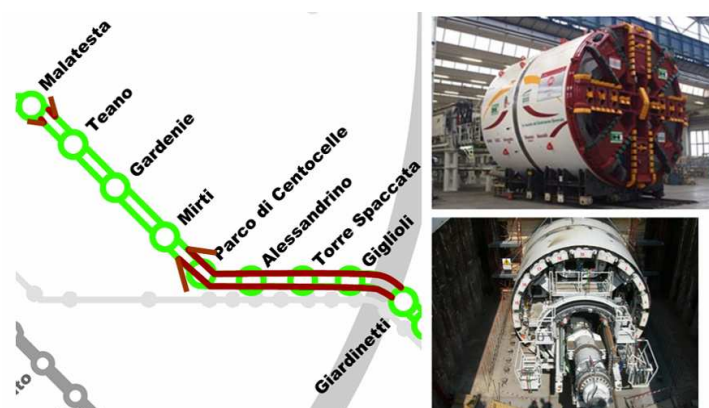


Figura 5-2. Scudi EPBS impiegati nello scavo delle gallerie di linea ed avanzamento lavori nella realizzazione delle gallerie di linea al 30-09-2009 (Fonte RomaMetropolitane)



## 5.2 Tratte T4 e T5 - Inquadramento ambientale

I tratti di linea T4 e T5 in fase di realizzazione si inseriscono in un contesto ambientale estremamente sensibile per la presenza di una diffusa urbanizzazione (quartieri Appio, Pigneto, Centocelle, Alessandrino) soprattutto a ridosso delle aree di stazione (**Figura 5-3**).

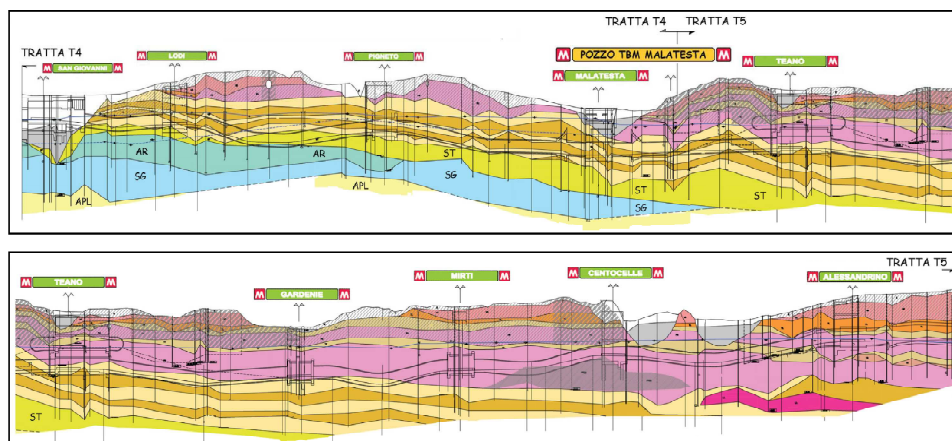


**Figura 5-3. Ambiente urbano in cui si inserisce il tracciato della Linea C della Metropolitana di Roma Tratta T4 e T5**

I terreni interessati dalle opere in fase di costruzione si presentano con caratteristiche stratigrafiche generalmente omogenee, riconducibili a diversi complessi stratigrafici che riflettono le varie fasi di erosione e sedimentazione e le modificazioni morfologiche prodotte dall'attività vulcanica nella città.

### 5.2.1 Complessi stratigrafici interessati dalla Linea

Le tratte T4 e T5 (**Figura 5-4**) si sviluppano essenzialmente entro il complesso di terreni piroclastici dell'Apparato Vulcanico dei Colli Albani, che sono ampiamente diffusi nell'area orientale e sud-orientale della città di Roma.



R □ Riperti; LSO □ Alluvioni recenti; VS □ TL □ Complesso piroclastico delle pozzolane superiori (Tufo di Villa Senni o pozzolanelle e Tufo Lionato); TT □ PN □ PR □ T3 □ Pozzolane inferiori (Pozzolane nere, pozzolane rosse, piroclastiti, tufi); TA □ T1 □ T2 □ Alternanze di piroclastiti da cineritiche a granulari con orizzonti talvolta molto consistenti di TA e di livelli di tufo, da incroceri a lapidei, di colore ocre e/o grigiastro tipo T1 e T2; ST □ sabbie limose giallastre fluvio-palustri; AR □ Argille limose lacustri; SG □ Sedimenti fluviali ghiaio-sabbiosi; APL □ argille piroclastiche

**Figura 5-4. Profilo geologico delle Tratte T4 e T5 (Adattato da Progetto costruttivo Linea C)**

Al di sotto di una coltre più o meno continua di terreni di riporto e di terreni eluvio-colluviali, contraddistinti sul profilo geologico con la sigla R, le formazioni geologiche presenti nel sottosuolo delle zone attraversate dalla linea in progetto sono riconducibili ai seguenti complessi, dal più recente al più antico:

- alluvioni recenti ed attuali di fondovalle (LSO);
- complesso superiore dei prodotti vulcanici dei Colli Albani, per lo più separati da un livello di materiali piroclastici alterati e rimaneggiati e costituito da:
  - Tufo di Villa Senni (o “pozzolanelle”) (VS)
  - Tufo litoide (“tufo lionato”) (TL);
  - Pozzolane nere (PN);
  - Pozzolane rosse (PR);
- complesso di terreni piroclastici costituito da una alternanza di livelli prevalentemente lapilloso–scoriacei, a granulometria sabbiosa, incoerenti o con vario grado di cementazione (indicati nei profili geologici con le sigle T1 e T2) e di livelli cineritici, a granulometria limoso-sabbiosa, più o meno pedogenizzati (TA). All’interno di questo complesso, nella zona compresa tra il Fosso di Centocelle e la Stazione Alessandrino, è stata incontrata una colata di lava (LA), situata alla profondità di 30-40 metri dalla superficie e non interessata dalle opere in progetto.

Tra TL e PN e tra PN e PR sono presenti livelli di materiali piroclastici più o meno pedogenizzati e argillificati che vengono comunemente denominati “Tufi terrosi” (TT).

Alla base della successione di terreni piroclastici è presente un complesso sedimentario fluvio–lacustre pre–vulcanico (Unità del Paleotevere 2), all’interno del quale si possono distinguere le seguenti Unità litostratigrafiche:

- un orizzonte (contraddistinto con la sigla ST), costituito essenzialmente da limi sabbiosi ed argillosi, a luoghi con abbondanti concrezioni calcaree o con livelli travertinosi a basso grado di cementazione; è stato accertato con sondaggi lungo la Linea dalla Stazione Malatesta alla Stazione Gardenie; verso Est il tetto scende gradualmente di quota e non è stato più raggiunto dai sondaggi;
- un orizzonte contraddistinto con la sigla AR costituito prevalentemente da limi argillosi e argille limose, il cui spessore, di oltre 10 metri nella zona della Stazione di San Giovanni, è stato accertato con sondaggi lungo la Linea dalla Stazione Malatesta alla Stazione Gardenie; verso Est il tetto scende gradualmente di quota e non è stato più raggiunto dai sondaggi;
- un orizzonte contraddistinto con la sigla SG, di sabbie e ghiaie, con lenti di sabbie limose e di limi sabbiosi; è stato incontrato con i sondaggi lungo la Linea solo in corrispondenza della Stazione Malatesta.



Alla base del complesso fluvio-lacustre sono presenti le argille plioceniche, consistenti, di origine marina (contraddistinte con la sigla APL), che raggiungono spessori dell'ordine di alcune centinaia di metri e che costituiscono il substrato di tutta l'area della città di Roma. Il substrato argilloso pliocenico si trova a notevole profondità dal piano di campagna e non ha interazioni con l'opera in progetto.

### 5.2.2 Contesto idrogeologico

L'assetto idrogeologico e lo schema di circolazione delle acque sotterranee nel territorio di Roma sono condizionati dall'assetto strutturale, dai rapporti di scambio idrico tra cinque diverse unità Idrogeologiche e dalla presenza di due importanti corsi d'acqua perenni.

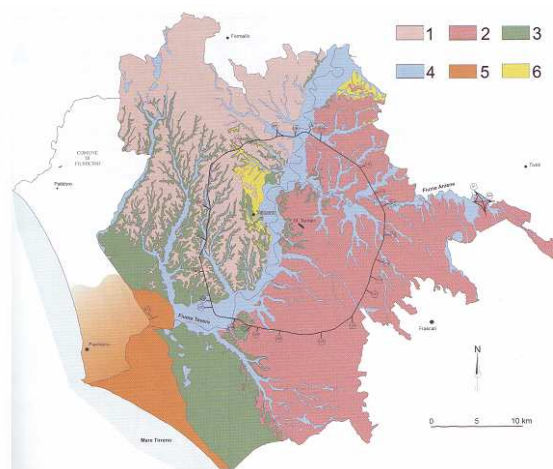


Figura 5-5. Carta delle unità idrogeologiche del territorio romano (da Capelli&Mazza, 2005)

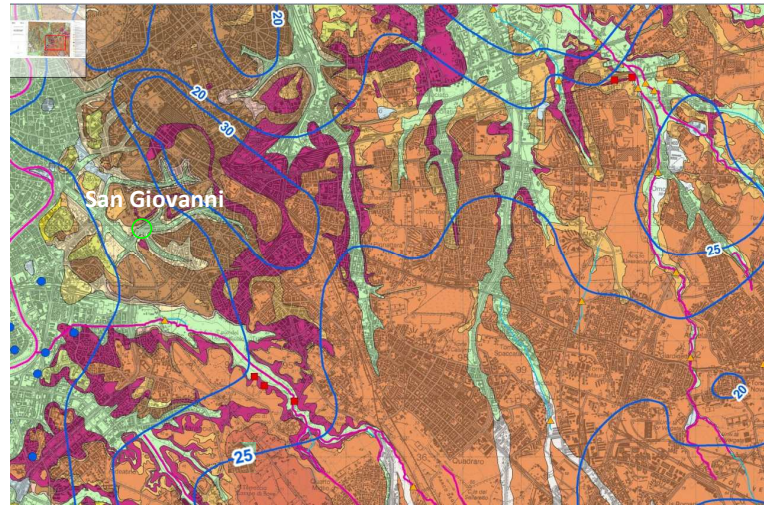
1)Unità idrogeologica dei Monti Sabatini 2)Colli Albani 3)Ponte Galeria 4) Depositi alluvionali recenti ed attuali 5) Delta del Fiume Tevere 6) Depositi argilloso-marnosi a bassa permeabilità. - Capelli, Mazza e Taviani (2008).

Nel territorio comunale le unità idrogeologiche sono (**Figura 5-5**): Unità idrogeologica dei Monti Sabatini, dei Colli Albani, di Ponte Galeria, dei Depositi alluvionali recenti ed attuali, del Delta del Fiume Tevere. I molteplici acquiferi presenti in queste idrostrutture hanno una circolazione complessa che tende a raccordarsi con le quote dei livelli di base fondamentali, costituiti dal Fiume Tevere, Aniene ed il mare.

Il tracciato si inserisce in un contesto idrogeologico caratterizzato dalla presenza di terreni vulcanici in cui, essendo il substrato argilloso prevulcanico posto a elevate profondità, gli acquiferi alimentati direttamente dalla zona dei Colli Albani, sono costituiti da elevato spessore e drenano verso il Tevere e Aniene senza trovare particolari ostacoli alla circolazione idrica sotterranea.

Il tracciato della Linea nella Tratta T4, compreso tra le Stazioni di Pigneto e Malatesta, e T5, fino alla Stazione Alessandrino, si sviluppa sostanzialmente sul fianco nord-orientale di una zona di alto della superficie piezometrica, a forma di dosso allungato in direzione SE-NW, compresa

all'incirca tra la via Casilina e la via Appia ed estesa dalla zona di Torre Angela fino a Piazza Lodi, e delimitata dalla isopiezza di quota 30 m s.l.m. (**Figura 5-6**).



**Figura 5-6. Isofreatiche nell'area interessata dai lavori della Linea C (Funciello, Praturlon e Giordano, 2008).**

In tutto questo tratto il recapito drenante principale è costituito dall'Aniene; il flusso della falda è diretto mediamente verso N-NE, con risentimenti locali dovuti all'azione drenante dei fossi affluenti dell'Aniene: il flusso della falda è diretto mediamente verso N-NE, con risentimenti locali dovuti all'azione drenante dei fossi affluenti dell'Aniene (Fosso dell'Acqua Bulicante e Fosso di Centocelle).

Nel tratto iniziale della T4, il tracciato, cambiando direzione e proseguendo verso W-SW, attraversa lo spartiacque sotterraneo della falda in corrispondenza di Piazza Lodi e procedendo verso Porta San Giovanni si sposta sul fianco sud-occidentale del dosso che si restringe fortemente per il drenaggio operato a NE dal Fosso della Stazione Tiburtina e a SW dal Fosso dell'Acqua Mariana, fino a raggiungere lo Fosso dell'Acqua Mariana, che costituisce una delle aste drenanti principali della falda sul fianco SW del fosso stesso. Nella zona iniziale della T4 la superficie piezometrica si attesta alla quota di 26 m circa s.l.m. e attraverso la rete di drenaggio costituita dai fossi si raccorda alla falda della piana alluvionale del Tevere.

*Livello della falda acquifera lungo il tracciato.* Lungo la Linea e nelle zone circostanti è stata installata un'ampia serie di piezometri: piezometri a tubo aperto nei terreni piroclastici e piezometri Casagrande nei sedimenti fluvio-lacustri sottostanti alle piroclastiti. I rilievi eseguiti hanno evidenziato che la superficie piezometrica della falda freatica contenuta nel complesso dei terreni piroclastici (PN, PR, TA e T1/T2), nei sottostanti terreni fluvio-lacustri pleistocenici e nei sedimenti alluvionali recenti (LSO) si trova a quote variabili tra 26 e 30 m circa s.l.m. nella tratta T4 e tra 24 e 28 nella T5.

In particolare, lungo la T4, la superficie piezometrica si colloca alla quota di 27 m circa s.l.m. in corrispondenza della Stazione San Giovanni, alla quota di 30 m circa s.l.m. nella zona della Stazione Lodi, alla quota di 28 m circa s.l.m. in corrispondenza della Stazione Pigneto e alla quota di 26 m circa s.l.m. nella zona della Stazione Malatesta.

Tra Piazza Malatesta e Porta San Giovanni si dispone di una serie di piezometri collocati nell'orizzonte basale di ghiaie e sabbie (SG); questi indicano una quota piezometrica di 20 m circa s.l.m. in corrispondenza di Piazza Malatesta, di 25 m circa s.l.m. al Pigneto e di 16 m circa s.l.m. tra Largo Brindisi e Porta San Giovanni. La quota piezometrica indicata dai piezometri collocati nelle piroclastiti e nei sedimenti pleistocenici soprastanti alle ghiaie risulta sempre superiore a quella indicata dai piezometri collocati nelle ghiaie di base, con valori diversi da zona a zona.

La differenza di quota tra il livello piezometrico misurato dai piezometri più superficiali e da quelli più profondi è di 10 metri circa nella zona della Stazione San Giovanni, di 12 metri circa nella zona della Stazione Lodi, di 3 metri circa nella zona della Stazione Pigneto e di 5 metri circa nella zona della Stazione Malatesta. Le misure eseguite tra settembre ed ottobre 2006 nei piezometri installati nell'ultima campagna d'indagine confermano le misure precedenti lungo il tracciato.

Lungo la T5, la superficie piezometrica si colloca alla quota di 28 m circa s.l.m. in corrispondenza della Stazione Alessandrino, alla quota di 27 m circa s.l.m. alla Stazione Parco di Centocelle; alla quota di 26 m circa s.l.m. alla Stazione Mirti; alla quota di 24 m circa s.l.m. alla Stazione Gardenie; alla quota di 23,50 m circa s.l.m. alla Stazione Teano; alla quota di 24,00 m circa s.l.m. in corrispondenza del Fosso dell'Acqua Bullicante. Alcuni piezometri che segnalano in qualche punto valori leggermente inferiori sono da attribuire al disturbo di qualche utenza locale.

*Variazioni stagionali del livello della falda.* I dati disponibili indicano che nei piezometri installati nei sedimenti alluvionali della piana del Tevere le variazioni stagionali del livello della falda sono in generale contenute, con valori massimi dell'ordine di 3÷3.5 m e sono correlate con le variazioni di livello del fiume. Nella zona collinare, in corrispondenza dei terreni piroclastici che costituiscono il sottosuolo del settore sud-orientale della città, i dati disponibili indicano che la massima oscillazione stagionale della falda è dell'ordine di 1÷2 metri; variazioni di poco superiori sono da attribuire al disturbo di qualche utenza locale.

*Caratteristiche chimiche e fisiche dell'acqua della falda.* Per quanto riguarda le caratteristiche chimico-fisiche delle acque sotterranee, nel corso delle indagini per la progettazione della linea, le analisi sull'acqua sono state effettuate su campioni prelevati alla fine di ogni fase di pompaggio durante le prove di emungimento effettuate nel Pozzo P2 Casilino (tra la Stazione Teano e la Stazione Gardenie). L'acqua, circolante nei terreni piroclastici, mostra alti valori di sodio (32.5÷35 mg/l), di

potassio ( $41.5 \div 43.5$  mg/l) e di biossido di carbonio ( $64.9 \div 65.9$  mg/l). Le misure di conducibilità elettrica dell'acqua di falda hanno dato valori compresi tra 600 e 800  $\mu$ /cm (25° C) con valori di pH tra 6.68 e 6.75. La temperatura dell'acqua di falda è risultata compresa tra 17.3 e 18.2° C. In alcuni pozzi in corrispondenza dei sedimenti alluvionali recenti si sono riscontrate manifestazioni di CO<sub>2</sub> e di H<sub>2</sub>S ed, in passato, sono state segnalate anche brevi manifestazioni spontanee di CH<sub>4</sub> (Sciotti, 2004).

### **5.2.3 Caratteristiche geotecniche dei terreni**

Nell'ambito dei complessi stratigrafici precedentemente accennati sono presenti terreni con caratteri di composizione e comportamenti fisici e meccanici profondamente diversi, variabili tra quelle di un terreno coesivo saturo e quelle di un terreno granulare.

In particolare, al di sotto di un continuo e modesto strato di riporti e localmente di depositi alluvionali a colmamento di antichi fossi, i depositi di origine vulcanica risultano costituiti da alternanze di strati di terreni piroclastici ad andamento suborizzontale che presentano diverso grado di cementazione ed alterazione, e caratteri che passano da quelli di materiali poco consistenti a comportamento plastico, a materiali sabbio limosi incoerenti o poco coerenti, a materiali cementati con caratteristiche da pseudolitoidi a litoidi.

Tali terreni possiedono proprietà geotecniche che possono dipendere fortemente dai caratteri litologici e strutturali locali, che conferiscono caratteri di marcata variabilità di comportamento.

Uno di questi riguarda la conducibilità idraulica (sia di insieme che a carattere locale) che condiziona il flusso delle acque nel sottosuolo ed il conseguente regime delle pressioni interstiziali nei terreni.

In fase di progettazione i valori di permeabilità delle formazioni vulcaniche, principalmente dei terreni pozzolanici (PN/PR), sono state desunte a partire dai risultati di prove Lefranc e di alcune prove di emungimento eseguite soprattutto in corrispondenza delle aree di stazione.

Nella **Tabella 5-2** sono riepilogati i valori del coefficiente di permeabilità determinati da prove Lefranc e prove di aggotamento nel corso degli studi e delle indagini eseguite durante le varie fasi di progettazione della Linea C. Le prove di aggotamento in particolare hanno indicato per i terreni vulcanici permeabilità generalmente più elevate di quelle rilevate con prove Lefranc, verosimilmente in ragione della maggiore efficacia delle operazioni di pulizia del foro di sondaggio che vengono attuate prima della prova di emungimento.

Terreni	K(m/s) val.medio	K(m/s) val.minimo	K(m/s) val.mass.	Numero prove
R	8,6 10 <sup>-5</sup>	2,2 10 <sup>-7</sup>	1,4 10 <sup>-4</sup>	15
LSO	3,6 10 <sup>-6</sup>	8,8 10 <sup>-8</sup>	2,3 10 <sup>-5</sup>	16
PN-PR	8,5 10 <sup>-6</sup>	7,5 10 <sup>-9</sup>	3,6 10 <sup>-4</sup>	93
TT	3,1 10 <sup>-5</sup>	7,6 10 <sup>-8</sup>	9,3 10 <sup>-5</sup>	3
TA	4,1 10 <sup>-6</sup>	2,9 10 <sup>-8</sup>	5,6 10 <sup>-5</sup>	39
T1-T2	1,5 10 <sup>-5</sup>	4,9 10 <sup>-8</sup>	1,0 10 <sup>-4</sup>	25
ST	1,8 10 <sup>-6</sup>	1,3 10 <sup>-8</sup>	1,7 10 <sup>-5</sup>	17
AR	8,3 10 <sup>-6</sup>	7,3 10 <sup>-8</sup>	1,4 10 <sup>-4</sup>	22
SG	6,6 10 <sup>-5</sup>	7,7 10 <sup>-8</sup>	9,1 10 <sup>-4</sup>	47
APL	8,2 10 <sup>-6</sup>	7,8 10 <sup>-8</sup>	3,5 10 <sup>-5</sup>	6

Pozzo	Anno	Ubicazione	Portata [l/min]	Abbassamenti [m]	Permeabilità [m/s]
P1	1998	Casilino (Gardenie)	194,4	3,4	1.10*10 <sup>-3</sup> **
PD 12	2000/01	Via Teano	250	10.5	3.08 * 10 <sup>-6</sup>
PD 13	2000/01	P.le Gardenie	350	17.52	5.35 * 10 <sup>-7</sup>
PD 14	2000/01	P.zza dei Mirti	430	10.6	3.53 * 10 <sup>-6</sup>
PD 16	2000/01	P.zza Sor Capanna	240	9.65	4,90 * 10 <sup>-5</sup> **

**Tabella 5-2. Sintesi dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc eseguite nel corso degli studi precedenti**

**(Fonte Relazioni Geologiche Tratta T4 e T5 - Linea C della Metropolitana di Roma)**

Ampia variabilità di caratteristiche fisiche sono riscontrabili nei terreni appartenenti al complesso Fluvio-lacustre, sui quali vanno generalmente ad attestarsi i diaframmi perimetrali delle stazioni e dei pozzi delle tratte T4 e T5, costituito da un primo strato di limi sabbiosi e argillosi, seguito da uno strato prettamente limoso-argilloso, e infine dalle sabbie e ghiaie.

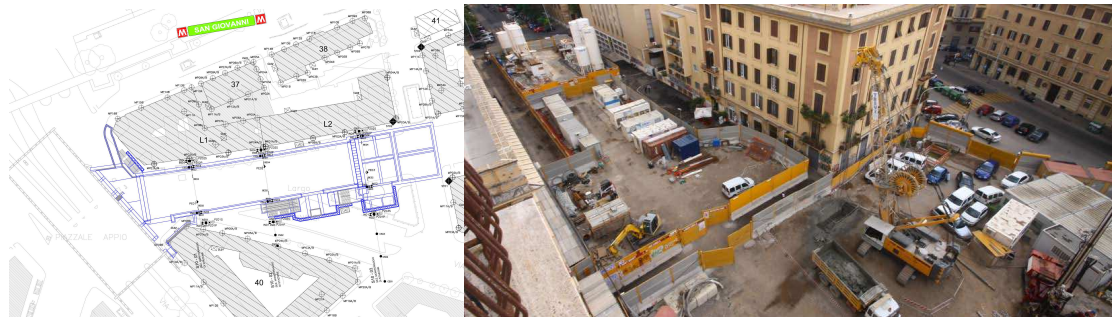
Alla base del complesso fluvio-lacustre, ed a profondità tali da non poter interagire con le opere, sono presenti le argille plioceniche di origine marina che costituiscono il substrato di tutta l'area della città di Roma.

### 5.3 I manufatti di stazione

Di seguito sono sinteticamente illustrate le caratteristiche, il quadro geologico ed idrogeologico di dettaglio delle nuove stazioni delle tratte T4 e T5.

#### San Giovanni

*Descrizione dell'opera.* La stazione San Giovanni della nuova Linea C della Metropolitana di Roma è ubicata lungo via La Spezia e risulta adiacente all'esistente stazione sulla Linea A.



**Figura 5-7. Stazione San Giovanni – planimetria e veduta di insieme**

A seguito della Variante al tracciato plano-altimetrico dalla stazione San Giovanni (inclusa) alla stazione Lodi (esclusa), l'attraversamento della Linea C che originariamente era previsto alla quota del piano Banchina Linea C della stazione esistente (Q. 16.50), avverrà al di sotto della soletta di fondo della stazione sulla Linea A (quota piano ferro 9.68-9.57 m slm).

L'intervento prevede la realizzazione di due gallerie di sotto-attraversamento della stazione esistente San Giovanni della Linea A che collegheranno la stazione della nuova Linea C alle gallerie realizzate mediante TBM della tratta T3.

*Quadro stratigrafico ed idrogeologico.* I terreni interessati dall'intervento di consolidamento e successivo scavo delle gallerie di linea ricadono nei depositi prevulcanici fluvio lacustri, prevalentemente limi sabbiosi ed argillosi ST, argille limose e limi argillosi AR, posti al di sopra dello strato di sabbie e ghiaie poggianti a sua volta sul substrato di riferimento dell'intera area romana, le argille plioceniche (**Figura 3-5**). In particolare, al di sotto del solettone di fondo della stazione esistente, la stratigrafia di progetto prevede la presenza di limi argillosi ed argille limose da una quota di 15.35 a 13.35 m slm, in sovrapposizione ad uno strato di sabbie e ghiaie. Ad una quota di circa -6.0 m slm sono presenti le argille plioceniche di base.

Il livello di falda, pur essendo in continuo monitoraggio con la serie di piezometri predisposti e presenti preliminarmente nell'area di stazione, può essere assunta ad una quota assoluta paria a 18.0 m slm.

## Lodi

*Descrizione dell'opera.* La stazione ha una lunghezza di 111.60 metri ed una larghezza di 20.35 metri nel tratto centrale per uno sviluppo di 66.70 metri. Nei tratti terminali per una lunghezza di 11.30 metri è previsto un allargamento della larghezza a 23.15 metri con un tratto di raccordo di 11.15 metri. L'opera verrà realizzata con metodo top-down all'interno di allineamenti di paratie scavate con idrofresa e costituite da diaframmi in calcestruzzo di dimensioni 2.80 x 1.00 m, di altezza pari a 36 m con quota di fondo a +8.50 m.s.l.m.. Per il sostegno dei solai sono previsti nella parte centrale due allineamenti di diaframmi isolati delle stesse dimensioni spinti fino alla quota - 0.35 m s.l.m., 21 metri sotto il solettone di fondazione.

*Quadro stratigrafico ed idrogeologico.* Superato un modesto strato di riporti avente spessore variabile tra 3.0 e 5.0 m, il sottosuolo risulta sostanzialmente costituito da alternanze di strati di terreni piroclastici ad andamento sub orizzontale.

Il complesso superiore, superati due strati di tufi pseudo litoidi fratturati e pedogenizzati (TL e VS) caratterizzati da elevati stati di addensamento, è costituito da due strati di pozzolane (nere PN e rosse PR), materiali sciolti assimilabili a sabbie bene addensate, separate da uno strato di tufi terrosi (TT).

Il complesso inferiore è costituito da una alternanza di livelli piroclastici da semilitoidi a litoidi con intercalazioni di sabbie limose (T1 e T2) e tufi argillificati costituiti prevalentemente da limi argillosi di media o bassa plasticità (TA).

Alla base è presente il complesso sedimentario fluvio-lacustre prevulcanico costituito da un primo strato di limi sabbiosi e argillosi (ST) seguito da uno strato prettamente limoso-argilloso (AR), e infine dalle sabbie e ghiaie (SG). Le paratie, dopo aver attraversato la serie dei terreni vulcanici, successivamente si attestano in uno spesso strato di terreni limo-argillosi del complesso fluvio-lacustre.

Le misure piezometriche eseguite durante le varie fasi di indagine indicano la presenza di due livelli di falda idrica, il primo nell'ambito del complesso piroclastico, ad una quota di 29.2-29.9 m s.l.m., il secondo collocato nello strato di sabbie e ghiaie ad una quota di 17.9 e 18.2 m s.l.m..

Il regime di pressione interstiziale nello strato ST risulta intermedio tra quello esistente nella formazione piroclastica e nel strato di sabbia e ghiaia con un livello piezometrico compreso tra +23.44 e + 24.06 m.s.l.m.



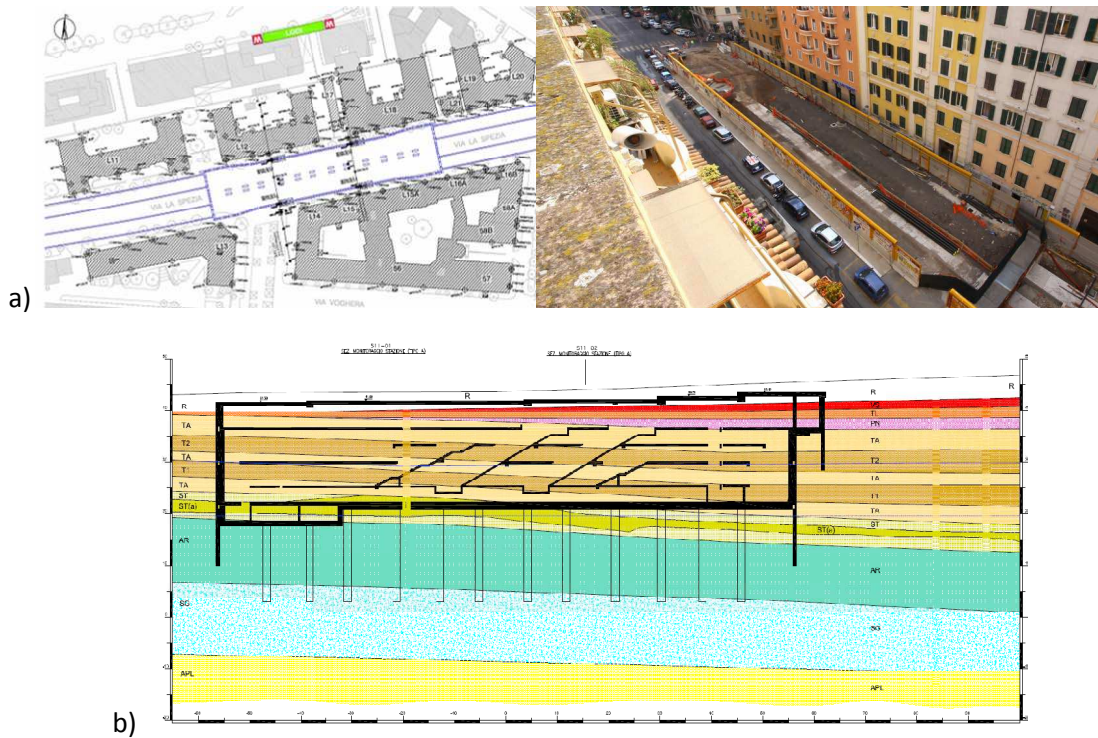


Figura 5-8. Stazione Lodi: a) Planimetria e veduta di insieme b) Sezione geotecnica longitudinale

(Fonte Progetto Costruttivo – Stazione Lodi – Tratta T4 Linea C della Metropolitana di Roma)

Di seguito sono riepilogati i parametri geotecnici dei terreni presenti ripresi dalla Relazione Geotecnica del Progetto di Cantierizzazione dell’Opera.

Terreno	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	E <sub>0</sub> (MPa)	K <sub>h</sub> (m/s)
R	17.0	10	25	34	1E-5
VS	17.0	30	35	140	1E-6
TL	17.0	30	35	140	1E-6
PN	17.0	10	35	150	1E-6
TA	17.0	30	34	75	5E-7
T1-T2	17.0	40	35	250	5E-6
ST- STa	17.0	30	24	60	2E-7
AR	19.0	30	27	55	5E-8
SG	20.0	5	35	275	2E-5

Tabella 5-3. Parametri geotecnici di riferimento (Fonte Relazione Geotecnica Progetto Costruttivo)

Sezioni di monitoraggio. Dal progetto di monitoraggio geotecnico-strutturale del manufatto risultano previste due sezioni trasversali di controllo (S11-01 e 02).

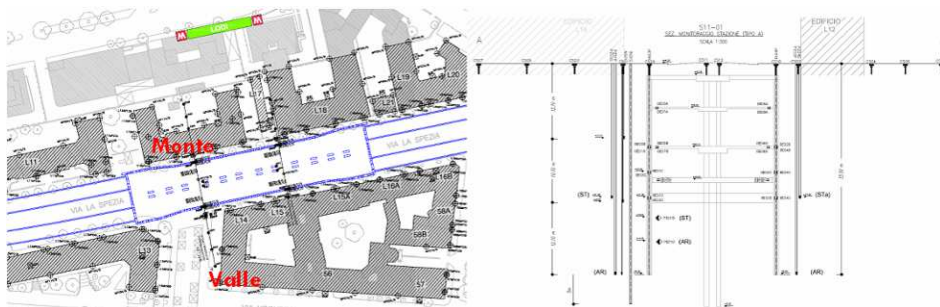


Figura 5-9. Stazione Lodi – Sezioni di monitoraggio geotecnico-strutturale

(Fonte Monitoraggio Geotecnico/Strutturale– Stazione Lodi – Tratta T4 Linea C della Metropolitana di Roma)



## Pigneto

*Descrizione dell'opera.* Il corpo stazione ha dimensioni rettangolari in pianta pari a 114.5 x 32.70m e verrà realizzata con metodo top-down all'interno di allineamenti di paratie scavate con idrofresa e costituite da diaframmi in calcestruzzo di dimensioni 2.80 x 1.00 m, di altezza pari a 45 m. La quota del solaio di copertura è + 42.10 m.s.l.m. , circa due metri al di sotto del piano stradale preesistente. Nel lato nord della stazione è prevista la realizzazione di un piano atrio di forma trapezia di larghezza massima pari a 14 m. La quota di posa del solettone di fondazione è pari a +13.80 m.s.l.m.

*Quadro stratigrafico ed idrogeologico.* Superato un importante strato di riporti di spessore pari a circa 10 metri, il sottosuolo risulta sostanzialmente costituito da alternanze di strati di terreni piroclastici.

A profondità comprese tra 34 e 20 m s.l.m., il sottosuolo risulta sostanzialmente costituito dalla serie piroclastica caratterizzata da alternanze di tufi argillificati costituiti prevalentemente da termini limoso argillosi di media o bassa plasticità (TA) e livelli da semilitoidi a litoidi con intercalazioni di sabbie limose (T1 e T2) che sono presenti anche sul fondo scavo.

Alla base è presente il complesso sedimentario fluvio-lacustre prevulcanico costituito da limi sabbiosi e argillosi (ST, AR), caratterizzato nella parte sommitale da un livello prevalentemente sabbioso-limoso e a profondità maggiori fino a circa 4.0 m slm da uno strato di argille limose e limi argillosi AR. Questi risultano posti al di sopra di uno strato di circa 4.0 m di spessore costituito da sabbie e ghiaie SG poggianti a loro volta sul substrato di riferimento dell'intera area romana, le argille plioceniche.

Le misure piezometriche eseguite durante le varie fasi di indagine hanno fornito due diversi livelli piezometrici medi per i piezometri collocati nel complesso dei terreni piroclastici e per quelli posti nell'ambito dei termini ST e nello strato di sabbie e Ghiaie SG dei depositi fluvio lacustri rispettivamente. Nel primo caso i livelli piezometrici sono risultati mediamente ad una quota di 28.4 m s.l.m., nel secondo ad una quota minore dell'ordine di 25.1 m s.l.m.



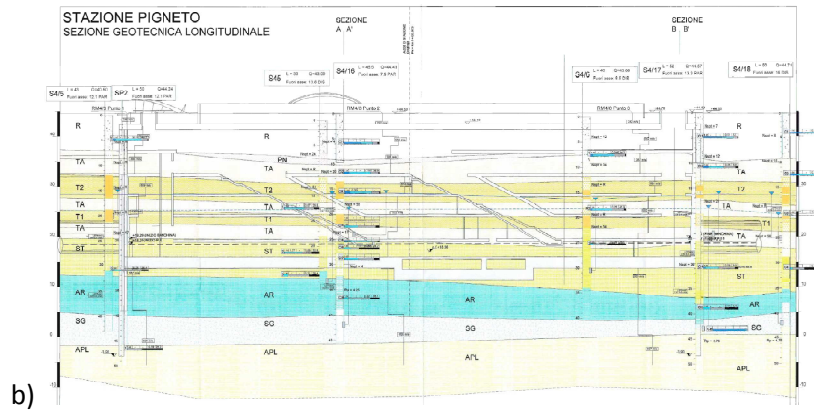


Figura 5-10. Stazione Pigneto: a) Planimetria e veduta di insieme b) Sezione geotecnica longitudinale

(Fonte Progetto Costruttivo – Stazione Pigneto – Tratta T4 Linea C della Metropolitana di Roma)

Di seguito sono riepilogati i parametri geotecnici dei terreni presenti ripresi dalla Relazione Geotecnica del Progetto di Cantierizzazione dell’Opera.

Terreno	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	E <sub>0</sub> (MPa)	K <sub>h</sub> (m/s)
R	17	10	25	35	1E-5
LSO	18	20	27	37	1E-5
VS	17,5	20	35	150	1E-6
TL	18	300	35	150	5E-6
TT	17	30	32	110	5E-7
PN	17,5	20	35	180	5E-6
PR	18,5	5	35	180	5E-6
TA	17	30	34	90	3E-6
T2	17-20	300	35	290	1E-5
T1	17	40	35	230	1E-5
ST	17,5	40	34	130	5E-7
STa	18	25	26	80	1E-9

Tabella 5-4. Parametri geotecnici di riferimento (Fonte Relazione Geotecnica Progetto Costruttivo)

Sezioni di monitoraggio. Dal progetto di monitoraggio geotecnico-strutturale del manufatto risultano previste due sezioni trasversali di controllo (S12-01 e 02):

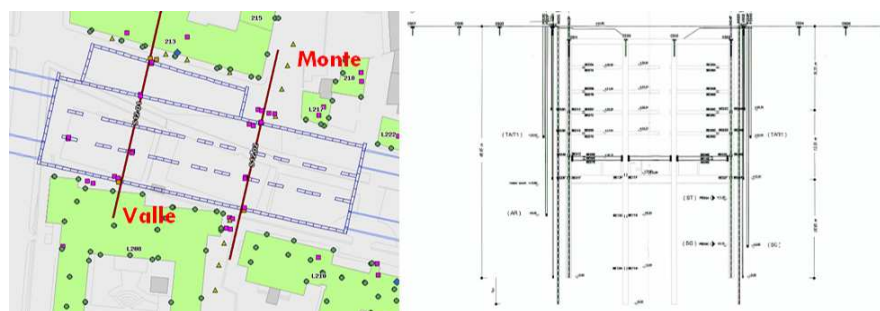


Figura 5-11. Stazione Pigneto– Sezioni di monitoraggio geotecnico-strutturale

(Fonte Monitoraggio Geotecnico/Strutturale– Stazione Pigneto– Tratta T4 Linea C della Metropolitana di Roma)

## Malatesta

*Descrizione dell'opera.* Il corpo stazione verrà realizzata con metodo top-down all'interno di allineamenti di paratie scavate con benna meccanica e costituite da diaframmi in calcestruzzo di dimensioni 2.80 x 1.00 m, di altezza pari a 36.7 m; la quota finale di fondo scavo è pari a +9.80 m s.l.m.. È previsto lo scavo di due discenderie lato nord e lato est realizzate entrambe tra paratie di spessore 0.80 m.

*Quadro stratigrafico ed idrogeologico.* Superato un modesto strato di riporti avente spessore variabile tra 2.3 e 6.0 metri, è presente uno strato di depositi alluvionali a colmamento dell'antico Fosso dell'Acqua Bullicante di potenza massima pari a 9.0 m.

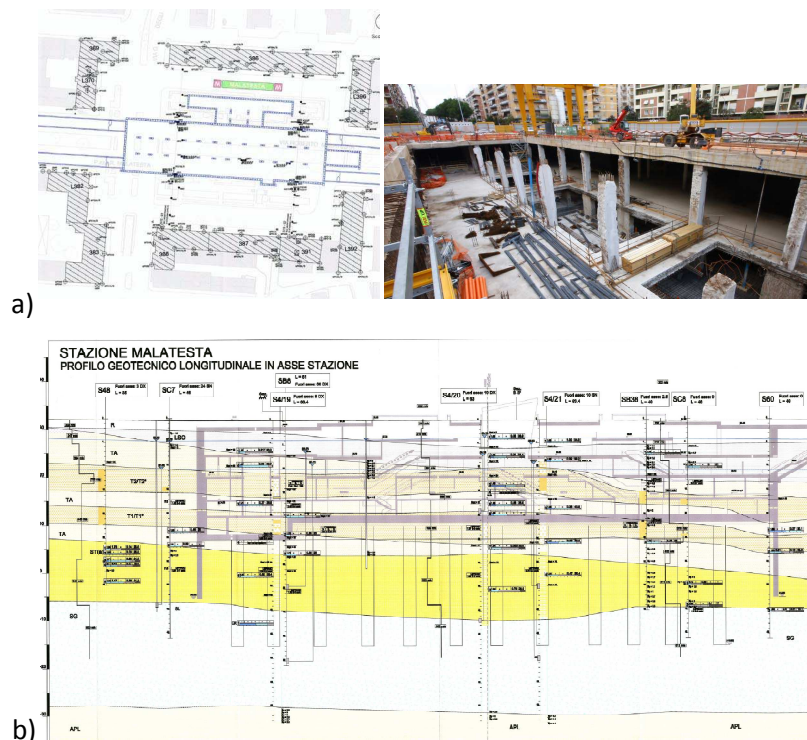


Figura 5-12. Stazione Malatesta: a) Planimetria e veduta di insieme b) Sezione geotecnica longitudinale

(Fonte Progetto Costruttivo – Stazione Malatesta– Tratta T4 Linea C della Metropolitana di Roma)

Ad una quota variabile tra 19 e 30 m s.l.m., in relazione ai fenomeni erosivi causati dal Fosso, il sottosuolo risulta sostanzialmente costituito dalla serie piroclastica caratterizzata da alternanze di tufi argillificati costituiti prevalentemente da termini limoso argillosi di media o bassa plasticità (TA) e livelli da semilitoidi a litoidi con intercalazioni di sabbie limose (T1 e T2) che sono presenti anche sul fondo scavo. Alla base è presente il complesso sedimentario fluvio-lacustre prevulcanico costituito da limi sabbiosi e argillosi (ST, STa) di spessore variabile da 7 a 14 m, caratterizzato nella parte sommitale da un livello prevalentemente limoso-argilloso di spessore variabile, e sabbie e ghiaie (SG) a quote comprese tra 7 e -10 m s.l.m.. Le paratie si sviluppano inizialmente nella serie piroclastica attestandosi successivamente sui termini limoso argillosi del complesso fluvio-lacustre.

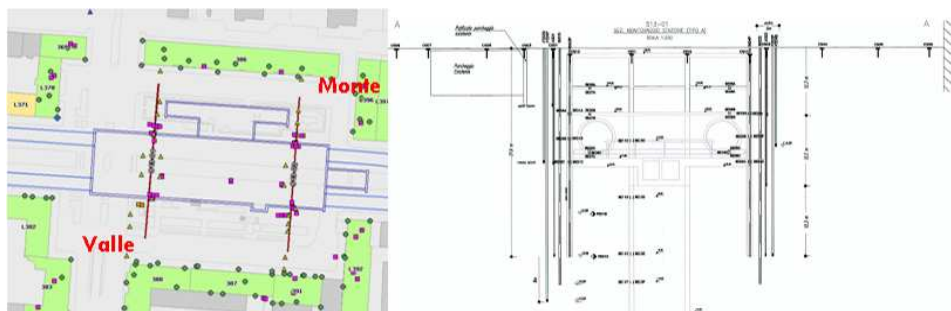
Le misure piezometriche eseguite durante le varie fasi di indagine indicano la presenza di due livelli di falda idrica, il primo nell'ambito del complesso piroclastico, ad una quota di 26-27 m s.l.m., il secondo collocato nello strato di sabbie e ghiaie ad una quota di 21-21.5 m s.l.m.. Il regime di pressione interstiziale nello strato ST risulta intermedio tra quello esistente nella formazione piroclastica e nel strato di sabbia e ghiaia.

Di seguito sono riepilogati i parametri geotecnici dei terreni presenti ripresi dalla Relazione Geotecnica del Progetto di Cantierizzazione dell'Opera.

Terreno	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_0$ (MPa)	$K_h$ (m/s)
R	17.0	10	28	31	1E-5
LSO	17.0	20	30	30	1E-5
TA	17.0	30	32	100	1E-6
T1	17.0	25-40	35	310	3E-5
T2	17.0	25-40	35	300	3E-5
ST	18.5	15	33	75	2E-6
STa	18.5	25	24	75	1E-9
SG	19.0	5	35	270	1E-5

**Tabella 5-5. Parametri geotecnici di riferimento (Fonte Relazione Geotecnica Progetto Costruttivo)**

*Sezioni di monitoraggio.* Dal progetto di monitoraggio geotecnico-strutturale del manufatto risultano previste due sezioni trasversali di controllo (S13-01 e 02).



**Figura 5-13. Stazione Malatesta – Sezioni di monitoraggio geotecnico-strutturale**

(Fonte Monitoraggio Geotecnico/Strutturale– Stazione Malatesta – Tratta T4 Linea C della Metropolitana di Roma)

### Pozzo TBM Malatesta

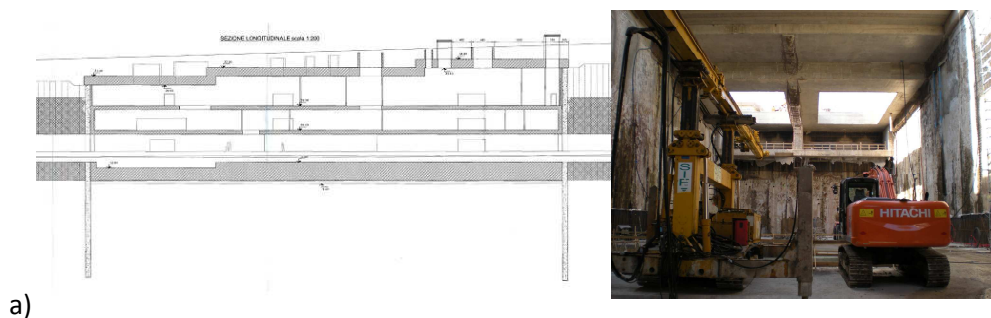
*Descrizione dell'opera.* Si tratta di un'opera strategica per la linea, utilizzata sia come pozzo di lancio delle TBM in direzione San Giovanni sia come cantiere per lo scavo in tradizionale delle gallerie che collegano il pozzo alla stazione Teano. Il manufatto possiede dimensioni comparabili con quelle di una stazione (96\*26-28 m) ed è realizzata con una tecnica di scavo mista all'interno di allineamenti di paratie a diaframmi in calcestruzzo di sezione a T con ali di lunghezza 3.8 m e spessore 1.0 m ed anima di lunghezza 3.8 m e spessore 1.0 m.

Le lavorazioni sono procedute nella prima fase con metodologia "top-down" con esecuzione dei solai di copertura: al raggiungimento del fondo scavo stabilito è previsto il getto del solettone di fondo e la costruzione in salita delle strutture interne con la tecnica "bottom-up". Al termine del suo completamento, il solaio di copertura graverà oltre che sui diaframmi perimetrali anche sui setti centrali realizzati in risalita da solettone di fondo, sul quale i carichi verranno infine ricondotti con le fodere interne.

*Quadro stratigrafico ed idrogeologico.* La stratigrafia dell'area di stazione è da considerare sufficientemente nota, in quanto dedotta sulla base delle varie campagne di indagine disponibili, incluse le ultime indagini integrative del 2007 effettuate a seguito della fase di revisione al Progetto Esecutivo.

In generale, fino ad una quota media di 34-40 m dal p.c., il sottosuolo è costituito da una alternanza di livelli piroclastici da semilitoidi a litoidi con intercalazioni di sabbie limose (T1 e T2) e tufi argillificati prevalentemente limosi-argillosi di media o bassa plasticità (TA). Alla base sono presenti i limi sabbiosi e argillosi (ST, STa) di spessore pari a circa 18 m, caratterizzato nella parte sommitale da un livello prevalentemente limoso-argilloso di spessore variabile da 1.0 a 5.0 m, e sabbie e ghiaie (SG).

Le misure piezometriche eseguite durante le varie fasi di indagine hanno fornito due diversi livelli piezometrici medi per i piezometri collocati nel complesso dei terreni piroclastici e per quelli posti nell'ambito dei termini ST e nello strato di sabbie e Ghiaie SG dei depositi fluvio lacustri rispettivamente ad una quota di 23.50-24.00 m s.l.m., e di 21.0 m s.l.m.





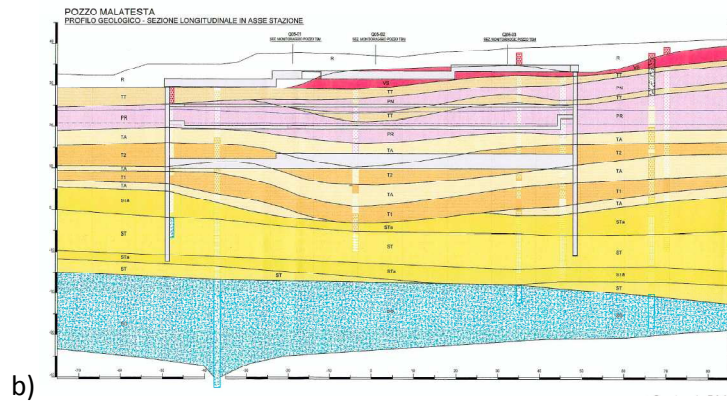


Figura 5-14. Pozzo TBM Malatesta: a) Planimetria e veduta di insieme b) Sezione geotecnica longitudinale

(Fonte Progetto Costruttivo – Pozzo TBM Malatesta – Tratta T4 Linea C della Metropolitana di Roma)

Di seguito sono riepilogati i parametri geotecnici dei terreni presenti ripresi dalla Relazione Geotecnica del Progetto di Cantierizzazione dell’Opera.

Terreno	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_0$ (MPa)	$K_h$ (m/s)
R	17.0	5	35	35	1E-5
VS	17.0	15	30	140	1E-6
TT	17.5	20	30	140	5E-7
PN	17.5	5	35	180	1E-5
PR	17.0	5	35	180	1E-5
TA	17.0	30	30	100	5E-5
T1-T2	17.0	40	35	290	1E-5
ST	18.5	5	35	75	8E-6
STa	18.0	20	26	75	1E-7
SG	20.0	5	35	260	1E-4

Tabella 5-6. Parametri geotecnici di riferimento (Fonte Relazione Geotecnica Progetto Costruttivo)

*Sezioni di monitoraggio.* Dal progetto di monitoraggio geotecnico-strutturale del manufatto Pozzo TBM Malatesta sono previste tre sezioni trasversali di controllo (Q05-01, Q05-02 e Q05-03) ed una longitudinale (Q05-04); la disposizione planimetrica della strumentazione è rappresentata nella **Figura 5-34**.

## Teano

*Descrizione dell'opera.* La struttura della stazione di Teano della Metropolitana di Roma linea C si articola in tre parti: il corpo stazione; il manufatto di diramazione linea C1 è previsto in particolare l'ingresso delle TBM scudate che scaveranno la tratta T5 fino al pozzo 5.4 e la partenza di quelle che scaveranno la futura linea C1; la zona ingressi ed atrio, parzialmente interrata.

Il corpo stazione si sviluppa in lunghezza per circa 140 m e con una larghezza trasversale nella zona Centrale di 21.15 m, nella zona Laterale – Lato Tronchino Torrenova di 28.25 m e infine nella zona Laterale – lato San Giovanni di 14.30 m. I binari (dispari e pari) sono su solai distinti e sovrapposti.

Lo scavo del corpo stazione verrà realizzato principalmente con la metodologia del “top-down” ossia il sostegno dei diaframmi avverrà con degli ordini di puntellamento orizzontali caratterizzati dai solai stessi in c.a. che vengono gettati con il procedere dello scavo stesso verso il basso.

I diaframmi perimetrali, profondi 40 m, sono di due tipologie in relazione all'esecuzione: diaframma primario, largo 2.4 m; diaframma secondario, largo 2.8 m. Essi saranno realizzati con una sovrapposizione media di 0.20 m che comporta un interasse medio dei diaframmi di 2.60 m.

Lungo l'allineamento centrale della stazione sono previsti dei diaframmi centrali che lavorano durante le fasi costruttive a sostegno dei solai stessi: essi risultano accoppiati, larghi 2.60m e non compenetrati, di spessore 1.0 m e lunghezza complessiva pari a 45 m.

Il manufatto di diramazione C1 si sviluppa longitudinalmente per circa 85 m e trasversalmente è caratterizzato da una larghezza crescente verso l'estremità terminale lato Torrenova, variabile da circa 11.2 m fino a 21.0 m nel primo tratto (“trombetta”), fino a circa 25.0-27.0 m nella zona finale allargata (“pozzo”).

Le opere di sostegno degli scavi sono costituite essenzialmente da pannelli di paratia rettangolari di dimensione variabile in funzione della metodologia costruttiva utilizzata: per i diaframmi realizzati con “benna” si hanno dimensioni in pianta di 2.8·1.0 m per una lunghezza di 45 m; i diaframmi realizzati con “idrofresa” sono di due tipologie, i primari di sezione 2.4·1.0 m e i secondari 2.8·1.0 m, entrambi di lunghezza di 40 m. Anche in questo caso lo scavo verrà eseguito con la metodologia costruttiva “top-down”.

I due allineamenti di diaframmi centrali saranno realizzati con un getto unico, in seguito ad uno scavo complessivo di 1.0·6.1 m.

*Quadro stratigrafico ed idrogeologico.* Superato uno strato di riporti di spessore variabile tra i 2.0 e 4.0 metri, il sottosuolo risulta sostanzialmente costituito da alternanze di strati di terreni piroclastici ad andamento sub orizzontale.

Il complesso superiore, superati due strati di tufi pseudo litoidi fratturati alternati a livelli sabbiosi talora argillosi (VS e TL) caratterizzati da elevati stati di addensamento, è costituito da due strati di pozzolane (nere PN e rosse PR), materiali sciolti assimilabili a sabbie bene addensate, separate da uno strato di tufi terrosi (TT). A profondità comprese tra 25 e 29 m s.l.m., il sottosuolo risulta sostanzialmente costituito dalla serie piroclastica caratterizzata da alternanze di tufi argillificati costituiti prevalentemente da termini limoso argillosi di media o bassa plasticità (TA) e livelli da semilitoidi a litoidi con intercalazioni di sabbie limose (T1 e T2) che sono presenti anche sul fondo scavo. Alla base a circa -5.0 m sl.m. è presente il complesso sedimentario fluvio-lacustre prevulcanico costituito da limi sabbiosi e argillosi (ST, STa), caratterizzato nella parte sommitale da un livello prevalentemente sabbioso-limoso e a profondità maggiori da uno strato di limi argillosi.

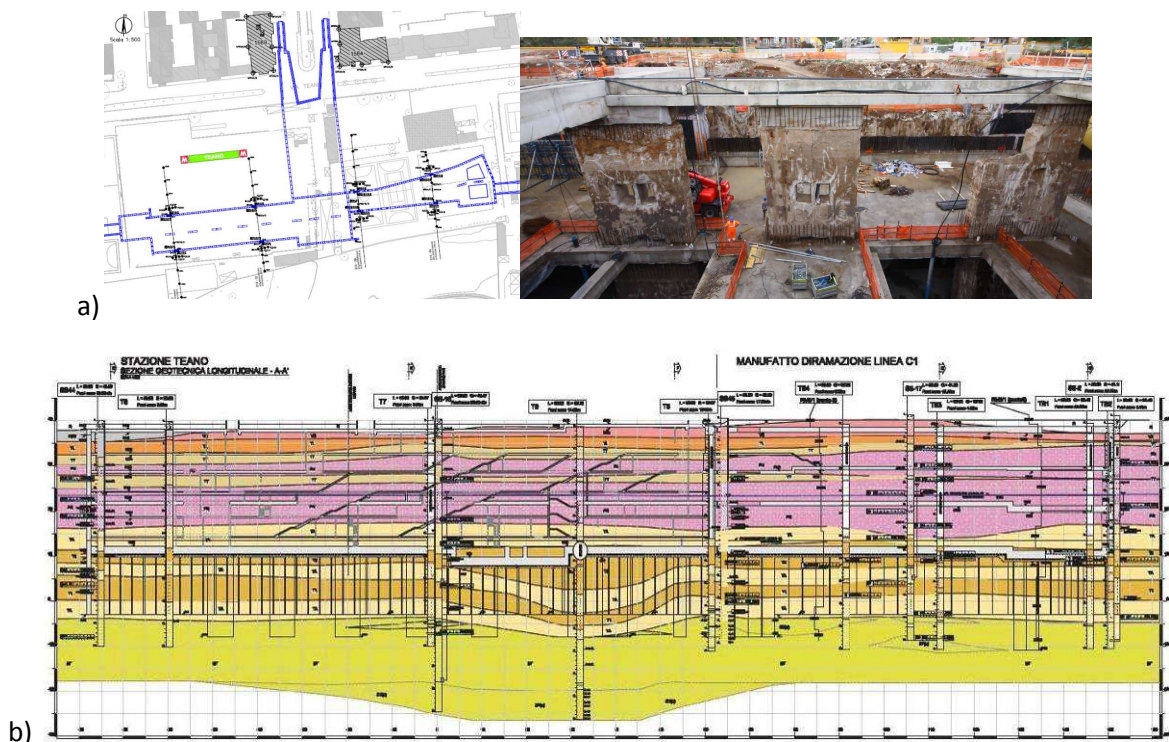


Figura 5-15. Stazione Teano: a) Planimetria e veduta di insieme b) Sezione geotecnica longitudinale

(Fonte Progetto Costruttivo – Stazione Teano – Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma)

Le paratie perimetrali della stazione hanno una lunghezza di 40 m e si sviluppano inizialmente nella serie piroclastica attestandosi nel termine TA: non si esclude che localmente si vadano ad attestare successivamente sui termini ST del complesso fluvio-lacustre. I diaframmi centrali sono più lunghi (L=45) per cui vanno sicuramente ad intercettare le formazioni prevulcaniche ST: a tal riguardo, come si evince dalle sezioni geotecniche a disposizione, non è inoltre da escludere la presenza di livelli di limi argillosi STa alla base dei diaframmi perimetrali e centrali soprattutto del manufatto di stazione.



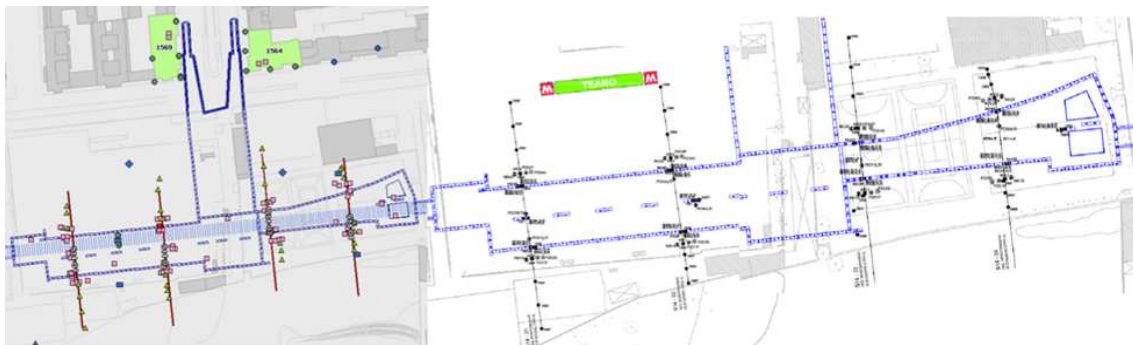
Per quanto riguarda il regime della falda idrica, i risultati delle ultime indagini indicano la presenza di un unico livello per i terreni appartenenti sia al complesso piroclastico che a quelli prevulcanici all'incirca ad una quota di 23.8 m s.l.m.. La quota di progetto è fissata a +23.5 m s.l.m.

Di seguito sono riepilogati i parametri geotecnici dei terreni presenti ripresi dalla Relazione Geotecnica del Progetto di Cantierizzazione dell'Opera.

Terreno	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_0$ (MPa)	$K_h$ (m/s)
R	17	10	25	35	1E-5
LSO	18	20	27	37	1E-5
VS	17,5	20	35	150	1E-6
TL	18	300	35	150	5E-6
TT	17	30	32	110	5E-7
PN	17,5	20	35	180	5E-6
PR	18,5	5	35	180	5E-6
TA	17	30	34	90	3E-6
T2	17-20	300	35	290	1E-5
T1	17	40	35	230	1E-5
ST	17,5	40	34	130	5E-7
STa	18	25	26	80	1E-9

**Tabella 5-7. Parametri geotecnici di riferimento (Fonte Relazione Geotecnica Progetto Costruttivo)**

*Sezioni di monitoraggio.* Dal progetto di monitoraggio geotecnico-strutturale del manufatto sono previste quattro sezioni trasversali di controllo, due nel corpo stazione Teano e due nel manufatto di diramazione Linea C1 così disposte:



**Figura 5-16. Stazione Teano – Sezioni di monitoraggio geotecnico-strutturale**

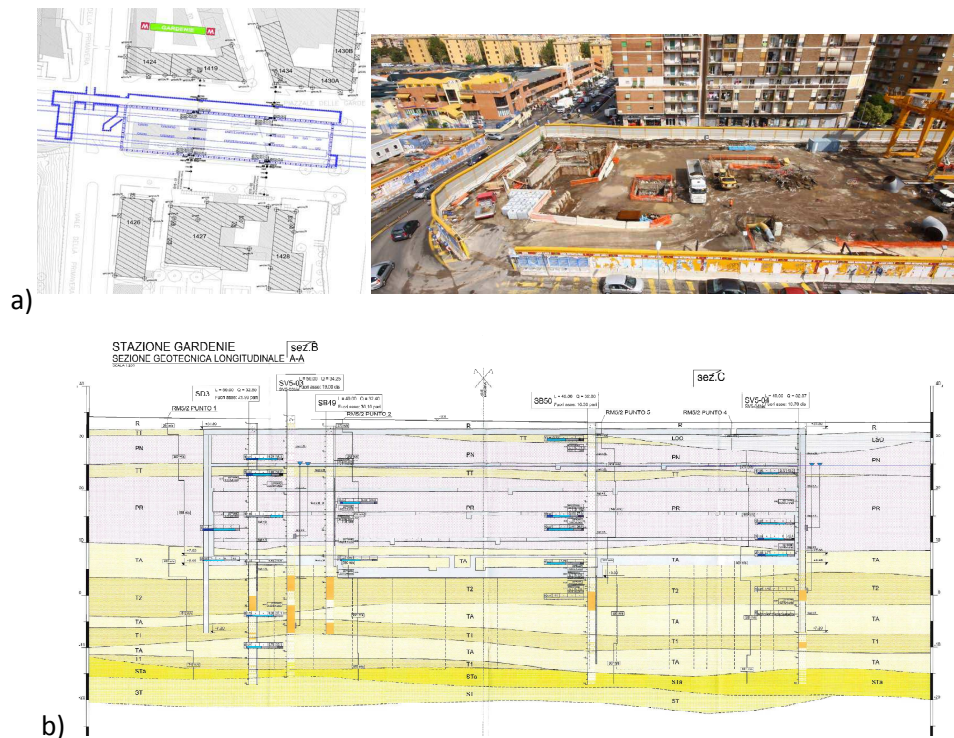
**(Fonte Monitoraggio Geotecnico/Strutturale– Stazione Teano– Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma)**

**Gardenie**

*Descrizione dell'opera.* Il corpo stazione verrà realizzata con metodo top-down all'interno di allineamenti di paratie scavate con benna meccanica e costituite da diaframmi in calcestruzzo di dimensioni 2.80 x 1.00 m, di altezza pari a circa 39 metri, attestate ad una quota di -7.20 m s.l.m.; la quota finale di fondo scavo è +5.05 m s.l.m., mentre quella relativa alle cosiddette vasche di aggettamento interne è 2.70 m s.l.m.. La quota del solaio è +31.80 m s.l.m., circa 1.50 m al di sotto del p.c. la cui quota varia tra 33 e 34 m s.l.m..

Per il sostegno dei solai è previsto il ricorso a elementi di paratia, simili a quelli perimetrali, che si attestano ad una quota di -14.20 m s.l.m..

*Quadro stratigrafico ed idrogeologico.* Superato un modesto strato di riporti avente spessore dell'ordine di 1.50 metri, e di depositi alluvionali di potenza massima pari a 3.5 m, il sottosuolo risulta sostanzialmente costituito da alternanze di strati di terreni piroclastici ad andamento sub orizzontale.



**Figura 5-17. Stazione Gardenie: a) Planimetria e veduta di insieme b) Sezione geotecnica longitudinale (Fonte Progetto Costruttivo – Stazione Gardenie – Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma)**

Il complesso superiore, a quote comprese tra +30 e +10 m , è costituito da due strati di pozzolane (nere e rosse), materiali sciolti assimilabili a sabbie bene addensate, separate da uno strato di tufi terrosi (TT). Il complesso inferiore è costituito da una alternanza di livelli piroclastici da semilitoidi a litoidi con intercalazioni di sabbie limose (T1 e T2) e tufi argillificati costituiti prevalentemente da limi argillosi di media o bassa plasticità (TA) che sono presenti anche sul fondo

scavo. Le paratie si sviluppano interamente nella serie piroclastica attestandosi sui tufi litoidi (T1), senza raggiungere i depositi pleistocenici prevulcanici costituiti da limi sabbiosi e argillosi (ST) individuati dai sondaggi qualche metro al di sotto della base delle paratie.

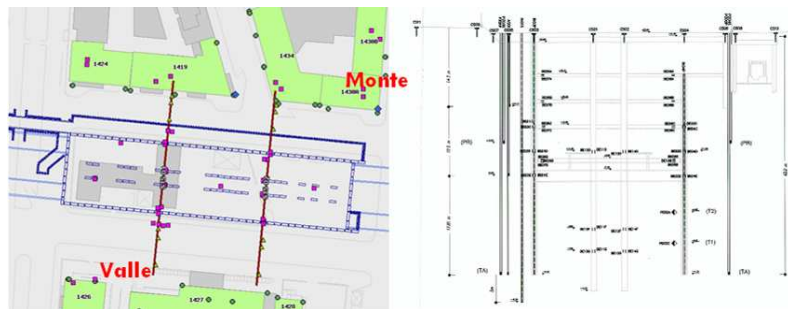
Le misure piezometriche eseguite durante le varie fasi di indagine indicano un unico livello di falda idrica, nell'ambito del complesso piroclastico, ad una quota di 24.50-24.80 m s.l.m., corrispondente cioè a circa 20.0 metri sopra il fondo scavo.

Di seguito sono riepilogati i parametri geotecnici dei terreni presenti ripresi dalla Relazione Geotecnica del Progetto di Cantierizzazione dell'Opera.

Terreno	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_0$ (MPa)	$K_h$ (m/s)
R	17.0	10	25	40	1E-5
LSO	18.0	20	27	40	1E-5
TT	17.0	30	35	110	5E-7
PN	17.0	20	35	150	2E-6
PR	18.0	15	35	190	2E-6
TA	17.5	30	35	90	1E-7
T1-T2	18.0	40	35	210	3E-6
ST	19.0	5	35	180	1E-5
STa	19.0	30	25	180	1E-8

**Tabella 5-8. Parametri geotecnici di riferimento (Fonte Relazione Geotecnica Progetto Costruttivo)**

*Sezioni di monitoraggio.* Dal progetto di monitoraggio geotecnico-strutturale del manufatto risultano previste due sezioni trasversali di controllo (S15-01 e 02).



**Figura 5-18. Stazione Gardenie – Sezioni di monitoraggio geotecnico-strutturale**

(Fonte Monitoraggio Geotecnico/Strutturale– Stazione Gardenie– Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma)

## Mirti

**Descrizione dell'opera.** Il corpo stazione verrà realizzata con metodo top-down all'interno di allineamenti di paratie scavate con idrofresa e costituite da diaframmi in calcestruzzo di dimensioni 2.80 x 1.00 m, di altezza pari a circa 43 metri; la quota finale di fondo scavo è +8.65 m s.l.m., mentre quella relativa alle cosiddette vasche di aggotamento interne è 5.85 m s.l.m.. La quota del solaio è +40.40 m s.l.m., circa 1-2 m al di sotto del p.c. la cui quota varia tra 41.7 e 42.5 m s.l.m.. Per il sostegno dei solai è previsto il ricorso a elementi di paratia, simili a quelli perimetrali.

**Quadro stratigrafico ed idrogeologico.** In sommità è presente uno strato di riporti di spessore variabile tra 2.0 e 3.5 m. Superato tale strato il sottosuolo risulta sostanzialmente costituito da alternanze di strati di terreni piroclastici ad andamento suborizzontale.

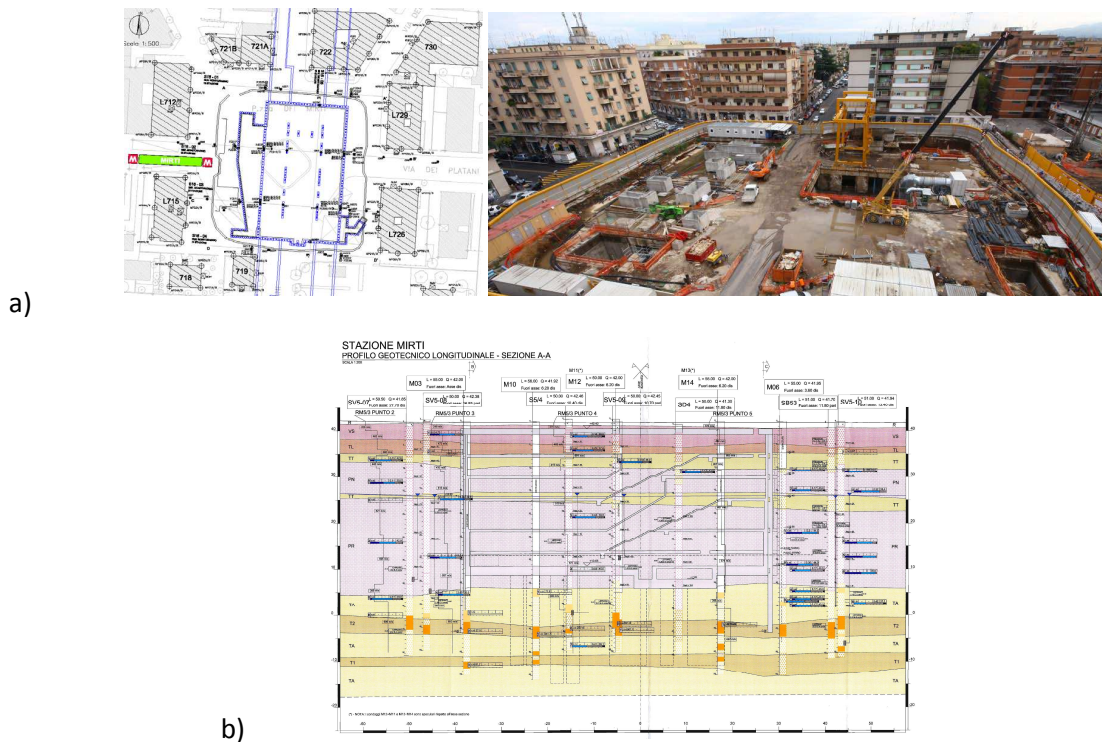


Figura 5-19. Stazione Mirti: a) Planimetria e veduta di insieme b) Sezione geotecnica longitudinale

(Fonte Progetto Costruttivo – Stazione Mirti – Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma)

Il complesso superiore è caratterizzato dalla presenza, al di sotto di uno strato di tufi alterati (VS) di spessore variabile tra 2 e 5 metri, sono presenti due strati di tufi pseudo litoidi fratturati e argillificati (TL e TT) seguiti da due strati di pozzolane PN e PR (nere e rosse), materiali sciolti assimilabili a sabbie bene addensate, separate da uno strato di tufi terrosi (TT).

