

Bologna, 17, 18 19 ottobre 2013

## L'analisi dei cedimenti nella progettazione di gallerie realizzate in terreni incoerenti

A. Antiga<sup>(1)</sup>, M. Chiorboli<sup>(2)</sup>, R. Ovena<sup>(1)</sup>

<sup>(1)</sup>Soli s.r.l., Milano, Italia

<sup>(2)</sup>Freelance, Milan, Italy; former Metropolitana Milanese S.p.A., Milan, Italy

**ABSTRACT:** Soft ground tunneling, in urban areas, are generally bored using pressurized TBM. Tunnel design involves the need to revalue the classical concepts of deformation response to the excavation, and the control priorities focalized on face and cavity, loose their importance: the evaluation of the settlements becomes the main aspect to consider. The definition and the control of the face pressure are fundamental design steps, but it is important to give a proper importance to the face pressure relating to settlements control. The pressure increase leads to higher safety factors of the face stability but it is not able to guarantee comparable settlements decrease. We will examine the essential parameters in relation to the use of the EPBS in three case histories: "Milan Metro line 1" extension to the new Fair, "Milan Passante" rail infrastructure and "Brescia subway". The reference values of the cited parameters are identified for cohesionless soil i.e. fluvio-glacial sand deposit and gravel.

### 1 Premessa

La realizzazione di uno scavo comporta inevitabilmente la perturbazione dello stato tensio deformativo del terreno limitrofo.

Negli ultimi vent'anni, si è assistito ad una crescita esponenziale della necessità di utilizzo di spazi sotterranei in contesti fortemente antropizzati anche in situazioni geotecniche difficili, "soft ground", caratterizzate dalla presenza di materiali di scadenti caratteristiche meccaniche ed in presenza d'acqua.

Nel settore delle costruzioni in sotterraneo, ciò ha generato un forte impulso allo sviluppo tecnologico e progettuale che ha portato all'individuazione di sistemi costruttivi in grado di limitare gli effetti indotti dallo scavo sulle preesistenze.

Vi è stato da un lato lo sviluppo dei sistemi di scavo "tradizionale", soprattutto grazie alla continua crescita tecnologica nel settore dei metodi di pre-consolidamento, e dall'altro quello dei sistemi di scavo "meccanizzato", in particolare nel campo delle attrezzature con sistemi di stabilizzazione del fronte con pressioni di terra ("Earth Pressure Balance" = EPB Shield) o pressioni di fango ("Slurry Shield").

Verranno esaminati i dati raccolti in tre differenti lavori, due a Milano ed uno a Brescia, in un contesto geotecnico di terreni incoerenti in falda. Verranno definiti i valori di riferimento dei parametri progettuali fondamentali; in particolare, verrà individuato un valore di riferimento per il parametro "i" che individua la posizione del flesso nel bacino trasversale di subsidenza, valore valido qualunque sia la metodologia di scavo adottata.

Verrà inoltre evidenziato come la pressione al fronte, garantiti i valori necessari ad assicurare la stabilità dello stesso, non influenzi i valori finali di cedimento e come tale parametro possa essere definito un modo ottimale solo attraverso una taratura in corso d'opera.

## 2 Metodologia progettuale in ambito urbano

Nella realizzazione di gallerie in ambito urbano, o comunque interferenti con preesistenze, dopo aver ovviamente assicurato le condizioni di stabilità della cavità, assume importanza primaria il controllo del cedimento superficiale e dei suoi effetti.

Le condizioni di stabilità del fronte e del cavo e l'ammissibilità delle rispettive deformazioni, rispetto ai valori di rottura, sono, condizioni necessarie ma non sufficienti a garantire la validità di un dato sistema costruttivo in quanto non sono in grado di garantire, a priori, l'ammissibilità dei cedimenti nei confronti delle preesistenze.

Il processo progettuale nel caso di galleria in area urbanizzata deve, quindi, basarsi sul parametro cedimento.

L'analisi dei cedimenti deve avere come obiettivi:

- studio del processo che genera i cedimenti e delle relative modalità di controllo
- definizione di valori di cedimento accettabili che devono essere "contestualizzati" in relazione alle strutture interferite
- ottimizzazione tecnica ed economica del progetto, attraverso la definizione delle modalità esecutive e degli eventuali interventi di mitigazione.

### 2.1 Valutazione dei cedimenti

La valutazione dei cedimenti e del grado di rischio di danno avviene, nella pratica progettuale corrente, non considerando la presenza delle strutture superficiali ("greenfield settlement"). Tale approccio è cautelativo in quanto il contributo delle strutture stesse porta, in generale, ad una riduzione del cedimento massimo ed alla riduzione della curvatura e risulta, quindi, benefico.

La forma del bacino di subsidenza trasversale all'asse della galleria, analogo ad una funzione normale di probabilità di tipo gaussiano, è consolidato da una vasta letteratura in materia ed ampiamente collaudato dall'esperienza. A fronte delle semplificazioni implicite in tale formulazione, che ne limitano l'applicazione a casi schematizzabili secondo le ipotesi di base (singola canna, cedimenti di breve termine, influenza degli edifici trascurabile), la stessa risulta di immediato e semplice utilizzo e consente di affrontare, in termini parametrici, le valutazioni progettuali con un modesto dispendio di risorse. Risulta quindi molto importante nelle analisi di primo e secondo livello, consentendo una prima importante scrematura delle situazioni presenti lungo il tracciato.

L'espressione con cui viene costruita la curva del bacino di subsidenza trasversale, è caratterizzata da due parametri: il cedimento massimo " $S_{max}$ " (in corrispondenza dell'asse della galleria) e la distanza " $r$ " tra l'asse della galleria ed il punto di flesso della curva da cui dipende la larghezza del bacino.

La funzione di subsidenza si esprime con l'espressione:

$$S = S_{max} \cdot e^{-\left(\frac{y^2}{2r^2}\right)} \quad (1)$$

dove: "S" è lo spostamento verticale a distanza "y" dall'asse della galleria.

Il volume totale della conca di subsidenza " $V_s$ " (per lunghezza unitaria della galleria) può essere ottenuto dall'integrazione della (1) e risulta essere pari a:

$$V_s = \sqrt{2\pi} \cdot r \cdot S_{max} \quad (2)$$

Il volume del bacino di subsidenza " $V_s$ " è dipendente, in maniera diretta, dal volume perso " $V_p$ " (volume di terreno che viene scavato in eccesso rispetto al volume teorico di scavo).

