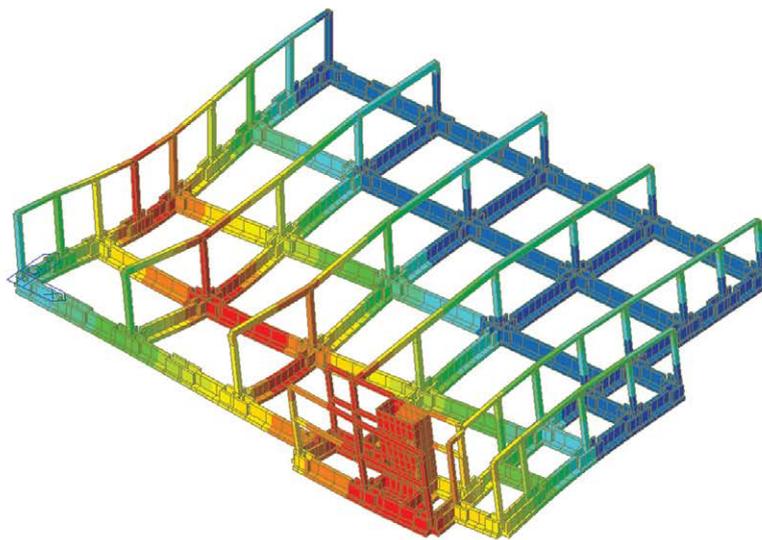
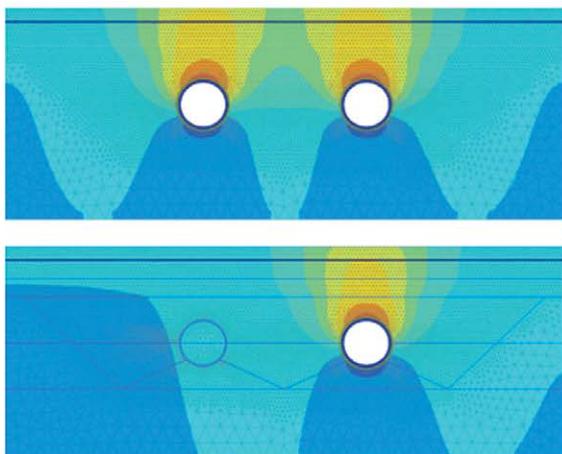


## Effetti della realizzazione e dell'esercizio di una galleria ferroviaria su un edificio prefabbricato esistente – Parte I: effetti della subsidenza da scavo

Alessandro Desimoni<sup>1</sup>, Lorenzo Leoni<sup>2</sup>, Martino Leoni<sup>3</sup> ■



**Nome dell'opera/progetto:**  
Edificio prefabbricato esistente

**Tipo di progetto:**  
Analisi degli effetti della subsidenza da scavo

### 1. Sommario

La costruzione e il successivo esercizio di una galleria ferroviaria sotterranea determinano inevitabili effetti sul terreno circostante, che possono manifestarsi fino al piano campagna, interessando eventuali fabbricati esistenti in superficie. Durante la fase di scavo della galleria, in corrispondenza del piano campagna si può talvolta osservare la formazione di un bacino di subsidenza più o meno esteso. Il fenomeno della subsidenza comporta, all'avanzare dello scavo, la formazione di cedimenti sulla superficie del terreno, i quali si possono ripercuotere sulle fondazioni e sulle strutture degli edifici sovrastanti. Durante il successivo esercizio ferroviario, il transito dei convogli genera onde vibrazionali che si irradiano nell'ambiente circostante e si propagano nel terreno sino a giungere, debitamente attenuate, alle fondazioni dei fabbricati esistenti e alla superficie libera del terreno. Tali vibrazioni possono produrre effetti negativi sia per il comfort delle persone presenti all'interno dei fabbricati che sulle strutture stesse. Il presente articolo descrive le analisi condotte su un edificio prefabbricato esistente interessato dallo scavo in profondità di una galleria ferroviaria e dimostra che l'utilizzo di

<sup>1</sup> Studio Tecnico Desimoni, Tortona (AL) - ✉ [desi.ale@tor.it](mailto:desi.ale@tor.it)

<sup>2</sup> Wesi Geotecnica S.r.l., Massa (MS) - ✉ [lorenzo.leoni@wesigeotecnica.it](mailto:lorenzo.leoni@wesigeotecnica.it)

<sup>3</sup> Wesi Geotecnica S.r.l., Genova (GE) - ✉ [martino.leoni@wesigeotecnica.it](mailto:martino.leoni@wesigeotecnica.it)

analisi numeriche consente di cogliere il comportamento del terreno e dei fabbricati in modo più accurato e realistico rispetto ai tradizionali approcci.

Nella prima parte dell'articolo si analizzano gli effetti dello scavo della galleria sul fabbricato; la seconda parte verterà sugli effetti dell'esercizio ferroviario sul fabbricato.

**Parole chiave:** galleria sotterranea, subsidenza, analisi FEM geotecnica 3D, interazione scavo-struttura esistente, analisi con elementi a fibre.

## 2. Introduzione

L'immobile oggetto dello studio è un edificio commerciale in struttura prefabbricata, di estensione planimetrica di 4000 m<sup>2</sup> circa e altezza massima 9.20 m, sviluppato prevalentemente su un unico livello, con una zona uffici a due piani posizionata in corrispondenza di uno spigolo del fabbricato.

La realizzazione dell'edificio risale al 2007 e adotta materiali e tecnologie costruttive tipici del periodo. Il progetto strutturale è stato redatto nel 2006, in conformità al D.M. 9 gennaio 1996 per le verifiche di sicurezza strutturale e ai D.M. 16 gennaio 1996 relativamente alle azioni statiche e sismiche sulle strutture (il sito su cui sorge il fabbricato appartiene alla zona sismica 3). È disponibile ampia documentazione progettuale (esecutivi completi delle strutture di fondazione e elevazione, modelli di calcolo FEM globali e di dettaglio) e della fase di costruzione (certificati originali dei materiali, documentazione fotografica, as-built), fondamentale per adottare un livello di conoscenza accurato e poter eseguire le analisi strutturali dell'edificio esistente con metodi non lineari.

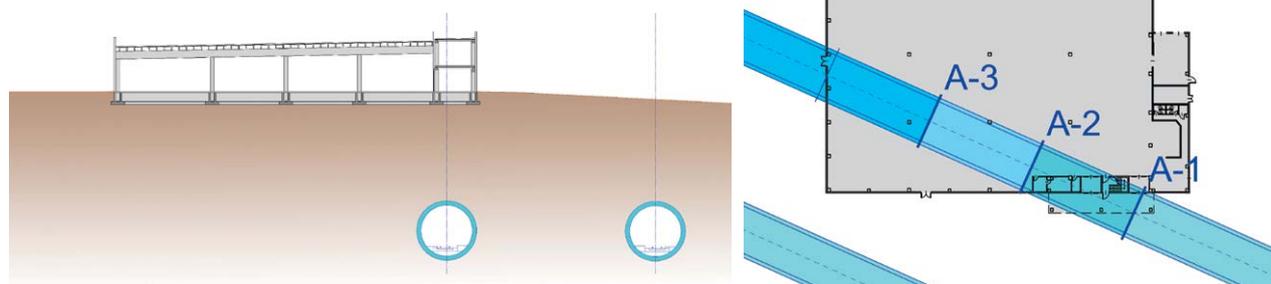
Il progetto definitivo di una linea ferroviaria ad alta velocità e alta capacità prevede il passaggio del tracciato, attraverso due gallerie, al di sotto del fabbricato; l'estradosso della calotta delle gallerie presenta un ricoprimento di terreno di circa 15.80 m rispetto al piano di posa delle fondazioni del fabbricato.

Si è reso quindi necessario valutare gli effetti indotti dallo scavo della galleria e del successivo esercizio ferroviario sul fabbricato ormai esistente.

Il presente studio è stato ultimato a fine 2011, quando il quadro normativo vigente era rappresentato dal D.M. 14 gennaio 2008 (NTC 2008); tuttavia, trattandosi di una procedura in corso da tempo, le verifiche strutturali sono state condotte ai sensi del quadro normativo previgente.

Nel presente documento, per aggiornare lo studio, le verifiche strutturali sono riferite alle NTC 2008.

**Figura 1**  
Planimetria e sezione trasversale A-2 del fabbricato in studio con sovrapposto il tracciato delle gallerie ferroviarie. L'asse delle gallerie forma un angolo di 24° rispetto al lato lungo del fabbricato.



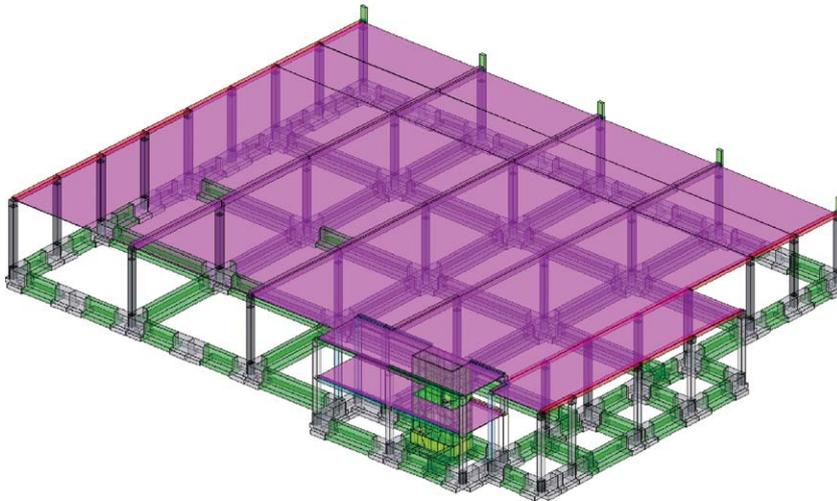
## 3. Descrizione del fabbricato esistente

Le strutture portanti verticali in calcestruzzo armato sono costituite da pilastri isostatici prefabbricati e dal nucleo scala gettato in opera. I pilastri sono disposti su una maglia 13.50 x 16.00 m; il nucleo scala presenta setti disposti lungo un perimetro rettangolare di 3.30 x 5.50 m.