Il complesso inferiore, normalmente costituito da una alternanza di livelli piroclastici da semilitoidi a litoidi con intercalazioni di sabbie limose (T1, T2 e T3) e tufi argillificati (TA) è presente fino ad una profondità di circa 50 m dal p.c..

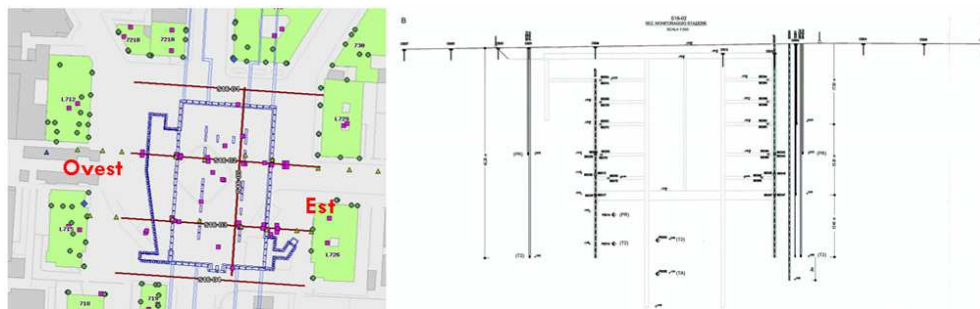
Le misure piezometriche eseguite durante le varie fasi di indagine indicano leggere fluttuazioni del livello di falda idrica, presente ad una profondità compresa tra i 25.5 e 26.0 m s.l.m. nell'ambito del complesso piroclastico.

Di seguito sono riepilogati i parametri geotecnici dei terreni presenti ripresi dalla Relazione Geotecnica del Progetto di Cantierizzazione dell'Opera.

Terreno	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_0$ (MPa)	$K_h$ (m/s)
R	17.0	10	25	38	1E-5
VS	17.0	15	35	130	1E-6
TL	17.0	40	35	290	5E-6
TT	17.0	15	35	110	1E-7
PN	17.0	15	35	160	5E-5
PR	17.5	10	35	210	5E-5
TA	17.0	40	34	100	1E-5/1E-6
T2	20.0	300	35	310	1E-5
T1	17.5	100	35	300	1E-5

**Tabella 5-9. Parametri geotecnici di riferimento (Fonte Relazione Geotecnica Progetto Costruttivo)**

*Sezioni di monitoraggio.* Dal progetto di monitoraggio geotecnico-strutturale del manufatto risultano previste quattro sezioni trasversali di controllo (S16-01/02/03/04).



**Figura 5-20. Stazione Mirti – Sezioni di monitoraggio geotecnico-strutturale**

**(Fonte Monitoraggio Geotecnico/Strutturale– Stazione Mirti– Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma)**

## Parco di Centocelle

*Descrizione dell'opera.* La stazione di Parco di Centocelle ha dimensioni in pianta pari a 96.4-39.9 m ed è realizzata entro paratie in calcestruzzo di spessore 1.2 m e lunghezza di 45 m, attestata ad una quota di -9.15 m s.l.m..

Il corpo centrale della stazione ha dimensioni pari a 56.5 m in lunghezza per 37.5 m in larghezza. Le paratie hanno una lunghezza di infissione pari a 17 m e sono previste non armate per un tratto di lunghezza pari a 5 metri, da quota -4.15m s.l.m. a fondo paratia, per assicurare la stabilità al sollevamento del terreno e per consentire l'esecuzione di un tampone impermeabile mediante iniezioni cementizie (maglia 3.0x3.0 m) al piede dei diaframmi, dello spessore di 8 metri (da quota -2.15m s.l.m. a quota -10.15m s.l.m.).

Il corpo centrale del manufatto è stato predisposto per il rilancio delle TBM ed è quindi progettato per permettere le operazioni di smarino ed approvvigionamento della fresa scudata. Il piano di posa del solaio di fondazione è a quota variabile compresa tra i 6.06m s.l.m. e 8.70m s.l.m., in funzione dell'approfondimento necessario per alloggiare le vasche di smarino e il nastro trasportatore.

Sul corpo centrale si innestano quattro brevi tratti di galleria di banchina: le due gallerie in direzione Alessandrino (lunghezza 18 – 25 metri) saranno realizzate in allargamento delle gallerie di linea scavate dalle TBM, in terreni consolidati mediante iniezioni cementizie e chimiche eseguite prima del passaggio delle TBM; quelle poste in direzione lato Mirti (lunghezza 29 - 36 metri) saranno realizzate all'interno di allineamenti di diaframmi di paratia a sezione rettangolare di dimensioni 1.20-2.80 m.

Il piano di lavoro è previsto a quota 36.00 m s.l.m.: a causa della presenza di una morfologia caratterizzata da dislivelli di diversi metri, è stata realizzata una paratia di pali trivellati di grande diametro (1200 mm) di lunghezza 16 metri di cui otto metri rappresentano la parte fuori terra.

Nella parte centrale della stazione sono presenti alcuni pannelli di paratia di spessore 1.2 m e lunghezza 40.0 m (quota piede -4.15m s.l.m.) che servono a sostenere gli impalcati durante le fasi esecutive di scavo del corpo centrale della stazione.

Al fine di permettere le lavorazioni all'asciutto si prevede un sistema di aggotamento all'interno della stazione; per evitare il ristabilirsi della spinta idrostatica sotto il solettone di fondo in fase provvisoria è previsto il pompaggio dell'acqua nello strato drenante durante la realizzazione delle strutture interne.

Per la stazione di Centocelle si prevede il passaggio della TBM a pieno all'interno del corpo stazione, con fondo scavo previsto all'incirca a quota 24.50 m s.l.m.. Al successivo approfondimento degli scavi si eseguiranno in allargo le gallerie di banchina lato Casilina, all'interno di un terreno trattato mediante iniezioni cementizie e chimiche da piano lavoro (quota 36.0 m s.l.m.).



*Quadro stratigrafico ed idrogeologico.* Superato uno strato di riporti di spessore variabile tra i 3.0 e gli 8.0-9.0 metri, il sottosuolo risulta sostanzialmente costituito da alternanze di strati di terreni piroclastici ad andamento sub orizzontale.

Il complesso superiore, superati due strati di tufi pseudo litoidi fratturati e pedogenizzati (TL e TT) caratterizzati da elevati stati di addensamento, è costituito da due strati di pozzolane (nere PN e rosse PR), materiali sciolti assimilabili a sabbie bene addensate, separate da uno strato di tufi terrosi (TT). La parte basale della formazione delle pozzolane rosse, per uno spessore variabile da 8.0 a 12.0 m, si presenta in prevalenza fortemente cementata con caratteristiche di roccia [PRb].

Il livello di falda idrica è posto, nell'ambito del complesso piroclastico, ad una quota di circa 26.4 - 27.1 m s.l.m., corrispondente cioè a circa 20.0 metri sopra il fondo scavo.

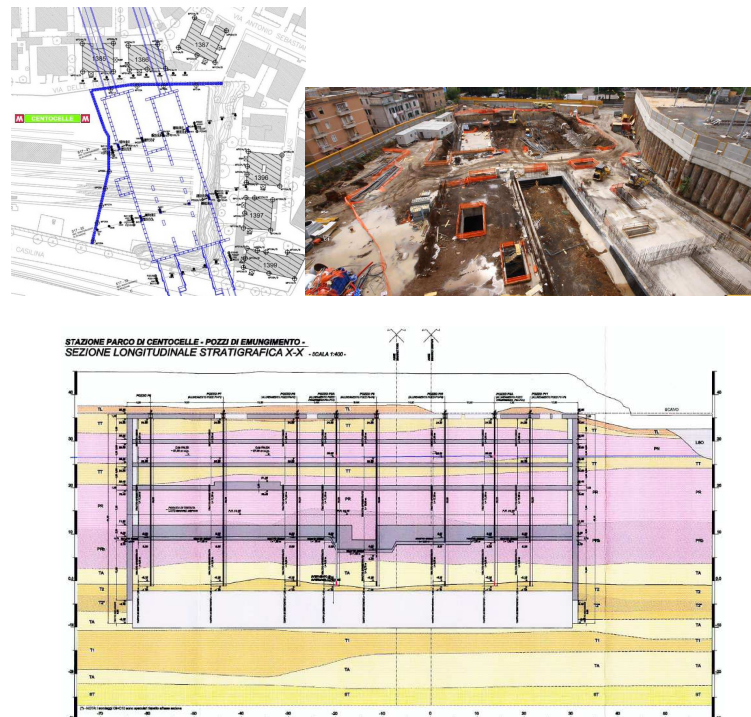


Figura 5-21. Stazione Parco di Centocelle a) Planimetria e veduta di insieme b) Sezione geotecnica longitudinale

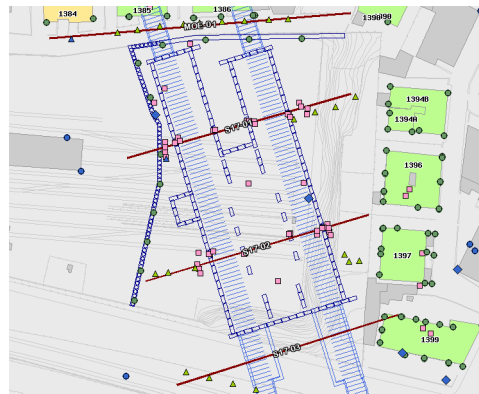
(Fonte Progetto Costruttivo – Stazione Parco di Centocelle– Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma)

Di seguito sono riepilogati i parametri geotecnici dei terreni presenti ripresi dalla Relazione Geotecnica del Progetto di Cantierizzazione dell'Opera:

Terreno	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_0$ (MPa)	$K_h$ (m/s)
R	17	10	25	32	1 E-6
TL	18	25	35	280	5 E-6
TT	17	25	34	150	2 E-6
PN	17.5	5	35	160	3 E-5
PR	18.5	5	35	190	1 E-5
PRb	19.0	300	35	220	5 E-5
TA	17.5	30	35	90	1 E-5
T2	17.5	40	35	310	1 E-5
T2 litoide	20.0	300	35	310	1 E-5

**Tabella 5-10. Parametri geotecnici di riferimento (Fonte Relazione Geotecnica Progetto Costruttivo)**

*Sezioni di monitoraggio.* Dal progetto di monitoraggio geotecnico-strutturale del manufatto risultano previste tre sezioni trasversali di controllo (S17-01/02/03).



**Figura 5-22. Stazione Parco di Centocelle – Sezioni di monitoraggio geotecnico-strutturale**

(Fonte Monitoraggio Geotecnico/Strutturale– Stazione Parco di Centocelle– Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma)



## Alessandrino

*Descrizione dell'opera.* La stazione è costituita da corpo rettangolare di dimensioni 89.10 x 10.70 metri che termina con un martello di dimensioni 37.10 x 19.10 metri su cui si innestano le gallerie di banchina. Mentre il corpo della stazione verrà realizzato con metodo top-down all'interno di una paratia perimetrale costituita da pannelli di calcestruzzo di spessore 80 cm, le gallerie di banchina saranno eseguite in allargato di quelle di linea scavate con macchina TBM. La quota del solaio di copertura è +43.70 m s.l.m., circa due metri al di sotto del piano stradale, mentre la quota di fondo scavo è +20.70 m s.l.m. Per lo scavo di parte dell'atrio e degli accessi alla stazione è previsto il ricorso a pali trivellati, affiancati, di diametro D=800 mm.

*Quadro stratigrafico ed idrogeologico.* Le opere di sostegno del manufatto di stazione e i relativi scavi interessano interamente i terreni vulcanici e con grande prevalenza le pozzolane (pozzolane nere: PN) che si estendono, per una decina di metri anche al di sotto del fondo dello scavo (in facies di pozzolane rosse: PR).

Le paratie perimetrali hanno la base in prossimità del letto della pozzolane rosse (PR) alla quota +10.89 m s.l.m.. I diaframmi centrali, con funzione di pilastri, hanno la base alla quota +2.21 m s.l.m. nel livello di tufi a consistenza lapidea (T2). La quota di progetto della falda idrica è stata posta a +28.00 m s.l.m.

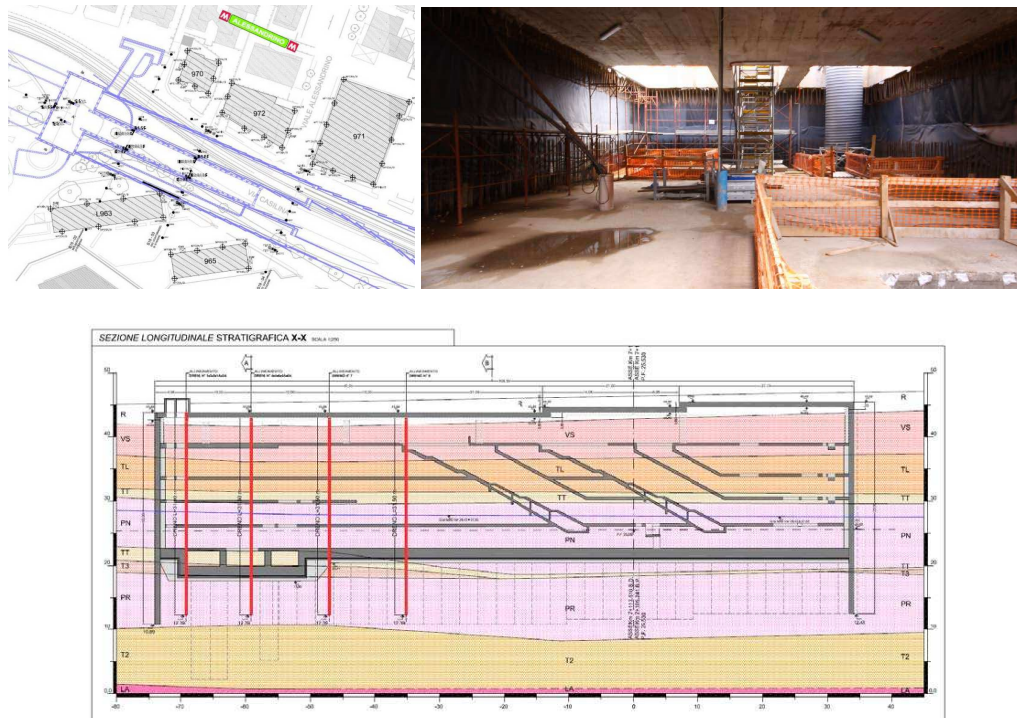


Figura 5-23. Stazione Alessandrino a) Planimetria e veduta di insieme b) Sezione geotecnica longitudinale

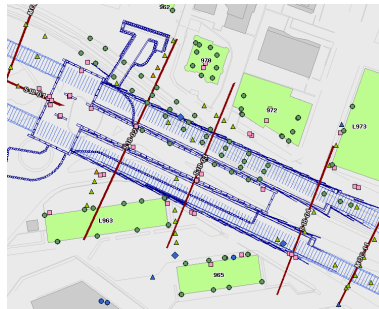
(Fonte Progetto Costruttivo – Stazione Alessandrino– Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma)

Di seguito sono riepilogati i parametri geotecnici dei terreni presenti ripresi dalla Relazione Geotecnica del Progetto di Cantierizzazione dell'Opera.

Terreno	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_0$ (MPa)	$K_h$ (m/s)
R	18	10	30	35	1 E-6
VS	18.5	30	35	130	1 E-6
TL	18	300	35	280	1 E-6
TT	18	20	35	160	1 E-6
PN	19	30	35	190	2 E-6
PR	19	15	35	190	1 E-5
T3	18	40	35	190	5 E-6
T2	18	40	35	320	5 E-6

**Tabella 5-11. Parametri geotecnici di riferimento (Fonte Relazione Geotecnica Progetto Costruttivo)**

*Sezioni di monitoraggio.* Dal progetto di monitoraggio geotecnico-strutturale del manufatto risultano previste quattro sezioni trasversali di controllo (S18-01/02/03/04).



**Figura 5-24. Stazione Alessandrino – Sezioni di monitoraggio geotecnico-strutturale**

**(Fonte Monitoraggio Geotecnico/Strutturale– Stazione Alessandrino– Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma)**

#### **5.4 Problematiche geotecniche ed ambientali connesse alla realizzazione delle stazioni**

Nell'ambito dei complessi stratigrafici precedentemente accennati sono presenti terreni con caratteri di composizione e comportamenti fisici e meccanici profondamente diversi, variabili tra quelle di un terreno coesivo saturo e quelle di un terreno granulare. Da ciò consegue una sostanziale possibile diversità nell'approccio verso lo studio di delicate questioni di stabilità di insieme, di verifica delle condizioni di stabilità del fondo scavo, di interazione con le opere e di risposta in relazione alle modalità di applicazione dei carichi.

Tali aspetti sono riscontrabili nei terreni appartenenti al complesso fluvio-lacustre, sui quali vanno generalmente ad attestarsi i diaframmi profondi centrali e, soprattutto per i manufatti della Tratta T4, anche quelli perimetrali delle stazioni e dei pozzi.

Anche gli stessi depositi di origine vulcanica possiedono proprietà geotecniche che possono dipendere fortemente dai caratteri litologici e strutturali locali, che conferiscono caratteri di marcata variabilità di comportamento. Uno di questi riguarda la conducibilità idraulica (sia di insieme che a carattere locale) che condiziona il flusso delle acque nel sottosuolo ed il conseguente regime delle pressioni interstiziali nei terreni.

In particolare lungo il tracciato delle Tratte T4 e T5 il regime delle pressioni neutre nel sottosuolo è reso complesso dalla presenza di due diversi acquiferi sovrapposti. L'acquifero superficiale, residente nei terreni vulcanici, dà luogo al posizionamento della superficie libera della falda idrica nell'ambito della decina di metri di profondità dalla superficie del suolo; l'acquifero più profondo risiede nelle ghiaie a tetto del substrato pliocenico, ha una piezometrica generalmente inferiore a quella dell'acquifero superficiale ma frequentemente, quando le unità vulcaniche di base, teoricamente tabulari, risultano meno spesse e/o alterate e/o fratturate, le due falde sono in comunicazione e lo schema idraulico del sottosuolo risulta di difficile interpretazione.

I manufatti di stazione delle tratte T4 e T5 della Linea C sono caratterizzati da notevoli profondità di scavo e da elevati carichi idraulici, per cui le condizioni di stabilità durante le fasi intermedie di scavo spesso non risultano soddisfatte.

Al fine di garantire idonee condizioni di lavoro e gli adeguati margini di sicurezza in tutte le fasi costruttive si è quindi reso necessario predisporre il controllo del regime delle pressioni interstiziali attraverso un sistema di pozzi di aggettamento opportunamente disposti e regolati.

Di seguito sono sinteticamente rappresentate le problematiche geotecniche ed ambientali riguardanti la realizzazione delle stazioni e dei manufatti di maggiori dimensioni che, in linea di principio, sono analoghi per tutte le opere. Nonostante ciò essi possono risultare esaltati o mitigati dalle particolarità locali riguardanti i rapporti stratigrafici tra le varie unità geologiche, le proprietà

geotecniche di esse, il regime delle pressioni neutre, oltre che le soluzioni adottate in progetto, i particolari costruttivi e il grado e tipologia delle forme di urbanizzazione del contorno.

#### 5.4.1 Stabilità dell'opera in fase di scavo

I manufatti di stazione delle tratte T4 e T5 della Linea C sono caratterizzati da notevoli profondità di scavo e da elevati carichi idraulici, per cui le condizioni di stabilità durante le fasi intermedie di scavo spesso non risultano naturalmente soddisfatte.

Al fine di garantire idonee condizioni di lavoro e gli adeguati margini di sicurezza in tutte le fasi costruttive si è quindi reso necessario predisporre il controllo del regime delle pressioni interstiziali attraverso un sistema di pozzi di aggottamento opportunamente disposti e regolati.

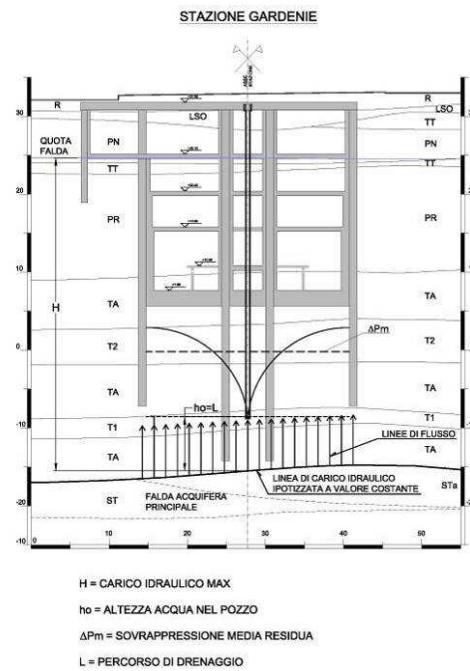
Per ogni stazione, il sistema di aggottamento è stato dimensionato imponendo l'equilibrio tra le portate affluenti all'interno delle paratie e quelle evacuabili dai pozzi.

L'espressione che regola i due flussi (**Figura 5-25**, esempio Stazione Gardenie) è la seguente:

$$\frac{\pi R^2}{L} (\Delta H - \Delta P_m) K_1 = \frac{2\pi K_2 \cdot 2\Delta P_m G}{\ln(R/R_0)}$$

dove

- $K_1$ , è la media armonica della permeabilità verticale degli strati sede del moto di filtrazione, che, secondo i progettisti, sono i terreni presenti al di sotto del livello di falda fino al piede delle paratia;
- $K_2$  è la permeabilità media dello strato in cui aggottano i pozzi;
- $L$  è il percorso di filtrazione assunto pari a  $h_0$ , altezza di acqua nel pozzo;
- la sottopressione idraulica  $\Delta P_m$  è pari alla metà della  $\Delta P_{max}$ , entrambe riferite a  $h_0$  o comunque al fondo del pozzo;
- $R$  è il seminterasse dei pozzi o il raggio di influenza,  $R_0$  è il raggio dei pozzi, generalmente 20 cm;
- $\Delta H$  è il carico idraulico rispetto al pozzo;
- $D$  è lo spessore dello strato drenante;
- $G$  è un parametro funzione del grado di penetrazione del pozzo nell'acquifero.



**Figura 5-25. Schema di filtrazione adottato in progetto**

(Fonte Relazione Geotecnica Progetto Costruttivo – Stazione Gardenie– Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma)

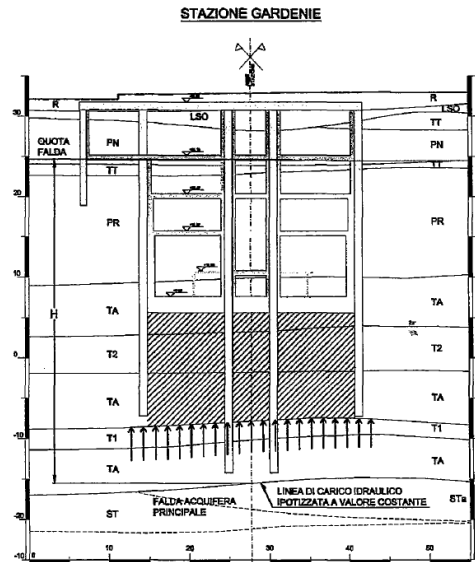
Per il calcolo degli interassi e dei diametri dei pozzi ci si è riferiti ad uno schema di calcolo che tiene conto di due aspetti:

- il processo di filtrazione è immaginato secondo un minimo percorso da basso verso l'alto a partire dallo strato ST il quale costituisce in questo caso il "serbatoio" di alimentazione (nel caso proposto attraverso i terreni TA e T1-T2);
- il processo di filtrazione è stato ipotizzato monodimensionale con linee di corrente costanti e dirette verso l'alto.

Sulla base di tali ipotesi sono stati dimensionati i sistemi di dewatering e desunte le condizioni idrauliche al contorno su cui si basano le principali verifiche di tipo geotecnico, quali la stabilità del fondo scavo, il dimensionamento delle paratie perimetrali e centrali, insieme agli interventi di restituzione all'ambiente delle portate complessivamente emunte (pozzi di ricarica).

### Stabilità del fondo scavo

La verifica di stabilità del fondo scavo è stata eseguita in fase progettuale nei soli riguardi della possibilità di sollevamento, mentre non è stata ritenuta necessaria quella al sifonamento viste le caratteristiche fisiche dei terreni presenti (**Figura 5-26**, esempio Stazione Gardenie).



**Figura 5-26. Condizioni al contorno per la verifica del sollevamento del fondo scavo adottato in progetto**

(Fonte Relazione Geotecnica Progetto Costruttivo – Stazione Gardenie– Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma)

Ad ogni modo, in alcuni casi in cui i terreni prossimi al di sotto del fondo dello scavo siano costituiti da pozzolane sotto falda fluente (e in qualche caso anche da sabbie), è da ritenere opportuno eseguire tale verifica.

In generale la verifica al sollevamento del fondo dello scavo è stata esplicitata con riferimento ad una sola superficie, giudicata critica dal progettista unicamente sulla base dei risultati stratigrafici delle indagini, imponendo un coefficiente di sicurezza al sollevamento minimo accettabile già per  $F < 1.1$ .

In questi casi i margini di sicurezza risultano esclusivamente subordinati al pompaggio, per cui le pressioni neutre e le portate emunte devono essere monitorate durante tutte le fasi di approfondimento degli scavi.

### Diaframmi perimetrali

Il dimensionamento delle paratie perimetrali è stato effettuato, trascurando gli effetti della eventuale filtrazione dal basso, assumendo le pressioni neutre derivanti dall'ipotesi di idrostatica a monte, riferita alla quota della falda indisturbata, e all'idrostatica a valle, riferita alla quota di fondo scavo.

L'ipotesi deriva, in generale, dalla presenza dei pozzi di aggotamento, ubicati nell'immediato sottosuolo del fondo dello scavo, con la funzione di condizionare opportunamente la piezometrica

residente in prossimità della quota del piede delle opere di sostegno perimetrali e, dove necessario, fino alla base dei diaframmi centrali.

In questi casi la stabilità delle strutture perimetrali è perciò affidata alla efficienza dei pozzi di drenaggio che variano di caso in caso per numero, profondità, portata di emungimento e soprattutto in funzione del gradiente idraulico, che va da pochi metri a, in alcuni casi, oltre 20 m.

I pozzi hanno profondità variabile da caso a caso ma in generale non raggiungono la base delle paratie perimetrali e la fondazione dei diaframmi centrali per cui, sulla base di quanto ipotizzato in fase progettuale, deve essere ripercorso lo stato di sollecitazione di tali elementi strutturali tenendo conto delle effettive condizioni idrauliche che si possono verificare a valle del tratto progressivamente infisso, anche a seguito di particolari condizioni che si dovessero verificare a carattere locale. Infatti come si potrà osservare nel Capitolo 6, in cui sono riepilogati i risultati dei campi prova di aggotamento, la distribuzione delle pressioni interstiziali all'interno delle paratie può risultare alquanto diversa da quanto ipotizzato in funzione delle condizioni stratigrafiche locali ed anche a seguito di eventuale temporaneo parziale disfunzione dell'impianto di aggotamento, in virtù della via preferenziale per la ricarica dal basso costituita dagli stessi pozzi.

A tal riguardo, per valutare l'effetto indotto sullo stato tenso-deformativo dei diaframmi perimetrali da condizioni idrauliche al contorno diverse da quelle ipotizzate in progetto, è risultato particolarmente interessante eseguite delle analisi di sensibilità del sistema.

Si riporta a titolo di esempio il caso della Stazione Gardenie, rappresentativo di numerose stazioni della Tratta T5. In progetto il calcolo delle spinte è stato eseguito ipotizzando un livello di falda esterno pari a +24.80 m s.l.m., mentre per i terreni presenti all'interno delle paratie si è ipotizzato un andamento delle pressioni neutre di tipo idrostatico con livello di riferimento assunto di volta in volta pari alle varie profondità di scavo progressivamente raggiunte. L'assunzione è stata giustificata dalle caratteristiche di bassa permeabilità verticale dei terreni presenti all'interno delle paratie e dalla presenza dello strato drenante.

Preliminarmente alle operazioni di aggotamento, sono state eseguite delle analisi numeriche per valutare l'influenza delle condizioni idrauliche nei riguardi delle pressioni neutre nel tratto infisso ipotizzando un livello di falda interno che a partire dalle relative profondità di scavo progressivamente raggiunte, si raccorda, alla quota corrispondente al piede delle paratie (-7.2 m slm), con la piezometrica esterna (livello +24.8 m slm) (**Figura 5-27**).

Linea C della Metropolitana di Roma - Stazione Gardenie  
 Profilo pressioni neutre di progetto Configurazione analisi sensibilità

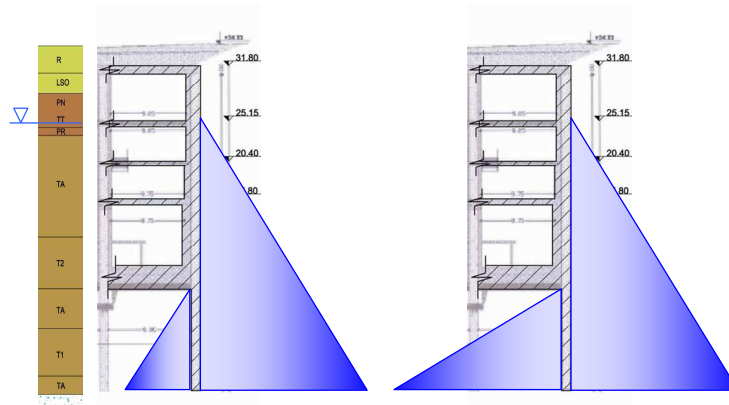


Figura 5-27. Effetti della variazione delle condizioni idrauliche al contorno – Stazione Gardenie

(Fonte: da “Analisi di sensibilità Stazione Gardenie– Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma – Rapporto interno per RomaMetropolitane S.r.l.)

Tale configurazione idraulica, pur essendo notevolmente gravosa in quanto conduce ad una importante riduzione della resistenza passiva del terreno, se confrontata al modello “0”, ha indotto un incremento delle tensioni a monte della paratie ed una diminuzione a valle, con una conseguente riduzione delle spinte nei tratti sotto falda e soprattutto delle caratteristiche di resistenza offerte al piede della paratia dai terreni di fondo scavo; nel tratto infisso, nonostante le contemporanee riduzioni di spinta passiva mobilitabile e mobilitata con conseguente ridotto incremento della percentuale di spinta attiva mobilitata rispetto alla mobilitabile, non si può escludere il raggiungimento di condizioni particolarmente gravose che portino al raggiungimento della resistenza limite di tipo passivo (Figura 5-28).

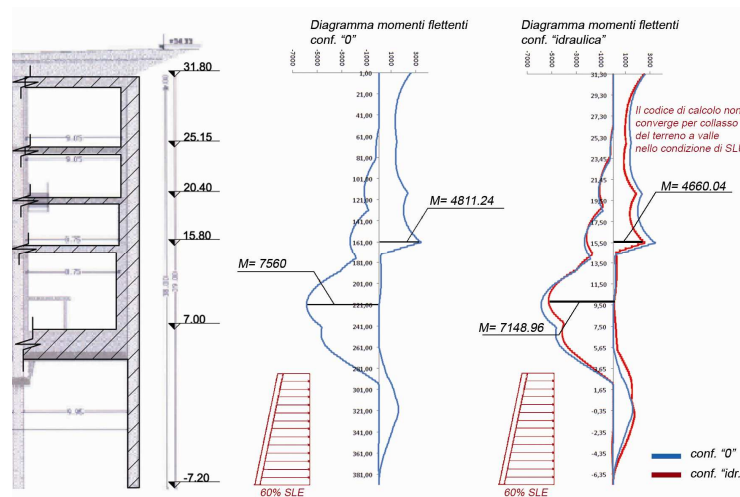


Figura 5-28. Sollecitazioni interne nel diaframma perimetrale associato ad una variazione delle condizioni idrauliche al contorno – Stazione Gardenie

(Fonte: da “Analisi di sensibilità Stazione Gardenie– Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma – Rapporto interno per RomaMetropolitane S.r.l.)



Oltre alle condizioni idrauliche al contorno anche la scelta dei parametri di resistenza al taglio e delle caratteristiche di deformabilità dei terreni ha una grande influenza sulle azioni agenti sulle paratie sia nei riguardi della resistenza passiva a valle nel tratto infisso che per la deformata strutturale da cui, come già citato, dipende il volume di terreno perso e gli annessi risentimenti al contorno.

Il dimensionamento dei diaframmi perimetrali è stato eseguito in termini di tensioni efficaci ( $c'$  e  $\phi'$ ) sulla base dei parametri desunti dall'interpretazione delle numerose campagne di indagine eseguite durante le varie fasi di progettazione. Il valore del modulo  $E$  di calcolo viene assunto crescente con la profondità secondo una legge del tipo

$$E = E_0 + (E_{inc1} + E_{inc2}) / 2$$

in cui  $E_0$  = modulo elastico di riferimento desunto da prove geofisiche del tipo Re.Mi. (*Refraction Microtremor*); l'incremento del modulo con la profondità per ogni strato è calcolato come  $E_{inc} = (\sigma'_v / p_a)^n$  in cui  $p_a$  è una pressione di riferimento (100 kPa);  $n = 0.25$ .

Nel medesimo caso della Stazione Gardenie, nella tabella seguente sono rappresentativi i parametri di progetto (Modello "0"):

MODELLO "0"	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_0$ (Mpa)	$E_{ur}/E_0$
R (riporti)	17.0	10	25	40	2.50
Depositi alluvionali (LSO)	18.0	20	27	40	2.50
Tufi Terrosi (TT)	17.0	30	35	110	2.50
Pozzolane (PN/PR)	17.0	15-20	35	150-190	2.50
Tufi argillificati (TA)	17.0	30	35	90	2.50
Tufi litoidi (T1/T2)	17.0	40	35	210	2.50

**Tabella 5-12. Parametri di riferimento adottati nella Relazione Geotecnica di Progetto costruttivo**

Attraverso specifiche analisi strutturali condotte con il codice PARATIE finalizzate a valutare l'influenza di una variabilità dei parametri geotecnici è emerso che assumendo un valore del modulo costante per ciascun strato ( $E=E_0$ ) e non crescente con la profondità secondo la (1), la riduzione complessiva di rigidezza dei terreni ha prodotto un modesto incremento delle sollecitazioni agenti e delle azioni nei puntoni e soprattutto una amplificazione della deformata delle paratie rispetto alla configurazione di progetto ("0") (Figura 5-29).

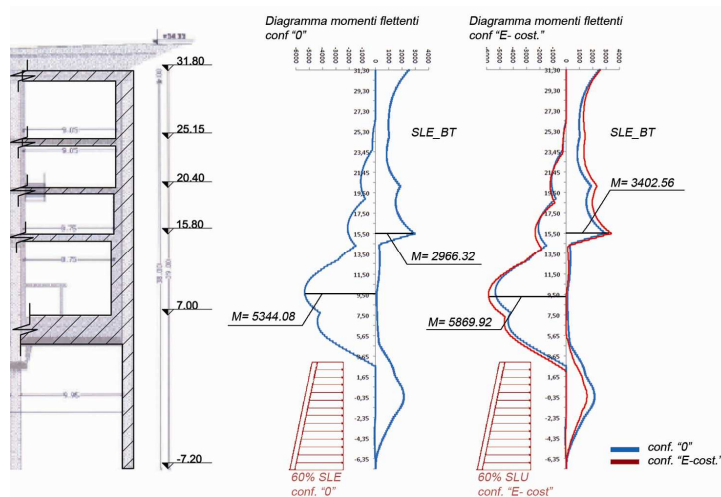


Figura 5-29. Sollecitazioni interne nel diaframma perimetrale associato ad una variazione delle caratteristiche di rigidità dei terreni – Stazione Gardenie

(Fonte: da “Analisi di sensibilità Stazione Gardenie– Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma – Rapporto interno per RomaMetropolitane S.r.l.)

L’incremento teorico dello spostamento orizzontale della paratia conferma come, a parità di altezza di scavo e di inerzia delle paratie perimetrali e dei puntoni, i possibili risentimenti al contorno dipendono in maniera importante dalle caratteristiche di rigidità dei terreni, con particolare riferimento ai termini vulcanici T1 e T2 (Figura 5-30).

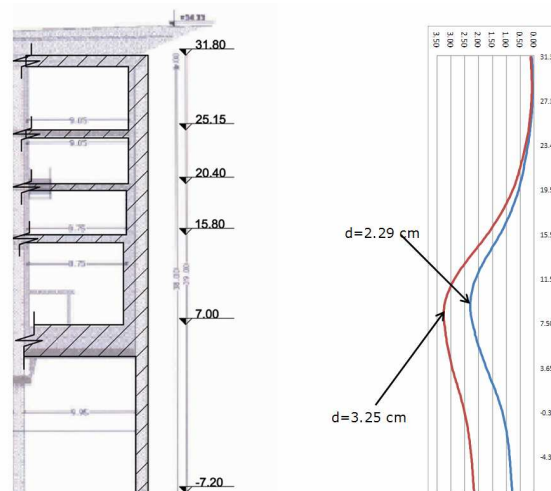


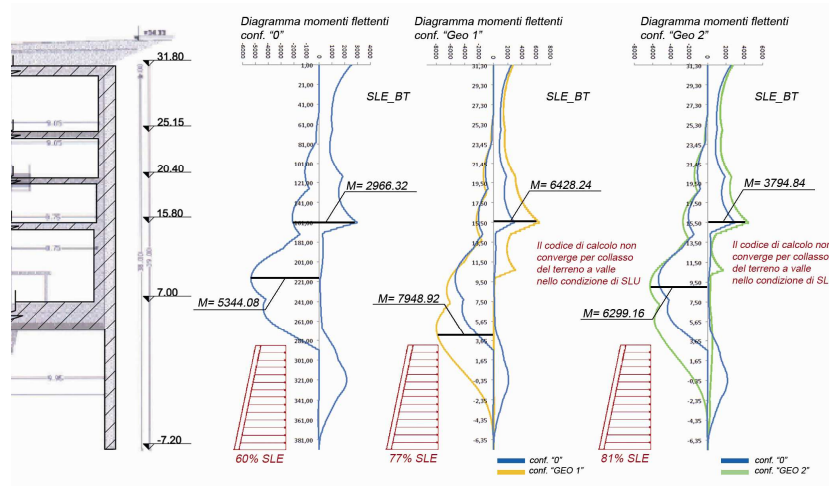
Figura 5-30. Deformata del diaframma perimetrale in funzione delle caratteristiche di rigidità dei terreni – Stazione Gardenie

(Fonte: da “Analisi di sensibilità Stazione Gardenie– Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma – Rapporto interno per RomaMetropolitane S.r.l.)

Ad una ulteriore e contemporanea riduzione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità degli stessi terreni (T1 e T2) si associa un elevato incremento delle sollecitazioni sulle paratie soprattutto in prossimità della quota di fondo scavo massimo ed una marcata riduzione delle resistenza di tipo passivo nel tratto infisso al di sotto del fondo scavo.

Il sistema pur raggiungendo condizioni particolarmente gravose per quanto concerne la resistenza passiva a valle, non rivela problematiche analoghe dal punto di vista strutturale in quanto,

nonostante l'incremento di sollecitazioni su paratia e puntoni e di deformabilità sulla paratia, si registrano condizioni tensionali e fessurative che localmente superano i limiti di normativa ma che comunque si mantengono lontani dalle condizioni di collasso (es. aumento del 200% circa della deformazione massima per la paratia di destra, **Figura 5-31**).



**Figura 5-31. Sollecitazioni interne nel diaframma perimetrale associato ad una variazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni – Stazione Gardenie**

(Fonte: da “Analisi di sensibilità Stazione Gardenie– Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma – Rapporto interno per RomaMetropolitane S.r.l.)

MODELLO GR1	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\phi$ (°)	E <sub>0</sub> (Mpa)	E <sub>urr</sub> /E <sub>0</sub>
R (riporti)	17.0	0	30	30	2.50
Depositi alluvionali (LSO)	18.5	0	32	40	2.50
Tufi Terrosi (TT)	17.0	20	30	100	2.50
Pozzolane (PN/PR)	17.0	5	35	180	2.50
Tufi argillificati (TA)	17.0	10	35	100	2.50
Tufi litoidi (T1/T2)	17.0	10	35	100	2.50
Terreni pleistocenici (ST)	18.0	0	28	60	2.50
MODELLO GR2	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\phi$ (°)	E <sub>0</sub> (Mpa)	E <sub>urr</sub> /E <sub>0</sub>
R (riporti)	17.0	0	30	30	2.50
Depositi alluvionali (LSO)	17.0	0	32	40	2.50
Tufi Terrosi (TT)	17.0	20	30	100	2.50
Pozzolane (PN/PR)	17.0	5	35	180	2.50
Tufi argillificati (TA)	17.0	40	28	100	2.50
Tufi litoidi (T1/T2)	17.0	40	28	100	2.50
Terreni pleistocenici (ST)	18.0	0	28	60	2.50

**Tabella 5-13. Parametri alternativi dei modelli oggetto delle analisi di sensibilità**

**Diaframmi centrali**

Laddove presenti, i diaframmi centrali hanno la funzione statica di sostegno dei solai nella fase di approfondimento dello scavo. La loro utilità è destinata a cessare una volta completata la struttura e le fodere, da realizzarsi in risalita una volta posto in opera il solettone di fondo e una volta messe in coazione le fodere stesse. Anche in questo caso le verifiche del carico limite dei diaframmi centrali sono state effettuate in tensioni efficaci con riferimento alle pressioni neutre derivanti dalla idrostatica riferita al fondo dello scavo, subordinatamente alla efficienza dei pozzi di emungimento.

**5.4.2 Taratura e valutazione dell'efficacia dei sistemi di aggottamento**

Sulla base di tali considerazioni è immediato cogliere come le condizioni di stabilità dei manufatti di stazione dipendano in larga misura dal regime delle pressioni interstiziali che effettivamente si instaura durante l'aggottamento con pozzi.

Vista la complessità del quadro stratigrafico ed ambientale in cui si inseriscono tali opere, la valutazione dell'effettiva efficacia di tali sistemi di controllo delle pressioni neutre è stata valutata in appositi campi prova di aggottamento realizzati preliminarmente alle fasi di scavo sotto falda.

In tale ambito è prevista la realizzazione di prove di emungimento di lunga durata a larga scala, monitorate in modo controllare che i risentimenti indotti sul regime idraulico sotterraneo siano trascurabili e le condizioni idrauliche al contorno ipotizzate in fase di progetto non subiscano variazioni significative.

**5.4.3 Risentimenti al contorno****Aggottamento e pozzi di ricarica delle acque sotterranee**

Al fine di evitare eventuali risentimenti sul regime della falda idrica sotterranea sono stati predisposti dei pozzi di ricarica in cui sono attesi importanti volumi di acqua aggottata per mezzo dei pozzi. I pozzi di ricarica sono stati previsti anche nei casi nei quali i volumi d'acqua derivanti dagli emungimenti (provenienti prevalentemente dalla falda superficiale) sono particolarmente importanti e tali da non poter accettare lo scarico in fogna. La lunghezza è tale da intercettare l'acquifero profondo residente nelle ghiaie a tetto delle argille plioceniche del quale non è nota la profondità, la giacitura e la continuità areale, per cui, nelle previsioni progettuali, sono da ritenere profondità dei pozzi dell'ordine fino a circa 100 m.

### Bacino di subsidenza indotto dagli scavi profondi

Le notevoli profondità di scavo da eseguirsi in particolari condizioni stratigrafiche ed in presenza di estesi interventi di aggotamento della falda idrica sotterranea, se associate ad un contesto ambientale estremamente sensibile per la presenza di una diffusa urbanizzazione a ridosso delle aree di stazione, rendono di primaria limitare i cedimenti indotte nelle vicinanze dello scavo e i conseguenti effetti sugli edifici che saranno diversi a seconda di svariati fattori riconducibili a:

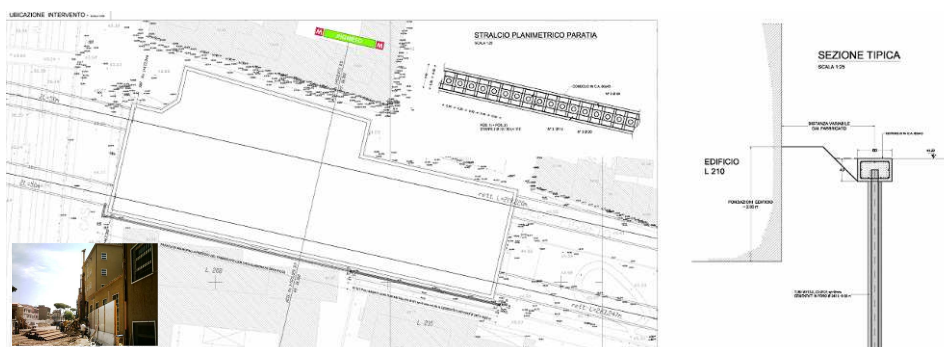
- cedimento massimo e pendenza profilo di subsidenza
- tipologia edilizia e caratteristiche geometriche dell'edificio: struttura, destinazione d'uso, strutture di fondazione, numero piani, dimensioni in pianta;
- stato di consistenza dell'edificio, età, fessurazioni presenti e vulnerabilità nei confronti di fenomeni di subsidenza.

La valutazione degli effetti sul contorno, derivanti dalla realizzazione dei manufatti, è stata effettuata facendo ricorso ad un metodo empirico [Caspè 1966; Mana & Clough 1981; Youssef & Whittle 1996] riproposto nel Capitolo 2.3.1.

Le verifiche sono state impostate con riferimento ad un valore del coefficiente di sicurezza al sollevamento del fondo dello scavo pari a  $F=1.5$ , inferiore a quello utilizzato per il dimensionamento dei dispositivi di drenaggio ( $F>1.0$ ), per cui va valutata l'adeguatezza del metodo soprattutto per l'estensione del bacino di subsidenza.

### Opere di presidio

Nel caso in cui i risentimenti al contorno previsti inducano cedimenti differenziali teoricamente non compatibili per le strutture adiacenti è prevista la realizzazione di opere di presidio, prevalentemente schermi di micropali nell'area compresa tra le paratie perimetrali e gli edifici corrispondenti (**Figura 5-32**).



**Figura 5-32. Stazione Pigneto. Realizzazione opere di presidio agli edifici: schermi di micropali tra il cantiere e le fondazioni dei fabbricati.**

(Fonte Relazione Geotecnica Progetto Costruttivo – Opere di presidio lato Sud Stazione Pigneto– Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma)

## 5.5 Comportamento delle opere in fase di costruzione: attività di controllo e monitoraggio

### 5.5.1 Monitoraggio geotecnico-strutturale

L'importanza delle opere e la delicatezza del contesto ambientale e sociale nel quale si inseriscono le opere ha indirizzato verso l'adozione per tutte le stazioni di un sistema monitoraggio che prevede tre macroaree di controllo:

- monitoraggio delle strutture di perimetrazione e interno stazione;
- monitoraggio del volume di terreno circostante;
- monitoraggio degli edifici nell'intorno degli scavi.

Il primo insieme di misure riguarda le misure da effettuare sulle strutture interne della stazione (spostamenti, deformazioni e sollecitazioni) indice dello stato tensio-deformativo delle strutture di sostegno al procedere dello scavo. Il secondo riguarda le misure di spostamenti superficiali e in profondità (misure inclinometriche, assestometriche e topografiche) e la misura delle pressioni neutre nel volume significativo di terreno che interagisce direttamente con le fasi costruttive dell'opera. Il terzo riguarda le misure sugli edifici, spostamenti, rotazioni e rilievi fessurimetrici, necessarie per le verifiche relative allo stato dei fabbricati presenti nelle adiacenze allo scavo.

La frequenza delle letture è definita in funzione delle fasi di realizzazione specifica e dall'eventuale raggiungimento di soglie di controllo che determineranno inoltre riflessioni aggiuntive sulle condizioni tensio-deformative che si sono venute a verificare.

In particolare il controllo degli effetti dello scavo avviene sulla base dei valori delle distorsioni angolari  $\beta$  calcolate con riferimento alla pubblicazione di Boscardin e Cording (1989) che, per stabilire il livello di danno indotto negli edifici correlano  $\beta$  e deformazione orizzontale a trazione  $\epsilon_h$  con le categorie di danno (**Figura 5-33**).

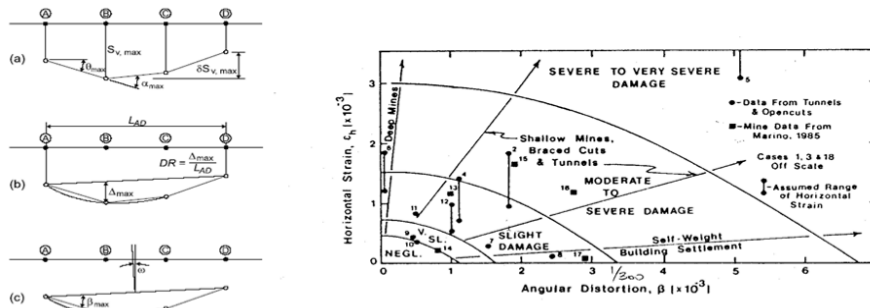


Figura 5-33. Metodologia di valutazione del danno proposta da Boscardin e Cording (1988)

A titolo di esempio, in **Figura 5-34** è riportato la planimetria del Pozzo TBM Malatesta, che risulta attualmente la prima opera in cui sono stati terminati i diaframmi perimetrali e sono state avviate le fasi di scavo.

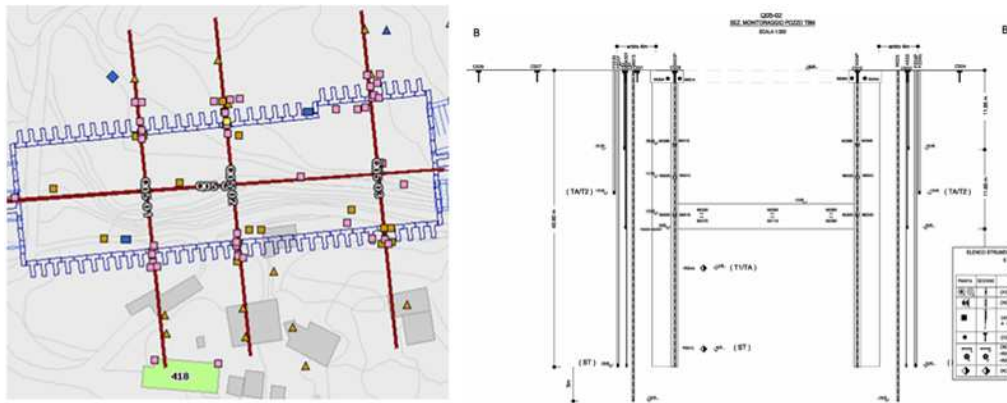


Figura 5-34. Pozzo TBM Malatesta: Planimetria e sezione di controllo tipo

(Fonte Monitoraggio Geotecnico/Strutturale– Pozzo TBM Malatesta – Tratta T4 Linea C della Metropolitana di Roma)

Per il manufatto sono previste tre sezioni trasversali di controllo. Per ogni sezione è prevista la seguente strumentazione: nr 2 inclinometri disposti sull'intera lunghezza del pannello strumentato, attrezzati mediante sensori fissi per i quali è prevista la centralizzazione e l'acquisizione remota delle letture; nr 1+2 capisaldi topografici posizionati tra gli inclinometri e i piezometri; nr 3 x2x2 barrette estensimetriche (due coppie posizionate sulla gabbia di armatura delle paratie). nr 3x2+1x2 barrette estensimetriche posizionate a coppie e annegate nel getto dei solai in corrispondenza dei livelli di contrasto, immediatamente a ridosso della paratia. nr 2+2 piezometri Casagrande (su due verticali) entro la zona di scavo, in prossimità delle paratie. nr 2 piezometri elettrici a corda vibrante entro la zona di scavo, in prossimità delle paratie.

Sugli edifici limitrofi alle stazioni è prevista la posa in opera di miniprismi e clinometri da parete (Figura 5-35).



Figura 5-35. Strumentazione presente sugli edifici limitrofi le lavorazioni – Pozzo TBM Malatesta

(Fonte Monitoraggio Geotecnico/Strutturale– Pozzo TBM Malatesta – Tratta T4 Linea C della Metropolitana di Roma)

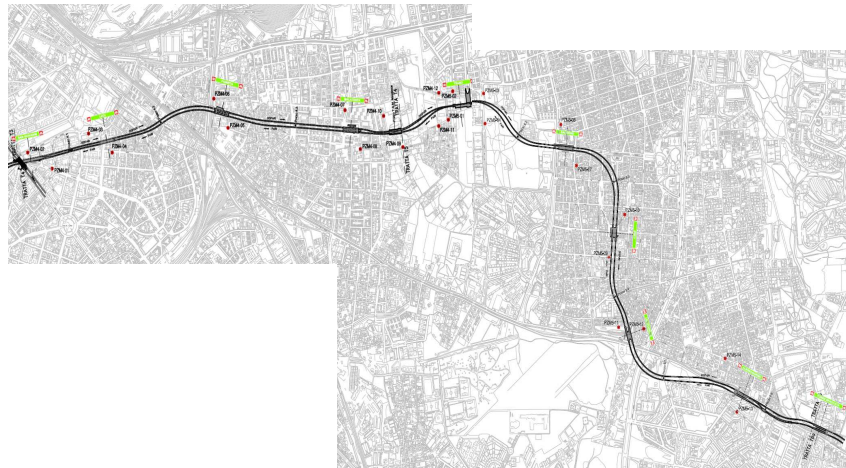
Non si dispone di strumenti atti al monitoraggio delle deformazioni del fondo dello scavo e del relativo sottosuolo, nella fase di approfondimento dello scavo stesso.

### 5.5.2 Monitoraggio ambientale: risentimenti indotti sul regime delle acque sotterranee

Durante la realizzazione della Linea è previsto anche un monitoraggio dei parametri ambientali (rumore, atmosfera e acque sotterranee) con misura temporale e analisi di laboratorio.

In particolare il monitoraggio dell'ambiente idrico sotterraneo si prefigge lo scopo di controllare gli eventuali risentimenti indotti sul regime delle acque sotterranee con particolare riferimento alle possibili variazioni del regime idrologico della falda ed alle alterazioni della qualità della falda superficiale interessata direttamente dalle lavorazioni.

A tal proposito lungo il tracciato delle Tratte T4 e T5 (**Figura 5-36**) è stata predisposta una rete di monitoraggio costituita da una serie di piezometri a tubo aperto posti a profondità tali da intercettare solo la falda più superficiale, dai quali si prevede di prelevare campioni di acque di falda da sottoporre ad analisi fisiche chimico-batterologiche.



**Figura 5-36. Rete di monitoraggio ambientale della Linea C – Tratte T4 e T5**

**(Fonte Monitoraggio Ambientale – Tratta T4 e T5– Linea C della Metropolitana di Roma)**

La rete di monitoraggio è costituita da n. 6 coppie (per un totale di 12) di piezometri per la tratta T4 e n. 7 coppie (per un totale di 14) di piezometri per la tratta T5. Ogni coppia di piezometri è posta a cavallo della linea con distanziamento trasversale dall'asse compreso fra i 50 e i 100 m allo scopo di monitorare la falda, per ogni sezione trasversale scelta, sia a monte che a valle della linea.



## 6. SPOSTAMENTI INDOTTI PER EFFETTO DELLA REALIZZAZIONE DEI DIAFRAMMI PROFONDI: DATI SPERIMENTALI E ANALISI DEI RISENTIMENTI

---

### 6.1 Premesse

Nel periodo temporale concomitante all'attività di ricerca del presente Dottorato, sono state concluse le prime fasi costruttive dei manufatti di stazione della nuova Linea C ed è risultato possibile disporre dei dati di monitoraggio provenienti direttamente dalle aree di cantiere.

In tale ambito la raccolta sistematica delle letture dei capisaldi opportunamente predisposti nelle sezioni di monitoraggio a ridosso di cinque stazioni delle tratte T4 e T5 (Lodi, Pigneto, Malatesta, Gardenie e Mirti), ha permesso di redigere specifiche curve del bacino di subsidenza indotto dalla progressiva realizzazione dei diaframmi perimetrali (**Figura 6-1**).

I manufatti considerati sono di dimensioni rettangolari in pianta e saranno realizzati con metodo top-down all'interno di allineamenti di paratie scavate con idrofresa o benna meccanica a seconda dei casi costituite da pannelli di dimensioni simili (2.8 m X 1.0 m) e profondità di scavo variabili tra 36 e 43 m.

Come hanno già dimostrato i case histories presenti in letteratura, l'entità ed ampiezza dei risentimenti indotti possono essere comunque assai variabili e dipendono dalle tecnologie di scavo impiegate per la realizzazione dei singoli pannelli, dal contesto stratigrafico, dalle condizioni idrauliche al contorno e dalle caratteristiche geometriche dei pannelli.

Al fine di distinguere i risentimenti indotti dalla realizzazione del singolo pannello da quelli adiacenti realizzati successivamente, laddove possibile, sono stati considerati i dati relativi agli abbassamenti registrati in un ampio spazio temporale. I dati si riferiscono al giorno di scavo e getto del pannello; ad un giorno corrispondente a circa due settimane dalla sua realizzazione che ben rappresenta le successive fasi di maturazione del calcestruzzo e realizzazione dei pannelli posti in adiacenza; ed infine alla data in cui il cedimento è da intendersi costante (condizioni "a regime"), corrispondente al completamento del settore perimetrale considerato.

Tale metodologia di analisi è stata resa possibile dalla presenza di terreni con caratteristiche stratigrafiche simili e riconducibili a ben individuati complessi stratigrafici (vulcanico, fluvio-lacustre), caratterizzati da un comportamento meccanico prevalentemente di tipo drenato per cui le differenze temporali nelle misure sono ben correlabili alle varie fasi costruttive e, tranne che per un caso (Sez 2,

Stazione Malatesta), non sono generalmente associate a fenomeni di consolidazione nei terreni circostanti i pannelli.

## 6.2 Casi di analisi

Di seguito sono prima riassunti i profili di subsidenza ottenuti nelle varie sezioni di monitoraggio e successivamente, interpolando opportunamente i dati sperimentali a disposizione, sono state redatte delle curve cedimenti in funzione della distanza dal diaframma in modo da ottenere un cedimento massimo teorico facilmente confrontabile tra i vari casi.

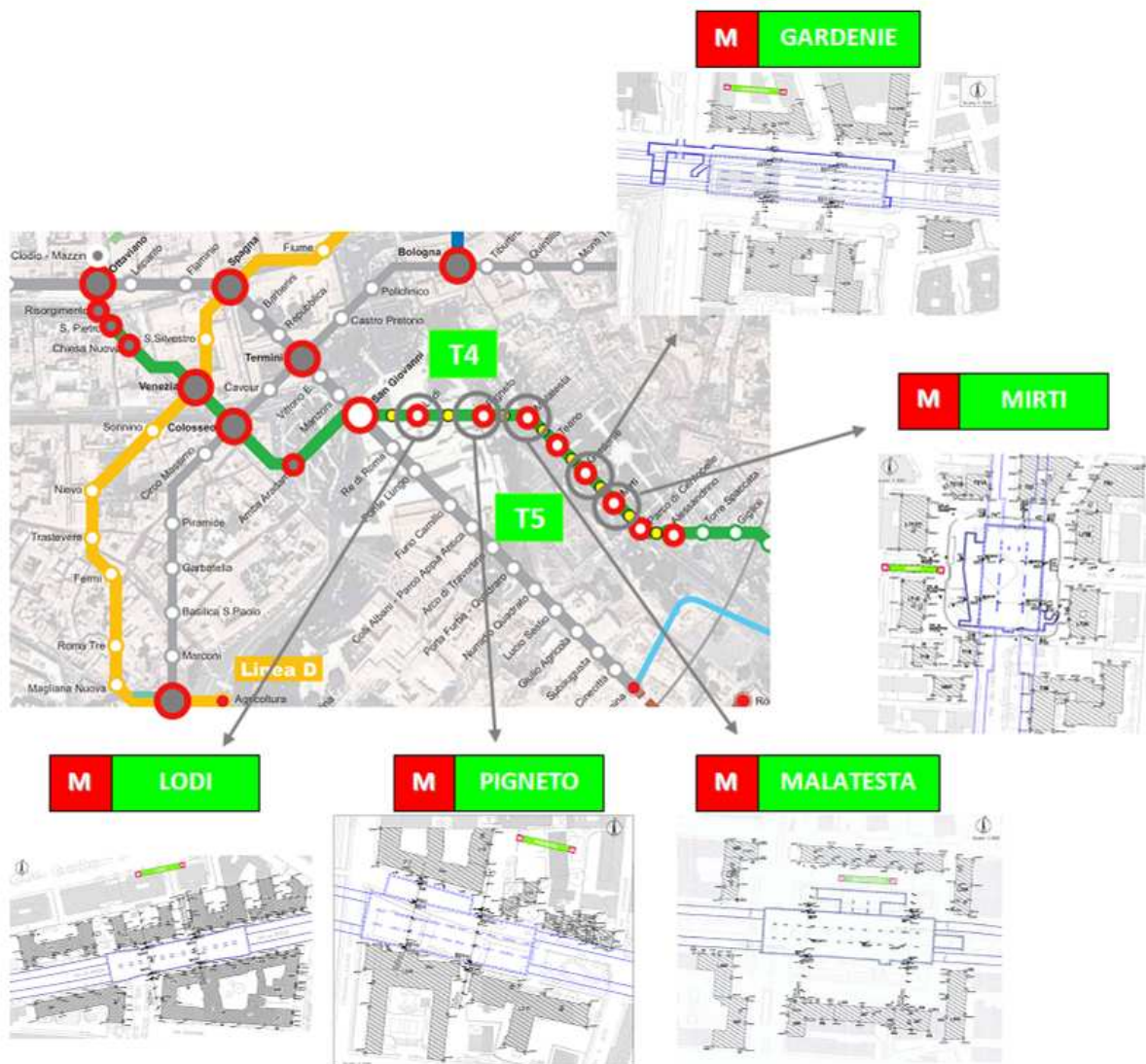
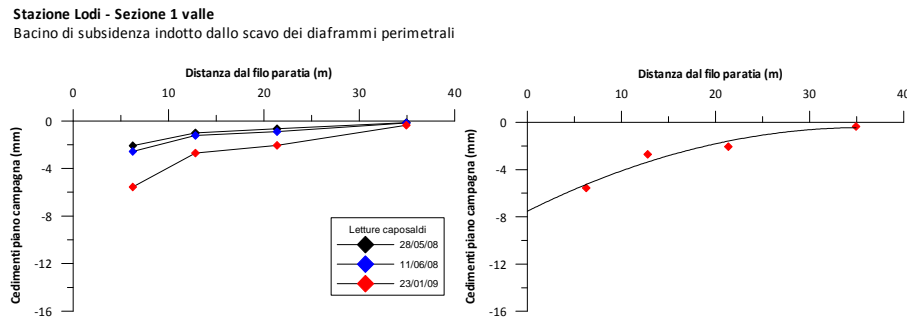


Figura 6-1. Casi di analisi prescelti per la determinazione del bacino di subsidenza indotto dalla realizzazione dei diaframmi perimetrali dei manufatti di stazione

**6.2.1 Stazione Lodi**

I dati disponibili si riferiscono alla sezione di valle S11-01, corrispondente al primo settore perimetrale della stazione ad essere stato completato.



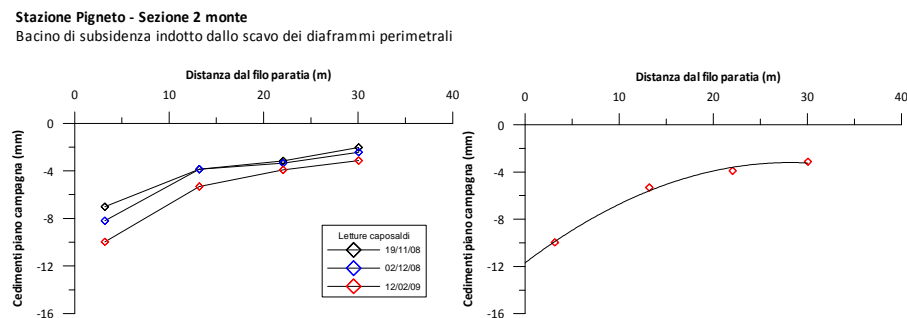
**Figura 6-2. Stazione Lodi: Bacino di subsidenza misurato a tergo dei diaframmi perimetrali**

I cedimenti indotti dallo scavo e getto del pannello sono risultati pari a circa 2.1 mm ad una distanza di 6.3 m; conseguentemente alla successiva realizzazione dei pannelli adiacenti, si è registrato un progressivo incremento fino ad un valore massimo pari a 5.5 mm, corrispondente al 0.015% della profondità di scavo. I risentimenti indotti si esauriscono ad una distanza pari circa alla profondità di scavo ( $\approx 40$  m). Interpolando i dati a disposizione, il cedimento massimo teorico risulta pari a circa 8.0 mm.

**6.2.2 Stazione Pigneto**

I dati disponibili si riferiscono alla sezione di monte e valle della S12-02; la presenza di opere di presidio (paratie di micropali) a difesa degli edifici praticamente a ridosso della stazione non rendono utilizzabili i dati riferiti alla sezione S12-01.

Nel caso della sezione S12-02 di monte, i cedimenti indotti dallo scavo e getto del pannello sono risultati pari a circa 7 mm ad una distanza di 3.2 m; conseguentemente alla successiva realizzazione dei pannelli adiacenti, si è registrato un progressivo incremento fino ad un valore massimo pari a circa 10 mm, corrispondente al 0.022% della profondità di scavo.



**Figura 6-3. Stazione Pigneto: Bacino di subsidenza misurato a tergo dei diaframmi perimetrali**

I risentimenti indotti si esauriscono ad una distanza maggiore rispetto a quella indagata con i caposaldi ( $\approx 30$  m), per cui sono da attendersi cedimenti sino ad una distanza pari almeno alla

profondità di scavo (45 m). Interpolando i dati a disposizione, il cedimento massimo teorico è pari a circa 12.0 mm.

Nel caso della sezione di valle, i cedimenti indotti dallo scavo e getto del pannello sono risultati sensibilmente inferiori alla sezione di monte e pari a circa 2.3 mm ad una distanza di 4.5 m; conseguentemente alla successiva realizzazione dei pannelli adiacenti, si è registrato un progressivo incremento fino ad un valore massimo pari a circa 6.0 mm, corrispondente al 0.013% della profondità di scavo.

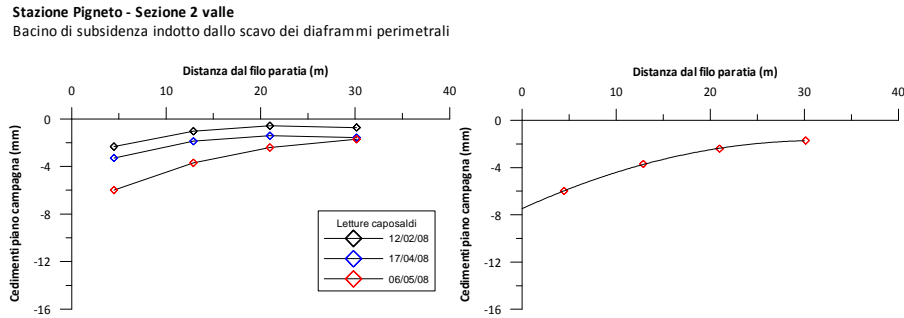


Figura 6-4. Stazione Pigneto: Bacino di subsidenza misurato a tergo dei diaframmi perimetrali

Anche in questo caso i risentimenti indotti si esauriscono ad una distanza maggiore rispetto a quella indagata con i caposaldi ( $\approx 30$  m), e da attendersi cedimenti sino ad una distanza pari almeno alla profondità di scavo (45 m). Interpolando i dati a disposizione, il cedimento massimo teorico è pari a 7.5 mm.

### 6.2.3 Stazione Malatesta

I dati disponibili si riferiscono alle unità di monte e valle relative ad entrambe le sezioni di monitoraggio S13-01 e 02.

Nel caso della sezione S13-01 di monte, i cedimenti indotti dallo scavo e getto del pannello sono risultati pari a circa 2.8 mm ad una distanza di 2.9 m; conseguentemente alla successiva realizzazione dei pannelli adiacenti, si è registrato un marcato incremento dei risentimento fino ad un valore massimo pari a circa 8 mm, corrispondente al 0.022% della profondità di scavo.

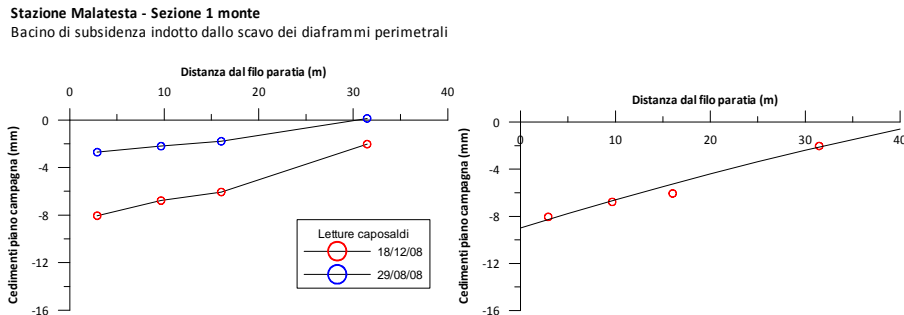


Figura 6-5. Stazione Malatesta: Bacino di subsidenza misurato a tergo dei diaframmi perimetrali

I risentimenti indotti si esauriscono ad una distanza maggiore rispetto a quella indagata con i caposaldi (32 m), per cui sono da attendersi cedimenti sino ad una distanza pari almeno alla profondità di scavo ( $\approx 40$  m). Interpolando i dati a disposizione, il cedimento massimo teorico è pari a 9.0 mm.