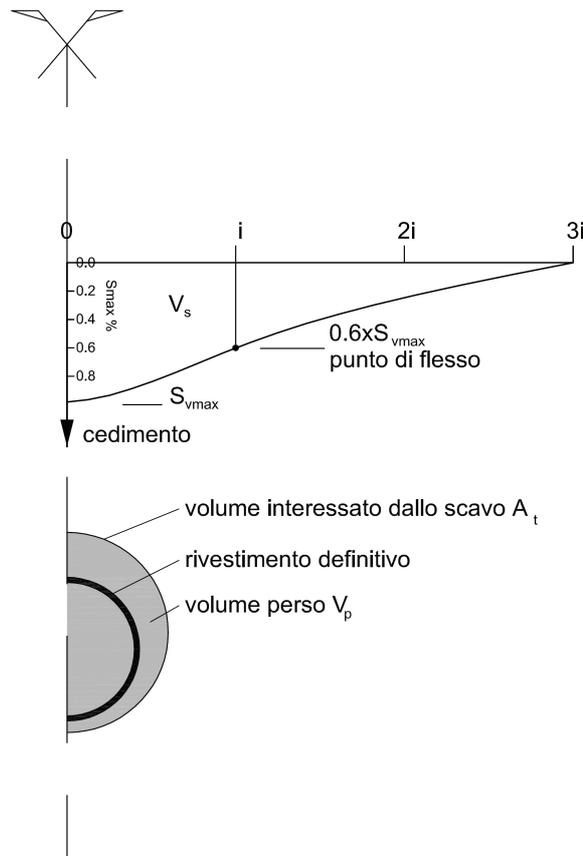


Figura 1 - Bacino di subsidenza trasversale

Nello scavo in argilla risulta in genere  $V_s = V_p$  (le deformazioni avvengono in condizioni non drenate a volume costante); nei terreni incoerenti, in particolare nelle sabbie dense, risulta  $V_s < V_p$  a causa dei fenomeni di dilatanza associati alle deformazioni di taglio.

In accordo con quanto proposto da O'Reilly e New (1991) e successivamente confermato da altri autori, per  $z > D$  ( $D$  = diametro dello scavo) il parametro  $i$  dipende dal tipo di terreno e dalla profondità della galleria e risulta indipendente dal diametro della galleria e dalle modalità di scavo; si ha cioè:

$$i = K \cdot z \quad (3)$$

dove  $z$  è la profondità della galleria e  $K$  è un coefficiente che dipende dal tipo di terreno.

Per i terreni coesivi si ha un valore di  $K$  generalmente compreso fra 0.4 e 0.6. Per sabbie e ghiaie, i valori di  $K$  sono più dispersi, potendosi comunque individuare un range di valori compresi fra 0.25 e 0.45; tali valori non sono dipendenti dalle condizioni di falda (Mair 1997). Nel caso di terreni stratificati  $i$  può essere calcolato come sommatoria degli  $i$  dei singoli strati.

È interessante osservare che, per i materiali granulari, è stato notato che la larghezza del bacino di subsidenza dipende dall'entità del cedimento, con bacini più stretti per cedimenti maggiori (effetto camino).

Derivando la funzione di subsidenza, si ottiene la pendenza e la curvatura del bacino di subsidenza della sezione trasversale, fattori di rilevante impatto sulle preesistenze.

In definitiva, il valore del cedimento risulta quindi dipendente da  $i$  e da  $V_p$  attraverso  $V_s$ .

## 2.2 Classificazione del danno agli edifici e valutazione del grado di rischio

In linea generale sono definibili tre categorie di danno:

- estetico (lievi danneggiamenti alle finiture facilmente riparabili)

- funzionale (perdita di funzionalità senza pericoli per la sicurezza della struttura)
- strutturale (eccessive deformazioni delle strutture con rischi di collasso)

Nella fase progettuale iniziale devono essere definite le caratteristiche strutturali e di resistenza degli edifici interferenti; deve cioè essere definita la sensibilità degli edifici agli effetti dello scavo; ciò è funzione delle condizioni strutturali degli edifici, del tipo di fondazione, delle caratteristiche geometriche e meccaniche (SLU), ma anche del grado di salvaguardia della funzionalità dell'edificio in termini di esercizio (SLE).

Questa risulta un'operazione estremamente onerosa; esistono in letteratura vari contributi che forniscono i valori di riferimento dei parametri caratterizzanti il cedimento (figura 2); per edifici sensibili e particolari è comunque opportuno effettuare uno studio strutturale specifico di dettaglio.

Normalmente si fa ricorso a metodi empirici fra i quali si possono citare quello di Burland (1977), che propose un sistema di classificazione del danno che individua 5 diverse categorie, e quello di Rankin (1988).

Nel 1975 Burland e Wroth evidenziarono che il danno è correlato alla tensione risultante nella struttura e dipende dalle caratteristiche della struttura stessa, dalla sua posizione nel bacino di subsidenza e dall'entità del cedimento. Essi indicarono inoltre i parametri da considerare nella valutazione dei cedimenti, e successivamente Burland propose un sistema di classificazione del danno. Rankin (1988) concentrò invece l'attenzione sul rapporto di inflessione  $DR = \Delta_{max}/L$  e sulla deformazione orizzontale.

Tutte queste classificazioni, nate per strutture ben definite per tipologia di costruzione, vengono oggi comunemente estese a strutture di ogni tipo.

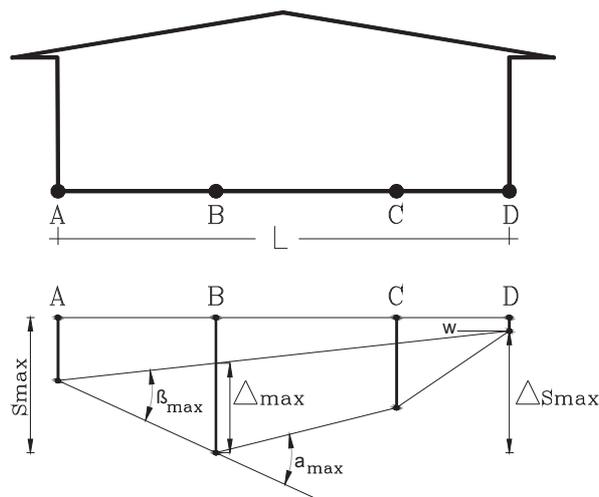


Figura 2 - Cedimento: Parametri significativi

Si vogliono qui evidenziare i vantaggi ed i limiti di tale approccio e la conseguente necessità di procedere attraverso approfondimenti successivi per una corretta valutazione del grado di rischio.

È opportuno cioè che la valutazione del grado di rischio di danno alle strutture interferenti avvenga attraverso successivi approfondimenti (tre livelli che sono schematizzabili in tre livelli di analisi).

Nella valutazione di primo livello, si trascura la presenza di edifici nello studio del profilo di subsidenza ("greenfield settlement"). Le strutture collocate in aree in cui il cedimento massimo  $S_{max}$  e la rotazione relativa massima  $\beta_{max}$  calcolati in queste ipotesi risultano inferiori ai relativi valori limite, vengono classificate come non soggette a rischio di danno. I valori di  $S_{max}$  e di  $\beta_{max}$  limite dipendono ovviamente dal tipo di edificio; è prassi consolidata dall'esperienza ritenere valori rispettivamente di 10 mm e 1/500 come limiti ammissibili per la maggior parte delle strutture; per strutture sensibili dovranno essere definiti valori inferiori.

