

MAGAZINE DI INGEGNERIA STRUTTURALE

www.structural-modeling.it



Speciale Geotecnica

Modellazione 3D della costruzione del tunnel sotto il complesso **Des Oudayas a Rabat** (Marocco)

Nuova **funivia del Monte Bianco**: supporto alla progettazione mediante analisi 3D FEM

Ceneri base Tunnel: optimization of the excavation and temporary lining design to cope with time-dependent mechanical behaviour

The functional layout of the **Camorino AlpTransit Node** and the necessity for a correct prevision and evaluation of railway superstructure behavior during intermediate stage management of final work completion Visita il sito



info@cspfea. Tel. +39 0429 602404 - Fax +39 0429 610021 CSPFea s.c. via Zuccherificio, 5 D - 35042 Este (PD) Italy anno III n° S3, Settembre 2013 -Periodico trimestrale di ingegneria strutturale



19 Nuova funivia del Monte Bianco: supporto alla progettazione mediante analisi 3D FEM

R. Castellanza, D. Betti, G. Frigerio, G. Bragonzi, P. Cancelli

29 Ceneri base Tunnel: optimization of the excavation and temporary lining design to cope with time-dependent mechanical behaviour Matteo-Maria Montini, Riccardo Castellanza

36 The functional layout of the Camorino AlpTransit Node and the necessity for a correct prevision and evaluation of railway superstructure behavior during intermediate stage management of final work completion

MSc Civ. Eng. Matteo-Maria Montini, MSc Civ. Eng. Marco Corradini

Editoriale



Le nuove sfide della geotecnica

Questo numero di Structural Modeling, dedicato a grandi sfide della geotecnica, esce nel cinquantesimo anniversario, 9 Ottobre 1963, della frana, che scivolando nel serbatoio del Vajont, causò l'onda distruttiva che uccise 1917 persone.

Un evento causato dalle conseguenze idrogeologiche della realizzazione di un progetto di sbarramento molto complesso che non si può limitare a definire

"crimine" e "disastro evitabile": almeno nella comunità degli ingegneri e dei geologi, si ha il dovere di capire fino a che punto il progetto era ben posto e in quali aspetti fallì, al di la dell'avvenuto accertamento delle responsabilità.

Cinquant'anni dopo la tecnologia informatica ci permette di affrontare sfide di simulazione di fenomeni geotecnici che erano inimmaginabili anche fino a pochi anni fa. E' sufficiente a garantire adeguati coefficienti di sicurezza alle grandi opere? Certamente si, ma solo quando gli strumenti sono in mano di tecnici preparati, dotati delle adeguate conoscenze.

Questo numero Speciale di Structural Modeling è un piccolo, ma significativo compendio di queste sfide di modellazione geotecnica, affrontate con successo da alcuni dei migliori professionisti italiani e svizzeri in opere che dimostrano quanto sia possibile progettare con uno strumento FEM avanzato, MIDAS/GTS, che tuttavia mantiene una usabilità sorprendentemente "friendly".

Ho chiesto agli Autori degli articoli di spiegare ai lettori i "segreti" della modellazione, ciò che non si trova comunemente nei libri di testo e raramente si può ascoltare nei corsi di formazione. Gli Autori hanno accettato e portato a termine la sfida in maniera eccellente, e questo numero di Structural Modeling resta, a mio avviso, una testimonianza di estremo interesse sul tema della modellazione geotecnica.

Viaggeremo dal nord Africa alle Alpi, affrontando temi quali lo scavo e la sottofondazione di una costruzione del 1600, l'analisi della filtrazione alla Stazione di base della nuova funivia del M.Bianco, gli scavi in roccia a q.3460 m della Punta Helbronner, per arrivare infine nella Confederazione Elvetica ed esaminare due interessanti aspetti del vasto progetto Alp Transit, per il Tunnel ferroviario del Monte Ceneri ed per il rilevato ferroviario del nodo di Camorino.

Colgo l'occasione per invitarvi ai nostri eventi di Ottobre e Novembre che troverete nell'Agenda qui a fianco, per discutere e commentare con noi e con i protagonisti questi progetti. Buona lettura!

Ing. Paolo Segala

Direttore Responsabile di "StructuralModeling" direttore@structural-modeling.it - Twitter: @CSPfea1

Agenda

Eventi

Dal 16 al 19 Ottobre - Bologna Fiere **SAIE 2013 Stand CSPFea Padiglione 32 – B54** Novità assoluta Ingegneria del Vento – Ogni giorno Reale vs Virtuale Test dal vero di galleria del vento vs Simulazione software

7 Novembre 2013 – Bellinzona (Svizzera) Seminario CSPFea: Bim, Geotecnica e Ingegneria del Vento

22 Novembre 2013 - Padova Giornata Nazionale dei Clienti CSPFea

Formazione Continua 2013

"Dall'Ingegnere all'Analista qualificato" Fornace Morandi - Via Fornace Morandi, 24 Padova

24 Ottobre 2013

Analisi e Progettazione Sismica di Strutture in Acciaio Prof. Timothy Sullivan

http://www.cspfea.net/shop/formazione/ingegneria/evento62.html

14 Novembre 2013

Applicazioni avanzate di modellazione geotecnica 3D Prof. Riccardo Castellanza

http://www.cspfea.net/shop/formazione/ingegneria/evento63.html

Corsi

28 Novembre 2013 - Este

Corso di all'avviamento all'uso di MIDAS Gen Novità 2013 anche live in streaming Sconti speciali per studenti http://www.cspfea.net/shop/formazione/ingegneria/evento116.html

Magazine di ingegneria strutturale

Le opinioni espresse negli articoli pubblicati dalla rivista Structural Modeling, impegnano esclusivamente i rispettivi autori. Editore: casa editrice Il Prato - www.ilprato.com Progetto grafico: Enrico Cappellari - e.cappellari@alice.it © casa editrice Il Prato © CSPFea s.c.



Ing. Stefano Scapin¹

Le nuove frontiere del calcolo numerico nella risoluzione di problemi geotecnici

Negli ultimi anni il progresso tecnologico delle piattaforme informatiche ha permesso il raggiungimento di nuove frontiere nel calcolo numerico avanzato FEM. In pochi anni si è arrivati alla possibilità di gestire modelli in alcuni casi anche di milioni di elementi 3D FEM, utilizzando semplici laptop commerciali. Nel campo geotecnico in particolare, questo ha permesso di modellare opere complesse, studiando direttamente fenomeni come l'interazione terreno-struttura, gli scavi in area urbana con paratie e la stabilità di versanti, in cui la modellazione tridimensionale può risultare in molti casi decisiva per la corretta valutazione dei risultati. **MIDAS GTS**, software dedicato alla meccanica dei terreni, ad oggi è il risultato di tale progresso nella risoluzione di problemi geotecnici avanzati; fornisce soluzioni per analisi di tunnel, problemi di filtrazione, cedimenti in terreni soffici, fasi di scavo con paratie e strutture temporanee, sistemi dinamici dovuti a sisma, esplosioni, vibrazioni, stabilità dei versanti, dighe, opere fluviali e infine per problemi accoppiati tra i vari fenomeni.

1 Responsabile Geotecnica di CSPFea supporto@cspfea.net



MIDAS GTS dispone di un ambiente grafico intuitivo e moderno con modellazione diretta di geometrie, prima che di elementi finiti; il modellatore cad permette di creare geometrie 3D anche di notevole complessità. La geometria è la base di partenza per ogni modello FEM infatti su di essa possono essere applicati i carichi, le condizioni al contorno e può essere generata la mesh di elementi finiti che diventa in questo modo gestibile separatamente dalla geometria e facilmente sostituibile senza che tutto il lavoro fatto vada perso. Il software utilizza sofisticati generatori di terreno che partendo da vari formati di rilievo come quelli topografici, GIS, aerofotogrammetrici e quelli derivanti da mappe digitali permettono modellazioni realistiche dei terreni. Un metodo veramente originale e pratico è il Terrain Geometry Maker che converte intere mappe topografiche dettagliate del territorio in superfici editabili dal software.



Punto di forza del software è il solver a 64 bit di ultima generazione che sfrutta la tecnologia GPU in grado di gestire analisi non lineari per modelli complessi sia dal punto di vista geometrico che di calcolo numerico. Il software attualmente, è in grado di gestire analisi non lineari con milioni di elementi in tempi rapidissimi; alcune analisi eseguite utilizzando elementi solidi con circa 7 milioni di gradi di libertà sono giunte a termine in 742 secondi. Qualsiasi modello complesso con queste potenzialità può essere risolto in poche ore. Al solver performante viene associato un postprocessore dalle qualità impressionanti. Sono presenti molteplici modalità di visualizzazione dei risultati sotto forma di contour, animazione e l'esclusiva "Flying View," che permette di entrare nei volumi di mesh solida; sono utilizzabili inoltre iso-superfici, piani di taglio con qualsiasi angolazione e l'esclusiva Virtual Transformation, che consente di esplodere le parti della mesh e visualizzare in dettaglio tensioni, deformazioni e spostamenti di tutti gli elementi finiti comprese le interfacce. Tutti i risultati sono generati anche in forma tabellare per cui sono disponibili per una successiva trattazione in fogli di calcolo personalizzabili. **MIDAS GTS** utilizza molte funzioni di plot, grafici, generazione di report, estrazione di risultati con potenti funzioni di data-mining.



Nelle principali aree di applicazione possiamo collocare senza dubbio l'analisi delle gallerie. Il software, attraverso analisi tensionali e deformative, è in grado di calcolare i cedimenti indotti dalle fasi di scavo di una TBM anche ad asse curvilineo; allo scopo si utilizzano fasi costruttive automatizzate e realistiche della procedura TBM, attraverso l'attivazione e la disattivazione sequenziale delle varie componenti strutturali, dei carichi e delle condizioni al contorno. E' possibile inoltre considerare complesse stratificazioni tridimensionali del dominio di terreno. A questo va aggiunta la capacità di gestire modellazioni avanzate di stazioni metropolitane, interconnessioni non convenzionali ed entrate di gallerie, adeguate alle più moderne tecniche costruttive.



Tra gli argomenti che in ambito geotecnico risultano di notevole interesse sono le simulazioni di scavo in aree urbane. **MIDAS GTS** gestisce complesse sequenze di scavo 3D in tempo reale su qualsiasi tipologia di suolo utilizzando all'occorrenza sistemi di ancoraggio o di paratie. La vasta libreria di legami costitutivi permette lo studio di fenomeni riguardanti sia terreni soffici che di tipologia completamente diversa come sabbie o rocce. Grazie all'accuratezza dei modelli 3D prodotti è possibile valutare con buona precisione i cedimenti indotti nelle strutture adiacenti dalle fasi di scavo di gallerie in ambito urbano. In accoppiamento alle analisi tensionali è possibile considerare l'analisi dei cedimenti dovuti al consolidamento del terreno e il moto di filtrazione dei fluidi sia in regime stazionario che transitorio, per queste tipologie di problemi. Grazie a questo software, sono state progettate e costruite in tutto il mondo opere di notevole importanza; in particolare oltre al progetto di svariati chilometri di metropolitana, sono stati eseguiti studi per la messa in sicurezza di cavità e miniere avvalendosi di modellazioni FEM 3D assai complesse e realistiche di intere aree geografiche coinvolte.