La copertura, realizzata con elementi in calcestruzzo armato precompresso, è composta da tegoli binervati che poggiano su travi principali isostatiche con sezione ad "I". Nella zona a due piani, si utilizzano travi di banchina ad "L" su cui poggiano

solai realizzati con lastre piane in c.a.p. (con soletta collaborante gettata in opera per il primo livello).

Nell'ipotesi di piano di copertura infinitamente rigido (assicurata dalle connessioni tra i tegoli e le travi di copertura), la struttura resistente alle azioni orizzontali può essere considerata come mista telaio-pareti. A causa dell'eccentricità del nucleo scale rispetto al baricentro delle masse dell'edificio, gli effetti torsionali dovuti alle azioni orizzontali sono piuttosto evidenti e ciò ha comportato, in fase progettuale, un opportuno irrigidimento di alcuni telai perimetrali, in modo da ricentrare il baricentro delle rigidità.



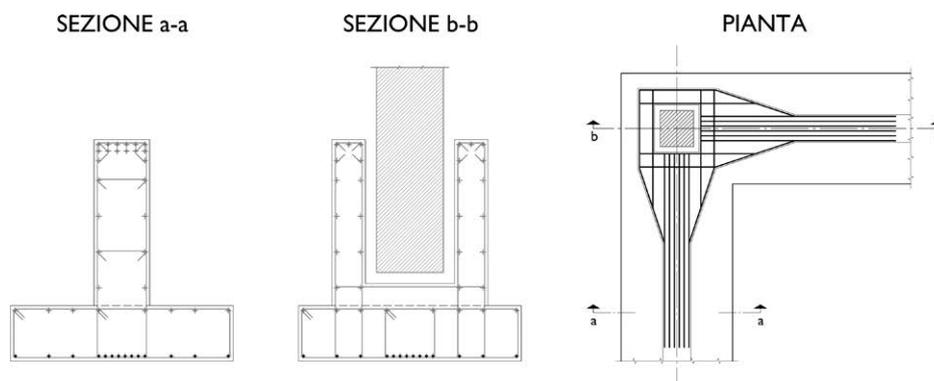
**Figura 2**  
Modello di calcolo ad elementi finiti originale, utilizzato nel 2006 per la progettazione del fabbricato.

Il tamponamento esterno è realizzato tramite pannelli prefabbricati, posti in opera orizzontalmente e poggianti sui bicchieri dei pilastri di bordo; questi ultimi presentano interasse dimezzato rispetto ai pilastri centrali, per consentire il corretto posizionamento dei pannelli.

Le fondazioni del fabbricato sono costituite da un graticcio di travi rovesce, di sezione a T rovescio, di altezza complessiva e impronta sul terreno pari a 200 cm. In corrispondenza dell'intersezione sotto i pilastri, le travi si allargano (con una rastremazione dell'anima a coda di rondine) per poter accogliere il bicchiere per l'alloggiamento dei pilastri prefabbricati.

In fase progettuale, non potendo utilizzare fondazioni profonde, si è preferito adottare la soluzione a graticcio di travi anziché quella costituita da plinti collegati da travi di sezione ridotta, atte unicamente a contrastare le azioni orizzontali indotte dal sisma, sia per ottenere una migliore e più omogenea distribuzione delle pressioni sul terreno (che presenta non elevate caratteristiche di portanza), sia per limitare il più possibile i cedimenti differenziali.

Nel progetto originale è presente uno studio di dettaglio della zona di intersezione delle travi di fondazione, che ospita il bicchiere del pilastro prefabbricato (eseguito con il software 2S.I. Pro-Sap).

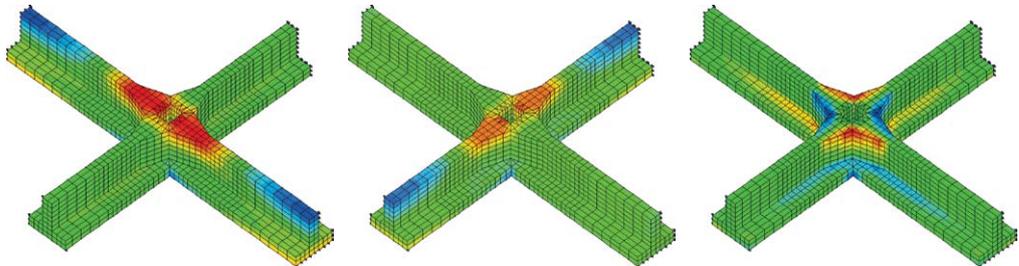


**Figura 3**  
Disegni di armatura delle fondazioni del progetto originale del 2006.

**Figura 4**  
Disegni di armatura delle  
fondazioni del progetto  
originale del 2006  
(in basso).



**Figura 5**  
Stress analysis del modello  
FEM di dettaglio utilizzato  
nel 2006 nella progettazione  
delle fondazioni.

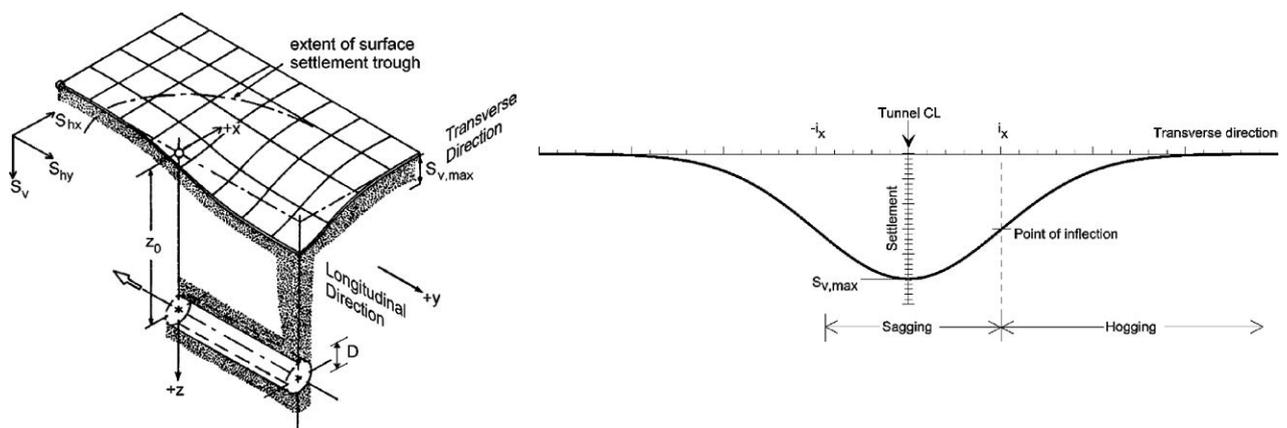


#### 4. Il fenomeno della subsidenza da scavo

La costruzione di una galleria nel sottosuolo è inevitabilmente accompagnata da movimenti del terreno circostante e da una relativa variazione dello stato tensionale dello stesso.

In corrispondenza del piano di campagna, soprattutto qualora lo scavo sia poco profondo, si può manifestare la formazione di un bacino di subsidenza più o meno esteso, caratterizzato da cedimenti sulla superficie del terreno, i quali, a loro volta, si ripercuotono sulle fondazioni e sulla strutture degli edifici sovrastanti. In alto in Figura 6 è indicata schematicamente la formazione dei cedimenti in superficie all'avanzare dello scavo della galleria.

**Figura 6**  
Bacino di subsidenza indotto  
dall'avanzamento dello scavo  
di una galleria e relativo  
profilo trasversale.



La deformata in corrispondenza di una sezione ortogonale all'asse della galleria (in basso in Figura 6) ha un andamento molto prossimo ad una distribuzione normale gaussiana: un'idealizzazione, confermata da numerosi studi eseguiti, che consente notevoli vantaggi dal punto di vista matematico.

Gli spostamenti superficiali dipendono da molti fattori, tra i quali le modalità di scavo e le caratteristiche delle macchine utilizzate, la deformabilità dei terreni interessati, la variazione dello stato tensionale indotta dallo scavo o l'eventuale variazione delle condizioni idrauliche (circostanza, quest'ultima, da escludersi nel caso in esame in considerazione delle modalità di scavo previste e della tipologia dei terreni attraversati).

Nel presente studio la subsidenza viene analizzata secondo un approccio numerico 2D e 3D, che consente di circostanziare il fenomeno nel contesto geologico in esame.

#### 4.1 Analisi numerica geotecnica

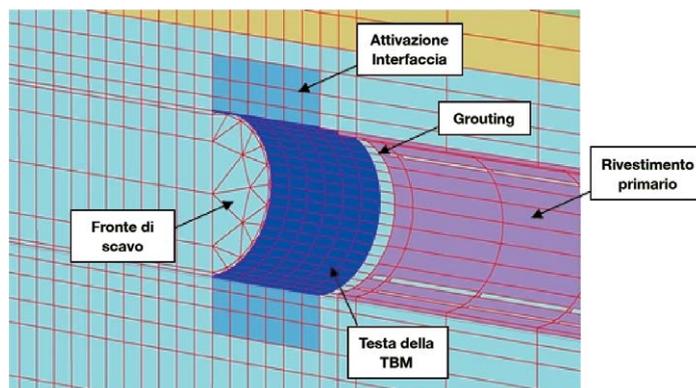
Lo studio del fenomeno di subsidenza indotta dallo scavo della galleria viene affrontato per via numerica utilizzando i software a elementi finiti PLAXIS 2D versione 2011 e PLAXIS 3D TUNNEL versione 2.4.