Per strutture collocate in aree in cui vengono superati i valori indicati, si procede ad una valutazione più approfondita (secondo livello).

Nella valutazione di secondo livello, viene utilizzato lo stesso bacino di subsidenza calcolato nella fase precedente ("greenfield settlement") e si introduce la schematizzazione della presenza delle strutture

preesistenti come una trave flessibile su suolo elastico la cui deformata si adatta al bacino stesso; vengono quindi calcolate, sulla base di schematizzazioni semplificate, le deformazioni nella trave/edificio il cui valore fornisce un'indicazione della tipologia di danno. Se tali deformazioni si mantengono al di sotto di un limite predefinito da valori di letteratura, le strutture vengono classificate come soggette a rischio di natura puramente estetica, in caso contrario (rischio di danno funzionale e strutturale) risulta necessario procedere ad analisi di dettaglio (terzo livello). I valori limite di deformazione di riferimento, in questo secondo livello, dipendono dal materiale di costruzione e dalla tipologia della struttura. Esistono indicazioni di vari autori circa il valore di deformazione critica: fra tutti Boscardin e Cording (1989) che collegano, inoltre, la classe di danno di Burland con il valore della deformazione limite di trazione.

In ogni caso deve essere posta estrema attenzione nell'utilizzo di valori limite dedotti dalla letteratura, in quanto gli stessi sono, a rigore, validi solo per condizioni analoghe a quelle per le quali sono stati definiti; per strutture sensibili è consigliabile ricorrere sempre e comunque ad una analisi di dettaglio (terzo livello).

Potts e Addenbrooke (1997) hanno proposto un metodo, basato sui risultati di numerose analisi numeriche, per tener conto delle modifiche indotte al bacino in green field dalla rigidità dell'edificio. Tale studio non è tuttavia stato correlato ad evidenze empiriche che ne possano attestare la validità.

Nella valutazione di terzo livello, vengono svolte analisi di dettaglio, mediante modellazione numerica, che devono prendere in considerazione la presenza degli edifici e delle loro caratteristiche geometriche e meccaniche. La messa in conto della rigidità della struttura e dell'interazione fra terreno e struttura porta, come visto, ad una generale riduzione dei cedimenti e delle deformazioni delle strutture, riduzioni che possono risultare decisive sulle scelte progettuali.

Inoltre l'analisi dei cedimenti deve valutare il carattere tridimensionale del processo di scavo e dell'interazione scavo-strutture, e dovrebbe seguire tutto l'avanzamento e le fasi di sottoattraversamento delle strutture preesistenti, in quanto si potrebbero avere cedimenti differenziali più gravosi in fase transitoria rispetto a quelli finali.

Poiché attraverso la valutazione del grado di rischio, si dovrebbero definire i limiti connessi alle modalità di scavo e, in particolare, si dovrebbe decidere l'opportunità di ricorrere o meno ad interventi di mitigazione del rischio (interventi di consolidamento o sottofondazione), l'omissione delle analisi di dettaglio di terzo livello, ed il dimensionamento degli interventi di mitigazione del rischio sulla base delle sole analisi di primo e secondo livello che, come visto, risultano cautelative, può condurre ad una sovrastima dei costi di costruzione.

### 2.3 Metodi di calcolo numerici

Nel caso di situazioni non complesse e ben schematizzabili nelle ipotesi sopra citate, non si ottengono significativi miglioramenti nell'affidabilità dei risultati passando da un metodo empirico con gaussiana ad una modellazione più sofisticata di tipo numerico. La modellazione gaussiana può infatti, per la sua elevata affidabilità e la sua semplicità che permette lo sviluppo di calcoli parametrici, rappresentare un utile raffronto per la taratura di modellazioni più sofisticate.

Quando invece si devono valutare problemi di interazione struttura-terreno complessi, ossia in quei casi in cui gli effetti delle deformazioni indotte in superficie dalla realizzazione della galleria sono un importante fattore di rischio per strutture significative e complesse, occorre analizzare il problema nella sua interezza con modellazioni che tengono conto della interazione terreno e struttura caratterizzati dalle relative rigidità e modelli costitutivi.

In tal senso l'uso degli elementi finiti con modellazioni anche di tipo tridimensionale è diventato lo strumento usuale di risoluzione di questi problemi e l'evoluzione del suo utilizzo ha permesso lo sviluppo di "regole" che permettono una definizione attendibile di quei fattori/parametri che condizionano l'attendibilità dei risultati e che aiutano quindi a definire correttamente:

- dimensioni geometriche della mesh di calcolo
- condizioni al contorno
- fasi di scavo e di costruzione della galleria
- elementi di interfaccia struttura-terreno

- condizioni di tensione iniziale nel terreno/ammasso indisturbato

Sostanzialmente, l'evoluzione numerica di codici di calcolo che utilizzano gli elementi finiti rende possibile la ricostruzione di geometrie e di fasistiche complesse in modo preciso e dettagliato, e permette di sviluppare analisi i cui risultati vengono rappresentati in grafici e schemi di immediata e facile lettura.

Tuttavia, non è raro che l'utilizzo di tali strumenti conduca a risultati che contraddicono l'esperienza se, oltre ai punti sopra elencati, non vengono approfondite anche la scelta dei parametri geotecnici e la relativa legge costitutive del terreno.

Capita spesso di vedere analisi eseguite con schematizzazioni geometriche assai complesse e con mesh tridimensionali, caratterizzate da una assunzione di comportamento, per il terreno, lineare-perfettamente plastico alla Mohr- Coulomb. Questo tipo di modellazione geotecnica può portare ad una stima dei cedimenti (con conseguenze anche sul calcolo delle forze agenti sugli elementi strutturali di sostegno) non congruente con quanto rilevato in sito in tutti i casi in cui nel terreno vengono prodotti degli scarichi, casi tipici dello scavo di gallerie sia naturali sia artificiali.