Altro tema trattato riguarda l'analisi di stabilità di versanti e pendii con metodi di analisi tensionale o di riduzione della forza che permettono di identificare i fattori di sicurezza per modelli anche di notevoli dimensioni e capacità. Molti lavori importanti sono stati fatti sia a livello accademico che professionale su questi argomenti utilizzando **MIDAS GTS**. In particolare sono stati eseguiti molti studi relativi a frane e smottamenti su fronti estesi.



Con **MIDAS GTS** è possibile inoltre la risoluzione di problematiche nell'ambito dell'analisi sismica, delle esplosioni e delle analisi di vibrazioni. Sono presenti analisi dinamiche lineari sia modali con spettro di risposta che time history le quali permettono di caratterizzare in parte tutti i fenomeni precedentemente elencati facendo in modo di risparmiare su alcune prove di caratterizzazione del terreno. Queste analisi risultano essere di notevole impatto soprattutto in tematiche quali l'interazione terreno-struttura per strutture fondazioni a pali e per gli effetti dinamici riconducibili a treni ad alta velocità. Proprio il tema dell'interazione terreno struttura risulta essere uno degli argomenti che possono essere risolti più efficacemente servendosi di **MIDAS GTS**. Fino a pochi anni fa era impensabile considerare in un unico modello sia la sovrastruttura che il dominio di terreno interessato dalle verifiche geotecniche soprattutto nel caso di grandi opere. I due casi vengono tutt'oggi molte volte disaccoppiati e valutati singolarmente. Questo modo di procedere è una approssimazione che per opere di notevole importanza può risultare penalizzante soprattutto in termini economici. Se infatti pensiamo a sovrastrutture con rigidezza elevata possiamo presupporre che questa influenzi notevolmente anche la rigidezza del terreno stesso e viceversa. Perciò avvalendosi di questa metodologia di modellazione possiamo indagare più approfonditamente la reale interazione tra terreno e struttura senza incorrere in grandi approssimazioni e, allo stesso tempo, avendo un modello agli elementi finiti "gestibile" sia a livello grafico che a livello computazionale. In presenza di strutture in muratura, per esempio, queste analisi permettono di controllare le distribuzioni delle tensioni nella struttura causate da cedimenti differenziali avvenuti nel terreno.



Infine, nel campo delle fondazioni profonde, particolare attenzione va data all'utilizzo dell'elemento pila che realizzato con la modalità embedded permette di modellare sistemi di fondazioni 3D a palificate su larga scala; questo è possibile poiché questo particolare elemento non richiede la congruenza con la mesh del terreno e fa uso di particolari interfacce che permettono di considerare in fase di analisi comportamenti non lineari.

Per approfondimenti continua leggere qui: http://www.cspfea.net/midas_gts.php





Supporto, Sviluppo e Distribuzione Software per l'Ingegneria

MIDAS

GTS La soluzione più innovativa per le analisi geotecniche tridimensionali

F





Adriano Fava¹, Marco Ghidoli¹, Francesco Gamba¹, Riccardo Castellanza², David Betti³, Francesca Giussani⁴

Modellazione 3D della costruzione del tunnel sotto il complesso Des Oudayas a Rabat (Marocco)

1. INTRODUZIONE

Si presenta la modellazione numerica sviluppata per l'analisi della costruzione del tunnel sotto il complesso Les Oudayas (Figura 1) a Rabat (Marocco), costituito da due edifici storici in pietra, la fortezza e la libreria, la prima risalente al XVII secolo, la seconda di più recente costruzione, costituita da voltine e pilastri. I muri sono realizzati con la tecnica a sacco, riempiti con materiale sciolto, la cui fondazione segue l'andamento del terreno naturale, mentre i pilastri hanno fondazioni isolate realizzate con strati di calcarenite. Tutte le fondazioni sono superficiali e poggiano su un substrato di calcarenite.



Figura 1 Complesso Des Oudayas, Rabat, Marocco (a) e interazione tunnel-complesso Des Oudayas (b).

La modellazione 3D si è resa necessaria per riuscire a valutare lo stato tensionale e deformativo considerando l'interazione tra la nuova struttura e la costruzione storica e l'impatto dello scavo sulle costruzioni esistenti.

Per i dettagli della progettazione e delle tecniche costruttive, si faccia riferimento a Fava et al. (2001). La costruzione della tratta di tunnel sottostante la fortezza è stata realizzata in due fasi (Figura 2). Dapprima il carico della struttura è stato portato da micropali sorreggenti una trave ad U costruita alla base di tutto il perimetro murario e delle fondazioni dei pilastri della libreria. In seguito il carico è stato trasferito sul solettone di copertura del tunnel, durante lo scavo sorretto dai micropali stessi.



Figura 2 Sequenze costruttive principali della fase 1 (a) e 2 (b).

Bicocca, Italy 3 SIPOS s.r.l., Italy 4 ABC, Politecnico di Milano, Italy

1 Alpina Spa, Milano, Italy 2 DISAT, Università degli Studi di Milano

2. MODELLAZIONE NUMERICA 3D

Lo studio dei cedimenti e dello stato tensionale del Batiment Historique e delle nuove opere è stato effettuato realizzando un modello numerico 3D con il codice **MIDAS GTS**[®]. In particolare, si sono simulate tutte le fasi costruttive ed è stata considerate l'interazione suolo-struttura modellando l'intera fortezza (Fava et al. 2013).



Figura 3 Modello 3D dela struttura e del terreno.



Figura 4 Disposizione dei micropali e modellazione di micropali, berlinesi e solettone.

2.1 Proprietà dei materiali

Il terreno è stato modellato suddividendolo in tre strati, S, G, A (Figura 5), utilizzando il legame co-

stitutivo di Mohr-Coulomb, i cui parametri sono riportati in Tab. 1.





Figura 5 Rilievo geologico di riferimento.

Tab. 1 Parametri geologici Nelle immagini seguenti sono riportate le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati per particolare:

- il terreno dello strato inferiore tipo A (Figura 6);
- il terreno dello strato intermedio tipo G (Figura 6);
- il terreno dello strato intermedio tipo S (Figura 6);
- il calcestruzzo della soletta CLS incr (Figura 7);
- il calcestruzzo di travi, plinti e appoggi CLS (Figura 7);
- *il materiale delle guance (Figura 8);*
- la muratura dell'edificio (Figura 8).

Si riportano in seguito le proprietà e le caratteristiche meccaniche del nucleo (Figura 9) e le proprietà degli elementi di interfaccia palo-trave (Figura 9), palo-aria (Figura 10), palo-terreno (Figura 10) e palo-bulbo (Figura 10).

	(G.		
Maral Paratic		-immediate	
Name of Stations () (All selects	matter Periods 1	
ward law fee	45	Reader	
an maps taxes	A det interti	an officer states which append	
An realit (Assessed	3-45 Mpc1	N ATRAN	
(restrict)	han adard	and the second se	
	- 1mg		
The Personne		· creaters make	
te l'émber ill	1.00	C brok bergit	
and the local division of the local division			
Terrat Laborat			
al an al second second			
and a second			
a sector of the	of party of the		
The second second	-		
and the state of the state of the	A CONTRACTOR OF THE OWNER OWNER OF THE OWNER OF THE OWNER OWNE		
tel Mass (Labort (m)	88		
Constantingets []			
* Daniel Carlos			Δ
anan fanadar 7 Band - C B Raspacit Gallant - [Α
**************************************			Α
	· (*		A
	(a (a	en mij testaartes Testaartes	A
	(a (a (b) (b) (c) (c) (c) (c) (c) (c) (c) (c) (c) (c	en mij Selataria National (Selataria)	A
	(a	ter Mid Sattanter Sattanter Sattanter	Α
	(a	in all	Α
And and Appendix	14 15 15 16 16 16 16 16 16 16 16 16 16 16 16 16	an mil	Α
Alexandor - Alexan	5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5	an md Santastan Maria Persona J Santas Santas Santas Santas Santas	Α
Andread Approximation of the A	5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5	an and Marian Parameter S Marian Parameter S Na differentiates Na	Α
	14	San Bala Santasartum Marijas John (santa Santasartum Santasartum Santasartum Santasartum Santasartu	A
	A series and a series of the s	an mid Santaarian Marian Territori Nation Nation Nationa Marian Territori Marian Marian Territori Marian Marian Territori Marian Marian Territori	A

- T		1 m	
		Internet	
Nation of Stations () National Stations Res Are mapping Stational Stational Stational Stational Stational National Stational National Stational National Stational National Stational National Stational National Stational National Stational	All adars All adars All adars All adars All adars All adars I	Matrice Processon Research N. of Dennis N. of Dennis Mission regis P Dennis Mission regis P Dennis P D	2) S assert S assert S assert S ass S assert
			e

G

Figura 6 Caratteristiche meccaniche del terreno tipo A, G, S.



Figura 7

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato per il getto della soletta – CLS incr (assegnato mediante un cambio di attributi).



Figura 8 Caratteristic

Caratteristiche meccaniche del materiale utilizzato per le guance e per l'edificio in muratura.



Modellazione 3D della costruzione del tunnel sotto il complesso Des Oudayas a Rabat (Marocco)

ID I Name No./HER	cee	E E Name Ma_SOR.	Color -	ID A Name Pile, BLLBO	Color -
Type He		Traine Pile	•	Type Pile	
hopertasi		Properties		Properties	
Rendes Share force	0.05 Mpm	Ultimate Shear force	0.05 ktú/nm	Utimate Shear force	0.22 Webm
F Shear Soffress mod.A.a	3e-005 kt@terr*2	19 Sear Stifvess rodAs	0.05 Mg/mm*2	14 Shear Stiffness modulas	8.1 Milter*2
C Punction	그 네	i Function	- F	C Function	- 14
komal Soffress Hodulus (02)	6.0001 Million*3	Normal Soffware Hoduka (IV)	0.1 Million*3	Normal Software Modulus (Kró	0.1 Miner*3
Reference Cepts	-	F Reference Depth	- en	F Reference Depth	
Sope of Pectan-Ral. Dep. nave	S-readily is	E Slipe of Priction-Rel. Disp. curve	Milmord .	T Stope of Priction Rel. Disp. curve	D'reelati
F Ple To Spring		T File To Soring		T Ple To Spring	
To Bearing Carolina	1 (sai)	in new planery	E in .	To theory Canadia	1 30
P Automotives	10.001 (D.res	# Turning States	9.361 Phone	Contract Different	- IL MIL - States
Press.	- 10	C turtur	- 14	Care -	+ 10
		And the second s		100000000000000000000000000000000000000	

Figura 10

Proprietà degli elementi di interfaccia palo - aria, palo - terreno, palo - bulbo.