Per quanto riguarda la geometria del problema, il modello bidimensionale include la posizione di entrambe le canne della galleria ferroviaria, ponendosi come obiettivo l'analisi comparativa tra l'effetto della doppia escavazione e il caso di scavo singolo; al contrario il modello tridimensionale, essendo principalmente volto a determinare forma ed estensione del catino di subsidenza in funzione dell'avanzamento longitudinale del tunnel, è stato invece costruito sfruttando la simmetria geometrica della singola canna, in condizioni di campo libero.

Il comportamento dei vari strati di terreno coinvolti, principalmente orizzonti alluvionali posti su un substrato marnoso, è stato simulato attraverso il modello costitutivo *Hardening-Soil* (Schanz et al., 1999), un modello a doppia superficie di incrudimento, in grado di cogliere le deformazioni irreversibili legate sia a compressioni volumetriche che tensioni deviatoriche. Tutti i parametri costitutivi per il terreno impiegati nelle analisi sono ricavati o desunti dai risultati di indagini geognostiche eseguite nello specifico lotto di appartenenza del fabbricato in esame, integrando e confrontando tali dati con i risultati di prove di laboratorio eseguite su campioni prelevati da indagini realizzate nelle aree limitrofe.

Lo scavo della galleria è previsto per mezzo di una *Tunnel Boring Machine* (TBM) con dispositivo di sostegno del fronte mediante circolazione dello stesso materiale di scavo fluidificato (sistema *Earth Pressure Balance*, EPB). I dati di input a disposizione riferiscono un foro caratterizzato da diametro netto interno di 8.60 m con un rivestimento generico di spessore pari a 75 cm, senza specificare se tale spessore sia costituito da un unico ordine di rivestimento o, come in genere avviene nel caso di utilizzo di ricorso a TBM con EPB, dalla sovrapposizione di due ordini, uno prefabbricato (temporaneo) e uno in calcestruzzo (permanente). Ai fini della presente analisi del fenomeno di subsidenza si è scelto di includere nel modello unicamente il supporto temporaneo, non essendo rilevante la ridistribuzione degli sforzi tra i vari ordini di rivestimento e ritenendo verosimilmente conclusa la perdita di volume in seguito della prima installazione. La modellazione del rivestimento temporaneo ha previsto l'adozione di elementi di volume definiti sulla base di un generico calcestruzzo armato classe C40/50. La rigidità del sostegno ha tenuto conto dell'indebolimento flessionale costituito dai giunti di connessione tra i segmenti prefabbricati (Muir Wood, 1975). Il comportamento meccanico delle interfacce tra rivestimento della galleria e terreno è stato assunto di tipo elastico-perfettamente plastico.

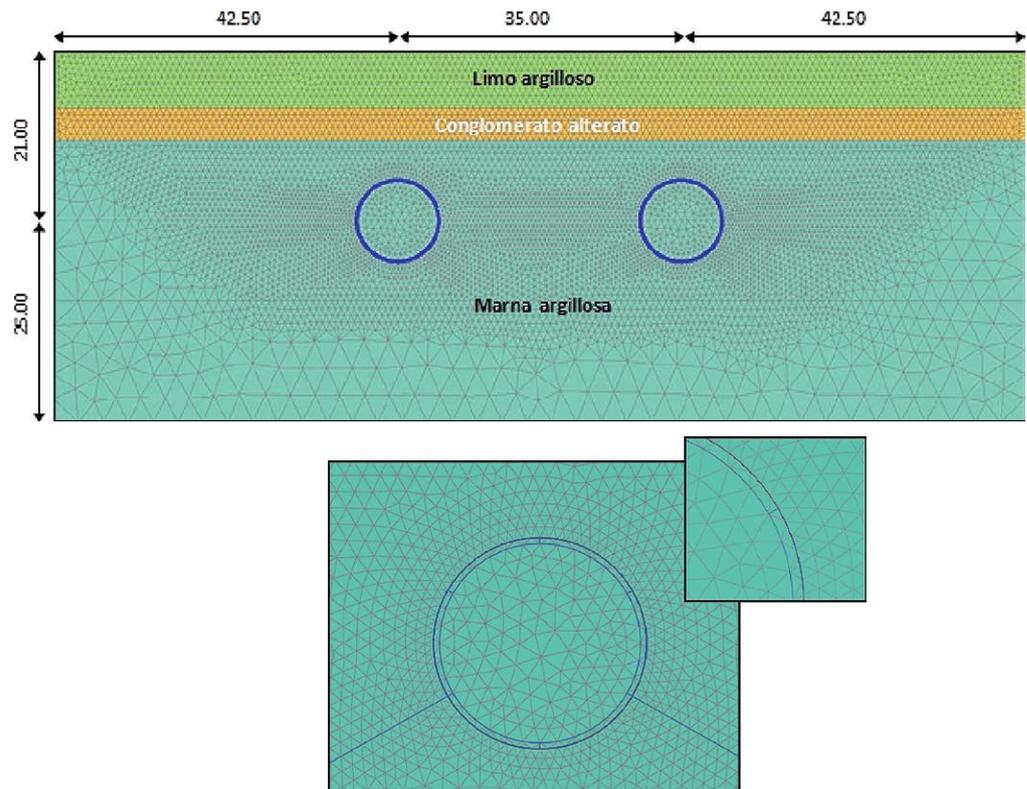
La simulazione delle operazioni di scavo della galleria ha visto la presenza della TBM nelle prime fasi di calcolo. La schematizzazione numerica bidimensionale della macchina è tradizionalmente basata su due contributi: un guscio circolare delle dimensioni dello scavo e caratterizzato da un valore di rigidità ben superiore rispetto al terreno circostante, con assegnata una massa volta a rappresentare il peso della TBM stessa. Tali aspetti di modellazione sono stati estesi anche al problema tridimensionale, con l'unica differenza rispetto al caso 2D che la pressione al fronte di scavo esercitata dal meccanismo EPB e la pressione imposta alla malta di intasamento del vuoto anulare prima dell'installazione del rivestimento primario sono state esplicitamente tenute in conto, così come i singoli componenti strutturali appartenenti alla TBM (Figura 7).



**Figura 7**  
Dettaglio degli elementi strutturali nell'analisi 3D.

In Figura 8, in alto, è mostrata la mesh ad elementi finiti adottata per il calcolo dei cedimenti indotti dallo scavo della coppia di gallerie nello schema bidimensionale: 15182 elementi a sei nodi per un totale di 30927 nodi. La scelta di utilizzare elementi a sei nodi ha permesso di impiegare una mesh più raffinata rispetto a quella che sarebbe risultata dall'impiego di elementi a 15 nodi, in maniera tale da rendere possibile un raffittimento selettivo della stessa nelle aree ritenute più significative. Le dimensioni complessive della mesh di 120 m in direzione trasversale e 46 m in profondità obbediscono alla necessità di posizionare i contorni a una distanza tale da non influire con il problema analizzato. In Figura 8, in basso, è evidenziato il dettaglio della modellazione del rivestimento adottato nell'analisi degli effetti associati al fenomeno di subsidenza.

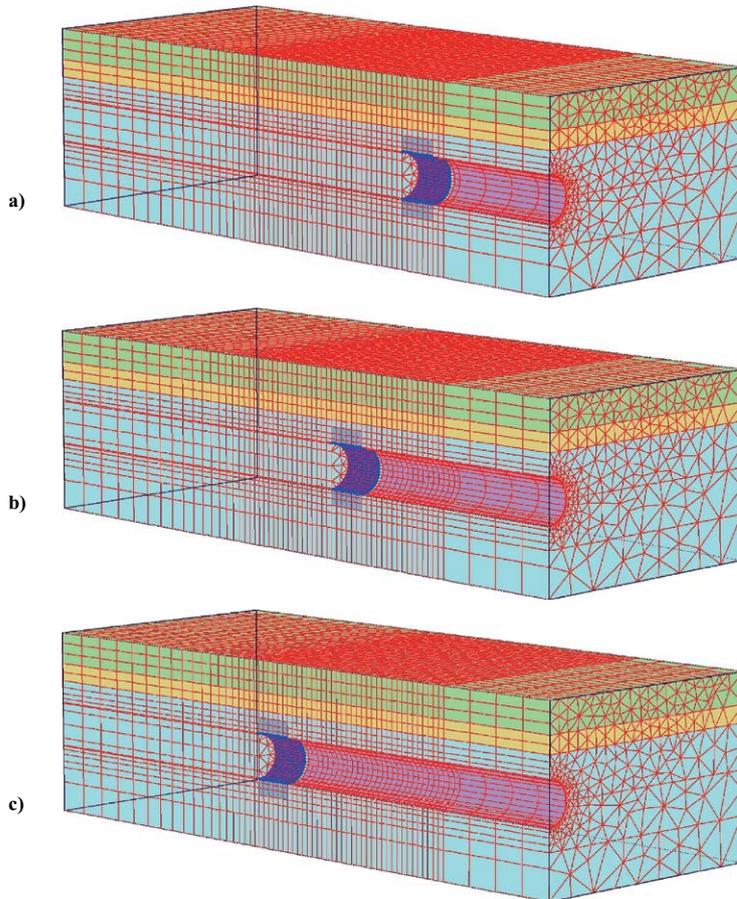
**Figura 8**  
Rappresentazione della mesh di elementi finiti 2D e dettaglio di modellazione della galleria.