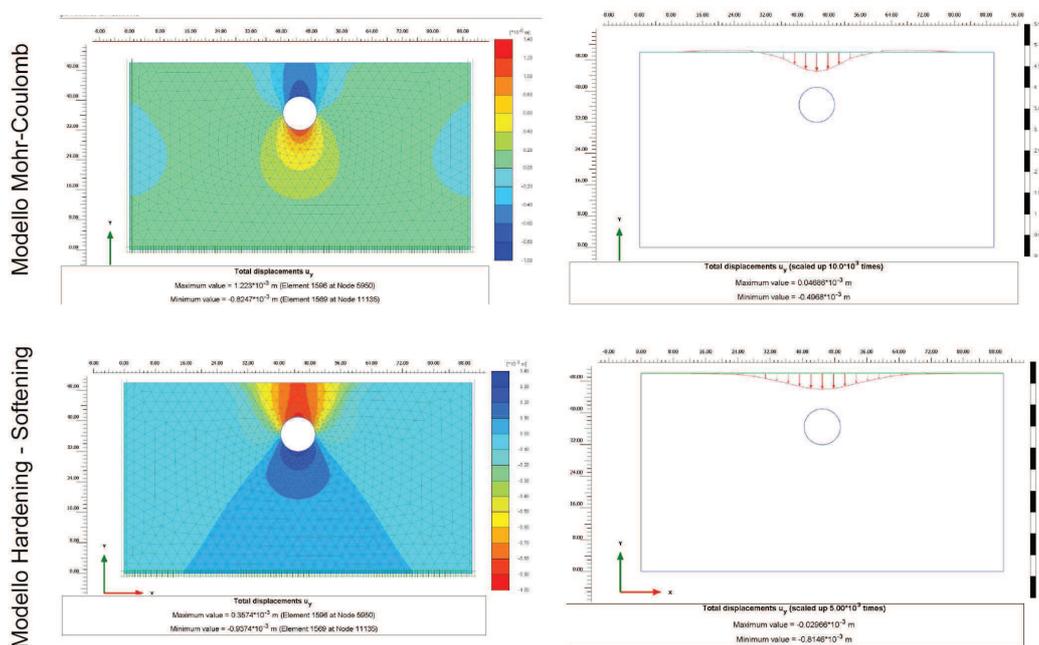


Figura 3 – Differenze nella stima dei cedimenti tra modello M-C e H-S

E' noto che la rigidezza del terreno subisce fortissime variazioni in funzione del livello di deformazione sviluppato e, pertanto, il potere tenere conto del comportamento non lineare in campo elastico, diventa fondamentale per tutti quei problemi condizionati da stati limite di esercizio.

Un approccio elastico-perfettamente plastico alla Mohr-Coulomb va benissimo, di contro, nelle valutazioni di problemi di capacità portante, di stabilità di muri o di calcolo dei pendii, ossia problemi legati ad analisi allo stato limite ultimo del terreno.

Nel calcolo delle subsidenze indotte dallo scavo di gallerie, si deve pertanto adottare un modello costitutivo del terreno avanzato che permetta una ricostruzione del comportamento tensione-deformazione più accurato e realistico e non porti a risultati in evidente contrasto con il fenomeno reale: si cita, fra tutti, il caso del sollevamento risultante dallo scarico tensoriale conseguente lo scavo sia di gallerie naturali sia di fondi scavo sostenuti.

La modellazione geotecnica del terreno deve per forza tenere conto, in questi casi di analisi, del comportamento di hardening ed è possibile sulla base di parametri ricavabili tramite prove di laboratorio, definire un legame costitutivo del terreno con hardening (Hardening Soil model) che ben si adatta ai terreni sabbiosi come pure alle argille normal-consolidate.

In definitiva l'uso di strumenti di calcolo molto potenti e di relativamente facile utilizzo, permette la ricostruzione e la relativa analisi di situazione di interazione terreno-struttura complesse purchè siano valutate a monte, con attenzione, le caratteristiche del comportamento geotecnico del terreno in

relazione alle condizioni tenso-deformative che si vanno ad imporre. Tutto ciò per una corretta scelta del modello costitutivo da adottare per i terreni in gioco al fine di non incorere in soluzioni che, contrariamente alla loro immagine di precisione ed accuratezza, possono risultare lontani dai fenomeni reali.

### 3 Volume perso $V_p$

La realizzazione di un'opera in sotterraneo comporta inevitabilmente lo scavo di un volume di terreno maggiore rispetto a quello teorico dell'opera stessa.

La quantificazione di questo maggior volume è rappresentata dal "volume perso  $V_p$ " che rappresenta il parametro indice fondamentale per la valutazione del cedimento superficiale e, quindi, del disturbo indotto dallo scavo.

La "perdita di volume" complessiva è data dalla sommatoria di varie componenti il cui contributo relativo dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno, dai sistemi di stabilizzazione degli scavi, dalle caratteristiche tecniche delle attrezzature di scavo, dalle modalità esecutive.

Tali contributi sono rappresentati, nell'ipotesi di avanzamento eseguito in condizioni di stabilità della cavità, nelle figure sottostanti distinguendo i casi dello scavo meccanizzato con scudo in pressione e dello scavo in tradizionale (figura 4 e figura 5).

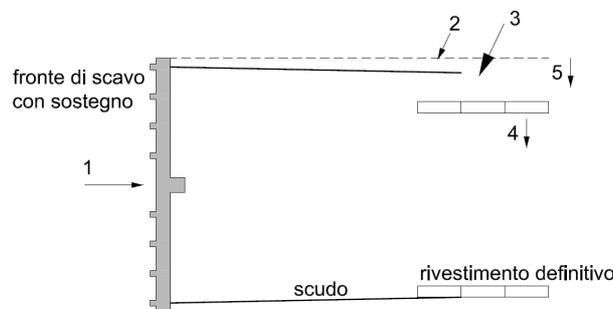
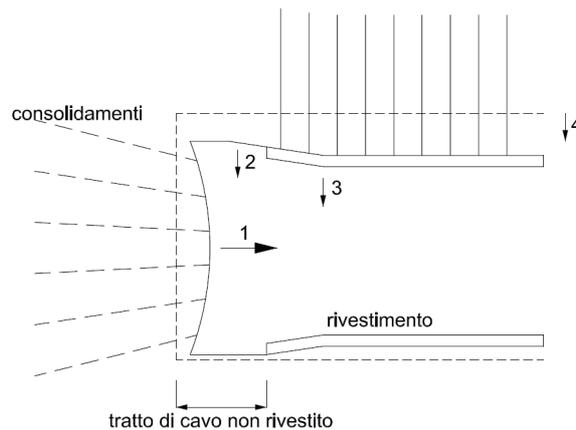


Figura 4 - EPB Shield - Singoli contributi del volume perso  $V_p$

Nel caso dello scavo meccanizzato si distinguono i seguenti contributi

1. perdita di volume al fronte: dovuta alla deformazione della porzione di terreno a monte del fronte di scavo a seguito del rilascio tensionale dovuto allo scavo. A tale effetto si aggiungono localizzate condizioni di micro instabilità, originate dall'instabilità di singole particelle di terreno nei confronti della matrice complessiva, che può portare al collasso di porzioni di terreno di dimensioni contenute.
2. perdita di volume al contorno nel tratto interessato dallo scudo: sostanzialmente dovuto alla convergenza del profilo di scavo verso l'estradosso dello scudo. Tale contributo può essere ulteriormente suddiviso nei termini seguenti:
  - 2a sovrascavo dovuto alle maggiori dimensioni della testa di scavo rispetto allo scudo, necessario per ridurre l'attrito dello scudo sul terreno e per facilitare la guida;
  - 2b caratteristiche planoaltimetriche del tracciato; la presenza di raggi di curvatura stretti porta ad avere dei valori di sovrascavo superiori rispetto a quelli presenti nei tratti rettilinei. Tale aspetto è accentuato da possibili disallineamenti provocati dall'operatore e che costringono la macchina a zigzagare;
  - 2c sovrascavo dovuto alla eventuale troncoconicità dello scudo;
  - 2d scabrezza dello scudo che, a causa dell'attrito contro il terreno, può portare a movimenti e cedimenti;
3. perdita di volume al contorno nel tratto di galleria rivestito: esso è dovuto al gap esistente fra il profilo di scavo e l'estradosso del rivestimento in conci prefabbricati; ne consegue una tendenza alla convergenza verso l'estradosso del rivestimento;
4. perdita di volume dovuta alle deformazioni del rivestimento;

5. effetti di lungo termine / consolidazione.