Nel caso della sezione S13-01 di valle, i cedimenti finali sono risultati nettamente inferiori e pari a circa 3.8 mm ad una distanza di 8.0 m, corrispondente al 0.01% della profondità di scavo.

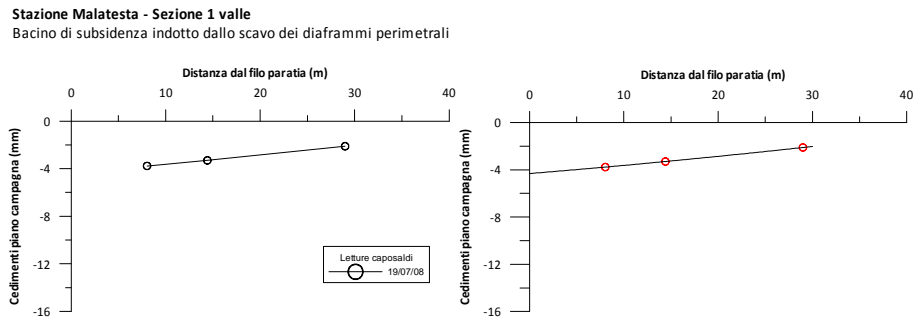


Figura 6-6. Stazione Malatesta: Bacino di subsidenza misurato a tergo dei diaframmi perimetrali

I risentimenti indotti si esauriscono ad una distanza maggiore rispetto a quella indagata con i caposaldi (29 m), per cui sono da attendersi cedimenti sino ad una distanza pari almeno alla profondità di scavo ( $\approx 40$  m). Interpolando i dati a disposizione, il cedimento massimo teorico è pari a 4.5 mm.

Nel caso della sezione S13-02 di monte, i cedimenti indotti dallo scavo e getto del pannello sono risultati pari a circa 4.3 mm ad una distanza di 4.0 m; come per la sezione S13-01, conseguentemente alla successiva realizzazione dei pannelli adiacenti si è registrato un marcato incremento dei risentimento fino ad un valore massimo pari a circa 11.3 mm, corrispondente al 0.03% della profondità di scavo.

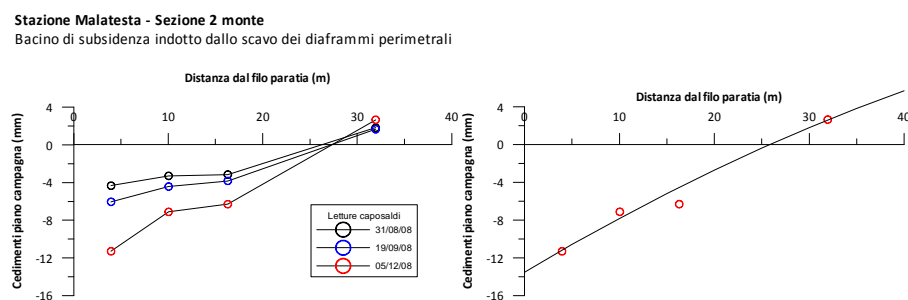


Figura 6-7. Stazione Malatesta: Bacino di subsidenza misurato a tergo dei diaframmi perimetrali

I risentimenti indotti si esauriscono ad una distanza di circa 30 m. Interpolando i dati a disposizione, il cedimento massimo teorico è pari a 13.5 mm.

Nel caso della sezione S13-02 di valle, analogamente alla sezione S13-01, i cedimenti finali sono risultati nettamente inferiori e pari a circa 4.3 mm ad una distanza di 3.5 m, corrispondente al 0.012% della profondità di scavo.

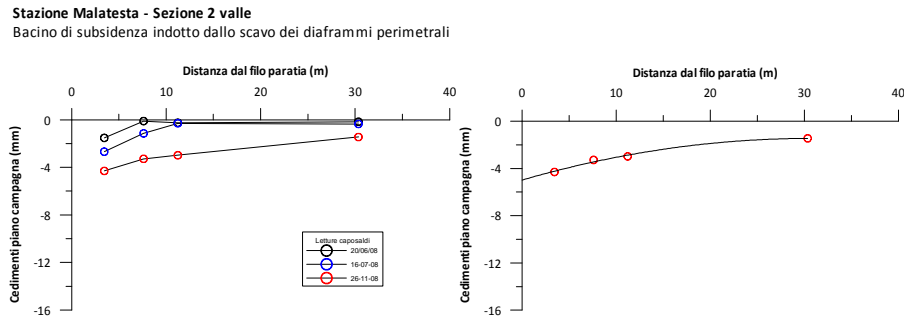


Figura 6-8. Stazione Malatesta: Bacino di subsidenza misurato a tergo dei diaframmi perimetrali

I risentimenti indotti si esauriscono ad una distanza maggiore rispetto a quella indagata con i caposaldi (30 m), per cui sono da attendersi cedimenti sino ad una distanza pari almeno alla profondità di scavo ( $\approx 40$  m). Interpolando i dati a disposizione, il cedimento massimo teorico è pari a 5.0 mm.

### 6.2.4 Stazione Gardenie

I dati disponibili si riferiscono alle unità di monte e valle relative ad entrambe le sezioni di monitoraggio S13-01 e 02.

Nel caso della sezione S15-01 di monte, i cedimenti indotti dallo scavo e getto del pannello sono risultati limitati e pari a circa 0.8 mm ad una distanza di 9.8 m; conseguentemente alla successiva realizzazione dei pannelli adiacenti, si è registrato un certo incremento degli abbassamenti fino ad un valore massimo pari a circa 2.4 mm, corrispondente al 0.006% della profondità di scavo.

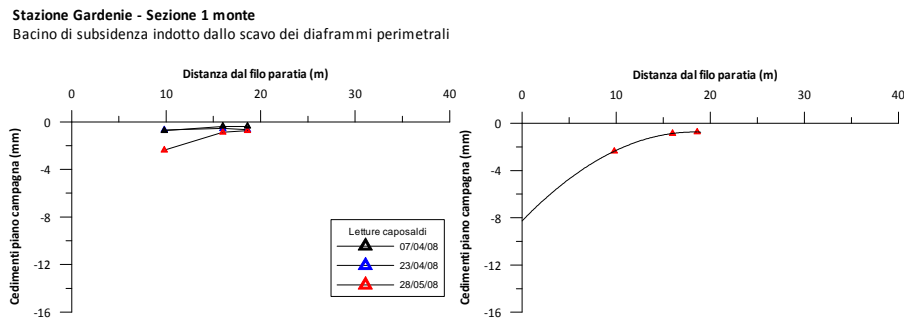


Figura 6-9. Stazione Gardenie: Bacino di subsidenza misurato a tergo dei diaframmi perimetrali

I risentimenti indotti si esauriscono ad una distanza maggiore rispetto a quella indagata con i caposaldi (18 m), per cui sono da attendersi cedimenti, seppur limitati, a distanze superiori. Interpolando i dati a disposizione, il cedimento massimo teorico è pari a circa 8.0 mm.

Nel caso della sezione S15-01 di valle, i cedimenti indotti dallo scavo e getto del pannello sono risultati limitati anche in questo caso e pari a circa 0.6 mm ad una distanza di 5.8 m; conseguentemente alla successiva realizzazione dei pannelli adiacenti, si è registrato un certo incremento degli abbassamenti fino ad un valore massimo pari a circa 4.5 mm, corrispondente al 0.012% della profondità di scavo.

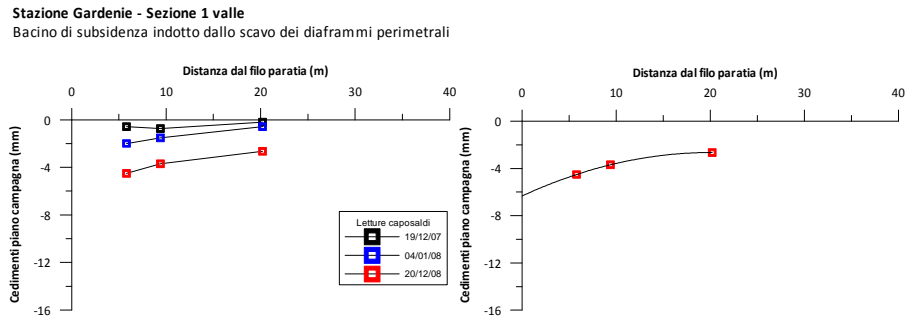


Figura 6-10. Stazione Gardenie: Bacino di subsidenza misurato a tergo dei diaframmi perimetrali

I risentimenti indotti si esauriscono ad una distanza maggiore rispetto a quella indagata con i caposaldi (20.2 m), per cui sono da attendersi cedimenti sino ad una distanza pari almeno alla profondità di scavo ( $\approx 40$  m). Interpolando i dati a disposizione, il cedimento massimo teorico è pari a circa 6.0 mm.

Nel caso della sezione S15-02 di monte, i cedimenti indotti dallo scavo e getto del pannello sono risultati pari a circa 1.1 mm ad una distanza di 9.8 m; conseguentemente alla successiva realizzazione dei pannelli adiacenti, si è registrato un certo incremento degli abbassamenti fino ad un valore massimo pari a circa 2.3 mm, corrispondente al 0.006% della profondità di scavo.

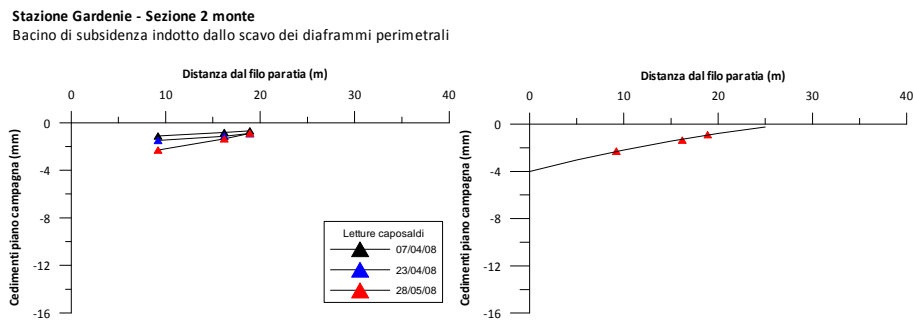


Figura 6-11. Stazione Gardenie: Bacino di subsidenza misurato a tergo dei diaframmi perimetrali

I risentimenti indotti si esauriscono ad una distanza maggiore rispetto a quella indagata con i caposaldi (18 m), per cui sono da attendersi cedimenti, seppur limitati, a distanze superiori. Interpolando i dati a disposizione, il cedimento massimo teorico è pari a circa 4.0 mm.

Nel caso della sezione S15-02 di valle, i cedimenti indotti dallo scavo e getto del pannello sono risultati pari a circa 1.55 mm ad una distanza di 6.3 m; conseguentemente alla successiva realizzazione dei pannelli adiacenti, si è registrato un certo incremento degli abbassamenti fino ad un valore massimo pari a circa 4.0 mm, corrispondente al 0.011% della profondità di scavo.

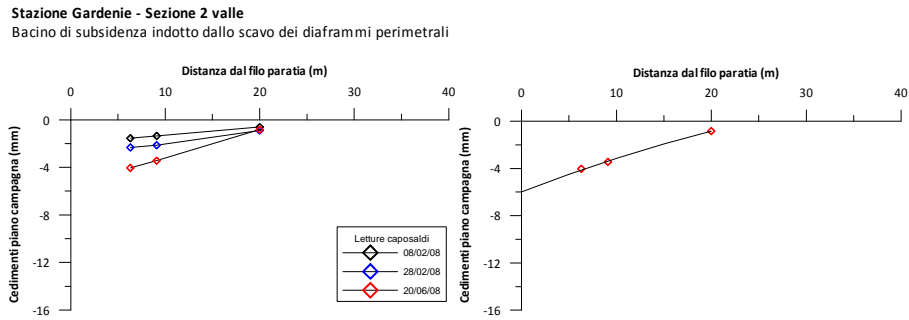


Figura 6-12. Stazione Gardenie: Bacino di subsidenza misurato a tergo dei diaframmi perimetrali

I risentimenti indotti si esauriscono ad una distanza maggiore rispetto a quella indagata con i caposaldi (20.2 m), per cui sono da attendersi cedimenti, seppur limitati, anche a distanze superiori. Interpolando i dati a disposizione, il cedimento massimo teorico è pari a circa 6.0 mm.

**6.2.5 Stazione Mirti**

Dai dati disponibili, riferiti alle unità lato valle delle due sezioni di monitoraggio S16-02 e 03, non emergono sostanziali differenze.

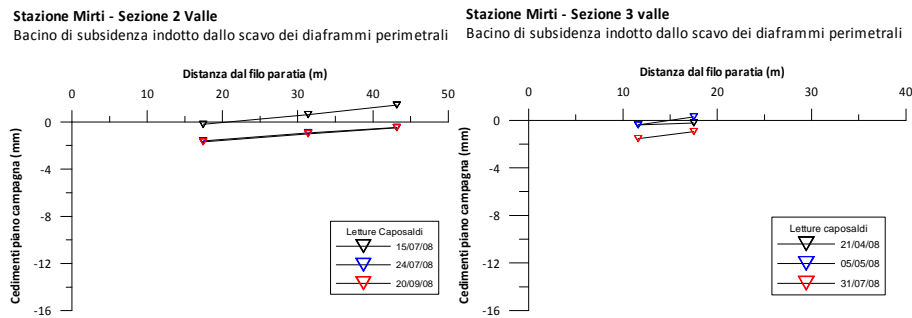


Figura 6-13. Stazione Mirti: Bacino di subsidenza misurato a tergo dei diaframmi perimetrali

Nel caso della sezione S16-02, i cedimenti indotti dallo scavo e getto del pannello sono risultati quasi trascurabili e pari a circa 0.2 mm ad una distanza di 17.4 m; conseguentemente alla successiva realizzazione dei pannelli adiacenti, si è registrato un limitato incremento degli abbassamenti fino ad un valore massimo pari a circa 1.6 mm, corrispondente al 0.004% della profondità di scavo.

I risentimenti indotti non risultano completamente esauriti ad una distanza comparabile con l'altezza di scavo dei diaframmi. Interpolando i dati a disposizione, il cedimento massimo teorico è pari a circa 2.6 mm.

Nel caso della sezione S16-03 si ottengono praticamente i medesimi risultati ottenuti nella sezione 2; i cedimenti indotti dallo scavo e getto del pannello sono risultati quasi trascurabili e pari a circa 0.4 mm ad una distanza di 11.6 m; conseguentemente alla successiva realizzazione dei pannelli adiacenti, si è registrato un limitato incremento degli abbassamenti fino ad un valore massimo pari a



circa 1.5 mm, corrispondente al 0.004% della profondità di scavo. Interpolando i dati a disposizione, il cedimento massimo teorico è pari a circa 2.6 mm.

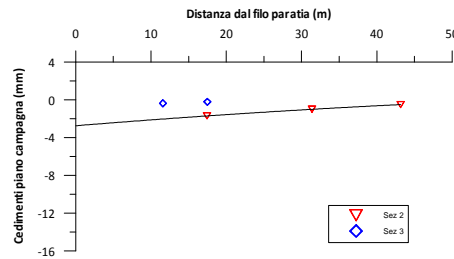


Figura 6-14. Stazione Mirti: Bacino di subsidenza misurato a tergo dei diaframmi perimetrali

### 6.3 Fattori che influenzano gli spostamenti

Le curve di subsidenza ottenute nei cinque casi analizzati sono caratterizzate da diversi valori del cedimento massimo e di ampiezza del bacino di subsidenza.

Tali differenze non risultano imputabili solamente alle profondità di scavo dei pannelli ed all'utensile di scavo adottato: come dimostrano i casi delle stazioni Malatesta e Pigneto, a parità di tecnologia costruttiva impiegata, sono stati registrati abbassamenti marcatamente differenti nelle fasce di terreno poste rispettivamente a monte e a valle dell'opera.

Ciò dimostra che, a parità di caratteristiche costruttive dei pannelli e di condizioni idrauliche al contorno, gli effetti indotti dipendono dalle caratteristiche stratigrafiche locali, ed in particolare dalla presenza o meno di importanti spessori negli strati superficiali di terreni di riporto, alluvionali o vulcanici assimilabili alle "pozzolane", dalle loro caratteristiche di consistenza ed addensamento e dalle condizioni idrauliche al contorno.

Nei casi in esame, l'omogeneità delle caratteristiche geometriche dei pannelli permette di semplificare l'interpretazione dei dati sperimentali consentendo di valutare l'influenza dei vari fattori in gioco.

Per una maggiore comprensione dei fenomeni descritti, si è quindi preliminarmente proceduto a definire la stratigrafia dei terreni *ante-operam* e le condizioni idrauliche al contorno nelle varie sezioni di monitoraggio considerate, a partire dai dati geognostici desunti durante le numerose campagne di indagine eseguite in fase di progettazione.

Dal confronto tra le quote del piano campagna preesistente con le quote di lavoro definite in fase di tracciamento delle corree di guida dei diaframmi, è stato inoltre possibile quantificare lo spessore dei terreni eventualmente asportati o riportati prima delle operazioni di realizzazione dei diaframmi.

In questo modo, risultato immediato correlare il cedimento massimo teorico precedentemente stimato allo spessore dei terreni di riporto, dei depositi argilloso-limosi alluvionali

e dei termini vulcanici a frazione granulare prevalente (pozzolane PR/PN, tufi sabbiosi T2) presenti, alla profondità della falda da piano di lavoro ed eventualmente allo strato di terreno preventivamente asportato o riportato prima delle operazioni di scavo.

I dati ottenuti, riassunti nella scheda riepilogativa dei risentimenti (**Tabella 6-1, Figura 6 -15**), hanno permesso di valutare l'influenza reciproca dei seguenti fattori sui risentimenti indotti.

#### *Altezza di scavo e macchinari impiegati*

Come era lecito attendersi, il campo di spostamenti indotto nel terreno circostante i pannelli si differenzia in termini di cedimento massimo ed estensione del bacino di subsidenza in superficie in funzione della profondità di scavo dei pannelli e della metodologia costruttiva adoperata in fase realizzativa.

In generale i risentimenti sono risultati mediamente maggiori nel caso di scavo con benna meccanica rispetto a quelli con idrofresa, nonostante le maggiori profondità di scavo, a conferma della maggiore affidabilità di tale tecnologia nel limitare le deformazioni indotte nel terreno circostante gli scavi.

Nel caso delle stazioni Lodi, Pigneto e Mirti, caratterizzate da profondità di scavo comprese tra 36 e 48 m circa, i cedimenti massimi in superficie sono risultati variabili tra 2.7 e 12.0 mm.

Nel caso delle stazioni Malatesta e Gardenie, i pannelli realizzati mediante benna meccanica sono caratterizzate da profondità di scavo comprese tra 36 e 39 m circa, ed i cedimenti massimi sono risultati maggiori e compresi tra 4.0 e 13.5 mm.

#### *Contesto stratigrafico, condizioni idrauliche e caratteristiche meccaniche dei terreni superficiali*

Analizzando i dati a disposizione emerge una immediata correlazione tra le particolari condizioni stratigrafiche in cui viene realizzato il pannello, le condizioni idrauliche al contorno e l'entità dei risentimenti indotti. La presenza, nei livelli più superficiali, di terreni di riporto o alluvionali saturi, caratterizzati presumibilmente da scadenti caratteristiche meccaniche, ed la profondità della falda dal piano lavoro, sembrerebbe avere una grande influenza sul bacino di subsidenza indotto.

Scheda Riepilogativa dei risentimenti indotti dallo scavo dei diaframmi perimetrali delle stazioni della nuova Linea C della Metropolitana di Roma																	
Manufatto	Sezione	Piano lavoro	Quota testa	piede	L <sub>PROGETTO</sub>	H	B	D	Utensile di scavo	Sv max (teorico)	Scavo/riporto cantierizzazione		Spessore riporti	Spessore Alluvioni	Spessore pozzolane	Quota falda	Profondità falda da piano lavoro
		m slm	m slm	m slm	m	m	m	m		mm	-	m	m	m	m	m slm	m
Staz Lodi	Lodi - Sez1	44,5	42,9	8,5	36	36	2,80	1,00	idrofresa	<b>8,0</b>	RIPORTO	0,5	4,4	0,0	0,0	32,2	10,7
Staz Mirti	Mirti - Sez2 - Est	41,2	39,2	-3,8	43	45	2,80	1,00	idrofresa	<b>2,7</b>	SBANCAMENTO	-1,3	2,0	0,0	0,0	26	13,2
	Mirti - Sez3 - Est	41,2	39,2	-3,8	43	45	2,80	1,00	idrofresa	<b>2,8</b>	SBANCAMENTO	-1,3	2,0	0,0	0,0	26	13,2
Staz Pigneto	Pigneto - Sez2 - Monte	44,2	41,1	-3,9	45	48,1	2,80	1,00	idrofresa	<b>12,0</b>	RIPORTO	0,5	5,0	0,0	2,0	28,7	12,4
	Pigneto - Sez2 - Valle	44,2	41,1	-3,9	45	48,1	2,80	1,00	idrofresa	<b>7,5</b>	SBANCAMENTO	-0,4	9,6	0,0	0,0	28,7	12,4
Staz Malatesta	Malatesta - Sez1 - Monte	31,2	29,6	-5,5	36,7	36,7	2,80	1,00	benna meccanica	<b>9,0</b>	SBANCAMENTO	-0,4	2,6	4,3	0,0	27	2,6
	Malatesta - Sez1 - Valle	31,2	29,6	-5,5	36,7	36,7	2,80	1,00	benna meccanica	<b>4,4</b>	SBANCAMENTO	-0,3	2,0	1,1	0,0	27	2,6
	Malatesta - Sez2 - Monte	31,2	29,6	-5,5	36,7	36,7	2,80	1,00	benna meccanica	<b>13,5</b>	SBANCAMENTO	-0,4	4,7	7,7	0,0	27	2,6
	Malatesta - Sez2 - Valle	31,2	29,6	-5,5	36,7	36,7	2,80	1,00	benna meccanica	<b>5,1</b>	SBANCAMENTO	-0,3	2,7	7,0	0,0	27	2,6
Staz Gardenie	Gardenie - Sez1 - Monte	32,5	31,8	-7,2	39	39,7	2,80	1,00	benna meccanica	<b>8,3</b>	RIPORTO	0,1	1,6	0,0	19,6	24,5	7,3
	Gardenie - Sez1 - Valle	32,5	31,8	-7,2	39	39,7	2,80	1,00	benna meccanica	<b>6,3</b>	SBANCAMENTO	-1,8	-0,3	0,0	20,5	24,5	7,3
	Gardenie - Sez2 - Monte	32,5	31,8	-7,2	39	39,7	2,80	1,00	benna meccanica	<b>4,0</b>	SBANCAMENTO	-0,7	1,1	2,7	19,0	24,5	7,3
	Gardenie - Sez2 - Valle	32,5	31,8	-7,2	39	39,7	2,80	1,00	benna meccanica	<b>6,0</b>	SBANCAMENTO	-0,3	0,7	1,5	17,5	24,5	7,3

Tabella 6-1.Scheda Riepilogativa dei risentimenti indotti dallo scavo dei diaframmi perimetrali

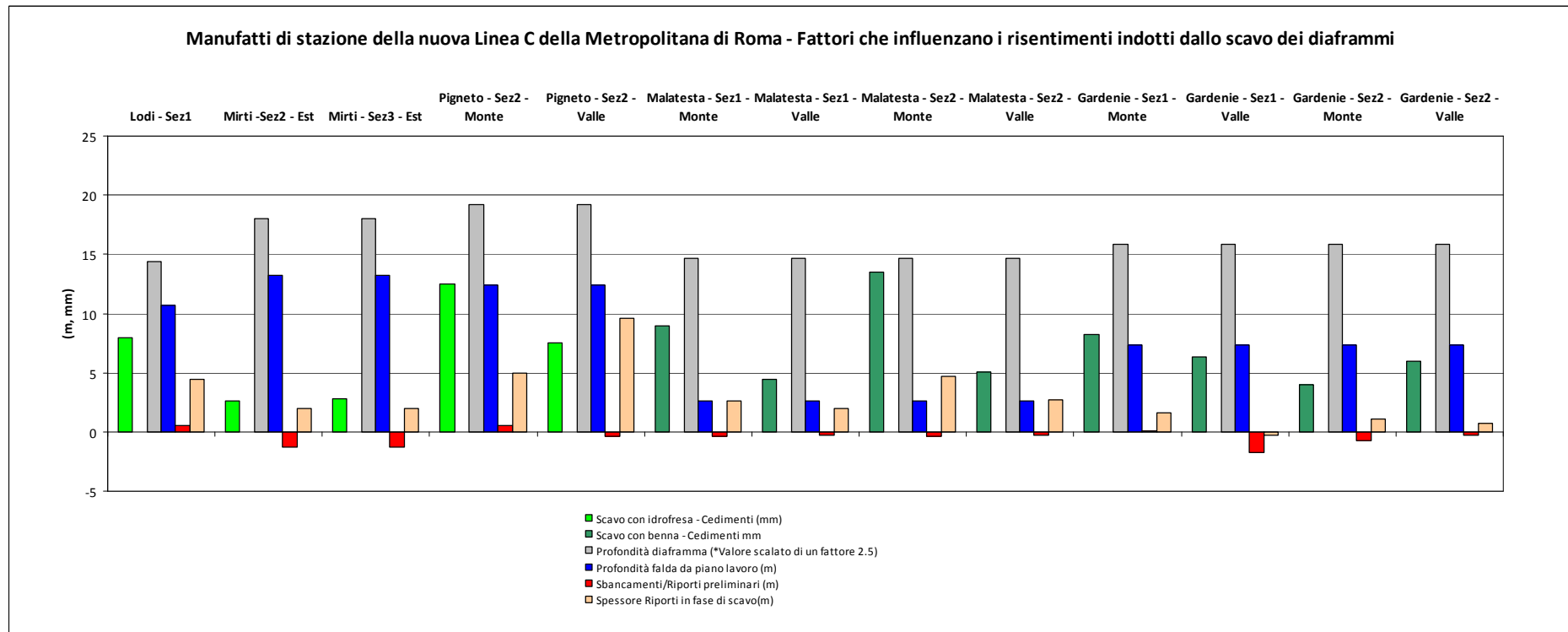
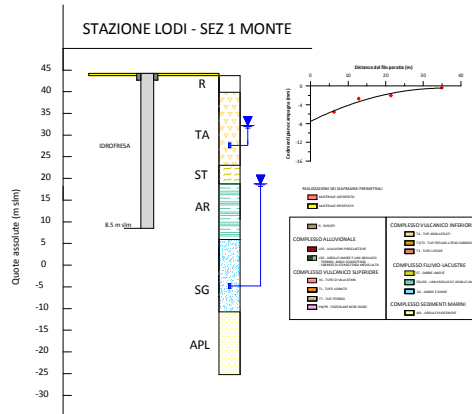


Figura 6 -15. Fattori che influenzano i risentimenti indotti dallo scavo dei diaframmi

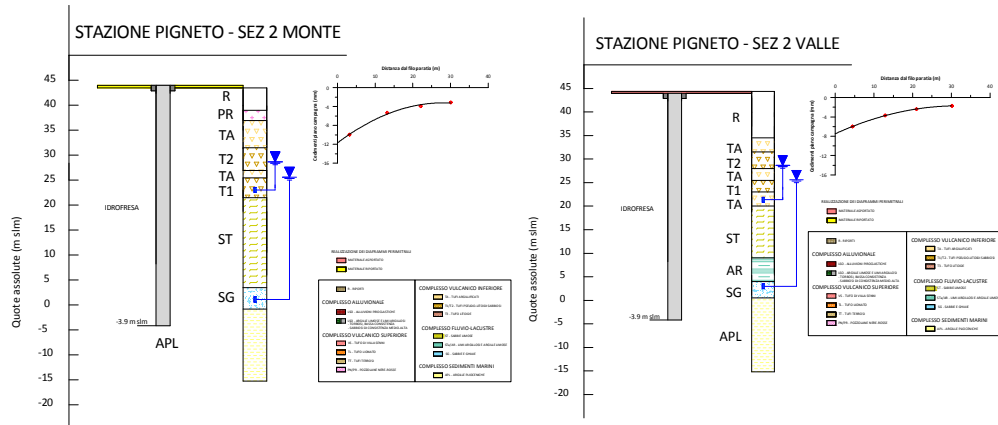
**6.3.1 Casi analizzati**

Nel caso della stazione Lodi, il cedimento massimo teorico è pari a circa 8.0 mm e si è verificato in presenza di uno strato di riporto di circa 4.5 m di spessore e con una elevata profondità della falda dal piano campagna (-13.5 m, **Figura 6-16**).



**Figura 6-16. Stazione Lodi: contesto stratigrafico nelle sezioni di monte e valle**

Nel caso della Stazione Pigneto (**Figura 6-17**) i maggiori risentimenti si ottengono a monte, in cui risultano presenti circa 5.0 m di riporti sovrapposti a circa 2.0 m di piroclastiti granulari poco addensate, rispetto a valle nonostante la presenza in quest’area di un importante strato di riporti (circa 10 m). Anche in questo caso la falda idrica è presente ad una importante profondità dal piano campagna (-12.7 m).



**Figura 6-17. Stazione Pigneto: contesto stratigrafico nelle sezioni di monte e valle**

Nel caso della Stazione Mirti (**Figura 6-18**), il cedimento massimo teorico è in entrambi i casi considerati limitato e pari a 2.8 mm. In questo caso, la presenza di un esiguo spessore dei terreni di riporto, associato ad una bassa profondità della falda idrica dal piano campagna (-8.5 m), conferma le indicazioni registrati negli altri casi.

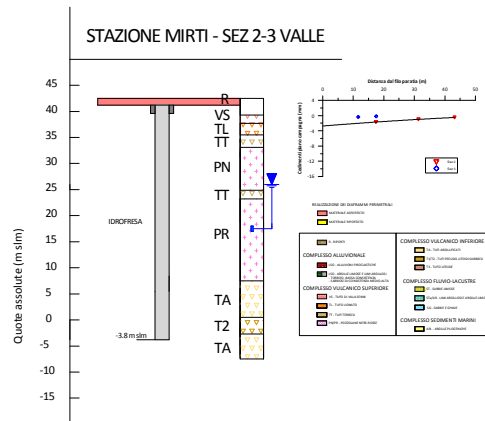


Figura 6-18. Stazione Mirti: contesto stratigrafico nelle sezioni di monte e valle

Nel caso di pannelli realizzati mediante benna meccanica, l’influenza di tali fattori sembra ancor più marcata. Nel caso della Stazione Malatesta, nonostante la falda sia presente a circa 3.0 m dal piano di lavoro, il cedimento massimo teorico è variabile da 4.4 a 13.5 mm con maggiori abbassamenti registrati a monte rispetto che a valle. Tali differenze, a parità di condizioni idrauliche, dipendono dalle caratteristiche meccaniche dei depositi alluvionali presenti in importanti spessori nell’area di Piazza Malatesta (Figura 6-19).

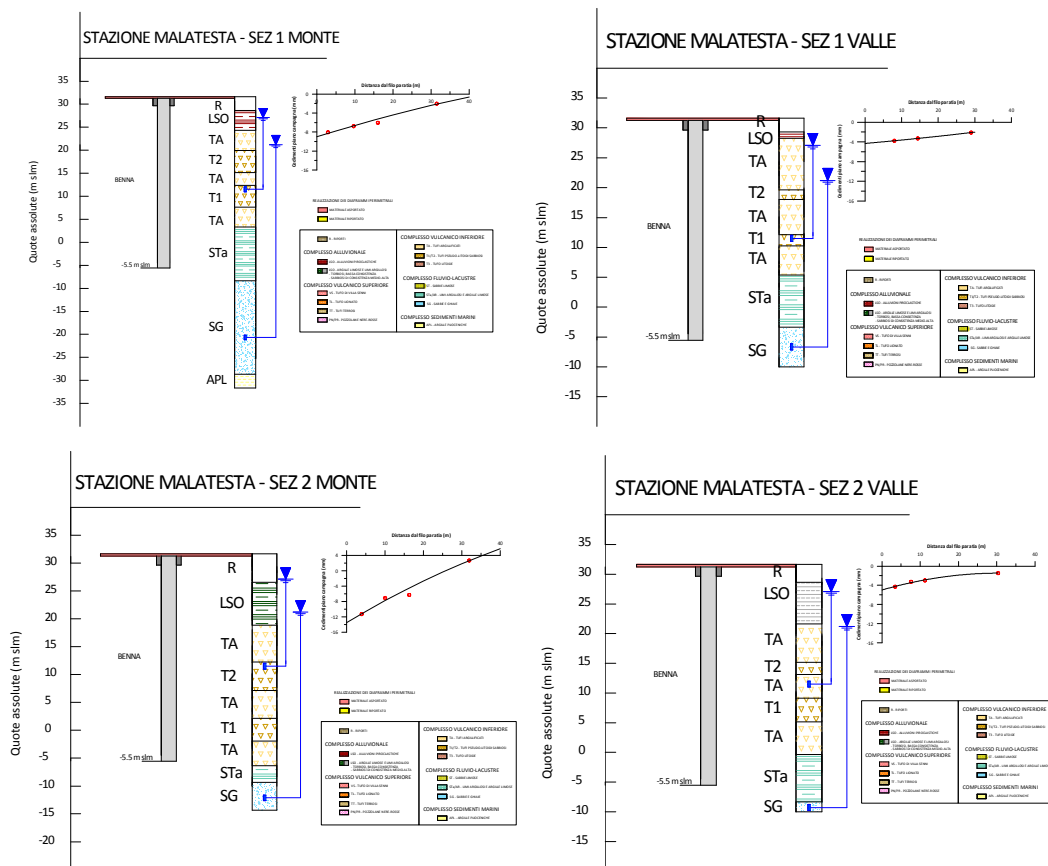


Figura 6-19. Stazione Malatesta: contesto stratigrafico nelle sezioni di monte e valle

Infatti, nelle sezioni lato monte, sono presenti piroclastiti limo-sabbiose e sabbio-limose poco addensate a luoghi con argille (Sez 1) e da limi argillosi rimaneggiati da poco consistenti a consistenti ed a luoghi torbosi (Sez 2); viceversa, nelle sezioni lato valle il medesimo complesso alluvionale è costituito da sabbie limose da poco a moderatamente addensate (Sez 1) e da limi argillosi a tratti sabbiosi da consistente a molto consistente (Sez 2).

Nel caso della Stazione Gardenie, il cedimento massimo teorico desunto nelle sezioni di monte è variabile da 4.0 a 8.3 mm, mentre in quelle di valle si attesta sui 6.0 mm (Figura 6-20).

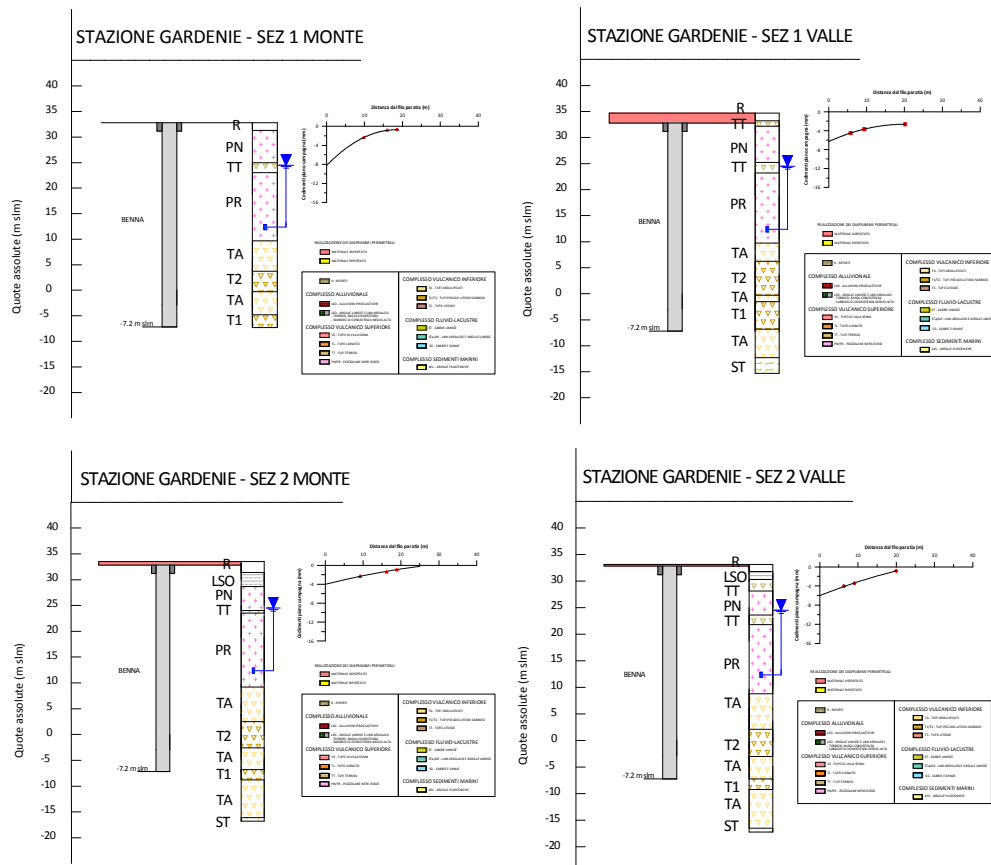


Figura 6-20. Stazione Gardenie: contesto stratigrafico nelle sezioni di monte e valle

In questo caso, a differenza di Malatesta, le differenze registrate a monte del manufatto non sembrerebbero imputabili a marcate differenze nello spessore degli strati di riporto (1.1 m contro 1.6m), o di depositi alluvionali che tra l'altro in questa zona risultano costituiti da argille limose consistenti.

Per questo motivo è necessario considerare un'ulteriore variabile riconducibile alle operazioni di realizzazione del piano di lavoro.

### Operazioni di riporto o sbancamento per la realizzazione del piano di lavoro

Il parametro aggiuntivo è dato dallo spessore di terreni preliminarmente asportati o riportati in superficie per la preparazione del piano di lavoro, pari alla differenza tra la quota assoluta del piano campagna preesistente e quella imposta successivamente.

In generale, dai dati disponibili, si evince chiaramente come in presenza di un preventivo “rinterro” del piano di lavoro, i risentimenti indotti risultano più marcati rispetto ai casi in cui si è stato eseguito uno spianamento o comunque si è lasciato inalterato il piano campagna originario: succede nel caso della stazione Lodi, in cui si registra la presenza di uno spessore di terreno riportato di spessore pari a circa 0.5 m; nel caso della Stazione Pigneto, in cui si è proceduto ad eseguire un riporto a monte ed uno sbancamento a valle, entrambi nell’ordine di 0.5 m; nel caso della Stazione Gardenie, in cui i maggiori risentimenti sono stati ottenuti nella sezione 1 di monte dove il piano lavoro coincide praticamente con il piano campagna preesistente, mentre negli altri casi, gli sbancamenti eseguiti hanno determinato minori risentimenti in fase di scavo dei pannelli. Infine nel caso della Stazione Mirti, al di là dei fattori già citati, è possibile che i minimi risentimenti siano da correlare ad uno sbancamento preventivo di 1.3 m dell’originario piano campagna.

### Variazione dello stato tensionale a tergo dei pannelli a seguito delle varie fasi costruttive

Per comprendere le variazioni tensionali associate alle varie fasi costruttive nel volume di terreno circostante i pannelli, in mancanza di specifiche misure in sito, è necessario eseguire delle analisi numeriche tridimensionali. A tal proposito, con riferimento ad un caso ritenuto rappresentativo (Stazione Pigneto Sez 2 Valle), di seguito si è proceduto a simulare le varie fasi di realizzazione dei pannelli ed a ricreare il campo di spostamenti misurato sperimentalmente a tergo dei diaframmi mediante il codice agli elementi finiti Plaxis 3D Tunnel.

Nel caso in esame i diaframmi perimetrali e centrali sono stati realizzati mediante idrofresa, secondo il seguente schema costruttivo: dapprima si è proceduto allo scavo e getto dei due pannelli di larghezza di 2.80m posti ad interasse 5.24m (primari) e infine allo scavo di un pannello (secondario) di larghezza 2.80m, ricavato nello spazio lasciato libero dai primi due (2.44m), con una compenetrazione con i pannelli primari pari a 18 cm, per garantire la tenuta idrica della parete.

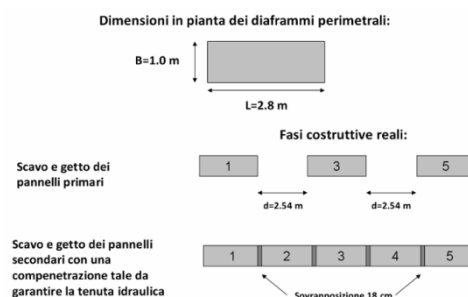


Figura 6-21. Diaframmi perimetrali: geometria e fasi costruttive reali



Modello numerico. Al fine di riprodurre le reali fasi costruttive dei pannelli, è stato implementato un modello tridimensionale di dimensioni tali da garantire una ripetibilità dei risultati e minimizzare i cosiddetti effetti di bordo nelle zone limitrofe alla frontiera del modello.

Per determinare le dimensioni del modello sono state eseguite delle analisi di sensibilità finalizzate. Nel caso della stazione Pigneto la discretizzazione agli elementi finiti si compone di 4890 elementi ed è stata schematizzata con un blocco di materiale lungo 70 m e composto da nr 9 fette (slices) spesse da 20 a 2.8 m, scelte in modo da rappresentare una verosimile sequenza costruttiva. Trasversalmente la maglia agli elementi finiti è larga 80 m ed alta 60 m; per ragioni di simmetria è stata schematizzata solo metà pannello di spessore pari a 0.5 m; una delle ipotesi semplificative adottate riguarda la compenetrazione idraulica dei pannelli, che si ipotizza garantita.

I vincoli adottati nelle frontiere del modello sono spostamenti orizzontali e verticali impediti alla base e orizzontali lateralmente.

*Metodologia di analisi.* Le analisi si riferiscono principalmente a nr 5 pannelli adiacenti di medesima geometria (2.8\*1.0 m) e naturalmente altezza differente, di cui nr tre “primari” (1-3-5) distanziati 2.8 m, e due “secondari” realizzati successivamente (2 e 4).

Per evitare effetti di bordo nel modello è stata adottata una fascia di terreno vergine di 28 m sia a monte che a valle dei pannelli; successivamente è previsto lo scavo, getto e maturazione dei pannelli primari (nr 1, 3 e 5) ed infine dei secondari (nr 2 e 4).

A seguito delle fasi di scavo, getto e maturazione dei pannelli primari è stato possibile valutare l'effetto tenso-deformativo sui pannelli adiacenti, in cui è ancora presente il terreno, e nel volume di terreno circostante; successivamente è stato possibile valutare l'effetto della realizzazione dei secondari sia pannelli primari e valutare le variazioni tensionali complessivamente indotte nel terreno circostante i pannelli.

*Proprietà dei materiali.* Nelle analisi numeriche la fase iniziale di scavo è stata simulata disattivando i cluster di terreno compresi nel futuro pannello e attivando una pressione agente sulle pareti di scavo di tipo idrostatico e pendenza pari al peso della bentonite ( $\gamma_b=10.3 \text{ kN/m}^3$ ).

Nella fase di getto, il calcestruzzo fresco è stato simulato attraverso una pressione agente sulle pareti di scavo coerente con le indicazioni di letteratura (“bilatera”, Lings et al., 1994) con andamento idrostatico con pendenza pari al peso per unità di volume del calcestruzzo ( $\gamma_{cls}=24 \text{ kN/m}^3$ ) fino ad una profondità pari all'altezza critica  $h_{crit}$  assunta pari al 20% dell'altezza di scavo totale H, per poi incrementare con un gradiente inferiore e pari al peso della bentonite ( $\gamma_b=10.3 \text{ kN/m}^3$ ) a profondità maggiori.

La maturazione del calcestruzzo è stata simulata attraverso degli elementi lineari elastici con modulo di Young assunto cautelativamente  $E=15$  GPa e coefficiente di Poisson  $\nu=0.2$ , tenendo conto della variazione del modulo elastico in funzione del grado di maturazione raggiunto. Una volta maturato, il pannello è stato simulato attraverso degli elementi lineari elastici caratteristici a 28 gg, assumendo un valore del Young  $E=33.8$  GPa.

*Modello geologico del sottosuolo e condizioni idrauliche al contorno.* Per la definizione del modello geologico, delle condizioni idrauliche al contorno si rimanda alla estesa trattazione del Capitolo 9.

*Comportamento reologico dei terreni e scelta dei parametri di riferimento.* Le analisi numeriche, per poter comprendere l'effetto tenso-deformativo associato alle varie fasi costruttive dei diaframmi, necessitano di modelli costitutivi avanzati in grado di simulare il marcato comportamento non lineare dei terreni. Con riferimento al quadro stratigrafico in esame, nelle analisi il terreno è stato assimilato ad un mezzo elasto-plastico con incrudimento isotropo regolato dalle deformazioni volumetriche  $\varepsilon_{pv}$  e distorsionali plastiche  $[\gamma_p=(2 \cdot \varepsilon_{p1} - \varepsilon_{pv})]$ , modello "Hardening Soil", ideato da Schanz, Vermeer e Bonnier (1998-99). Il calcolo è stato eseguito assumendo un comportamento drenato per le varie formazioni vulcaniche e le sottostanti sabbie e ghiaie: si rimanda al Capitolo 9 per i criteri adottati nella scelta dei parametri di riferimento delle analisi.

### **Risultati delle analisi**

Le analisi sono state eseguite ipotizzando una altezza critica  $h_{crit}$  (Lings, et al., 1995) pari al 25% dell'altezza massima. Dal confronto tra le tensioni orizzontali totali con l'idrostatica di pendenza  $\gamma_b=10.3$  e la "bilatera", è immediato comprendere le cause degli spostamenti indotti a tergo. Alle profondità in cui la pressione del calcestruzzo fresco supera la pressione orizzontale del terreno, si manifestano spostamenti verso l'esterno con conseguente aumento degli spostamenti laterali verso l'esterno che inducono una ricarica del terreno; viceversa, laddove la pressione del calcestruzzo risulta minore della pressione orizzontale del terreno si manifestano spostamenti essenzialmente verso l'interno, per cui la distribuzione delle tensioni a tergo del diaframma è simile a quella ottenuta nella fase di scavo supportato da fanghi.

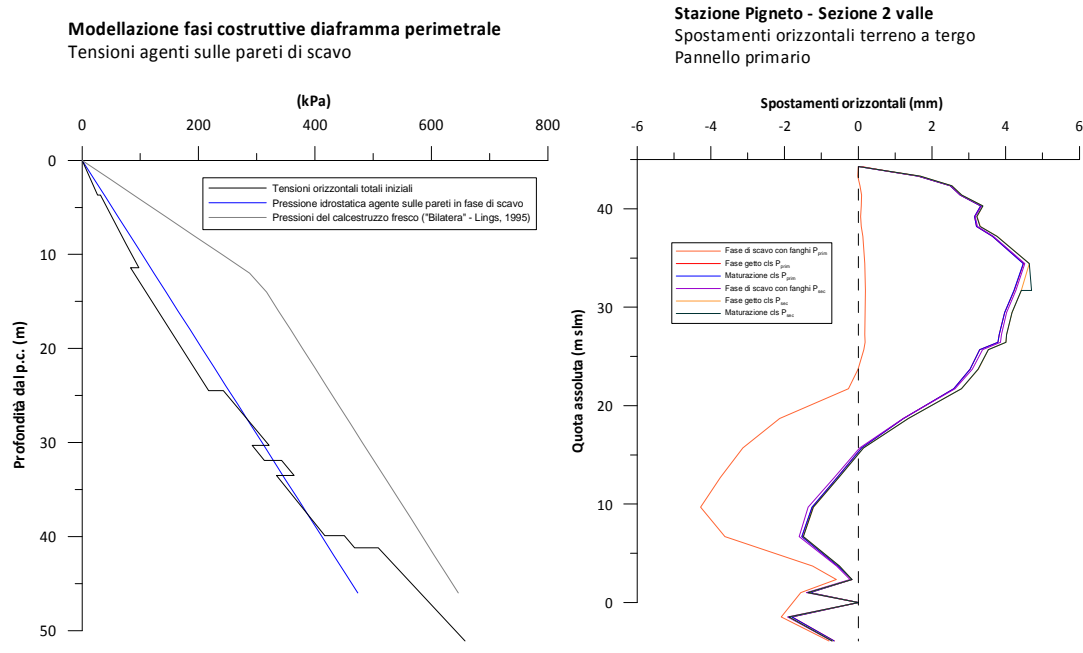


Figura 6-22. Stazione Pigneto: simulazione realizzazione diaframma - tensioni agenti sul pannello e spostamenti laterali del terreno circostante

Nelle figure seguenti viene rappresentato il rapporto tra i valori delle tensioni orizzontali e verticali efficaci in una serie di punti di controllo posti ad una distanza di circa 1.0 m dal filo paratia ( $K = \sigma'_h / \sigma'_v$ ):

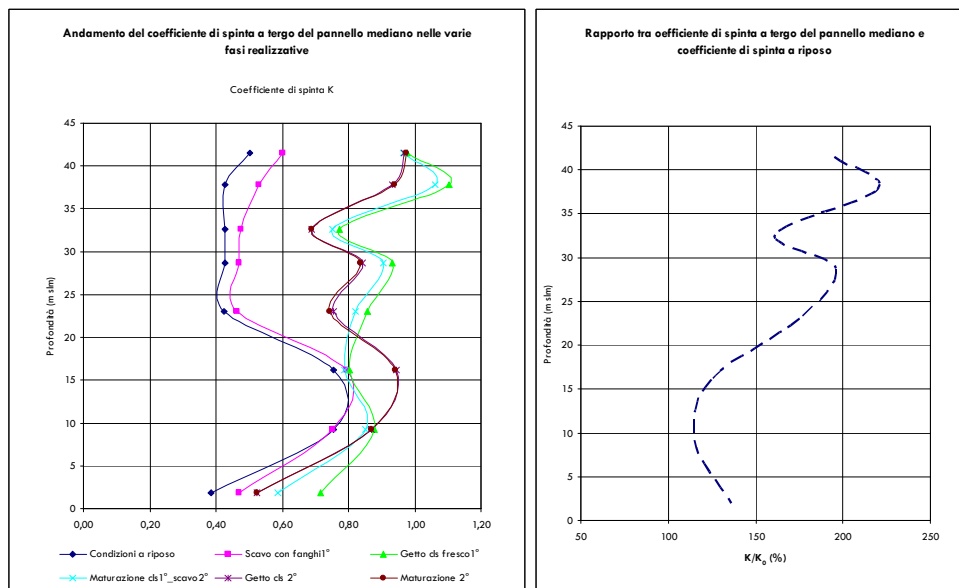


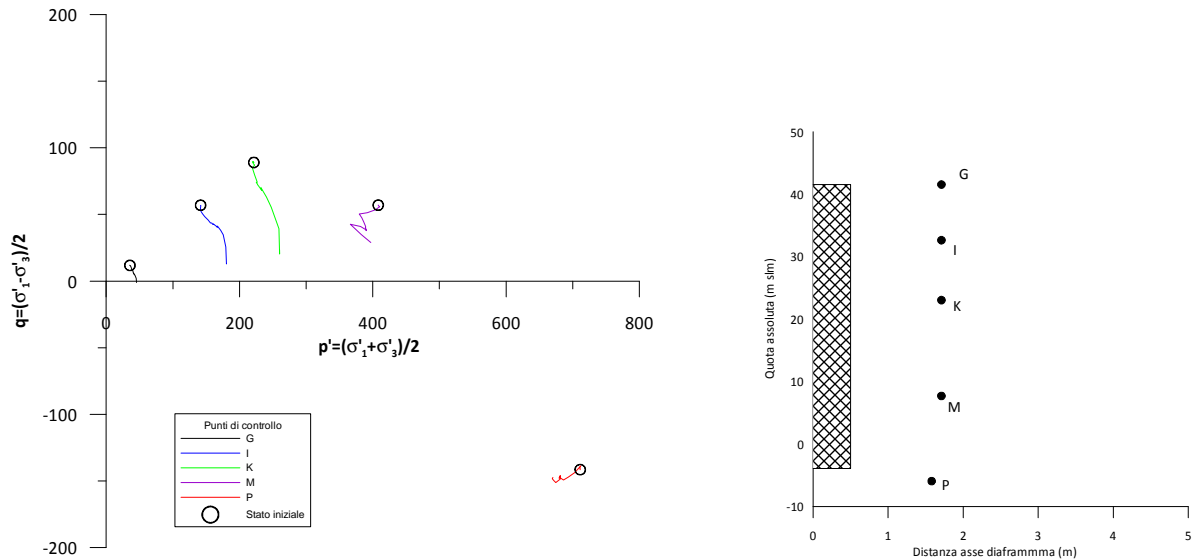
Figura 6-23. Stazione Pigneto: simulazione realizzazione diaframma: andamento del coefficiente di spinta a tergo del diaframma

Le analisi confermano come a seguito delle fasi di scavo, getto e maturazione del calcestruzzo si ha un incremento delle tensioni orizzontali a tergo del setto, rappresentato dall'incremento percentuale del valore del coefficiente di spinta K rispetto a  $K_0$ . Tali incrementi sono maggiori negli strati superficiali di terreno e tendono in genere a diminuire con la profondità.

Alle medesime considerazioni si giunge diagrammando i percorsi di tensioni di diversi elementi di terreno posti alle medesime distanze che, almeno in quelli più superficiali (punti "G", "I" e "K"), registrano una generale aumento delle pressioni medie  $p'$  ed una diminuzione degli sforzi deviatorici  $q$ .

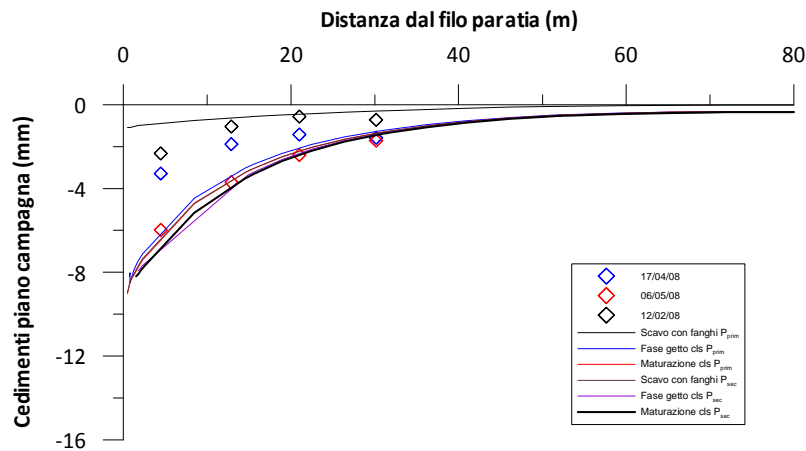
**Stazione Pigneto - Sezione 2 valle**

Analisi numeriche - Percorsi di tensione a varie profondità



**Figura 6-24. Stazione Pigneto: simulazione realizzazione diaframma - percorsi di tensione ad una distanza di circa 1.0 m dal filo paratia posti a varie profondità**

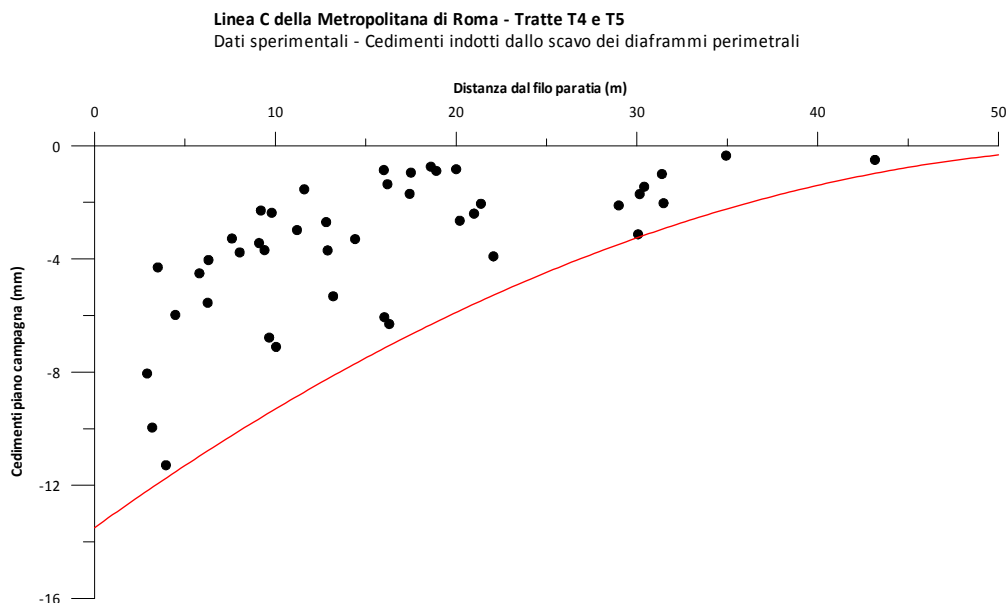
Le analisi sono state tarate in modo da ottenere il medesimo bacino di subsidenza massimo registrato sperimentalmente e rappresentato nella figura seguente: le analisi, riferite a condizioni comunque drenate, colgono l'andamento del bacino di subsidenza in maniera corretta; trattandosi di una curva riferita ad un pannello primario, i maggiori risentimenti si ottengono durante la fase di getto del calcestruzzo, mentre l'effetto della realizzazione del secondario è meno marcato.



**Figura 6-25. Stazione Pigneto: simulazione realizzazione diaframma - bacino di subsidenza pannello primario**

#### 6.4 Curve di subsidenza e confronto con i dati di letteratura

I dati dei cedimenti massimi raccolti nei cinque casi analizzati hanno quindi permesso la redazione di specifiche curve di subsidenza riferite al contesto stratigrafico romano. Nella **Figura 6-26** sono rappresentati i cedimenti massimi ottenuti in funzione della distanza.



**Figura 6-26.** Manufatti di stazione della nuova Linea C - Curva di subsidenza indotto dallo scavo dei diaframmi perimetrali

Come precedente accennato, tali dati sono da intendersi riferiti alle condizioni finali a realizzazione dei diaframmi perimetrali ultimata. Il valore del cedimento massimo è nell'ordine dei 13 mm e diminuisce con la distanza ed a partire da circa 40-45 m dai diaframmi perimetrali è da intendersi praticamente esaurito. Se confrontato con alcune curve di subsidenza presenti in letteratura (Poh et. al, 2001), tali valori risultano notevolmente inferiori: a tal riguardo è bene sottolineare come, nonostante le profondità di scavo dei diaframmi della nuova Linea C siano generalmente superiori a quelle raggiunte nelle esperienze presenti in letteratura, le caratteristiche meccaniche dei terreni vulcanici presenti nella realtà stratigrafica romana siano notevolmente migliori rispetto ai depositi argillosi tipici di Singapore.

I dati, opportunamente normalizzati rispetto alla profondità di scavo necessario alla realizzazione dei diaframmi H, hanno permesso inoltre di definire l'involuppo di seguito rappresentato (**Figura 6-27**) che indica come il bacino di subsidenza indotto si esaurisce ad una distanza pari a circa una volta la profondità dello scavo H con un valore massimo del cedimento pari a circa il 0.03% della medesima profondità H.

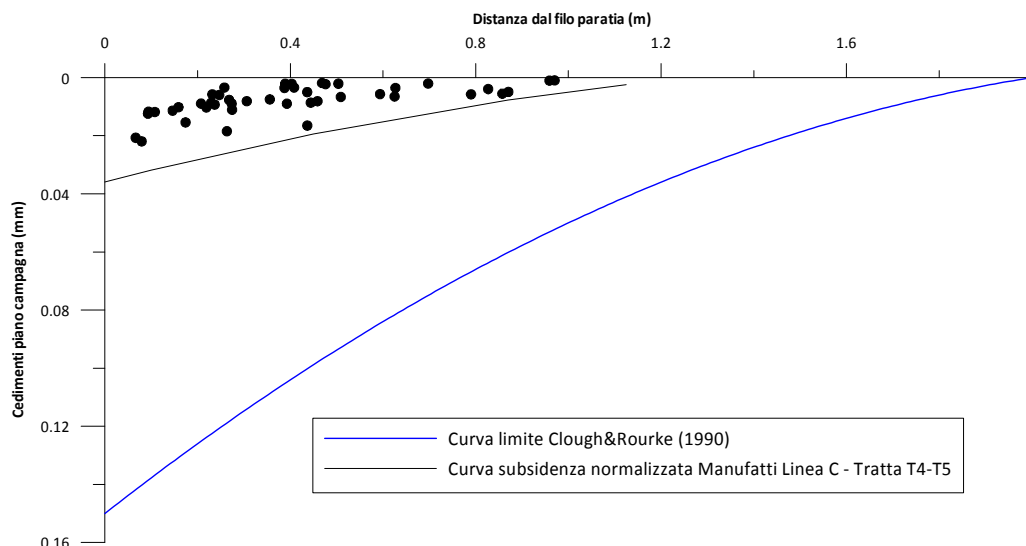


Figura 6-27. Manufatti di stazione della nuova Linea C - Curva di subsidenza normalizzata a confronto con Clough e Rourke (1990)

Anche in questo caso i valori ottenuti se confrontati con curva limite di subsidenza elaborata da Clough e Rourke (1990) risultano notevolmente inferiori: in particolare la curva ottenuta risulta notevolmente appiattita e si esaurisce ad una distanza di gran lunga inferiore rispetto al caso di scavo in terreni argillosi.

## 6.5 Conclusioni

I dati sperimentali hanno confermato come l'installazione dei pannelli delle paratie perimetrali delle stazioni della nuova Linea C comporti dei risentimenti al contorno di entità comunque modesta soprattutto se confrontati con le leggi empiriche di letteratura.

Le curve di subsidenza ottenute nei cinque casi della Linea C analizzati sono caratterizzate da differenti valori del cedimento massimo e di ampiezza del bacino di subsidenza ed hanno permesso di individuare i fattori che influenzano maggiormente i risentimenti indotti quali l'utensile e la profondità di scavo, il contesto stratigrafico, le condizioni idrauliche al contorno, le caratteristiche meccaniche dei terreni superficiali e la preventiva realizzazione di scavi o riporti per la preparazione del piano di lavoro.

Una simulazione numerica delle fasi costruttive dei diaframmi perimetrali opportunamente tarata sui risultati sperimentali ottenuti nella Stazione di Pigneto, ha inoltre dimostrato come il processo di installazione ha una considerevole influenza sulla distribuzione delle tensioni orizzontali nel volume di terreno a tergo dei setti.

Le analisi eseguite confermano quindi le indicazioni di alcuni lavori scientifici in materia (Schaper e Triantafyllidis, 2006), ottenuti con le medesime ipotesi di calcolo adottate per simulare la fase di getto del calcestruzzo ("bilatera").

Il campo di spostamenti e tensioni a tergo del pannello completato è influenzato essenzialmente dal processo di costruzione dei pannelli primari, mentre l'installazione degli altri pannelli non sembrerebbe avere una sostanziale influenza sugli spostamenti orizzontali. In realtà è da sottolineare come la scelta di esemplificare le fasi di realizzazione dei setti e soprattutto l'adozione di un comportamento di tipo drenato per i terreni abbia verosimilmente condotto a tali risultati.

Le analisi confermano come a seguito delle fasi di scavo, getto e maturazione del calcestruzzo si ha un incremento delle tensioni orizzontali a tergo del setto, rappresentato dall'incremento percentuale del valore del coefficiente di spinta  $K$  rispetto a  $K_0$ .

Il sostanziale cambiamento delle condizioni tensionali litostatiche originali, se non debitamente considerato in fase di progettazione dell'opera, potrebbe comportare nelle successive fasi di scavo un incremento degli spostamenti orizzontali e delle sollecitazioni agenti sulla struttura e del cosiddetto "volume perso" che dà origine ai movimenti del terreno fino in superficie.

Tali considerazioni potranno comunque essere analizzati in future ricerche quando risulteranno disponibili i dati relativi alle operazioni di scavo delle stazioni della Linea C.

## **7. DATI SPERIMENTALI: RISULTATI CAMPI PROVA DI AGGOTTAMENTO**

---

La costruzione dei manufatti compresi il questo tratto della nuova Linea C della metropolitana di Roma pone sicuramente importanti problemi legati alle particolari condizioni stratigrafiche e geotecniche dei terreni di imposta ed al regime di circolazione delle acque nel sottosuolo.

In particolare la stabilità del fondo degli scavi di stazione e la costruzione in sicurezza degli scavi comportano la regolazione temporanea del regime delle pressioni dell'acqua nel sottosuolo.

Come già precedentemente accennato nel Capitolo 5, nel caso delle stazioni della Metro C attualmente in fase di realizzazione, al fine di garantire idonee condizioni di lavoro e gli adeguati margini di sicurezza in tutte le fasi costruttive, in fase progettuale è stato affidato il controllo del regime delle pressioni interstiziali ad un sistema di pozzi di aggotamento opportunamente disposti e regolati. Al fine di valutarne l'effettiva efficacia, preliminarmente alle fasi di scavo sotto falda si è proceduto ad eseguire specifici campi prova di aggotamento consistiti nell'emungimento in contemporanea di tutti i pozzi predisposti.

Nel presente capitolo, dopo una breve descrizione delle modalità di prova adottate nei differenti casi, sono stati raccolti ed elaborati i dati sperimentali consistiti essenzialmente in misure di portata e letture piezometriche.

I numerosi dati sperimentali di campo raccolti rappresentano una grande opportunità per poter comprendere i processi di filtrazione indotti da emungimenti confinati a larga scala e di lunga durata, la loro influenza sulle condizioni di stabilità degli scavi e agli eventuali risentimenti indotti sul regime delle acque sotterranee in un quadro idrogeologico particolarmente complesso della realtà romana.

### **7.1 Casi di analisi**

Nell'ambito delle attività del Dottorato è stato possibile monitorare gli esiti di numerosi campi prova di emungimento eseguiti nei manufatti di stazione della nuova Linea C ,tra i quali Pozzo TBM Malatesta e le stazioni Teano, Mirti, Gardenie ed Parco di Centocelle.

*Fasi di esecuzione delle prove.* La metodologia di esecuzione del campo prova prevede inizialmente una serie di prove preliminari per testare le prestazioni dei pozzi: prove di svuotamento, a gradini ed infine una prova di emungimento di lunga durata (h 24). Le prove di svuotamento sono utili a



verificare la funzionalità del sistema installato; le prove a gradini sono suddivise in tre step temporali di due ore ciascuno e permettono di determinare la curva caratteristica del pozzo, l'efficienza e la portata di emungimento ottimale; le prove di lunga durata (24 h) infine servono a verificare il comportamento del sistema pozzo-acquifero-paratie ad un pompaggio prolungato con una certa portata  $Q$  ottimale.

Nei casi successivamente esposti, il campo prova di emungimento è durato complessivamente dagli 8 ai 21 gg ed è consistito nell'emungimento in contemporanea di tutti i pozzi predisposti: in generale, laddove presenti, durante le ultime 24 ore della prova si provvede ad attivare anche i pozzi di emergenza in modo da valutare anche l'efficacia di tale intervento.

Durante le varie prove eseguite è risultato possibile monitorare sia le portate che i livelli nei pozzi e nei piezometri opportunamente disposti sia all'interno che all'esterno del manufatto nelle sezioni di controllo: al termine della prova, è stato inoltre monitorata la risalita dei livelli a seguito dello spegnimento delle pompe (fase di "recovery"), per quantificare la capacità di ricarica dell'acquifero e di valutare le conseguenze in caso di disfunzione di qualcuno dei pozzi installati.

Di seguito sono proposti i risultati ottenuti nei vari casi, con particolare riferimento alle portate complessivamente prelevate dai pozzi, al regime delle pressioni neutre instauratesi nel volume di terreno posto al di sotto della quota di fondo scavo, ed ai risentimenti sulla falda esterna.

### **7.1.1 Pozzo TBM Malatesta**

*Sistema di dewatering.* In considerazione della forma e delle dimensioni del corpo stazione, il sistema di aggotamento è consistito in 8 pozzi di diametro 400 mm posti ad interasse di 24 metri in direzione longitudinale e di 20 m in quella trasversale. La quota di fondo foro dei pozzi è di circa -8.0 m slm, a circa 2.4 m al disopra della quota di attestamento dei diaframmi perimetrali la cui base ricade all'interno dello strato ST del complesso dei depositi fluvio lacustri ed a circa 17.0 m al di sotto della quota di fondo scavo.

I pozzi risultano "sfinestrati" da quota "falda idrica" (+24 m slm) fino alla quota di base -5.4 m slm (**Figura 7-2**). Le pompe sommerse sono state posizionate a circa 2.0 m al disopra del pozzo per cui, nelle condizioni dinamiche di pompaggio è stata fissata una quota di attacco stacco delle pompe intorno ai -3.0 ÷ -3.2 m slm. Nel campo prova sono stati predisposti ulteriori quattro pozzi di emungimento di caratteristiche analoghe ai precedenti da impiegare in caso di necessità.

*Campo prova del sistema di aggotamento.* Il campo prova di emungimento è complessivamente durato 8 giorni (dal 10/9 al 18/9 per un totale di 192 h) ed è consistito nell'emungimento in contemporanea di tutti gli otto pozzi predisposti (P1, P2,..., P8). Durante le

ultime 24 ore della prova inoltre si è provveduto ad attivare i quattro pozzi di emergenza (A, B, C, D) cosicché è stato possibile anche desumere l'efficacia di tale intervento.

Durante la prova alcuni pozzi (P2, P7 e P8) hanno presentato problemi a causa delle basse portate emunte, per cui, una volta ripristinati, si è successivamente proceduto ad eseguire una seconda prova di lunga durata fino ai primi giorni di ottobre.