2.2 Calibrazione del trasferimento del carico sui micropali

I micropali sono stati modellati mediante elementi "embedded pile" (Figura 11a). I parametri dei micropali sono stati calibrati sulla base dei dati della prova di carico eseguendo una backanalysis che ha riprodotto il cedimento misurato nella prova di carico in situ (Figura 11b), mantenendo costanti i parametri geotecnici e il carico ultimo.



Figura 11 Modello di micropalo mediante "embedded pile" per la simulazione del test di carico (a); curva sperimentale carico - abbassamento alla testa del palo.

2.3 Fasi costruttive

La costruzione dell'opera sotterranea è avvenuta in due momenti. Dapprima la sottoescavazione della fortezza ha fatto sì che il carico fosse portato dai micropali. La successiva costruzione della soletta ha portato su quest'ultima il carico della fortezza. Queste due fasi sono state modellate considerando alcune sottofasi, in particolare per la fase in cui la portanza era garantita dai micropali si sono considerate le seguenti sottofasi:

- Scavo della prima area (Figura 12);
- Scavo della seconda area, costruzione della prima parte della soletta e copertura di parte della prima area (Figura 13);
- Scavo della terza area, copertura della parte rimanente della prima area e della seconda area (Figura 14);

- Scavo della quarta area, costruzione della seconda parte della soletta e copertura della terza area (Figura 15);
- Costruzione della terza parte della soletta e copertura della quarta area;
- Costruzione della quarta parte della soletta;
- Completamento della costruzione della soletta.

La seconda fase è invece stata modellata mediante cinque sottofasi:

- Getto delle pile della soletta;
- Scavo della prima parte del tunnel;
- Scavo della seconda parte del tunnel;
- Scavo della terza parte del tunnel (l'ultimo sotto la soletta);
- Scavo dell'ultima parte del tunnel.



Figura 12 Fase 1 modellazione della prima fase di scavo.











Figura 14 Fase 3 modellazione della terza fase di scavo.



Figura 15 Fase 4 modellazione della quarta fase di scavo.

3. RISULTATI NUMERICI

3.1 Interazione suolo - struttura: spostamenti indotti

I cedimenti alla fine di alcune sequenze della prima fase costruttiva sono riportati in Figura 16, mentre quelli relative alla seconda fase in Figura 17.



Figura 16 Cedimenti alla fine delle fasi 2, 3, 4, 7.

Si osserva che il massimo cedimento dopo la costruzione della soletta, prima della realizzazione dei micropali è 4.5 mm. Qualora il modello di calcolo non comprenda la struttura, ma la consideri come un carico equivalente, il massimo spostamento risulta 7.3 mm, a causa della mancanza del contributo irrigidente della struttura



Figura 17 Cedimenti alla fine delle fasi 1, 3, 4, 5.

Il cedimento finale è di 10.6 mm, con un incremento di 6.1 mm rispetto all'ultimo passo della prima fase, provocato principalmente dallo scavo del tunnel.

3.2 Risposta dei micropali e delle travi di fondazione

L'azione massima nei micropali (N = 376 kN) si verifica durante lo scavo nella prima zona (Figura 18). Anche in questo caso, non modellare la struttura sovrastante, limitandosi ad applicare carichi equivalenti, porterebbe a valori doppi rispetto a quelli trovati con il modello completo.



Durante lo scavo del tunnel il peso proprio della struttura viene trasferito alle nuove berlinesi della



soletta. L'azione assiale massima nei nuovi pali è

Si sono anche valutate le azioni interne nella trave di fondazione di nuova costruzione, introducendo nel modello 3D elementi trave con la stessa geometria e gli stessi nodi della trave modellata con elementi solidi, ma con un modulo elastico ridotto $E^*=10^{-6}Ec$. In questo modo, senza aggiungere ri-

2014

gidezza alla fondazione, gli spostamenti e quindi anche le curvature degli elementi trave erano gli stessi degli elementi solidi. I risultati della fase IV sono riportati in Figura 20, dove si nota che i valori massimo e minimo del momento flettente valgono rispettivamente 316 kNm e -520 kNm.



Figura 20 Momenti flettenti (10⁻⁶ kNm) della trave di fondazione nella fase IV.

Figura 18 Azioni assiali nei micropali alla fine delle fasi 1, 2, 3, 7.

Figura 19 Azioni assiali nei pali nelle fasi 2-5

3.3 Sforzi indotti nell'edificio storico

Il modello accoppiato terreno struttura ha permesso di valutare lo stato tensionale e deformativo dell'edificio storico. Data la complessità del modello e delle fasi costruttive, avendo adottato per il terreno un legame elasto-plastico, si è scelto di assegnare all'edificio un comportamento elastico, utile per individuare le zone più critiche della struttura, sovrastimandone il valore. Nel seguito (Figura 21 - Figura 24) si riportano i risultati più significativi in termini di tensioni principali per alcune fasi costruttive.



Figura 21 Tensioni principali م_{ااا} dopo le fasi ا e II.



Figura 22 Vettori degli sforzi principali e tensioni principali di compressione σ₁ dopo la fase III



Figura 23 Tensioni principali di trazione orm dopo la fase IV



Figura 24 Tensioni principali di trazione e compressione σ₁ e σ₁₁₁ dopo la fase VII

Gli sforzi principali nell'edificio non risultano particolarmente elevati. Gli sforzi di compressione infatti non superano 1.96 MPa, riscontrati in zone localizzate, come gli angoli dei fori delle finestre e i punti di unione di due muri, mentre il valor medio è di circa un ordine di grandezza inferiore. Gli elementi più sollecitati durante il processo di scavo sono le colonne centrali della biblioteca (circa 1 MPa). Gli sforzi di tensione, invece, raggiungono il valore massimo di 1.73 MPa, sempre in zone singolari, probabilmente causate da effetti locali della modellazione (e.g. Figura 23). In ogni caso la fessurazione inevitabilmente associata alla bassa resistenza a trazione della muratura provocherebbe una distribuzione degli sforzi nella zona circostante. In ogni caso, anche nel caso della trazione il valor medio è di circa un ordine di grandezza inferiore rispetto al massimo.

4. REALIZZAZIONE DEI LAVORI E MONITORAGGIO

Alcune fasi dei lavori in sito sono mostrati in Figura 25, dove è mostrato il sostegno provvisorio dell'edificio storico da parte dei micropali.

Il sistema di monitoraggio posto per rilevare gli spostamenti delle strutture esistente e nuova e i cedimenti del terreno durante gli scavi hanno confermato i risultati numerici, registrando sempre valori di spostamento inferiori a quelli previsti. In Figura 26 sono mostrati i cedimenti registrati lungo il perimetro dell'edificio storico ogni tre mesi dall'inizio dei lavori fino al completamento dell'opera. Le condizioni più critiche, che comunque non hanno superato i 15 mm, si sono rivelate essere quelle dovute al sollevamento provocato dall'iniezione del jet-grouting delle colonne e dall'iniezione dei micropali.



Figura 25 Alcune fasi dei lavori di realizzazione del tunnel

Figura 26 Cedimenti rilevati lungo i lati dell'edificio storico

5. CONCLUSIONI

Lo sviluppo di un modello 3D accoppiato terreno – struttura, comprendente le diverse fasi costruttive della realizzazione del tunnel sotto il complesso storico Des Oudayas ha permesso di valutare gli effetti degli scavi sugli edifici storici. Il modello è stato calibrato semplicemente utilizzando prove in sito su pali. La previsione può quindi essere considerata di classe A, essendo avvenuta a priori della realizzazione dell'opera.

L'affidabilità del modello è stata poi confermata dai dati del monitoraggio che hanno rilevato una leggere conservatività delle previsioni numeriche.

Bibliografia

- A. Fava, M. Ghidoli, F. Gamba, F. De Sanctis, V. Martin, D. Duband, "Travaux de passage en sousoeuvre sous la forteresse de Rabat (Maroc)", AFTES n. 227 sept. - oct. 2011.
- A. Fava, M. Ghidoli, F. Gamba, R. Castellanza, D. Betti, F. Giussani, "3d Modeling of the Subsurface Works Beneath Rabat Fort, Morocco", Eurotun 2013, Bochum.



Supporto, Sviluppo e Distribuzione Software per l'Ingegneria

MIDAS GTS





Nuova funivia del Monte Bianco: supporto alla progettazione mediante analisi 3D FEM

Dopo aver esaurito la sua naturale vita di progetto, l'attuale funivia esistente del Monte Bianco che opera sul versante italiano necessita di essere sostituita con un nuovo progetto attualmente in costruzione. La nuova funivia aerea collegherà la stazione di valle a Pontal d'Entreves (1300 m slm) con la stazione intermedia del Pavillon de Mont Frety (2.160 m slm), e con la stazione di monte a Punta Helbronner (3460 m slm). Un nuovo collegamento sotterraneo tra la stazione di Punta Helbronner e quella del Nuovo Torino (3370 m slm) è in fase di realizzazione. Il collegamento è sostanzialmente composto da due sezioni: la prima, che è un pozzo verticale profondo metri 80, discendente dalla stazione di Punta Helbronner, e la seconda che

<u>geotecnica</u>

si trova a 160 metri lungo tunnel sub orizzontale emergente al Rifugio Torino. La nuova funivia collegherà la stazione di valle a Pontal d'Entreves con la stazione di monte a Punta Helbronner e pertanto sarà possibile proseguire attraverso il territorio francese fino alla città di Chamonix. La nuova opera è suddivisa in due sezioni (Figura 1):

- PONTAL D'ENTREVES MONT FRETY con una lunghezza di 1700 m ed una capacità di 800 persone/ora (la funivia può trasportare fino a 80 passeggeri);
- MONT FRETY PUNTA HELBRONNER con una lunghezza di 2630 m ed una capacità di 600 persone/ora (la funivia può trasportare fino a 75 passeggeri).