Pur richiedendo una mesh più grossolana rispetto al caso bidimensionale per esigenze di convergenza, il modello tridimensionale è stato comunque oggetto di raffittimento nelle aree ritenute più significative per le finalità preposte (Figura 7). Le dimensioni complessive della mesh sono di 150 m in direzione longitudinale (asse della canna), di 41 m in profondità e 60 m in direzione trasversale, per un totale di 32640 elementi a 15 nodi. La scelta di un'adeguata dimensione parallela all'asse di sviluppo della galleria ha obbedito alla necessità di ovviare all'inevitabile disturbo arrecato dal *boundary* di ingresso dello scavo: al tratto di interesse contenuto da tre sezioni poste a una distanza relativa di circa 22.50 m l'una dall'altra, come indicato con le sigle A-1, A-2 e A-3 in Figura 1, sono stati pertanto aggiunti due volumi addizionali, all'inizio e all'estremità posteriore del modello (Figura 9). Per quanto riguarda le condizioni iniziali, ai materiali è generalmente assegnato il valore del rapporto di sovraconsolidazione (OCR) emerso dai risultati dalle indagini di laboratorio. Tale rapporto risulta essere usualmente più marcato negli strati prossimi alla superficie, tendendo all'unità con la profondità. Il caso in esame non fa eccezione, con un valore del rapporto di sovraconsolidazione pari a quattro nel primo strato di limo argilloso e pari all'incirca a due nella parte sommitale del substrato di argilla marnosa. Il livello di falda, non essendo previsto alcun mutamento sostanziale, è stato mantenuto costante alla posizione iniziale di -3.0 m rispetto al piano campagna per tutta la durata dell'analisi.

#### 4.2 Modellazione 2D

Per simulare lo scavo della galleria in un'analisi ad elementi finiti in 2D, l'effetto della terza dimensione mancante deve essere comunque incluso, quantomeno in maniera indiretta. L'aspetto che si perde in una modellazione bidimensionale è legato principalmente all'arco di tensione che si genera attorno al fronte non supportato di scavo; tale arco è nella realtà in grado di sostenere i carichi verticali trasferendoli sulla parte già supportata. Il metodo impiegato per compensare questo effetto è quello in cui è prescritta una contrazione della galleria o una perdita di volume in percentuale. Tale metodo prevede due fasi di calco-



**Figura 9**  
Modellazione  
dell'avanzamento dello scavo:  
a) sezione A-1;  
b) sezione A-2;  
c) sezione A-3.

lo: durante la prima fase lo scavo è simulato dalla rimozione del materiale all'interno del tunnel, con attivazione dell'elemento strutturale relativo alla TBM libero di deformarsi. Nella seconda fase di calcolo, l'elemento strutturale viene contratto sino a raggiungere la percentuale prevista. Dato che la rigidità della struttura è in genere superiore di diversi ordini di grandezza rispetto a quella del terreno, la contrazione prescritta produce una deformazione radiale verso il centro del foro. La presenza del peso della TBM nei clusters inferiori serve a compensare tale tendenza.

Su esplicito requisito iniziale, l'analisi numerica è cautelativamente condotta sulla base di un valore di contrazione del 2%, pur ritenendo improbabile in presenza del sistema EPB una perdita di volume superiore all'1% (Potts e Zdravkovic, 2001); il valore del 2% è da riferirsi a condizioni eccezionali, legate ad eventuali imprevisti sul funzionamento delle macchine di scavo.

Le fasi di calcolo adottate per ricavare il quadro deformativo indotto dallo scavo sono:

- Fase 0: Generazione tensioni iniziali.
- Fase 1: Scavo della galleria mediante TBM.
- Fase 2: Valore di Contrazione del 2%.

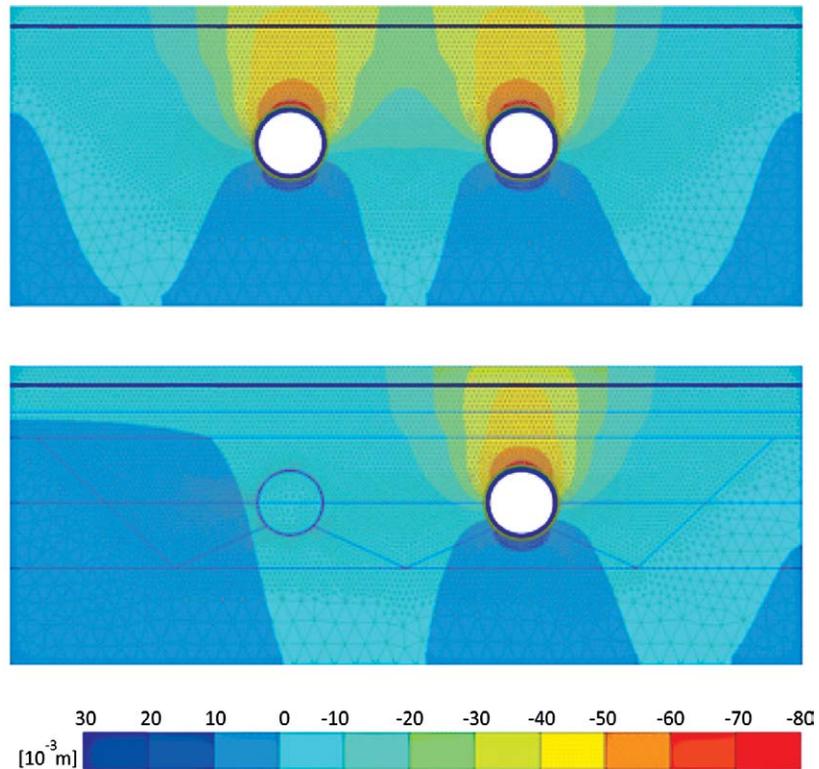
In Figura 10a è riportato il quadro deformativo al termine della fase di contrazione, nel caso di escavazione contemporanea di entrambe le canne della galleria. La scala cromatica evidenzia un cedimento lievemente superiore a sei centimetri in calotta, tendente ai quattro centimetri in superficie. La sovrapposizione degli effetti dovuti alla compresenza di entrambe le canne è presente, anche se di modesta entità.

In Figura 10b è riportato invece l'andamento dei cedimenti verticali al termine della fase di contrazione nell'escavazione di una singola canna. La scala cromatica riporta anche in questo caso un cedimento lievemente superiore ai sei centimetri in calotta, con un valore in superficie di tre centimetri circa, confermando l'osservazione precedente in proposito dell'effetto di mutua interazione tra le canne.

#### 4.3 Modellazione 3D

Per poter modellare l'interazione tridimensionale della galleria, è necessario dimensionare alcuni aspetti aggiuntivi, segnatamente la pressione al fronte di scavo esercitata dal meccanismo EPB, la pressione imposta alla malta di intasamento prima dell'installazione del rivestimento primario, nonché la spinta applicata dai pistoni idraulici al rivestimento in posto nell'a-

**Figura 10**  
Cedimento verticale (mm) in  
corrispondenza della sezione  
A-1: a) caso di doppio scavo,  
b) caso scavo singolo.



vanzamento della testa. Per quanto riguarda il terzo aspetto, ci si è riferiti a valori tipici associati a macchine di dimensioni standard (quale quella prevista per lo scavo in analisi).

Come nel caso dell'analisi bidimensionale, è inserita una contrazione di 2% per modellare la conicità della TBM e le altre cause, ordinarie e straordinarie, di perdita di volume. Sia il supporto al fronte di scavo che la pressione di *grouting* sono determinati avendo come riferimento il ripristino delle pressioni orizzontali e litostatiche. In assenza di precisi dati di input, per indagare l'effetto della pressione della malta di intasamento sul fenomeno di subsidenza, ci si avvale di uno studio parametrico a partire dal valore litostatico in calotta.

La distanza che separa la sezione A-1 dalla sezione A-3 è stata suddivisa in 30 conci di spessore 1.50 m. Durante l'analisi lo scavo viene successivamente traslato concio dopo concio verso la seconda sezione di riferimento. I passi fondamentali impiegati per ricavare il quadro deformativo indotto dallo scavo sono:

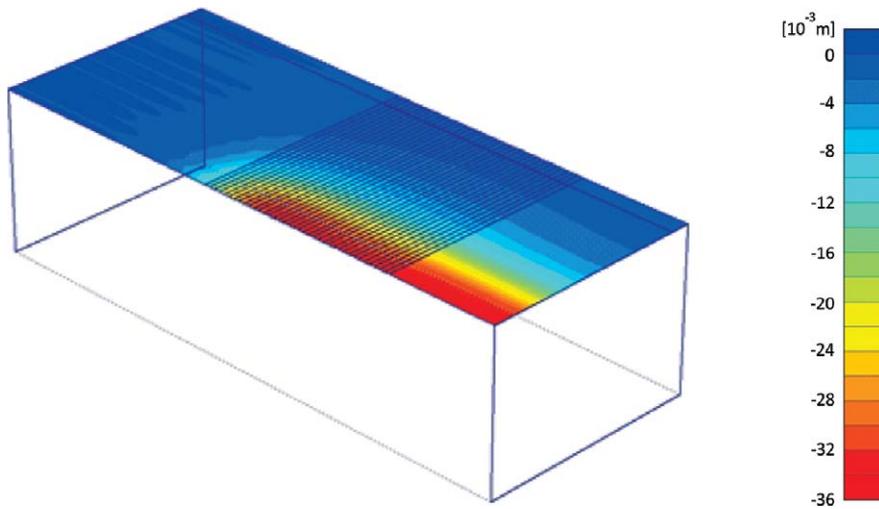
- Fase 0: Generazione tensioni iniziali.
- Fase 1: Inserimento della TBM nel tratto iniziale della mesh.
- Fasi da 2 a 16: Avanzamento dalla Sezione A-1 alla Sezione A-2.
- Fasi da 17 a 31: Avanzamento dalla Sezione A-2 alla Sezione A-3.