#### **Risultati della prima prova di emungimento di lunga durata di 1° Fase (10-18/9/08)**

Durante la prova si è potuto osservare come per la modesta disponibilità idrica e il livello piezometrico iniziale non è stato più recuperato per cui il livello di falda iniziale è risultato essere inferiore a quello iniziale e pari a +22.0 m slm. Al 18 settembre si sono registrate le seguenti portate nei pozzi:

Pozzo	Portata al 18 sett Q (l/s)	Portata media Q <sub>m</sub> (l/s)	Note
P1	0.331	0.807	
P2	1.149	0.588	In crisi dal 11/9
P3	0.378	0.570	
P4	1.240	1.644	
P5	2.096	1.955	
P6	1.386* (aggiornata al 17/9)	1.548	
P7	1.013	0.448	In crisi dal 12/09
P8	0.000	0.871	Fermo dal 16/09
PA	0.315	0.362	Spento temporaneamente per mancanza d'acqua
PB	0.000	0.179	Spento per mancanza d'acqua
PC	0.000	0.327	Portata irregolare
PD	0.814	0.974	Portata irregolare

**Tabella 7-1. Pozzo TBM Malatesta: Letture di portata dei pozzi di emungimento**

Il pozzo P8 ha registrato notevoli difficoltà di pompaggio durante tutto l'arco della prova ed è stato spento. Sono andati in crisi anche il P2 e P7; i pozzi di emergenza PA e PB, attivati successivamente, hanno registrato notevoli problemi di emungimento, mentre PC e PD hanno avuto portate irregolari. Evidenziando i valori delle portate medie, queste risultano generalmente basse se confrontate con quelle ipotizzate in progetto, nella maggior parte minori di 1.0 l/s. I pozzi P4, P5 e P6 registrano portate mediamente 2-3 volte maggiori degli altri, indice verosimile della presenza di una "sacca" di terreni a più alta permeabilità. Il pozzo PD è risultato utile a sostituire il pozzo P8 che precedentemente si è fermato.

#### *Regime delle pressioni neutre instauratesi nei terreni al di sotto del fondo scavo*

I piezometri interni situati nel complesso vulcanico risentono tutti in maniera marcata dell'aggotamento e registrano valori abbastanza livellati compresi tra circa +4.7 e +8.8 m slm; quelli installati nel complesso fluvio lacustre si attestano su valori maggiormente variabili e compresi tra +2.9 e +17.1 m slm.

L'accensione dei pozzi di emergenza ha un significativo effetto soprattutto per i piezometri profondi, con una diminuzione delle pressioni neutre anche fino a 5.10 m (Q05 01 PE 02 D).

I piezometri profondi che risentono maggiormente del pompaggio dai pozzi di emergenza sono, oltre al già citato Q05 01 PE 02 D posto in aderenza al pozzo PA, evidentemente quelli limitrofi ai pozzi PC e PD. L'apparente anomalia registrata dai piezometri Q05 XX PE 06 C (+17.1 m slm) e Q05 03 PE 02 D (+12.9 m slm) è stata solo attenuata con una riduzione dei livelli di 1.0 e 2.4 m dopo l'installazione dei pozzi di emergenza. In tale zona è evidentemente presente una sacca di terreni caratterizzati da una permeabilità d'insieme più elevata di quanto registrato nel settore occidentale del manufatto, per cui a dispetto di portate maggiori si registrano abbassamenti minori.

Piezometri Interni						
Identificativo	Profondità cella (m slm)	h <sub>w</sub> (m slm)			Abbassamento (m)	
		10/09/2008 h13.00	17/09/2008 h13.00	18/09/2008 h13.00 (attiv PE)	17/09/2008 h13.00 (Δh <sub>w</sub> 7 gg)	18/09/2008 h13.00 (Δh <sub>w</sub> PE)
Q05 XX PE 01 A	6,00	21,87	6,69	6,72	15,18	-0,03
Q05 XX PE 02 D	-7,90	21,94	8,05	7,84	13,89	0,21
Q05 XX PE 03 D	-8,10	22,14	8,11	7,06	14,03	1,05
Q05 XX PE 04 C	-10,50	21,83	8,54	5,45	13,29	3,09
Q05 XX PE 05 B	4,20	21,86	4,69	4,75	17,17	-0,06
Q05 XX PE 06 C	-3,20	21,63	17,09	16,09	4,54	1,00
Q05 XX PE 07 A	5,60	21,75	7,94	7,02	13,81	0,92
Q05 01 PE 02 B	4,10	21,64	5,03	4,95	16,61	0,08
Q05 01 PE 02 D	-10,30	21,59	7,06	1,96	14,53	5,10
Q05 02 PE 01 A	4,60	21,7	8,77	8,6	12,93	0,17
Q05 02 PE 01 C	-5,50	21,57	2,88	2,34	18,69	0,54
Q05 03 PE 02 B	2,90	-	-	-	-	-
Q05 03 PE 02 D	-8,50	21,72	12,95	10,57	8,77	2,38

Tabella 7-2. Pozzo TBM Malatesta: Misure delle pressioni neutre internamente al manufatto

*Risentimenti al contorno*

Si riportano di seguito i valori dei livelli piezometrici misurati nelle medesime condizioni dai piezometri superficiali e profondi posti esternamente lungo le sezioni di monitoraggio a monte e a valle del manufatto:

Piezometri esterni monte (nord)						
Identificativo	Quota cella (m slm)	h <sub>w</sub> (m slm)			Abbassamento (m)	
		10/09/2008 h13.00	17/09/2008 h13.00	18/09/2008 h13.00 (attiv PE)	17/09/2008 h13.00 (Δh <sub>w</sub> 7 gg)	18/09/2008 h13.00 (Δh <sub>w</sub> PE)
Q05 01 PZ 02 P	-10,6	23,44	21,99	21,2	1,45	0,79
Q05 01 PZ 04 S	13,79	23,38	23,35	23,32	0,03	0,03
Q05 02 PZ 02 P	-10,58	22,92	21,44	21,47	1,48	-0,03
Q05 02 PZ 04 S	15	23,5	23,15	23,14	0,35	0,01
Q05 03 PZ 02 P	-11,27	22,3	17,14	16,2	5,16	0,94
Q05 03 PZ 04 S	14,78	23,56	23,41	23,39	0,15	0,02

Piezometri esterni valle (sud)						
Identificativo	Quota cella (m slm)	h <sub>w</sub> (m slm)			Abbassamento (m)	
		10/09/2008 h13.00	17/09/2008 h13.00	18/09/2008 h13.00 (attiv PE)	17/09/2008 h13.00 (Δh <sub>w</sub> 7 gg)	18/09/2008 h13.00 (Δh <sub>w</sub> PE)
Q05 01 PZ 01 P	-17,19	20,85	12,65	12,18	8,2	0,47
Q05 01 PZ 03 S	15,39	23,92	23,8	23,78	0,12	0,02
Q05 02 PZ 01 P	-10,34	23,84	21,58	21,41	2,26	0,17
Q05 02 PZ 03 S	12,78	23,84	23,52	23,49	0,32	0,03
Q05 03 PZ 01 P	-11,15	23,86	22,6	22,12	1,26	0,48
Q05 03 PZ 03 S	16,69	23,98	23,91	23,9	0,07	0,01

Tabella 7-3. Pozzo TBM Malatesta: Letture delle pressioni neutre all'esterno del manufatto

Gli abbassamenti della falda superiore sono risultati minimi con valori massimi di circa 35 cm nella sezione 2 dopo otto giorni sia nelle sezioni di monte che di valle.

Per quanto riguarda i piezometri profondi, gli abbassamenti registrati all'esterno delle paratie in corrispondenza dei piezometri profondi sono stati variabili da zona a zona: i maggiori risentimenti si hanno nella parte sud occidentale e nord-orientale rispettivamente a valle (-8.2 m nell' SG, Sez Q05-01) ed a monte (-5.2 m nel termine ST, Sez. Q05-03) del manufatto. L'effetto dei pozzi di emergenza si risente soprattutto a monte nelle sezioni 1 e 3. Di conseguenza sembrerebbe che in tali zone l'acquifero presente nelle sabbie e ghaie risulti in comunicazione con quello superiore presente nel complesso fluvio lacustre ST, sia perché tale strato è presente a quote superiori sia probabilmente a causa della mancanza dei livelli a bassa conducibilità STa che spesso limitano la formazione ST dalle sottostanti SG. Ad ogni modo, gli effetti di tale contatto diretto tra i due acquiferi si manifesta soprattutto in termini di variazioni piezometriche piuttosto che di disponibilità idrica.

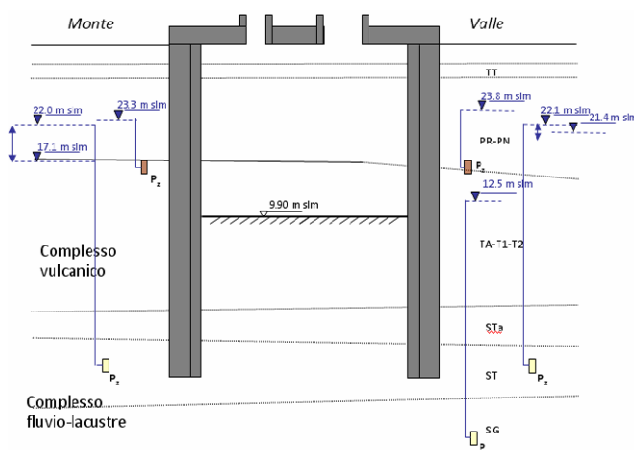


Figura 7-1. Pozzo TBM Malatesta: risentimenti al contorno

### Risultati della prova di emungimento di lunga durata di 2° Fase ( fino al 2/10)

Di seguito si riportano le letture dei piezometri interni aggiornati al 2 ottobre:

Identificativo	Letture piezometro elettrico	Formazione	h <sub>w</sub> (m slm)	
			17-Sept	02-Oct
Q05 XX PE 2 D	-7,9	TA-T1	8	8
Q05 XX PE 1 A	6	ST	6,7	6,7
Q05 XX PE 03 D	-8,1	ST	8,2	8,2
Q05 XX PE 04 C	-10,5	TA-T1	8,2	7
Q05 XX PE 05 B	4,2	ST	4,6	4,6
Q05 XX PE 06 C	-3,2	TA-T1	16,2	5,2
Q05 XX PE 07 A	5,6	TA-T1	7	6,8
Q05 01 PE 02 B	4,1	ST	4,9	4,9
Q05 01 PE 02 D	-10,3	ST	7	6,5
Q05 02 PE 01 C	-5,5	TA-T1	2,4	2,4
Q05 02 PE 01 A	4,6	TA-T1	8,6	8
Q05 03 PE 02 B	2,9	ST	n. d.	4
Q05 03 PE 02 D	-8,5	ST	12,9	11

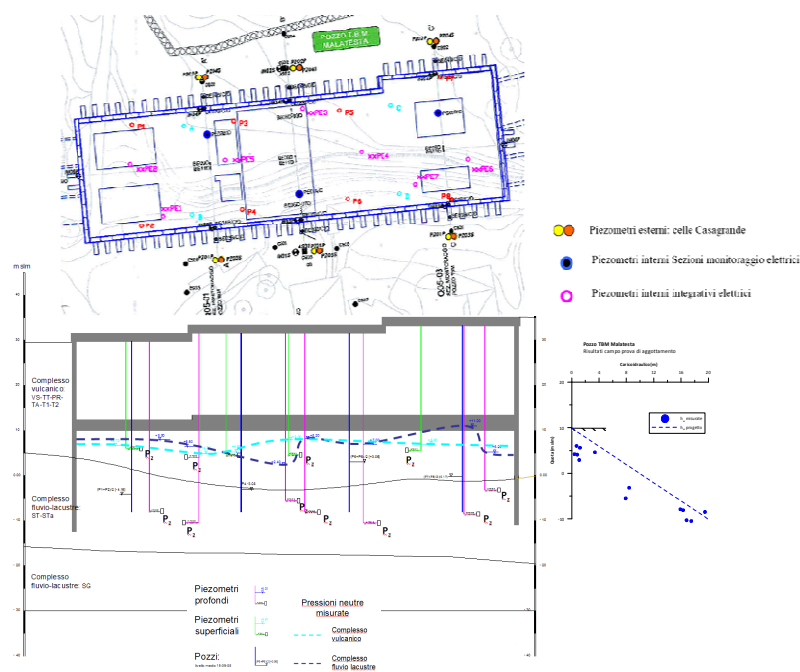
Tabella 7-4. Pozzo TBM Malatesta: Letture piezometriche e confronto tra le due prove

Rispetto alle letture precedenti i piezometri situati nel complesso vulcanico confermano il raggiungimento di una condizione di flusso stazionaria e registrano valori abbastanza livellati compresi tra +4.6 e +8.0 m slm; quelli installati nel complesso fluvio lacustre si attestano su valori maggiormente variabili e compresi tra +2.4 e +11.0 m slm.

L'anomalia registrata dal piezometro Q05 XX PE 06 C (+16.2 m slm al 15/09) è superata (+5.2 m slm al 02/10) grazie all'installazione dei nuovi pozzi, mentre quella registrata dal Q05 03 PE 02 D (+12.9 m slm al 15/09) installato nella formazione ST viene praticamente confermata (+11.0 m slm al 02/10). Di conseguenza in tale zona è presumibilmente presente una sacca di terreni caratterizzati da una permeabilità d'insieme maggiore che inducono un maggiore raggio d'influenza dei pozzi.

*Regime delle pressioni neutre instauratesi nei terreni al di sotto del fondo scavo*

Le letture interne (**Figura 7-2**) confermano un abbassamento marcato del livello piezometrico nella formazione ST che, ipotizzando un livello medio iniziale pari a 23.7 m slm, risulta pari a circa 16.8 m. Tale valore risulta leggermente minore di quello registrato nelle sovrastanti piroclastiti (pari a 17.9 partendo da +23.9 m slm).



**Figura 7-2. Pozzo TBM Malatesta: Profilo delle pressioni neutre al di sotto del fondo scavo**

Sulla base di tali valori e considerato che il tratto sfinestrato dei pozzi è continuo per tutta l'altezza, l'effetto in termini di perdita di carico è praticamente uguale nei due complessi: considerato che il livello del fondo scavo è +9.40 m slm, l'aggotamento garantisce l'esecuzione dell'intero scavo all'asciutto.

*Risentimenti al contorno*

Le misure dei piezometri esterni, rappresentate nelle figure e tabelle seguenti, indicano un ulteriore abbassamento dei piezometri esterni profondi posti sia a monte che a valle delle sezioni di monitoraggio 1 e 3.

Piezometri esterni monte (nord)			
Identificativo	Q.ta cella Casagrande (m slm)	h <sub>w</sub> (m slm)	h <sub>w</sub> (m slm)
		17-Sept	02-Oct
Q05 01 PZ 02 P	-10,6	22	17,8
Q05 01 PZ 04 S	13,79	23,3	23,3
Q05 02 PZ 02 P	-10,58	21,3	21,3
Q05 02 PZ 04 S	15	23,2	23,2
Q05 03 PZ 02 P	-11,27	17,1	16
Q05 03 PZ 04 S	14,78	23,4	23,4

Piezometri esterni valle (sud)			
Identificativo	Q.ta cella Casagrande (m slm)	h <sub>w</sub> (m slm)	h <sub>w</sub> (m slm)
		17-Sept	02-Oct
Q05 01 PZ 01 P	17-Sept	02-Oct	12,5
Q05 01 PZ 03 S	15,39	23,8	23,8
Q05 02 PZ 01 P	-19,34	21,4	21,4
Q05 02 PZ 03 S	12,78	23,5	23,5
Q05 03 PZ 01 P	-11,15	22,1	17,5
Q05 03 PZ 03 S	16,69	24	24

Tabella 7-5. Pozzo TBM Malatesta: Letture delle pressioni neutre all'esterno del manufatto e confronto tra le due prove

A seguito di un pompaggio prolungato ed a seguito della sostituzione del pozzo 8, emerge chiaramente che in tali zone il richiamo dell'aggotamento provoca un ulteriore abbassamento delle pressioni neutre soprattutto nel complesso dei limi sabbiosi ST nella sezione 1 e 3 di monte. Rimane pressoché inalterata la diminuzione nello strato SG a considerazione delle raggiunte condizioni di regime.

### 7.1.2 Stazione Teano e manufatto di diramazione Linea C1

*Sistema di dewatering.* Il sistema di emungimento è costituito complessivamente da nr 20 pozzi emungenti, di nr 12 disposti nel corpo stazione ed nr 8 sulla trombeta. I pozzi si approfondiscono fino al piede dei diaframmi laterali, all'interno della formazione piroclastica denominata TA (-2.50 m s.l.m) per un totale di circa 26 metri di tratto sfinestrato.

L'emungimento interessa i terreni vulcanici superiori (unità PN, TT e PR) presenti al di sopra del fondo scavo e la serie dei tufi inferiori, corrispondenti alle unità T2, TA e T1 (**Figura 7-9 - Figura 7-13**).

*Campo prova del sistema di aggotamento.* Il campo prova di emungimento è complessivamente durato 8 giorni (dal 7/6/09 al 13/6/09 per un totale di 192 h) ed è consistito nell'emungimento in contemporanea di tutti i 20 pozzi predisposti (P1, P2,..., P20).

Successivamente la prova è continuata a fasi alterne, con la progressivo spegnimento di 6 pozzi per simulare i pozzi di emergenza.

**Risultati della prova di emungimento**

Nel rappresentare graficamente le portate misurate manualmente nei diversi pozzi e l'andamento dei livelli idrodinamici nei pozzi (Figura 7-3) si osserva una certa irregolarità delle letture delle portate dovute essenzialmente al sistema di misurazione che in questo caso è stato di tipo manuale.

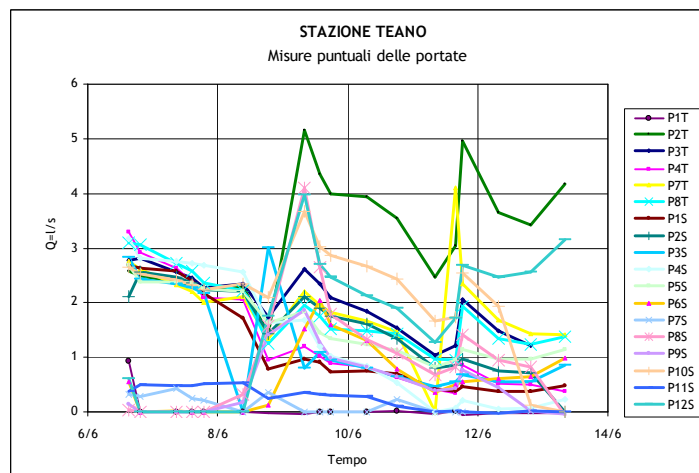
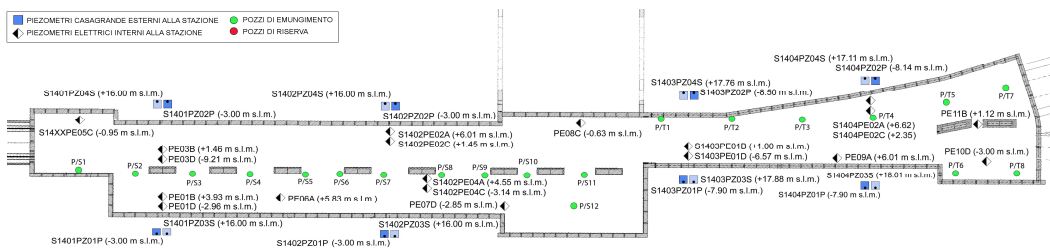


Figura 7-3. Stazione Teano: misure delle portate durante il campo prova

Diagrammando le portate medie (Figura 7-4), alcuni pozzi sembrano essere spenti (P1T) difettosi (P11S, P7S) o mancano le letture (P5T e P6T); le maggiori portate siano state emunte dai pozzi limitrofi a quelli malfunzionanti, con particolare riferimento al P5S (Qm=1.3 l/s), P10S e P12S (Qm=1.6 l/s) nel corpo stazione, ed al P2T (Qm =1.8 l/s), P7T (Qm =1.5 l/s); gli altri pozzi presenti nel corpo stazione registrano portate medie comprese tra 0.5 l/s (P9S) e 1.0 l/s (P8S), mentre quelli del manufatto di diramazione tra 0.3 l/s (P4T) e 0.9 (P8T).



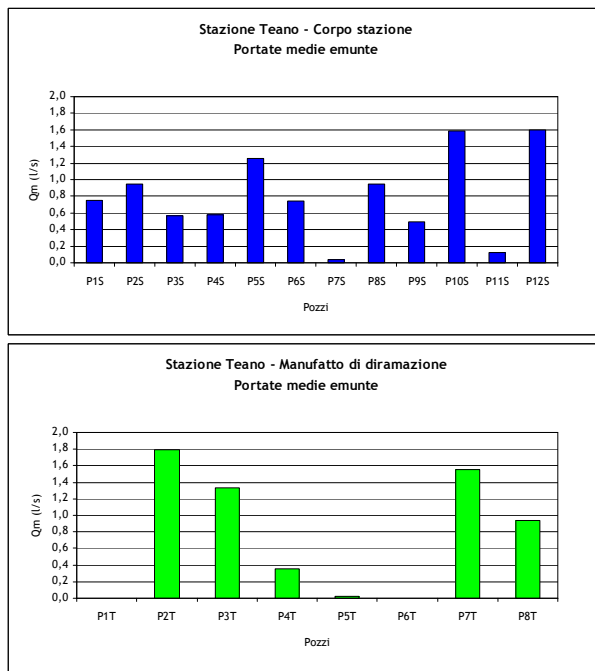


Figura 7-4. Stazione Teano: portate medie emunte dai pozzi

In realtà come dimostrano le misure dei livelli dinamici dei pozzi (Figura 7-5) prima della stabilizzazione delle portate si sono spenti e riaccesi automaticamente, controllati dal sistema di protezione delle pompe stesse (galleggiante). Infatti le pompe non hanno avuto un pompaggio costante e continuo ma spesso, trovandosi in crisi per debito di acqua, hanno lavorato alternativamente (condizioni di “stacca/attacca”).

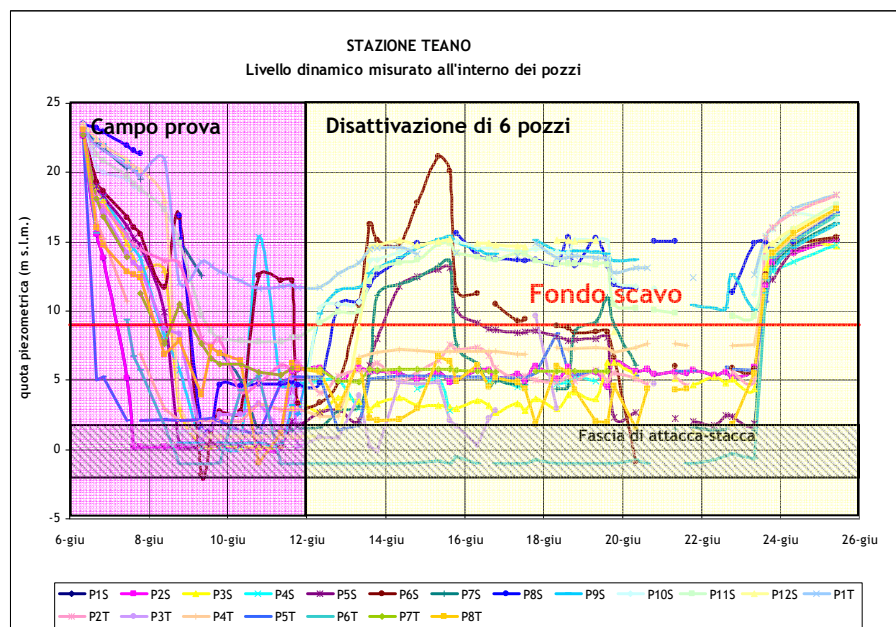


Figura 7-5. Stazione Teano: misure dei livelli idrodinamici dei pozzi nel tempo

Come precedentemente accennato, dopo il 12 giugno si è proceduto a spegnere i seguenti pozzi al fine di simulare la fase di risalita progressiva:

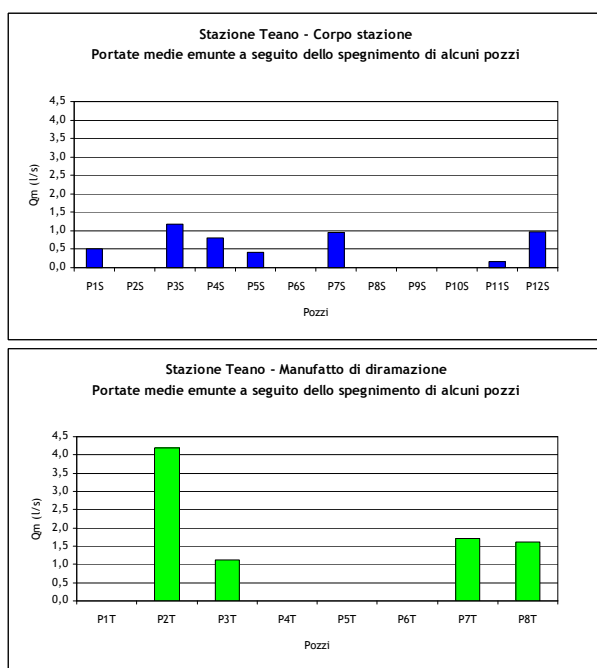
- Corpo stazione: P2S, P6S, P8S, P9S e P10S;



- Manufatto di diramazione: P4T.

Diagrammando le portate medie (**Figura 7-6**), in tale configurazione si registra un incremento delle portate medie nei pozzi attivi con particolare riferimento al P3S ( $Q_m$  da 0.6 ad 1.2 l/s), P7S ( $Q_m$  1.0 l/s) e P4S ( $Q_m$  da 0.6 ad 0.8 l/s) nel corpo stazione, ed al P2T ( $Q_m$  da 1.8 ad 4.2 l/s) e P8T ( $Q_m$  da 0.9 ad 1.6 l/s) nel manufatto di diramazione.

Viceversa il pozzo P5S e P12S registrano una anomala diminuzione portandosi rispettivamente da 1.6 l/s ad 1.0 l/s e da 1.3 l/s ad 0.4 l/s, come dimostrano i livelli dinamici rappresentati in **Figura 7-5**, probabilmente per un malfunzionamento della pompa.



**Figura 7-6. Stazione Teano: portate medie emunte dai pozzi nella successiva fase di spegnimento di alcuni pozzi**

Alla luce di tali informazioni, i volumi globalmente emunti nella corpo stazione e nel manufatto di diramazione (**Figura 7-7**), dopo una prima fase in cui hanno raggiunto anche i 2600 m<sup>3</sup>/g (per una portata media di circa 30 l/s su tutta la stazione, pari a circa 1.6 l/s per ognuno dei 19 pozzi attivi), da correlare ad al progressivo svuotamento dell'acqua interstiziale presente nella stazione, si sono successivamente attestati su 1500 m<sup>3</sup>/g (per una portata media di circa 17 l/s su tutta la stazione, pari a circa 0.85 l/s per ogni pozzo, misurata il 12/6); a partire dal 12/6 sono stati spenti alcuni pozzi e le portate si sono attestate sui 1200 m<sup>3</sup>/g circa (per una portata media di circa 14 l/s su tutta la stazione aggiornata al 23/6).

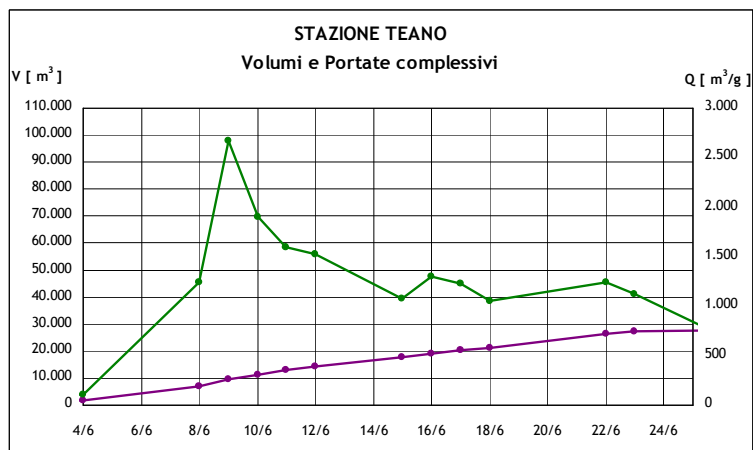


Figura 7-7. Stazione Teano: portate e volumi globali del complesso corpo stazione e manufatto di diramazione

### Corpo stazione

#### *Regime delle pressioni neutre instauratesi nei terreni al di sotto del fondo scavo*

Le misure interne al manufatto si riferiscono prevalentemente allo strato T1 e TA presenti immediatamente al di sopra e sotto il piede dei diaframmi perimetrali: una sola misura riguarda il sottostante complesso fluvio-lacustre.

Il carico idraulico interno si attesta mediamente di alcuni metri al di sotto del fondo scavo finale tra quote comprese tra 5 e 9 m slm, confermando la tenuta idraulica delle paratie perimetrali e permetterà lo scavo in condizioni asciutte (**Figura 7-8**).

Analizzando nel dettaglio le letture piezometriche, è da registrare marcate diminuzioni delle pressioni neutre nei piezometri posizionati nei tufi argillosi TA a seguito dello svuotamento dell'acqua interstiziale interna al manufatto; il piezometro profondo PE3D con cella posizionata nel termine ST ad una quota di circa -9.0 m slm risente direttamente dell'aggottamento ed indica una perdita di carico di 7.5 m.

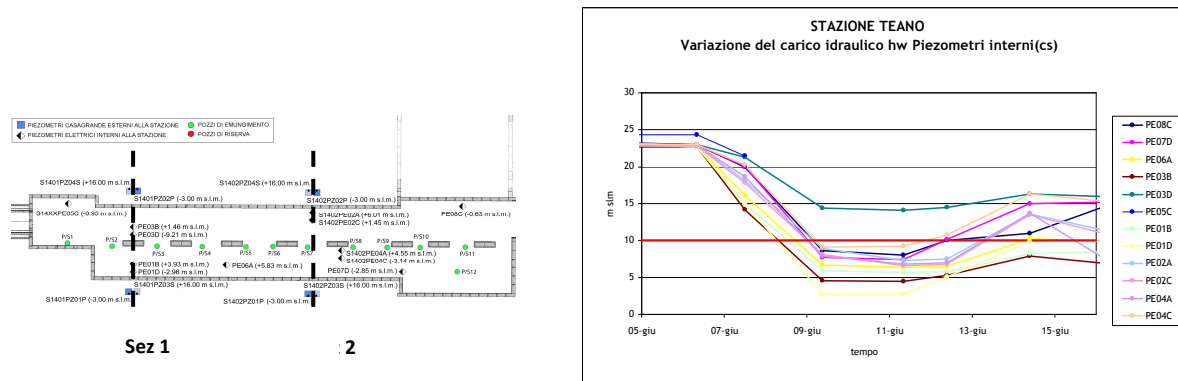


Figura 7-8. Stazione Teano: corpo stazione – Piezometri interni

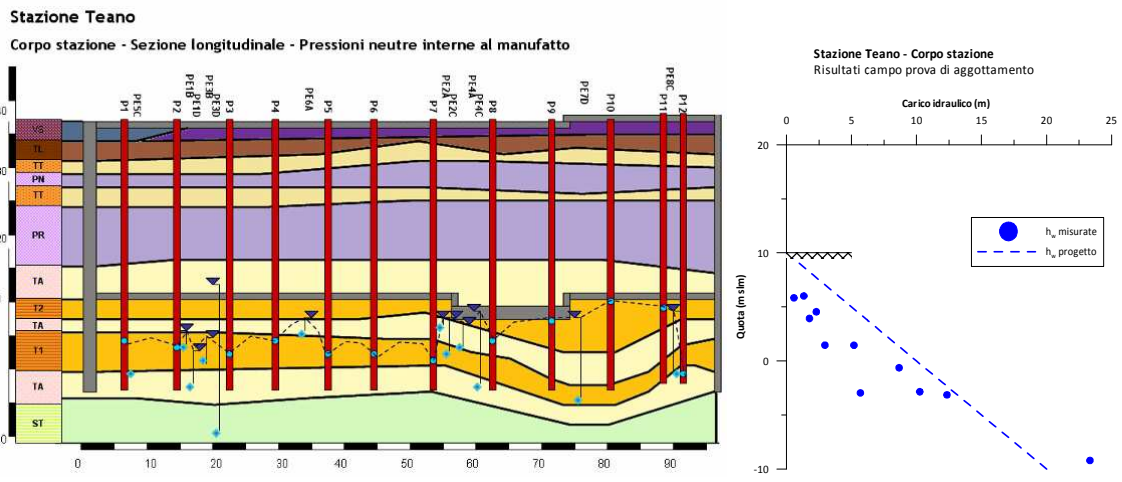


Figura 7-9. Stazione Teano: corpo stazione: profilo delle pressioni neutre al di sotto del fondo scavo – Sezione longitudinale

*Risentimenti al contorno*

I piezometri esterni sono collocati in adiacenza alle paratie di stazione in corrispondenza delle 2 sezioni di monitoraggio, 4 all'incirca a metà altezza (unità TA) e 4 approssimativamente in corrispondenza della base dei diaframmi (unità TA). Non risultano disponibili misure nel sottostante termine fluvio-lacustre ST.

Per quanto riguarda i potenziali risentimenti dell'aggotamento all'esterno del pozzo, le indicazioni sinora ottenute sembrerebbero condurre a condizioni accettabili nei confronti di possibili risentimenti al contorno. Il regime delle pressioni neutre presente nei termini vulcanici TA non sembra risentire in maniera accentuata dell'aggotamento, mostrando minimi abbassamenti dell'ordine dei 20-30 cm.

Alla luce di tali dati, il flusso di filtrazione sembra avere una alimentazione prevalentemente dal basso: l'acquifero presente nelle ST sembra in comunicazione con l'acquifero superiore presente nei termini vulcanici ma gli effetti di tale contatto diretto, come dimostrano le basse portate emunte a regime, si manifesta soprattutto in termini di variazioni piezometriche piuttosto che di disponibilità idrica.

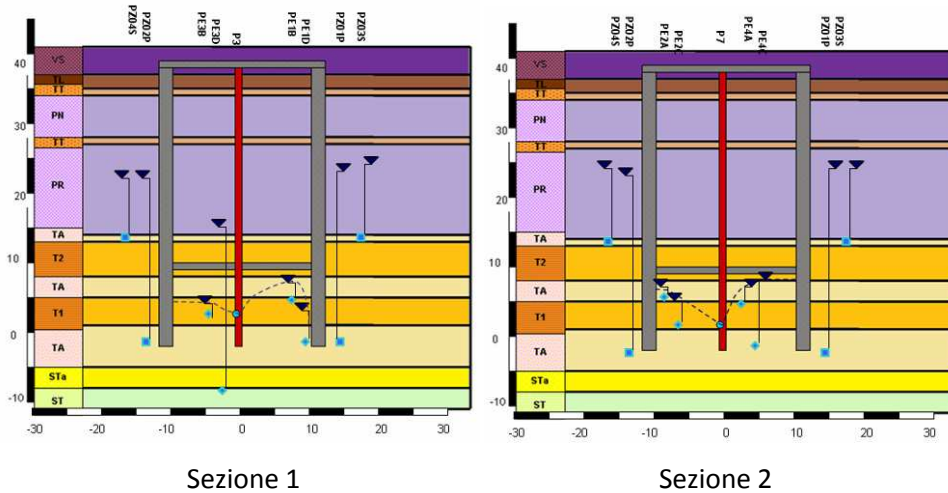
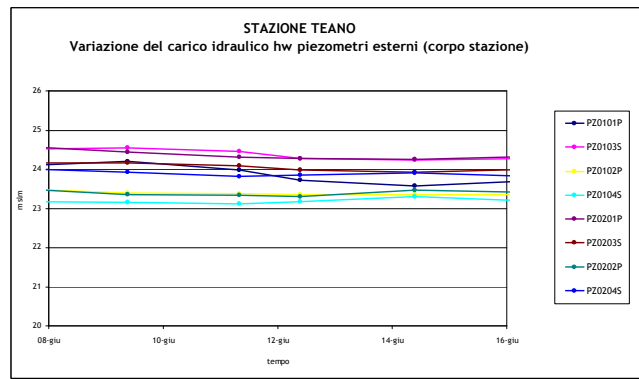
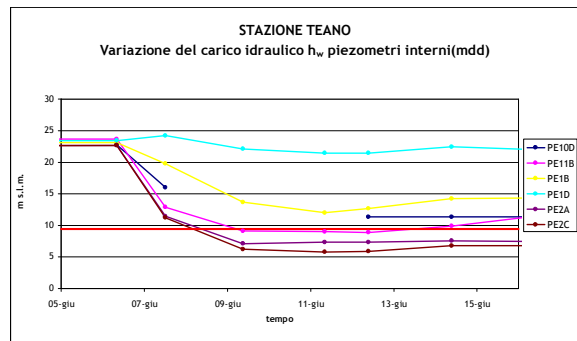
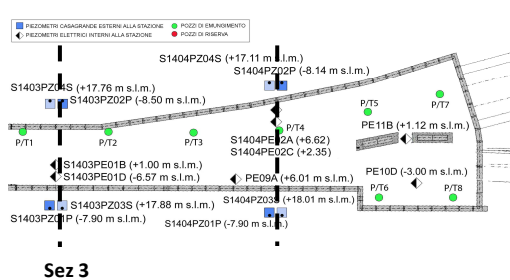


Figura 7-10. Stazione Teano: corpo stazione - letture dei piezometri esterni – sezione trasversale 1 e 2

**Manufatto di diramazione**

*Regime delle pressioni neutre instauratesi nei terreni al di sotto del fondo scavo*

Anche in questo caso, il carico idraulico interno si attesta mediamente al di sotto del fondo scavo a parte nella zona corrispondente al pozzo P1T, non funzionante dall’inizio della prova, in cui si registrano valori delle pressioni neutre superiori alla quota di fondo scavo per cui si dovrà procedere ad una sostituzione del pozzo (Figura 7-11).



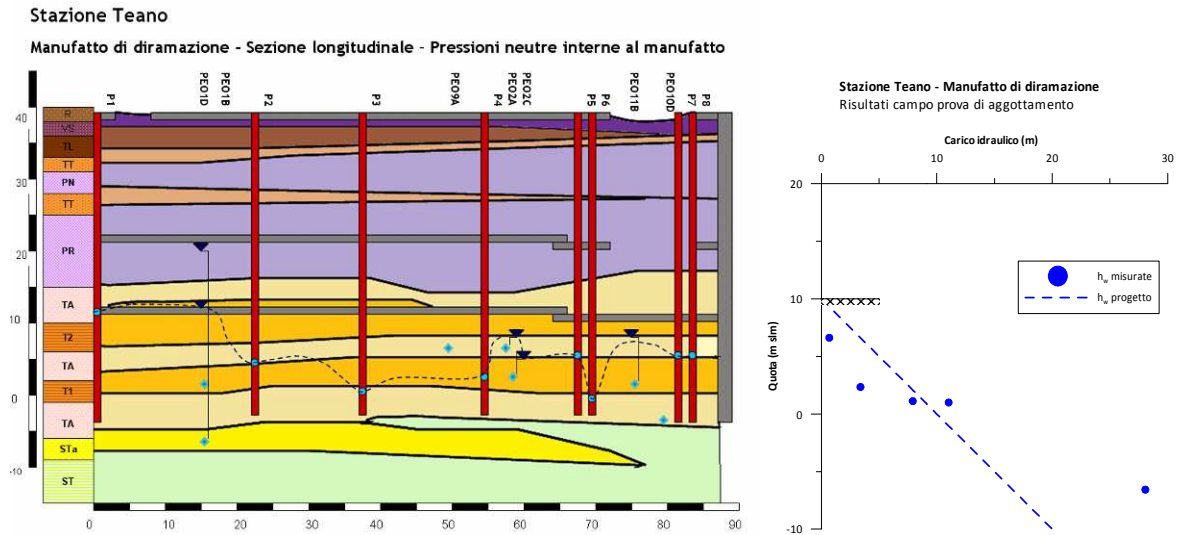


Figura 7-11. Stazione Teano: manufatto di diramazione: profilo delle pressioni neutre al di sotto del fondo scavo – Sezione longitudinale

*Risentimenti al contorno*

La quota piezometrica esterna adiacente alla trombetta ha avuto un abbassamento maggiore rispetto a visto nel corpo stazione (Figura 7-12). Il piezometro profondo della sezione 3 posto nelle sottostanti STa a monte del manufatto registra una diminuzione di carico pari a circa 1.1 m; il PZ02P posto nel termine ST della sezione 4 una diminuzione di 2.2 m.

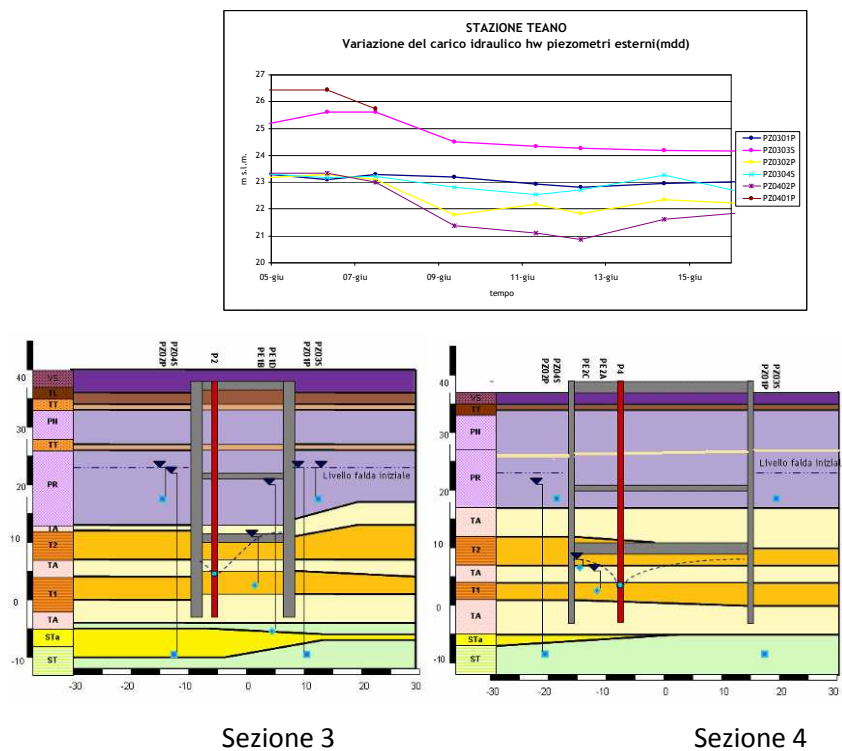


Figura 7-12. Stazione Teano: manufatto di diramazione - Letture dei piezometri esterni – Sezione trasversale

Anche se non si dispone di letture profonde nella formazione vulcanica TA, i dati confermano un flusso proveniente prevalentemente dal basso dalle formazioni del complesso fluvio-lacustre (ST).

*Fase di recovery*

Nell’analisi della risalita, misurata a fine prova successivamente alla disattivazione temporanea di alcuni pozzi (**Figura 7-13**), seppur in presenza di misure discontinue, i dati evidenziano un recupero abbastanza lento e solo parziale della quota piezometrica rispetto a quella iniziale.

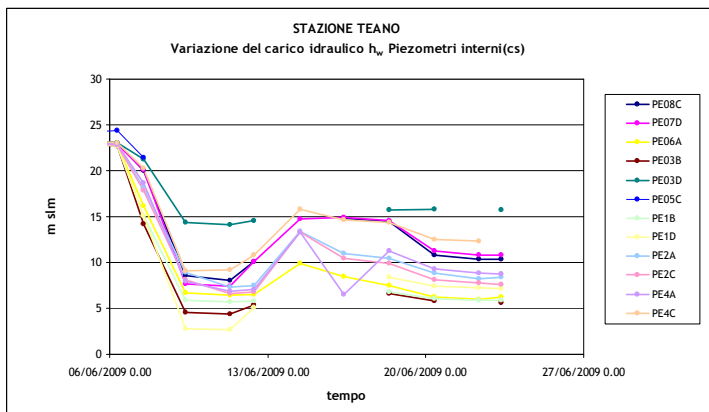


Figura 7-13. Stazione Teano: manufatto di diramazione - letture dei piezometri interni - Fase di risalita

**7.1.3 Stazione Gardenie**

*Sistema di dewatering.* Per la garantire la stabilità del fondo scavo e le lavorazioni all’asciutto, in progetto è stato previsto un sistema di aggotamento che consiste in 14 pozzi di diametro 400 mm spinti ad una profondità prossima alla quota di imposta delle paratie in modo da mantenere la superficie piezometrica a quote medie inferiori a quella di fondo scavo.

La quota di fondo foro dei pozzi è di circa a -9.35 m s.l.m, a circa 2.0 m al di sotto della quota di attestamento dei diaframmi perimetrali (-7.20 m s.l.m) all’interno dei termini tufacei del complesso vulcanico inferiori ed a circa 15 m al di sotto della quota di fondo scavo. I pozzi risultano “sfinestrati” per tutta la loro altezza, da quota “falda idrica” (+24.8 m s.l.m) fino a -9.35 m s.l.m (**Figura 7-14**).

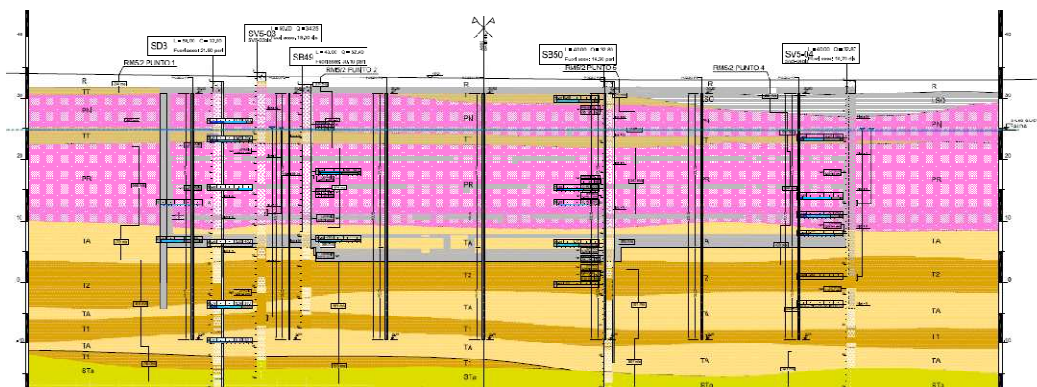


Figura 7-14. Stazione Gardenie: Pozzi – Sezione stratigrafica longitudinale

(Fonte Progetto Costruttivo – Metodi costruttivi – Stazione Gardenie– Tratta T5 Linea C della Metropolitana di Roma)  
 Campo prova del sistema di aggotamento. Il campo prova di emungimento è complessivamente durato 12 giorni (dal 24/5 al 5/5) ed è consistito nell'emungimento in contemporanea di tutti i 14 pozzi predisposti.

### Risultati della prova di emungimento

Come era già emerso per le prove preliminari, anche in questo caso si è potuto osservare come l'acquifero presenti nei terreni vulcanici sia caratterizzato da una elevata disponibilità idrica. I valori delle portate medie, risultati pari a 5.1 l/s, sono sensibilmente superiori a quelle ipotizzate in progetto (0.91 l/s), probabilmente a causa della elevata permeabilità d'insieme delle formazioni.

#### Regime delle pressioni neutre instauratesi nei terreni al di sotto del fondo scavo

A tali portate sono associate diminuzioni dei livelli piezometrici misurati dai piezometri interni comprese tra circa 1.0 m e 6.0 m.

Le maggiori perdite di carico (circa 5-6 m) si registrano localmente solo in alcuni piezometri installati nella formazione dei tufi argillificati TA a quote prossime al fondo scavo, mentre negli altri punti non superano i due metri: dall'andamento delle pressioni neutre con la profondità appare chiaramente come le misure tendano ad allinearsi sulla idrostatica di monte, confermando indirettamente la presenza di termini molto permeabili nel complesso vulcanico.

Sezione	Posizione	Identificativo	Quota cella (m slm)	Tipologia	Unità	Letture iniziale	Letture finale 5/5
Piezometri interni Sez Monitoraggio	SEZ 1-VALLE	S15 01 PE01B	-1.97	Elettrico	T2/TA	25.2	20.8
	SEZ 1-VALLE	S15 01 PE01D	-		TA	-	-
	SEZ 1-MONTE	S15 01 PE02D	-11.2		TA	24.7	23.8
	SEZ 1-MONTE	S15 01 PE04A	12.5		PR	24.7	24.1
	SEZ 2-MONTE	S15 02 PE02A	-0.37		T2	25.6	24.2
	SEZ 2-MONTE	S15 02 PE02C	-5.88		TA	25.0	20.0
Piezometri interni integrativi		S15 XX PE01C	-4.05		TA	24.8	18.8
		S15 XX PE01D	-9.4		TA/T1	24.8	23.7
		S15 XX PE02C	-6.8		TA/T1	24.8	22.5
		S15 XX PE03C	-4.6		TA	24.8	22.7

Tabella 7-6. Stazione Gardenie: misure dei piezometri interni

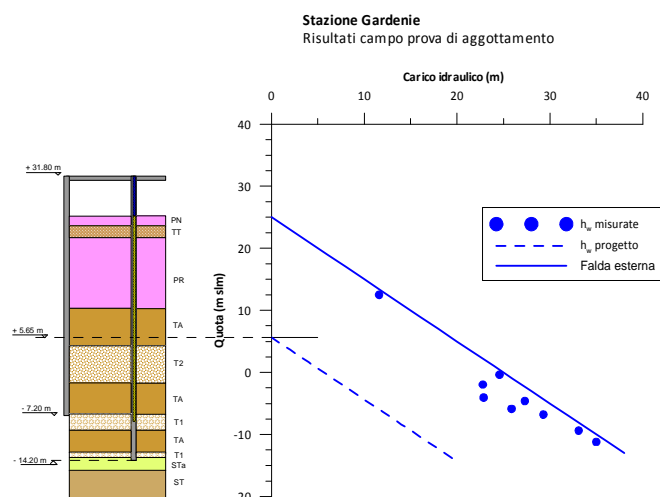


Figura 7-15. Stazione Gardenie: profilo delle pressioni neutre al di sotto del fondo scavo – Sezione longitudinale

*Risentimenti al contorno*

Si riportano di seguito i valori dei livelli piezometrici misurati nelle medesime condizioni dai piezometri superficiali e profondi posti esternamente lungo le sezioni di monitoraggio a monte e a valle del manufatto:

Posizione	Posizione	Identificativo	Quota cella (m s.l.m.)	Tipologia	Unità	Letture iniziale	Letture finale 5/5
Piezometri esterni Sez Monitoraggio	SEZ 1-VALLE	S15 01 PZ 01 P	-11.2	Casagrande	TA	25.1	-
	SEZ 1-VALLE	S15 01 PZ 03 S	12.5		PR	25.1	-
	SEZ 2-VALLE	S15 02 PZ 01 P	-7.8		TA/T2	25.1	24.2
	SEZ 2-VALLE	S15 02 PZ 03 S	12.8		PR	25.1	24.3
	SEZ 2-MONTE	S15 02 PZ 02 P	-10.5		TA	25.3	24.6
	SEZ 2-MONTE	S15 02 PZ 04 S	12.6		PR	24.5	23.8

Tabella 7-7. Stazione Gardenie: misure dei piezometri esterni

Le variazioni misurate pur essendo poco marcate e generalmente inferiori al metro si risentono in maniera simile sia a monte che a valle del manufatto: esse sono confrontabili con le perdite di carico misurate internamente al manufatto dai piezometri elettrici più profondi per cui sembrerebbero confermare la presenza di terreni molto permeabilità con un cono di richiamo molto ampio.

**7.1.4 Stazione Mirti**

*Sistema di dewatering.* Il sistema di emungimento della stazione è costituito da 10 pozzi emungenti e 4 pozzi di emergenza. I pozzi di emungimento, posizionati all'interno della cintura dei diaframmi perimetrali della stazione, hanno una profondità di circa 47m da piano solettone (quota p.c. ~40 m s.l.m.), per un totale di circa 33 metri di tratto sfinestrato, ovvero 18m sopra il fondo scavo finale (+8.05m s.l.m.) e circa 14m al di sotto dello stesso (Figura 7-19). L'emungimento ha interessato per il primo tratto, fino alla quota di getto del solettone inferiore, terreni vulcanici di natura pozzolanica (unità TT e PR), mentre per la restante parte terreni della serie dei tufi inferiori (TA e T2).



### Campo prova del sistema di aggotamento di prima fase (07/05/09-19/05/09)

Il campo prova di emungimento è complessivamente durato 12 giorni (dal 7/5/09 al 19/5/09) ed è consistito nell'emungimento in contemporanea di tutti i 10 pozzi predisposti (P1, P2,..., P10). I primi 7 giorni di prova (10 pozzi emungenti) hanno dimostrato l'elevata disponibilità dell'acquifero e l'elevata permeabilità dei terreni di imposta, e la difficoltà di abbassare la piezometrica al di sotto del fondo scavo finale della stazione.

I volumi medi prelevati giornalmente sono stati dell'ordine dei 4000 m<sup>3</sup>, per una portata media pari a circa 50 l/s. Vista l'impossibilità di riuscire ad abbassare il livello al di sotto della quota di fondo scavo, si è proceduto ad aumentare la potenza di 9 pompe (da 7 kW a 10 kW) su 14 ed a ripetere il campo prova di emungimento globale tra il 17-7-09 ed il 6-8-09.

### Risultati seconda prova di emungimento di lunga durata (17-7/6-8)

Durante la seconda prova si è registrato un netto aumento delle portate globalmente emunte che risultano nell'ordine dei 5500-6000 m<sup>3</sup>, per una portata media pari a circa 70 l/s.

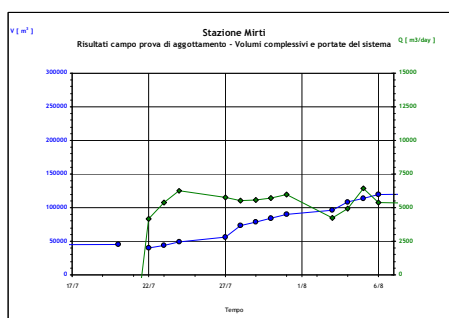
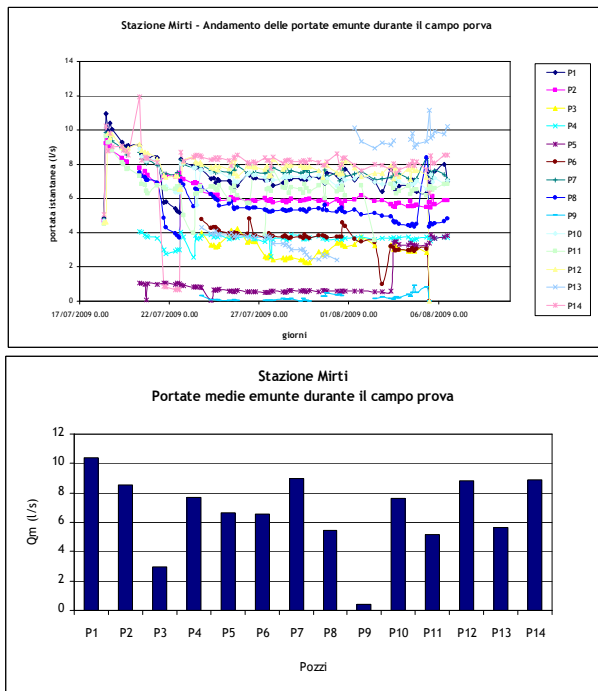


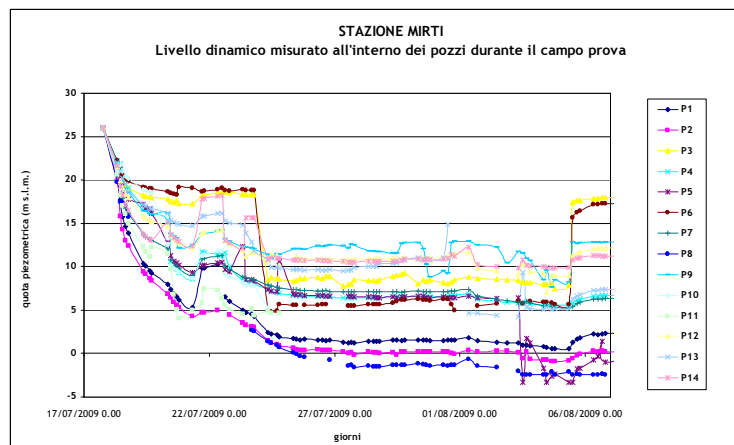
Figura 7-16. Stazione Mirti: volumi e portate complessivamente emunti nella stazione Mirti durante il campo prova

Di seguito sono rappresentate l'andamento delle misure delle portate emunte da ogni pozzo nel tempo e le portate medie calcolate nell'arco delle tre settimane.



**Figura 7-17. Stazione Mirti: misura manuale delle portate emunte nel tempo e portata media risultata nel periodo di campo prova nei vari pozzi**

Le maggiori portate sono state registrate nei pozzi P1 ( $Q_m=10.3$  l/s), P7 ( $Q_m=9.0$  l/s), P13, P14 ( $Q_m=8.9$  l/s) e P2 ( $Q_m=8.6$  l/s); gli altri pozzi registrano portate variabili tra 5.1 e 7.7 l/s; i pozzi P3 e soprattutto P9 hanno registrato dei malfunzionamenti, così come emerge anche dall'andamento delle misure dei livelli dinamici nei pozzi.



**Figura 7-18. Stazione Mirti: livello dinamico dei pozzi misurato manualmente**

*Regime delle pressioni neutre instauratesi nei terreni al di sotto del fondo scavo*

Il carico idraulico interno si attesta mediamente ad una quota prossima al fondo scavo finale (8.05 m slm), per cui sembra essere garantito lo scavo all'asciutto. In prossimità dei pozzi che hanno registrato dei malfunzionamenti ed in genere in prossimità dei diaframmi perimetrali si registrano valori generalmente superiori di alcuni metri.

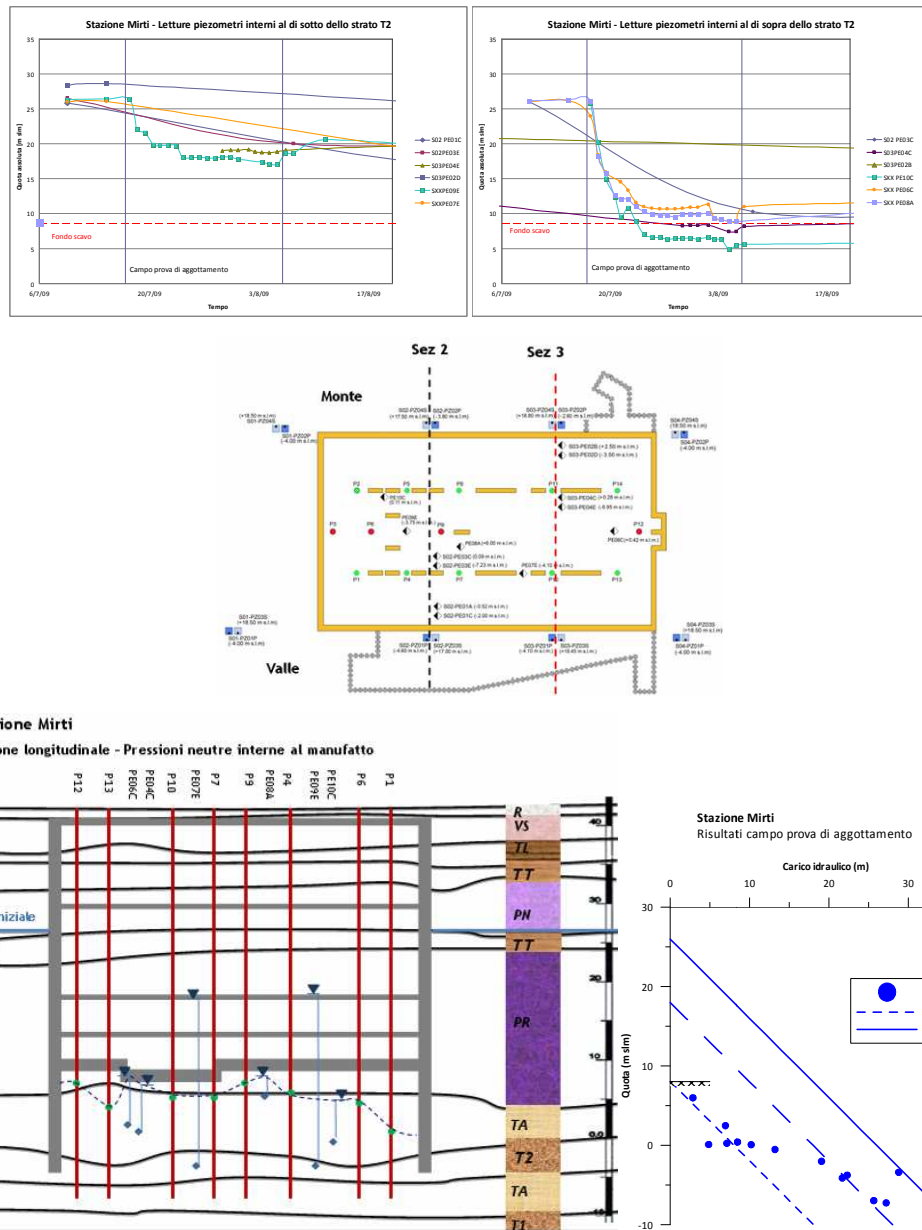


Figura 7-19. Stazione Mirti: profilo delle pressioni neutre al di sotto del fondo scavo

Di seguito sono rappresentate le misure ottenute nelle due sezioni trasversali di monitoraggio disponibili (2 e 3).

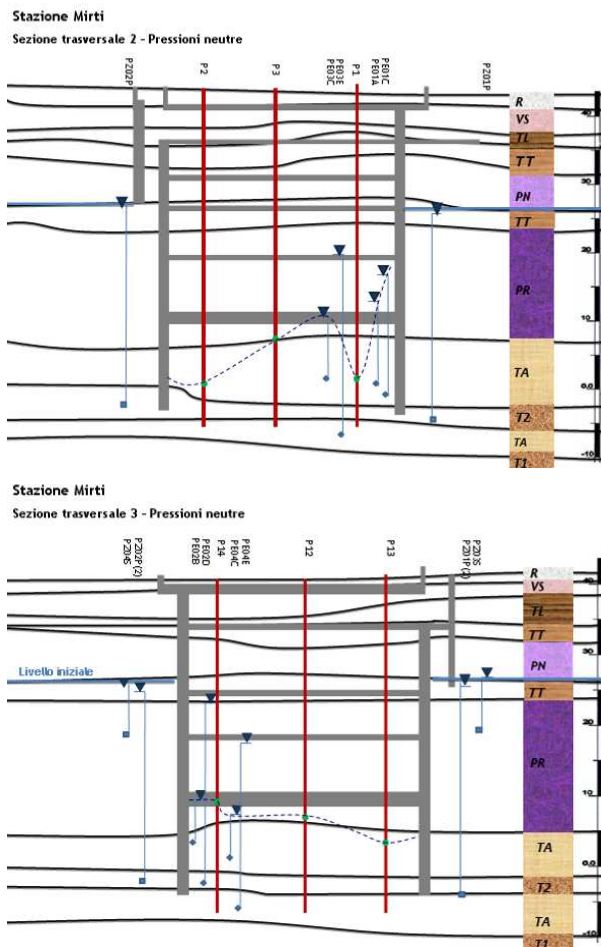


Figura 7-20. Stazione Mirti: profilo trasversale delle pressioni neutre

I piezometri esterni si raccordano con la piezometrica di monte, mentre in piezometri interni posti al di sotto del fondo scavo a quote inferiori alla base del pozzo (-6.80 m slm) progressivamente individuano una piezometrica intermedia tra quella interna ed esterna.

Dai dati disponibili può essere compreso lo schema di filtrazione effettivamente instauratesi per effetto dell'aggotamento: in particolare alla luce delle marcate differenze di carico idraulico comprese tra 8 e 10 m misurate tra i terreni posti al di sotto del fondo scavo (TA) e quelli presenti presente a quote inferiori al piede della paratia (T2), si può ragionevolmente indicare nello strato T2, quello in cui si verificano le maggiori perdite di carico. Inoltre, visto che nei piezometri esterni nel complesso T2 a quote prossime il piede paratia le perdite di carico, a differenza degli strati TA in profondità, sono minime, il flusso sembrerebbe alimentato direttamente dal basso dai terreni vulcanici TA e T1 posti a profondità inferiori a -5.0 m slm.

*Risentimenti al contorno*

Di seguito sono rappresentate le misure piezometriche esterne nel periodo di prova rispettivamente a monte ed a valle del manufatto:

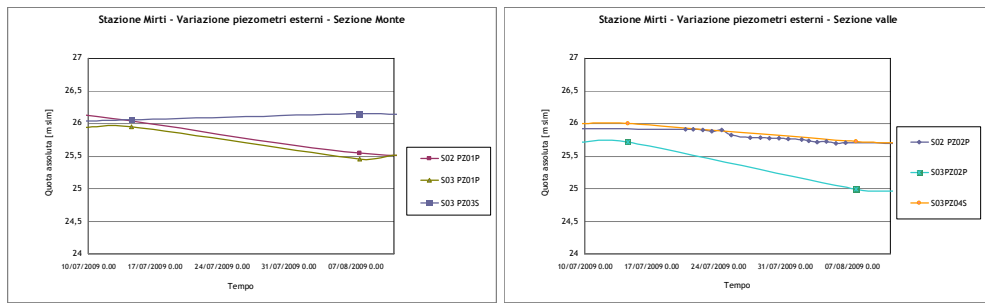


Figura 7-21. Stazione Mirti: risentimenti sulla falda esterna

In generale risultano perdite di carico pressoché nulle nel complesso vulcanico superiore, mentre nel complesso dei tufi inferiori i piezometri risentono localmente ed in generale in maniera poco pronunciata (abbassamenti massimi nell'ordine dei 70 cm nella sezione di valle). Considerando anche le letture dei piezometri ambientali posti ad un centinaio di metri dal manufatto che si riferiscono alla falda superiore (PZM5-09 e 10) è possibile notare come anche durante la fase di emungimento successiva al termine del campo prova in cui alcuni pozzi sono stati spenti, i risentimenti sulla falda esterna superficiale presente nelle pozzolane PR sono minimi e generalmente inferiori a 50 cm.

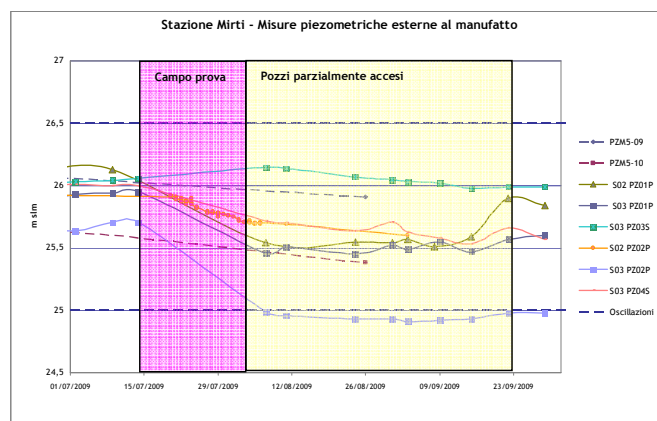
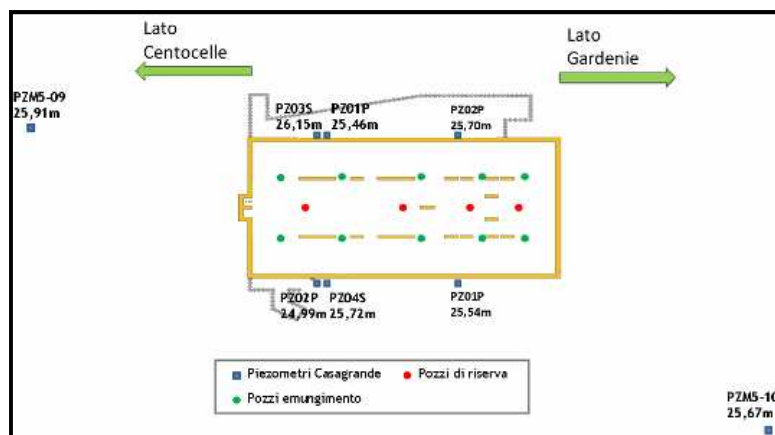


Figura 7-22. Stazione Mirti: variazioni piezometriche della falda esterna

Nella figura seguente viene rappresentata la curva di risalita dei pozzi dopo lo spegnimento del 5 agosto: si può notare come dopo circa 12 h i livelli raggiungono una quota che nei giorni

successivi si mantiene inalterata e comunque da circa 14 a 8 m inferiore alla quota preesistente a conferma della presenza di uno strato (T2) in cui si verificano importanti perdite di carico.

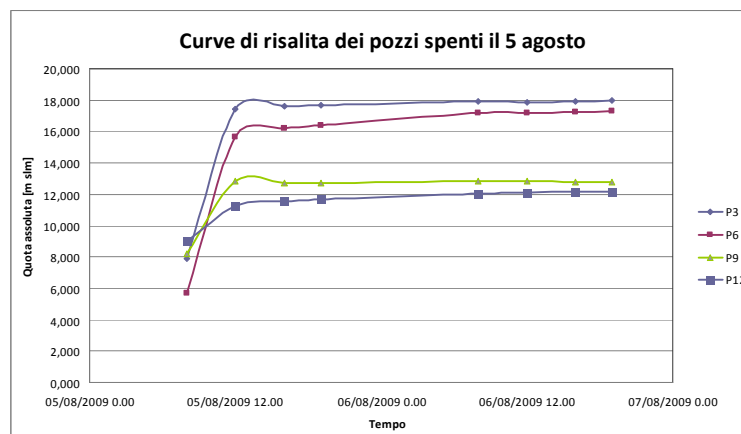


Figura 7-23. Stazione Mirti: curve di risalita dei pozzi

### 7.1.5 Parco di Centocelle

*Sistema di dewatering.* Il sistema di aggotamento è costituito complessivamente da 11 pozzi  $\phi$  400 mm con tubo interno sfinestrato di diametro  $\phi$  250mm ubicati in prossimità dei diaframmi centrali secondo cinque sezioni (due per sezione + uno) ad una distanza reciproca compresa tra i 15 e i 18 metri. Sono stati previsti inoltre anche quattro pozzi di “emergenza”, attrezzati anch’essi con pompa, riducendo in tal modo la mutua distanza tra i punti di emungimento fino a circa 7.5 metri.

I pozzi di emungimento, posizionati all’ interno della cintura dei diaframmi perimetrali della stazione, hanno una profondità di circa 36m da piano campagna (quota p.c.≈36 m slm), per un totale di circa 26 metri di tratto sfinestrato, 17.30 m sopra il fondo scavo finale (+8.70m slm) e 8.35m al di sotto dello stesso.

*Campo prova di emungimento.* Il campo prova di emungimento è complessivamente durato 8 giorni (dal 4/3/09 al 12/3/09) ed è consistito nell’emungimento in contemporanea di tutti i 11 pozzi predisposti (P1, P2,..., P11) fino alla definitiva stabilizzazione del livello di falda in tutti i piezometri. Al termine dei 7 giorni di emungimento in continuo si è passati al collaudo dei restanti 4 pozzi “di riserva” per un tempo minimo di 24 ore, misurando i risentimenti prodotti dall’attivazione dell’intero sistema costituito quindi da 15 pozzi.