**Figura 5 - Scavo tradizionale - Singoli contributi del volume perso Vp**

Le innovazioni tecnologiche che si sono avute negli ultimi vent'anni nel settore dello scavo meccanizzato hanno consentito la realizzazione di opere che, per estensione e complessità tecnica, non si sarebbero altrimenti potute realizzare. Nel campo del "soft ground", in ambito urbano, si fa oggi ricorso in maniera pressoché esclusiva allo scavo meccanizzato.

Lo scavo "in tradizionale" trova impiego in situazioni localizzate di estensione modesta. In questi casi si fa ricorso ad importanti interventi di preconsolidamento e/o impermeabilizzazione.

Nel caso dello scavo in tradizionale si distinguono i seguenti contributi

1. perdita di volume al fronte;
2. perdita di volume al fronte nella zona del retrofronte (tratto di cavo non rivestito).

Entrambi i contributi sono dovuti alla deformazione della porzione di terreno a monte del fronte di scavo e nella zona immediatamente a valle non rivestita a seguito del rilascio tensionale dovuto allo scavo.

3. perdita di volume dovuta alle deformazioni del rivestimento;
4. effetti di lungo termine / consolidazione.

Nel caso di scavo meccanizzato:

1. la componente relativa al detensionamento del terreno al fronte con l'impiego di scudi a pressione, diviene trascurabile se la pressione del fronte è adeguatamente controllata;
2. la perdita di volume al contorno nel tratto interessato dallo scudo è difficile da contrastare e può costituire l'elemento debole, in particolare se il sovrascavo è rilevante e se il tracciato presenta significativi cambi di direzione; la limitazione di questa componente avviene, innanzitutto, cercando di ridurre al minimo necessario il sovrascavo "tecnologico"; inoltre il sovrascavo, in particolare nella zona a ridosso del fronte di scavo, viene in parte intasato in continuo dallo stesso materiale di stabilizzazione del fronte. Come già accennato, sono stati utilizzati, negli ultimi anni, scudi che presentano delle vie di iniezione anulari che consentono di intasare la regione attorno allo scudo in continuo. Si può inoltre aggiungere che il mantenere velocità di avanzamento sostenute, comporta una significativa riduzione di tale componente, impedendo che il gap si chiuda del tutto;
3. la perdita di volume al contorno nel tratto di galleria rivestito viene minimizzata con l'utilizzo di malte cementizie messe in opera dalla coda dello scudo; possono tuttavia subentrare problematiche esecutive che rendono critica questa componente (pressioni di iniezione non adeguate, fenomeni di dilavamento della miscela, ecc.). Si deve altresì evidenziare come, in terreni dotati di una capacità di autosostegno adeguata alla velocità di avanzamento, l'iniezione di malta cementizia può addirittura creare una ricompressione del terreno e consenta di recuperare parte del volume di cui al punto 2;
4. è in genere trascurabile rispetto agli altri;

5. è significativo in terreni soggetti a consolidazione.

Nel caso di scavo in tradizionale, le componenti 1 e 2 vengono contrastate mediante l'impiego massiccio di interventi di preconsolidamento, del fronte e del contorno, che irrigidiscono il fronte di scavo e riducono l'effetto del tratto non rivestito.

L'effetto della componente 3 può essere ridotto fino a valori trascurabili mediante l'adozione di fasi di scavo che prevedano la chiusura dell'anello di rivestimento provvisorio subito a valle del fronte.

La componente 4 è in genere trascurabile con l'eccezione dei terreni soggetti a consolidazione.

A seguito dell'esame di numerosi case histories, Mair (1997) indica che, nel caso di utilizzo di Slurry Shields o EPB-S, possibili riferimenti sono  $V_p \leq 0.5$  % per terreni sabbiosi e  $V_p = 1-2$  % per argille tenere.

La definizione di un valore attendibile è, comunque, molto difficile in fase progettuale, in quanto tale parametro dipende da fattori fortemente dipendenti dallo specifico contesto e non generalizzabili (terreno, fattori tecnologici dell'attrezzatura di scavo, manodopera, idrogeologia ecc.).

Nello scavo in tradizionale si raggiungono valori simili, ma ovviamente a costo di interventi complessi e molto dispendiosi sia in termini economici che temporali.

#### 4 Scavo meccanizzato, pressione di stabilizzazione al fronte

Nello scavo con EPB il materiale scavato viene accumulato in una camera di scavo a tergo della testa fresante ed estratto in modo controllato attraverso una coclea; modulando la quantità del materiale estratto dalla camera in funzione della velocità di avanzamento, è possibile regolare la pressione di stabilizzazione nella camera di scavo. Questa tecnica ha reso possibile la realizzazione di progetti e lavori in situazioni fino a pochi anni addietro considerate "proibitive" per condizioni geologiche e geotecniche e per i vincoli al contorno.

La definizione ed il controllo della pressione di stabilizzazione del fronte rappresenta uno dei momenti fondamentali della fase costruttiva. La determinazione di questo parametro in fase progettuale risulta, però, alquanto incerta: nonostante a riguardo sia stata sviluppata una vasta letteratura, non esiste ad oggi una metodologia di analisi su cui vi sia convergenza generale, così come risultano del tutto assenti i riferimenti normativi.

Anche trascurando le incertezze legate alla caratterizzazione geotecnica dei terreni, utilizzando i diversi approcci disponibili in letteratura si ottengono differenze spesso significative nei valori di pressione teorica da utilizzare.

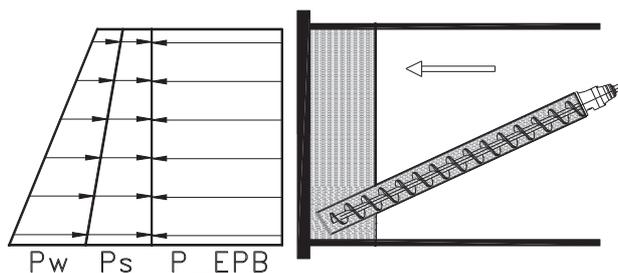


Figura 6 - EPB Shield - Pressione di stabilizzazione del fronte

Bisogna però cercare di dare un giusto risalto alla pressione al fronte in termini di risultato finale di cedimento.