L'immagine in Figura 10 mostra la rappresentazione in scala cromatica della distribuzione di cedimento verticale al termine dell'ultima fase di avanzamento dello scavo, nel solo caso di avanzamento della singola canna in condizioni di campo libero. È possibile quantificare graficamente il cedimento massimo nella misura di 3.5 cm, nonché valutare qualitativamente la distribuzione bidimensionale del catino di subsidenza. I valori di spostamento di entità trascurabile posti alle estremità, confermano l'adeguatezza dei margini assunti ai contorni del problema.

Dallo studio parametrico effettuato emerge che una pressione di *grouting* pari al 50% del valore litostatico in calotta è sufficiente a garantire la stabilità e produce una curva di subsidenza longitudinale caratterizzata dal 36% del cedimento totale al fronte di scavo, con area di influenza di 27 m circa, sia per quanto riguarda il disturbo nell'avanzamento dello scavo, che per il raggiungimento del massimo cedimento a tergo. Tale distribuzione, e in particolare la percentuale di cedimento al fronte ridotta rispetto al 50% di usuale riferimento assunta nei calcoli a carattere preliminare, rientra pienamente nelle evidenze pubblicate in Letteratura.

#### 4.4 Curve di subsidenza adottate

Le curve di subsidenza trasversali e longitudinali determinate con l'approccio numerico tridimensionale vengono comparate con le curve desumibili da un approccio analitico semi-empirico, più cautelativo ma che non tiene conto delle specificità del sito.



**Figura 11**  
Andamento degli spostamenti verticali in superficie (mm) nell'ultima fase di avanzamento.

Tale trattazione (Tanzini, 2006) si basa sugli studi di Attewell (1986) e Rankin (1988), che hanno riepilogato l'approccio empirico di O'Reilly e New (1982). Con riferimento alla Figura 6, l'andamento del cedimento trasversale  $\rho$  può essere così descritto:

$$\rho(x) = \left( \frac{0.313 \cdot V_P \cdot D^2}{K \cdot z_0} \right) \cdot e^{\left( -\frac{x^2}{2 \cdot K^2 \cdot z_0^2} \right)} \quad (1)$$

in cui  $x$  è l'ascissa in corrispondenza del punto di inflessione,  $z_0$  è la profondità dell'asse della galleria,  $D$  il diametro della galleria,  $K$  un parametro che definisce l'estensione del bacino di subsidenza in funzione del tipo di terreno e  $V_P$  la percentuale di volume perso rispetto al volume di scavo della galleria.

In letteratura esistono altri metodi accreditati per stimare i profili trasversali dei cedimenti, tuttavia la formulazione di Attewell, oltre ad essere la più indicata per il tipo di terreno in esame, fornisce risultati maggiormente cautelativi sia in termini di cedimento massimo, sia in termini di pendenza della curva di subsidenza (e quindi di deformazioni orizzontali).

Per il profilo longitudinali dei cedimenti viene adottata la seguente formulazione di Sagaseta (1987):

$$\rho(y) = \frac{V_S}{2\pi z_0} \cdot \left( 1 + \frac{y}{\sqrt{y^2 + z_0^2}} \right) \quad (2)$$

in cui  $y$  è la distanza dal fronte di scavo e  $V_S$  è il volume perso dallo scavo.

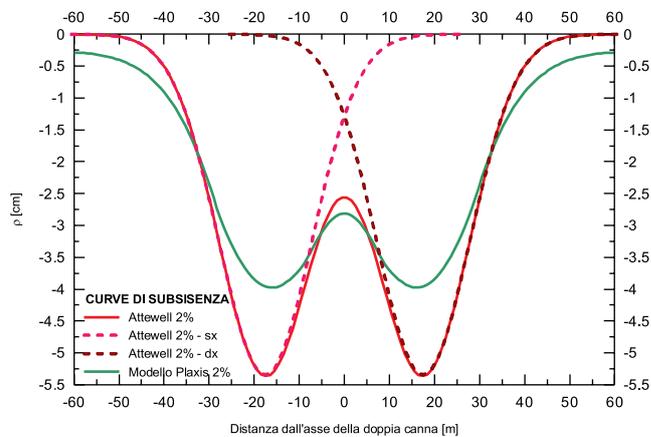
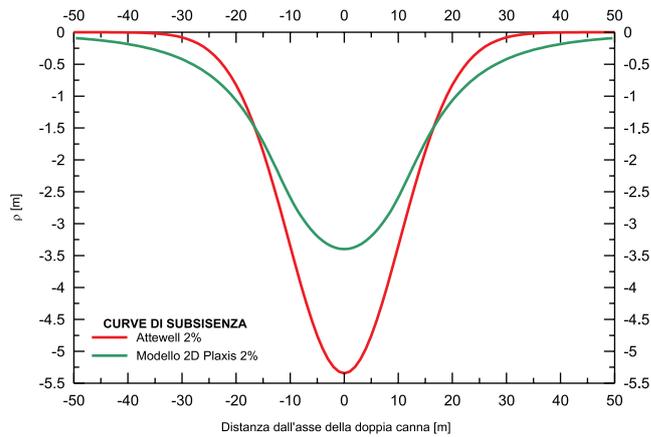
Per la caratterizzazione della (1) e della (2) si utilizzano i seguenti parametri:

- volume perso  $V_P = 2\%$ ;
- coefficiente  $K = 0.5$  (tipico delle argille).

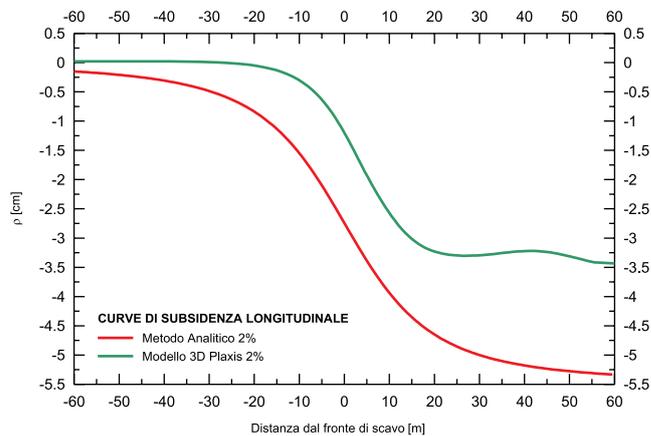
Dall'applicazione dei metodi analitici e numerici, gli andamenti dei cedimenti verticali dovuti alla subsidenza assumono le configurazioni riportate nei diagrammi di Figura 12, riferiti a una sezione trasversale rispetto all'asse delle gallerie e relativa alla quota media del piano di posa delle fondazioni del fabbricato.

In entrambi i casi, le curve di subsidenza determinate tramite l'approccio numerico (in verde) prevedono bacini caratterizzati da una lieve maggior estensione trasversale ma da minor cedimento verticale assoluto, quest'ultimo ridotto di oltre il 30%. L'acclività delle curve determinate con i due approcci risulta piuttosto simile, segno di una corretta individuazione del parametro  $K$ . Per quanto riguarda l'avanzamento del fronte di scavo, si ottengono i valori dei cedimenti verticali riportati nel diagramma di Figura 13, riferito ad una sezione longitudinale lungo l'asse della canna di monte nel caso di scavo di una singola canna. Come si può rilevare, le due curve presentano, pur se riferite a cedimenti massimi differenti, lo stesso andamento e la stessa acclività in prossimità del fronte di scavo.

**Figura 12**  
Andamento dei cedimenti verticali del terreno dovuti alla subsidenza indotta dallo scavo di una sola canna (sopra) e di entrambe le canne (sotto) lungo una sezione trasversale all'asse delle gallerie.



**Figura 13**  
Andamento dei cedimenti verticali del terreno dovuti alla subsidenza indotta dallo scavo di una sola canna lungo una sezione longitudinale all'asse della galleria di monte.



## 5. Scenari analizzati

Le analisi degli effetti indotti dai cedimenti sulle strutture del fabbricato vengono condotte con riferimento sia alle curve determinate analiticamente che a quelle determinate numericamente. Dall'esame di Figura 12 e Figura 13 si rileva che lo scenario più severo per i cedimenti, sia in termini di cedimento massimo che di acclività delle curve, è rappresentato dalle curve analitiche calcolate con il metodo di Attewell. Pertanto, ai fini delle verifiche strutturali, si riportano i soli risultati relativi alle curve analitiche. Con riferimento a queste ultime, dalla Figura 12 si rileva come le curve relative allo scavo delle singole canne si sovrappongano perfettamente alla curva complessiva al di fuori dell'intervallo (-20,+20 m) rispetto all'asse delle due gallerie. Al variare delle progressive della galleria, l'impronta del fabbricato può ricadere in tale intervallo, pertanto risulta maggiormente penalizzante, in termini di distorsioni del piano di fondazione, considerare lo scenario che prevede il cedimento indotto dallo scavo di una sola canna.

Viene quindi analizzato lo scenario corrispondente allo scavo della sola canna di monte, per il quale si esaminano, oltre allo scavo completo, anche gli avanzamenti parziali del 25%, 50% e 75% del fronte di scavo, che costituiscono punti notevoli nell'analisi degli effetti dei cedimenti sul fabbricato (Figura 1):

- Scenario A: scavo completo della galleria.
- Scenario A-1: fronte di scavo in corrispondenza dell'inizio dell'interferenza con il fabbricato (25%).
- Scenario A-2: fronte di scavo in corrispondenza della fine della zona a due piani (50%).
- Scenario A-3: fronte di scavo per ottenere la massima distorsione nella zona monopiano (75%).