In ultima analisi si è attuato lo spegnimento di tutti i punti di emungimento verificando l’andamento della risalita del livello piezometrico della falda ovvero l’effetto della ricarica all’interno del corpo stazione.

**Risultati prova di emungimento di lunga durata**

Al 12 Marzo si sono registrate le seguenti portate massime, medie ed ultime (Figura 7-24)

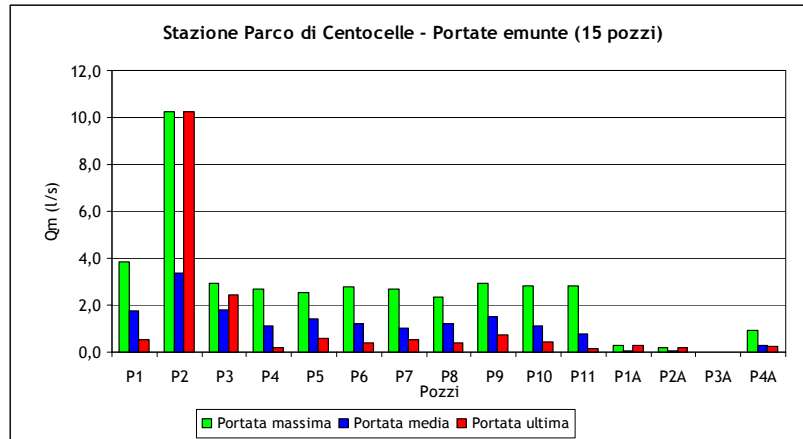


Figura 7-24. Stazione Parco di Centocelle: portate emunte dai pozzi

La maggior parte dei pozzi ha registrato una portata media compresa tra circa 1.0 e 1.5 l/s; presentano valori leggermente superiori (1.8 l/s) i pozzi P1 e P3; diversamente da questi si comporta il pozzo P2 per il quale è stata misurata una portata media nell’ordine dei 3.4 l/s. Il pozzo P2 ha registrato la portata massima proprio nell’ultimo giorno di campo prova insieme all’attivazione dei pozzi di emergenza pari a 10.3 l/s e, se confrontato ad esempio con il P3, l’unico altro pozzo a registrare tale tendenza, si denota immediatamente come il funzionamento nei giorni antecedenti è stato non ottimale con addirittura minori portate rispetto agli altri pozzi (Figura 7-25).

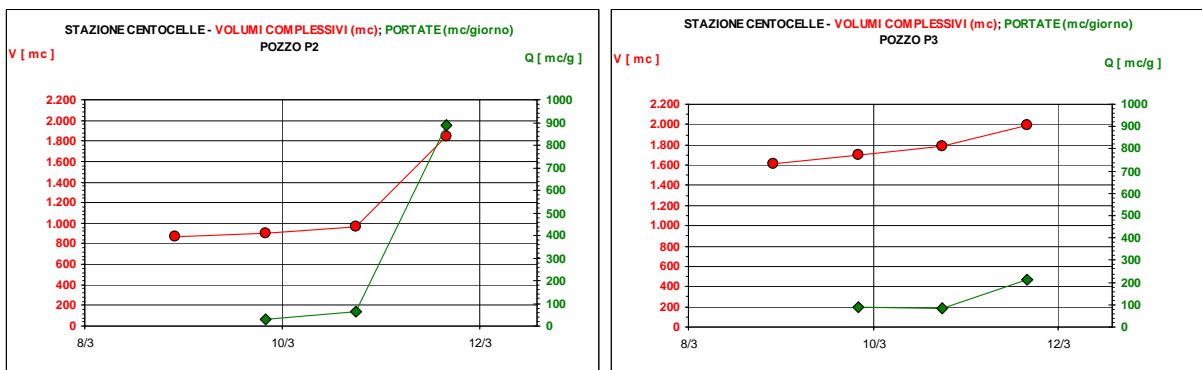


Figura 7-25. Stazione Parco di Centocelle: portate emunte dai pozzi P2 e P3

In realtà come dimostrano le misure dei livelli dinamici dei pozzi (Figura 7-26) prima della stabilizzazione delle portate si sono spenti e riaccesi automaticamente, controllati dal sistema di protezione delle pompe stesse (galleggiante): di conseguenza molti pozzi non hanno avuto un pompaggio costante e continuo ma spesso, trovandosi in crisi per debito di acqua, hanno lavorato alternativamente (condizioni di “stacca/attacca”) ed dunque è possibile che si siano manifestati dei malfunzionamenti temporanei.

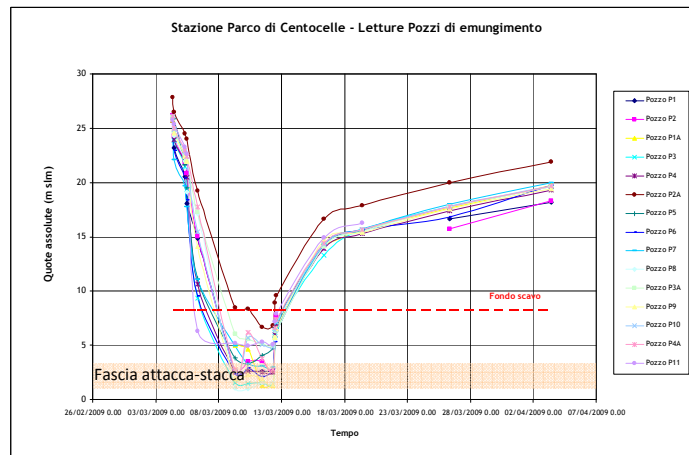


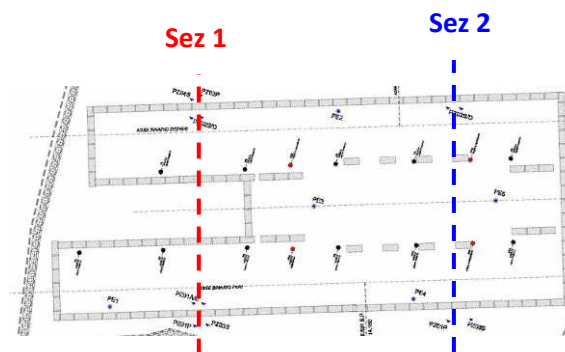
Figura 7-26. Stazione Parco di Centocelle: letture dei livelli idrodinamici nei pozzi

Ad ogni modo le maggiori portate sono presumibilmente da rapportare alla presenza di una sacca di terreni trattati più permeabili, per i quali l'intervento di consolidamento non si è rilevato performante come nelle zone limitrofe.

La curva di risalita è molto pronunciata nella settimana successiva allo spegnimento, dopodiché la ricarica dell'acquifero è più lenta ma sembrerebbe comunque tendere al livello di falda originale. Dopo circa un mese dalla fine della prova i livelli nei pozzi risultano ancora inferiori di circa 5 m a quelli antecedenti la prova a conferma della generale riuscita dell'intervento di consolidamento sull'impronta della stazione.

*Regime delle pressioni neutre instauratesi nei terreni al di sotto del fondo scavo*

Il carico idraulico interno si attesta al di sotto del fondo scavo finale posto a circa 8.7 m slm, confermando la riuscita dell'intervento di consolidamento e lo scavo in condizioni asciutte (**Figura 7-27**).





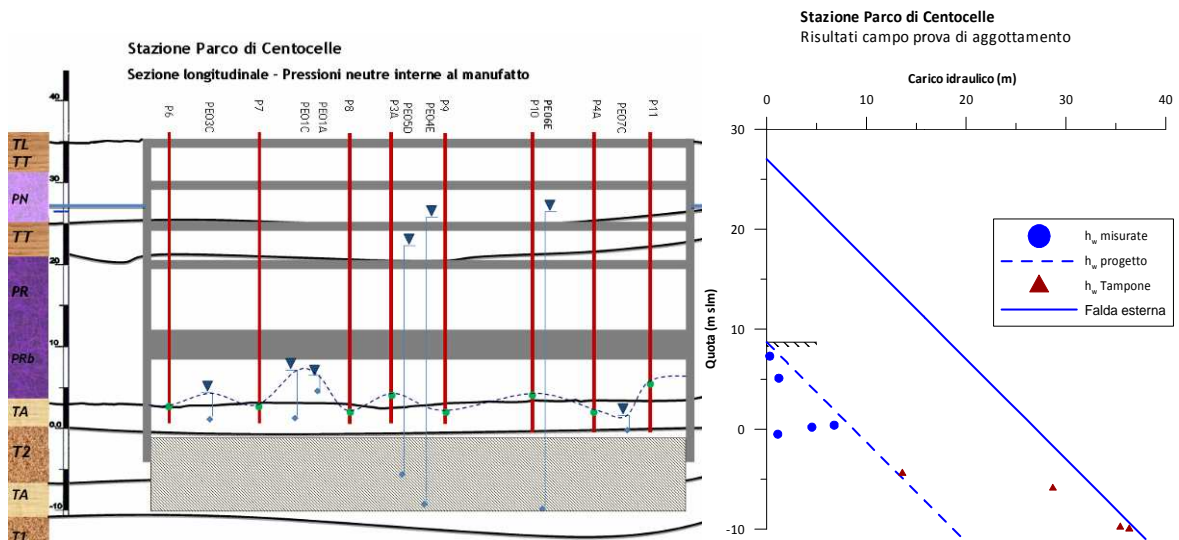


Figura 7-27. Stazione Parco di Centocelle: regime delle pressioni neutre al di sotto del fondo scavo

L'accensione dei pozzi di emergenza non provoca variazioni significative delle pressioni neutre.

*Letture piezometri interni al tampono.* Le misure dei piezometri all'interno del tampono di fondo sono di particolare interesse in quanto consentono di verificare l'efficacia dell'intervento di riduzione della permeabilità d'insieme. Le misure piezometriche interne ad esso indicano una progressiva diminuzione del carico idraulico dalla base, che si raccorda alla piezometrica esterna, fino al tetto dello strato consolidato che ha quindi livello di riferimento inferiore alla piezometrica partente dal fondo scavo.

Le perdite di carico idraulico sono pari a circa 26 m (36 .3 m alla base -10.0 m lsm – 10.0 m circa a -2.0 m slm), con riferimento delle pressioni neutre preso a -7.5 m slm.

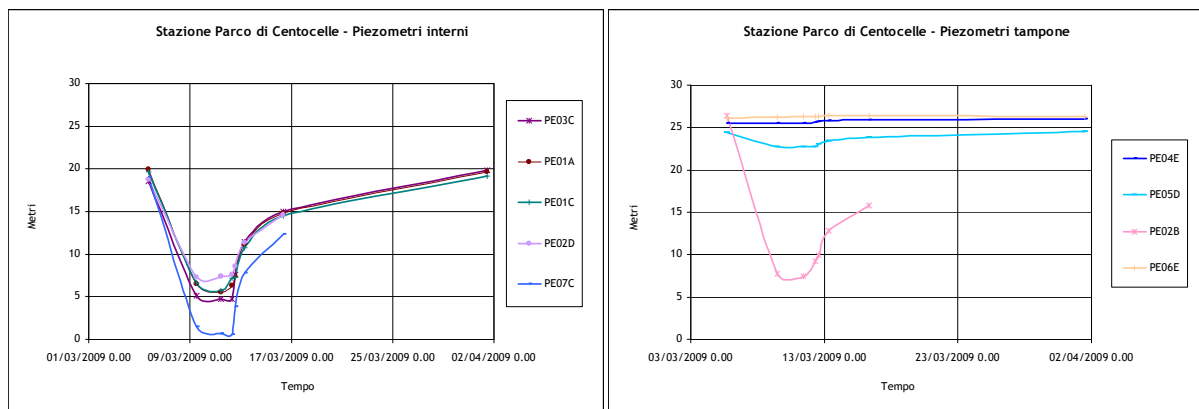


Figura 7-28. Stazione Parco di Centocelle: letture piezometriche interne al manufatto

*Risentimenti al contorno*

Di seguito sono rappresentate le misure piezometriche esterne nel periodo di prova rispettivamente a monte ed a valle del manufatto:

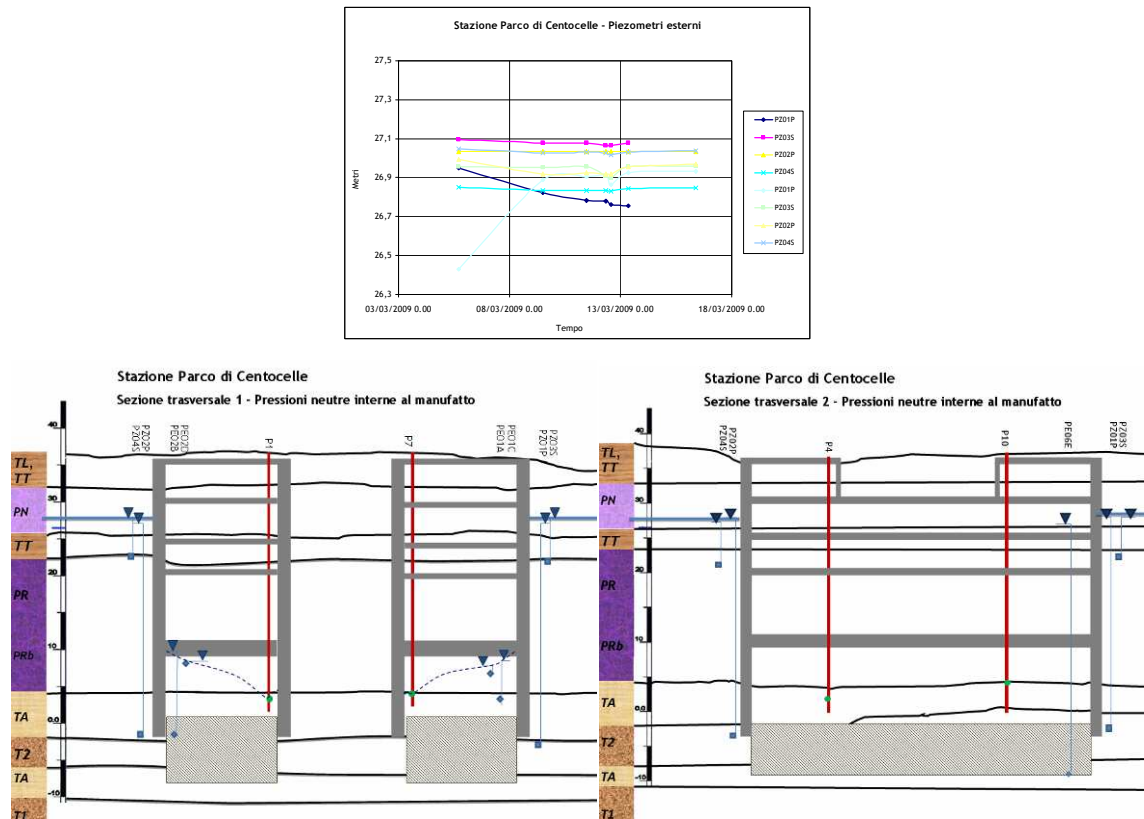


Figura 7-29. Stazione Parco di Centocelle: risentimenti al contorno

I piezometri esterni, a differenza di quelli interni non mostrano abbassamenti significativi. Sia quelli situati nei tufi che quelli situati nelle pozzolane evidenziano pressioni molto simili e le variazioni oscillano fra -0,47m e 0,17m.

## **8. INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI DEI CAMPI PROVA E RIFLESSI PROGETTUALI**

---

### **8.1 Premesse**

Nel presente capitolo vengono inizialmente interpretate le misure sperimentali ottenute nei campi prova esposte nel Capitolo 7.

Come già precedentemente accennato, lo scopo fondamentale di tali prove è quello di verificare le ipotesi di progetto e la definitiva predisposizione degli impianti di controllo delle pressioni neutre: in quanto segue, dopo un breve sintesi dei risultati ottenuti utile a fornire una descrizione del quadro idrogeologico di insieme, verrà inizialmente descritto il regime delle pressioni neutre determinatesi internamente ai manufatti e valutata l'effettiva capacità di eseguire le lavorazioni all'asciutto insieme ad i margini di sicurezza nei confronti del sollevamento del fondo scavo in tutte le fasi costruttive.

Alla luce dei differenti e, talune volte, anomali, risultati ottenuti che hanno reso necessari specifici accorgimenti progettuali tra cui l'esecuzione di specifici intervento di consolidamento dei terreni presenti al di sotto della quota di fondo scavo ("tamponi di fondo") mediante iniezioni cementizie nelle stazioni di Gardenie e Mirti, si è resa necessaria una maggiore comprensione degli effettivi schemi di filtrazione instauratesi nei terreni vulcanici al fine di valutare l'efficacia dei sistemi di controllo delle pressioni interstiziali.

A tal proposito, sono successivamente proposte delle specifiche analisi di filtrazione stazionarie bidimensionali che, seppur nelle semplificazioni del modello, se opportunamente tarate sui dati piezometrici e portate registrate a regime durante i campi prova, permettono di desumere i valori delle permeabilità "medie" dei terreni coinvolti nei processi.

Scopo delle analisi è in particolare di comprendere le cause del differente comportamento riscontrato durante i campi prova eseguiti nelle Stazioni di Teano, Gardenie e Mirti in cui, nonostante il contesto stratigrafico risulti apparentemente simile, si sono verificate marcate e sostanziali differenze sia in termini di portate complessivamente emunte che di abbassamenti del livello freatico internamente ai manufatti.

Le analisi numeriche potranno risultare utili a valutare i risentimenti sul regime della falda idrica sotterranea indotti da un prolungato periodo di aggettamento in presenza o meno dei citati "tamponi di fondo" e l'efficacia di un sistema di restituzione nell'ambiente dell'acqua

complessivamente prelevata (“pozzi di ricarica”) nel caso della Stazione Mirti, che pone importanti problematiche a carattere ambientale legate alla qualità e alla gestione delle acque emunte.

Durante le fasi di revisione della Tesi di Dottorato si è potuto disporre di dati sperimentali sulle portate e le letture piezometriche relative alle successive fasi di scavo delle stazioni Teano, Gardenie e Mirti. Queste sono state utilmente impiegate per valutare le portate complessivamente emunte, verificare le ipotesi di progetto nelle successive fasi di approfondimento degli scavi e verificare l’efficienza idraulica dei citati “tamponi” di fondo.

In particolare, ulteriori analisi numeriche hanno permesso di stimare l’effettiva diminuzione delle caratteristiche di permeabilità dei terreni trattati con iniezioni cementizie rispetto a quanto preventivamente ottenuto nei campi prova.

Nel caso in cui gli esiti del campo prova sono risultati positivi si è proceduto direttamente con le previste fasi di scavo: a tal proposito, è infine proposto uno studio numerico in condizioni di deformazione piana relative alle fasi costruttive del Pozzo TBM Malatesta che, opportunamente tarato sui dati di monitoraggio relativi alle varie fasi costruttive ottenuti, ha permesso di definire i parametri geotecnici di riferimento dei terreni appartenenti ai complessi stratigrafici presenti lungo le tratte in costruzione.

## **8.2 Indicazioni sul quadro idrogeologico di insieme**

I dati sperimentali raccolti durante i campi prova hanno confermato come il quadro idrogeologico d’insieme in cui si inseriscono i manufatti della Linea C risulti caratterizzato dalla presenza di due sistemi di circolazione idrica in qualche modo comunicanti tra loro, ma caratterizzati da regimi idraulici sostanzialmente indipendenti.

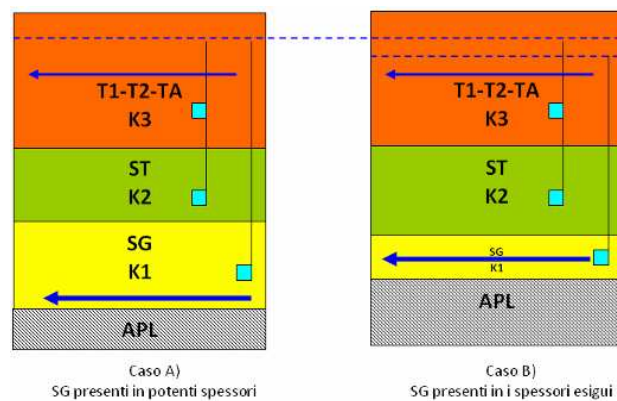
Come hanno dimostrato le prove eseguite nel Pozzo TBM Malatesta, una prima falda, più superficiale, è presente all’interno delle formazioni piroclastiche ed è regolata dall’attuale reticolo idrografico principale; una seconda falda, più profonda, si svolge nei termini più permeabili dei depositi fluvio lacustri e risulta in qualche modo alimentata o comunque in più stretta connessione con la falda in pressione riconosciuta nell’importante complesso di sabbie e ghiaie sovrapposto al basamento argilloso pliocenico.

D’altra parte, gli esiti marcatamente differenti, sia in termini di portate complessivamente emunte che di abbassamenti del livello freatico internamente ai manufatti, registrati nel caso delle stazioni Teano, Gardenie e Mirti, indicano come il flusso delle acque nel sottosuolo ed il conseguente regime delle pressioni interstiziali nei terreni vulcanici sia fortemente condizionato dalla marcata variabilità dei caratteri litologici e stratigrafici dei depositi vulcanici.

### 8.2.1 Interazione tra gli acquiferi presenti nel complesso vulcanico e fluvio-lacustre: Pozzo TBM Malatesta

Nel caso in esame del Pozzo TBM Malatesta è presente un sistema di circolazione idrica nel sottosuolo regolato dai rapporti stratigrafici tra i vari complessi interessati, dai caratteri di conducibilità idraulica a carattere locale e complessivo che ad essi competono e dalle condizioni al contorno. Le misure piezometriche eseguite durante le varie fasi di indagine hanno fornito due diversi livelli piezometrici medi per i piezometri collocati nel complesso dei terreni piroclastici (23.50-24.00 m s.l.m.) e per quelli posti nell'ambito dei termini ST e nello strato di sabbie e Ghiaie SG dei depositi fluvio lacustri (21.0 m s.l.m) rispettivamente.

Una possibile spiegazione, pur sottolineando il limitato numero di misure disponibili in relazione alla complessità del quadro idrogeologico, è che i due regimi idraulici nel complesso vulcanico e nelle sabbie e ghiaie appartengano ad un'unica falda idrica, entrambi in moto in direzione del Tevere (**Figura 8-1**).



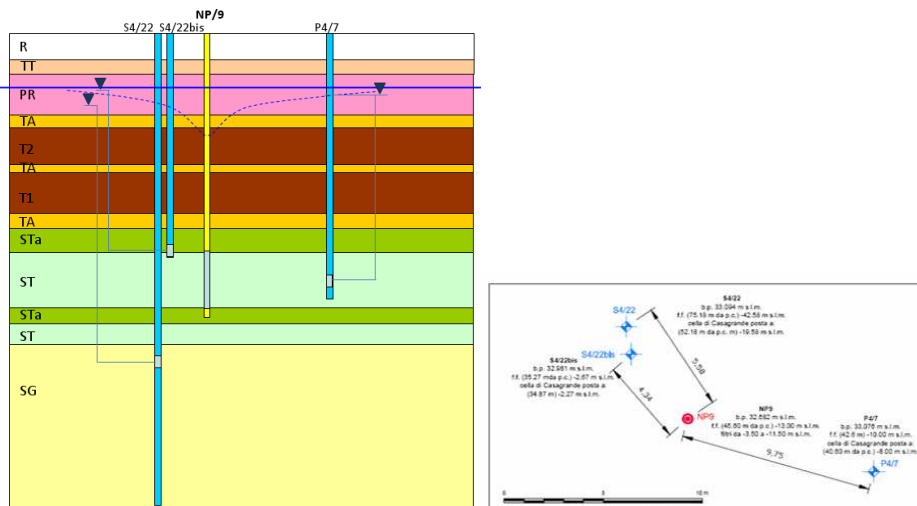
**Figura 8-1.** Possibile spiegazione della differenza di carico idraulico tra i due regimi idraulici

La differente permeabilità orizzontale  $k_h$  (dalle varie prove eseguite è risultata  $k_{hSG}$  maggiore di  $k_{hST}$  che, a sua volta, è minore della permeabilità orizzontale  $k_{hVulc}$  delle complesso vulcanico superiore) induce a ritenere che l'andamento della piezometrica dipende dalle condizioni di flusso che localmente si registrano nelle sabbie e ghiaie ed in particolare dalle perdite di carico che in tale strato si verificano, correlabili alle variazioni di spessore dello strato stesso. Nel caso in cui lo spessore delle SG sia importante, le perdite di carico associate al naturale flusso di filtrazione presente risultano basse, per cui in tale configurazione si possono registrare valori di pressioni neutre praticamente coincidenti con le sovrastanti vulcaniti ed ST e convergenti a circa +24.0 m slm (Caso A figura seguente). In presenza di una sacca di sabbie e ghiaie di pochi metri di spessore, il flusso incontra maggiori resistenze per cui si verificano perdite di carico maggiori ed il livello di riferimento delle pressioni neutre risulta minore delle sovrastanti vulcaniti, e si attesta su +21.0-23.0 m slm (Caso B). A scala maggiore naturalmente i due regimi idraulici presenti nel complesso vulcanico e fluvio-

lacustre risultano in diretto collegamento con il Tevere per cui risultano in comunicazione e praticamente coincidono.

*Prove eseguite in fase di progetto.* Per una maggiore comprensione dei rapporti tra i due regimi idraulici, particolarmente interessante risulta l'esito di una prova di emungimento su pozzo singolo eseguita precedentemente in un'area corrispondente all'attuale settore occidentale interno del manufatto e finalizzata a definire le caratteristiche del pozzo e dell'acquifero presente nelle sabbie limose del complesso fluvio-lacustre ST (**Figura 8-2**).

La prova è stata predisposta con un pozzo (NP9) sfinestrato da -3.5 a -11 m slm e nr 3 celle Casagrande rispettivamente nelle sabbie e ghiaie (S4/22: quota cella -8.0 m slm), in prossimità del contatto STa/ST (S4/22 bis: quota cella -2.3 m slm) e nei limi sabbiosi ST (P4/7: quota cella -19.5 m slm).



**Figura 8-2. Pozzo TBM– Schema della prova di emungimento (Marzo 2008, adattato da Relazione Prova di Dewatering)**

*Risultati della prova di lunga durata.* Le prove di pompaggio hanno messo in evidenza un contesto idrogeologico relativamente complesso in relazione all'analisi ed interpretazione dei dati acquisiti. Le portate che è stato possibile aggottare sono risultate in termini assoluti molto basse (inferiori ad 1.0 l/s): in particolare, la prova di lunga durata è stata eseguita con una portata di soli 0,56 l/s e si è potuto constatare come per portate superiori ad 1.0 l/s il sistema entrasse rapidamente in crisi. Le letture dei piezometri sono di seguito riassunte:

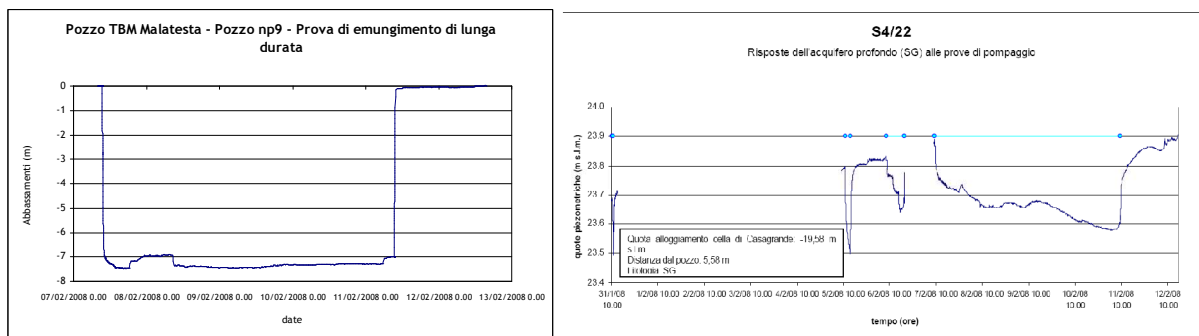
Piezometri	Profondità cella m slm	Formazione	Abbassamento a regime (m)
P4-7	-8	ST	-1,51
S4-22bis	-2,3	STa/ST	-0,30
S4-22	-19,5	SG	-0,19

**Tabella 8-1. Risultati prova di aggotamento eseguita a Pozzo TBM Malatesta**

Il piezometro P4/7 (ST), la cui cella di Casagrande si trova alla stessa quota altimetrica dei filtri del pozzo NP9, ha risposto in modo coerente e marcato alle sollecitazioni imposte dai test di pompaggio, anche se a maggiore distanza rispetto gli altri punti di osservazione ( $\approx 10\text{m}$ ), ed ha permesso di determinare, con la prova di lunga durata, la trasmissività  $T=5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$  ed il coefficiente di immagazzinamento  $S$ , risultato pari a  $3.4 \cdot 10^{-3}$ ; la permeabilità è risultata pari a  $K=5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ . In corrispondenza del piezometro S4/22bis (contatto STa-ST) le risposte sono risultate invece molto ridotte nonostante la vicinanza al pozzo NP9, a causa della bassa permeabilità che contraddistingue tale formazione argillosa.

Il piezometro S4/22 presente nelle sabbie e ghiaie SG (**Figura 8-3**) risente delle prove di aggotamento eseguite nel soprastante acquifero localizzato nel litotipo ST, anche se con abbassamenti di entità limitata nell'ordine dei decimetri.

I dati dimostrano di fatto come l'acquifero presente nella formazione ST sia di tipo semiconfinato: in particolare il livello argilloso STa presente al tetto dello strato ST tende ad isolare tale acquifero dalle sovrastanti vulcaniti e, poichè le falde presenti nell'ST e nelle sottostanti SG risultano in comunicazione attraverso l'acquitarzo costituito dal livello STa, è stato dimostrato come l'acquifero presente nelle ST è alimentato dal basso dal sottostante acquifero presente nelle sabbie e ghiaie.



**Figura 8-3. Pozzo TBM – Risultati prova di aggotamento preliminare**

*Indicazioni risultate dal campo prova di Pozzo TBM Malatesta.* Come hanno dimostrato le misure dei piezometri esterni, rappresentate nel Capitolo 6.2.1, a seguito dell'aggotamento si registra un abbassamento dei piezometri esterni profondi posti sia a monte che a valle delle sezioni di monitoraggio 1 e 3 del Pozzo TBM. Una possibile spiegazione è che nel settore occidentale l'acquifero delle SG può risultare in comunicazione con quello superiore delle vulcaniti. Gli effetti di tale contatto diretto tra i due acquiferi si manifesta soprattutto in termini di variazioni piezometriche piuttosto che di disponibilità idrica (contesto idrogeologico tipicamente osservato durante la prova di emungimento di marzo 08). Comunque è evidente che SG risente dell'aggotamento in ST, per cui i due regimi idraulici sono in comunicazione.

A seguito di un pompaggio prolungato ed a seguito della sostituzione del pozzo 8, emerge chiaramente che in tali zone il richiamo dell'aggettamento provoca un abbassamento delle pressioni neutre nel complesso dei limi sabbiosi ST e delle sabbie e ghiaie SG. Tali dati, oltre a confermare concretamente che ST e SG siano in comunicazione tra loro, se messi a confronto con il profilo longitudinale, trovano una possibile giustificazione negli spessori e nei rapporti stratigrafici relativi tra i terreni vulcanici e fluvio lacustri ST.

Infatti mettendo a rapporto il profilo geologico longitudinale, in corrispondenza delle sezioni di monitoraggio 1 e 3, in cui si sono registrati i maggiori abbassamenti nei piezometri profondi esterni, si può notare come il contatto stratigrafico tra i due complessi avvenga a profondità superiori rispetto alla zona centrale.

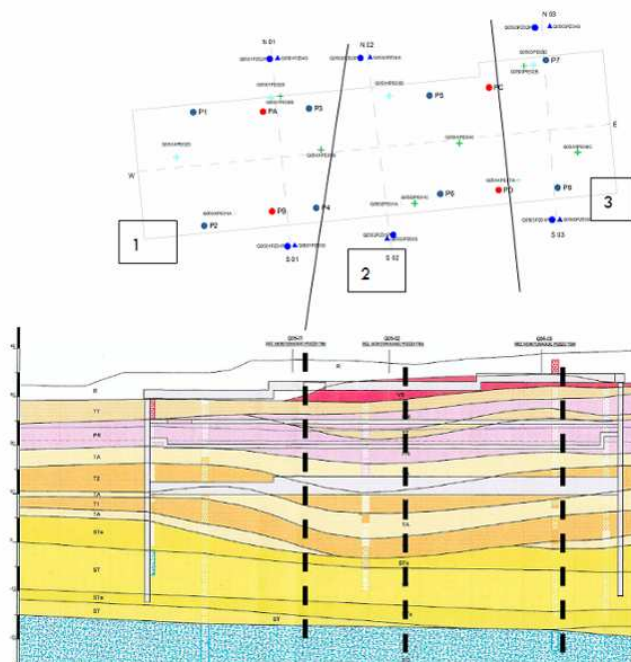


Figura 8-4. Schema filtrazione Pozzo TBM Malatesta

Vista la maggiore permeabilità dei terreni vulcanici rispetto ad ST, da tale aspetto potrebbe derivare una ragionevole spiegazione la differenza di portate aggettate nella fascia centrale (P4, P5 e P6) rispetto alle altre zone, in cui risultano, essendo i pozzi sfinestrati per tratti maggiori in ST, minori portate e addirittura problemi di intasamento a causa della frazione fine. Coerentemente alle misure precedenti, non si registrano apprezzabili modifiche al regime idraulico superiore nel complesso vulcanico.



### **8.2.2 Risposta del sistema di emungimento nell'acquifero vulcanico**

Durante i campi prova eseguiti nelle Stazioni di Teano, Gardenie e Mirti, nonostante la presenza di contesti stratigrafici apparentemente simili si sono verificate marcate e sostanziali differenze sia in termini di portate complessivamente emunte che di abbassamenti del livello freatico internamente ai manufatti.

Nel primo caso (Teano) si sono registrate portate, su 20 pozzi predisposti, generalmente inferiori ad 1.0 l/s per un totale di circa 17 l/s su tutta la stazione comprensiva del corpo stazione e del manufatto di diramazione per un totale di circa 240 m di sviluppo lineare di stazione. Nonostante le basse portate globalmente prelevate il livello della falda interna si è attestato a quote generalmente inferiori a quella del fondo scavo ed i risentimenti al contorno sono risultati pressoché trascurabili.

Nel caso della Stazione Gardenie le portate sui 14 pozzi predisposti sono risultate elevate (circa 5.0 l/s) e superiori ai 70 l/s su tutta la stazione. Rispetto al caso di Teano è risultato impossibile abbassare la falda idrica all'interno del manufatto a quote piezometriche inferiori a circa 6.0 m: ciò nonostante anche in questo caso i risentimenti sono risultati poco apprezzabili all'esterno.

Viceversa nel caso della stazione Mirti, mediante una portata complessiva di 70 l/s su tutta la stazione attraverso 14 pozzi è risultato possibile abbassare la falda interna a quote prossime al fondo scavo, senza apprezzabili risentimenti sul regime della falda esterna.

Per comprendere le cause di tali differenze, che evidentemente sono da ricondurre alla variabilità delle caratteristiche di permeabilità sia a carattere locale che di insieme delle formazioni vulcaniche, si è preliminarmente proceduto a riprendere i valori delle permeabilità misurati in sito, raccogliendo i dati complessivamente disponibili ottenuti in fase di indagine; successivamente sono state eseguite delle analisi di filtrazione per valutare le permeabilità che caratterizzano i terreni nei vari casi.

Dalla raccolta dei dati di campagna disponibili sono emerse delle sostanziali differenze dei coefficienti di permeabilità orizzontale  $k_h$  desunti attraverso delle prove Lefranc (**Figura 8-5**).

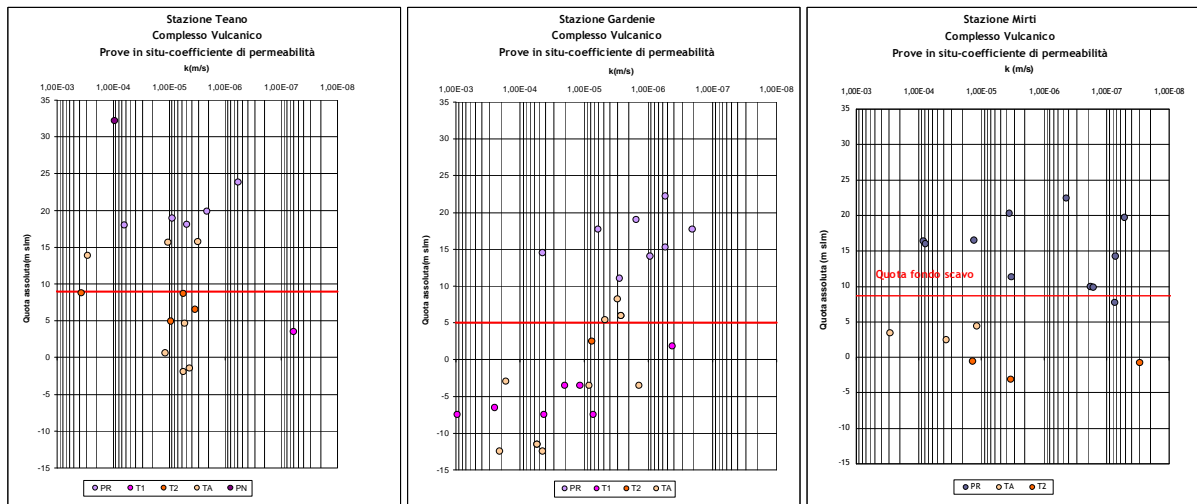


Figura 8-5. Risultati prove Lefranc eseguite in fase di progettazione nelle stazioni Teano, Gardenie e Mirti (Fonte MetroC)

Ragguagliando le misure di permeabilità eseguite sulle varie formazioni sono stati ottenuti i seguenti range di variazione:

#### Stazione Teano

Pozzolane rosse (PR):  $k_h$  variabile tra  $6.3 \cdot 10^{-5}$  e  $5.8 \cdot 10^{-7}$  m/s;

Tufi argillificati (TA):  $k_h$  variabile tra  $2.8 \cdot 10^{-4}$  e  $3.0 \cdot 10^{-6}$  m/s;

Tufi pseudolitoidi (T1-T2):  $k_h$  variabile tra  $3.7 \cdot 10^{-4}$  e  $6.0 \cdot 10^{-8}$  m/s;

#### Stazione Gardenie

Pozzolane rosse (PR):  $k_h$  variabile tra  $4.5 \cdot 10^{-5}$  e  $2.1 \cdot 10^{-7}$  m/s;

Tufi argillificati (TA):  $k_h$  variabile tra  $2.1 \cdot 10^{-4}$  e  $1.4 \cdot 10^{-6}$  m/s;

Tufi pseudolitoidi (T1-T2):  $k_h$  variabile tra  $9.5 \cdot 10^{-4}$  e  $4.2 \cdot 10^{-7}$  m/s;

#### Stazione Mirti

Pozzolane rosse (PR):  $k_h$  variabile tra  $8.3 \cdot 10^{-5}$  e  $5.2 \cdot 10^{-8}$  m/s;

Tufi argillificati (TA):  $k_h$  variabile tra  $2.8 \cdot 10^{-4}$  e  $2.9 \cdot 10^{-8}$  m/s;

Tufi pseudolitoidi (T1-T2):  $k_h$  variabile tra  $1.3 \cdot 10^{-5}$  e  $2.9 \cdot 10^{-8}$  m/s;

Rispetto a Teano, nella Stazione di Mirti emerge una sostanziale aumento della permeabilità della formazione TA presente al di sotto del fondo scavo, così come della formazione T2 sottostante. L'esito negativo della prova eseguita a Gardenie sembrerebbe da ricondurre alla permeabilità dei terreni posti al di sotto del fondo scavo caratterizzati da un valore del coefficiente di permeabilità orizzontale  $K_h$  compresi tra circa  $10^{-3}$  e  $10^{-5}$  m/s, superiori a quella delle sovrastanti pozzolane rosse e tendenti ad incrementare con la profondità in corrispondenza di quote inferiori al fondo scavo.

### 8.3 Verifica delle condizioni di stabilità dei manufatti in fase di scavo

I numerosi campi prova di aggotamento monitorati hanno costituito un fondamentale elemento di verifica delle ipotesi di progetto e strumento di definitiva predisposizione degli impianti, tra l'altro, per i seguenti manufatti della Tratta T5: Pozzo TBM Malatesta, Stazioni Teano, Gardenie, Mirti e Parco di Centocelle. Di seguito, sulla base del regime delle pressioni neutre determinatesi internamente al manufatto è stato possibile valutare l'idoneità del sistema di dewatering che deve garantire lo scavo all'asciutto e sufficienti margini di sicurezza nei confronti del sollevamento del fondo scavo in tutte le fasi costruttive.

#### 8.3.1 Pozzo TBM Malatesta

*Stabilità del fondo scavo.* La verifica al sollevamento del fondo scavo in presenza dei pozzi deve essere effettuata con riferimento alla sottospinta agente alla base dello strato argilloso STa. Dalla sezione geologica stratigrafica del manufatto, il letto di tale strato risulta variabile tra quota quota -3.0 e -6.0 m.s.l.m., per uno spessore di terreno compreso tra fondo del solettone e fondo dello strato impermeabile di 12 e 15 metri rispettivamente: di questi cinque metri sono costituiti da terreni STa ed i restanti metri da tufi TA e T2 o T1.

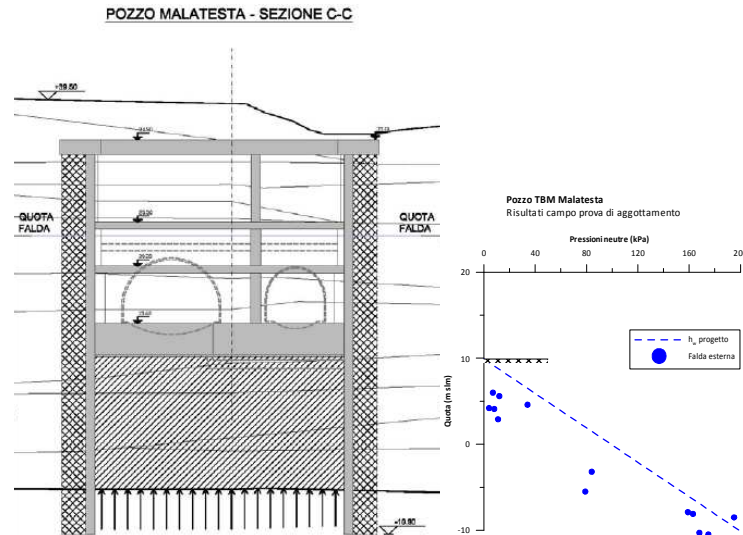


Figura 8-6. Pozzo TBM Malatesta: pressioni neutre interne al manufatto e verifica al sollevamento del fondo scavo

Assumendo un peso di volume dei terreni pari rispettivamente a 18.0 e 17.0 kN/m<sup>3</sup>, nei due casi estremi il peso del terreno che dovrà contrastare la spinta idraulica è pari a  $P_1 = 7 \times 17 + 5 \times 18 = 209 \text{ kN/m}^2$  e  $P_2 = 10 \times 17 + 5 \times 18 = 260 \text{ kN/m}^2$ . Adottando un coefficiente di sicurezza ragionevolmente cautelativo nei confronti del sollevamento pari a  $FS=1.20$ , affinché la verifica sia soddisfatta basta che la sottospinta idraulica  $U$  sia compresa tra  $U_1 = P_1/FS = 209/1.2 = 174.2 \text{ kN/m}^2$  e

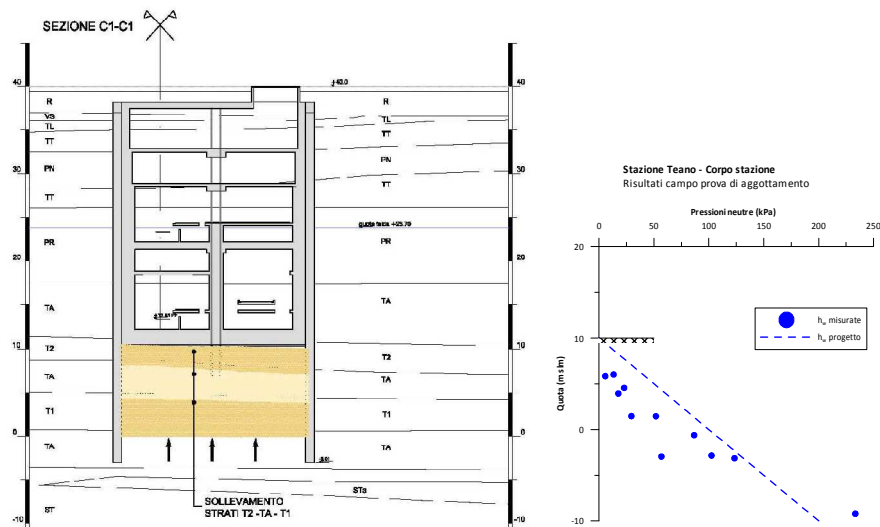
$U_2 = P_2/FS=260/1.2= 216.7 \text{ kN/m}^2$ , valori ai quali corrispondono livelli di pressione  $h_w$  pari a circa 17.5 e 21.5 m slm.

Pertanto, con riferimento agli esiti della prova di aggotamento, anche nel caso meno favorevole (piezometro Q05 XX PE 06 C,  $h_w=+11.0 \text{ m slm}$ ) e per le varie profondità di scavo la verifica risulta soddisfatta.

La prova di emungimento eseguita ha dunque confermato, nel complesso, la potenziale idoneità dell'accorgimento adottato per evitare problemi di stabilità del fondo dello scavo. Anche se i risultati ottenuti si discostano sostanzialmente da quelli ipotizzati in fase di progetto per il valore delle portate derivate e per i livelli piezometrici di equilibrio raggiunti, dalla prova risulta che lo scavo potrà essere eseguito "all'asciutto" e che sussistono sufficienti margini di sicurezza nei confronti del sollevamento del fondo.

**8.3.2 Stazione Teano e manufatto di diramazione Linea C1**

Nelle condizioni a regime raggiunte durante il campo prova sono state ottenute le seguenti misure delle pressioni neutre nel terreno posto al di sotto del fondo scavo:



**Figura 8-7. Stazione Teano: pressioni neutre interne al manufatto e verifica al sollevamento del fondo scavo**

La verifica di stabilità al sollevamento del fondo scavo deve essere condotta considerando le pressioni neutre agenti nel TA ( $u$  pari a circa 90 kPa) a circa 0 m slm. A partire dalla quota di fondo scavo a (10 m s.l.m.), dalla stratigrafia risulta presente uno spessore di 3.0 m di T2 e TA ed uno di T1 pari a 4m: adottando un peso per unità di volume  $\gamma_{T2}$  pari a  $18 \text{ kN/m}^3$  e  $\gamma_{TA-T1}$  a  $17 \text{ kN/m}^3$ , il calcolo del coefficiente di sicurezza con riferimento ai risultati del campo prova fornisce il seguente valore:

$$FS = \frac{\sigma_v}{u} = \frac{\gamma_{T2}h_{T2} + \gamma_{TA}h_{TA} + \gamma_{T1}h_{T1}}{u} = \frac{18 \cdot 3 + 17 \cdot 3 + 17 \cdot 4}{90} = 1.92$$

Nel caso del manufatto di diramazione si ottiene il seguente valore di FS:

$$FS = \frac{\sigma_v}{u} = \frac{\gamma_{T2}h_{T2} + \gamma_{TA}h_{TA} + \gamma_{T1}h_{T1}}{u} = \frac{18 \cdot 3 + 17 \cdot 3 + 17 \cdot 4}{110} = 1.57$$

Si tratta di un valore inferiore a quello della stazione a causa del malfunzionamento di alcuni pozzi: ad ogni modo la verifica è soddisfatta.

In sintesi la prova di emungimento eseguita ha confermato, nel complesso, l'idoneità dell'accorgimento adottato per evitare problemi di stabilità del fondo dello scavo. I risultati ottenuti sono in linea con quelli ipotizzati in fase di progetto per il valore delle portate derivate: dalla prova risulta che lo scavo potrà essere eseguito "all'asciutto" e che sussistono sufficienti margini di sicurezza nei confronti del sollevamento del fondo.

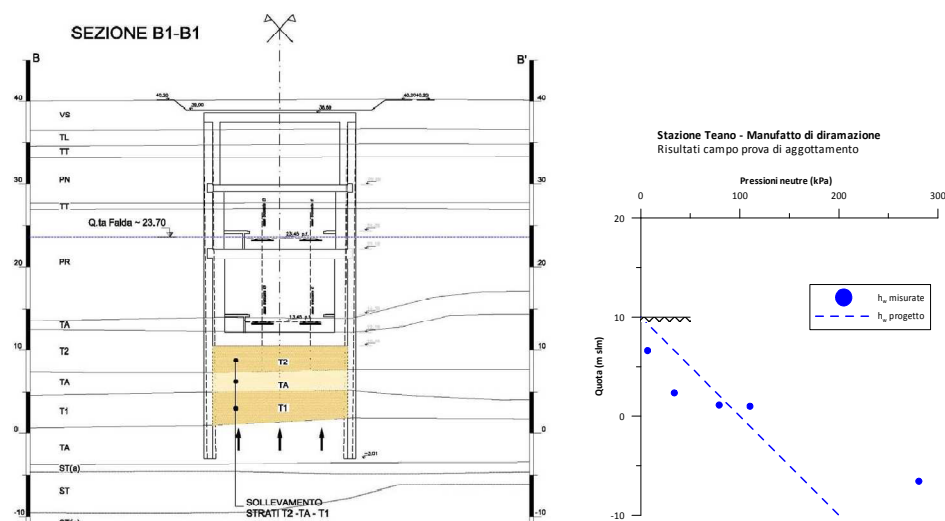


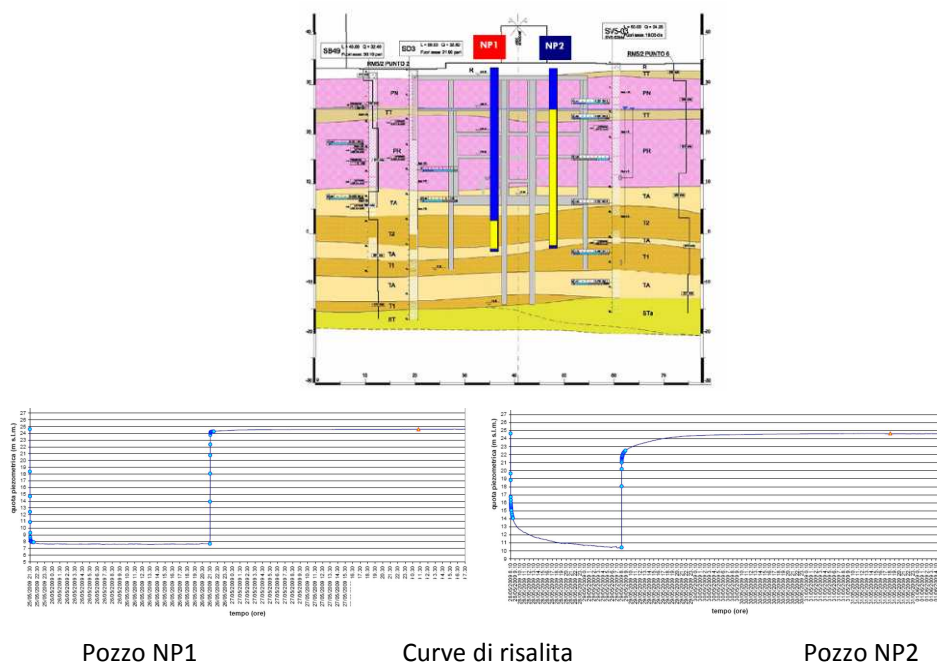
Figura 8-8. Manufatto di diramazione Teano: pressioni neutre interne al manufatto e verifica al sollevamento del fondo scavo

In entrambi i casi il regime delle pressioni effettivamente instauratesi risultano inferiori a quelle ipotizzate in fase progettuale per cui anche le condizioni idrauliche al contorno di dimensionamento delle paratie risultano soddisfatte.

### 8.3.3 Stazione Gardenie

Alla luce degli insoddisfacenti esiti del campo prova, nel caso della Stazione Gardenie sono stati inoltre predisposti due nuovi pozzi drenanti in cui sono state eseguite due ulteriori prove su pozzo singolo (NP1 e NP2): il pozzo NP1 risulta finestrato da una quota di 3.7 m slm a -1.3 m slm nei tufi inferiori; il NP2 da 25.7 m slm a -1.3 m slm nei terreni pozzolanici e nelle vulcaniti presenti immediatamente al di sotto del fondo scavo. Sui due pozzi sono state eseguite, oltre alle usuali prove preliminari di svuotamento e gradini, una prova di lunga durata di 48 h, che ha fornito nel caso del pozzo NP1 è stata ottenuta una portata media di 8.3 l/s, con un abbassamento finale interno al pozzo

di circa 19 m (livello dinamico 6.6 m slm); per il pozzo NP2 si è ottenuto un livello dinamico a regime +4.35 m rispetto al fondo scavo (9.4 m slm), ed una portata media di 15 l/s.

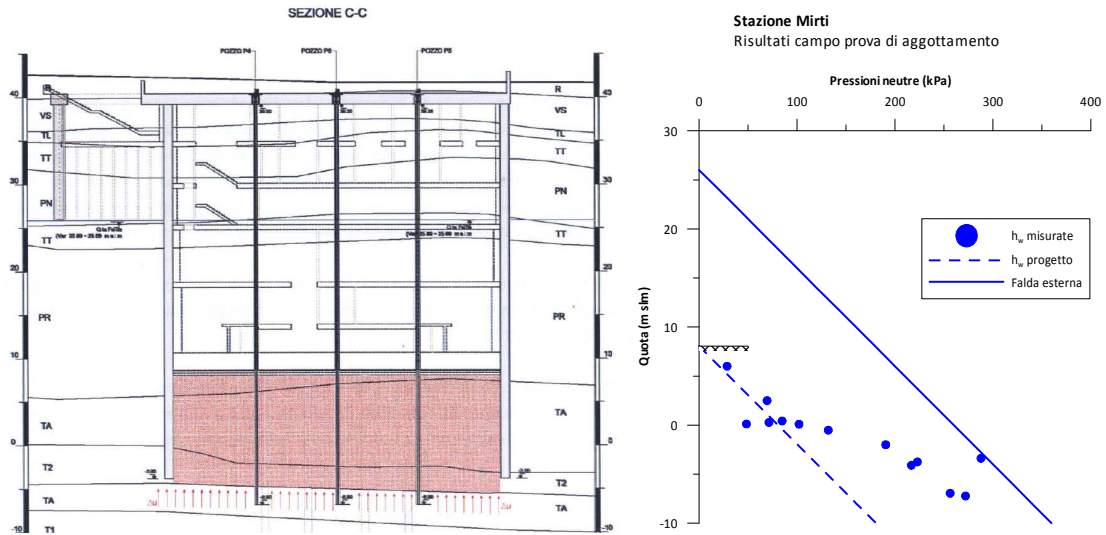


**Figura 8-9. Pozzi integrativi realizzati a Gardenie**

Le variazioni delle pressioni neutre sono risultate poco marcate ed hanno confermato l'elevata permeabilità media dei terreni; inoltre da una visione delle curve di risalita è possibile notare il repentino recupero dei livelli a dimostrazione di una elevata disponibilità dell'acquifero.

**8.3.4 Stazione Mirti**

Nelle condizioni a regime raggiunte durante il campo prova sono state ottenute le seguenti misure delle pressioni neutre nel terreno posto al di sotto del fondo scavo: facendo affidamento sulla natura litoide o pseudolitoide della formazione T2, la verifica di stabilità al sollevamento del fondo scavo deve essere condotta considerando le pressioni neutre agenti nel TA ( $u$  pari a circa 220 kPa) a circa -5/-6 m slm:



**Figura 8-10. Stazione Mirti: pressioni neutre interne al manufatto e verifica al sollevamento del fondo scavo**

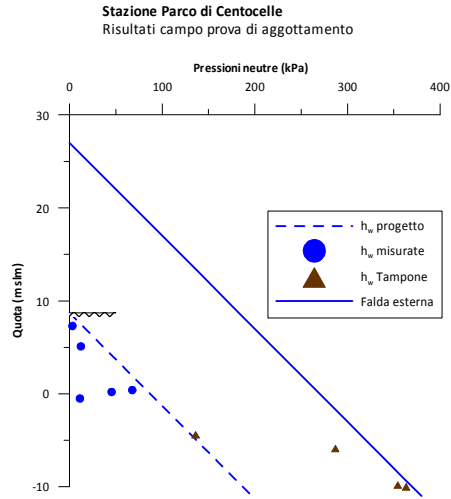
Il fondo scavo del corpo stazione è a quota +8.65 m slm, per cui considerando uno spessore di 2.5 m di PR, 3.0 m di TA e 3.0 m di T2, ed adottando un peso per unità di volume  $\gamma_{PR}$  pari a 17.5 kN/m<sup>3</sup>,  $\gamma_{T2}$  20 kN/m<sup>3</sup> e  $\gamma_{TA}$  17 kN/m<sup>3</sup>, il coefficiente di sicurezza FS risulta pari a:

$$FS = \frac{\sigma_v}{u} = \frac{\gamma_{PR} h_{PR} + \gamma_{TA} h_{TA} + \gamma_{T2} h_{T2}}{u} = \frac{17.5 \cdot 2.5 + 17 \cdot 8 + 20 \cdot 3}{220} = 1.10$$

Anche in questo caso la prova di emungimento eseguita ha confermato, nel complesso, la potenziale idoneità dell'accorgimento adottato per evitare problemi di stabilità del fondo dello scavo. Anche se i risultati ottenuti si discostano sostanzialmente da quelli ipotizzati in fase di progetto per il valore delle portate derivate e per i livelli piezometrici di equilibrio raggiunti, dalla prova risulta che lo scavo potrà essere eseguito "all'asciutto" e che sussistono sufficienti margini di sicurezza nei confronti del sollevamento del fondo. Nonostante le elevate portate registrate, il regime delle pressioni neutre effettivamente instauratesi risulta in linea con quanto ipotizzato in fase progettuale per cui le condizioni idrauliche al contorno di dimensionamento delle paratie risultano soddisfatte. Diversamente le ipotesi sulle pressioni neutre assunte nei riguardi del dimensionamento dei diaframmi centrali (idrostatica a partire dal fondo scavo), non risulterebbero soddisfatte.

### 8.3.5 Parco di Centocelle

Come già ampiamente citato, nella Stazione di Parco di Centocelle è stato eseguito un intervento di consolidamento dei terreni posti al di sotto del fondo scavo mediante iniezioni cementizie. Nella figura seguente sono rappresentati i valori delle pressioni neutre misurate al di sotto del fondo scavo durante il campo prova.



**Figura 8-11. Parco di Centocelle: pressioni neutre interne al manufatto**

Per una maggiore comprensione dei fenomeni sono state rappresentate con un diverso colore le misure dei piezometri nei terreni vergini ed nel tampone: diagrammando la linea delle pressioni neutre registrate dai piezometri all'interno del tampone, è immediato cogliere come questa unisca la linea dei carichi idrostatici esterna con l'idrostatica interna riferita alla superficie di falda interna al manufatto e le perdite di carico complessive si aggirano sui 200 kPa circa. La prova di emungimento eseguita ha confermato l'efficacia del sistema di consolidamento dei terreni presenti al di sotto del fondo scavo, confermando la realizzazione dello scavo "all'asciutto".



## **8.4 Back analysis numeriche dei campi prova di emungimento**

Nei casi analizzati, la scelta finale del sistema di controllo più idoneo è risultato dipendente essenzialmente dalle caratteristiche di permeabilità dei terreni piroclastici e, più in generale, dal sistema di circolazione idrico e dalla condizioni al contorno. In tutte le situazioni analizzate, il problema è regolato dal complesso dei terreni piroclastici, per i quali le caratteristiche intrinseche di variabilità non ne consentono una semplice ed univoca modellazione.

Nei casi in cui i campi prova di emungimento hanno condotto a risultati positivi si è proceduto con le successive fasi di scavo dell'opera che, tranne che per Pozzo TBM Malatesta in cui le lavorazioni di scavo sono terminate nel gennaio 2009 con il getto del solettone di fondo (vedi 8.7), risultano ancora in atto.

Viceversa, nel caso delle stazioni di Gardenie e Mirti, gli anomali risultati ottenuti durante i campi prova hanno reso necessari ulteriori accorgimenti progettuali consistiti essenzialmente nella realizzazione di specifici interventi di consolidamento dei terreni presenti al di sotto della quota di fondo scavo ("tamponi di fondo") per mezzo di iniezioni cementizie.

Per una comprensione del regime delle pressioni neutre instauratesi globalmente durante l'emungimento, si è quindi resa necessaria l'implementazione di modelli di filtrazione a carattere stazionario che, opportunamente tarati sui dati piezometrici registrati e sulle portate aggottate, hanno permesso di definire le permeabilità "medie" dei terreni coinvolti nei processi e di individuare il "Dominio di filtrazione", in cui i moti di filtrazione avvengono con perdite di carico apprezzabili, ed il "Serbatoio", cioè i terreni in cui l'acqua pur muovendosi non è soggetta ad importanti perdite di carico.

Nelle successive analisi, grande risultato è stato dato alla determinazione delle cause del differente comportamento riscontrato durante i campi prova eseguiti nelle Stazioni di Teano, Gardenie e Mirti in cui, nonostante la presenza di contesti stratigrafici apparentemente simili, si sono verificate marcate e sostanziali differenze sia in termini di portate complessivamente emunte che di abbassamenti del livello freatico internamente ai manufatti.

### **8.4.1 Modellazione numerica con il codice Plaxis**

Alla luce delle differenze di permeabilità delle formazioni vulcaniche, per comprendere i processi di filtrazione instauratesi nei manufatti sono state eseguite delle specifiche analisi numeriche a carattere stazionario che, tarate sui risultati dei campi prova, sono finalizzate a desumere la permeabilità media delle varie formazioni.

Le analisi di filtrazione in condizioni stazionarie con cui sono stati valutati i risultati dei campi prova di aggotamento sono state eseguite per mezzo del codice non lineare agli elementi finiti Plaxis.

Il codice Plaxis è un codice di calcolo agli elementi finiti con cui è possibile eseguire, oltre alle modellazioni di sistemi geotecnici complessi, anche problemi di filtrazione in condizioni stazionarie per mezzo della risoluzione numerica dell'equazione che governa il moto delle acque sotterranee. Le analisi numeriche di filtrazione a carattere tridimensionale possono essere utilmente eseguite mediante il codice 3D Tunnel, mentre i processi di filtrazione in campo bidimensionale attraverso il codice PlaxFlow v1.6 che si interfaccia con il Plaxis 2D v9.0.

In particolare il codice PlaxFlow permette, dopo aver definito il dominio di studio, di assegnare tre tipi di condizioni idrauliche al contorno per ottenere la soluzione dell'equazione del flusso delle acque sotterranee: altezza assegnata (*specified head*): condizione del primo tipo o di Dirichlet; portata assegnata (*specified flux*): condizione del secondo tipo o di Neumann, impiegata nel caso di portata assegnata attraverso un confine (confine impermeabile); condizione mista (*head-dependant flux*): condizione del terzo tipo o di Cauchy, adottata nel caso di flusso variabile con l'altezza piezometrica perchè mette in relazione altezze e portate sulle celle specificate (i. e. fiumi, laghi, dreni). Il codice Plaxis 3D Tunnel permette di imporre solo le condizioni sul carico idraulico e nei riguardi delle condizioni di flusso (libero, impedito) lungo la frontiera di un cluster.

In entrambi i codici, attraverso la predisposizione di specifici strumenti di interfaccia, è comunque possibile simulare l'effetto degli elementi che agiscono, idraulicamente, da barriere impermeabili come le paratie delle stazioni.

Per quanto riguarda le caratteristiche fisiche, il codice di calcolo Plaxis permette di definire il valore dell'indice dei vuoti "e" ed una permeabilità di tipo lineare anisotropa, riconoscendo dei valori di permeabilità  $k_x$ ,  $k_y$  e  $k_z$ , per ognuno dei assi definiti (x, y, z): poiché l'indice dei vuoti non varia è fissato e non risulta funzione delle tensioni medie, bisogna necessariamente imporre le permeabilità medie dei vari terreni.

*Algoritmo di calcolo implementato nel codice Plaxis.* In generale, nei problemi di filtrazione possono essere identificati due tipi di flussi: flussi che coinvolgono una superficie freatica, confinati, e quelli lo fanno (flusso non confinato); quest'ultimi richiedono particolare attenzione nelle analisi, in quanto è necessario definire la posizione della superficie freatica per ogni variazione delle pressioni neutre, e perciò si necessita di un robusto algoritmo.

Un generale approccio utilizzato da diversi codici tra i quali Plaxis, è quello di ridurre la permeabilità  $k$  quando il terreno si trova al di sopra della superficie freatica, per cui il codice di calcolo intende che sussista una pressione neutra negativa di trazione. In particolare, per descrivere il flusso per il terreno saturo presente al di sotto della superficie freatica e non saturo, viene introdotta

una funzione di riduzione “ $K_r$ ” direttamente nella legge di Darcy (Desai 1976, Li & Desai, 1983, Bakker, 1989).

Tale funzione, definita per descrivere numericamente problemi di moto non confinato, assume un valore pari ad 1.0 al di sotto della superficie freatica e valori molto piccoli al di sopra. Nella zona di transizione al di sopra della superficie freatica, la funzione raggiunge il valore di permeabilità residua  $\alpha$ ; tale parametro si assume generalmente pari a 0.0 per evitare che l’acqua fluisca nelle regioni asciutte ma, per questioni numeriche, si pone pari a 0.3 e comporta per gli elementi relativi presenti nella matrice di conducibilità idraulica, un valore pari  $k_e^a = 0.36k_e^w$ . Nella zona di transizione la funzione è descritta dalla funzione lineare

$$K^r = 1 - \frac{(1 - \alpha) p}{\beta \gamma_w}$$

in cui  $\beta$ , coefficiente che regola la transizione tra zone sature e non sature, è assunto pari a 0.3, valore che comunque nel caso delle analisi di flusso stazionario non influenza i risultati.

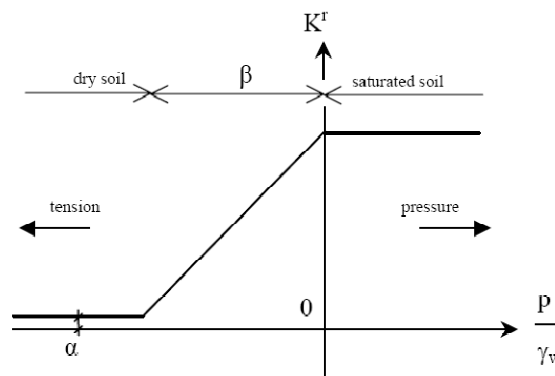


Figura 8-12. Variazione del coefficiente riduttore della permeabilità  $K_r$  nel passaggio tra zone sature e non sature (Fonte Plaxis Scientific Manual)

L’utilizzo del codice per l’esecuzione di analisi di filtrazione richiede che vengano definiti una serie di parametri/condizioni aggiuntive rispetto a quelle necessarie per le usuali analisi di interazione.

*Simulazione numerica dei pozzi di aggotamento: Modello concettuale.* L’abbassamento della superficie freatica internamente al manufatto dipende dal numero e dalla configurazione geometrica dei pozzi di emungimento predisposti nell’area interna alla stazione. Nelle simulazioni numeriche di filtrazione tridimensionale, l’azione dei pozzi può essere riferita ai valori a regime dei livelli dinamici a regime effettivamente misurati durante l’aggotamento: il livello statico preso a riferimento, tenendo conto delle profondità ogni volta raggiunta dai pozzi, risulta una condizione di carico idraulico imposto. In un caso specifico (prova isolata a Pozzo TBM) il pozzo è stato simulato attraverso la predisposizione di una cella di dimensioni quadrate in pianta e di altezza pari a quella reale, imponendo che il perimetro della cella uguale a quella della circonferenza del dreno; in tal

modo si è ottenuta una superficie di scambio tra celle equivalente alla superficie di filtrazione dalla falda verso il dreno. La conducibilità idraulica equivalente, da introdurre nel modello numerico per simulare l'effetto del pozzo è stata calcolata mediante la seguente equazione

$$k_{cella} = k_{dreno} \cdot \frac{A_{dreno}}{A_{cella}}$$

dove  $k_{cella}$ : conducibilità del pozzo equivalente;  $k_{dreno}$ : conducibilità idraulica del dreno;  $A_{cella}$ : area della cella equivalente ;  $A_{dreno}$ : area reale del dreno. Si riporta nella tabella seguente il calcolo necessario alla determinazione della permeabilità equivalente  $k_{cella}$ :

Diametro perforazione	Diametro tubo	Area reale dreno	Perimetro dreno	Lato cella eq	Area cella eq	Kdreno	Kcella eq
m	m	m2	m	m	m2	m/s	m/s
0,40	0,25	0,077	1,257	0,314	0,099	2,40E-02	1,86E-02

**Tabella 8-2. Calcolo della permeabilità equivalente del pozzo**

Nei casi in cui durante i campi prova i sistemi di stabilizzazione delle portate sono entrati in funzione per i bassi livelli dinamici dei pozzi per cui si sono verificate irregolarità nelle letture delle portate emunte, la scelta di adottare carichi idraulici differenti tra pozzo e terreno circostante può non risultare del tutto affidabile, per cui l'azione dei pozzi può essere simulata attraverso l'adozione di una portata specifica di estrazione calcolata sulla base dei volumi medi effettivamente prelevati in un determinato intervallo di tempo nella stazione.

Come nel caso precedente, il cluster del pozzo sarà caratterizzato da una dimensione opportunamente dedotta a partire da analoghi calcoli di continuità, mentre per quanto riguarda la permeabilità, questa verrà calcolata mediando la permeabilità iniziale del terreno e degli  $n$  pozzi presenti lungo lo sviluppo longitudinale della stazione mediante la formula:

$$k_{cluster\_dreno} = \frac{k_{dreno} N_{dreno} d_{dreno} + k_{terreno} (L_{stazione} - N_{dreno} d_{dreno})}{L_{stazione}}$$

Nelle analisi bidimensionali è necessario imporre delle condizioni al contorno del tipo altezza assegnata (*specified head*) ai bordi del modello, bordo impermeabile alla base del modello e permeabile in tutti i piani orizzontali a pressione atmosferica (piano campagna e piano quota scavo coincidente con quota falda) ed una portata assegnata (*specified flux*) uscente "q" in corrispondenza del cluster pozzo. Nelle analisi le paratie possono essere discretizzate mediante elementi trave a 5 nodi e costituiscono una barriera al flusso di filtrazione ("screen").