Se da un lato l'aumento del valore della pressione applicata al fronte garantisce maggiori coefficienti di sicurezza alla stabilità dello stesso, dall'altro non sono assolutamente garantite correlate riduzioni dei fenomeni deformativi in superficie.

La definizione della pressione di stabilizzazione da impiegare deve raggiungere l'obiettivo di garantire la stabilità del fronte alterando il meno possibile lo stato tensionale naturale. Si dovrebbe pertanto cercare di avanzare, idealmente, in condizioni cosiddette K0, in una situazione a regime, ossia a velocità di avanzamento costante.

Uno studio condotto dall'AFTES (2001) ha inoltre evidenziato come la condizione di avanzamento ideale, in grado di minimizzare le deformazioni ed assicurare la stabilità del fronte, sia quella che comporta l'uguaglianza fra il volume del materiale estratto e quello teorico di scavo e come in tale condizione ideale la pressione si mantenga stabile. In tale condizione si avanzerebbe a volume costante e la pressione applicata al fronte risulterebbe pari alla spinta a riposo del terreno; attraverso il controllo dei due parametri evidenziati si giungerebbe, quindi, alla definizione della corretta pressione di stabilizzazione del fronte.

Conseguentemente, la ricerca dovrebbe essere quella dell'equilibrio fra i volumi, teorico ed estratto, a partire da una pressione di stabilizzazione sufficientemente cautelativa.

Le macchine utilizzate negli ultimi anni, anche e soprattutto grazie ad una corretta definizione del metodo di condizionamento del fronte, permettono un buon controllo delle pressioni e, quindi, della stabilità del fronte, come vedremo anche negli esempi di Milano e Brescia.

Con il controllo della pressione si può condizionare quello che avviene davanti al fronte di scavo e ciò rappresenta condizione necessaria, ma non sufficiente, a garantire il controllo dei cedimenti.

Aumentare, infatti, eccessivamente la pressione, porterebbe il terreno davanti alla testa fresante in condizioni più vicine a quelle di spinta passiva con un aumento della spinta complessiva da applicare e, di conseguenza, con una serie di effetti che comportano una riduzione della velocità di avanzamento e condizioni operative della macchina peggiori e rischiose (come l'aumento del momento torcente richiesto, l'aumento dell'energia consumata, l'aumento dell'usura degli utensili, l'aumento della temperatura in camera di scavo per effetto dei maggiori attriti con la possibilità di creazione di blocchi di materiale).

Inoltre, in termini deformativi, il terreno davanti al fronte non mantiene memoria di un eventuale eccesso di pressione applicato al fronte nelle fasi successive in cui è sottoposto ai fenomeni di rilassamento legati ai vari vuoti anulari incontrati nel passaggio dello scudo (l'affermazione è valida per i terreni incoerenti in esame).

In definitiva, la pressione nella camera di scavo della TBM dovrebbe essere mantenuta ad un livello in grado di assicurare condizioni di lavoro stabile con un coefficiente di sicurezza che permetta di assorbire le fluttuazioni legate al fatto che si opera in situazione dinamica.

Essa dovrà essere sufficiente ad evitare incontrollati collassi di materiale all'interno della camera di lavoro, ma non tale da provocare deformazioni del terreno e blow-up con conseguente perdita della miscela di stabilizzazione lontano dal fronte.

In sintesi, la definizione a priori della pressione di stabilizzazione risulterebbe essere, di fatto, elemento secondario finalizzato alla sola definizione del valore iniziale da ottimizzare, in corso d'opera, sulla base del bilancio dei volumi estratti.

Le problematiche relative ai cedimenti richiedono la massima attenzione anche ad altri aspetti quali, essenzialmente:

- velocità di avanzamento;
- operazioni di intasamento di tutti i vuoti dietro il fronte .

Inoltre le ricerche, di natura più tecnologica che teorica, devono analizzare i meccanismi che nascono dietro al fronte: sono di recente introduzione sistemi di iniezione, per lo più di polimeri o fanghi bentonitici, dietro la testa di scavo sopra lo scudo.

Questi materiali, iniettati in pressione, sostengono il terreno sopra lo scudo nell'intervallo temporale che va dal passaggio della testa fino allo sfilamento dello scudo ed al relativo intasamento definitivo con malta cementizia.

## 5 Scavo con EPB-S in terreni incoerenti sottofalda (gli esempi di Milano e Brescia)

A Milano a partire dai primi anni novanta è stato in più occasioni utilizzato, per lo scavo del Passante Ferroviario e per quello di alcune tratte della linea metropolitana, uno scudo a pressione di terra EPB-S. Questo metodo di scavo è stato per la prima volta utilizzato a Milano negli anni 1993-1994 nella realizzazione del "Collegamento Ferroviario Passante" per un tratto lungo circa 4 km nella realizzazione di due gallerie, a singolo binario, con coperture variabili tra 4 e 16 m.

Successivamente è stato impiegato negli anni 2004-2005, in parallelo con la costruzione del nuovo Polo Fieristico, per la realizzazione del prolungamento della linea 1 della Metropolitana. Più recentemente per la linea M5 di Milano da Zara a Garibaldi e per la Metropolitana di Brescia da Volta a Ospedale. Tale sistema è inoltre impiegato oggi per l'estensione della linea M5 a Milano da Garibaldi a San Siro e per la linea M4 di Milano.

A partire dal 2006 la tecnologia di scavo meccanizzato con tecnologia EPB-S è stata utilizzata anche per la realizzazione della tratta in galleria naturale (di lunghezza complessiva pari a circa 6 km) nell'ambito della realizzazione delle opere civili della metropolitana urbana di Brescia (progetto Metrobus Brescia). La successiva tabella riporta una sintesi dei dati caratteristici dei lavori:

**Tabella 1 - Esempio di Tabella**

	Prolungamento M1	Collegamento Passante	Metrobus Brescia
Committente	Comune di Milano	Comune di Milano – Regione Lombardia	Brescia Mobilità S.p.A.
Impresa	TORNO - FIAT Engineering - ICLET	TORNO – C.M.B. – COGEFAR – LODIGIANI – COLLINI – TETTAMANTI	ANSALDO TRASPORTE ASTALDI ANSALDO BREDA NECSO ENTRECANALES CUBIERTAS
Anni	2004-2005	1994-1995	2006-2009
Diametro scavo	6564 mm	8330 mm	9150 mm
Lunghezza TBM	9400 mm	8560 mm	9700 mm

L'area di Milano interessata dagli scavi delle citate opere è con buona omogeneità caratterizzata, in affioramento, da depositi di origine fluvio-glaciale costituiti da un potente (50÷60 m) deposito di ghiaie e sabbie, in matrice limosa con locali lenti di argilla, da mediamente ad altamente addensate. La curva granulometrica tipica, definibile come la curva media di questo fuso, fornisce le seguenti indicazioni:

$D < 0.074 \text{ mm} = 10 \div 20\%$

$D > 2 \text{ mm} = 70\%$

$D > 10 \text{ mm} = 10 \div 20\%$

Si possono, inoltre, incontrare banchi di sabbie fini limose e limi sabbiosi con andamento imprevedibile sia in profondità sia arealmente.