Per indagare il comportamento sismico della struttura si considera lo scenario in cui lo scavo di entrambe le canne delle gallerie sia stato completato.

In fase di verifica strutturale, le azioni eccezionali vengono usualmente combinate con i soli carichi quasi permanenti (§2.5.3 NTC 2008). Lo studio in esame, su specifica richiesta, viene condotto con ipotesi molto cautelative: scavo con volume perso del 2% in concomitanza con le sollecitazioni strutturali statiche a SLU; in sostanza, si considera lo scenario in cui agiscono sulla struttura le azioni statiche ultime e contemporaneamente si ha un imprevisto durante lo scavo della galleria.

Le stesse ipotesi vengono adottate, molto cautelativamente, anche per le azioni sismiche: in sostanza, si considera lo scenario in cui agiscono sulla struttura le azioni sismiche ultime (SLV) e precedentemente si era verificato un imprevisto durante lo scavo della galleria.

## 6. Effetti della subsidenza sul fabbricato

Per effettuare l'analisi degli effetti dei cedimenti e delle deformazioni indotti sulla struttura dalla subsidenza, si utilizzano modelli di calcolo agli elementi finiti. I primi modelli utilizzati sono caratterizzati da un legame elastico lineare per gli elementi in calcestruzzo armato. In relazione all'entità delle deformazioni in gioco e alla geometria degli elementi strutturali (in particolar modo quelli di fondazione), per cogliere il reale comportamento della struttura appare fondamentale poterne indagare l'evoluzione in campo non lineare, considerando legami di tipo elasto-plastico per i materiali calcestruzzo e acciaio. Dopo accurate valutazioni preliminari concernenti la tipologia di elementi finiti più idonea a descrivere il problema, si è scelto di utilizzare una modellazione con elementi a fibre per le travi di fondazione; inoltre, nelle analisi sismiche, anche pilastri e setti del nucleo scale vengono modellati con elementi a fibre, mentre le rimanenti strutture in elevazione (aventi schema iso-statico) sono modellate mediante elementi elastici.

Rispetto ai modelli a plasticità concentrata, che condensano tutte le risorse inelastiche nelle cerniere plastiche (l'elemento finito è di per se elastico-lineare, ma alle sue estremità vengono introdotte zone a comportamento non-lineare), i modelli a plasticità diffusa (a fibre), pur richiedendo oneri computazionali maggiori, assicurano previsioni con un grado di precisione molto maggiore, in quanto consentono di cogliere il reale comportamento inelastico lungo tutto l'asse dell'elemento. Quest'ultimo aspetto risulta di fondamentale importanza nel problema in esame, in quanto modellando con elementi a fibre le travi di fondazione è possibile coglierne in modo continuo il reale comportamento deformativo e di sollecitazione all'atto dell'imposizione dei cedimenti indotti dalla subsidenza.

Il codice di calcolo utilizzato nelle analisi, Midas Gen, utilizza la formulazione dell'elemento "force-based element", descritta da Spacone et al. (1996), (Analysis Manual for MIDAS/Gen, 2010).

### 6.1 Legami costitutivi dei materiali strutturali

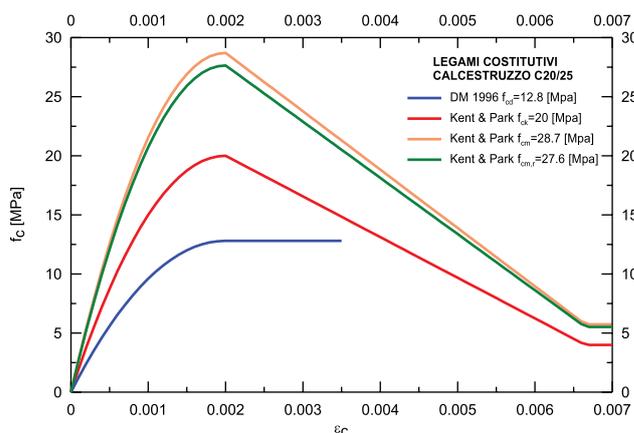
La scelta del legame costitutivo è fondamentale per una corretta definizione del comportamento delle sezioni. Nel caso in esame gli elementi a fibra vengono utilizzati per modellare le travi di fondazione (sollecitate prevalentemente in flessione retta) e, nello scenario sismico, i pilastri e il vano scala (soggetti a presso-flessione deviata e sollecitazioni cicliche). Per le travi di fondazione l'utilizzo di un legame che consideri il confinamento del calcestruzzo non è quindi strettamente necessario, mentre per i pilastri risulta essenziale.

Per il calcestruzzo confinato, uno dei legami maggiormente utilizzati è quello proposto da Kent & Park (1971), modificato da Scott et al. (1982).

Con riferimento alla struttura in esame, le opere di fondazione sono realizzate in calcestruzzo classe C20/25, il nucleo scale in C25/30, i pilastri in C40/50. A titolo di esempio, con riferimento al calcestruzzo utilizzato nelle fondazioni, in Figura 14 si confronta il diagramma parabola rettangolo, tipico dei codici normativi (D.M. 96, NTC 2008, EC2), con quello di Kent & Park relativo a 3 valori della resistenza del calcestruzzo: la resistenza caratteristica  $f_{ck}$ , la resistenza media teorica  $f_{cm}$  e la resistenza media reale  $f_{cm,r}$  determinata attraverso le prove materiali condotte su 56 provini cubici. Si rileva come la resistenza media reale sia in perfetto accordo con quella media teorica.

Il diagramma parabola-rettangolo con il valore di resistenza di progetto è il più cautelativo, sia in termini di resistenza di picco, sia in termini di deformazione a rottura: pertanto viene adottato, a favore di sicurezza, per tutti gli scenari in studio. A titolo di raffronto, viene eseguita l'analisi anche considerando il legame di Kent & Park con  $f_{cm,r}$  del calcestruzzo impiegato

**Figura 14**  
Confronto tra la curva parabola-rettangolo e le curve di Kent & Park per il calcestruzzo delle fondazioni.



(conoscendo i materiali con un livello di conoscenza accurata LC3, è possibile adottare  $FC = 1$ ).

Per l'acciaio da armatura, il comportamento non-lineare usualmente utilizzato in analisi non lineari è quello elaborato da Menegotto e Pinto (1973), modificato da Filippou et al. (1983), che include la deformazione isotropa per incrudimento. Nel caso in esame, tale legame è pienamente descrittivo del comportamento dell'acciaio dei pilastri e del vano scala; nei modelli di calcolo si utilizza cautelativamente il valore di snervamento caratteristico dell'FeB44k ( $f_{yk} = 374$  (MPa)). Per gli elementi inflessi di fondazione, non soggetti a sollecitazioni cicliche, si utilizza un legame semplificato: una bilatera incrudente, con snervamento pari a quello caratteristico; a titolo di raffronto, nelle analisi in cui si utilizza il legame di Kent & Park per il calcestruzzo, si adotta per l'acciaio una bilatera incrudente con snervamento e coefficienti di incrudimento pari a quelli medi rilevati sui campioni di acciaio testati ( $f_{yk} = 505$  (MPa),  $b = 0.34$ ).

## 6.2 Modelli di calcolo strutturali

I modelli a elementi finiti a fibre utilizzati per le analisi di subsidenza discendono dal modello FEM originale utilizzato per il progetto del fabbricato, del quale vengono mantenuti geometria e carichi.

In considerazione del lasso temporale (superiore a 10 anni) intercorrente tra la costruzione del fabbricato e la futura realizzazione della galleria, è ipotizzabile che il fabbricato abbia già manifestato alcuni cedimenti di fondazione quando avverranno i cedimenti di subsidenza. Non potendo ipotizzare quale percentuale dei cedimenti a lungo termine la struttura avrà manifestato all'atto dello scavo della galleria, cautelativamente si assumono gli interi cedimenti a lungo termine. I modelli della struttura utilizzati per il calcolo degli effetti indotti dalla subsidenza, vengono quindi considerati nella configurazione geometrica deformata a causa dei cedimenti a lungo termine.

Rispetto al modello di partenza, per poter simulare il cedimento indotto dalla subsidenza, gli elementi di fondazione su suolo elastico alla Winkler vengono sostituiti da normali elementi trave, appoggiati su vincoli rigidi, ai quali viene successivamente imposto il cedimento indotto dalla subsidenza. Assumere la configurazione deformata delle travi di fondazione sul bacino di subsidenza come uno scenario di cedimenti imposti si è ritenuta una semplificazione ammissibile in quanto da precedenti analisi si è rilevato che, anche nell'ipotesi di considerare una rigidità non fessurata degli elementi di fondazione, tutto l'impalcato si adagia sul bacino di subsidenza, senza rimanere sollevato in alcun punto.