In fase di definizione del modello agli elementi finiti occorre prestare particolare attenzione all'estensione del modello in direzione orizzontale definizione del reticolo di elementi finiti ed i contorni verticali del modello devono essere posizionati sufficientemente lontani dalla regione di interesse, al fine di evitare gli effetti di bordo.

Nelle successive analisi numeriche, nella scelta del reticolo di calcolo si è posta particolare attenzione alla dimensione degli elementi finiti in quanto l'accuratezza della soluzione ottenuta per via numerica è proporzionale al numero di elementi introdotti nella discretizzazione, la cui crescita condiziona però i tempi di calcolo. Sulla base di indicazioni di letteratura (**Figura 8-4**, Potts & Zdravk, 1999) nelle successive analisi si è adottata una particolare geometria di calcolo, basata sulla definizione di una unità "a" di riferimento efficacemente impiegata in analoghi problemi di filtrazione, a partire del quale sono state impostate le conseguenti dimensioni del modello.

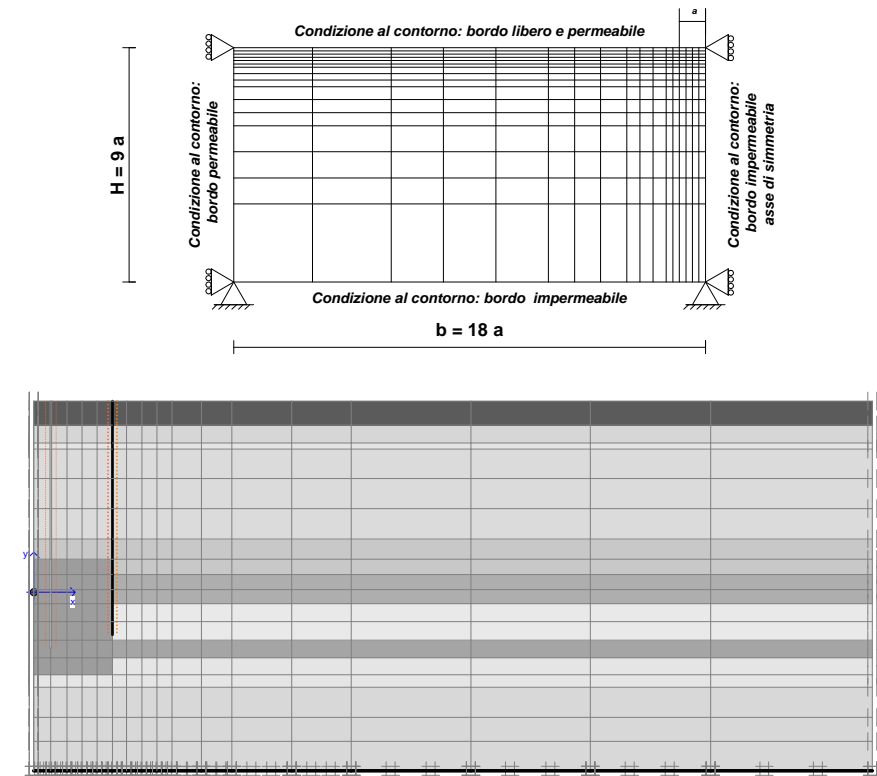


Figura 8-13. Reticolo degli elementi finiti per problemi di filtrazione per modelli simmetrici (adattato da Potts & Zdravk, 1999); modello Gardenie impiegato nelle analisi successive

### 8.4.2 Stazione Teano

I risultati del campo prova di emungimento hanno dimostrato come il sistema di aggotamento risulti idoneo a garantire lo scavo all'asciutto. Analizzando le misure piezometriche nelle sezioni trasversali sembrerebbe che lo schema di filtrazione sia prevalentemente verticale con alimentazione nello strato ST. Per simulare i risultati del campo prova al fine di comprendere i possibili risentimenti sul regime della falda idrica nelle condizioni a regime, è stato redatto un modello di filtrazione bidimensionale. In particolare, visto il non completo funzionamento di alcuni pozzi presenti nel manufatto di diramazione, si è quindi deciso di riferire le analisi al solo tratto centrale del corpo stazione, caratterizzato da una larghezza di 21.15 m e da una lunghezza di circa 90 m, in cui le paratie perimetrali si spingono fino a -3.0 m slm; i pozzi risultano sfinestrati fino a -2.5 m slm; i diaframmi centrali che si spingono fino a profondità di -8.0 m slm.

*Modello di analisi.* Le analisi sono state svolte in condizioni di deformazione piana in corrispondenza della sezione 2 dello scavo. Il reticolo, composto tra 1091 elementi triangolari a 15 nodi con interpolazione polinomiale del quarto ordine sugli spostamenti e del terzo sulle pressioni interstiziali, si estende fino ad una distanza di 128 m dall'asse dello scavo ed ha una altezza di 64 m: in questo modo l'unità di riferimento "a" è stata imposta pari a 7.0 m. Per i pozzi si è scelto di adottare un valore della permeabilità dei cluster media pari a  $8.0 \cdot 10^{-4}$  m/s.

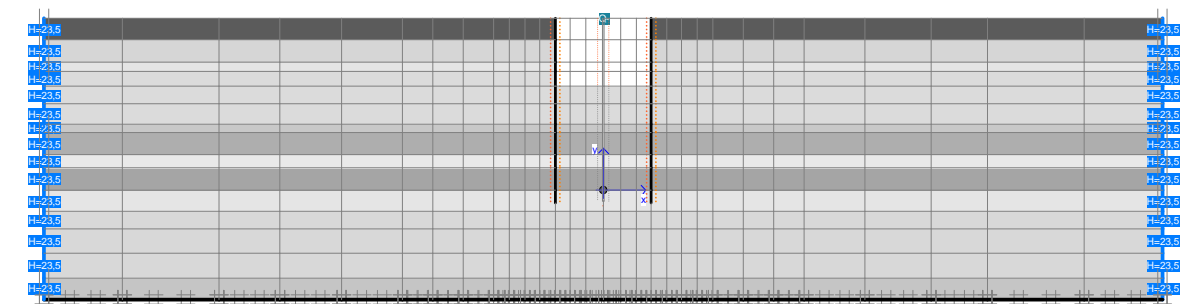


Figura 8-14. Modello di filtrazione Stazione Teano

Nelle analisi si è scelto di non considerare l'effetto della presenza dei diaframmi centrali, che risultando in linea con i pozzi e comunque predisposti ad un certo interasse, non costituiscono una barriera fissa al moto di filtrazione. Le paratie discretizzate mediante elementi trave a 5 nodi costituiscono una barriera al flusso di filtrazione. Il profilo stratigrafico adoperato nelle analisi è stato ricavato dalle indagini eseguite in fase di progettazione.

*Metodologia di analisi.* Vista l'irregolarità delle portate effettivamente manifestatesi una volta che i sistemi di stabilizzazione delle portate sono entrati in funzione per i bassi livelli dinamici dei pozzi, non si è ritenuto opportuno adottare carichi idraulici differenti tra pozzo e terreno

circostante, bensì di imporre al pozzo una portata specifica di estrazione “q-” calcolata sulla base dei volumi medi effettivamente prelevati nel tempo su tutto il manufatto. A partire dalla curva dei volumi complessivamente emunti nel corpo stazione, sono stati desunte le letture dei volumi cumulati iniziali “V<sub>0</sub><sup>i</sup>”, e da questi i volumi giornalieri ΔV<sub>i</sub> = V<sub>0i</sub> - V<sub>0i-1</sub> e quindi le portate medie sul corpo stazione: noto il numero dei pozzi, è quindi possibile calcolare la variazione temporale della portata media dei pozzi Q<sub>m</sub><sup>i</sup> e la portata specifica di estrazione q<sub>i</sub><sup>-</sup> = ΔV<sub>i</sub> / (B \* L<sub>stazione</sub>).

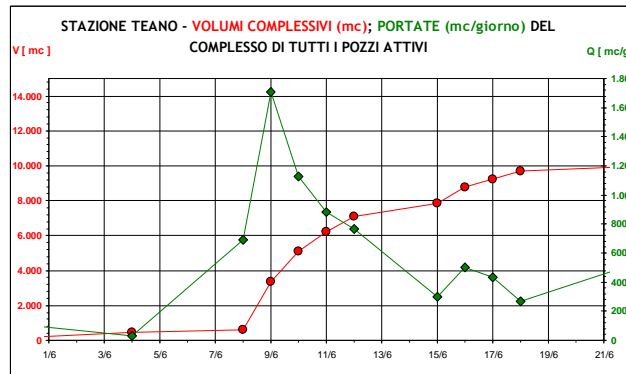


Figura 8-15. Volumi emunti durante il campo prova di aggotamento - Stazione Teano

Giorni di prova (i-esimo)	8/6	9/6	10/6	11/6	12/6
Volumi cumulati iniziali V <sub>0</sub> <sup>i</sup> (m <sup>3</sup> )	612	3371	5082	6206	7089
ΔV <sup>i</sup> (m <sup>3</sup> )	2759	1711	1124	883	
Q <sub>media</sub> <sup>i</sup> corpo stazione (m <sup>3</sup> /g)	2759	1711	1124	883	
Q <sub>m</sub> <sup>i</sup> pozzi (l/s) – 12 pozzi	2,66	1,65	1,08	0,85	
q <sub>i</sub> <sup>-</sup> (m/s)	1,13E-03	7,00E-04	4,60E-04	3,61E-04	

Tabella 8-3. Calcolo della portata di estrazione equivalente – Stazione Teano

Nei primi giorni la portata media dei pozzi è risultata pari a circa 2.7 l/s ed, una volta operato lo svuotamento dell’acqua interstiziale presente internamente manufatto delle pozzolane, le portate di filtrazione a regime tendono a stabilizzarsi su valori di circa 0.85 l/s.

Una volta definita la portata globale giornaliera q<sub>i</sub><sup>-</sup> prelevata dalla stazione e fissata la larghezza cluster che rappresenta il pozzo, è stata calcolata la portata emunta da ogni singolo pozzo q<sub>i</sub><sup>-</sup> a regime implementando la legge di continuità; tale portata costituisce la condizione idraulica al contorno mancante grazie alla quale si è quindi proceduto alla calibrazione delle permeabilità dei terreni.

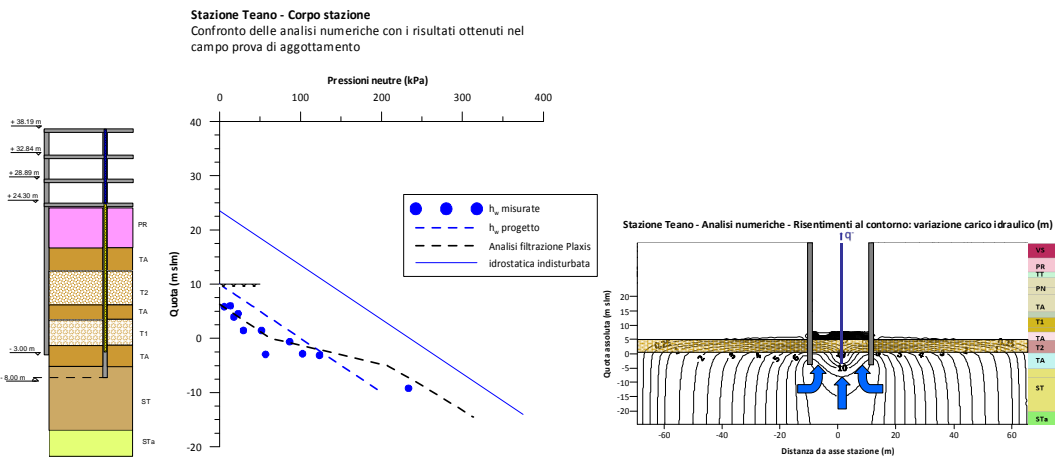
*Risultati delle analisi.* La calibrazione dei parametri finali è avvenuta in maniera iterativa, fissando la portata di estrazione q<sub>i</sub><sup>-</sup> e variando opportunamente i valori della permeabilità media assunta isotropa k<sub>xx</sub>=k<sub>yy</sub> per ogni strato in modo da si ottenere le medesime perdite di carico idraulico internamente al manufatto registrate durante il campo prova e precedentemente individuate.

Adottando la portata specifica q<sub>i</sub><sup>-</sup> = 3.61E<sup>-6</sup>(m/s) corrispondente a 0.85 l/s medi per ogni pozzo, le analisi a carattere stazionario hanno dimostrato come, adottando i seguenti valori delle

permeabilità medie si ottiene un flusso alimentato direttamente dal basso dai termini fluvio-lacustri di base (ST), un abbassamento della superficie freatica interna al manufatto al di sotto del fondo scavo e delle perdite di carico di circa 9.0 m nello strato ST ad una profondità di -10 m slm, coerentemente con quanto registrato durante il campi prova.

Termine	$k_{xx}=k_{yy}$ (m/s)
PR	5,00E-06
TA	3,00E-04
T2	9,00E-04
TA	5,00E-04
T1	8,50E-06
TA	2,40E-06
ST	2,00E-05
STa	5,00E-08

**Tabella 8-4. Permeabilità medie– Stazione Teano**



**Figura 8-16. Risultati analisi di filtrazione Teano**

Si tratta di valori generalmente inferiori a quelli individuati in fase di indagine peraltro con prove in foro tipo Lefranc: in particolare il T1 effettivamente sembra disconnettere idraulicamente lo strato di TA dalle pozzolane superiori, per cui dovrebbe mettere al riparo da eventuali risentimenti sul regime della falda in tali formazioni; lo strato di ST di base è caratterizzato da valori di permeabilità superiori leggermente superiori  $10^{-5}$  m/s, probabilmente per la presenza di una frazione sabbiosa prevalente.

All'interno del manufatto le pressioni neutre sono in buono accordo con quelle effettivamente misurate mediante i piezometri elettrici posizionati al di sotto del fondo scavo: le differenze registrate nello strato T2 sono da imputarsi alla semplificazione operata nei confronti della stratigrafia di calcolo. Il cambio di pendenza del profilo delle pressioni neutre si attesta comunque immediatamente al di sotto dello strato T2.

I risentimenti al contorno sul regime della falda esterna, valutati sulla base della variazione del carico idraulico con la profondità misurato su una verticale esterna distante 3 m alle paratie perimetrali, indicano nei terreni vulcanici perdite di carico poco pronunciate e pari a circa 18 cm nelle



pozzolane superiori (PR) e 5.0 m nei tufi argillificati a quote prossime al piede delle paratie; nei terreni fluvio-lacustri ST sottostanti l'effetto di richiamo dei pozzi induce importanti perdite di carico nell'ordine dei 6.5 m ad una quota di -5.0 m slm.

Dal confronto dei risultati delle analisi con quanto registrato durante il campo prova tali valori risultano piuttosto elevati: a tal riguardo è da considerare che i piezometri esterni sono collocati in stretta adiacenza al manufatto ed, contrariamente a quelli interni, sono del tipo "Casagrande" per cui, considerati i tempi di risposta di questi dispositivi, i dati non sono direttamente confrontabili.

### 8.4.3 Stazione Gardenie

*Modello di analisi.* Le analisi sono state svolte in condizioni di deformazione piana in corrispondenza della sezione 2 dello scavo. Il reticolo, composto tra 871 elementi triangolari a 15 nodi con interpolazione polinomiale del quarto ordine sugli spostamenti e del terzo sulle pressioni interstiziali, si estende fino ad una distanza di 140 m dall'asse dello scavo ed ha una altezza di 62 m (**Figura 8-4**): in questo modo l'unità di riferimento "a" è stata imposta pari a circa 7.0 m. Per i pozzi si è scelto di adottare un valore della permeabilità dei cluster media pari a  $3.69 \cdot 10^{-4}$  m/s.

Anche in questo caso la calibrazione dei parametri finali è avvenuta in maniera iterativa, fissando la portata di estrazione  $q$  e variando opportunamente i valori della permeabilità media assunta isotropa  $k_{xx}=k_{yy}$  per ogni strato (**Tabella 8-4**). In particolare adottando una portata specifica  $q_i$  pari a  $9.88E^{-4}$  m/s, corrispondente a 5.1 l/s medi per ogni pozzo, le analisi dimostrano come il flusso risulti alimentato direttamente dai tufi sabbiosi e fratturati T1; si noti come l'abbassamento della superficie freatica interna al manufatto al di sotto è in linea con quanto registrato durante il campi prova.

Termine	$k_{xx}=k_{yy}$ (m/s)
PR	5,00E-05
TA	5,00E-04
T2	5,00E-03
TA	9,00E-05
T1	5,00E-03
TA	5,00E-04
ST	5,00E-06
STa	8,00E-05

**Tabella 8-5. Permeabilità medie – Stazione Gardenie**

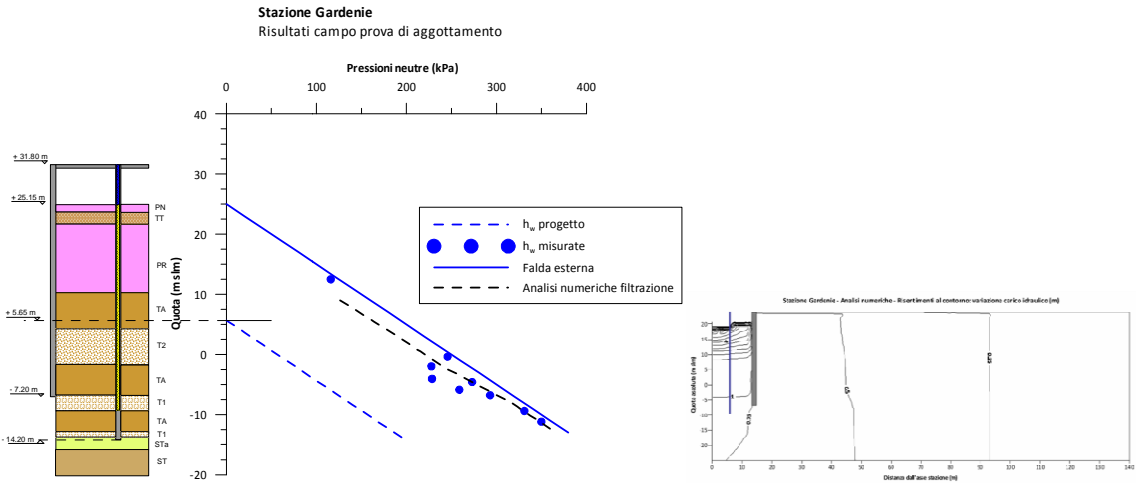


Figura 8-17. Risultati analisi di filtrazione Gardenie

**8.4.4 Stazione Mirti**

I risultati del campo prova di emungimento hanno dimostrato come il sistema di aggotamento risulti idoneo a garantire lo scavo all’asciutto, anche se le portate sono risultate piuttosto elevate (circa 70 l/s su tutta la stazione): analizzando le misure piezometriche nelle sezioni trasversali lo schema di filtrazione sembrerebbe essere prevalentemente dal basso, a partire dallo strato TA di base.

Analogamente al caso della Stazione Teano è stato redatto un modello di filtrazione bidimensionale.

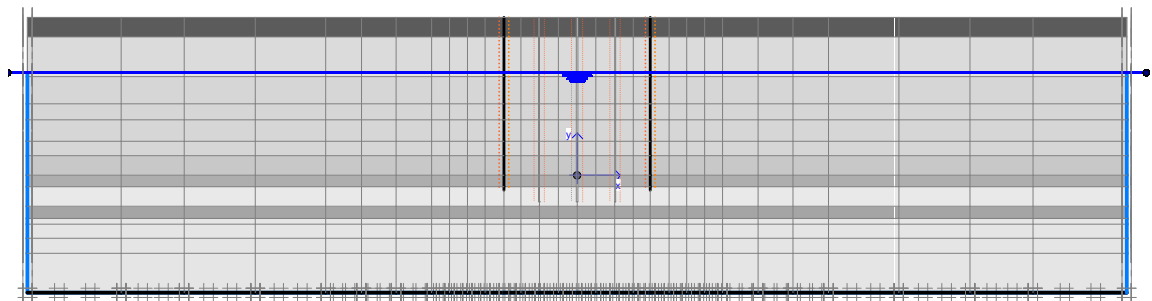


Figura 8-18. Modello di filtrazione Stazione Mirti

Le analisi sono state svolte in condizioni di deformazione piana in corrispondenza della sezione 2 dello scavo. Il reticolo è composto tra 1303 elementi triangolari e si estende fino ad una distanza di circa 140 m dall’asse dello scavo ed ha una profondità di 70 m (Figura 8-9): l’unità di riferimento “a” è stata imposta pari a circa 9.0 m. Per i pozzi si è scelto di adottare un valore della permeabilità dei cluster media pari a  $8.0 \cdot 10^{-4}$  m/s. Anche in questo caso, la portata specifica di estrazione “q” è stata calcolata sulla base dei volumi medi effettivamente prelevati nel tempo su tutto il manufatto.

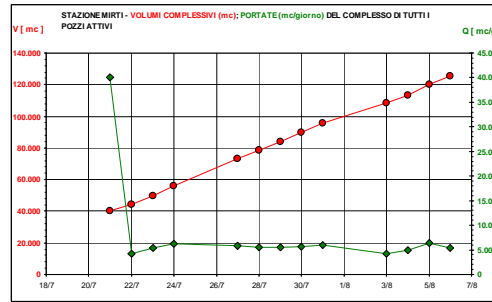


Figura 8-19. Volumi emunti durante il campo prova di aggotamento - Stazione Mirti

Giorni di prova (i-esimo)	20-lug	21-lug	22-lug	23-lug	24-lug	27-lug	28-lug	29-lug
Volumi cumulati iniziali $V_0^i \text{ m}^3$	0	40091	44252	49613	55871	73122	78646	84210
$\Delta V^i \text{ m}^3$	40091	4161	5361	6258	5750	5524	5564	
$Q_{media}^i \text{ corpo stazione (m}^3/\text{g)}$	40091	4161	5361	6258	5750	5524	5564	
$Q_m^i \text{ pozzi (l/s) - 12 pozzi}$	33,14	3,44	4,43	5,17	4,75	4,57	4,60	
$q_i \text{ (m/s)}$	7,57E-03	7,86E-04	1,01E-03	1,18E-03	1,09E-03	1,04E-03	1,05E-03	

Tabella 8-6. Calcolo della portata di estrazione equivalente – Stazione Mirti

Analizzando i dati emerge come dopo un periodo transitorio necessario ad emungere l'acqua interstiziale presente nel manufatto nel complesso vulcanico delle pozzolane, le portate tendono a stabilizzarsi su valori di circa 4.6 l/s. Una volta adottata tale portata come ulteriore condizione idraulica al contorno si è quindi proceduto alla calibrazione del modello calibrando i valori di permeabilità.

*Risultati delle analisi.* Adottando i seguenti valori delle permeabilità medie, si ottiene un abbassamento della superficie freatica interna al manufatto al di sotto del fondo scavo coerente con quanto registrato durante il campi prova

Termine	$k_{xx}=k_{yy} \text{ (m/s)}$
PR	1,00E-06
TA	1,00E-04
T2	1,00E-07
TA	5,00E-04
T1	5,00E-05
TA	5,00E-04
ST	8,00E-05

Tabella 8-7. Permeabilità medie – Stazione Mirti

In particolare, per un valore di portata specifica  $q_i$  pari a  $1.04 \text{ E}^{-3} \text{ (m/s)}$ , per ognuna delle tre file di pozzi considerata nel modello si ottiene un abbassamento della superficie freatica interna al manufatto ad una quota di circa 7.0 m slm, due metri inferiore a quella del fondo scavo. Come si può notare in figura il flusso è alimentato in maggior ragione dallo strato TA di base, sia dal basso che in direzione laterale.

I risentimenti al contorno sul regime della falda esterna sono minimi poichè lo strato T2 disconnette idraulicamente le pozzolane superiori dalla serie dei tufi TA-T1: le variazioni del carico idraulico valutati sulla base della variazione del carico idraulico con la profondità misurato su una

verticale esterna alle paratie perimetrali, indicano nei terreni vulcanici un abbassamento pari a circa 40 cm nelle pozzolane superiori (PR) e 7.0 m nei tufi argillificati TA a quote prossime al piede delle paratie.

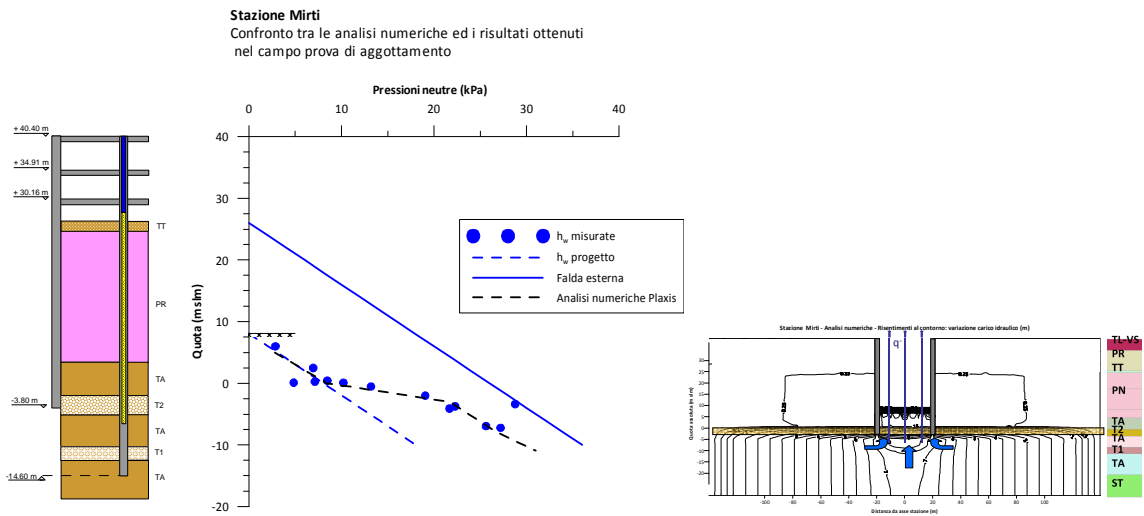


Figura 8-20. Risultati analisi di filtrazione Mirti

I risultati delle analisi numeriche sono in linea con le letture sperimentali dei piezometri ambientali posti ad una distanza di circa 100 m dalla stazione nelle pozzolane superiori.

**8.4.5 Analisi dei risultati ottenuti: permeabilità di calcolo dei terreni vulcanici**

Come precedentemente accennato, le analisi numeriche hanno permesso di tarare le permeabilità medie dei vari termini. Nelle figure seguente è stato rappresentato il valore assunto dalle varie formazioni (PR, TA, T1-T2 e ST) con la profondità assoluta:

*Pozzolane rosse (PR)*

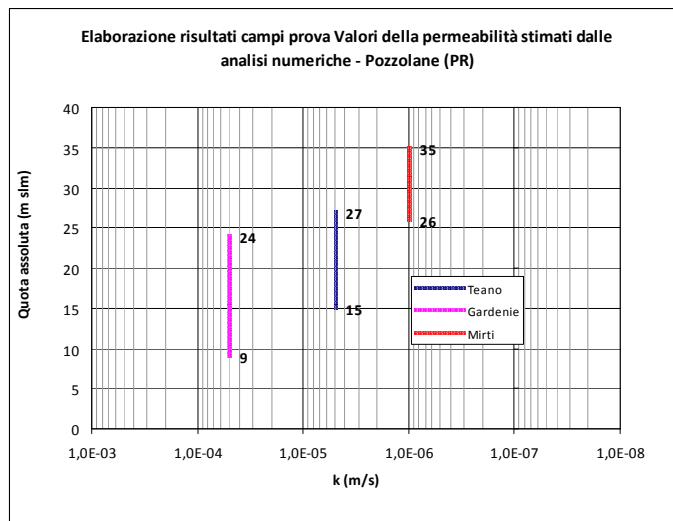
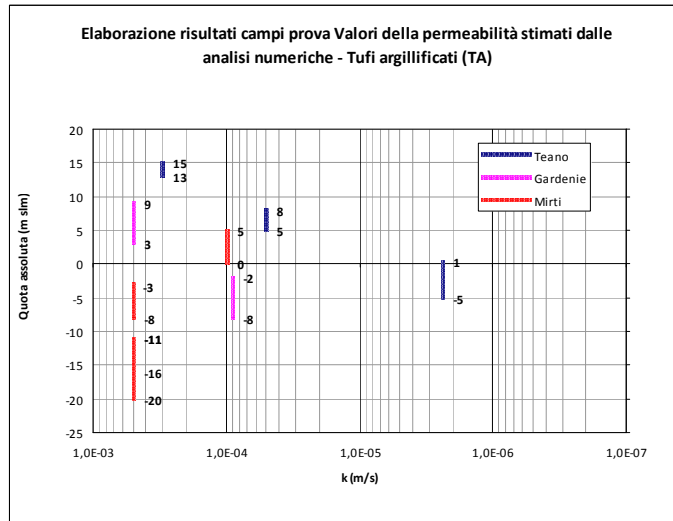


Figura 8-21. Risultati analisi numeriche: permeabilità PR

Dalle analisi eseguite sono stati ottenuti coefficienti di permeabilità variabili tra  $5.0 \cdot 10^{-5}$  m/s (Gardenie) e  $1.0 \cdot 10^{-6}$  m/s (Mirti).

*Tufi argillificati (TA)*

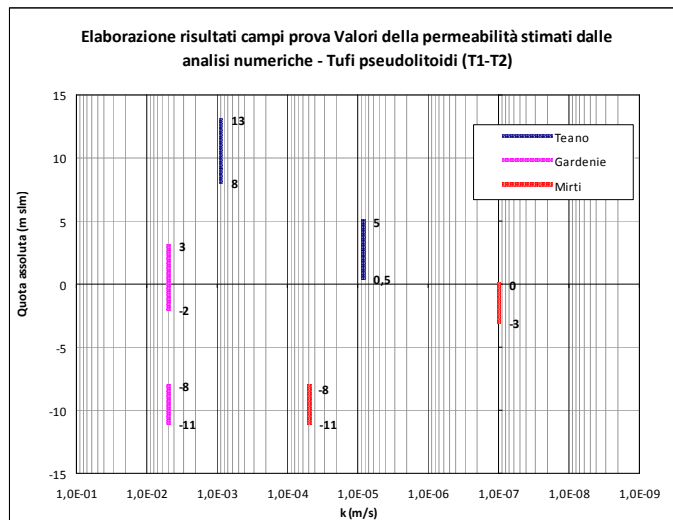


**Figura 8-22. Risultati analisi numeriche: permeabilità TA**

Nell’ambito delle tre stazioni indagate i tufi argillificati TA risultano presenti a quote comprese tra 15 e -20 m slm in almeno tre differenti strati a giacitura pseudo-orizzontale.

I valori di permeabilità sono compresi generalmente tra  $9.0 \cdot 10^{-5}$  m/s e  $5.0 \cdot 10^{-4}$  m/s; nel caso della stazione Teano la permeabilità di tali terreni tende a diminuire con la profondità e passa da  $3.0 \cdot 10^{-4}$  m/s a  $1.2 \cdot 10^{-6}$  m/s.

*Tufi pseudolitoidi (T1-T2)*



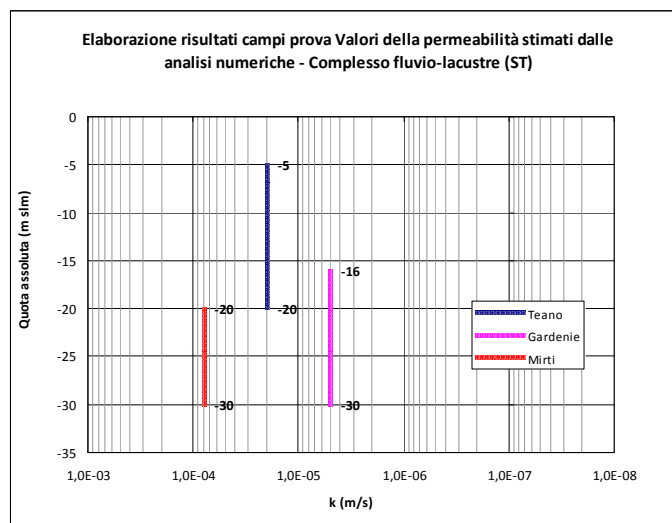
**Figura 8-23. Risultati analisi numeriche: permeabilità T1-T2**

Dalle differenze di permeabilità dei tufi pseudolitoidi dipende la differente risposta del sistema di aggotamento: i valori variano in un ampio range da  $5.0 \cdot 10^{-3}$  m/s stimati a Gardenie fino a  $1.0 \cdot 10^{-7}$  di Mirti.

I dati confermano come la presenza di intercalazioni sabbiose e soprattutto lo stato di fratturazione in cui versano tali termini tende generalmente ad aumentare con la profondità e quindi con lo stato di confinamento: dal rapporto specifico tra la quota di azione dei pozzi e di imposta di tali terreni dipendono le marcate differenze di portata registrate e la capacità o meno disconnettere idraulicamente il regime idraulico delle pozzolane con quello dei termini fluvio-lacustri sottostanti.

#### *Complesso fluvio-lacustre: sabbie limose ST*

Per completezza si forniscono anche i valori delle permeabilità medie ottenute nel caso dei termini sabbio-limosi appartenenti al complesso fluvio-lacustre ST.



**Figura 8-24. Risultati analisi numeriche: permeabilità ST**

Anche per quanto riguarda i depositi fluvio-lacustri il range di variabilità è modesto e rientra generalmente tra  $5.0 \cdot 10^{-6}$  m/s ed  $8.0 \cdot 10^{-5}$  m/s, in funzione della presenza più o meno prevalente di frazione fine limosa.

#### **8.4.6 Modalità di restituzione delle acque emunte nell'ambiente circostante: Mirti**

L'individuazione dei termini riconducibili al "Dominio di filtrazione" ed al "Serbatoio" risulta di particolare importanza da un punto di vista prettamente ambientale poiché, a seconda del richiamo delle acque da altri settori superficiali limitrofi o dal regime della falda inferiore, nascono differenti problematiche a carattere ambientale legate alla qualità ed alla gestione delle acque emunte, soprattutto nei casi in cui, vista l'eccezionale disponibilità dell'acquifero superficiale, si è reso necessario predisporre dei sistemi di restituzione nell'ambiente dell'acqua derivata dal fondo degli scavi profondi per pozzi e stazioni.

Nei casi in cui i volumi di acqua emunti risultano importanti e tali da non poter accettare lo scarico diretto in fogna, in progetto si è valutata l'opportunità di realizzare di una serie di pozzi di scarico completamente rivestiti aventi profondità tali da raggiungere i livelli permeabili attribuiti alla

formazione di sabbie e ghiaie nei quali viene direttamente immessa la portata complessivamente desunta dal sistema di aggotamento.

Il sistema, proposto inizialmente per le Stazioni Teano, Mirti, Gardenie e Parco di Centocelle, è da ritenere sicuramente interessante e, nel caso, utile a risolvere un evidente problema costruttivo ed operativo. La questione d'altra parte pone alcune problematiche di ordine ambientale e normativo legata alla movimentazione di acqua che potrebbe essere considerata di lavorazione.

Il sistema proposto si pone l'obiettivo di ricaricare nella falda profonda l'acqua temporaneamente aggotata per regolare le condizioni piezometriche e di flusso alla base del fondo degli scavi di pozzi e stazioni: a tal fine i pozzi sono chiusi e cementati esternamente in tutto il tratto superiore e sono sfinestrati solo nel tratto basale, permettendo così lo scarico nell'ambito del complesso delle ghiaie. Non si tratta cioè di un "classico" intervento di ricarica della falda superficiale al fine di contenerne la "depressione" a seguito dell'emungimento.

Nei casi in cui l'acqua estratta dai pozzi di aggotamento appartenga prevalentemente alla falda profonda, per cui con l'emungimento si ottiene il controllo delle sottospinte alla base del pozzo in fase di costruzione con contenuti risentimenti sulla falda più superficiale, lo schema può essere ritenuto concettualmente praticabile anche se la sua fattibilità in termini di efficacia ed affidabilità è subordinata alla verifica ed al controllo di una serie di circostanze che vengono di seguito elencate: occorre, in ciascun caso, preventivamente stimare la presenza lo spessore e la continuità del livello di ghiaie da raggiungere con i pozzi di scavo. Ciò, evidentemente, al fine di verificare preventivamente che il livello di ghiaie abbia i caratteri idraulici complessivi tali da smaltire la portata immessa con limitati ed accettabili risentimenti al contorno.

occorre verificare in ogni caso che la sovrappressione indotta nel tratto di scarico non si ripercuota sul regime di flusso alla base dei pozzi e soprattutto non vada ad alterare le condizioni di equilibrio del tratto infisso delle paratie di contenimento, incidendo sulla stessa efficacia dell'intervento di stabilizzazione con aggotamento.

Viceversa nel caso in le portate emunte provengano direttamente dal complesso vulcanico tale sistema non può essere adottato in quanto metterebbe a contatto falde caratterizzate probabilmente da differenti caratteristiche fisico-chimiche per le cui specifiche si rimanda a studi di letteratura scientifica (Corazza, Giordano e De Rita, 2006).

In particolare nel caso della Stazione Mirti, viste le notevoli portate emunte complessivamente su tutta la stazione ( $Q > 5000 \text{ m}^3/\text{day}$ ), si è studiato un intervento di ricarica della falda presente nelle TA: a tal proposito si è ipotizzato di realizzare due pozzi di ricarica di diametro  $\Phi 1000$ , posti rispettivamente a monte ed a valle della stazione. Considerato che l'alimentazione è prevalentemente dai tufi TA, i pozzi risultano sfinestrati fino da quota falda (26 m slm) a  $-5.0 \text{ m slm}$ .

Sono state quindi eseguite delle analisi numeriche in cui la portata reimpressa  $Q^+$  è pari a quella complessivamente emunta dai pozzi su tutta la stazione ( $Q^+=6.26E^{-4}$  m/s):

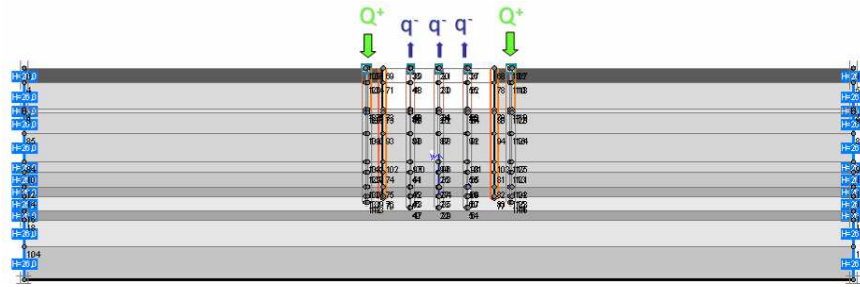


Figura 8-25. Modello di filtrazione sistema di ricarica della falda

I risultati ottenuti confermano l'efficacia del sistema proposto. Nella figura seguente sono rappresentate le variazioni di carico idraulico nelle condizioni a regime con il sistema di aggotamento e di ricarica in pieno funzionamento: i risentimenti sulla falda presente nel complesso vulcanico nella formazione dei tufi argillificati TA sono modesti ed inferiori al metro e si può notare come effettivamente i pozzi di ricarica alimentino in un ciclo continuo i pozzi interni alla stazione, mantenendo di fatto inalterate le caratteristiche di qualità di tali acque.

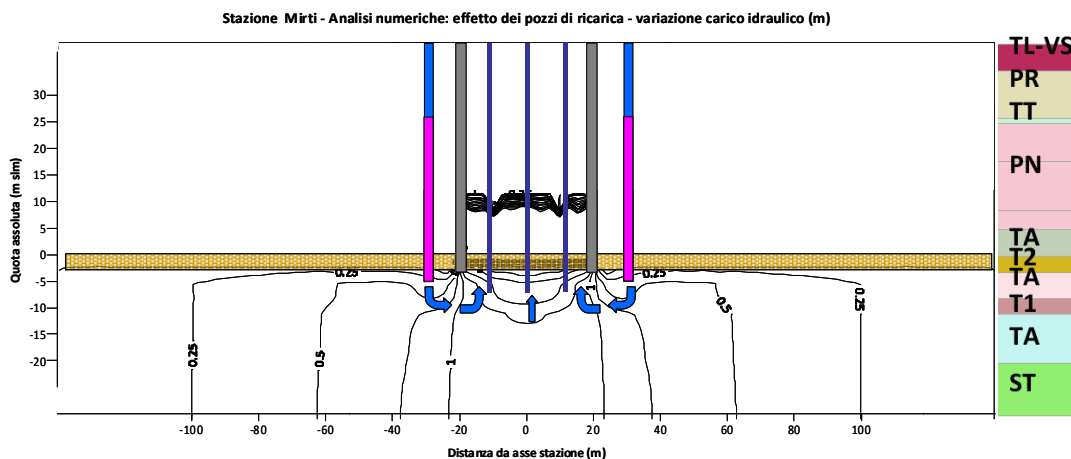


Figura 8-26. Risultati analisi di filtrazione ottimizzazione del sistema di ricarica della falda



## 8.5 Riflessi progettuali e prime indicazioni sul regime delle pressioni interstiziali in fase di scavo sotto falda

Come precedentemente accennato in premessa, alla luce dei risultati ottenuti nei campi prova, nelle stazioni di Gardenie e Mirti è stata prevista l'esecuzione di specifici interventi di consolidamento dei terreni presenti al di sotto della quota di fondo scavo ("tamponi di fondo") mediante iniezioni cementizie.

Dopo una breve sintesi delle specifiche riguardanti i citati interventi di consolidamento, di seguito viene esposta la situazione delle lavorazioni aggiornata a Giugno 2010.

Nei casi in cui gli esiti del campo prova sono risultati positivi si è proceduto direttamente con le previste fasi di scavo (Teano, Pozzo TBM Malatesta).

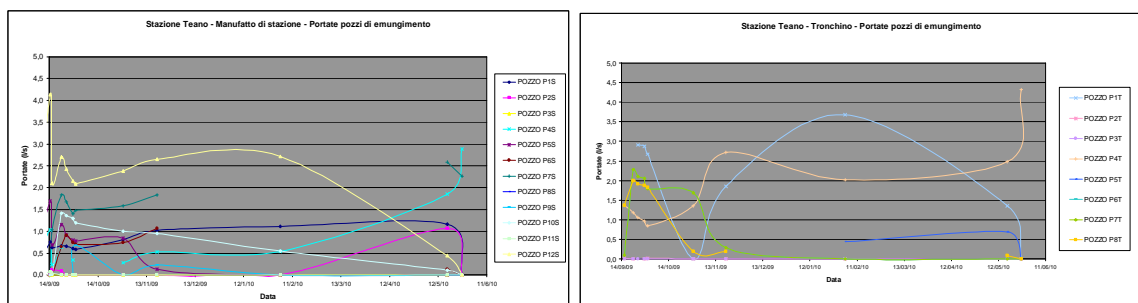
Grazie alla disponibilità continua di dati sperimentali relativi alle successive fasi di scavo delle stazioni Teano, Gardenie e Mirti, durante le fasi di revisione della Tesi di Dottorato è stato possibile valutare il regime delle pressioni interstiziali instauratesi in fase di scavo in virtù delle portate complessivamente emunte ed i risentimenti indotti al contorno sul regime delle acque sotterranee.

Sulla base di tali indicazioni si è proceduto a verificare le ipotesi di progetto nelle successive fasi di approfondimento degli scavi e dedurre l'efficienza idraulica dei citati "tamponi" di fondo.

### 8.5.1 Stazione Teano

*Situazione attuale.* Nel rappresentare graficamente le portate misurate manualmente nei diversi pozzi e l'andamento dei livelli idrodinamici nei pozzi coerentemente a quanto osservato durante il campo prova si osserva una certa irregolarità delle letture delle portate dovute essenzialmente al sistema di misurazione manuale.

Diagrammando le portate medie (**Figura 8-27**), alcuni pozzi sembrano essere spenti o difettosi (P1s, P5s, P6s, P8s, P9s, P11s nell'area corpo stazione; P2t, P3t, P67 e P7t per il manufatto di diramazione).



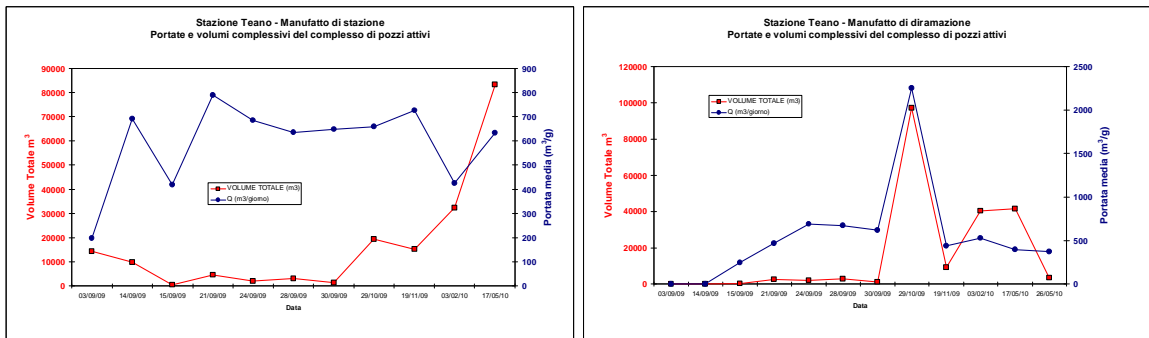


Figura 8-27. Stazione Teano: portate e volumi del complesso corpo stazione e manufatto di diramazione

I volumi globalmente emunti nella corpo stazione si attestano su circa  $1000 \text{ m}^3/\text{g}$  (per una portata media di circa  $11.5 \text{ l/s}$  su tutta la stazione, pari a circa  $1.1 \text{ l/s}$  per ogni pozzo attivo).

**Corpo stazione**

*Regime delle pressioni neutre instauratesi nei terreni al di sotto del fondo scavo*

Attualmente le lavorazioni eseguite hanno riguardato le fasi di scavo e getto di due ordini di solai fino a quota di circa  $22 \text{ m s.l.m.}$ , circa  $2.0 \text{ m}$  al di sotto della quota falda originaria. Le misure interne al manufatto si riferiscono prevalentemente allo strato T1 e TA presenti immediatamente al di sopra e sotto il piede dei diaframmi perimetrali. Il carico idraulico interno si attesta notevolmente al di sotto della linea idrostatica competente all'attuale quota di scavo raggiunta; viceversa, se si confrontano i dati sperimentali con l'idrostatica di progetto individuata dalla quota di fondo scavo finale, le portate attuali sembrano tali da non garantire pienamente il soddisfacimento delle condizioni idrauliche al contorno previste con particolare riferimento all'idrostatica di valle.

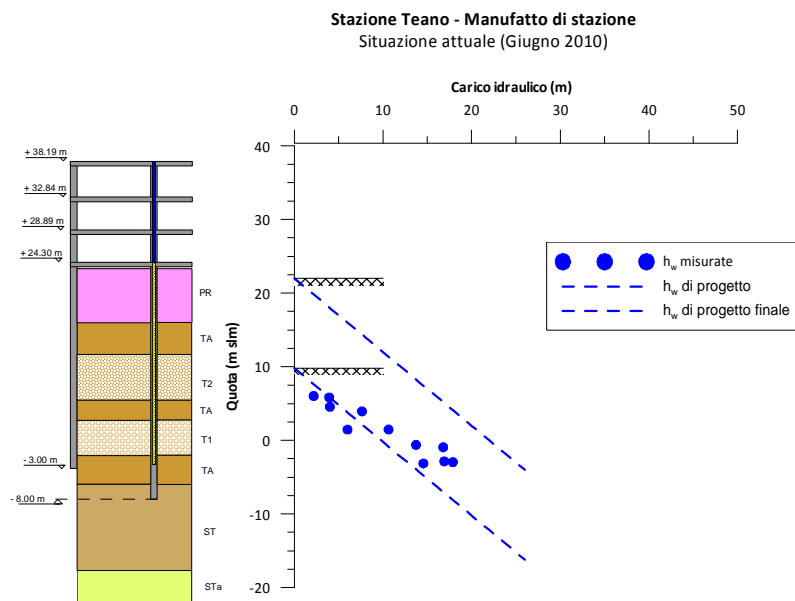


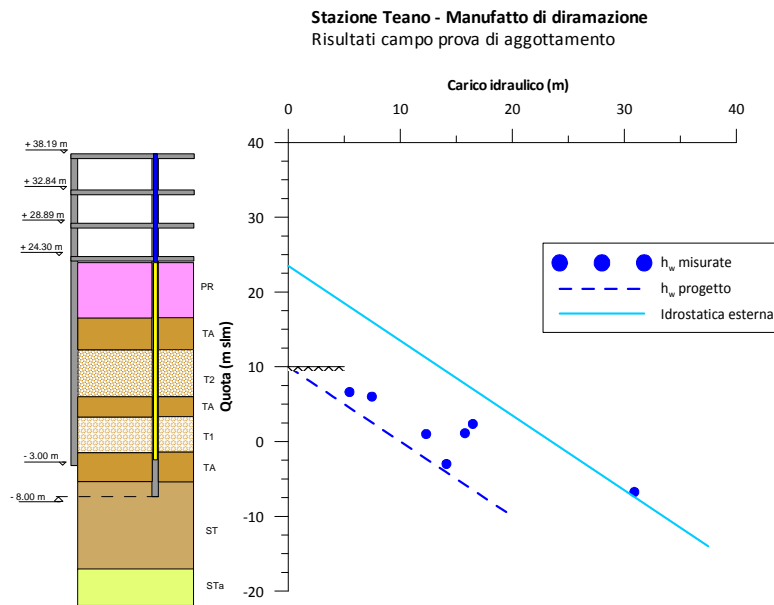
Figura 8-28. Stazione Teano: corpo stazione: profilo delle pressioni neutre al di sotto del fondo scavo

**Manufatto di diramazione**

*Regime delle pressioni neutre instauratesi nei terreni al di sotto del fondo scavo*

Anche in questo caso le misure interne al manufatto si riferiscono prevalentemente allo strato T1 e TA presenti immediatamente al di sopra e sotto il piede dei diaframmi perimetrali.

Il carico idraulico interno si attesta mediamente al di sotto della linea idrostatica competente all'attuale quota di scavo raggiunta: solo un piezometro profondo presente nelle ST sembrerebbe essere leggermente superiore; come nel caso precedente, se si confrontano i dati sperimentali con l'idrostatica di progetto individuata dalla quota di fondo scavo finale, le portate attuali non garantirebbero il soddisfacimento delle condizioni idrauliche al contorno previste.



**Figura 8-29. Stazione Teano: manufatto di diramazione: profilo delle pressioni neutre al di sotto del fondo scavo**

*Risentimenti al contorno*

Per quanto riguarda i potenziali risentimenti dell'aggotamento all'esterno del pozzo, le indicazioni sinora ottenute sembrerebbero condurre a condizioni accettabili nei confronti di possibili risentimenti al contorno. Il regime delle pressioni neutre presente nei termini vulcanici TA non sembra risentire in maniera accentuata dell'aggotamento, mostrando minimi abbassamenti dell'ordine dei 20-30 cm e confermando di fatto i risultati dei campi prova.

### 8.5.2 Stazione Gardenie

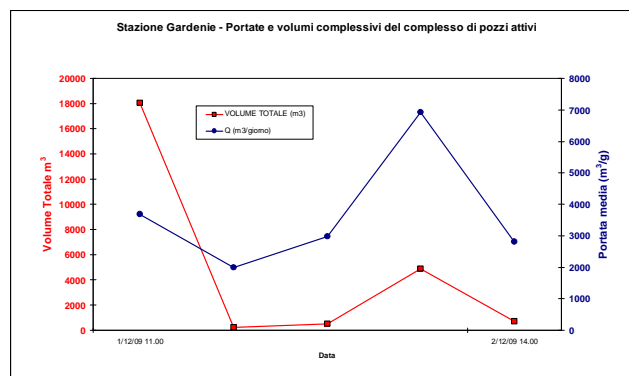
Alla luce dei nuovi dati, si è scelto di realizzare un intervento di consolidamento finalizzato alla riduzione della permeabilità dei terreni al di sotto del fondo scavo da quota di posa del solettone di fondo (+5.55 m slm) a -13.8 m slm, mediante iniezioni cementizie alla base dei diaframmi e di aumentare il numero di pozzi.

Come precedentemente citato, nella Stazione Gardenie i nuovi dati hanno consigliato di realizzare un intervento di consolidamento finalizzato alla riduzione della permeabilità dei terreni al di sotto del fondo scavo da quota di posa del solettone di fondo (+5.55 m slm) a -13.8 m slm, mediante iniezioni cementizie alla base dei diaframmi e di aumentare il numero di pozzi. L'intervento di consolidamento, come per la Stazione Parco di Centocelle, è consistito in iniezioni cementizie con canne valvolate secondo una maglia quadrata 2.5\*2.5 m, dalla quota di fondo scavo fino al piede della paratia interessando quindi le formazioni TA, T2, TA, T1, TA.

Nel caso della Stazione Centocelle, l'intervento pur non garantendo un netto abbassamento delle caratteristiche di permeabilità ( $k$  medio da  $2,95 \cdot 10^{-5}$  a  $1,37 \cdot 10^{-5}$  m/s) è stato comunque efficace come hanno dimostrato i risultati del campo prova.

Nel caso di Gardenie, una volta terminato l'intervento, sono state eseguite tra l'altro nr 4 prove di permeabilità Lefranc che hanno fornito valori della permeabilità orizzontali mediamente pari a  $4.0 \cdot 10^{-6}$  m/s, cioè mediamente inferiori di circa due ordini di grandezza rispetto a quelle ottenute sui terreni non trattati.

Una volta ripristinato il sistema originario di aggotamento costituito dai 14 pozzi (di diametro 400 mm spinti ad una profondità prossima alla quota di imposta delle paratie) è stata eseguita una nuova prova di emungimento tra il 28 novembre 2009 e il 2 dicembre 2009 in cui è risultato possibile abbassare la falda sino alla quota di progetto a fronte comunque di portate maggiori rispetto quelle ipotizzate in sede di progetto, e nell'ordine di  $3755 \text{ m}^3/\text{d}$  (**Figura 8-30**)

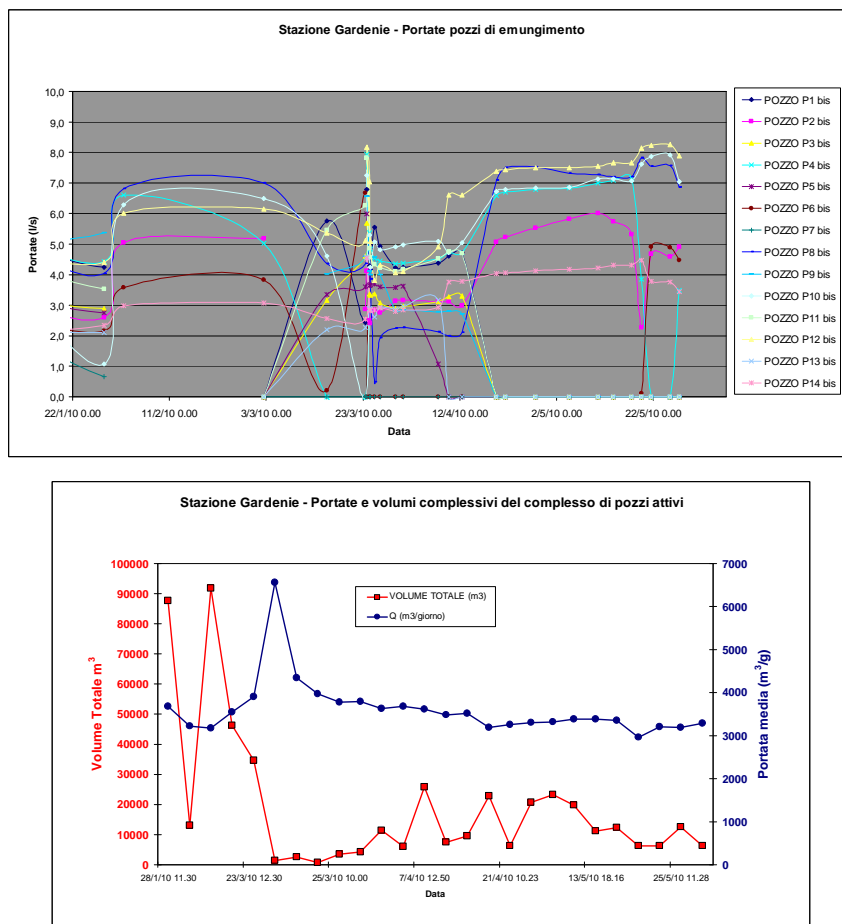


**Figura 8-30. Stazione Gardenie: portate e volumi globali del complesso dei pozzi attivi durante la prova di emungimento Dicembre 2009**

*Situazione attuale.* Attualmente le lavorazioni eseguite hanno riguardato le fasi di scavo e getto di due ordini di solai fino a quota di circa 20 m slm, circa 5.0 m al di sotto della quota falda originaria. Come era già emerso per le prove preliminari, anche in questo caso si è potuto osservare come l'acquifero presenti nei terreni vulcanici sia caratterizzato da una elevata disponibilità idrica.

Nel rappresentare graficamente le portate misurate manualmente nei diversi pozzi e l'andamento dei livelli idrodinamici nei pozzi (**Figura 8-31**), alcuni di essi sembrano essere spenti o difettosi (P1, P3, P5, P7, P9, P11).

Nonostante ciò i volumi globalmente emunti nella corpo stazione si attestano su circa 3300 m<sup>3</sup>/g (per una portata media di circa 38 l/s su tutta la stazione, pari a circa 5.5 l/s per ogni pozzo attivo).



**Figura 8-31. Stazione Gardenie: portate puntuali, medie e volumi globali del complesso dei pozzi attivi**

*Regime delle pressioni neutre instauratesi nei terreni al di sotto del fondo scavo*

Ad ogni modo, a tali portate sono associate diminuzioni dei livelli piezometrici comunque importanti misurati dai piezometri interni presenti nel volume di terreno trattato a quote inferiori al piede dei diaframmi perimetrali.

Il carico idraulico interno si attesta mediamente al di sotto della linea idrostatica competente all'attuale quota di scavo raggiunta; come nel caso precedente, se si confrontano i dati sperimentali

con l'idrostatica di progetto individuata dalla quota di fondo scavo finale, le portate attuali non garantirebbero il soddisfacimento delle condizioni idrauliche al contorno previste.

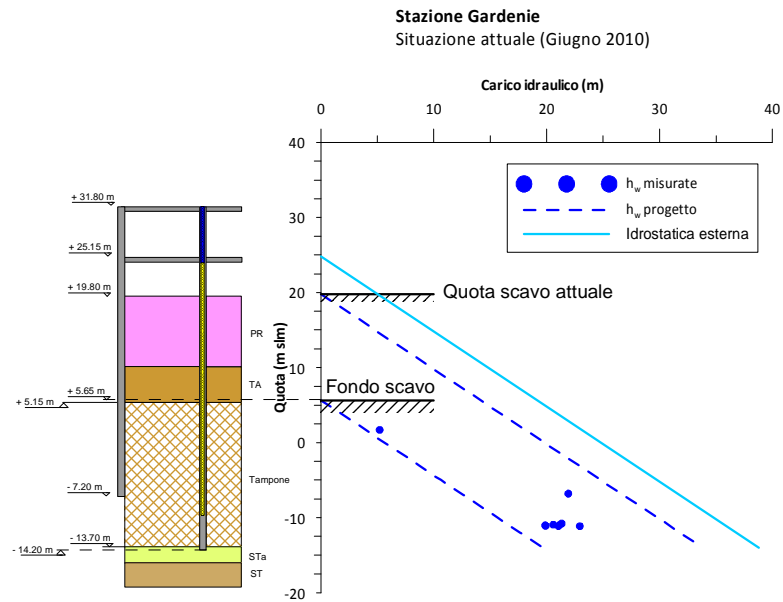


Figura 8-32. Stazione Gardenie: manufatto di diramazione: profilo delle pressioni neutre al di sotto del fondo scavo

*Risentimenti al contorno*

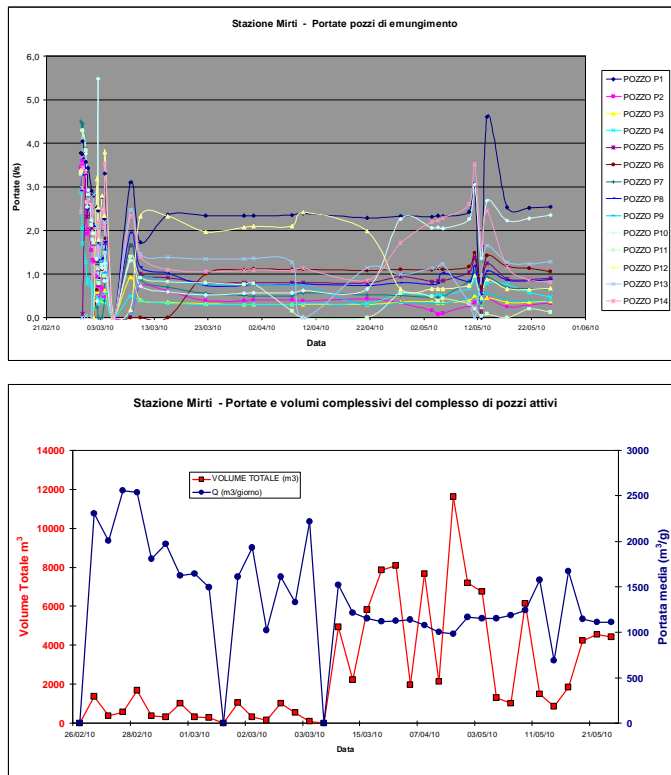
Per quanto riguarda i potenziali risentimenti dell'aggottamento all'esterno del pozzo, le indicazioni sinora ottenute sembrerebbero condurre a condizioni accettabili nei confronti di possibili risentimenti al contorno. Il regime delle pressioni neutre presente nei termini vulcanici non sembra risentire in maniera accentuata dell'aggottamento, mostrando minimi abbassamenti dell'ordine dei 40 cm e confermando di fatto i risultati dei campi prova.

**8.5.3 Stazione Mirti**

Attualmente le lavorazioni eseguite hanno riguardato le fasi di scavo e getto di due ordini di solai fino a quota di circa 25 m slm, circa 1.0 m al di sotto della quota falda originaria. A seguito dei risultati dei campi prova, viste le elevate portate emunte che comunque permettevano di procedere con le lavorazioni all’asciutto, è stato realizzato il consolidamento dei terreni mediante iniezioni nel tratto compreso tra quota 14.00 m s.l.m. e -12.50 m s.l.m., comprendendo gli strati PR, TA, T2, T1, TA. La maglia 2.50 x 2.50 m è stata realizzata attraverso la sovrapposizione di iniezioni primarie, con maglia 5.00 x 5.00 m, e secondarie sempre con maglia 5.00 x 5.00 m. Le lavorazioni sono state ultimate a febbraio 2010.

*Situazione attuale.* Rispetto a quanto visto durante il campo prova, in questo caso si è potuto osservare come l’intervento di consolidamento dei terreni abbia determinato una sostanziale diminuzione delle portate globalmente emunte nella stazione. Dalla rappresentazione grafica delle portate misurate manualmente, i pozzi risultano attualmente tutti funzionanti.

I volumi globalmente emunti nella corpo stazione si attestano su circa 1150 m<sup>3</sup>/g (per una portata media di circa 13.3 l/s su tutta la stazione, pari a circa 0.95 l/s per ogni pozzo) a fronte di oltre 5500 m<sup>3</sup>/g misurato prima del trattamento.



**Figura 8-33. Stazione Mirti: portate puntuali, medie e volumi globali del complesso dei pozzi attivi**

*Regime delle pressioni neutre instauratesi nei terreni al di sotto del fondo scavo*

Alla marcata diminuzione delle portate sono correlate importanti diminuzioni dei livelli piezometrici misurati dai piezometri interni presenti nel volume di terreno trattato sia a quote superiori che inferiori al piede dei diaframmi perimetrali.

Il carico idraulico interno si attesta mediamente ben al di sotto della linea idrostatica competente alla quota di fondo scavo finale, per cui sono soddisfatte le condizioni idrauliche al contorno previste in progetto.

*Risentimenti al contorno*

Per quanto riguarda i potenziali risentimenti dell'aggottamento all'esterno del pozzo, anche in questo caso le indicazioni sinora ottenute sembrerebbero condurre a condizioni accettabili nei confronti di possibili risentimenti al contorno. Il regime delle pressioni neutre presente nei termini vulcanici non sembra risentire in maniera accentuata dell'aggottamento, mostrando minimi abbassamenti dell'ordine dei 30 cm.

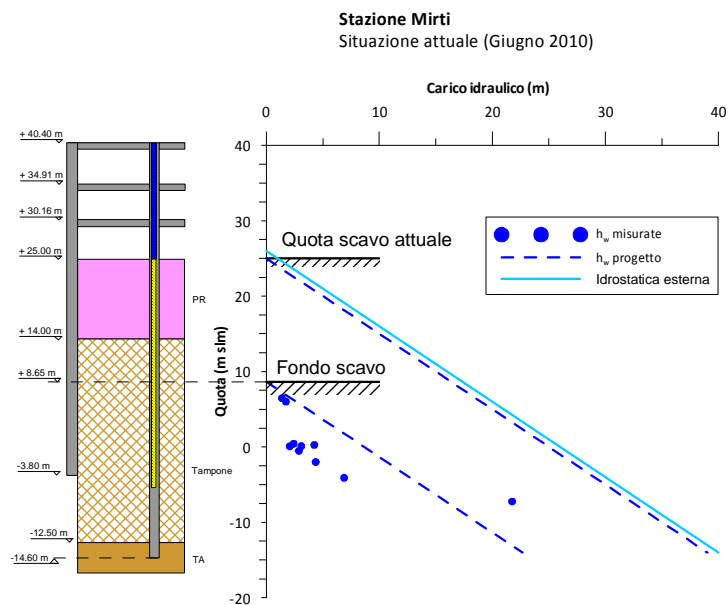


Figura 8-34. Stazione Gardenie: manufatto di diramazione: profilo delle pressioni neutre al di sotto del fondo scavo



## **8.6 Riduzione di permeabilità dei terreni trattati e stima delle portate nella configurazione finale di massimo approfondimento degli scavi**

I dati sperimentali di monitoraggio precedentemente esposti risultano estremamente utili a valutare il regime delle pressioni interstiziali che si instaura direttamente in fase di scavo delle stazioni ed i risentimenti per la falda idrica esterna.

Nei casi delle stazioni Gardenie e Mirti che sono risultate oggetto di importanti interventi di consolidamento dei terreni, tali dati, se confrontati con le condizioni originarie manifestatesi durante i campi prova, possono essere utilmente impiegate per valutare l'effettiva efficacia dei tamponi di fondo con particolare riferimento alla riduzione delle caratteristiche di permeabilità.

In quanto segue si è proceduto ad eseguire delle nuove e specifiche analisi numeriche opportunamente tarate sui risultati sperimentali disponibili finalizzate principalmente a stimare in back analysis in valore della permeabilità dei terreni trattati ed i risentimenti indotti sul regime idrico esterno in tutte le fasi di scavo.

In particolare, una volta imposte le portate specifiche "q" affluenti ai pozzi (per metro lineare) si è proceduto a determinare il regime delle pressioni neutre effettivamente colto dalle misure piezometriche assumendo dei valori di permeabilità "ridotti" per i terreni originari.

Nel caso della Stazione Teano si è proceduto essenzialmente ad imporre le portate medie emunte ed a confrontare i dati piezometrici sperimentali con quelli ottenuti per le mezzo delle analisi di filtrazioni stazionarie.

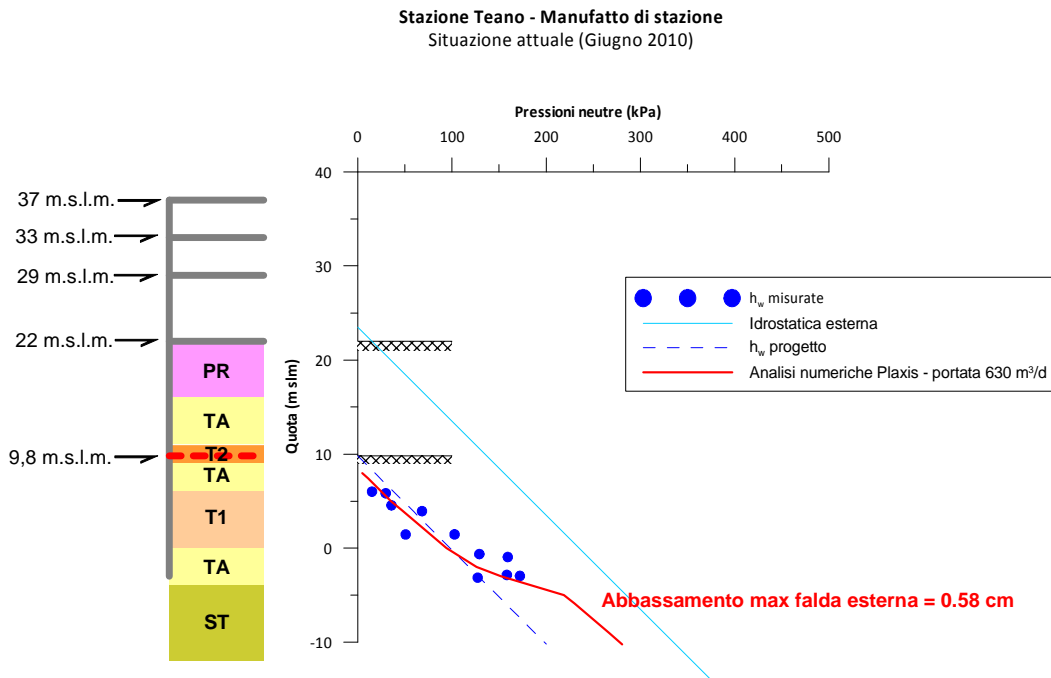
Nel caso delle Stazioni Gardenie e Mirti è stato possibile valutare il campo di riduzione delle permeabilità per ogni strato coinvolto nei processi di filtrazione.

Una volta tarati, i modelli hanno permesso di stimare gli eventuali risentimenti al contorno indotti nella configurazione ultima monitorata e quelli previsti nel caso in cui le portate di aggottamento risultino superiori (Gardenie) e tali da garantire il soddisfacimento delle condizioni idrauliche durante tutte le fasi di scavo.

Nei casi analizzati lo scavo è approfondito al disotto della falda, per cui si è stato assunto che la quota di scavo raggiunta si comporti come un contorno a pressione atmosferica ( $u=0$ ); inoltre il fondo del reticolo è stato assimilato ad un contorno a quota piezometrica costante e pari a quella imposta ai lati del reticolo.