1 DISAT, University Milano Bicocca, Milan, Italy 2 SIPOS S.R.L. , Terni, Italy 3 Studio Cancelli Associato, Milan, Italy



Figura 1 Progetto della nuova funivia del Monte Bianco (lato italiano)

1 - Modellazione numerica 3D del problema di filtrazione – Stazione di Pontal d'Entreves

Con riferimento soprattutto alla stazione di Pontal d'Entreves è stato effettuato uno studio delle problematiche idrogeologiche e di interazione con la falda acquifera, descrivendo le opere di drenaggio e la fase di dimensionamento e verifica, attraverso l'esecuzione di analisi numeriche di filtrazione in campo tridimensionale. L'obiettivo di queste analisi è quello di:

- dimensionare il sistema di trincee drenanti determinando la portata totale filtrante che consente di mantenere il livello di falda al di sotto dei piani di fondazione delle strutture civili in progetto per la stazione di partenza;
- valutare l'efficacia del diaframma a bassa per-

meabilità posto a monte del sistema di trincee drenanti sia per il contributo all'abbassamento della falda nell'area della stazione di partenza che per il mante mento a monte di tale stazione del livello freatico attuale. Quest'ultimo aspetto è particolarmente significativo in quanto una marcata variazione di tale livello di falda può indurre eventuali cedimenti al rilevato di imbocco al tunnel del Monte Bianco posto a Nord Ovest della stazione di partenza della nuova funivia;

 ricavare delle indicazioni sul livello freatico atteso post operam che potranno essere verificate con un adeguato piano di monitoraggio freatico. Per effettuare tali analisi è stato utilizzato il codice di calcolo tridimensionale ad elementi finiti **MIDAS GTS**, codice di calcolo particolarmente adatto ad affrontare problemi geotecnici caratterizzati da geometrie tridimensionali complesse.

Per raggiungere gli obiettivi prefissati si è operato dapprima su di un dominio di dimensioni ridotte, sufficientemente ampio da poter comprendere tutta l'area interessata dalla realizzazione della stazione di base, e successivamente si è esteso il dominio fino alla dora della Val Veny ed a quella della Val Ferret, al fine di valutare più correttamente le ipotesi effettuate in termini di condizioni al contorno idrauliche.

Figura 2 I due domini presi in considerazione per le analisi





Figura 3 Modellazione della superficie topografica da DTM



Figura 4 Transizione delle mesh dal dominio grande al dominio piccolo (in evidenza le platee di fondazione degli edifici)

Dominio ridotto

Le condizioni al contorno necessarie per la soluzione del problema idrogeologico della filtrazione sono state imposte previa conoscenza dell'andamento delle isopieze indicate in Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..6. In particolare è stato assegnato ai nodi delle facce laterali del dominio il valore del carico idraulico delle isopieze che ricostruiscono la superficie freatica attuale. In questo modo, attivando sia il diaframma a bassa permeabilità che i dreni sul piano di progetto delle trincee, risolvendo l'equazione di Laplace sul dominio assegnato, il programma calcola il nuovo campo del carico idraulico "h" dal quale è possibile ricavare il nuovo livello freatico.

Ovviamente le dimensioni ridotte del dominio, unitamente al fatto di aver assegnato dei valori fissi al carico idraulico lungo le pareti di contorno, fanno si che i risultati ottenuti siano strettamente dipendenti dalle condizioni al contorno assegnate. Ad esempio per il problema in esame si è deciso di rilassare i vincoli del carico idraulico per la parte a nord-est (lato val Ferret) della stazione della funivia.

Al fine di verificare la validità di tali ipotesi si è de-

ciso di effettuare successivamente le analisi con il dominio esteso, utilizzando le due dore come linee di riferimento; pertanto le analisi del dominio ridotto sono da considerarsi analisi di dettaglio preliminari che consentono già di valutare la validità delle scelte progettuali effettuate.

LITOLOGIA	Permeabilità
Deposito lacustre (LITOTIPO A)	$K=1,0 \times 10^{-6} \text{ m/s};$
Deposito glaciale (LITOTIPO B)	$K=6,16 \times 10^{-4} \text{ m/s};$
Diaframma a bassa permeabilità	$K=1 \times 10^{-8} \text{ m/s};$



Caratteristiche idrauliche dei materiali

Figura 5

Figura 6

Condizioni al contorno del problema idrogeologico (falda)

I risultati ottenuti, sotto le ipotesi semplificative discusse, hanno messo in evidenza che:

- il sistema di trincee drenanti, inserito nel modello numerico come maglia di well point, congiuntamente al diaframma a bassa permeabilità, è in grado di mantenere il livello della falda al di sotto del piano di posa delle platee delle strutture della stazione di base;
- 2) il posizionamento del diaframma a bassa permeabilità a tergo delle platee è tale da indurre una discontinuità dell'ordine dei 5-6 metri da monte verso valle. In tal modo la perturbazione della superficie freatica, indotta dalla realizzazione della funivia di base, a monte di esso è drasticamente ridotta. In questo modo l'interazione tra la stazione di base della nuova funivia ed il rilevato di accesso al tunnel del monte bianco è minimizzato;
- è possibile stimare una portata d'acqua totale da smaltire nelle trincee drenanti progettate di Qtot= 0.88m³/sec.

Tali conclusioni andranno validate sulla base dei risultati ottenuti per il dominio esteso presentato nel successivo paragrafo.

Si fa inoltre presente che i risultati ottenuti sono da considerarsi cautelativi dal momento che:

- i valori di permeabilità utilizzati nella presente analisi per la Litologia A e B sono i valori più elevati tra quelli stimati con metodi analitici e numerici sulla base delle prove in sito e di laboratorio;
- le lenti di materiale fine intercettate nei sondaggi a monte delle strutture della funivia di base sono state trascurate. Tali inclusioni, caratterizzate da una bassa permeabilità contribuire a ridurre l'acqua da smaltire nelle trincee drenanti di progetto.



Figura 7 Risultati dell'analisi di filtrazione sul dominio piccolo

Dominio esteso

Tale geometria è stata costruita partendo dai dati topografici DTM della Regione Autonoma della Val D'Aosta: tali dati sono stati integrati con i dati del rilievo topografico a disposizione.

Per quanto riguarda l'estensione di tale geometria, si è imposto che tale dominio fosse delimitato dai due corsi d'acqua (dora della Val Veny e dora della Val Ferret) per poter assegnare come condizioni al contorno idraulico quello coincidente con la linea topografica di tali corsi d'acqua. Per chiarezza, come visibile in Figura 8, la Dora della Val Veny è stata denominata Lato VV, mentre la dora della Val Ferret è stata denominata Lato VF. Infine in dominio racchiuso dalle dore è stato chiuso con un piano verticale denominato Lato M in Figura 8 in modo tale da comprendere il rilevato del piazzale d'imbocco del tunnel del Monte Bianco.



Figura 8 Dominio esteso e schema delle condizioni al contorno

LITOLOGIA	Permeabilità
Deposito lacustre (LITOTIPO A)	$K=1,0 \times 10^{-6} \text{ m/s};$
Deposito glaciale (LITOTIPO B)	$K=6,16 \times 10^{-4} \text{ m/s};$
Diaframma a bassa permeabilità	$K=1 \times 10^{-8} \text{ m/s};$
Substrato roccioso	K=1 × 10 ⁻⁸ m/s;

Figura 9 Caratteristiche idrauliche dei materiali

L'obiettivo delle analisi è quello di:

 ottenere il campo della pressione neutra, del carico idraulico e del flusso sempre in condizioni tridimensionali. Pertanto andando ad individuare la superficie caratterizzata da una pressione neutra uguale a zero è possibile ricavare la superficie freatica valutando per il problema in esame il corretto funzionamento del trincee drenanti;



 valutare l'efficacia del diaframma a bassa permeabilità in termini di mantenimento a monte del livello freatico preesistente ed abbassamento di tale livello immediatamente a tergo a ridosso degli strutture della stazione di base;

• calcolare la portata d'acqua che deve essere espulsa dalle trincee drenanti.

Le analisi sono state effettuate facendo riferimento a due differenti scenari:

A) Scenario A – condizioni di esercizio: si definiscono come sole condizioni al contorno, assegnando i valori dei carichi idraulici, le facce laterali coincidenti con il dominio della dora della Val Veny (Lato VV) e della dora della Val Ferret (Lato VF). In questo modo si ottiene una superficie freatica interna al dominio generata dalla filtrazione all'interno del deposito glaciale dall'apporto fluviale delle due dore. Pertanto in tale scenario si ipotizza che l'afflusso della parte a monte (Lato M) sia trascurabile.

Figura 10 Mesh del dominio grande.

B) Scenario B – combinazione "rara": si definiscono come nel caso precedente le condizioni idrauliche al contorno assegnando un valore del carico idraulico pari alla quota topografica del Lato VV e VF per simulare la presenza dei due fiumi torrentizi ed inoltre, a tergo del diaframma a bassa permeabilità si impone una linea (denominata linea H) alla quale si è applicato un valore del carico idraulico pari a 1320 metri. In questo modo si può simulare un consistente apporto d'acqua che riproduce eventi meteorici rari tali da consentire una continua ricarica a monte del setto che garantisca il mantenimento della piezometrica alla quota di 1320 metri.



Figura 11 Risultati dell'analisi di filtrazione sul dominio esteso

Per entrambi gli scenari di esercizio considerati (A e B) è stata verificata l'efficacia del sistema di trincee drenanti progettato, che è risultato in grado di mantenere il livello della falda al di sotto del piano di posa delle platee delle strutture della stazione di base.

Per quanto riguarda lo scenario A (condizioni di esercizio) si rileva che:

- il posizionamento del diaframma a bassa permeabilità a tergo delle platee è tale da indurre una discontinuità dell'ordine dei 6-7 metri da monte verso valle. In tal modo la perturbazione della superficie freatica, indotta dalla realizzazione della funivia di base, a monte di esso è drasticamente ridotta;
- il quantitativo d'acqua da smaltire nelle trincee drenanti progettate è di Qtot= 0.90m³/sec; tale valore conferma quanto ottenuto nel dominio ridotto;
- 3) la variazione del livello freatico a monte del diaframma a bassa permeabilità indotta dalla realizzazione di tutte le opere della funivia di

base è dell'ordine di 2 metri sull'estradosso di monte del diaframma e diventa trascurabile a circa 5 metri in direzione di monte. Tale osservazione è deducibile confrontando i valori delle linee equipotenziali a monte del diaframma.

4) la variazione massima del livello freatico sul limite est dell'area di cantiere in concomitanza dell'edificio esistente è dell'ordine di 2 metri. Tale valore è ottenuto confrontando le equipotenziali. Tale variazione di falda implica una variazione degli sforzi efficaci al piano di fondazione dell'edificio dell'ordine dei 20 kPa. Assumendo le proprietà meccaniche della Litologia B si possono stimare dei cedimenti indotti per effetto della variazione della falda inferiori a 10 mm.