L'area di Brescia interessata dallo scavo delle gallerie per la metropolitana presenta buone caratteristiche di omogeneità; la prevalenza dei terreni presenti è grossolana, sebbene localmente siano rappresentate tutte le frazioni granulometriche (l'unità maggiormente interessata dalle gallerie è risultata infatti costituita da ghiaia eterometrica, poligenica, con ciottoli, immersa in matrice sabbioso – limosa). Lungo il tracciato non vi sono state significative variazioni granulometriche se non procedendo da Nord verso Sud, nei caratteri sempre più grossolani, fino all'area del Deposito dove, la componente limo-argillosa è completamente assente e i materiali, ben gradati granulometricamente, presentano una matrice costituita da sabbia fine ed uno scheletro grossolano ad elevata maturità. La curva granulometrica tipica dei terreni interessati dallo scavo della galleria per la metropolitana di Brescia, definibile come la curva media di questo fuso, fornisce le seguenti indicazioni:

$D < 0.074 \text{ mm} = 10 \div 30\%$

$D > 2 \text{ mm} = 50\%$

$D > 10 \text{ mm} = 25 \div 45\%$

Di seguito si riporta un'analisi dei dati raccolti nel corso dei lavori del Passante ferroviario, della linea M1 e della Metropolitana di Brescia; le conclusioni ottenute possono essere ritenute, in via preliminare, valide per scavi con EPB-S in contesti geotecnici di terreni incoerenti sotto falda.

### 5.1 Pressione di stabilizzazione al fronte

I valori di cedimento massimo si sono sempre manifestati in associazione a valori di pressione estremamente bassi in termini di picchi di valore minimo. Tali picchi, se pur istantanei, raggiungevano valori evidentemente inferiori ai valori richiesti per la stabilità e si sono manifestati quasi sempre ove condizioni al contorno (uscita della macchina nei manufatti, ad esempio) od operative (fase di avvio iniziale, fermi macchina) hanno causato perdite di pressione difficilmente controllabili. Se si ragiona in termini di valore medio di pressione registrato, non si può però rilevare un effettivo legame tra incremento di pressione e riduzione di cedimento finale.

Le due successive figure riportano una sintesi dei valori di pressione medi registrati, dei valori teorici di pressione in condizioni K0 e dei cedimenti misurati per entrambi i lavori. Si può notare che, assunto un valore di pressione prossimo al teorico in condizioni K0 come valore di avvio della macchina, la pressione è stata successivamente ridotta: i cedimenti misurati non evidenziano incrementi relativi associabili.

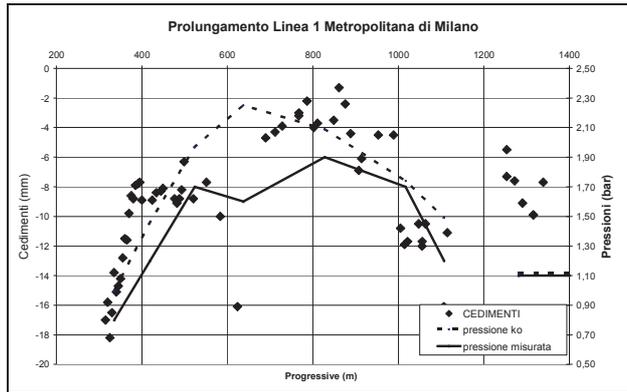


Figura 7 - Linea 1 - Cedimento-pressione al fronte

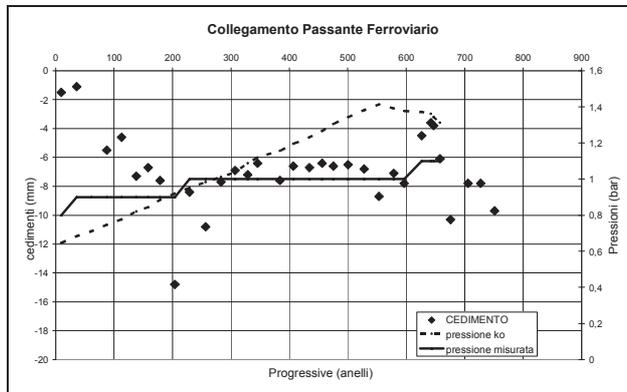


Figura 8 - Passante Ferroviario - Cedimento-pressione al fronte

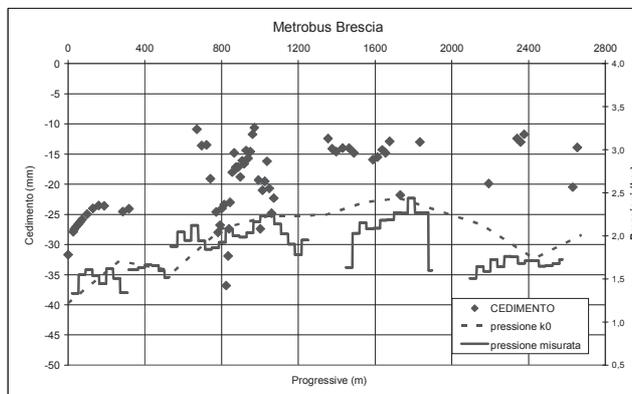


Figura 9 - Metrobus Brescia - Cedimento-pressione al fronte

## 5.2 Bacini di subsidenza trasversali e longitudinali

In termini deformativi, sono stati analizzati per i casi in esame i bacini di subsidenza trasversali e longitudinali disponibili, scartando i bacini in zone "disturbate" dalla presenza di edifici o di trattamenti di consolidamento.

Nel caso della linea 1 e del Passante, sono stati analizzati n. 18 e n. 5 bacini trasversali e n. 78 e n. 28 bacini di subsidenza longitudinale e per la metropolitana di Brescia sono stati analizzati n. 54 bacini trasversali e n. 110 bacini longitudinali.