**8.6.1 Analisi numeriche integrative**

Stazione Teano: Condizione aggiornata a Giugno 2010. Le analisi numeriche eseguite adottando i medesimi valori di permeabilità tarati sui risultati dei campi prova, forniscono, imponendo un valore di portata globalmente emunta dai pozzi pari  $Q=630 \text{ m}^3/\text{d}$  a cui compete una portata specifica pari a  $q=2.58 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$  (n. 6 pozzi attivi) un andamento delle pressioni neutre nel corpo stazione in ottimo accordo con i dati sperimentali. Anche il valore dei risentimenti al contorno stimati ( $<0.6 \text{ m}$ ) è del tutto compatibile con quanto sperimentalmente desunto.



**Figura 8-35. Risultati modello di filtrazione manufatto di stazione Teano**

Stazione Gardenie: Condizione aggiornata a Giugno 2010. Le analisi numeriche hanno permesso di stimare i valori di permeabilità dei terreni trattati imponendo un valore di portata globalmente emunta dai pozzi pari  $Q=3300 \text{ m}^3/\text{d}$  a cui compete una portata specifica pari a  $q=5.33 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$  (n. 7 pozzi attivi).

L'andamento delle pressioni neutre ottenuto risulta in ottimo accordo con i dati sperimentali piezometrici presenti in profondità. Anche il valore dei risentimenti al contorno stimati (circa 0.3 m) è compatibile con quanto sperimentalmente desunto.

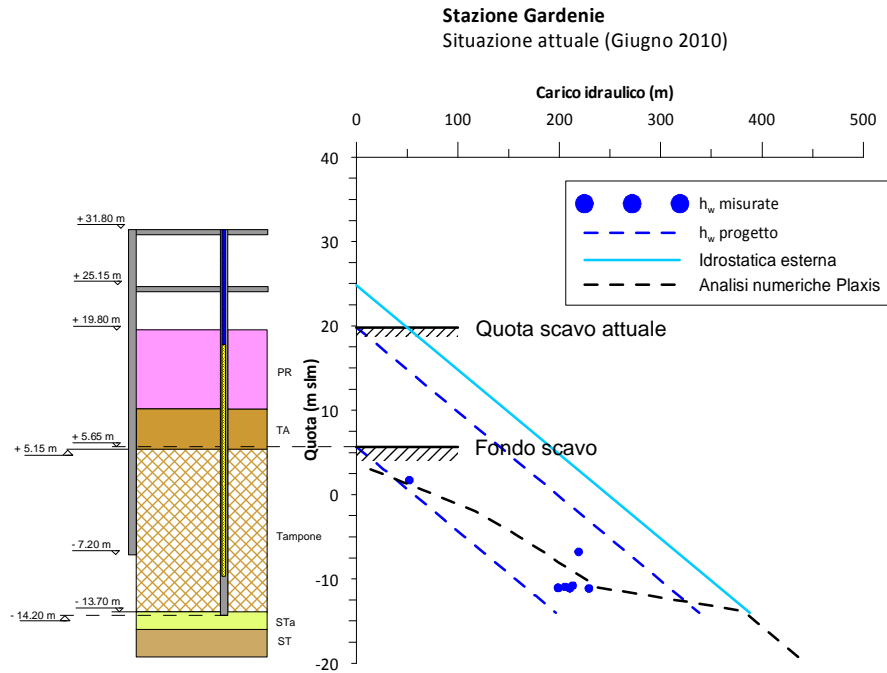


Figura 8-36. Risultati modello di filtrazione intervento di consolidamento a Gardenie

Nella tabella seguente sono riepilogati i valori di permeabilità dei terreni trattati assunti nel modello. Dal rapporto tra il valore di permeabilità iniziale e quello attuale è stato possibile desumere il valore del "Fattore di riduzione"  $F_R$  da cui è possibile desumere indirettamente l'efficacia del trattamento di impermeabilizzazione.

Sulla base dei valori ottenuti è immediato cogliere come nel caso dei tufi pseudo-litoidi fratturati T1 e T2 la diminuzione di permeabilità sia risultata piuttosto marcata passando da valori iniziali di  $K$  da  $5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  a circa  $7.1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ .

Tale riduzione sembrerebbe apparentemente ancor più importante nei sottostanti tufi argillificati TA (più di n.3 ordini di grandezza in meno), mentre non ha sortito grande effetto nei termini TA presenti maggiormente in superficie.

Stazione Gardenie					
Termine	K <sub>iniziale</sub> (m/s)	Profondità		K <sub>tampone</sub> (m/s)	Fattore riduzione
		da (m)	da (m)		
TA	5,00E-04	9	3	1,00E-04	5
T2	5,00E-03	3	-2	7,14E-06	700
TA	9,00E-05	-2	-8	1,80E-05	5
T1	5,00E-03	-8	-11	7,14E-06	700
TA	5,00E-04	-11	-16	2,50E-07	2000

Tabella 8-8. Gardenie - Calcolo della permeabilità equivalente dei terreni trattati

Sulla base di tali indicazioni è stato successivamente valutato l'effetto sul regime delle pressioni interstiziali ed i risentimenti al contorno nel caso di una portata di aggotamento superiore pari a 6900 m<sup>3</sup>/d che è stata peraltro raggiunta nel campo prova di dicembre 2009.

Nella figura seguente viene rappresentata la piezometrica di calcolo che, alla luce delle ipotesi assunte, potrebbe garantire il soddisfacimento delle condizioni idrauliche al contorno di progetto con, nel contempo, valori di abbassamento della falda esterna piuttosto limitati (abbassamenti massimi di circa 0.7 m).

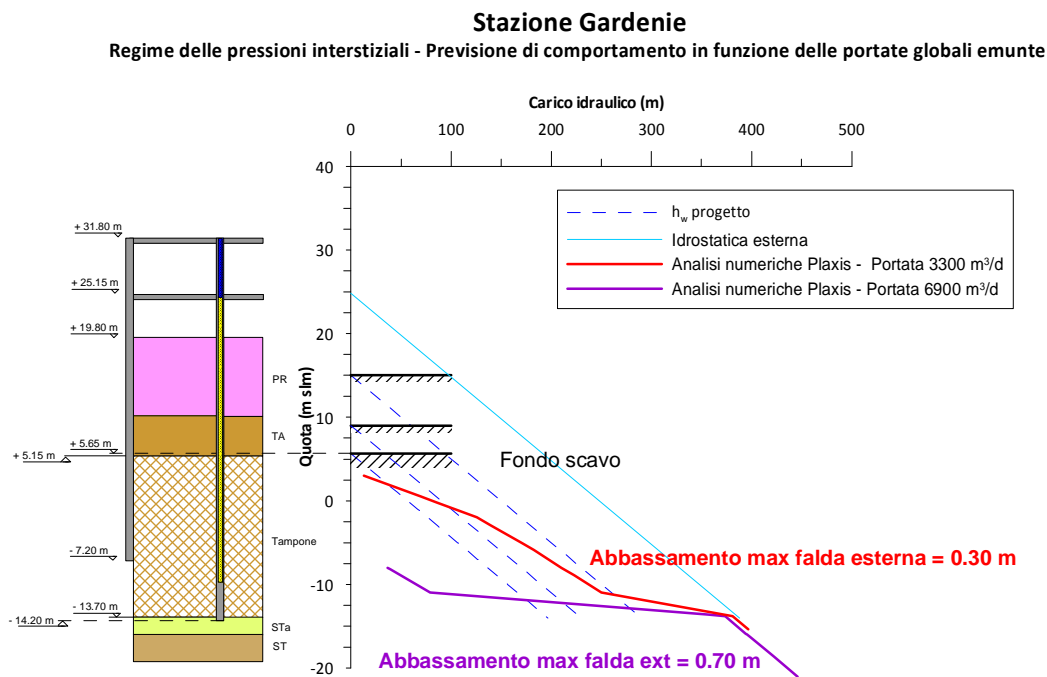


Figura 8-37. Risultati modello di filtrazione intervento di consolidamento a Gardenie: previsione del regime delle pressioni neutre per effetto di differenti portate globali emunte

Stazione Mirti: Condizione aggiornata a Giugno 2010. Le analisi numeriche hanno permesso di stimare i valori di permeabilità dei terreni trattati imponendo un valore di portata globalmente emunta dai pozzi pari  $Q=1150 \text{ m}^3/\text{d}$  a cui compete una portata specifica pari a  $q=2.17 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$  (n. 14 pozzi attivi).

L'andamento delle pressioni neutre ottenuto risulta in ottimo accordo con i dati sperimentali piezometrici presenti in profondità. Anche il valore dei risentimenti al contorno stimati ( $<0.1 \text{ m}$ ) è compatibile con quanto sperimentalmente desunto.

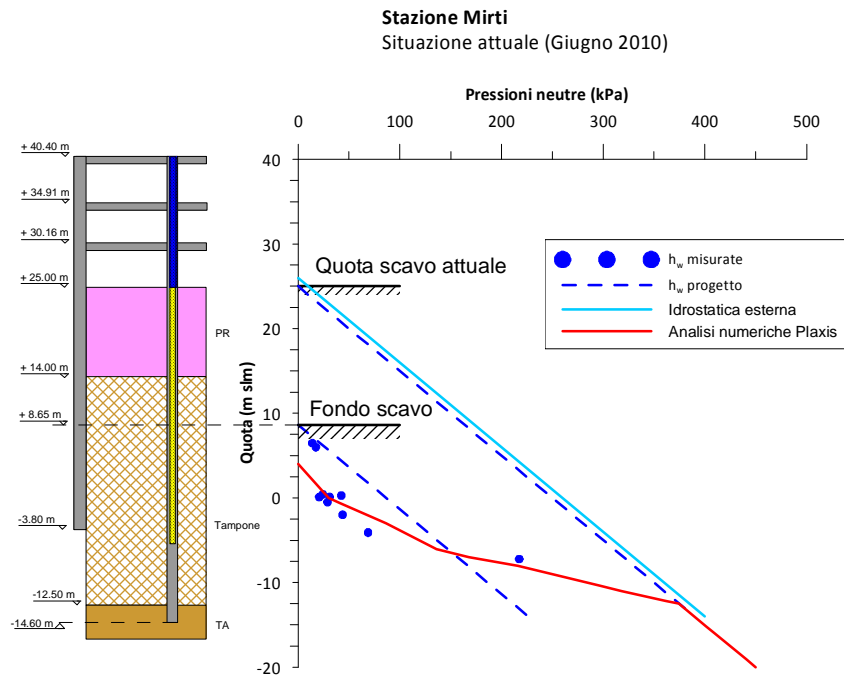


Figura 8-38. Risultati modello di filtrazione intervento di consolidamento a Mirti

Nella tabella seguente sono riepilogati i valori di permeabilità dei terreni trattati assunti nel modello. Anche in questo caso a parire dai valori ottenuto per il "Fattore di riduzione" da cui è possibile desumere indirettamente l'efficacia del trattamento di impermeabilizzazione.

In particolare, nel caso dei tufi pseudo-litoidi T2 l'intervento non sembra apparentemente aver sortito alcun effetto saliente tale da indurre una diminuzione di permeabilità.

Viceversa nell'ambito dei tufi sabbiosi T1 si è registrata una diminuzione di permeabilità di poco superiore a due ordini di grandezza, passando da valori iniziali di  $K$  da  $5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$  a circa  $2.5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ .

L'effetto di riduzione di permeabilità risulta invece maggiore nei sottostanti tufi argillificati TA ( $F_R=250$ ) mentre, come nel caso di Gardenie, la riduzione appare meno marcata nei termini TA presenti in superficie ( $F_R=10-15$ ) e nelle pozzolane PR.

Stazione Mirti					
Termine	K <sub>iniziale</sub> (m/s)	Profondità		K <sub>tampone</sub> (m/s)	Fattore riduzione
		da (m)	a (m)		
PR	1,00E-06	25	5	1,00E-06	1
TA	1,00E-04	5	0	1,00E-05	10-15
T2	3,00E-07	0	-3	3,00E-07	1
TA	5,00E-04	-3	-8	1,67E-06	250-300
T1	5,00E-05	-8	-11	2,50E-06	15-20
TA	5,00E-04	-11	-20	2,00E-06	250

Tabella 8-9. Mirti - Calcolo della permeabilità equivalente dei terreni trattati

Ad ogni modo le portate attualmente emunte permettono entro ampi limiti le lavorazioni all'asciutto e il soddisfacimento delle condizioni idrauliche di progetto con minimi risentimenti al contorno. Sulla base dei dati delle stazioni Mirti e Gardenie nella **Figura 8-39** sono rappresentati i valori del FR calcolati in funzione della profondità nei vari terreni trattati.

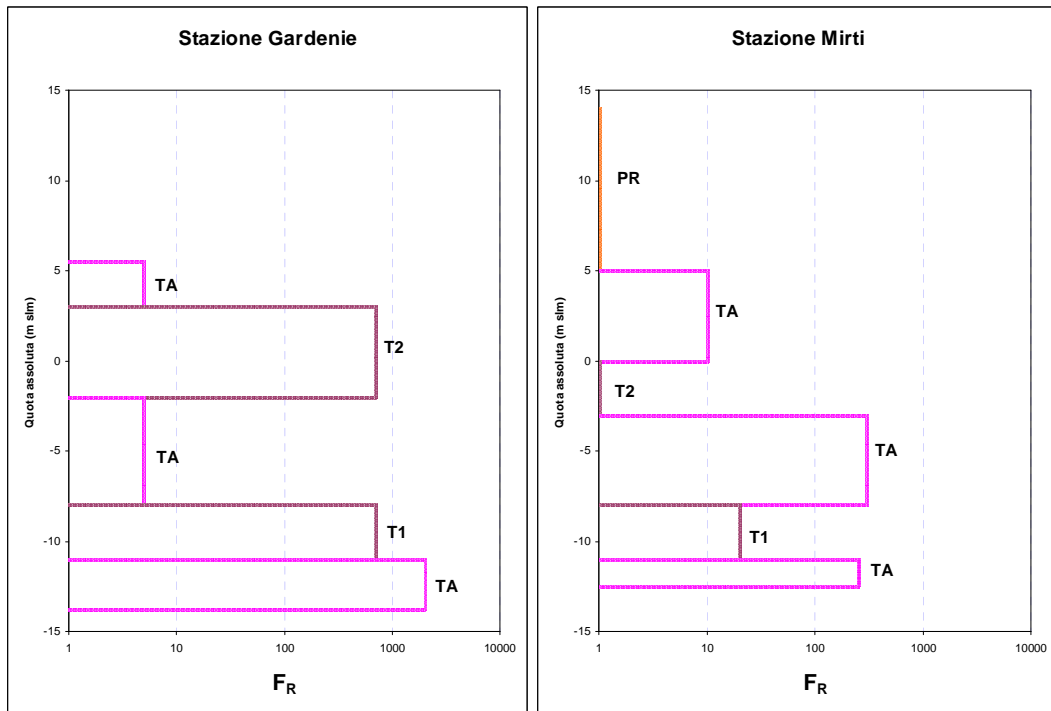
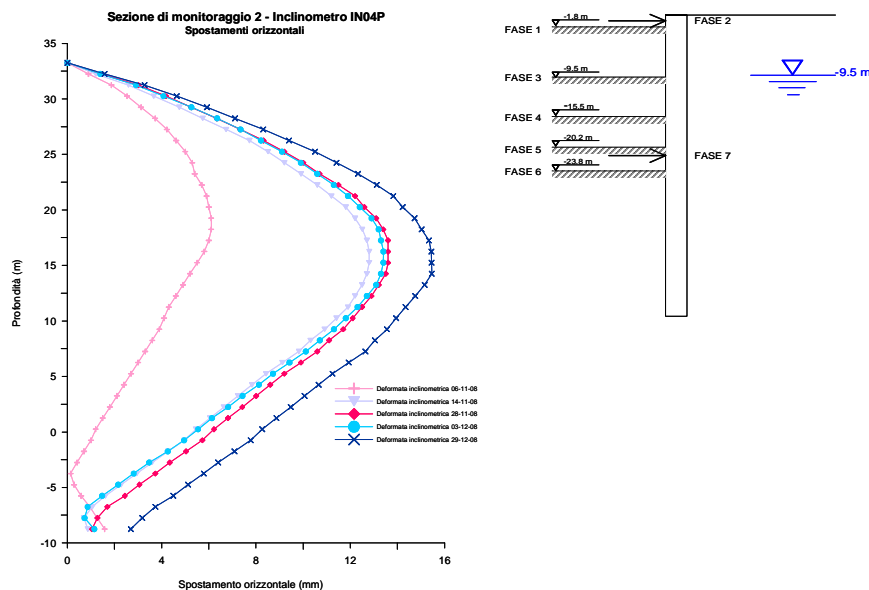


Figura 8-39. Valori del Fattore di riduzione della permeabilità nei casi trattati

## 8.7 Pozzo TBM Malatesta: comportamento dell'opera in fase di scavo

L'opera è stata realizzata con una tecnica di scavo mista. Nella prima fase con metodologia "top-down" con esecuzione dei solai di copertura: al raggiungimento del fondo scavo stabilito è previsto il getto del solettone di fondo e la costruzione in salita delle strutture interne con la tecnica "bottom-up". Al termine del suo completamento, il solaio di copertura graverà oltre che sui diaframmi perimetrali anche sui setti centrali realizzati in risalita da solettone di fondo, sul quale i carichi verranno infine ricondotti con le fodere interne.

*Monitoraggio delle fasi di scavo – Deformata della struttura di sostegno.* Durante le successive fasi di scavo del manufatto è stato possibile monitorare il comportamento tenso-deformativo delle paratie perimetrali: con riferimento in particolare alla sezione di monitoraggio nr 2 sono stati elaborati i dati inclinometrici del settore di monte (inclinometro IN04P) fino al raggiungimento della quota di fondo scavo (ottobre-dicembre 2008). Lo scavo è proceduto senza particolari problemi e gli spostamenti orizzontali massimi sono risultati pari a circa 15.5 mm.



**Figura 8-40. Pozzo TBM Malatesta: sistema di monitoraggio e deformate inclinometriche registrate sperimentalmente durante le fasi di scavo**

*Analisi numeriche.* Per comprendere le particolari condizioni che si sono instaurate durante le fasi di scavo è stato quindi eseguito un modello numerico con il codice Plaxis portando la particolare sequenza costruttiva dell'opera. Nelle analisi il comportamento del terreno è stato assimilato ad un mezzo elasto-plastico, con incrudimento isotropo regolato dalle deformazioni volumetriche e deviatoriche plastiche (Modello "Hardening soil"): la risposta del modello è stata calibrata in modo da replicare le osservazioni sperimentali ottenute in monitoraggio. Per quanto riguarda il regime

delle pressioni neutre all'interno del manufatto nelle analisi si è riprodotto il regime delle pressioni interstiziali osservato sperimentalmente durante le attività di campo prova.

*Caratterizzazione geotecnica dei terreni.* Le caratteristiche geotecniche dei terreni appartenenti ai diversi complessi sono state tarate in modo da replicare i risultati sperimentali. Il modello adottato prevede per un processo di carico a partire da stati tensionali sferici e da condizioni normalmente consolidate, un legame tensioni deformazioni di tipo iperbolico, con modulo tangente all'origine pari ad  $E'$ : nella scelta dei valori di  $E'$  sono stati legati a quelli del modulo di taglio iniziale a bassi livelli di deformazione  $G_0$  misurato tramite le prove geofisiche Re.Mi. per i termini prevulcanici ST è stato assunto un valore di OCR pari ad 1.8 coerentemente a quanto rilevati in altri casi. Di seguito sono rappresentati i parametri impiegati nelle analisi:

Strato	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$E'_{ref}$ (MPa)	$m$ (-)
R	17	5	35	258	0,4
VS	17	15	30	768	0,2
PN	17	5	35	1008	0,15
TT	17,5	20	30	768	0,2
PR	17	5	35	1152	0,5
TA	17	30	30	498	0,4
T2	17	40	35	1512	0,4
TA	17	30	30	492	0,4
T1	17	40	35	1626	0,2
TA	17	30	30	480	0,4
ST/STa	18,5	5	35	378	0,2
SG	20	5	35	1386	0,2

Tabella 8-10. Parametri modello HS – Pozzo TBM Malatesta

Per tutti i materiali si è assunto nullo l'angolo di dilatanza a rottura  $\psi = 0$  ed un comportamento di tipo drenato in tutte le fasi di calcolo per tutti i termini tranne che per i tufi argillificati TA. Nelle analisi è stato assunto un valore del coefficiente di spinta a riposo  $k_0$  calcolato secondo la nota formula di Jacky ed è stato assunto un valore di  $E_{50ref}$  e  $E_{0edref}$  pari a 1/10 di  $E'$ .

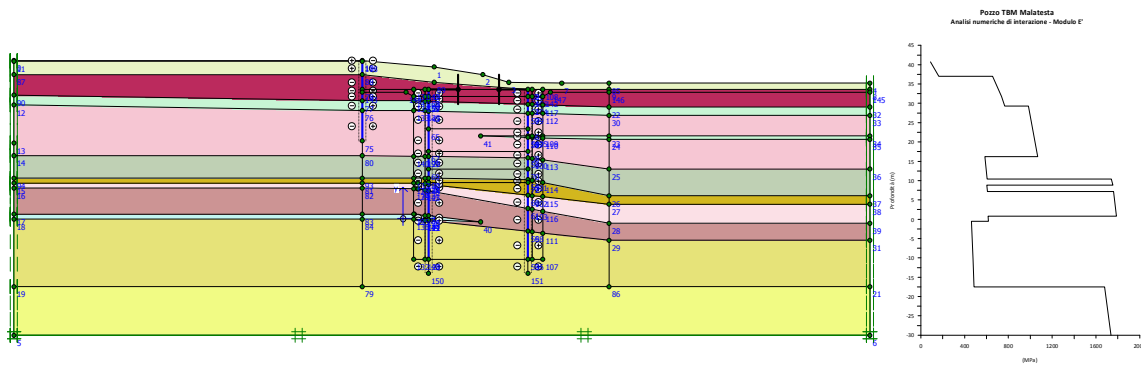
*Modello agli elementi finiti.* Le analisi sono state svolte in condizioni di deformazione piana in corrispondenza della sezione 2 dello scavo. Il reticolo è composto tra 3027 elementi triangolari a 15 nodi con interpolazione polinomiale del quarto ordine sugli spostamenti e del terzo sulle pressioni interstiziali. Esso si estende fino ad una distanza di 130 m dall'asse dello scavo ed ha una profondità di 70 m. Le paratie perimetrali di forma a T (2.8\*1.0 m di anima e larghezza 2.8 m) del manufatto e quella della paratia di pali a tergo sono stati modellati mediante elementi trave a 5 nodi con interpolazione polinomiale del quarto ordine sugli spostamenti. La tabella riassume le proprietà meccaniche degli elementi trave per unità di lunghezza in direzione trasversale al piano di analisi:



Tipo	EA [kN/m]	EI [kNm <sup>2</sup> /m]
Palificata	27200000	2070000
Paratia perimetrale	1,05E+08	83700000

**Tabella 8-11. Parametri elementi strutturali – Pozzo TBM Malatesta**

Il solettone di fondo è stata invece schematizzata mediante elementi finiti triangolari a 15 nodi con un valore del modulo E pari a 33.7 MPa. Per simulare il solettone di copertura è stato adottato un puntone di rigidezza assiale EA pari a 55440000 kN/m. In tutti i casi il comportamento degli elementi strutturali è stato assimilato a quello di un mezzo elastico-lineare con coefficiente di poisson  $\nu$  pari a 0.15 e peso per unità di volume pari a 25 kN/m<sup>3</sup>. Il contatto tra gli elementi strutturali ed il terreno è stato schematizzato mediante degli elementi di interfaccia caratterizzati da una resistenza pari al 70% del terreno in posto. Nella figura seguente è rappresentato l’andamento della profondità del modulo iniziale E’.



**Figura 8-41. Pozzo TBM Malatesta: Modello**

*Fasi di calcolo.* Dopo una prima fase in cui è stato simulato lo stato tensionale iniziale, si è proceduto a simulare la realizzazione della paratia a monte del manufatto e lo sbancamento del piano campagna. Successivamente, dopo la realizzazione delle paratie perimetrali e del solettone di copertura, è iniziato lo scavo fino a quota falda (24 m slm): a questo punto sono state imposte le condizioni idrauliche dedotte durante il campo prova internamente al manufatto e si è proceduto con lo scavo fino a quota 9.4 m slm, per infine realizzare il solettone di fondo.

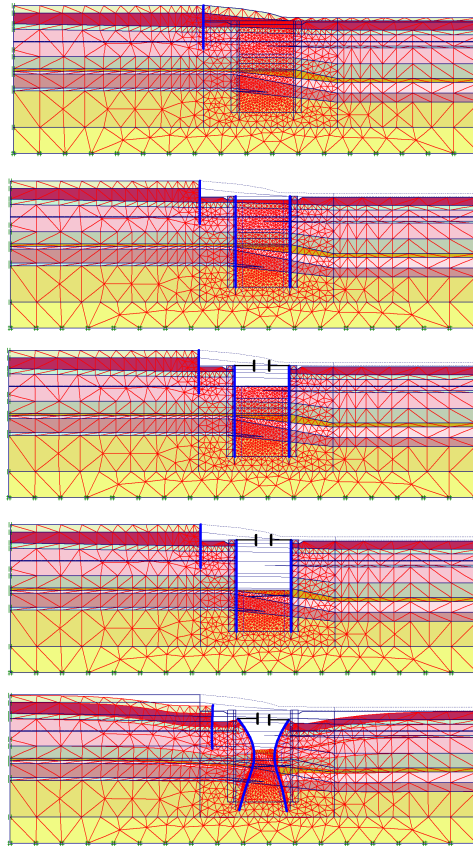
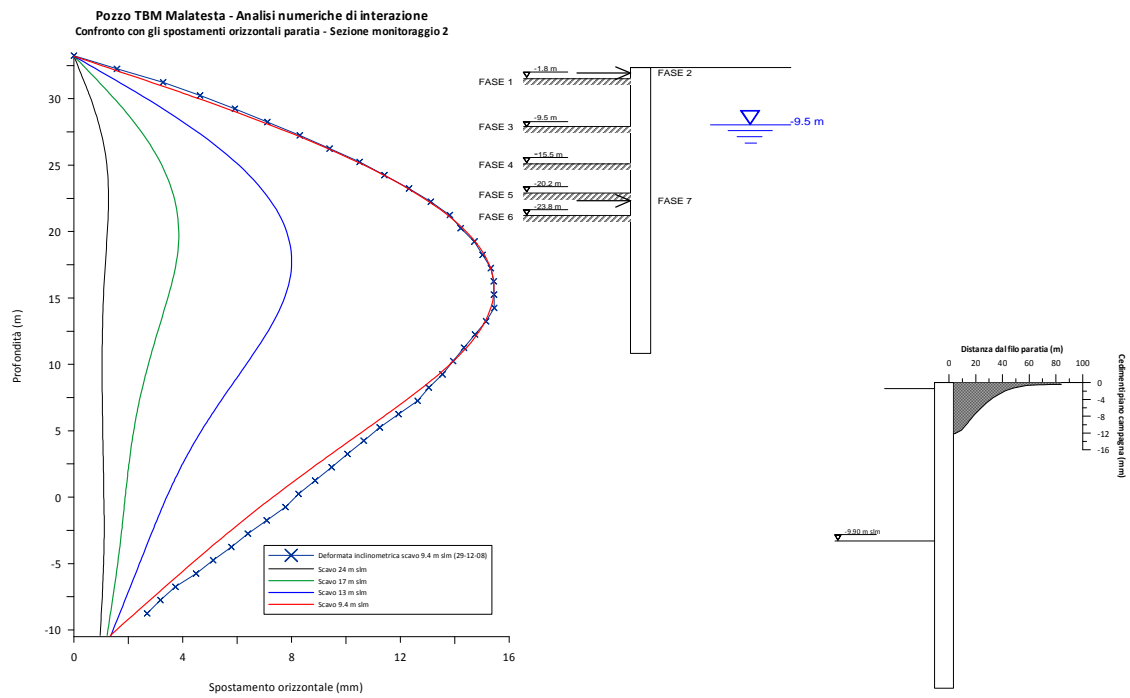


Figura 8-42. Pozzo TBM Malatesta: fasi di calcolo numeriche

*Risultati delle analisi numeriche.* Nelle figure seguenti sono sinteticamente rappresentati i risultati delle analisi: particolare riferimento è dato alle deformate della paratia perimetrale a monte del manufatto, per la quale le analisi forniscono dei risultati in ottimo accordo con la realtà sperimentale cogliendo lo spostamento massimo orizzontale corrispondente alla quota di fondo scavo (circa 15.5 mm).



**Figura 8-43. Pozzo TBM Malatesta: risultati analisi numeriche di interazione: spostamenti orizzontali dei diaframmi perimetrali nella sezione di monitoraggio 2 monte e stima dei cedimenti a piano campagna**

Per quanto riguarda le deformazioni indotte dallo scavo ed in particolare il bacino di subsidenza indotto al piano campagna purtroppo non è stato possibile disporre di dati sperimentali in quanto i caposaldi sono stati danneggiati. Ad ogni modo nella **Figura 8-43** sono stati rappresentati i valori teorici di calcolo che risultano pari a circa 12 mm.

## 8.8 Conclusioni

La raccolta e l'elaborazione dei dati di monitoraggio relativi ai campi prova di emungimento di alcune stazioni della nuova Linea C della Metropolitana di Roma - Tratte T4 e T5, è risultata di fondamentale importanza per comprendere numerosi aspetti riguardanti il quadro ambientale in cui si inseriscono le opere e l'effetto di aggotamenti di lunga durata sul regime delle acque sotterranee.

Analizzando i vari casi, è emerso come il flusso delle acque nel sottosuolo ed il conseguente regime delle pressioni interstiziali nei terreni vulcanici sia stato condizionato dalla marcata variabilità dei caratteri litologici e stratigrafici dei depositi vulcanici, e principalmente dalla conducibilità idraulica sia di insieme che a carattere locale dei tufi pseudolitoidi fratturati (T1-T2).

Attraverso specifiche analisi numeriche di filtrazione condotte in regime stazionario, è risultato che la permeabilità di tali formazioni tende a diminuire con la profondità, in funzione dello stato di fratturazione in cui versano tali termini. Il rapporto specifico tra la quota di azione dei pozzi e di imposta di tali terreni, insieme alla elevata disponibilità idrica dell'acquifero presente nel complesso vulcanico, ha portato ad una differente risposta dei sistemi di aggotamento in manufatti caratterizzate da un contesto stratigrafico praticamente simile.

La sistematica raccolta di misure delle pressioni neutre esternamente al manufatto, insieme a quelle derivanti dal monitoraggio ambientale, ha inoltre permesso di valutare gli eventuali risentimenti sul regime delle acque sotterranee. Il favorevole quadro idrogeologico determinato dalla presenza di terreni in grado di disconnettere idraulicamente il regime idraulico superficiale presente nelle pozzolane da quello profondi nei termini fluvio-lacustri alimentato dalle sabbie e ghiaie ha reso minimi i risentimenti in tutti i casi esaminato.

D'altra parte, la presenza di un doppio sistema di falde idriche sovrapposte ha posto delicate problematiche ambientali legate alla gestione delle acque emunte con particolare riferimento al mantenimento delle caratteristiche fisico-chimiche delle acque emunte durante i processi di ricarica delle acque sotterranee. In tal senso, la comprensione degli schemi di filtrazione verificatesi nei differenti casi analizzati ha permesso di valutare l'idoneità di un sistema di restituzione nell'ambiente dell'acqua aggotata ipotizzati in progetto (pozzi di ricarica) opportunamente predisposti nei casi in cui i volumi d'acqua derivanti dagli emungimenti siano risultati particolarmente importanti che prevede di ricaricare l'acqua emunta direttamente nei terreni vulcanici.

Uno degli scopi dei campi prova di aggotamento è quello di verificare le ipotesi di progetto e la definitiva predisposizione degli impianti di controllo delle pressioni neutre: una volta descritto il regime delle pressioni neutre determinatesi internamente ai manufatti, è stata valutata l'idoneità di sistemi di dewatering con particolare riferimento alla effettiva capacità di eseguire le lavorazioni

all'asciutto ed margini di sicurezza nei confronti del sollevamento del fondo scavo in tutte le fasi costruttive.

Laddove il sistema di aggotamento non è stato in grado di abbassare la superficie freatica a quote inferiori al fondo scavo, si è proceduto ad aumentare il numero o la potenza delle pompe presenti nei pozzi e, nei casi limite, sono stati predisposti ulteriori accorgimenti tecnici quali interventi integrativi di consolidamento per ridurre la permeabilità media dei terreni coinvolti nel processo di filtrazione.

Vista la disponibilità di ulteriori dati sperimentali relativi alle successive fasi di lavoro, successivamente è stata valutata l'efficacia degli interventi di impermeabilizzazione eseguiti nelle Stazioni Gardenie e Mirti consistiti nel consolidamento dei terreni posti al di sotto del fondo scavo mediante iniezioni cementizie ("tampone").

I dati sperimentali di monitoraggio, se confrontati con le condizioni originarie manifestatesi durante i campi prova, sono stati utilmente impiegati per valutare l'effettiva riduzione delle caratteristiche di permeabilità dei terreni trattati.

A tal proposito sono state eseguite ulteriori analisi numeriche opportunamente tarate sui risultati sperimentali disponibili finalizzate principalmente a stimare in back analysis in valore della permeabilità dei terreni trattati ed i risentimenti indotti sul regime idrico esterno in tutte le fasi di scavo. In particolare, una volta imposte le portate specifiche "q" affluenti ai pozzi (per metro lineare) si è proceduto a determinare il regime delle pressioni neutre effettivamente colto dalle misure piezometriche assumendo dei valori di permeabilità "ridotti" per i terreni originari.

In questo modo, nel caso delle Stazioni Gardenie e Mirti, è stato possibile valutare il campo di riduzione delle permeabilità per ogni strato coinvolto nei processi di filtrazione sinteticamente definito per mezzo del cosiddetto "Fattore di riduzione"  $F_R$ .

I valori del coefficiente  $F_R$  sono risultati molto variabili in funzione delle caratteristiche fisiche dei terreni originari. In generale, in presenza dei tufi sabbiosi o pseudo-litoidi maggiormente fessurati T1-T2 il trattamento ha determinato una diminuzione delle caratteristiche di permeabilità piuttosto marcata di quasi tre ordini di grandezza.

Viceversa, in presenza di terreni originari pseudo-litoidi così come nelle pozzolane il trattamento non sembra aver sortito un tangibile miglioramento; tale dato sembrerebbe in linea con quanto desunto in specifici campi prova in cui è stata tarata l'efficacia del trattamento mediante iniezioni cementizie.

nel caso dei tufi argillificati TA, l'effetto è stato alquanto variabile in funzione presumibilmente delle caratteristiche granulometriche intrinseche di tali depositi che, come è risultato anche durante i campi prova di aggotamento, possono risultare compresi in un ampio range compreso tra terreni a grana fine prevalente e limi sabbiosi.

In finale i modelli hanno permesso di stimare anche gli eventuali risentimenti al contorno indotti nella configurazione ultima monitorata e quelli previsti nel caso in cui le portate di aggottamento risultino superiori (Gardenie) e tali da garantire il soddisfacimento delle condizioni idrauliche durante tutte le fasi di scavo.

Durante il periodo di ricerca si è inoltre potuto monitorare il comportamento dello scavo del Pozzo TBM Malatesta: da analisi numeriche a ritroso tarate sulle deformate sperimentali delle paratie perimetrali ottenute durante lo scavo del manufatto è stato quindi possibile tarare il comportamento meccanico dei terreni, confermando le più che buone caratteristiche meccaniche sia in termini di resistenza che di deformabilità.

---

## **9. INTERAZIONE LINEA-EDIFICI: STUDIO RISENTIMENTI INDOTTI DALLO SCAVO DELLA STAZIONE PIGNETO**

---

### **9.1 Premesse**

Come ha dimostrato il caso dello studio del comportamento di Pozzo TBM Malatesta, la previsione numerica dei risentimenti indotti da uno scavo profondo è un problema complesso che, oltre alla scelta di un modello costitutivo in grado di riprodurre il comportamento del terreno nell'intervallo di deformazioni corrispondenti a percorsi tensionali tipici di uno scavo, richiede la preliminare descrizione di un affidabile modello geologico, delle pressioni interstiziali e dello stato tensionale iniziale.

La complessità aumenta nel caso in cui siano presenti degli edifici al contorno che possono modificare sostanzialmente i profili di spostamento descritti con riferimento alle condizioni di "green field", grazie all'effetto benefico della rigidità relativa terreno-struttura, come hanno dimostrato numerose esperienze presenti in letteratura relativi agli effetti di scavi di gallerie superficiali in ambiente urbano (Bret e Chambosse, 1974, Standing e Viggiani, 2001, Mair, 2001) .

Nell'ambito delle attività di studio e ricerca condotte per RomaMetropolitane S.r.l. ed eseguite in collaborazione con il Gruppo di Ingegneria Strutturale del Dipartimento di Strutture dell'Università degli Studi di Roma Tre (Responsabile Scientifico Prof. Ing. F. Brancaleoni), viene di seguito proposto uno studio numerico finalizzato alla previsione dei risentimenti indotti dalla realizzazione della Stazione Pigneto, attualmente in fase di realizzazione nell'ambito della tratta T4 della Linea "C" della Metropolitana di Roma.

Nel caso specifico, la presenza di un contesto fortemente urbanizzato al contorno ha consigliato di eseguire delle analisi numeriche di interazione considerando la presenza degli edifici limitrofi alla futura stazione descritti secondo caratteristiche di rigidità opportunamente dedotte attraverso specifiche analisi strutturali.

### **9.2 La nuova Stazione Pigneto**

#### **9.2.1 Descrizione dell'opera**

Nell'ambito della tratta T4 della Linea "C" della Metropolitana di Roma è attualmente in fase di realizzazione la Stazione Pigneto.

Il corpo stazione ha dimensioni rettangolari in pianta pari a 114.5 x 32.70m è verrà realizzata con metodo top-down all'interno di allineamenti di paratie a diaframmi in calcestruzzo di lunghezza 45 m spessore 1.0 m attraverso la realizzazione di parte delle strutture interne in discesa, minimizzando in tal modo l'impatto del cantiere sull'ambiente esterno, potendosi grazie al ripristino della viabilità definitiva immediatamente dopo la costruzione della soletta di copertura.

La realizzazione dei solai contro terra consente di assegnare loro la funzione di contrasto alle opere di sostegno dello scavo sin dalla fase costruttiva: nella fase provvisoria i solai sono sorretti da apposite mensole che si ammorsano in "tasche" all'uopo predisposte all'interno dei diaframmi perimetrali e centrali; ad opere interne completate, i solai diventano parte del telaio spaziale costituito dai solai stessi e dalle fodere, essendo il tutto reso monolitico dai ferri di continuità. Il solo solaio di copertura presenta sin dall'inizio un vincolo di continuità con i diaframmi perimetrali e di semplice appoggio su quelli centrali. Laddove l'altezza di scavo libero, prima cioè di poter disporre di un solaio definitivo, si presenta troppo elevata, si ricorre a un ordine di puntelli provvisori, da rimuovere nelle operazioni di risalita in relazione alle esigenze costruttive: tale necessità si manifesterà nelle fasi di scavo che seguono la realizzazione del terzo solaio tecnico (+24.22m), prima di raggiungere la quota di fondo scavo definitivo(+13.80m) ed è prevista la realizzazione di un puntello provvisorio a q.ta +19.20m. Una volta completato lo scavo e realizzato il solettone di fondo, si procederà alla rimozione dei puntelli provvisori e al completamento della struttura interna (getto delle pareti). Durante lo scavo del corpo stazione, prima del getto del solaio, si pone in opera il pacchetto di impermeabilizzazione, anche all'interno delle tasche di appoggio dei solai al diaframma. Nella fase definitiva, tra fodera e diaframma si interpone uno strato di impermeabilizzazione dello spessore totale di circa 8 mm, costituito da un doppio strato di PVC e TNT.

A seguito della scelta progettuale di abbassare il piano del ferro, la lunghezza dei diaframmi perimetrali è stata incrementata in modo da attestarsi nel substrato pliocenico ed escludere quindi fenomeni di instabilità del fondo scavo. Per procedere allo scavo della stazione occorrerà comunque ricorrere ad un sistema di drenaggio mediante drenaggi verticali per procedere allo scavo all'asciutto.

### **9.2.2 Inquadramento ambientale ed edifici oggetto di studio**

Come precedentemente citato, l'opera si inserisce in un contesto fortemente urbanizzato, (Via del Pigneto, nell'omonimo Quartiere) caratterizzato dalla presenza di edifici realizzati nella metà del secolo scorso spesso in uno stato di dissesto da ricondurre ad aumenti dei carichi dovuti a sopraelevazioni, carenze strutturali e danni provocati dai bombardamenti della seconda guerra mondiale. L'analisi degli elaborati funzionali e delle relazioni di calcolo delle strutture di sostegno hanno permesso di definire la sezione trasversale di riferimento della stazione maggiormente







### 9.3 Caratterizzazione geotecnica dei terreni

#### 9.3.1 *Modello geologico del sottosuolo e condizioni idrauliche al contorno*

Il quadro geologico ed idrogeologico insieme alla caratterizzazione geotecnica dei terreni è stato dedotto dai risultati delle varie campagne di indagine disponibili eseguite nell'area di stazione nell'ambito delle varie fasi progettuali (1995-96, 1997-98, 2000, 2006, 2007) e prevede la presenza dei seguenti strati:

- Terreni di riporto (R): dalla quota del piano campagna (44.3 m s.l.m.) fino a quota 34.0 m s.l.m.;
- Tufi antichi (TA, T1 e T2): dalla quota 34.0 m s.l.m. a 20.0 m s.l.m.;
- Limi sabbiosi e sabbie limose (ST): dalla quota 20.0 m s.l.m. a 4.0 m s.l.m.;
- Argille limose (AR): dalla quota 9.0 m s.l.m. a 4.0 m s.l.m.;
- Sabbie con ghiaia (SG): dalla quota 4.0 m s.l.m. a 0.5 m s.l.m.;
- Argille limose grigio azzurre (APL).

Le misure piezometriche eseguite durante le varie fasi di indagine hanno fornito due diversi livelli piezometrici medi per i piezometri collocati nel complesso dei terreni piroclastici e nello strato di sabbie e ghiaie (SG) rispettivamente. Nel primo caso i livelli piezometrici sono risultati mediamente ad una quota di 28.4 m s.l.m., nel secondo ad una quota minore dell'ordine di 25.1 m s.l.m.

#### 9.3.2 *Caratterizzazione meccanica dei terreni*

Per la definizione dei parametri di resistenza al taglio e di compressibilità dei terreni adottati nel modello numerico, sono stati preventivamente ripresi e rielaborati i dati desunti da indagini eseguite in fase di progettazione dell'opera.

Nel corso dei 13 sondaggi meccanici a carotaggio continuo di profondità variabile tra 33 e 50 m sono stati prelevati, ove possibile, campioni indisturbati da sottoporre alle usuali prove geotecniche di identificazione e di caratterizzazione meccanica in laboratorio. In tale ambito le prove di laboratorio si riferiscono prevalentemente ai termini più facilmente campionabili e costituiti da limi sabbiosi ed argillosi ed argille limose del complesso fluvio-lacustre (ST-AR). Un numero minore di prove ha riguardato campioni dei termini tufacei argillificati del complesso vulcanico (TA) e le argille plioceniche di substrato (APL). Mancano evidentemente prove sui campioni più sabbiosi, sebbene diffusamente presenti nel complesso.

Nella tabella seguente sono riassunti i sondaggi, il numero di campioni prelevati e le relative prove in sito eseguite:

Riassunto campagne di indagine eseguite in fase di progettazione							
Sondaggio	Anno	Profondità (m)	Campioni (nr)	SPT (nr)	Lefranc (nr)	Pressiometriche (nr)	Piezometri (nr)
S45	1995	33	3	3	-	-	1
S46	1995	35	4	3	-	-	1
SB4	1997	43	3	8	2	-	1
SB5	1997	49	4	6	2	2	1
SC5	2000	45	3	4	22	2	2
SC6	2000	45	3	4	2	2	1
84/5	2006	43	2	5	2	-	1
S4/6	2006	40	3	5	-	-	1
S4/16	2007	45	9	5	2	-	2
S4/17	2007	52	6	5	3	-	2
S4/18	2007	50	4	4	2	-	2
SP1	2007	-	1	-	-	-	-
SP2	2007	-	1	-	-	-	-

Tabella 9-3. Stazione Pigneto - Prove in sito eseguite in fase di indagine

Analizzando i risultati delle prove in sito ed in laboratorio è emersa una marcata variabilità caratteristica delle formazioni appartenenti al contesto stratigrafico in esame.

Nella scelta dei parametri geotecnici di riferimento per le successive analisi si è quindi tenuto conto delle metodologie di scavo previste e delle conseguenti variazioni degli stati tensionali e deformativi che si prevede saranno indotti.

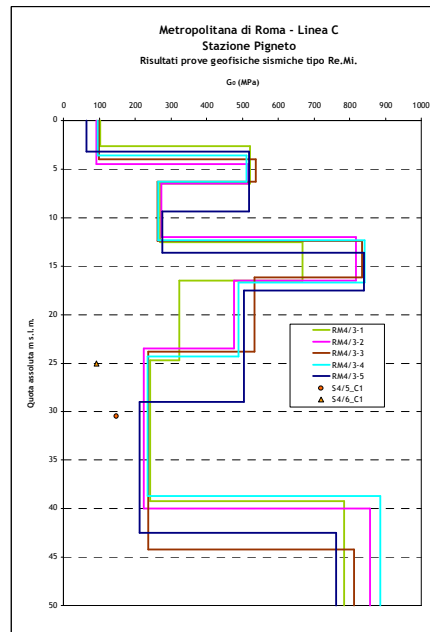
I parametri di resistenza a taglio sono stati prevalentemente ricavati da prove di taglio diretto e prove triassiali del tipo consolidate non drenate con misura della pressione interstiziale (Triax CU). Alcune prove triassiali del tipo non consolidate non drenate (Triax UU) sono state eseguite sui campioni coesivi.

Per quanto riguarda i parametri di deformabilità, nelle successive analisi si è fatto principalmente riferimento ai valori del modulo di rigidezza  $E'_{ur}$  in condizioni di scarico-ricarico che è stato determinato a partire dai profili delle velocità di taglio  $V_s$  con la profondità ottenute mediante le prove geofisiche Re.Mi..

Nell'area di stazione sono stati predisposti in fase di progettazione esecutiva nr 5 stendimenti geofisici (RM4/3 punto 1-5) con la tecnica Re.Mi., a partire dai quali è stata ottenuta una stima della variazione con la profondità del modulo di rigidezza a taglio  $G_0$  a "piccole deformazioni" tramite la nota relazione  $G_0 = \rho V_s^2$ , rappresentato nella figura seguente insieme ai valori di  $G_0$  ottenuti in due prove di colonna risonante eseguiti su campioni prelevati nella formazione ST.

Al di là dello strato di riporto superficiale, i terreni vulcanici sono caratterizzati da valori compresi tra circa 300 ed 800 MPa in linea con le caratteristiche di addensamento e consistenza locali. I terreni prevulcanici si attestano su un valore medio pari a  $G_0 = 200$  MPa, mentre nelle

sottostanti sabbie e ghiaie ed argille plioceniche si registrano valori di  $G_0$  superiori e compresi tra 750 e 850 MPa.

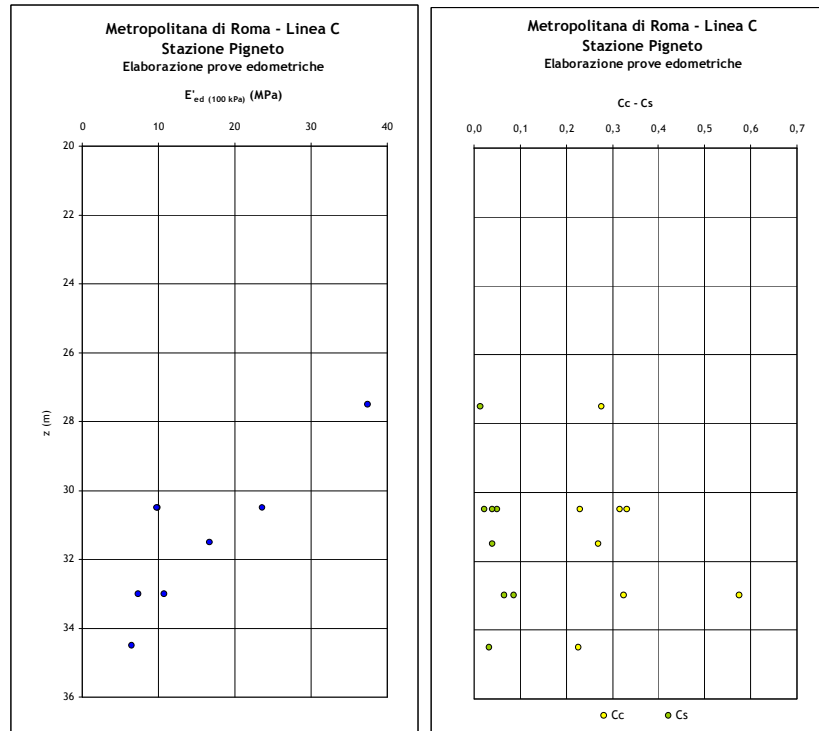


**Figura 9-2. Stazione Pigneto - Risultati prove geofisiche in sito tipo Re.Mi. eseguite in fase di indagine**

Dai valori di  $G_0$  è possibile determinare una stima del valore del modulo elastico  $E'_{ur}$  in condizioni di scarico-ricarico tramite la relazione,  $E'_{ur} = 2 G_0 (1 + \nu')$  ed adottando un valore del coefficiente di Poisson in condizioni drenate  $\nu'$  pari a 0.2.

Le prove pressiometriche MPM, seppur in numero limitato, hanno fornito risultati variabili e comunque in linea con le caratteristiche reologiche e di consistenza dei termini appartenenti al complesso vulcanico evidenziando valori dei moduli pressiometrici compresi tra circa 69-83 (T1) e 364 MPa (T2) e sono comunque risultate utili a tararne con una maggiore approssimazione le caratteristiche di deformabilità di primo carico.

Le caratteristiche di deformabilità dei termini prevulcanici ST/AR, espresse dall'indice di compressibilità  $C_c$ , dall'indice di rigonfiamento  $C_s$ , dal modulo di compressibilità edometrica  $E'_{ed}$  e dal grado di sovraconsolidazione OCR, nonché quelli di consolidazione e permeabilità, sono state dedotte dall'interpretazione di numerose prove edometriche. Analizzando i tratti di carico e scarico delle curve edometriche, i valori dell'indice di compressibilità  $C_c$  sono risultati compresi tra circa 0.20÷0.50, mentre quelli di rigonfiamento  $C_s$  tra 0.01÷0.09. Interpretando i tratti di carico e di scarico nel piano sforzi/deformazioni ( $\sigma'_{v; \epsilon z\%$ ), sono stati calcolati i valori del modulo tangente di primo carico  $E'_{ed,ref}$  riferito ad una pressione efficace di riferimento di 100 kPa, che sono risultati essere compresi tra circa 6.5 e 37.5 MPa. I risultati delle prove edometriche indicano uno stato di leggera sovraconsolidazione ( $OCR=1.6\div 2.6$ ), in linea con la storia tensionale del deposito.



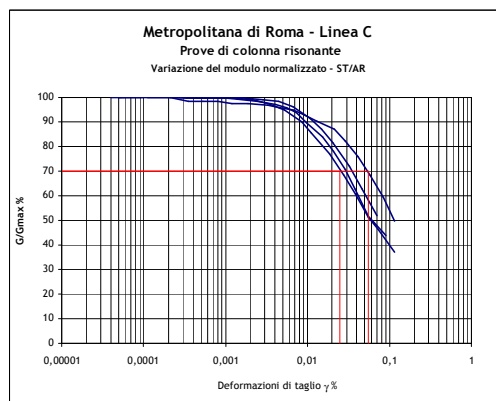
**Figura 9-3. Stazione Pigneto - Risultati prove edometriche eseguite in fase di indagine**

In fase di progettazione sono state eseguite anche delle prove di colonna risonante che risultate utili per determinare la legge di decadimento della deformabilità dei termini fluvio-lacustri. Nella tabella seguente sono riepilogati i risultati delle due prove eseguite nell'ambito del termine ST nella Stazione Pigneto:

Sondaggio	Campione	Termine	Profondità	e	p' (kPa)	G <sub>0</sub> (MPa)
S4/5	C1	ST	30.5	0.899	253	148.34
S4/6	C1	ST	25.0	0.711	181	91.94

**Tabella 9-4. Stazione Pigneto: prove di colonna risonante eseguite in fase di indagine**

Nella figura seguente sono rappresentate le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato rispetto al suo valore iniziale  $G/G_0$  disponibili per la formazione ST ottenute rappresentando anche i risultati di due ulteriori prove effettuate su campioni prelevati nella Stazione Lodi.



**Figura 9-4. Stazione Pigneto - Risultati prove di colonna risonante eseguite in fase di indagine**

La soglia di linearità, convenzionalmente corrispondente al 95% del decadimento del modulo iniziale, è risultata compresa tra circa 5.0 e  $9.0 \cdot 10^{-5}$ ; la distorsione corrispondente ad un decadimento del 70% del modulo iniziale, è compresa tra  $\gamma^* = 2.5 \cdot 10^{-4}$  e  $5.5 \cdot 10^{-4}$ .

#### 9.4 Analisi numeriche di interazione

Le analisi numeriche di interazione terreno-struttura sono state eseguite con il codice di calcolo agli elementi finiti Plaxis 9.0, noto e diffuso in campo geotecnico. Con riferimento al quadro stratigrafico in esame, nelle analisi il terreno è stato assimilato ad un mezzo elasto-plastico con incrudimento isotropo regolato dalle deformazioni volumetriche e deviatoriche plastiche (Schanz, 1998). In particolare nelle analisi si è proceduto a simulare le fasi di scavo e supporto previste in progetto, tenendo conto anche delle condizioni idrauliche al contorno sia nella configurazione iniziale che durante le fasi transitorie, in cui è previsto un sistema di drenaggio mediante pozzi per procedere allo scavo all'asciutto.

Le analisi sono state condotte in termini di tensioni efficaci ed in condizioni di deformazione piana. I parametri di ingresso sono stati desunti dall'interpretazione delle prove geotecniche precedentemente rappresentate. Gli elementi strutturali della stazione, diaframmi centrali, perimetrali e solai, sono stati modellati come elementi trave ("*plate*"), dotati di rigidità assiale e flessionale, con legame costitutivo elastico-lineare.

Le caratteristiche degli edifici limitrofi alla stazione considerati nel modello numerico sono state desunte dagli elaborati di consistenza disponibili. In particolare per entrambi gli edifici considerati (denominati L210 e L217) risultano nr 4 piani fuori terra ed un corpo interrato con fondazione diretta impostata ad una profondità variabile dal piano strada. Le caratteristiche di rigidità equivalente adottate nelle analisi di interazione sono state desunte dai risultati di ulteriori specifiche analisi eseguite con il codice di calcolo strutturale SAP v11.0 di cui successivamente sono riportati i risultati.

A completamento dello studio si è tenuto conto della presenza del sistema di sostegno provvisorio a presidio delle opere presenti e dell'influenza che queste hanno sul complesso deformativo delle opere di sostegno principali. Il presidio dell'esistente è stato previsto attraverso la realizzazione di paratie di micropali le cui caratteristiche sono state desunte dai relativi elaborati di cantierizzazione.

##### 9.4.1 Modello reologico dei terreni

Il comportamento in campo elastico è definito da un modulo di Young  $E'$  funzione dello stato tensionale efficace attraverso la relazione

$$E' = E'_{ref} \cdot \left( \frac{c' \cot \varphi' + \sigma'_3}{c' \cot \varphi' + p_{ref}} \right)^m \quad (1)$$

dove  $p_{ref} = 100\text{kPa}$  è una pressione di riferimento,  $E_{ref}$  è il modulo di Young per un valore della tensione principale efficace minima  $\sigma'_3 = 100\text{kPa}$ , ed  $m$  dipende dalle caratteristiche del terreno. Il modello è dotato di due superfici di plasticizzazione di equazione:

$$f_s = \frac{1}{E'_{50}} \frac{q}{\left( 1 - 0.9 \frac{q}{q_f} \right)} - \frac{2q}{E'} - \gamma^p = 0 \quad (2)$$

$$f_v = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p'^2 - p'_c = 0 \quad (3)$$

Per la superficie  $f_s$  il parametro di incrudimento è funzione delle deformazioni distorsionali plastiche attraverso il parametro  $E'_{50}$ , mentre per la superficie  $f_v$  l'incrudimento dipende dalle deformazioni volumetriche plastiche attraverso il parametro  $E'_{oed}$ .

Nell'equazione (2), il parametro  $E'_{50}$  dipende dallo stato tensionale presente attraverso la relazione:

$$E'_{50} = E'_{50ref} \cdot \left( \frac{c' \cot \varphi' + \sigma'_3}{c' \cot \varphi' + p_{ref}} \right)^m \quad (4)$$

Per un percorso di carico a partire da condizioni isotrope e normalmente consolidate, il parametro  $E_{50}$  coincide con il modulo di Young secante, definito in corrispondenza del 50% del deviatore a rottura  $q_f$ .

La deformabilità, fissato un valore di riferimento  $E'_{50ref}$  dipende quindi dalla tensione principale minima  $\sigma'_3$ .

Nell'equazione (3),  $p'$  è la pressione efficace media,  $\tilde{q}$  è una misura generalizzata del deviatore delle tensioni, che tiene conto della dipendenza della resistenza al taglio da  $\sigma'_3$ , a è un parametro da cui dipende la forma della superficie di plasticizzazione sul piano  $\tilde{q} - p'$ , funzione del coefficiente di spinta a riposo in condizioni di normal consolidazione  $k_{0NC}$ . La pressione di preconsolidazione  $p'_c$  individua la dimensione della superficie di plasticizzazione nel piano  $\tilde{q} - p'$ , ed  $p'$  è funzione delle deformazioni volumetriche plastiche  $\varepsilon_{pv}$  tramite una legge di incrudimento simile a quella del modello Cam Clay (Roscoe e Burland, 1968), in cui  $p'_c$  è legata a  $\varepsilon_{pv}$  tramite il modulo  $E'_{oed}$ . Il parametro  $E'_{oed}$  che governa le deformazioni volumetriche dovute al carico di compressione, dipende dallo stato tensionale presente attraverso la relazione:



$$E'_{0ed} = E'_{0edref} \cdot \left( \frac{c' \cot \varphi' + \sigma'_1}{c' \cot \varphi' + p_{ref}} \right)^m \quad (5)$$

dove  $E'_{0edref}$  è il modulo tangente in condizioni edometriche di primo carico valutato per un valore della tensione principale efficace massima  $\sigma'_1=100\text{kPa}$ , ed  $m$  dipende dalle caratteristiche del terreno. La legge di flusso è di tipo associato per la superficie  $f_v$ ; la legge di flusso adottata per la superficie  $f_s$  è di tipo non associato e deriva dalla teoria della dilatanza proposta da Rowe (1962).

Il modello Hardening Soil è in grado di descrivere in maniera soddisfacente alcuni aspetti fondamentali del comportamento meccanico dei terreni quali la non linearità del legame tensione-deformazioni, rappresentato da: una relazione di forma iperbolica tra il deviatore di tensione e la deformazione assiale; la rigidezza in un ciclo di scarico-ricarico molto maggiore di quella che si ha in primo carico; la dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale corrente; la dipendenza della rigidezza, lungo un percorso di compressione, dal grado di sovraconsolidazione OCR; lo sviluppo di deformazioni plastiche anche in condizioni di sovraconsolidazione, per percorsi tensionali deviatorici, grazie alla separazione delle due superfici di plasticizzazione  $f_s$  e  $f_v$ .

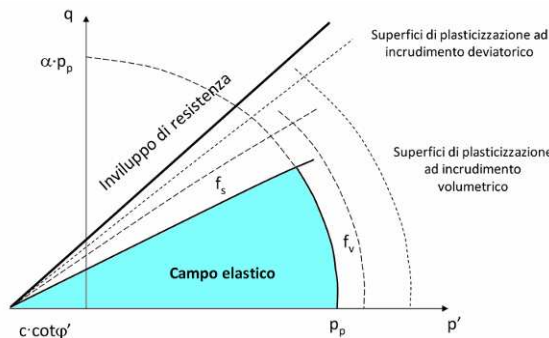


Figura 9-5. Modello Hardening soil: evoluzione delle superfici di plasticizzazione

Per tutti i materiali si è assunto nullo l'angolo di dilatanza a rottura  $\psi = 0$ . Per simulare nel modello di sottosuolo le effettive condizioni idrauliche iniziali al contorno, è stato assunto un moto di filtrazione monodimensionale verso il basso, tra i termini vulcanici, caratterizzati da un carico idraulico di +28.4 m s.l.m, e le ghiaie, nelle quali il carico idraulico è di +25.1 m s.l.m. Le perdite di carico sono concentrate nello strato ST/AR, che risulta quindi caratterizzato da un regime idraulico intermedio tra i termini sovrastanti e sottostanti.

Nella tabella seguente sono riepilogati i valori dei parametri geotecnici adottati nelle analisi di interazioni. L'andamento con la profondità dei parametri adottati nella definizione dello stato tensionale iniziale e delle caratteristiche meccaniche dei terreni sono rappresentate nelle figure seguenti:

litotipo	$\gamma$	$\sigma_v$	u	$\sigma'_v$	OCR	$K_0$	c'	$\phi'$	$p_{ref}$	m	$E_{50}^{ref}$	$E_{0ed}^{ref}$	$E_{ur}^{ref}$	$K_x$	$K_y$
-	kn/m <sup>3</sup>	kn/m <sup>2</sup>	kn/m <sup>2</sup>	kn/m <sup>2</sup>		-	kn/m <sup>2</sup>	°	kPa	-	kPa	kPa	kPa	m/s	m/s
R	17,0	0	0	0	1	1,00	0,1	30	100	1,00	24000	24000	240000	1,00E-05	1,00E-06
		166,6	0	166,6		1,00									
Ta	17,0	166,6	0	166,6	1	0,43	10	35	100	0,10	62400	62400	624000	1,00E-06	1,00E-07
		217,6	0	217,6		0,43									
T2	17,0	217,6	0	217,6	1	0,43	40	35	100	0,10	189600	189600	1896000	1,00E-05	1,00E-06
falda		270,3	0	270,3		0,43									
T2		277,1	4	273,1		0,43									
Ta	17,0	277,1	4	273,1	1	0,43	10	35	100	0,10	93600	93600	936000	1,00E-06	1,00E-07
		319,6	29	290,6		0,43									
T1	17,0	319,6	29	290,6	1	0,43	10	35	100	0,10	110400	110400	1104000	1,00E-05	1,00E-06
falda		326,4	33	293,4		0,43									
T1		362,1	54	308,1		0,43									
Ta	17,0	362,1	54	308,1	1	0,43	10	35	100	0,10	110400	110400	1104000	1,00E-06	1,00E-07
		413,1	84	329,1		0,43									
ST	18,0	413,1	84	329,1	1,8	0,70	0,1	28	100	0,65	6000	6000	252000	5,00E-07	5,00E-08
		611,1	171	439,8		0,70									
AR	18,0	611,1	171	439,8	1,8	0,70	0,1	28	100	0,65	6000	6000	252000	5,00E-08	5,00E-09
		701,1	211	490,1		0,70									
SG	20,0	701,1	211	490,1	1	0,38	0,1	38	100	0,40	146400	146400	1464000	2,00E-05	2,00E-06
		771,1	246	525,1		0,38									
Apl	20,0	771,1	246	525,1	2,5	0,84	40	26	100	1,00	46800	46800	468000	1,00E-09	1,00E-10
		1181,1	451	730,1		0,84									

Tabella 9-5. Stazione Pigneto - Scheda Riepilogativa parametri di riferimento analisi numeriche

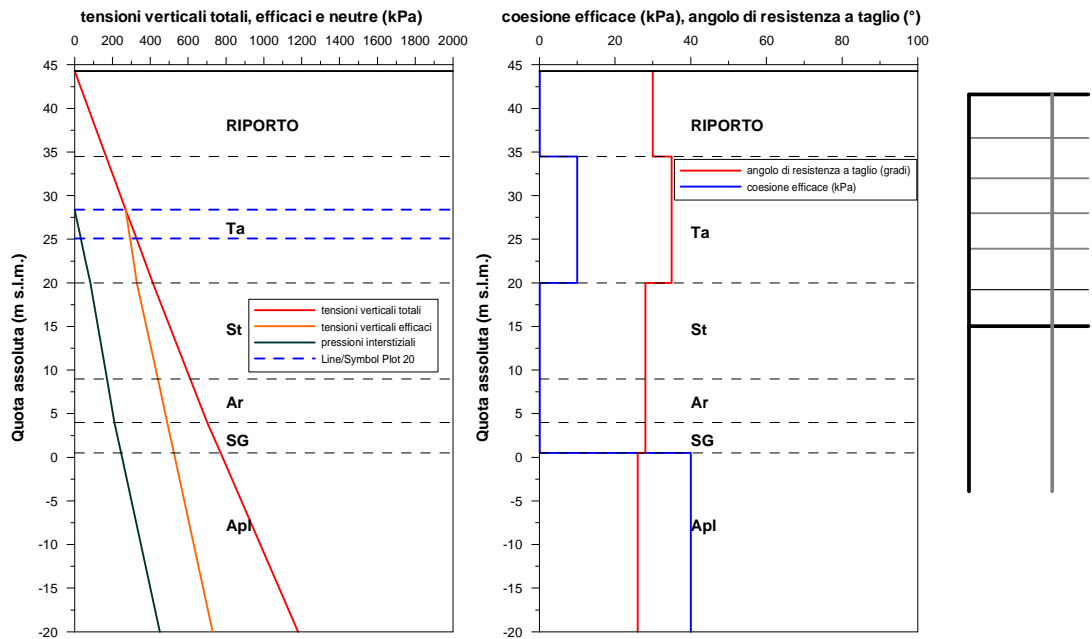


Figura 9-6. Stazione Pigneto - Pressioni geostatiche iniziali e parametri di resistenza al taglio efficaci

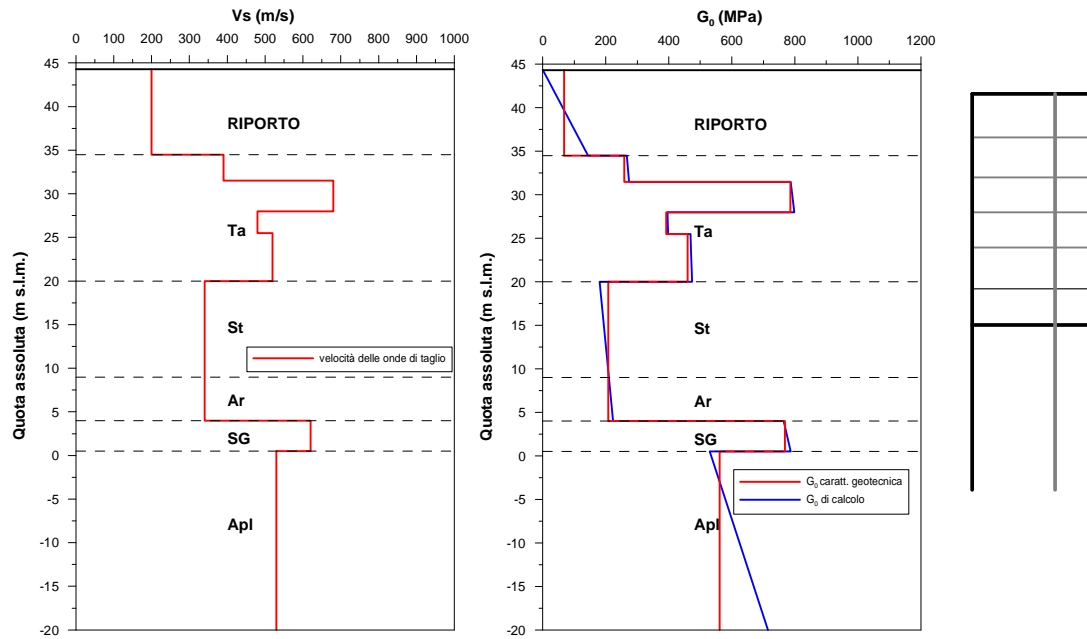


Figura 9-7. Stazione Pigneto - Andamento delle velocità delle onde di taglio e del modulo  $G_0$

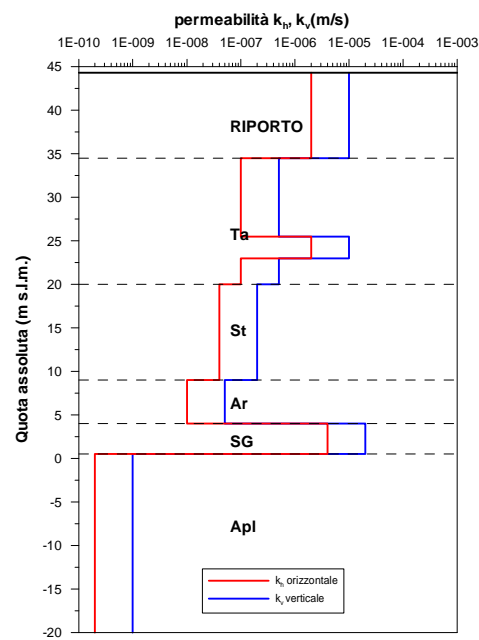


Figura 9-8. Stazione Pigneto - Andamento della permeabilità

#### 9.4.2 Descrizione dei modelli di calcolo

Lo studio è finalizzato a valutare i risentimenti indotti dallo scavo della stazione nella configurazione attuale in cui risultano presenti degli elementi di presidio costituiti da barriere di micropali in stretta adiacenza alla fila di diaframmi poste sia a monte che a valle del manufatto. Le analisi sono state condotte secondo fasi progressive che prevedono:

- Calcolo in condizioni “freefield” in assenza delle strutture limitrofe alla stazione;
- Calcolo in presenza degli edifici posti in adiacenza e valutazione dell’effetto della rigidità;
- Calcolo in presenza degli elementi di presidio degli edifici posti in adiacenza e valutazione dell’effetto benefico degli interventi di mitigazione.

Per tutti i modelli realizzati ed analizzati la dimensione della mesh di calcolo è pari a 200 m di larghezza e 85 m circa di altezza; queste dimensioni sono tali da garantire effetti di bordo del tutto trascurabili. La base è vincolata agli spostamenti nelle due direzioni, mentre i bordi verticali hanno vincoli solo agli spostamenti orizzontali. Il numero complessivo di elementi che discretizzano il continuo è pari a 1855; ogni elemento è dotato di 15 nodi.