Per quanto riguarda lo scenario B (combinazione 'rara') si rileva che:

 il posizionamento del diaframma a bassa permeabilità a tergo delle platee è tale da indurre una discontinuità dell'ordine dei 8-10 metri da monte verso valle. In tal modo la perturbazione della superficie freatica, indotta dalla

Anche in questo caso i risultati ottenuti sono da considerarsi cautelativi dal momento che:

• i valori di permeabilità utilizzati nella presente analisi per la Litologia A e B sono i valori più elevati tra quelli stimati con metodi analitici e numerici sulla base delle prove in sito e di laboratorio; realizzazione della funivia di base, a monte di esso è drasticamente ridotta;

- 2) il quantitativo d'acqua da smaltire nelle trincee drenanti progettate, in questo caso di evento raro, è di Qtot= 1.59m³/sec; tale valore superiore ai precedenti è comunque smaltibile dal sistema di trincee drenanti progettato.
 - le lenti di materiale fine intercettate nei sondaggi a monte delle strutture della funivia di base sono state trascurate. Tali inclusioni, caratterizzate da una bassa permeabilità contribuire a ridurre l'acqua da smaltire nelle trincee drenanti di progetto.



2 - Modellazione numerica 3D del problema geotecnico - Stazione di Pontal d'Entreves: cedimenti indotti dal sovraccarico degli edifici

Oltre alle analisi di filtrazioni sono state effettuate analisi numeriche statiche allo scopo di valutare la risposta del sistema dal punto di vista statico, stimando i cedimenti delle platee indotti dal sovraccarico degli edifici.

È stata considerata una stratigrafia con due differenti litotipi, lo strato torboso (Litotipo A) e lo strato di materiale glaciale sottostante (Litotipo B); le platee di fondazione degli edifici (parcheggio Nord, parcheggio Sud, rampa elicoidale, bar, stazione/funivia, antestazione) sono state modellate come elementi plate di spessore pari a 0.8 m.



Per simulare il carico indotto dalla presenza degli edifici sovrastanti è stato infine applicato un carico medio alle varie platee di fondazione.

Per le analisi è stato adottato il modello di Mohr Coulomb adottando i parametri sopra riportati. I risultati hanno dato un cedimento massimo delle platee pari a 5.12 cm, in prossimità dello spigolo Sud del parcheggio Sud. Il massimo cedimento differenziale della platea del parcheggio Sud è pari a 2.6 cm).



Definizione del modello di analisi con le platee di fondazione in evidenza.

Figura 12

Figura 13 Cedimenti indotti dal sovraccarico degli edifici.

3 - Modellazione numerica 3D del problema del problema geotecnico - Stazione di Punta Helbronner: stabilità degli scavi e variazioni tensionali dei tiranti esistenti della funivia lato francese

La stazione di monte – Punta Helbronner - a causa dello spazio limitato, sarà collocata esattamente al posto della stazione attuale in posizione adiacente all'esistente stazione di monte della funivia lato Francese. Dato che il nuovo progetto non prevede la stazione intermedia al Rifugio Torino (3370 m slm) è stato previsto un nuovo collegamento sotterraneo tra Punta Helbronner ed il Rifugio Torino. La struttura avrà quindi la duplice funzione di ancoraggio strutturale della nuova stazione di monte e di alloggiamento di scale di sicurezza ed ascensori che collegheranno il tunnel suborizzontale (154 m) che porta al Rifugio Torino. Il pozzo verticale, avente un diametro interno di 5 metri, sarà profondo circa 70 metri e sarà realizzato con la tecnica "Raise Boring", che si caratterizza per l'integrità delle pareti e dalla possibilità di eliminazione costante dei detriti che si accumulano alla base dei pozzetti durante il lavoro. La struttura consolida quindi l'intero pendio e consente il corretto ancoraggio delle strutture portanti teleferiche, considerando che i nuovi cavi dovranno sopportare oltre 100 tonnellate di tensione ciascuno.



A causa della necessità di garantire la coesistenza tra i lavori di costruzione e l'esercizio attuale della stazione di monte Francese, è stato realizzato un modello tridimensionale agli elementi finiti mediante il codice **MIDAS GTS** per poter simulare le varie fasi del proFigura 14 Rendering della nuova stazione di monte (Punta Helbronner) e il collegamento previsto con il Rifugio Torino.

cesso di costruzione della nuova stazione di monte.



Le principali opere strutturali e geotecniche di questo progetto sono rappresentate da tre fondazioni costituite da tre serie di micropali (collegati in testa da un cordolo di fondazione in calcestruzzo armato) che hanno il compito di garantire la sicurezza e la funzionalità della stazione di monte Francese. In modo

particolare l'obiettivo delle analisi numeriche è quello di valutare gli spostamenti indotti dalla demolizione dell'attuale stazione di monte italiana e dallo scavo in roccia necessario per la realizzazione della nuova struttura e le variazioni tensionali nei tiranti pre-tesi della funivia francese, la quale dovrà essere Figura 15 Modello tridimensionale delle attuali stazioni di monte esistenti in Punta Helbronner (francese ed italiana).

mantenuta in servizio durante l'intera fase di costruzione della nuova funivia italiana. I tiranti della stazione di monte francese, che garantiscono l'ancoraggio della funivia stessa, non dovranno subire variazioni tensionali significative durante le diverse fasi di realizzazione dei lavori.



Figura 16 Modello tridimensionale delle opere strutturali previste e della loro interazione con gli esistenti tiranti della stazione di monte francese. Figura17 Spostamenti durante le diverse fasi dei lavori.



La modellazione numerica ha preso in considerazione le principali fasi dei lavori:

a) stato attuale;

- **b)** demolizione parziale della stazione di monte italiana e realizzazione delle prime due serie di micropali;
- c) completamento della demolizione della stazione di monte italiana, inizio dello scavo in roccia e realizzazione della terza serie di micropali;
- d),e) completamento dello scavo per la realizzazione della struttura portante.



Figura 18 Fasi dei lavori scavo e realizzazione dei micropali.

I risultati delle analisi numeriche 3D hanno evidenziato che gli spostamenti indotti dalla fase di demolizione dell'esistente stazione di monte italiana sono inferiori a 1 cm mentre al termine delle fasi di scavo si registra una perdita media tra il 5 ed il 6 % del valore iniziale di pretensionamento dei sei tiranti appartenenti alla stazione di monte francese (Figura 19).



Figura 19 Posizionamento dei tiranti della stazione di monte francese e loro variazione tensionale durante le diverse fasi di realizzazione dei lavori.





SAIECOSTRUIRE SICURO

> SAIEGEOTECNICA & GEOLOGIA

SAIEMATERIALI & TECNOLOGE

SAIESSMO

SOSTENIBILE

SAIECONDOMINO 2.0

SAIENEW STONE

SAIEPAV



SAIEBIM

SAIEBIT

Desta Carsa R

SAIE 2013 BETTER BUILDING & SMART CITIES



In collaboratione con L'AQUILA salone della RICOSTRUZIONE

Bologna, 16-19 ottobre



media partner



www.saie.bolognafiere.it

Viale della Fiera, 20 - A0127 Bulogna - Tel, 097 202111 - Fax 051 637A013 - saleObolognatione.it - belagnationelliper.holognatione.it



Ceneri base Tunnel: optimization of the excavation and temporary lining design to cope with time-dependent mechanical behaviour

Abstract

The Ceneri base Tunnel is an underground infrastructure part of the NEAT Gotthard Axis Project that consists of two single-track tunnels approximately 15,4 km long and characterized by covers up to 840 m. The track layout develops in the southern Alps and runs through the Zona del Ceneri tectonic unit (high inclined schistosity gneiss, mica-schists and amphibolites and cataclastic faults zones) and the Zona della Val Colla tectonic unit (sub-horizontal schistosity gneiss and mica-schists and an hectometric band of mainly mylonitic rocks - Linea Val Colla).

geotecnica

The excavation process, in some cases, induced stresses in the rock mass in the failure range, or

close to it, which brought forth phenomena of instability of the face, of the crown or high convergences also deferred in time.

In order to prevent these mechanical responses, a protocol for the definition of the optimal parameters of the excavation process and of the temporary lining was defined. These parameters were obtained through numerical analyses calibrated on the basis of the monitoring data, suitable to describe the observed phenomena and to optimize the excavation and lining design process.

Keywords: AlpTransit, Tunnel, Temporary Lining, Face Instability, Failure

- 1 Swiss Federal Railways Ltd Infrastructure Department AlpTransit Projekt Coordinator matteo-maria.montini@sbb.ch 2 University of Bicocca
- Department of Earth and Environmental Sciences, Milan

1. INTRODUCTION

1.1 The NEAT Project

Corridor 1, one of the main rail freight axes in Europe, runs from Rotterdam to Genoa along the River Rhine through the industrial heart of Europe (Fig. 1). The project is part of the European Commission promotion plan to improve the use of rail freight transport and to enhance sustainable mo-

bility by encouraging the modal shift from road to rail. The centerpiece of Corridor 1 is the NEAT, the Swiss federal project for a faster north-south rail connection across the Alps. This project comprises two major sections, the Gotthard Axis and the Lötschberg Axis (Fig. 1).



The Gotthard Axis, besides the Zimmerberg base Tunnel (construction suspended) and the Gotthard base Tunnel, consists of the Ceneri base Tunnel (under Ceneri Mount), in the Swiss Canton Ticino.

Corridor 1 (left) and NEAT Swiss

Figure 1

project plan (right).

Ceneri base Tunnel: optimization of the excavation and temporary lining design to cope with time-dependent mechanical behaviour

1.2 The Ceneri base Tunnel

The track layout of the Ceneri base Tunnel develops in the southern Alps and runs between Camorino (close to Bellinzona) and Vezia (Lugano). The tunnel consists of two single-track tunnels approximately 15,4 km long, \approx 40 m apart and joined by cross passages every \approx 325 m. There are no crossovers or multifunction stations.

The Ceneri base Tunnel can be extended to the south from an underground connection arranged in caverns.

Excavation of both tubes is performed by the conventional drill and blast method from the south portal of Vezia, the north portal of Vigana and, in consideration of the excavation method, of the geotechnical conditions and in order to speed up the tunnel excavation phase, an additional working interface in Sigirino was built so that the tunnel is excavated simultaneously northwards and southwards from the caverns of this intermediate site (Fig. 2).



Figure 2 Ceneri base Tunnel functional scheme.

1.3 Geomechanical prognosis

The Ceneri Base Tunnel is situated in the crystalline bedrock of the southern Alps and characterized by covers from ≈ 10 m to ≈ 840 m. The lithostratigraphic units crossed by the tunnel

track layout are the Ceneri Zone (in the north, ≈ 10 km long) and the Val Colla Zone (in the south, ≈ 5 km long) (Fig. 3).



Figure 3 Ceneri base Tunnel geomechanical profile.

The Ceneri Zone is primarily formed of gneiss and, secondarily, of basic and ultra-basic rocks which have suffered considerable metamorphism. The whole area is influenced by complex tectonics, the main consequence of which is a high dip angle of the geological structures. The Val Colla Zone includes a series of paragneiss and orthogneiss, combined with basic rocks.