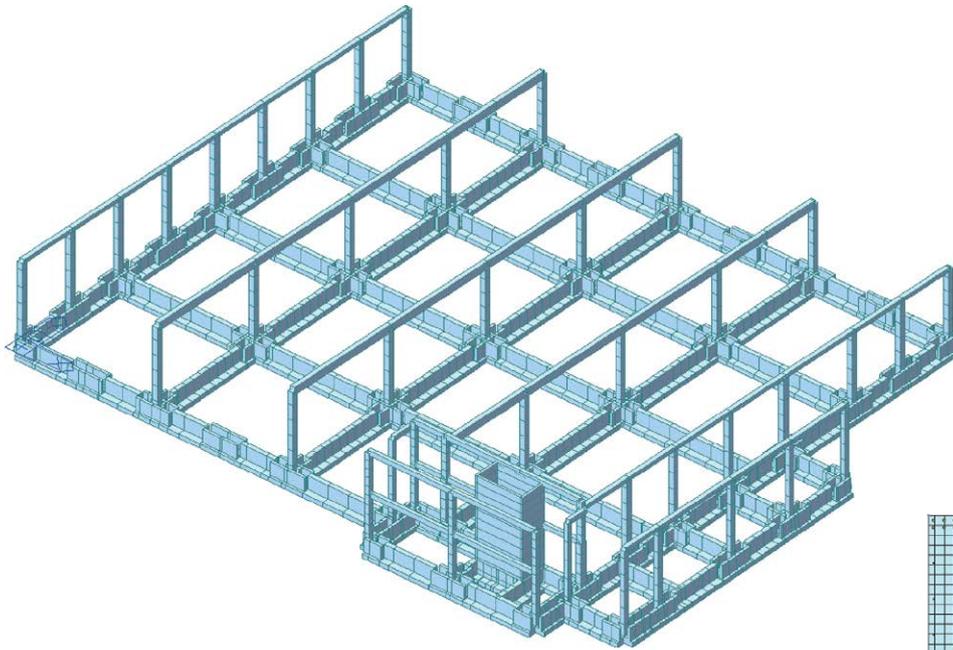
Gli elementi di fondazione vengono modellati con elementi a fibre, adottando due sezioni tipiche: a T rovescio per le mezzerie delle travi e a bicchiere per gli appoggi in prossimità dei pilastri; per ogni sezione si impiegano circa 300 fibre per il calcestruzzo, oltre a quelle relative alle barre di armatura.

Nel modello utilizzato per le analisi sismiche, anche i pilastri (rettangolari) ed il nucleo scale (anulare) vengono modellati con elementi a fibre, utilizzando sezioni con circa 500 fibre per il calcestruzzo.

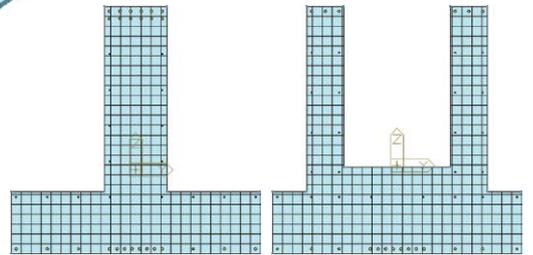
## 6.3 Risultati

Si riportano di seguito le risultanze delle analisi condotte per lo scenario statico (metodo di Attewell applicato allo scavo di una sola galleria, avanzamenti del fronte di scavo del 25%, 50%, 75% e completo, combinazione con azioni statiche a SLU), in quanto, oltre ad essere maggiormente penalizzanti rispetto allo scenario sismico, evidenzia maggiormente gli effetti deformativi sull'impalcato di fondazione.

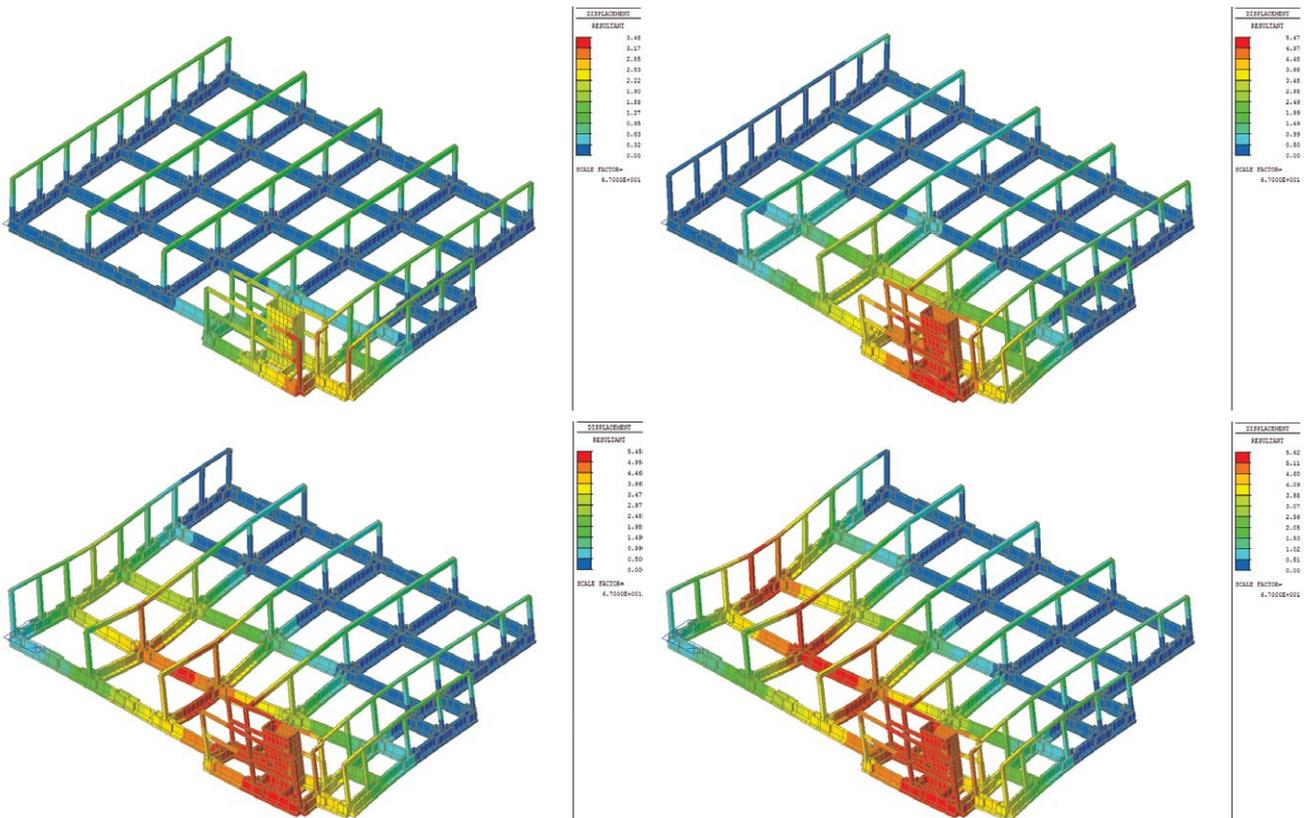
In considerazione dello schema statico della struttura in elevazione, gli unici elementi del fabbricato caratterizzati da una marcata iperstaticità sono le fondazioni, costituite da un graticcio di travi rovesce che, nell'adattarsi ai cedimenti indotti dalla subsidenza, subiscono variazioni delle caratteristiche di sollecitazione, la cui reale variazione viene colta dagli elementi a fibre, che considerano l'effettivo stato fessurativo della sezione e quindi utilizzano la corretta rigidità.

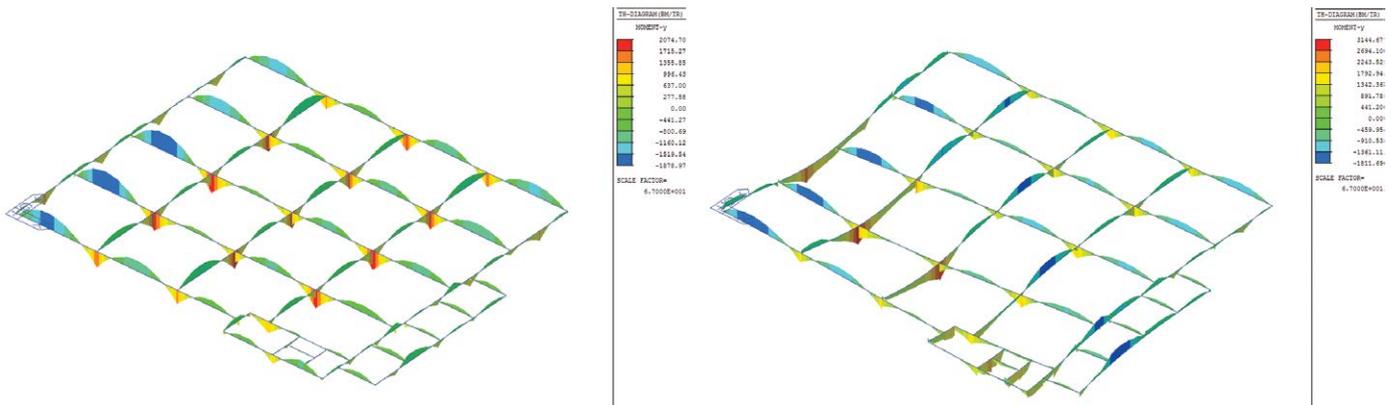


**Figura 15**  
Modello utilizzato nelle  
analisi e sezioni tipiche a fibre  
delle travi di fondazione.



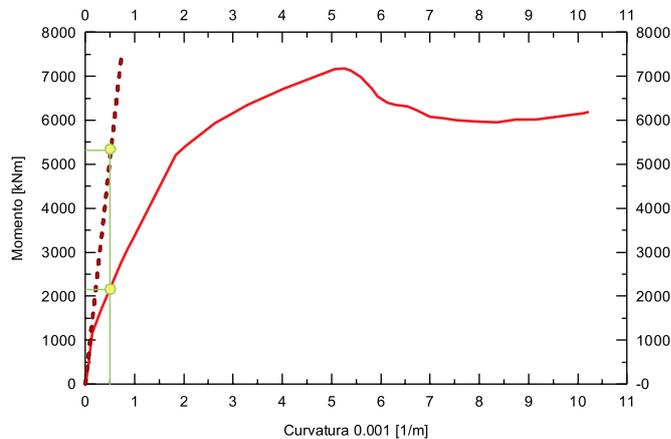
**Figura 16**  
Deformata del fabbricato  
all'avanzare del fronte di  
scavo della galleria di monte.