Nel grafico di figura 10 sono plottati i valori della posizione del flesso trasversale "i" in funzione della copertura e le corrispondenti rette interpolanti; nello stesso grafico tali valori sono confrontati con il range di letteratura indicato da Mair (1997) per sabbie e ghiaie. Si nota, per i tre i lavori considerati, una buona concentrazione dei dati attorno ad un valore individuabile come:

$$i = (0.43 \div 0.46) \cdot z \quad (4)$$

È quindi possibile, in sintesi, concludere che sia per il terreno di Milano che per il terreno di Brescia il range di riferimento di K per il calcolo dei cedimenti con la formulazione "gaussiana" risulta:

$$K = (0.43 \div 0.46) \quad (5)$$

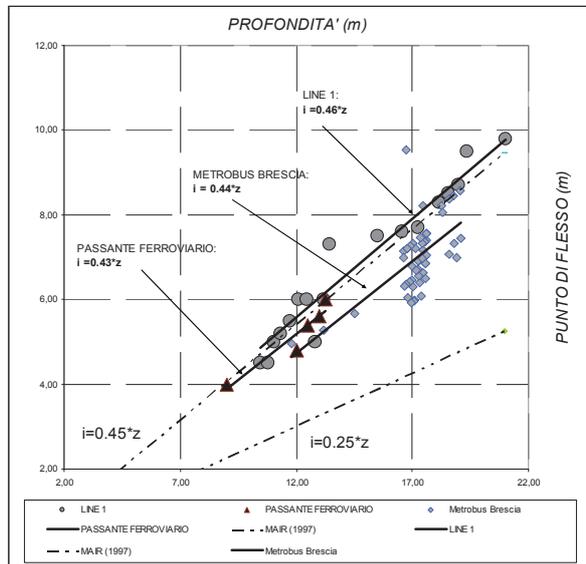


Figura 10 - Posizione flesso trasversale-copertura

In figura 11 si riportano, per i tre casi, i profili di subsidenza longitudinale con i cedimenti normalizzati al cedimento massimo, in ascissa è riportata la posizione del fronte normalizzata al diametro. In termini di cedimenti assoluti, si registrano valori simili nei tre casi mentre risultano diverse le curve percentuali.

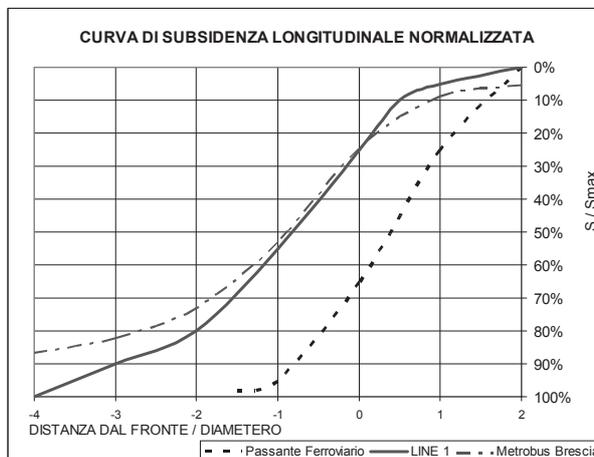


Figura 11 - Curva di subsidenza longitudinale normalizzata

Dall'analisi delle curve normalizzate di subsidenza longitudinale, si nota una certa corrispondenza di comportamento deformativo tra i casi del prolungamento della linea 1 di Milano e della metropolitana di Brescia: si osserva che i cedimenti prodotti si manifestano per circa il 40 % in corrispondenza dello scudo (circa 9 m a tergo della testa fresante) e, considerando circa il 25 % prima del fronte, per il restante 35 % in coda alla macchina, in fase di iniezione dello spazio anulare in estradosso del concio. Ciò sembrerebbe evidenziare una buona gestione della pressione in camera di scavo mentre appare piuttosto elevata la percentuale di cedimento a valle dello scudo. Nel caso del Passante si osserva che in corrispondenza del passaggio del fronte è stato raggiunto mediamente già il 70 % del cedimento finale, percentuale che diventa pari al 94 % al passaggio dello scudo. Dopo il passaggio del fronte il comportamento, a parte qualche raro caso, è stato simile per tutti i punti indipendentemente dalle coperture e da altri parametri. La netta differenza di comportamento tra i due casi è riconducibile, essenzialmente, ad aspetti tecnologici di intasamento del vuoto dietro ai conci.

Nella linea 1 di Milano e nella metropolitana di Brescia sono stati adottati semplici sistemi di iniezione di betoncino, rispettivamente a 4 e 6 ugelli, posti sul contorno dello scudo, mentre nel caso del Passante era stato invece adottato un sistema più complesso (sistema Hochtief) che prevedeva sempre le iniezioni di un betoncino fluido da ugelli posti sul contorno dello scudo; questo betoncino era in grado, però, di esercitare una pressione sul terreno poiché era confinato da un cassero anulare mobile dotato di pressostati. Questa attrezzatura permetteva di poter agire variando le pressioni del calcestruzzo di riempimento operando in modo simile agli interventi di "compensation grouting". Si deve però aggiungere che tale apparato era risultato estremamente oneroso soprattutto in termini di manutenzione e richiesta di personale altamente specializzato.

L'analisi dell'evolversi nel tempo delle curve di subsidenza longitudinali in relazione alla posizione del fronte ed alla velocità di avanzamento ha inoltre evidenziato che, nel terreno di Milano e di Brescia, come prevedibile, gli effetti dello scavo si propagano in superficie in maniera molto rapida, sostanzialmente immediata.

## 6 Bibliografia

- A.F.T.E.S., 2001. Synthese Eupalinos 2000 – EPB Shield Theme B1: Laboratory studies on reduce models.
- Anagnostou G., Kovari K., 1996. Face stability conditions earth-pressure-balanced shields. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 11(2): 165-173
- Attewell P. B., 1978. Ground movements caused by tunneling in soil. *Large Ground Movements and Structures*, 1978 London, 812-948
- Burland J. B. Woth C. P., 1974. Settlement of buildings and associated damage. *Proceedings of a conference on Settlements of Structures*, 1974 Cambridge, 611-654
- Burland J. B., 1997. Assessment of risk damage to buildings due to tunneling and excavation. *Earthquake Geotechnical Engineering*, 1997 Ishihara, 1189-1201
- Chambon P., Corte J. F., 1994. Shallow tunnels in cohesionless soil: Stability of tunnel face. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 120, 1148-1165
- Chiorboli M., Marcheselli P., 1996. Analysis and control of subsidence due to Earth Pressure Shield tunneling in Passante Ferroviario of Milano. *North American Tunneling*. 1996 Washington DC, 97-106
- Cavagna B., Chiorboli M., 2004. The use of EPB in the Milan subsoil: line 1 extension. *International Congress on mechanized tunneling*. 2004 Torino, 107-118
- Mair R. J., Taylor R. N., Burland J. B., 1996. Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunneling. *International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, 1996 London, 713-718
- Mair R. J., Taylor R. N., 1997. Theme lecture: bored tunneling in the urban environment. *Conference on soil mechanics and foundation engineering*, 1997 Hamburg, vol.4, 2353-2385
- Rankin W. J., 1988. Ground movements resulting from urban tunneling: predictions and effects. *Engineering geology of underground movements*, Geological Society Engineering Geology Special Publication, 79-92