In this zone the geological structures follow a subhorizontal trends. The Val Colla Line fault zone (~600 m thick) is the interface between the two mentioned areas: this band is mainly composed of mylonites characterized by poor geomechanical properties. Moreover, the track layout crosses fault areas caused by fragile alpine tectonics, especially by the insubric phase.

1.4 Main geotechnical problems in excavation

The tunnel excavation was affected by some geotechnical uncertainties. Problems alike occurred in the south-east tube of the Ceneri base Tunnel due to a fault zone not considered in the prognosis and characterized by a considerable real thickness (≈70 m). This deficiency in the geological survey means that the Val Colla Line fault zone was found almost 190 m further north than expected. Furthermore, the particular geometry condition at the cross section between the south-east tube and the cross passage 30-T – due to a prolonged stop in the site operations, which also induced a mechanical properties degradation of the rock mass – generated face instability phenomena (Fig. 4).



The geological conditions detected in the beginning sector of the north-west tube (≈50 m long), compared to the prognosis that predicted a rock mass mainly disturbed by oblique fault zones. pointed out a rock mass strongly characterized by small spacing fault zones subparallel to schistosity



which determinated a poor quality rock mass and a deferred mechanical response.

Fig. 5 shows the typical mechanical response of the rock mass to the excavation process in terms of vertical displacements over time.

Figure 4 Face collapse in south-east tube (left) and geological geometric survey (right).



The excavation perimeter displacements (also deferred in time) generated phenomena of temporary



lining cracking. Moreover, the anchors plates were bent or broken (Fig. 6).

Figure 5 Ceneri base Tunnel north-west

tube monitoring data vertical displacements over time.

Figure 6

Ceneri base Tunnel northwest tube temporary lining cracking and damaged anchors plates.

These problems highlighted the necessity to have

problems of face and crown instability and tempoan operational tool for the definition of the optimal rary lining cracking. temporary lining package (TLP) in order to avoid

2. OPERATIVE PROTOCOL TO OPTIMIZE THE **EXCAVATION PROCESS**

In order to prevent the geotechnical phenomena described in §1.4, an operative protocol to optimize the excavation process has been defined.

The protocol is organized in tasks as shown in the flow chart below (Fig. 7).



Figure 7 Flow chart of the operative protocol.

Tasks are organized to perform the following operations:

- 1) B1 3D numerical analyses to estimate, for each i-class of the rock mass index RMR_{corr} and for each j-classes of the TLP, the distance $\tilde{x}_{i,j}$ (from the face) for which the convergence is not affected by excavation effects (see for details §3);
- 2) B2 In situ evaluation of the real RMR^{real} and of the real tunnel convergence CC^{real} (by regular intervals e.g. 1D).
- This task requires a systematic procedure for a monitoring data continuously collection with the on-going of the excavation process;
- 3) B3 Evaluation of the time dependent effects, by considering the $CC_{i,j}^{real}$ in the monitored sections at a distance $x > \tilde{x}_{i,j}$, via $\alpha_{vi,j}$ (real deferred convergence rate over time for a specific RMR_{corr,j} and for the adopted TLP_j).
 - The monitored convergence rate $\alpha_{vi,j}^{o}$ will be not negligible if greater than which represent a watershed for considering time effects;



 B4: performing of fitting numerical analyses (e.g. c-φ reduction or adoption of a viscous constitutive law calibrated on monitoring data) to evaluate the optimal TLP_i.

DMD	Vr (normalized viscous rate) = $\alpha_v / \alpha_{v0} / \alpha_{v0}$					
KIVIK _{corr}	1	2	3	4	5	
81-100	TLP 2	TLP 2	-	-	-	
61-80	TLP 3	TLP 3	TLP 3	-	-	
41-60	-	TLP 5	TLP 5	-	-	
21-40	-	-	TLP 6	TLP 7	TLP 9	
<21	-	-	-	TLP 10	TLP 10	

Finally the operative protocol can be summarized in a matrix linking $RMR_{corr,i}$, $\alpha_{v_{i,j}}^{o}$ to $TLP_{i,j}^{opt}$ as shown in Tab. 1.

Table 1 Example of correspondence between RMR_{corn} Vr and the optimal temporary lining package (TPL).

3. NUMERICAL ANALYSIS

An application example of the operative protocol to the face collapse case discussed in §1.4 is presented. Fig. 9-10 shows the reconstructed tunnel

geometry at the cross section between the southeast tube and the cross passage 30-T.

Figure 9 3D geometry and mesh of the numerical model.





problems of face and crown instability and temporary lining cracking.



Figure 10 3D mesh with Val Colla Line fault zone.

According to protocol task B1, 3D elasto-purely plastic numerical analyses were performed to evaluate the distance. As shown in Fig. 11, a construction stage procedure has been adopted

an operational tool for the definition of the optimal

temporary lining package (TLP) in order to avoid

to simulate the real excavation process. Fig.12 shows the displacement contours and different displacement curves.

Figure 12 Pipeles end to states and longitudinal tube displacements. On the basis of the monitoring data (B2 task) and according to B3 protocol task, the Vr rate was estimated.

A fitting analysis (B4 protocol task) was performed

es-	tion stages and a prolonged stop of the site opera-
	tions, simulated by a progressive reduction of the
ned	strength parameters as shown in Table 2.

by considering the adopted TLP, the real excava-

	Geomech	Geomechanical strength parameters			
	c [kPa]	φ [°]	ψ[°]		
Initial parameters	600	30	8		
Intermediate parameters	300	24	4		
Final parameters	0 18 0				
			·		

Table 2 Geomechanical parameters reduction considered for the face collapse analysis.

Fig. 13-14 shows the numerical analyses results at different parameters degradation stages (until the collapse) in terms of deviatoric plastic strains, deviatoric stress contours, rock bolt forces and displacement. It is interesting to note that the values reported in Tab. 2 represent the maximum and the minimum sets evaluated in the laboratory tests.



Figure 13 Deviatoric plastic strains (1-3) and displacement (4-6).



Figure 14 Rock bolt forces (7-9) and and deviatoric stress contours (10-12).

4. CONCLUSION

In order to prevent instability phenomena in the Ceneri base Tunnel tubes, an operative protocol for the definition of the optimal parameters of the excavation process and of the temporary lining was defined. The protocol parameters were obtained through several numerical analyses calibrated on the basis of the monitoring data. The protocol centerpiece is the matrix that creates a correspondence between the rock mass quality, the rock mass mechanical response nature and the optimal temporary lining package available for the Ceneri base Tunnel. A protocol application to the face collapse case is shown: the preliminary numerical analyses proved the suitability of the adopted temporary lining package in no-stop excavation conditions. The fitting analyses based on the described monitoring data analysis and geomechanical tests pointed out that an TLP improvement is required if a prolonged excavation stop is considered (e.g. consolidation measures, tube pre-support action).



Specialisti nel garantire un Supporto professionale e avanzato nei settori:

- Modellazione numerica Strutturale FEM
- Analisi numerica Sismica di strutture
- Analisi Non Lineare di strutture (CA, Acciaio, Muratura, Lastre)
- Analisi numerica di Interazione Terreno-Struttura



CSPFea s.c. via zuccherificio, 5/d - 35042 este (pd) italy tel. +39 0429 602404 - fax +39 0429 610021 info@cspfea.net - www.cspfea.net



Matteo-Maria Montini¹, Marco Corradini²

geotecnica

The functional layout of the Camorino AlpTransit Node and the necessity for a correct prevision and evaluation of railway superstructure behavior during intermediate stage management of final work completion

- 1 Swiss Federal Railways Ltd Infrastructure Department AlpTransit Projekt Coordinator matteo-maria.montini@sbb.ch
- 2 AlpTransit Gotthard Ltd Ceneri Base Tunnel Railway Technology Project Manager marco.corradini@alptransit.ch

1. INTRODUCTION

The New Railway Link through the Alps (NRLA) is a part of the general Swiss project of infrastructural upgrading for the Basle-Chiasso dorsal line, that allows, on Swiss territory, a more direct railway connection between Germany and Italy. Such project includes numerous infrastructural adjustments and new constructions. These must be included the Gotthard Base Tunnel (57 km) and the Ceneri base Tunnel (15.4 km) which is the third Swiss railway gallery in length after those of Gotthard and Lötschberg (34.5 km). From a functional viewpoint, the Ceneri Base Tunnel is a railway tunnel with two single-track bores. The route for passenger trains, travelling at 250km/h and goods trains travelling at 160 km/h, extends from the Northern portal of Vigana (near Bellinzona) to the Southern portal of Vezia (near Lugano) connecting with the existing railway network, respectively LE630 and LE600, near the station of Giubiasco (exploiting the numerous support facilities constructed at the Camorino Node) and line LE600 at Vezia (via a grade-level crossing 2 km North of the Lugano station).

The Ceneri base gallery route is implementable on both sides (cf. Figure 1), more specifically: there is a planned connection to the North – partially open-air and partially underground – with the San Gotthard gallery base; while towards the South, its continuation (via gallery) to the station of Chiasso is being assessed through the Sarè underground ramification.

The Camorino Node, as described in paragraph 2, will guarantee access to the Northern portal of the Ceneri Base Gallery and will constitute one of the main point for the Swiss railway system, both at Canton and Federal level, as it will permit an increase in network capacity and, as a consequence, the offer in transport.

Overall, the main advantages of the planned infrastructural interventions during the construction of the new transalpine railway are represented by:

- an increase, in the new routes, in line potentiality (260 trains/daily) summing to the actual potentiality of the existing line (140-160 trains/ daily);
- an increase, in the new routes, in passenger train velocity (up to 250 km/h) and goods trains (up to 160 km/h);
- a reduction in overall distance, equal to ≈40 km, between Basle and Chiasso;
- an overall reduction in travel time between points of origin and destination for trains going North and those going South with respect to new routes and vice versa;
- a reduction of the maximum quota reached by the railway line equal to ~500 m (against the actual ~1000 m);
- a reduction of the maximum gradient by 26‰ to 12‰ permitting the use of a single locomotive even for goods trains with formations up to 750 m (length of modules at crossing /precedence foreseen on the Basle-Chiasso track) and standard gross weight of ≈ 20MN;
- the transit of "travelling highway" type wagons with kinematic clearance gauge, permitting the transport on articulated means with a net height up to 4 m;
- the installation of the European signaling system ETCS level 2 enabling interoperability of the new axis for railway transport companies;
- central computerized management of all installations in the new line enabling more efficiency, functionality, flexibility, all characterized by a high level of service and performance.