In **Figura 9-9** sono rappresentati i nodi ed i punti Gauss del modello freefield e gli elementi strutturali che modellano il comportamento di diaframmi e solai. I diaframmi, perimetrali e centrali, sono stati modellati come elementi travi dotati di interfaccia al fine di rendere agevole la lettura diretta in termini di sollecitazioni. I nodi tra i diaframmi centrali (o perimetrali) ed i vari livelli tecnici sono stati simulati con delle cerniere visto il reale grado di vincolo mobilitabile in fase di realizzazione in assenza di rifodere. L’interazione tra gli elementi strutturali avviene mediante l’inserimento di elementi interfaccia ai quali è possibile attribuire proprietà meccaniche diverse rispetto al terreno circostante. Per tali elementi sono stati attribuiti parametri che tengono conto sia della metodologia costruttiva sia di aspetti geometrici legati alla bidimensionalità del modello come nel caso dei setti centrali. Il corpo degli edifici limitrofi è stato modellato assegnando dei cluster di volume con legame costitutivo elastico lineare e caratteristiche di seguito esposte.

**Calcestruzzi****Magrone**

$R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$

**Diaframmi, soletta di fondo, copertura e fodere interne**

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a comp.ne di calcolo SLU ( $\gamma_c = 1.6$ )	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 18.16 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a comp.ne di calcolo SLE ( $\gamma_c = 1$ )	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 29.05 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.27 * (R_{ck})^{1/3} = 2.88 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 2.02 \text{ N/mm}^2$
Resistenza car. a trazione per flessione	$f_{ctfk} = 1.2 * f_{ctk} = 2.42 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.26 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E = 33722 \text{ N/mm}^2$

**Solai interni**

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 24.9 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a comp.ne di calcolo SLU ( $\gamma_c = 1.6$ )	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 15.56 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a comp.ne di calcolo SLE ( $\gamma_c = 1$ )	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 24.90 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.27 * (R_{ck})^{1/3} = 2.60 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 1.82 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratt. a trazione per flessione	$f_{ctfk} = 1.2 * f_{ctk} = 2.18 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.14 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E = 31220 \text{ N/mm}^2$

**Acciaio per armature opere in c.a.****Acciaio in barre  $\phi \leq 26\text{mm}$  saldabile** **FeB 44K**

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$
Trazione massima in combinazione di carico rara	$\sigma_s \leq 301 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E = 206000 \text{ N/mm}^2$

**Acciaio in barre  $\phi > 26\text{mm}$  saldabile** **FeB 38K**

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 375 \text{ N/mm}^2$
Trazione massima in combinazione di carico rara	$\sigma_s \leq 263 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E = 206000 \text{ N/mm}^2$

**Acciaio da carpenteria****S355 J2G3 (ex Fe510B)**

	$f_t = 510 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E = 206000 \text{ N/mm}^2$

**Tabella 9-6. Stazione Pigneto - Caratteristiche dei materiali**

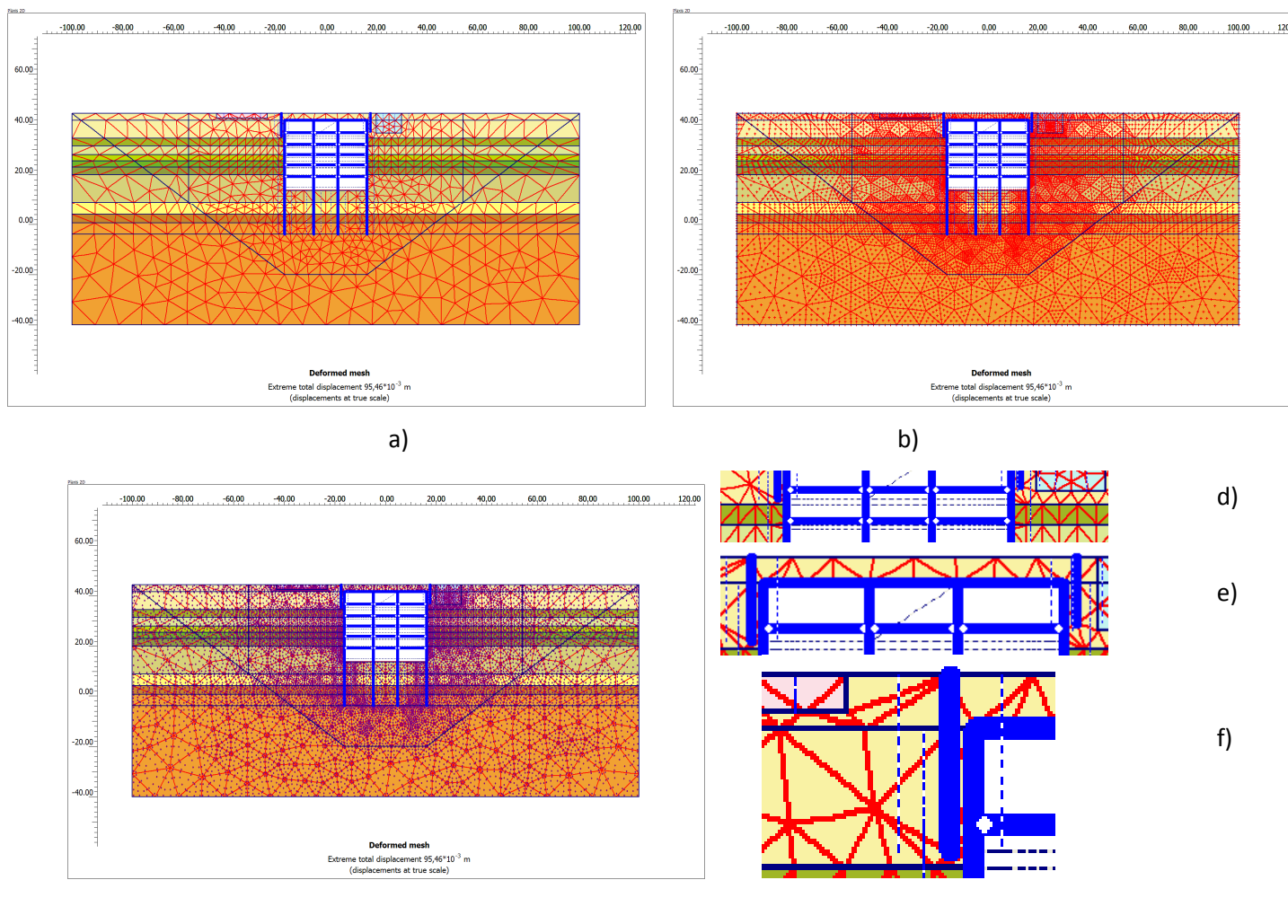


Figura 9-9. Stazione Pigneto - Geometria del modello: a) mesh b) nodi c) punti di Gauss d) : nodi tra diaframmi centrali (e perimetrali) ed i vari livelli tecnici e) nodi tra diaframmi centrali (e perimetrali) e la soletta di copertura f) paratie di micropali di presidio

### 9.4.3 Modellazione elementi strutturali

Come precedentemente accennato, gli elementi strutturali della stazione, diaframmi centrali, perimetrali, solai e micropali di presidio, sono stati modellati come elementi trave (*plate*) a comportamento elastico lineare, dotati di rigidità assiale e flessionale, con legame costitutivo elastico-lineare, due gradi di libertà traslazionale ( $u_x, u_y$ ) ed un grado di libertà rotazionale (rotazione nel piano  $x-y$ ). Ogni elemento trave è costituito da 5 nodi ed 8 punti d'integrazione (essendo l'elemento di terreno con 15 nodi) ed è basato sulla teoria della trave di Mindlin che tiene conto dell'inflessione della trave dovuta sia al taglio che al momento flettente. L'elemento può allo stesso tempo deformarsi in presenza di sforzo normale.

Le proprietà meccaniche delle travi sono riassunte in un set di parametri di seguito specificati fra i quali i più importanti sono la rigidità flessionale  $EJ$  e la rigidità assiale  $EA$ . Attraverso questi due parametri viene calcolato lo spessore equivalente della trave  $d_{eq}$  pari a:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EJ}{EA}}$$

La **Tabella 9-7** riporta i parametri di riferimento per gli elementi strutturali. Lo spessore equivalente dei diaframmi centrali è stata valutata tenendo conto dell'area di base del singolo diaframma rapportata alla spaziatura longitudinale. Nel caso in esame i pannelli centrali hanno uno spessore di 1.0 m e si sviluppano longitudinalmente con elementi di lunghezza variabile (5÷12 m) e spaziatura anch'essa variabile. Dalle carpenterie del progetto in esame si evince che l'area complessiva dei setti centrali, valutata su un singolo allineamento è di 64.4 m<sup>2</sup>. Tale area, mediata sull'intero sviluppo longitudinale della sezione comporta uno spessore medio equivalente:

$$s_{eq} = 64.4m^2 / 112.5m \approx 0.6m$$

*Elementi interfaccia struttura-terreno.* Nel modello, le proprietà degli elementi interfaccia sono state applicate definendo dei materiali con legame costitutivo analogo a quello dei terreni circostanti ma con parametri di resistenza ridotti. In particolare sono state annullati i valori della coesione efficace  $c'$  e ridotte le tangenti degli angoli di attrito a 0.67 sia per i diaframmi perimetrali che per i diaframmi centrali.

Elemento	Tipo	Rck	E	$\gamma$	lunght.	spess.	A	J	EA	EJ	i	EA*	EJ*	w
-	-	kPa	kPa	kN/m <sup>3</sup>	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	kN/m	kN/m <sup>2</sup>	m	kN/m/m	kN/m <sup>2</sup> /m	kN/m/m
diaframmi esterni	plate	35000	3,37E+07	15	1,0	1,0	1,0	0,083	3,372E+07	2,810E+06	1	-	-	15,0
diaframmi interni elevazione	plate	35000	3,37E+07	15	1,0	1,0	1,0	0,083	3,372E+07	2,810E+06	0,6	1,930E+07	1,609E+06	8,6
diaframmi interni fondazione	plate	35000	3,37E+07	15	1,0	1,0	1,0	0,083	3,372E+07	2,810E+06	0,6	1,930E+07	1,609E+06	8,6
soletta di copertura	plate	35000	3,37E+07	25	1,0	1,0	1,0	0,083	3,372E+07	2,810E+06	1	-	-	25,0
impalcato -1 (+36.6)	plate	30000	3,12E+07	25	1,0	0,6	0,6	0,018	1,873E+07	5,620E+05	1	-	-	15,0
impalcato -2 (+32.0)	plate	30000	3,12E+07	25	1,0	0,6	0,6	0,018	1,873E+07	5,620E+05	1	-	-	15,0
impalcato -3 (+28.0)	plate	30000	3,12E+07	25	1,0	0,6	0,6	0,018	1,873E+07	5,620E+05	1	-	-	15,0
impalcato -4 (+23.92)	plate	30000	3,12E+07	25	1,0	0,6	0,6	0,018	1,873E+07	5,620E+05	1	-	-	15,0
puntone provvisorio (+19.20)	plate	30000	3,12E+07	25	1,0	0,3	0,3	0,002	9,366E+06	7,025E+04	1	-	-	7,5
soalio di fondazione (+15.05)	plate	35000	3,37E+07	25	1,0	1,5	1,5	0,281	5,058E+07	9,484E+06	1	-	-	37,5
micropali_presidio L217	plate		2,06E+08	78,5	6,0	0,05	0,014	2,93E-06	3,18E+05	6,04E+02	0,3			
micropali_presidio L210	plate		2,06E+08	78,5	8,0	0,05	0,014	3,07E-06	3,18E+05	6,32E+02	0,3			

Tabella 9-7. Stazione Pigneto– Parametri degli elementi strutturali

#### 9.4.4 Determinazione delle rigidezze equivalenti degli edifici esistenti

Come precedentemente accennato, il Gruppo di lavoro di Ingegneria Strutturale del Dipartimento di Strutture dell'Università degli Studi di Roma Tre ha proceduto a determinarne le caratteristiche meccaniche da utilizzare nelle successive analisi numeriche di interazione.

Nel modello di calcolo agli elementi finiti realizzato attraverso il programma Plaxis 2D v.9.0 la schematizzazione degli edifici è avvenuta attraverso l'utilizzo di appositi cluster di volume da p.c. fino al piano d'imposta delle rispettive fondazioni modellati come elementi di volume a comportamento elastico lineare per cui ad essi sono state assegnate le caratteristiche di rigidezza e peso, tali da riprodurre il comportamento degli edifici.

Per schematizzare correttamente l'effetto della rigidezza, gli edifici sono stati ricondotti all'analogo comportamento flessionale (non si tiene conto dell'inflessione della trave dovuta al taglio) e di peso di travi equivalenti adeguatamente valutate in uno step intermedio della modellazione. Mentre il peso in fondazione degli edifici è un dato di input costante, il comportamento flessionale degli stessi può variare a seconda degli elementi strutturali che sono chiamati a collaborare. A tale fine sono state eseguite delle analisi di sensibilità in cui si è proceduto a valutare i casi in cui alla rigidezza globale dell'elemento trave (equivalente) vengano a collaborare rispettivamente:

- le strutture di fondazione ed i solai intermedi e di copertura (Modello 1);
- anche i setti portanti o di tamponatura adeguatamente valutati (Modello 2).

**Modello 1 - Edificio L217.** Nelle ipotesi geometriche riepilogate in **Tabella 9-1** si ottengono i seguenti valori di inerzia per le strutture di fondazione e per i solai:



Fondazione a sacco: 100 x 60 cm

$$J_{\text{fondazione a sacco}} = 5.00 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Poiché il codice Plaxis esegue le analisi in condizioni di deformazioni piane per un complesso terreno struttura di lunghezza unitaria (nel piano ortogonale a quello di deformazione) e considerando una spaziatura orizzontale degli elementi portanti in tale direzione pari a 5.00 m si ottiene un valore di rigidezza al metro lineare pari a:

$$J_{\text{fondazione a sacco}/m} = J_{\text{fondazione a sacco}} / 5 = 1 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Solai intermedi e di copertura: IPE160/50cm e voltine

$$J_{\text{solai}} = 8.69 \times 10^3 \text{ cm}^4 \text{ (nell'ipotesi di voltine e riempimento non collaboranti)}$$

per cui si ottiene:

$$J_{\text{tot mod1 L217}} = 1.00 \times 10^6 + 8.69 \times 10^3 = 1.01 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$d_{\text{trave eq mod1 L217}} = \sqrt[3]{12 \cdot \frac{1.01 \times 10^6}{100}} = 49.47 \text{ cm}$$

$$A_{\text{trave eq mod1 L217}} = 4947 \text{ cm}^2.$$

*Modello 1 edificio L210.* Nelle ipotesi geometriche riepilogate in **Tabella 9-2** si ottengono i seguenti valori di inerzia per le strutture di fondazione e per i solai:

Fondazione a travi rovesce: H: 100 cm, B: 150 cm, h: 60 cm, b/2: 45 cm

$$J_{\text{trave rovescia}} = 7.51 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

In tal caso il valore di rigidezza al metro lineare risulta pari a:

$$J_{\text{trave rovescia}/m} = J_{\text{trave rovescia}} / 5 = 1.50 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Solai intermedi e di copertura latero-cemento: H: 25 cm, B: 50 cm, h: 12 cm, b/2: 19 cm

$$J_{\text{solai}/m} = 2 \times 6 \text{ piani} \times 26950 = 3.23 \times 10^5 \text{ cm}^4 \text{ (nell'ipotesi di travetti e caldane collaboranti)}$$

per cui si ottiene:

$$J_{\text{tot mod1 L210}} = 1.50 \times 10^6 + 3.23 \times 10^5 = 1.82 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$d_{\text{trave eq mod1 L210}} = \sqrt[3]{12 \cdot \frac{1.82 \times 10^6}{100}} = 60.28 \text{ cm}$$

$$A_{\text{trave eq mod1 L210}} = 6028 \text{ cm}^2.$$

*Modello 2 edificio L217.* Per valutare l'apporto, in termini di rigidezza flessionale, delle tamponature e dei muri portanti, è stato realizzato un semplice modello agli elementi finiti con il codice di calcolo SAP2000 v.11 in cui è stato schematizzato un singolo telaio multipiano che rappresenta una singola fascia trasversale dell'edificio reale (**Figura 9-10**)

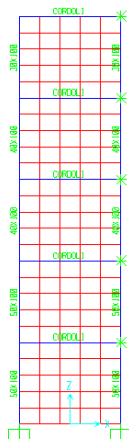
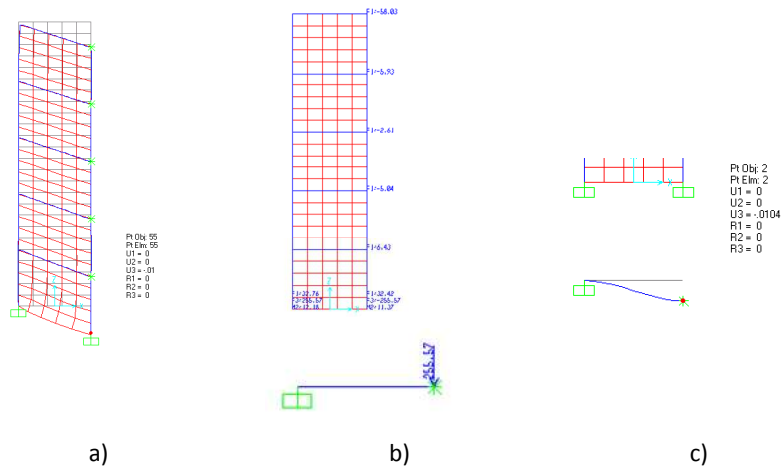


Figura 9-10. Stazione Pigneto - Modello 3D telaio di riferimento L217

Il telaio schematizza uno dei due maschi murari laterali dell'edificio e sono stati schematizzati:

- i muri portanti ( $E_{mur} = 5000\text{MPa}$ ) dalla fondazione fino in sommità attraverso elementi frames: nella direzione ortogonale al piano di deformazione del modello si ritiene che la muratura portante sia continua e quindi priva di interruzioni o aperture: in questo senso è schematizzata la profondità pari ad 1.00m;
- i cordoli di piano di ammorsamento dei solai attraverso elementi frames con caratteristiche di rigidezza (cls ipotizzato Rck 25) che tengono conto del fatto che anche questi hanno una spaziatura nella direzione ortogonale al piano di deformazione pari a 5.00m;
- i muri portanti e le tamponature interne attraverso elementi a lastra (shell a comportamento membrane) con spessore medio pari a 0.40m, caratteristiche di rigidezza ( $E_{mur} = 5000\text{MPa}$ ) che tengono conto del fatto che anche questi hanno una spaziatura nella direzione ortogonale al piano di deformazione pari a 5.00m e spessore dimezzato per tenere in conto convenzionalmente delle possibili aperture entro tali setti.
- Il telaio è stato vincolato alla base con due incastri mentre l'allineamento verticale destro è stato vincolato ad ogni piano agli spostamenti orizzontali ed alle rotazioni attorno agli assi globali x e z permettendo le traslazioni verticali. Questo permette di schematizzare il fatto che il maschio murario in esame è libero lato sinistro e continuo al resto della struttura lato destro.

Al modello è stato successivamente imposto uno spostamento verticale pari a 1.00cm in corrispondenza della sola fondazione destra. Tale cedimento produce sul vincolo una forza di richiamo verticale che è stata considerata come dato di input di un'ulteriore analisi f.e.m. su di una trave equivalente (elemento frames) di spessore unitario. Tale trave è vincolata attraverso un incastro (lato sinistro) ed un vincolo che permette solo la traslazione verticale. In maniera iterativa è stata definita la trave equivalente di spessore, e quindi inerzia flessionale, tale da produrre un cedimento pari a 1.00cm. In base a quanto espresso si sono ottenuti i seguenti risultati:



**Figura 9-11. Stazione Pigneto - Risultati analisi strutturali a) Deformata Modello 3D; b)trave equivalente c) spostamento trave equivalente L217**

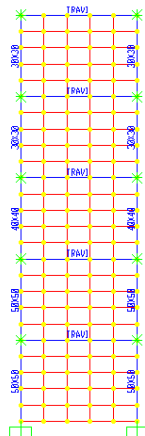
La trave equivalente ha le dimensioni 100x48cm:

$$J_{\text{mod2 L217}} = \frac{1}{12} \cdot 100 \cdot 48^3 = 9.22 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$J_{\text{tot mod2 L217}} = J_{\text{tot mod1 L217}} + J_{\text{mod2 L217}} = 1.01 \times 10^6 + 9.22 \times 10^5 = 1.93 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$A_{\text{trave eq mod2 L217}} = 4947 + 4800 = 9747 \text{ cm}^2.$$

*Modello 2 edificio L210.* Nel caso dell'edificio L210 il telaio è stato vincolato alla base con due incastri mentre gli allineamenti sono stati vincolati ad ogni piano agli spostamenti orizzontali ed alle rotazioni attorno agli assi globali x e z permettendo le traslazioni verticali. Questo permette di schematizzare il fatto il telaio è in continuità col resto della struttura.



**Figura 9-12. Stazione Pigneto - Modello 3D telaio di riferimento L210**

A questo modello è stato quindi imposto uno spostamento verticale pari a 1.00cm in corrispondenza della sola fondazione destra. Tale cedimento produce sul vincolo una forza di richiamo verticale che è stata considerata come dato di input di un'ulteriore analisi fem su di una trave equivalente (elemento frames) di spessore unitario. Tale trave è vincolata attraverso un

incastro (lato sinistro) ed un vincolo che permette solo la traslazione verticale. In maniera iterativa è stata definita la trave equivalente di spessore, e quindi inerzia flessionale, tale da produrre un cedimento pari a 1.00cm. In base a quanto espresso si sono ottenuti i seguenti risultati:

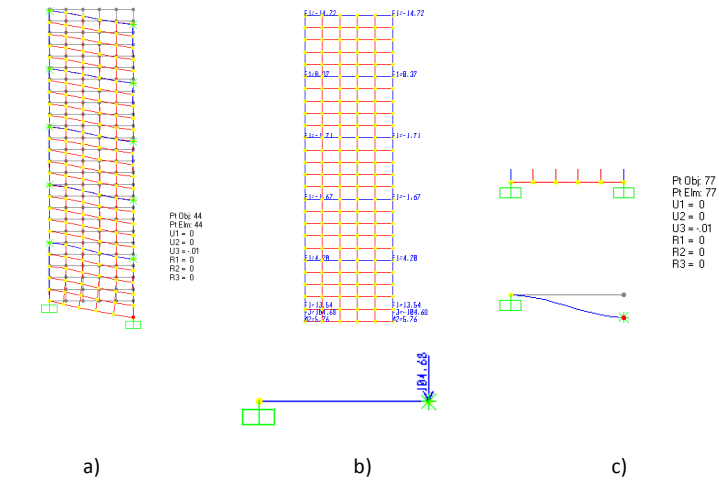


Figura 9-13. Stazione Pigneto - Risultati analisi strutturali a) Deformata Modello 3D; b)trave equivalente c) spostamento trave equivalente L217

La trave equivalente ha le dimensioni 100x36cm:

$$J_{\text{mod2 L210}} = \frac{1}{12} \cdot 100 \cdot 36^3 = 3.88 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$J_{\text{tot mod2 L210}} = J_{\text{tot mod1 L210}} + J_{\text{mod2 L210}} = 1.82 \times 10^6 + 3.88 \times 10^5 = 2.20 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$A_{\text{trave eq mod2 L217}} = 6028 + 3600 = 9628 \text{ cm}^2.$$

Nella **Tabella 9-8** sono riepilogate caratteristiche dei cluster di volume che nel modello agli elementi finite schematizzano in peso e rigidezza flessionale gli edifici esistenti.

MODELLO 1 - TRAVI EQUIVALENTI		MODELLO 1 - CLUSTER DI VOLUME					
L210	L217	L210			L217		
EJ_c.a.	EJ_mur	j'	E'	γ	j'	E'	γ
kNm <sup>2</sup>	kNm <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	m <sup>4</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>
5.20E+05	5.25E+04	0.49	1.07E+06	27.22	39.55	1.33E+03	9.14

MODELLO 2 - TRAVI EQUIVALENTI		MODELLO 2 - CLUSTER DI VOLUME					
L210	L217	L210			L217		
EJ_c.a.	EJ_mur	j'	E'	γ	j'	E'	γ
kNm <sup>2</sup>	kNm <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	m <sup>4</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>
6.30E+05	9.86E+04	0.49	1.30E+06	27.22	39.55	2.49E+03	9.14

Tabella 9-8. Stazione Pigneto - Caratteristiche cluster equivalenti agli edifici esistenti

### 9.4.5 Fasi di calcolo

Per modellare il comportamento tenso-deformativo del complesso terreno struttura nella configurazione reale sono stati realizzati modelli di calcolo di complessità crescente che dalla condizione freefield arrivano fino alla configurazione reale prevista dal Progetto di cantierizzazione. A tal fine sono stati elaborati i seguenti modelli:

- Modello 0 “freefield”: in cui le strutture del corpo stazione sono considerate in assenza di edifici esistenti;
- Modello 1 “edifici esistenti”: in cui le strutture del corpo stazione sono considerate in presenza di edifici esistenti per i quali alla rigidezza globale dell’elemento cluster equivalente sono stati chiamate a collaborare le strutture di fondazione ed i solai intermedi e di copertura;
- Modello 2 “edifici esistenti”: in cui le strutture del corpo stazione sono considerate in presenza di edifici esistenti per i quali alla rigidezza globale dell’elemento cluster equivalente sono stati chiamate a collaborare le strutture di fondazione, i solai intermedi e di copertura e i setti portanti o di tamponatura adeguatamente valutati;
- Modello 3 “edifici esistenti e opere di presidio”: in cui sono stati considerate le opere di presidio precedentemente definite e le strutture del corpo stazione nei modi di cui al modello 2.

Le fasi di calcolo implementate sono di seguito riassunte:

*Modello 0 - Freefield*

Fase 0: Condizioni geostatiche;

Fase 1. Attivazione di tutti gli elementi diaframmi e delle interfacce. Viste finalità dell’analisi, vengono trascurate le fasi minori che prevedono la non contemporanea esecuzione dei diaframmi e del primo step di scavo;

Fase 2. Attivazione della soletta di copertura, del solaio e prima fase di scavo;

Fase 3. Attivazione della soletta di copertura, del solaio e completamento dello scavo;

Fase 4. Inserimento del secondo solaio e terza fase di scavo;

Fase 5. Inserimento del terzo solaio, quarta fase di scavo ed abbassamento della falda all’interno del fondo;

Fase 6. Inserimento del quarto solaio, quinta fase di scavo;

Fase 7. Inserimento del puntone provvisorio, sesta fase di scavo;

Fase 8. Raggiungimento della quota +13.8 m s.l.m. (fondo scavo) ed eliminazione del puntellamento provvisorio.

Nei modelli 1 e 2, vengono preliminarmente attivati gli elementi cluster costituenti gli edifici L210 e L217: per sistemare eventuali errori di equilibrio locale degli elementi in seguito all’inizializzazione geostatica degli sforzi efficaci vengono quindi annullati gli spostamenti indotti dalla disposizione degli edifici.

Nel modello 3 vengono inoltre considerati anche gli elementi di presidio introdotti preventivamente alla simulazione delle fasi di scavo.

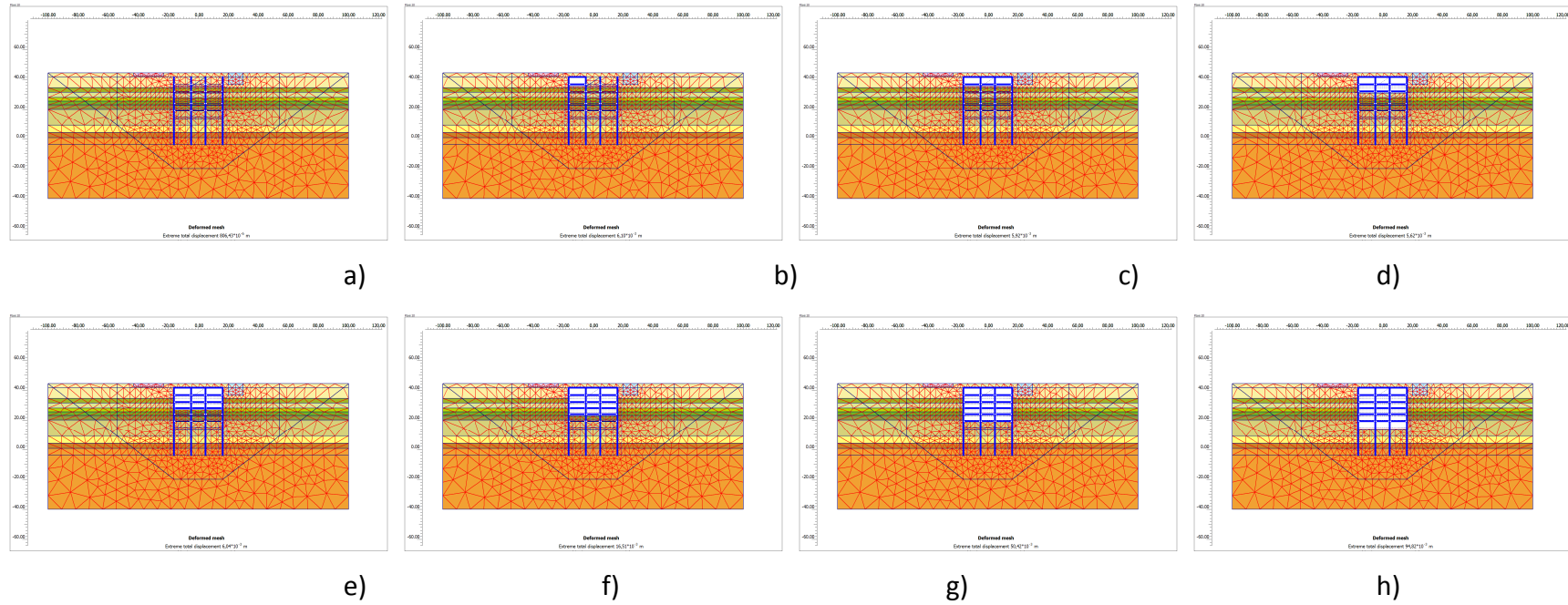


Figura 9-14. Stazione Pigneto –configurazione geometrica del modello a) Fase 3; b) Fase 4; c) Fase 5; d) Fase 6; e) Fase 7; f) Fase 8; g) Fase 9; h) Fase 10.

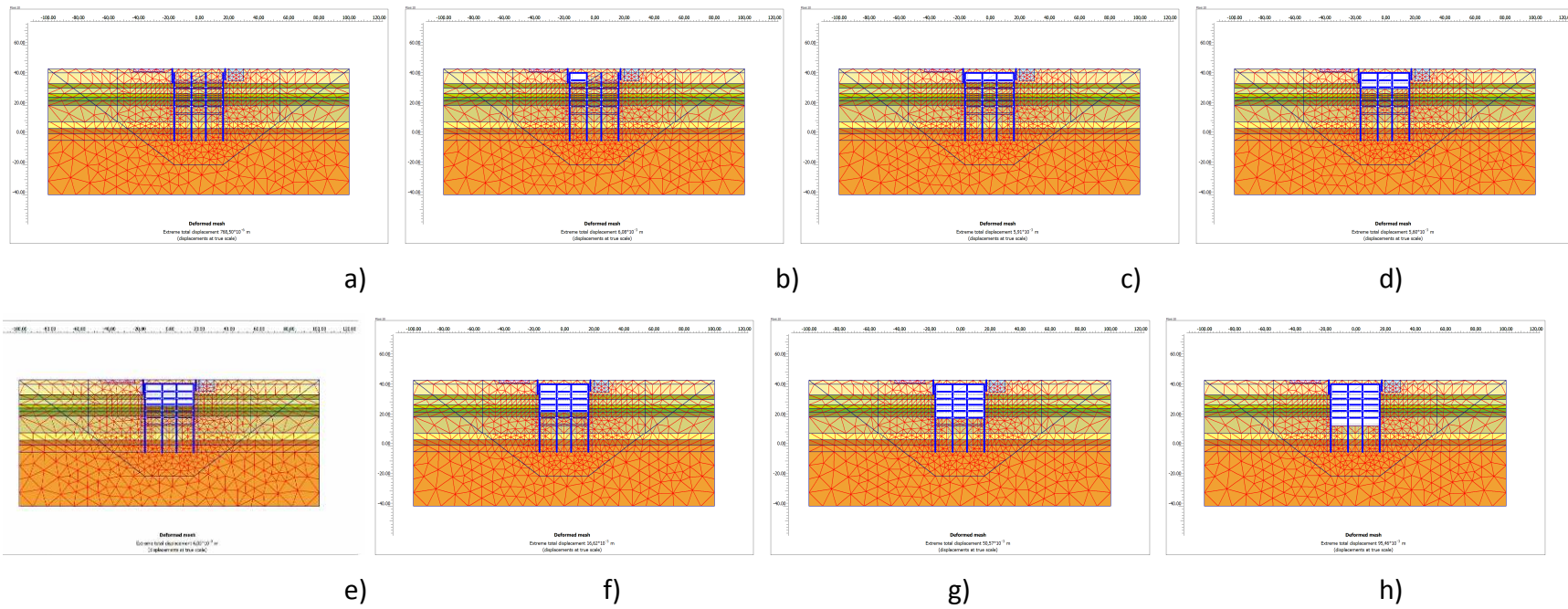


Figura 9-15. Stazione Pigneto –configurazione geometrica del modello a) Fase 3; b) Fase 4; c) Fase 5; d) Fase 6; e) Fase 7; f) Fase 8; g) Fase 9; h) Fase 10

## 9.5 Risultati delle analisi

Lo studio eseguito ha permesso di valutare i possibili risentimenti indotti dalla realizzazione della Stazione Pigneto, attualmente in fase di realizzazione nell'ambito della tratta T4 della Linea "C" della Metropolitana di Roma.

Al di là delle approssimazione e delle ipotesi semplificative insite nel modello, i risultati ottenuti hanno consentito di valutare le variazioni delle condizioni tenso-deformative risultanti dalle diverse fasi di scavo e di sostegno previsti, confermando l'idoneità delle ipotesi progettuali.

Nel caso specifico, la metodologia di scavo del manufatto prevista (top-down) e le condizioni di vincolo delle paratie in fase di scavo e di esercizio, se correttamente eseguite, inducono risentimenti modesti e compresi entro limiti di guardia accettabili.

Le analisi numeriche condotte con il codice Plaxis conducono a risultati del tutto simili considerando valori di rigidità dell'elemento trave (equivalente) calcolati sia con il solo contributo delle strutture di fondazione, solai intermedi e di copertura (Modello 1) che anche dei setti portanti o di tamponatura (Modello 2).

Con riferimento alla condizione maggiormente gravosa relativa alla fase di calcolo di scavo del pozzo fino a quota +13.8 m s.l.m., vengono di seguito riepilogati i risultati ottenuti nelle analisi di interazione dello scavo della Stazione Pigneto con gli edifici limitrofi.

L'effetto della rigidità relativa tra la struttura in elevazione e il terreno determina un generale appiattimento del bacino di subsidenza indotto rispetto alle condizioni freefield che, coerentemente alle indicazioni di letteratura, rappresenta la condizione peggiore in termini di cedimenti teorici calcolati a piano e campagna e pendenza del bacino di subsidenza.

Considerando i cedimenti verticali teorici calcolati in corrispondenza del piano di posa delle fondazioni dell'edificio L210 (+42.5 m s.l.m.) ed L217 (+36.5 m s.l.m.), il cedimento massimo  $S_{vmax}$  è risultato pari a 5.6 mm e 3.4 mm, e si ottiene una pendenza del bacino di subsidenza minima  $\beta$  inferiore a 1/1000.



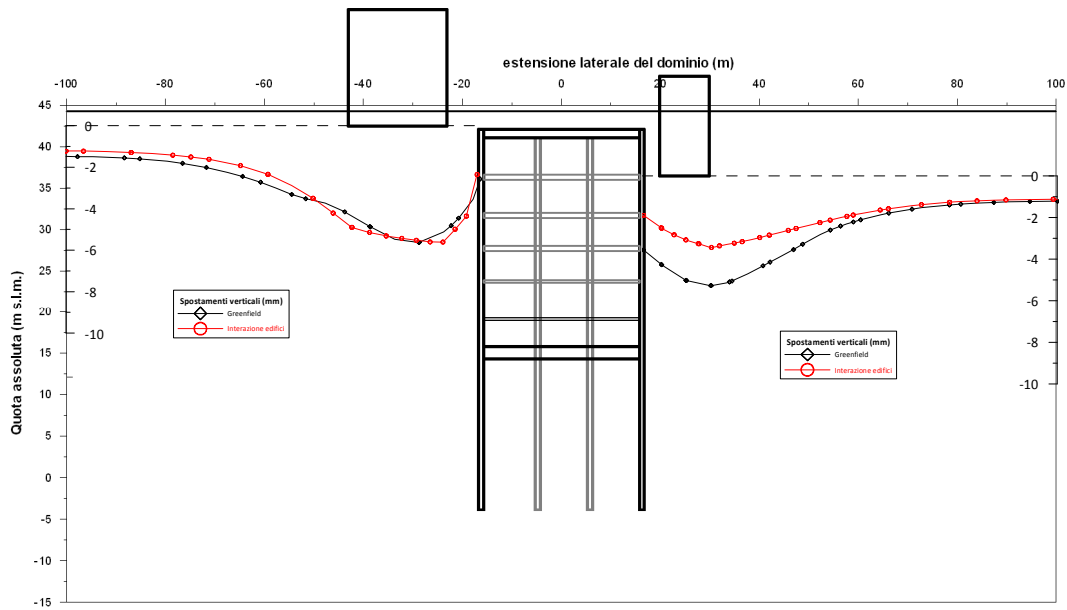


Figura 9-16. Stazione Pigneto – risultati delle analisi: configurazione Fase 10: Cedimenti calcolati a piano campagna nelle condizioni freefield ed in presenza degli edifici

La presenza delle opere di presidio (Modello 3, Figura seguente), pur non modificando il campo di spostamenti verticali, determina una sostanziale diminuzione degli spostamenti orizzontali differenziali.

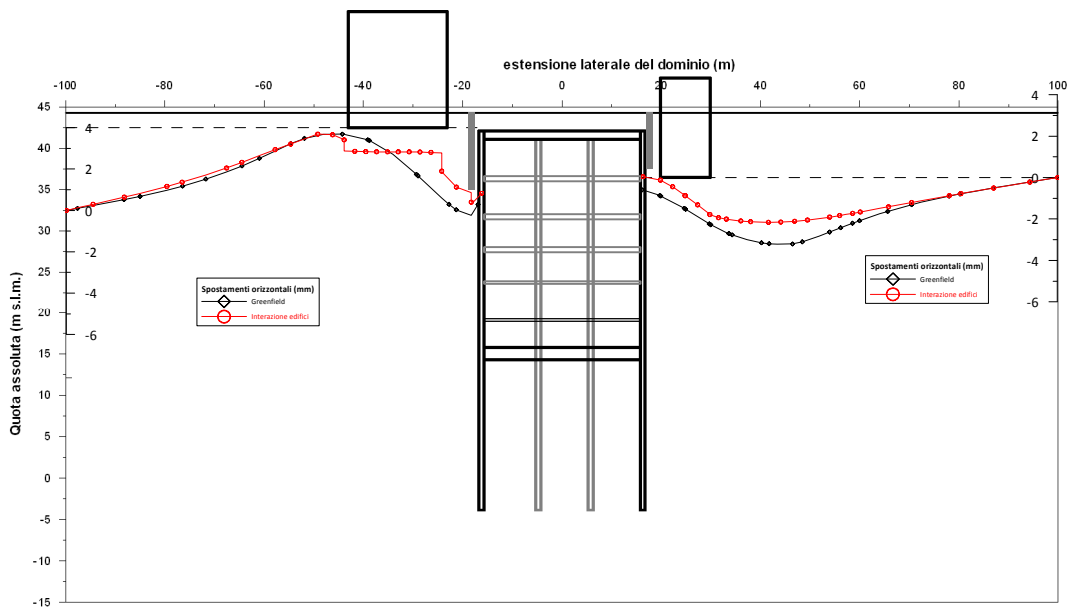


Figura 9-17. Stazione Pigneto – Stazione Pigneto – risultati delle analisi: configurazione Fase 10: Risentimenti indotti nei vari casi analizzati

L'effetto benefico si registra soprattutto per l'edificio L210 in prossimità del quale è presente una paratia di micropali di maggiore profondità (8.0 m rispetto ai 6.0 m per L217) ed in cui, rispetto ai valori teorici ottenuti nelle condizioni greenfield, già peraltro molto contenuti (circa 2.5 mm su 20 m di larghezza della fondazione per una deformazione pari al 0.01%), sono stati ottenuti differenziali praticamente nulli.

---

## 10. CONCLUSIONI

---

Nella Tesi di Dottorato sono state affrontate le numerose problematiche geotecniche ed ambientali connesse con la realizzazione delle nuove stazioni della nuova Linea C della Metropolitana di Roma - Tratte T4 e T5, attualmente in fase di costruzione tra San Giovanni ed Alessandrino.

L'attività di studio e ricerca si è basata sulla raccolta ed interpretazione dei dati di monitoraggio riguardante prevalentemente i risentimenti indotti dalla realizzazione dei diaframmi delle stazioni ed ed i campi prova di emungimento eseguiti per la verifica dei sistemi di controllo delle pressioni interstiziali adottati per garantire la stabilità degli scavi durante le fasi costruttive.

In tutti i casi analizzati è emerso chiaramente come la costruzione dei manufatti di stazione compresi il questo tratto della nuova Linea C della metropolitana di Roma ponga sicuramente importanti problemi legati alle particolari condizioni stratigrafiche e geotecniche dei terreni di imposta ed al regime di circolazione delle acque nel sottosuolo.

In particolare la stabilità del fondo degli scavi di stazione e la costruzione in sicurezza degli scavi comportano la regolazione temporanea del regime delle pressioni dell'acqua nel sottosuolo.

La scelta del sistema di controllo più idoneo dipende essenzialmente dalle caratteristiche di permeabilità dei terreni e, più in generale, dal sistema di circolazione idrico e dalla condizioni al contorno.

In tutte le situazioni analizzate, il problema è regolato dal complesso dei terreni piroclastici, per i quali le caratteristiche intrinseche di variabilità non ne consentono una semplice ed univoca modellazione.

Il quadro idrogeologico in cui si inseriscono i manufatti della Linea C è infatti caratterizzato dalla presenza di due sistemi di circolazione idrica in qualche modo comunicanti tra loro, ma caratterizzati da regimi idraulici sostanzialmente indipendenti.

Nella Tesi, analisi di filtrazione a carattere stazionario basate sui risultati dei campi prova hanno permesso di comprendere flusso delle acque nel sottosuolo ed il conseguente regime delle pressioni interstiziali nei terreni vulcanici sia stato condizionato dalla marcata variabilità dei caratteri litologici e stratigrafici dei depositi vulcanici, e principalmente dalla conducibilità idraulica sia di insieme che a carattere locale dei tufi pseudolitoidi fratturati (T1-T2). La permeabilità di tali formazioni tende ad aumentare con la profondità, in funzione dello stato di fratturazione in cui versano tali termini. Il rapporto specifico tra la quota di azione dei pozzi e di imposta di tali terreni, insieme alla elevata disponibilità idrica dell'acquifero presente nel complesso vulcanico, ha portato

ad una differente risposta dei sistemi di aggotamento in manufatti caratterizzate da un contesto stratigrafico apparentemente simile.

Nel caso di manufatti di stazione, la costruzione di paratie perimetrali di contenimento e la realizzazione di un tampone di fondo di terreni preventivamente trattati ha consentito di superare i problemi emersi durante i campi prova.

Come hanno dimostrato specifiche analisi numeriche tarate su dati sperimentali successivamente integrati e relativi alle successive fasi di scavo delle Stazioni Gardenie e Mirti, la diminuzione di permeabilità è risultata differente in funzione delle caratteristiche granulometriche dei terreni trattati.

In tutti i casi analizzati i risentimenti indotti sono risultati comunque minimi soprattutto in virtù delle caratteristiche idrogeologiche e della presenza di terreni in grado di disconnettere idraulicamente il regime idraulico superficiale presente nelle pozzolane da quello profondi nei termini fluvio-lacustri alimentato dalle sabbie e ghiaie.

Dai dati di monitoraggio relativi ai cedimenti indotti dallo scavo dei diaframmi e dall'analisi del comportamento delle opere di sostegno durante la realizzazione del Pozzo TBM Malatesta è stato possibile appurare come le caratteristiche geotecniche dei terreni vulcanici siano comunque più che discrete e tali da comportare minimi risentimenti per l'ambiente circostante in fase di scavo.

L'entità e distribuzione dei cedimenti in superficie indotti dalla realizzazione dei diaframmi, se confrontata con la curva limite di subsidenza elaborata da Clough e Rourke (1990), si dimostra essere notevolmente appiattita e tende ad esaurirsi ad una distanza di gran lunga inferiore rispetto al caso di scavo in terreni argillosi.

I risentimenti indotti attesi in fase di scavo delle stazioni saranno dunque presumibilmente modesti e ad ogni modo, come ha dimostrato uno studio numerico di interazione finalizzato a valutare i possibili risentimenti indotti dallo scavo della Stazione Pigneto sugli edifici limotrofi, in cui i parametri geotecnici sono stati tarati sulle risultanze di monitoraggio in fase di scavo di Pozzo TBM Malatesta, la rigidità di strutture in superficie induce un appiattimento della curva di subsidenza mentre la presenza di opere di presidio quali paratie di micropali garantisce una marcata diminuzione degli spostamenti orizzontali e con essi degli eventuali effetti sull'edifici limitrofi.

### **10.1 Raccomandazioni per future ricerche**

I dati sperimentali oggetto della Tesi sono riferiti alle fasi iniziali di realizzazione delle opere della nuova Linea Metropolitana C di Roma. La continua raccolta ed interpretazione dei dati dovrà essere finalizzata a valutare i risentimenti indotti dalle operazioni di scavo con riferimento a:

- monitoraggio delle pressioni interstiziali e riflessi sulla stabilità dei manufatti in fase di scavo;
- campo di spostamenti indotti durante le successive fasi di scavo dei manufatti di stazione;
- studio dell'interazione tra le opere e le preesistenze in superficie;
- effetti della perdita di materiale fino indotto da emungimenti di lunga durata;
- effetti sul regime della falda idrica nelle condizioni di lungo termine;
- effetti sulle caratteristiche fisico-chimiche delle acque di falda indotti dallo scavo delle gallerie di linea.

# INDICE DELLA TESI

<b>1.</b>	<b>PREMESSE</b>	<b>1</b>
1.1	Inquadramento generale della ricerca	1
1.2	Obiettivi ed articolazione del lavoro svolto	3
1.3	Struttura della Tesi	4
<b>2.</b>	<b>SPOSTAMENTI DEL TERRENO INDOTTI DA SCAVI PROFONDI</b>	<b>7</b>
2.1	Fasi costruttive di una stazione metropolitana	8
2.1.1	Diaframmi perimetrali	8
2.1.2	Operazioni di scavo	10
2.2	Fattori che influenzano i movimenti indotti dallo scavo	13
2.2.1	Variazioni tensionali associate alle varie fasi costruttive	13
2.2.2	Quadro stratigrafico e caratteristiche geotecniche dei terreni	14
2.2.3	Ruolo delle pressioni neutre durante le fasi di scavo	23
2.3	Metodi di previsione	27
2.3.1	Metodi empirici	27
2.3.2	Metodi basati sulla valutazione dello spostamento alla parete	28
2.3.3	Effetti spaziali sulla distribuzione dei risentimenti	32
2.3.4	Metodi numerici	34
<b>3.</b>	<b>EFFETTI SULLA FALDA IDRICA SOTTERRANEA</b>	<b>41</b>
3.1	Premesse	41
3.2	Stabilizzazione del fondo scavo: tenuta idraulica o drenaggio?	42
3.3	Risentimenti al contorno	43
3.4	Effetto Diga	46
3.5	Campi prova di emungimento	48
3.5.1	Effetto della variabilità delle caratteristiche di permeabilità: il caso del "Thanet Beds" a Londra	49
<b>4.</b>	<b>TECNICHE DI MITIGAZIONE DEI RISENTIMENTI AMBIENTALI</b>	<b>52</b>
4.1	Premesse	52
4.2	Limitazione dei movimenti del terreno in fase di scavo	53
4.2.1	Realizzazione dei diaframmi perimetrali	53
4.2.2	Scavo del manufatto: impiego dei "cross walls"	56
4.2.3	Installazione di puntoni in profondità	59

4.2.4	Scavo a campioni	61
<b>4.3</b>	<b>Tecniche di mitigazione per gli effetti sugli edifici</b>	<b>62</b>
4.3.1	Definizione del danno	62
4.3.2	Criterio di valutazione del danno	67
4.3.3	Interventi di presidio	68
4.3.4	Misure di mitigazione dei cedimenti in fase costruttiva: tecnica del “compensation grouting”	70
<b>4.4</b>	<b>Mitigazione dei risentimenti sulla falda idrica</b>	<b>75</b>
4.4.1	Tenuta idraulica: tampone di fondo	75
4.4.2	Pozzi di ricarica	77
4.4.3	Effetto diga	79
<b>5.</b>	<b>LA NUOVA LINEA C DELLA METROPOLITANA DI ROMA</b>	<b>80</b>
<b>5.1</b>	<b>Il tracciato</b>	<b>80</b>
<b>5.2</b>	<b>Tratte T4 e T5 - Inquadramento ambientale</b>	<b>82</b>
5.2.1	Complessi stratigrafici interessati dalla Linea	82
5.2.2	Contesto idrogeologico	84
5.2.3	Caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni	87
<b>5.3</b>	<b>I manufatti di stazione</b>	<b>89</b>
<b>5.4</b>	<b>Problematiche geotecniche ed ambientali connesse alla realizzazione delle stazioni</b>	<b>110</b>
5.4.1	Stabilità dell’opera in fase di scavo	111
5.4.2	Risentimenti al contorno	119
<b>5.5</b>	<b>Comportamento delle opere in fase di costruzione: attività di controllo e monitoraggio</b>	<b>121</b>
5.5.1	Monitoraggio geotecnico-strutturale	121
5.5.2	Monitoraggio ambientale: risentimenti indotti sul regime delle acque sotterranee	123
<b>6.</b>	<b>SPOSTAMENTI INDOTTI PER EFFETTO DELLA REALIZZAZIONE DEI DIAFRAMMI PROFONDI: DATI SPERIMENTALI E ANALISI DEI RISENTIMENTI</b>	<b>124</b>
<b>6.1</b>	<b>Premesse</b>	<b>124</b>
<b>6.2</b>	<b>Casi di analisi</b>	<b>125</b>
6.2.1	Stazione Lodi	126
6.2.2	Stazione Pigneto	126
6.2.3	Stazione Malatesta	127
6.2.4	Stazione Gardenie	129
6.2.5	Stazione Mirti	131
<b>6.3</b>	<b>Fattori che influenzano gli spostamenti</b>	<b>132</b>
6.3.1	Casi analizzati	136
<b>7.3</b>	<b>Curve di subsidenza e confronto con i dati di letteratura</b>	<b>144</b>

<b>7.4</b>	<b>Conclusioni</b>	<b>145</b>
<b>7.</b>	<b>DATI SPERIMENTALI: RISULTATI CAMPI PROVA DI AGGOTTAMENTO</b>	<b>147</b>
<b>7.1</b>	<b>Campi prova di aggottamento</b>	<b>147</b>
7.1.1	Pozzo TBM Malatesta	148
7.1.2	Stazione Teano e manufatto di diramazione Linea C1	153
7.1.3	Stazione Gardenie	161
7.1.4	Stazione Mirti	163
7.1.5	Parco di Centocelle	168
<b>8.</b>	<b>INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI DEI CAMPI PROVA E RIFLESSI PROGETTUALI</b>	<b>172</b>
<b>8.1</b>	<b>Premesse</b>	<b>172</b>
<b>8.2</b>	<b>Indicazioni sul quadro idrogeologico di insieme</b>	<b>173</b>
8.2.1	Interazione tra gli acquiferi presenti nel complesso vulcanico e fluvio-lacustre: Pozzo TBM Malatesta	174
8.2.2	Risposta del sistema di emungimento nell'acquifero vulcanico	178
<b>8.3</b>	<b>Verifica delle condizioni di stabilità dei manufatti in fase di scavo</b>	<b>180</b>
8.3.1	Pozzo TBM Malatesta	180
8.3.2	Stazione Teano e manufatto di diramazione Linea C1	181
8.3.3	Stazione Gardenie	182
8.3.4	Stazione Mirti	184
8.3.5	Parco di Centocelle	185
<b>8.4</b>	<b>Back analysis numeriche dei campi prova di emungimento</b>	<b>186</b>
8.4.1	Modellazione numerica con il codice Plaxis	186
8.4.2	Stazione Teano	191
8.4.3	Stazione Gardenie	194
8.4.4	Stazione Mirti	195
8.4.5	Analisi dei risultati ottenuti: permeabilità di calcolo dei terreni vulcanici	197
8.4.6	Modalità di restituzione delle acque emunte nell'ambiente circostante: Mirti	199
<b>8.5</b>	<b>Riflessi progettuali e prime indicazioni sul regime delle pressioni interstiziali in fase di scavo sotto falda</b>	<b>202</b>
8.5.1	Stazione Teano	202
8.5.2	Stazione Gardenie	205
8.5.3	Stazione Mirti	208
<b>8.6</b>	<b>Riduzione di permeabilità dei terreni trattati e stima delle portate nella configurazione finale di massimo approfondimento degli scavi</b>	<b>210</b>
8.6.1	Analisi numeriche integrative	211

8.7	Pozzo TBM Malatesta: comportamento dell'opera in fase di scavo	216
8.8	Conclusioni	221
<b>9.</b>	<b>INTERAZIONE LINEA-EDIFICI: STUDIO RISENTIMENTI INDOTTI DALLO SCAVO DELLA</b>	
	<b>STAZIONE PIGNETO</b>	<b>224</b>
9.1	Premesse	224
9.2	La nuova Stazione Pigneto	224
9.2.1	Descrizione dell'opera	224
9.2.2	Inquadramento ambientale ed edifici oggetto di studio	225
9.3	Caratterizzazione geotecnica dei terreni	228
9.3.1	Modello geologico del sottosuolo e condizioni idrauliche al contorno	228
9.3.2	Caratterizzazione meccanica dei terreni	228
9.4	Analisi numeriche di interazione	232
9.4.1	Modello reologico dei terreni	232
9.4.2	Descrizione dei modelli di calcolo	237
9.4.3	Modellazione elementi strutturali	240
9.4.4	Determinazione delle rigidzze equivalenti degli edifici esistenti	241
9.4.5	Fasi di calcolo	245
9.5	Risultati delle analisi	249
<b>10.</b>	<b>CONCLUSIONI</b>	<b>251</b>
9.1	Raccomandazioni per future ricerche	253
	<b>Bibliografia</b>	<b>254</b>



## **RINGRAZIAMENTI**

---

In conclusione desidero ringraziare tutte le persone che in questi anni hanno contribuito alla redazione della Tesi e nel contempo alla mia crescita professionale ed umana.

Il mio primo pensiero va al Professor Massimo Grisolia, la persona che ha da sempre colto, non senza sapientemente “smussarle”, le mie potenzialità, riuscendomi a trasferire un’immensa passione per il mondo della Geotecnica: insostituibile guida umana e professionale per il presente ed il futuro, grazie al suo continuo sostegno, fiducia ed allo spiccato senso di libertà nell’attività di ricerca fornitomi, mi ha permesso di crescere sia come uomo che nel mondo del lavoro. Grazie “Prof”!!

Un ringraziamento particolare va all’Ing. Antonio Zechini che grazie alla sua impareggiabile esperienza mi ha sensibilizzato sulle numerose tematiche che caratterizzano l’affascinante mondo delle Linee Metropolitane.

Grazie a tutto lo staff di Alta Sorveglianza di RomaMetropolitane, l’Ing. Giorgio Pacifici, l’Ing. Daniele Ricci, l’Ing. Alessandro Litardi ed il Dott. Antonio Tarquini, che mi ha da sempre sostenuto nelle visite ai cantieri della Linea C e nella elaborazione dei dati di monitoraggio.

Un ringraziamento va al mio controrelatore Professor Albino Lembo-Fazio che ha saputo darmi utili consigli nella fase di revisione della Tesi.

Un ringraziamento sincero va ai miei amici e colleghi del Gruppo di lavoro Geotecnico Paolo Marzano e Giuseppe Panetta, ad Enrico Leder ed ai “giovani” Riccardo Corti e Claudio Catinari che in questi anni mi hanno supportato e “soportato” con dedizione e passione.

Grazie anche agli amici dello staff del Professor Brancaleoni di Roma Tre ed in particolar modo ad Emanuele Casalino e Antonello Magnarelli.

Infine, un ringraziamento alla mia famiglia per avermi sempre sostenuto le mie scelte, e soprattutto a chi mi ha sempre spronato a dare il meglio di me accettando con amore le mie inevitabili mancanze in questi anni di intensi studi.

## Bibliografia

### Capitolo 2

J.e.Bowles, "Fondazioni - Progetto e analisi", McGraw-Hill, 1991.

Bjerrum, L. (1963). "Allowable settlements of structures," Proc. European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, Weisbaden, 135–137.

Burghignoli, A. (2002). "Spostamenti indotti nel terreno da scavi". Atti del XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, L'Aquila, 111-123.

Calabresi G., Callisto L. e Rampello, S. (2002). Il ruolo delle pressioni interstiziali nella previsione del comportamento di uno scavo profondo. Atti XXI Convegno Nazionale di Geotecnica – L'Aquila, 273-282.

Callisto L., Rampello S. e Calabresi G. (2007). Scelta delle modalità costruttive e previsione del comportamento di uno scavo profondo a pianta circolare. XXIII Convegno Italiano di Geotecnica. Padova. 169-176

Ghionna V.N., Mortara G., Porcino D. (2002). Caratterizzazione e modellazione dei terreni per la previsione del comportamento di opere geotecniche. [Petron ed., Congresso AGI 2006, Padova]

Clough, G. W., and O'Rourke, T. D. (1990). "Construction induced movements of in-situ wall." Proc., Des. and Perf. of Earth Retaining Struct., Geotech. Spec. Publ. No. 25, P. C. Lambe and L. A. Hansen, eds., ASCE, New York, 439–470.

J.C.W.M. de Wit, H.J. Lengkeek. Full scale test on environmental impact of diaphragm wall trench installation in Amsterdam, . Proc. Int. Sym. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Toulouse, 2002, France.

Fortuna S., Callisto L. e Rampello S. (2006). Small strain stiffness of a soft clay along stress paths typical of excavations. In: Ling, Callisto & Hoseki (eds.) Soil Stress-Strain Behaviour: Measurement, Modeling and analysis. Springer, 299-310.

Gourvenec SM, Powrie W. Three-dimensional finite-element analysis of diaphragm wall installation. Geotechnique 1999; 49(6):801–823.

July, 163-172. Ng CWW. An evaluation of soil–structure interaction associated with multi-propped excavation. PhD Thesis, University of Bristol, 1992.

Leoni F, Manassero V, (2002). "Il ruolo dell'impresa specializzata nei lavori di scavo in ambiente urbano: dalla scelta delle modalità costruttive al controllo degli effetti indotti". Atti del XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, L'Aquila, 111-123.

Lings, M.L. & C.W.W. Ng & D.F.T. Nash (1994). The lateral pressure of wet concrete in diaphragm wall panels cast under bentonite. Proc. Instn. Civ. Engrs Geotech. Engng 107,

Mana A.I., Clough G.W. (1981). "Prediction of Movements for braced cuts in clay" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 107, No. 6 759–777.

Meyerhoff, G. G. (1956). "Discussion of 'The allowable settlements of buildings', by A. W. Skempton and D. H. MacDonald," Proc., Institute of Civil Engineers, Part II, Vol 5, 774.

Ng CWW, Lings ML, Simpson B, Nash DFT. An approximate analysis of the three-dimensional effects of diaphragm wall installation. Geotechnique 1995; 45(3):497–507.

Ng CWW, Yan RWM. Stress transfer and deformation mechanisms around a diaphragm wall panel. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 1998; 124(7):638–648.

Ng CWW, Yan RWM. Three-dimensional modelling of a diaphragm wall construction sequence. Geotechnique 1999; 49(6):825–834.

O'Rourke, T. D., Cording, E. J., and Boscardin, M. D. (1976). The ground movements related to braced excavations and their influence on adjacent structures, Univ. of Illinois Rep. for the U.S. Dept. of Transportation, Rep. No. DOT-TST-76T-22, Washington D.C.

O'Rourke, T. D. (1989) "Predicting Displacements of Lateral Support Systems," Design, Construction and Performance of Deep Excavations in Urban Areas, Proceedings of the 1989 Seminar, Boston Society of Civil Engineers.

Pane V., Tamagnini C. (1997). "Problemi generali delle analisi delle opera di sostegno" IV Convegno Nazionale dei Ricercatori Universitari. Perugia, Ottobre 1997. Hevelius, Benevento.

Peck, R. B. (1969) "State of the Art Report, Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground," Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Mexico.

Poh, T. Y., and Wong, I. H. (1998). "Effects of construction of diaphragm wall panels on adjacent ground: Field trial." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 8, 749–756.

Poh, T. Y., Chee Goh, A. T. C., Wong, I. H. (2001). "Ground movements associated with wall construction: case histories" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 12 1061–1069.

Progetto Definitivo - Metropolitana di Roma Linea C - Tratta T3 – Mura Aureliane a Porta Asinaria – Studio di interazione Linea-Monumenti (Geotecnica) – Relazione Tecnica: Analisi di livello 2

Schafer R, Triantafyllidis T. Influence of the construction method on the deformation of diaphragm walls in clayey ground. *Tunneling and Underground Space Technology*, 19(4–5), S.47588, Elsevier, 2004.

Symons IF, Carder DR. Stress changes in stiff clay caused by the installation of embedded retaining walls. *Retaining Structures*. Thomas Telford: London, 1993.

Terzaghi, Karl and Peck, Ralph B. (1967) *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.

### **Capitolo 3**

G. Ciotoli, M. Moroni, S. Nisio: “Studio e analisi dello scenario idrogeologico per la modellazione del flusso idrico sotterraneo nell’area della nuova Stazione di S.Giovanni (Roma), Metro C- tratta T4” – Rapporto interno – SGS - MetroC, 2009.

*Groundwater Lowering in Construction - A practical guide* - P. M. Cashman and M. Preene . Taylor & Francis Group ISBN 0-419-21110-1.

Linney, L. F. and Withers, A. D. (1998). Dewatering the Thanet beds in SE London: three case histories. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 31, 115–122.

### **Capitolo 4**

Burland, J., B., Simpson, B. and St John, H., D. (1979) “Movements around excavations in London Clay”. Invited National Paper. Proc 7th European Conf on SMFE, Brighton, I, pp 13-29.

Boone, S.J. (2001). “Assessing construction and settlement-induced building damage: a return to fundamental principles”. *Proceedings, Underground Construction*, Institution of Mining and Metallurgy, London, 559 – 570.

Boscardin, M. D., & Cording, E. J. 1989. Building response to excavation-induced settlement. *Journal of Geotech. Engineering, ASCE*, 115(1), 1-21.

Burland, J. B., Standing, J. R., & Jardine, F. M. (eds), *Building response to tunnelling*, vol. 1.

Burland, J. B., Standing, J. R., & Jardine, F. M. 2001. Assessing the risk of building damage due to tunnelling - lessons from the Jubilee Line Extension, London. Pages 17 - 44 of: Geotechnical Engineering. Meeting society's need, vol. 1. Swets and Zeitlinger, Lisse.

Burland, J. B., & Wroth, C. P. 1974. Settlement of buildings and associated damage. Pages 611-654 of: Proc. Conference 'Settlement of structures'. Pentech Press, London.

Burland, J. B., Broms, B. B., & de Mello, V. F. B. 1977. Behaviour of foundations and structures. Pages 495-546 of: Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 2.

Burland, J. B. 1995. Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. Invited Special Lecture. In: 1st Int. Conf. on Earthquake Geotech. Engineering, IS Tokyo '95.

S. Foti, M. Manassero. "Rinforzo e adeguamento delle fondazioni per sollecitazioni statiche e dinamiche". Atti delle Conferenze di Torino XXII Ciclo.

Jardine, F. M. (ed). (2003). Response of buildings to excavation induced ground movements. Proceedings of the international conference held at Imperial College, London, UK, on 17-18 July 2001. Construction Industry Research and Information Association, Special Publication 201, CIRIA, ISBN 0-86017-577-4.

Mair, R. J., Taylor, R. N., & Burland, J. B. 1996. Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling. Pages 713-718 of: Proc. of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Balkema, Rotterdam.

Mair, R. J., & Taylor, R. N.. "Elizabeth House: settlement predictions", 2001.

Mair R.J., Viggiani G., Menkiti C.O.(2009). Reduction and Control of Surface Settlement Induced by Shallow and Deep Excavations . Atti delle Conferenze di Torino XXII Ciclo.

Progetto Definitivo - Metropolitana di Roma Linea C – Tratta T3 – Rapporto Generale: misure di mitigazione dei cedimenti per i monumenti e la Chiesa di S. Maria in Domenica

Rankine, W.J. (1988). Ground movements resulting from urban tunneling: predictions and effects. Engineering geology of underground movements. The Geological Society, London.79-72

## Capitolo 5

Analisi di sensibilità Gardenie– Gruppo di Ingegneria Strutturale del Dipartimento di Strutture dell'Università degli Studi di Roma Tre–Stazione Pigneto – Studio di interazione linea edifici – Rapporto Interno RomaMetropolitane, 2009.

Boni C., Bono P., Capelli G. (1988) – Carta idrogeologica della Regione Lazio, Roma

Capelli, Mazza e Taviani (2008) - Acque sotterranee nella Città di Roma - La Geologia di Roma, dal Centro Storico alla Periferia (2008) - Funiciello, Praturlon e Giordano

Corazza A., Lombardi L.(1995) – Idrogeologia dell’area del centro storico di Roma. Mem.Descr. carta Geologica d’Italia, vol. L, 177–211.

Corazza, A., Giordano, G. De Rita, D (2006) – “Hydrogeology of the city of Rome” in Heiken ed. “Tuffs – their proprieties, uses, hydrology and resources” – Geological Society of America Special Paper 408, pp 113-118.

Funiciello R., Giordano G. (2005) - Carta Geologica del Comune di Roma.

Giuliano G., Sciotti M. (1981) – Schema idrogeologico del Bacino del Tevere. CNR – IRSA, Roma

Martini P., Albani R., Mouton J., Curli G. (1961) – Contribution à la connaissance de l’hydrogéologie del la région de Rome –ACEA. Mem.AIH,Napoli.

Marra F., Rosa C. (1995) – Stratigrafia e assetto geologico dell’area romana. Mem. Descr. Carta Geologica d’Italia, vol. L, 50–118.

Progetto costruttivo – Metropolitana di Roma Linea C - Tratta T4- Stazione San Giovanni - Profilo geologico

Progetto costruttivo – Metropolitana di Roma Linea C - Tratta T4- Stazione Lodi- Profilo geologico

Progetto costruttivo – Metropolitana di Roma Linea C - Tratta T4- Stazione Pigneto - Profilo geologico

Progetto costruttivo – Metropolitana di Roma Linea C - Tratta T4- Stazione Malatesta- Profilo geologico

Progetto costruttivo – Metropolitana di Roma Linea C - Tratta T5- Pozzo TBM Malatesta - Profilo geologico

Progetto costruttivo – Metropolitana di Roma Linea C - Tratta T5- Pozzo TBM Malatesta – Relazione Tecnica Prova di Dewatering – Marzo 2008

Progetto costruttivo – Metropolitana di Roma Linea C - Tratta T5- Stazione Teano - Profilo geologico

Progetto costruttivo – Metropolitana di Roma Linea C - Tratta T5- Stazione Gardenie - Profilo geologico

Progetto costruttivo – Metropolitana di Roma Linea C - Tratta T5- Stazione Mirti - Profilo geologico

Progetto costruttivo – Metropolitana di Roma Linea C - Tratta T5- Stazione Parco di Centocelle -  
Profilo geologico

Progetto costruttivo – Metropolitana di Roma Linea C - Tratta T5- Stazione Alessandrino- Profilo  
geologico

Progetto costruttivo – Metropolitana di Roma Linea C - Tratta T5- Stazione Gardenie – Relazione  
Geotecnica

Sciotti M. (1970) – Carta idrogeologica della città di Roma. LAC., Firenze

Sciotti M. (1982) – Engineering Geological Problems Due to Old Underground Quarries in the Urban  
Area of Rome – Proc. IV Int. Congress I:A:E.G., New Delhi

Sciotti M. (1984) - Il problema del recupero delle zone interessate da vecchie cave in sotterraneo  
nell'area urbana di antichi centri abitati. Quarry and Construction.

Sciotti M. (2001) – Il rischio cavità sotterranee nell'area del Comune di Roma. Rapporto inedito per il  
Comune d Roma – Protezione Civile

Sciotti M. (2002) – Il rischio di frana nell'area del Comune di Roma. Rapporto inedito per il Comune di  
Roma – Protezione Civile

Sciotti M. (2007). Relazione geologica – idrogeologica. Metropolitana di Roma, Linea C, Tratta 4, San  
Giovanni-Malatesta, Progetto Costruttivo.

Sciotti M. (2007). Relazione geologica – idrogeologica. Metropolitana di Roma, Linea C, Tratta 5,  
Malatesta-Alessandrino, Progetto Costruttivo.

Ventriglia U., Sciotti M. (1970) – Carta geologica della città di Roma. LAC, Firenze.

Ventriglia U., Sciotti M. (1970) – Cavità sotterranee - Carta geologica della città di Roma. LAC, Firenze.

Ventriglia U. (1971) – La geologia della città di Roma. Bardi Ed.

Ventriglia U. (2002) – Geologia del territorio del Comune di Roma. Editore Cerbone, Napoli.

## **Capitolo 8**

Plaxis 2D Version 9 – Manual

Plaxis 3D Tunnel Version 2.4 - Manual

Schanz T., Vermeer P.A. e Bonnier P.G. (1999). The hardening soil model: formulation and verificatio.  
Proc. Plaxis Symp. on Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Amsterdam: 281- 296.

Rowe P.W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proc. Royal Soc., A. 269: 500-527.

Roscoe K.H. e Burland J.B. (1968). On the generalised stress-strain behaviour of “wet” clay. Engineering Plasticity, Cambridge University Press: 535-609.

## **Capitolo 9**

Stazione Pigneto – Analisi dell’ interazione tra lavori ed edifici esistenti Rapporto interno – Gruppo di Ingegneria Strutturale del Dipartimento di Strutture dell’Università degli Studi di Roma Tre– Gruppo di supporto Geotecnico del Dipartimento di Idraulica Trasporti e Strade, Sapienza Università di Roma – Rapporto Interno RomaMetropolitane, 2009.