**Figura 17**  
Momento flettente negli elementi di fondazione prima e dopo il verificarsi dei cedimenti da subsidenza (in alto).

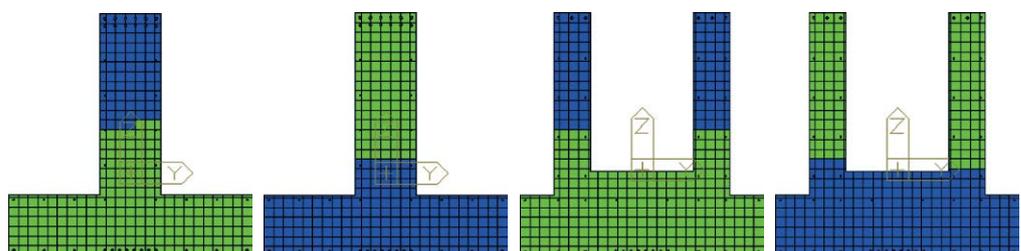
**Figura 18**  
Diagramma Momento-Curvatura relativo a una sezione a T rovescio dell'impalcato di fondazione (a destra).



È interessante rilevare (Figura 17) che l'incremento di sollecitazione non risulta essere particolarmente elevato rispetto alla configurazione di partenza (momento in campata sostanzialmente invariato, momento sotto i pilastri incrementato del 20-30%, localmente fino al 50%), in quanto gli elementi di fondazione si trovano prevalentemente in Stato II, caratterizzato da calcestruzzo in zona tesa fessurato, calcestruzzo in zona compressa ancora sul ramo elastico ed acciaio teso in campo elastico. In altri termini, la rigidezza fessurata in stato II delle sezioni delle travi di fondazione in esame corrisponde a circa il 40% della rigidezza non fessurata in stato I; tale valore è in linea con quanto suggerito da Paulay & Priestley (1992), che per le sezioni a T prevedono un valore di rigidezza fessurata compreso tra il 25% ed il 45% del valore non fessurato. Nel caso in esame si è prossimi al valore superiore dell'intervallo in quanto sono presenti notevoli sforzi di compressione, che tendono a ridurre la fessurazione nella sezione e quindi ad aumentarne la rigidezza.

Evidenza di ciò è data nel diagramma momento-curvatura di una trave a T rovescio dell'impalcato (Figura 18): fissato lo sforzo normale (-1500 kN), si impone la distorsione dovuta alla subsidenza nella sezione in esame (curvatura 0.0005 (1/m)) e si rileva che essa porta la sezione in stato II, al quale corrisponde un momento sollecitante pari al 40% di quello che si avrebbe in stato I.

**Figura 19**  
Report dello stato tensionale delle sezioni tipiche dell'impalcato di fondazione.



Per quanto concerne le verifiche di sicurezza, i modelli a fibre sono in grado di fornire, per ogni elemento finito utilizzato, il reale stato tensionale nelle sezioni di interesse e pertanto risulta agevole eseguire le verifiche degli elementi pressoinflessi. Per l'impalcato in esame e per gli scenari analizzati, le verifiche conducono sempre ad esito positivo: le sezioni rimangono tutte in Stato II, con le armature che non raggiungono ancora lo snervamento; pertanto il limite di capacità rotazionale non viene raggiunto per nessun elemento.

Anche le verifiche a taglio, per le quali si utilizzano le consuete formulazioni, risultano soddisfatte.

Svolgendo le analisi utilizzando le reali resistenze dei materiali e sfruttando il contributo del confinamento del calcestruzzo, è possibile pervenire a resistenze ultime delle sezioni decisamente più elevate (in alcuni casi anche del 50%).

Per quanto concerne le verifiche dei pilastri e del nucleo scala nello scenario sismico, si segue lo stesso criterio descritto per le travi di fondazione. Le verifiche risultano soddisfatte; si rileva inoltre che a SLD le sezioni rimangono tutte in Stato II.

Una considerazione, infine, sul tamponamento del fabbricato. Il meccanismo di collegamento tra pannelli orizzontali e pilastri consente assestamenti dovuti, in prima istanza, al gioco foro bullone e successivamente alla possibilità di scorrimento lungo guide metalliche, una volta superata la resistenza per attrito dei bulloni. Il sistema di aggancio consente movimenti in direzione verticale e orizzontale dell'ordine di 10 cm, mentre gli spostamenti orizzontali massimi dovuti alla subsidenza sono dell'ordine di 0.5 cm per ogni singolo pannello: non sono quindi attesi danneggiamenti dei tamponamenti.

## 7. Conclusioni

Lo studio condotto dimostra l'efficacia delle analisi numeriche in ambito geotecnico e strutturale per valutare gli effetti della subsidenza da scavo sugli edifici, in quanto consente di cogliere il comportamento del terreno e dei fabbricati in modo più accurato e realistico rispetto ai tradizionali approcci. Le analisi numeriche hanno infatti consentito di verificare che l'edificio in studio, pur essendo stato progettato tradizionalmente, si è rivelato idoneo a sopportare i cedimenti indotti dallo scavo di una galleria sotterranea senza subire significativi danneggiamenti e senza richiedere interventi di rinforzo.

La metodologia proposta può essere estesa anche ai fabbricati di nuova costruzione e a differenti tipologie di cedimenti, in modo da ottimizzare il progetto.

Si osserva che, nonostante in ambito geotecnico i metodi tradizionali interpretino ancora un ruolo importante nel processo di progettazione dello scavo di una galleria, l'analisi numerica geotecnica risulta al giorno d'oggi uno strumento imprescindibile per la maggior parte dei problemi di interazione tra le nuove realizzazioni e l'esistente. Attraverso questo potente metodo di calcolo aspetti peculiari quali il complesso comportamento meccanico del terreno, inusuali condizioni al contorno e l'interazione terreno-struttura possono essere tenuti pienamente in considerazione senza l'obbligo di effettuare pesanti ipotesi semplificatrici. Dal punto di vista strutturale, si sottolinea che l'utilizzo degli elementi a fibra trova importanti applicazioni, oltre che in ambito sismico, anche in campo statico, in quanto consente di considerare l'effettivo stato fessurativo delle sezioni e quindi di utilizzare la corretta rigidità nel corso delle analisi.

Si rileva infine che, pur risalendo ad alcuni anni fa, lo studio condotto risulta ancora oggi significativo delle metodologie numeriche disponibili in ambito geotecnico e strutturale per l'analisi degli effetti della subsidenza da scavo; inoltre il continuo progresso di software e hardware rende oggi tali analisi più rapide e economicamente sostenibili anche per progetti di minor importanza.

## Bibliografia

- Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. (1999) - Formulation and verification of the Hardening Soil Model, In Proc. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, 281-296.
- Muir Wood A.M. (1975) - The circular tunnel in elastic ground, Geotechnique, vol. 25 no.1, 115-127.
- PLAXIS 2D 2010 (2010) - Reference Manual.
- Potts D.M., Zdravkovic L. (2001) - Finite element analysis in geotechnical engineering. Theory, Imperial College of Science, Technology and Medicine, Thomas Telford.
- Tanzini M. (2006) - Gallerie - Aspetti geotecnici nella progettazione e costruzione, II edizione, Dario Flaccovio Editore
- Spacone E., Filippou F.C., Taucher F.F. (1996) - Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation, Earthquake Engng. Struct. Dyn., 25, 711-725, DOI 10.1002/(SICI)1096-9845(199607)25:7<711::AID-EQE576>3.0.CO; 2-9.
- Analysis Manual for MIDAS/Gen (2010) - Midas Information Technology Co., Seohyeon-dong.
- Paulay T., Priestley M.J.N. (1992) - Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley and Sons Inc.

## Gli Autori

### Alessandro Desimoni

Alessandro Desimoni si è laureato in Ingegneria Civile indirizzo Strutture presso l'Università di Genova, proseguendo la propria formazione attraverso la frequenza di numerosi corsi professionali. Dal 2003 esercita la libera professione occupandosi di progettazione di opere civili e infrastrutturali in acciaio, calcestruzzo armato e miste acciaio-calcestruzzo, con particolare riguardo alla modellazione FEM e alle analisi

dinamiche e non lineari. È docente in corsi di aggiornamento professionale nel campo delle strutture in acciaio e calcestruzzo armato in zona sismica e del metodo agli elementi finiti.

**Lorenzo Leoni**

Lorenzo Leoni dopo la laurea quinquennale in Ingegneria Civile all'Università degli Studi di Parma, nel 2009 ha ricevuto un Master of Science in Ingegneria Geotecnica dall'Università di Strathclyde (Glasgow). Da allora ha lavorato presso WeSI Geotecnica come analista numerico, specializzandosi nella progettazione geotecnica attraverso metodi numerici. Dal 2014 è attivo in qualità di organizzatore o relatore in corsi di aggiornamento professionale aventi come tema argomenti geotecnici, e in particolare il metodo degli elementi finiti applicato alla Geotecnica.

**Martino Leoni**

Martino Leoni si è laureato all'Università di Parma, dove ha anche ottenuto il Dottorato di Ricerca in Ingegneria Geotecnica nel 2005. Dopo il trasferimento all'Università di Stoccarda per un post-dottorato, ha sviluppato modelli costitutivi per la viscosità delle argille tenere per poi, nel 2009, fondare WeSI Geotecnica. In qualità di socio amministratore e specialista di analisi numeriche ha assunto il ruolo di coordinatore delle attività di ricerca e sviluppo all'interno della società. È docente dal 2007 al corso Advanced Course on Computational Geotechnics programmato annualmente da PLAXIS BV in Olanda, nonché organizzatore e docente dei corsi di Geotecnica computazionale per utenti PLAXIS tenutisi in Italia dal 2008.