2. THE CAMORINO NODE

2.1 The functional layout of the Node

From a functional point of view, the Camorino Node can be schematised by a triangular-shaped network (cf. Figure 2) that allows trains coming from the Ceneri base Gallery, i.e from Lugano, to continue East (Bellinzona) or West (Locarno) or vice versa. The East-West connection through line LE630 Bellinzona-Locarno remains. Route velocity is different on the three branches of the Node: from 250 km/h inside the Ceneri base Gallery reducing to 140 km/h near the North portal (beginning of the Camorino Node). On the South-East branch (double track connection Lugano-Bellinzona and vice versa) the limit of 140 km/h remains as far as the Giubiasco station, where the new route reconnects to the existing railway network (line LE600) with a 90 km/h limit. On the South-West branch (single track connection Lugano-Locarno and vice versa) the velocity is limited to 80 km/h as far as the S. Antonino stop. Here the new route reconnects to the existing railway network (line LE630) constituting the East-West branch of the Node, with limits equal to 90 km/h.

Figure 1: Left: Blueprint shows – red dotted line, the route of the Ceneri base gallery line; continuous red line, open access (Vezia and Camorino nodes); violet, postponed interventions; green (dotted), hypotheses for continuation towards Chiasso, momentarily under further analysis. Right: Rendering of Camorino Node (source: ATG)

Figure 2: General blueprint of the Camorino Node (source ATG).



3. FORECAST OF RAILWAY SUPERSTRUCTURE BEHAVIOUR

3.1 Railway operational safety

The central aspect to be evaluated during financial planning, services, but above all, the safety of the railway infrastructure is functionality: the single elements that make up the infrastructure must be mainly characterized by high quality geometric uniformity, high quality safety and reliability [02]. Funds allocated for maintenance, economic and biological damages deriving from functionality problems can be greatly significant [03]. An irregular profile in the running surface of the railway superstructure, caused mainly by permanent deformations in ballasts and substrata, is today the main, if not the only cause for structural malfunctioning of a railway infrastructure [04]. Therefore, for the mentioned reasons regarding safety and economic management, it is imperative to understand and respectively control both the geometrical evolution and state of the railway superstructure.

As illustrated in paragraph 2.5, railway technique and methods requirements highlighted uncertainties regarding possible subsidence of tracks on LEM630 line: In fact, quotas for permanent road surfaces dictated temporary ballasts with thicknesses superior to those foreseen by the Swiss Federal Railway regulations [05] [06].

Having to guarantee traffic safety, a serious theoretical study of the problem and the adoption of specific measures for restriction concerning traffic and monitoring of railway superstructures was necessary.

3.2 Analysis of railway infrastructural subsidence

3.2.1 Evolution of subsidence: general aspects

Processes such as hydration, dissolution and oxidation change the mechanical properties of materials making up the ballast and the road body: moreover, the railway ballast, because of traffic loads, is subject to a disintegration process.

The mechanical properties relating to the ballast and stone bed levelling are therefore tied to applied loads and climatic conditions [07].

Figure 35 presents a qualitative representation of the global answer regarding the railway superstructure under the effect of traffic loads [08], proposing the subsidence tendency δ of the running surface with respect to time t=N*T. N being the number of load cycles and T the split-time between the two consecutive applications.



In an instant of time $t \in [NT,(N+1)T]$, the total subsidence value δ (t) observed may be decomposed as follows: δ (t)= $\delta_{el}(t)+\delta r(t)$

with:

- $\delta_{el}(t)$ elastic deflection retrievable from unloading;

Analysing figure 35 it can easily be seen that: $\delta_r((N+1)T) \cdot \delta_r(NT) << Max(\delta_{el}(t), \ t=[NT, \ (N+1)T]$

Therefore the elastic deflection is a function of the rapid time τ variable within the load cycle, while residual subsidence is a function of the slow variable N. The same observation can be made for variables of movement, deformation or stress. With the objective to quantitatively describe qualitative behaviour written above, and in order to determine the extent of the running surface subsidences generated by

the application of traffic loads, different experiments and calculus models relative to behavioural evaluation of railway superstructure were developed.

The decomposition of the state of stress in the stresses space is well illustrated in figure 35: the curve is made up of a chaining of loops that represent the cycles of elastic stress formed by the advance of the application of load cycles.

Figure 35 Left: Evolution of railway superstructure subsidence over time (related to traffic loads). Right, decomposition of the state of stress in the stress spaces.

⁻ $\delta_r(t)$ residual deflection.

3.2.2 Analysis of the subsidence: conducted studies

Numerous experimental studies have been conducted to investigate and predict long-term behaviour of railway superstructure [08]: some of these have been conducted in laboratory, reproducing sections of superstructure subjected to cyclic loads (through hydraulic machinery); others occurred during on-site surveys of provoked subsidences.

Technical literature provides with numerous models developed for the prediction of railway infrastructural subsidence. Some of these models are described synthetically in table 1.

References	Proposed Models
Balsan Model	$\delta = A + [B \bullet N^{0,2}]$
Micoballast Model	dδ/dN=4,8• 10 ⁻⁷ • d _v ^{2,51}
	$d\delta_{11/1}/dN=7\bullet 10^{-6\bullet} d_{11/1}^{1,13}$
	$d\delta_{v1/1}/dN=2,1 \cdot 10^{-6} \cdot d_{v1/1}^{1,17}$
Indraratna Studio	$\delta = \alpha + \beta \cdot \log N$
Shenton Model	$\delta = [K_1 \bullet N^{0,2}] + [K_2 N]$

Table 1Main empirical models forsubsidence forecast.

Laws of subsidence proposed in table 1 are nonlinear empirical laws of nature. To solve the empirical nature of proposed formulae, specific studies using 3-axis survey devices were done. After experiments, different models were suggested, some of which have been synthetically described in table 2 [09].

References	Proposed Models
Barksdale	ϵ_1^{ρ} (N)=a+b log N
Paute	ε_1^{ρ} (N)=A ₀ • $\frac{\sqrt{N}}{\sqrt{N}+D}$ • ε_1^{ρ} (100)
Sweere	$\log(\epsilon_1^{\rho}(N)) = a + b \cdot \log N$
Hornych	ϵ_1^{ρ} (N)=A• $[1-(\frac{N}{100})^{-B}]+\epsilon_1^{\rho}(100)$
Hyde	$\mathcal{E}_{1}^{\rho}(N) = \mathbf{a} \bullet \frac{\mathbf{q}}{\sigma_{-3}}$
Shenton	$\mathcal{E}_{1}^{\rho}(\mathcal{N}) = K \bullet \left(\frac{q\max}{\sigma_{-3}}\right)^{a}$
Lekarp	$\frac{\varepsilon_1^{\rho}(N_{ref})}{(L/\rho_o)} = a \left(\frac{g}{\rho}\right) \max_{max}$

Table 2 Main experimental models involving subsidence forecasts.

As observed in [09], the main defect of these formulae is the non-consideration of the combined effect of the number of applied cycles and importance of the state of stress.

To obtain this, and to investigate on the behaviour of permanent deformations in dissolved granular materials used in the building of railway superstructures, Gidel, Hornych and Chauvin [09] propose a survey method based on results from analyses conducted, using 3-axis devices able to cyclically apply loads. They conclude with special formulae for subsidence, such as:

 $\epsilon_1^{\rho}(N) = f(N) \cdot g(p_{max}, q_{max})$

Such formula was used for the calculation of the subsidence railway superstructure.

3.2.3 Analysis of settlement: finite element study

During the first stage, the geometry of the study model was defined: railway infrastructure geometry was reconstructed, and based on the coordinates of monitored points and sections produced for the check on the railway embankment construction. The following figures (36-39) show some phases of the process.



Figure 38 Construction of A2 overpass and its shoulders.



Figure 39 Construction of railway embankment starting from available sections (in cyan blue)

Therefore it was possible to correctly reconstruct the sector of the railway infrastructure subjected to monitoring (cf. Paragraph 3.3.2): Figure 40 shows the result of the railway infrastructural reconstruction between 155.120 km and 155.910 km.



Evaluation of railway infrastructural subsidence was conducted by applying formulae suggested by Gidel, Hornych, and Chauvin (cf. [09]). Knowledge of the state of stress produced, because of traffic loads, within the different strata forming the railway superstructure was reached, utilizing **MIDAS GTS** software and finite elements.

The geometrical model herewith created, was introduced in the calculation software: figure 41 shows the already established geometrical model.



Figure 41

Railway infrastructural model introduced in MIDAS GTS software (ACIS format).

Technical data regarding utilized materials have been listed in the following table 3.

Table 3 Technical data assigned to materials in MIDAS GTS model.

Material	E [MPa]	ν [-]	γ [kN/m3]
Earth	30	0,4	18
Gravel	250	0,3	18
Concrete	4·10 ⁴	0,2	25

Loads applied were evaluated according to real traffic data (cf. Paragraph 3.4) and were opportunely amplified according to [12].

Results supplied by the simulation of finite elements are input data utilized to apply Gidel, Hornych and Chauvin formulae [09].

Evaluation of subsidence was therefore conducted according to, as follows:

- identification of sections: in this study it was thought to evaluate the permanent subsidence in sections really subjected to monitoring (every 4.8m);
- ballast and earth layer were each divided into 5 equipotent strata;
- the state of stress relative to nodes placed on the middle line of each stratum was identified (with the exception of terminal strata for which the state of stress refers to a node placed on the edge of the same stratum);
- the number of trafficked axes in comparison to real traffic was evaluated;
- evaluation of the subsidence resulting from, and in relation to, the number of trafficked axes and their weight;
- finally, curves referring to subsidence (cf. [09]) were created.
- The forecast for railway superstructural subsidence is presented in paragraph 3.5.

3.3 Operational restrictions and monitoring of railway superstructure.

As indicated in paragraph 3.1, in order to guarantee railway traffic safety, specific restrictive measures in operations were used, and a monitoring plan according to present Swiss Federal Railway regulations was prepared [10].

3.3.1 Restriction on operational velocity

On the temporary LEM630 line, under study, the maximum velocity of railway wagons, both passenger or goods, was limited.

More specifically on track 300, during the opening phase of operations (72hrs), a maximum velocity of 50km/h was imposed: There was also visual daily surveillance, other than instrumental monitoring during such phase.

3.3.2 Monitoring railway superstructure

A monitoring plan [11] has been arranged for the surveillance of tracks 300 and 400, from 155.120 km to 155.910 km, for a total length of 790 m.

The geometry of the superstructure was obtained by monitoring, with the use of a precision-balanced prism stadia, 164 sections on each track (every 4,8m). The measurements, hypothesized for the whole temporary track operational period were carried out with a precision tachymeter (Leica TS30) functional on a network of fixed points placed on foundation plinths of poles, and on the poles themselves, of the contact line.

Regarding the frequency of measurements, measurement O was planned the day after the startup of operations on the temporary LEM630 line. Following this, 2measurements/weekly during the first 2 weeks of operations were planned. Based on geometrical observations (cf. Figure 44 – paragraph 3.4) there was no abnormal behaviour in the railway infrastructure and it was therefore decided to increase the limit of velocity to 80km/h. According to experience gained with track 300, track 400 was opened for operations with a limit of 80 km/h. Such limit on tracks involving the temporary LEM 630 is permanent for the length of the operations.

Frequency of successive measurements was based upon the behaviour of the railway infrastructure. Real data regarding measurements was clearly indicated in the diagrams in paragraph 3.4.2.

With reference to reliability in the monitored data, herewith is stated the guaranteed tolerances:

- point quota: ± 1mm;
- point position: \pm 1-2mm.

When interpreting monitoring data, and because of large quantities of such information, it is of fundamental importance to define threshold values. Such values are listed in table 4, according to importance.

Element	Limit Values	Attention Treshold	Intervention Treshold	Immediate Intervention Treshold
	Track twist	2.5 ‰	3.5 ‰	4.0 ‰
Track	Vertical Arrow	9 mm	12 mm	16 mm
	Horizontal arrow	9 mm	12 mm	14 mm

Table 4 Monitoring of railway superstructure: Threshold values



Figure 43

Traffic data for the Canton Ticino area: average daily trains according to direction (1) and average daily tonnage of daily traffic according to direction (2) (Annually based data – (1) from 2010 / (2) to 2011).

Figure 44

Monitoring data of LEM630 (track 300): track twist (on 4,8 m base) and vertical subsidence of rails during the first 72 hrs of operation.

3.4 Traffic data, analysis of monitoring data, comparison and validation of the finite element model

A correct interpretation of the monitoring data may be only conducted by comparing such data with relevant railway traffic data. After having discussed traffic data, the established monitoring data will be submitted, and finally, for the validation of the finite element model, a comparison between the numeric forecast of railway infrastructural subsidence and the actual situation will be submitted.

3.4.1 Traffic data

Figure 43 synthetically shows the average daily railway traffic data in the Canton Ticino area: Data relating to the average daily number of trains and the average daily tonnage in transit are reported.

3.4.2 Analysis of monitoring data

INITIAL STAGE OF OPERATIONS

The first analysis of monitoring data concerns the subsidence occured during the first 72 hrs of operations. Traffic data relative to such period of operations, and exclusively pertaining to track 300, are reported in table 5 underneath. Behaviour of the railway superstructure for such time range is reported in figure 44.

Wagon category	Numer of wagons	Total Mg
Inter-regional	14	6'703
Regional	54	9'434
Goods	16	18'649
Traction engines	2	72
Locomotives	3	419
Empty trains	1	252

Table 5 Traffic data for track 300 of LEM630 line subject to study during the first 72hrs of operations.



The modification to the plano-altimetric alignment is almost non-existent, with < 6mm subsidences to the iron surface throughout.

From an analysis of the graph in figure 44, it can be clearly seen that from $155.126 \approx$ km to 155.426 \approx km (i.e. with non elevated ballast thicknesses – cf. figure 13) the subsidence that occurred is irrelevant and there were not any notable twist defects. From 155.426≈km to 155.826≈km (with more influential ballast thicknesses – cf figure 13), the subsidence phenomenon is superior (up to 6 mm) however, not subject to corrective interventions. Even in this sector, no particular twist defects were to be noted.

OPERATIVE STAGE

The second analysis concerns the subsidence occurred during the March - July 2012 period (reported traffic data in table 6 and includes both tracks 300 and 400). The railway superstructure behaviour for such time range is reported in figures 45-50.

Wagon category	Numer of wagons	Total Mg
Inter-regional	4'239	1'788'452
Regional	15'079	2'440'866
Goods	4'362	5'130'899
Traction engines	121	22'807
Locomotives	908	116'510
Empty trains	87	16'609



Table 6 Traffic data for the infrastructural section subject to study during March-July 2012 period.

Figure 47 LEM630 (track 300) monitoring data: vertical subsidence of the right rail during the March-July 2012 period.

The modification to the plano-altimetric alignment seems to be more incisive on a long-term basis, presenting iron surface subsidences up to ≈ 12 mm.

From the analysis of graphs in figures 46-47 and 49-50 it is clearly seen that (similarly to that indicated during the opening phase of operations) major subsidences were concentrated in sectors with more influential ballast thicknesses, i.e. from 155.240~km to 155.650~km (with more influential

monitored were \approx 12mm and, even if there were no resulting twist defects, a topping-up intervention was necessary. Following such intervention, subsidences continued to take place with a velocity similar to the one monitored before the toppingup intervention. There were no significant changes to the twist effects or situations.

thicknesses - cf. figure 13). More specifically, in

the track 300 sector, the maximum subsidences

3.3 Comparison and validation of FEM model

Figures 51-56 present the numerical forecast for the behaviour of the track section (cf. Paragraph 3.4) during the exact temporal instants of monitoring activity. ative estimation of subsidence. Deviations of forecast values from actual ones are20% inferior. The model has a tendency to underestimate subsidences in the initial stage (up to \approx 10000 axes - \approx 96 hrs of operations) while there is an overestimation during the long term, however this is inferior to 20%.

From comparison with the geometry of the track embankment, the FEM model enables a represent-



Figure 51 FEM forecast for track 300, LEM 630: twist track on 4.8m base



Figure 52 FEM forecast for track 300, LEM 630: vertical subsidence of left rail











Figure 55 FEM forecast for track 400, LEM 630: vertical subsidence of left rail



Figure 56 FEM forecast for track 400, LEM630: vertical subsidence of right rail

As detected during studies carried out to measure the embankment behaviour, subsidence of the monitored railway superstructure is totally

concentrated on the ballast: in fact, embankment subsidences are inferior to 2mm, invalid in most cases of monitored points.



Figure 57 3D Mesh of Railway



Figure 58 3D Mesh of A2 Overpass



Figure 60 3D Mesh of A2 Overpass – Side Sud

4. CONCLUSIONS

With the intent to avoid significant repercussions regarding punctuality and efficiency of railway operations, the planning of the Camorino Node operations has involved a complex management of executive activities. In some situations, a serious confrontation with the applicable regulations was necessary, resulting in the consequential necessity to find compromises for planned solutions. This was the case for the ballast thicknesses present on the existing and hence modified Giubasco-Locarno line. For this reason, before the opening of the railway operations line, it was necessary to plan for an accurate evaluation process of the railway superstructure behaviour, accompanied by a monitoring activity regulated according to the real superstructural response.

Precedent to the opening of track operations, the results of the elaborated calculus model enabled a sample estimation of railway superstructure behaviour (as has emerged during the comparison with monitoring data.) Therefore, railway safety was guaranteed through a double check, both theoretically and with the use of instruments.

Management methods of the A2 1b-1c executive stages at the Camorino Node, may therefore be considered as a valid reference for the definition of complementary activities on complex work-sites, with special note given to the safety of railway operations.

Thanks

The authors wish to thank the Swiss Federal Railway SA and the AlpTransit San Gotthard SA for granting permission to publish project information, and CSPFea for the permit to use **MIDAS GTS**.

Bibliography

- [01] Consorzio Ingegneri Piano di Magadino, Progetto Definitivo Nodo di Camorino, 2005
- [02] Barwell, F. T., Problemi di supporto, guide e propulsione posto dai sistemi di trasporto a grande velocità, Bullettin de l'Association International du Congrés des Chemins de Fer, 1/68 [03] Zoeteman, A., Esveld, C., Evaluating Track Structures: Life Cycle Cost Analisys as a structural approach, TU Delft
- [04] Popp, K., System Dynamics and Long-Term Behaviour of Railway Veichles, Track and Subgrade, Springer 2002
- [05] Ferrovie Federali Svizzere, Prontuario del binario Scartamento normale, Manuale D RTE 22040, 2009
- [06] Ferrovie Federali Svizzere, Bahnbrücken mit Schotterbett auf Normalspurstrecken, W-AM 01/02, 2002
- [07] Lopez Pita, A., Contributo alla conoscenza del fenomeno di degradazione del binario, Ingegneria ferroviaria, 2/81
- [08] Abdelkrim, M, Analyse par le caluci des strucutres du comportement cyclique à long terme des infrastructure de transport, Thèse de Docteur, ENPC, 2004
- [09] Gidel, G., Hornych, P., Chauvin, J. J., A new approach for nvestigating the permanent deformation behaviour of unbound granular material using the repeated load triaxial apparatus, Bullettin des Laboratoires des Ponts et Chaussées. July-August 2003, 4359, Pagg. 5-21
- [10] Ferrovie Federali Svizzere, Monitoraggio degli impianti di tecnica ferroviaria su cantieri situati in prossimità dei binari, Regolamento I-50009, 2011
- [11] Ferrovie Federali Svizzere, Concetto di monitoraggio Impianti di tecnica ferroviaria ATG Galleria di base del Ceneri Nodo di Camorino Binario provvisorio 300/400, 2012
 [12] Eisenmann, J., Leykauf, G., Le sovrastrutture per linee AV, Specifiche, costruzione, dimensionamento, comportamento, Eisenbahningenieur, 9/88







Modellazione dell'implacato del Cavalcavia A2



Modellazione dei nuovi rilevati ferroviari a nerd e sud del Cavalcavia A2



Cavalcavia A2 e rilevati completi



Modellazione delle traversine e delle rotaie



Dettaglio della sovrastruttura ferroviaria



Modellazione del ballast ferroviario



Mesh delle spalle e dell'impalcato del nuovo Cavalcavia A2



Mesh del rilevato a nord del Cavalcavia A2



Mesh del rilevato a sud del cavalcavia A2



Mesh di tutte le opere di genio civile in prossimità del Cavalcavia A2



Mesh delle traversine e delle rotaie



10 motivi per passare a MDAS GIS

La soluzione più innovativa per le analisi geotecniche tridimensionali





- 1. Soluzione geotecnica totale
- 2. Analisi simultanea terreno-struttwa
- 3. Modellazione 3D rapida e intuitiva
- 4. Automesher potente e robusto
- 5. Vasta libreria di modelli di materiali
- 6. Eccellenti performance di analisi
- Impressionante visualizzazioned dei risultati
- 8. Pratiche funzioni di output
- 9. Tecnologia leader mondiale
- 10. Esteso supporto all'utente

Cantiere AlpTransit Sigirino, Galleria di base del Ceneri, avanzamento canna Ovest.



I vertici dell'impresa sono quotidianamente coinvolti in prima persona nei progetti.

I nostri principali progetti

- AlpTransit Galleria ferroviaria di base del Ceneri (15.4 km)
- BLS AlpTransit Galleria ferroviaria di base del Lötschberg (34.6 km)
- AXPO Kraftwerke Linth-Limmern AG Impianto idroelettrico Linth-Limmern (1'480 MW)
- FFS Risanamenti gallerie 4mK (4m Korridor Basel-Chiasso)
- USTRA Risanamenti Autostradali (40.5 km)
- BBT Galleria ferroviaria di base del Brennero (55 km)



