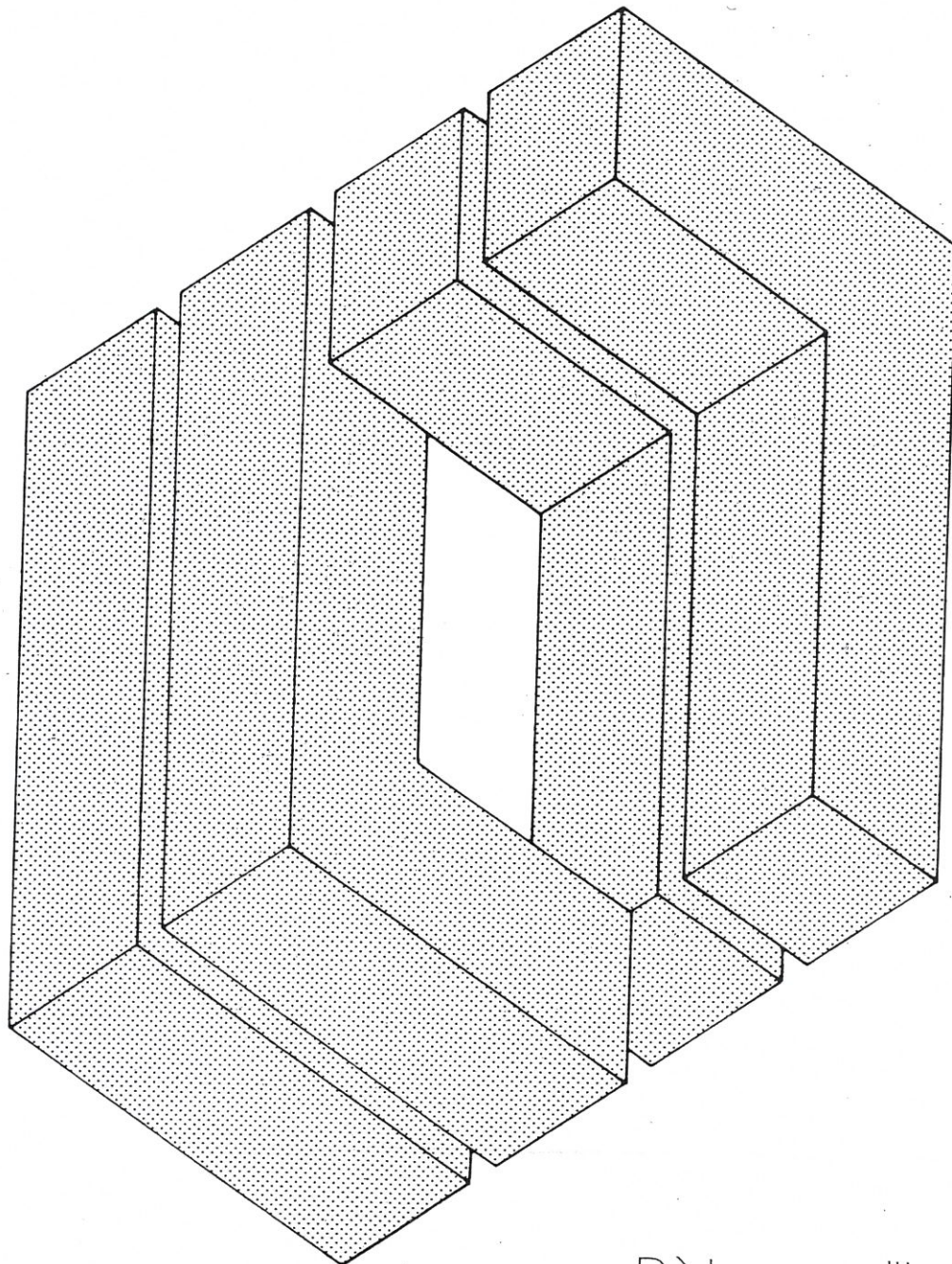


estratto da:

ingegneria sismica

quadrimestrale tecnico-scientifico



Patron editore

Se ora dovessi sintetizzare in qualche modo i convincimenti che sono andato maturando, per trasferirli a chi ne possa avere un qualche interesse, mi esprimerei come segue. Ritengo un errore polverizzare l'operazione in centinaia o migliaia di piccoli incarichi professionali. Anche i nostri gruppi B, che già erano troppi, in genere hanno funzionato come aggregazioni di professionisti autonomi, e non già come unità organiche. Conviene invece istituire un numero limitato di centri di progettazione (non importa se pubblici o privati) convenientemente attrezzati ed organizzati, guidati ciascuno da un solo responsabile ad alto livello. Questi centri devono fare un largo impiego di metodologie avanzate, con uso di mezzi di calcolo non limitato alla sola verifica delle strutture. I programmi da usarsi devono essere gli stessi per tutti. Solo così infatti si può garantire prima l'omogeneità, e quindi l'affidabilità dell'elaborazione tecnica. Solo così si possono restringere i tempi operativi. Di questi centri, uno almeno deve assumere la funzione di centro pilota, che dia il ritmo all'operazione. Non è infatti sufficiente elaborare a tavolino normative e metodologie, imponendole o consigliandole in forma, tutto sommato, burocratica. Bisogna che chi escogita e propone la normativa, la verifichi e la affini continuamente, partecipando in concreto, accanto a tutti gli altri, all'attività effettiva; per modo che il centro pilota non deve limitarsi a dare a richiesta una consulenza generica o, peggio, a fare dei controlli. Deve invece trasferire esperienze derivantegli dall'aver giorno per giorno affrontato direttamente le innumerevoli difficoltà del lavoro di prima linea, dimostrando ad altri, meno professionalmente esperti e preparati, che certe cose si possono e quindi si debbono fare. Per ogni centro di progettazione dovrebbe poi essere definito un ambito territoriale più o meno esteso; ed in questo stesso ambito dovrebbe operare tendenzialmente una sola struttura imprenditoriale, in modo che possa formarsi una sorta di simbiosi, che consenta ai progettisti di adattare al massimo le tecniche di progettazione alle peculiarità tecnologiche dell'imprenditore; e dia in pari tempo a quest'ultimo la possibilità di organizzarsi una volta per tutte nel modo più conveniente. La progettazione e la successiva attività di riparazioni andrebbero poi eseguite per successivi blocchi funzionali, dando al concetto di priorità il solo significato tecnico-economico; e risolvendo in modo diverso i problemi derivanti dalle priorità politico-sociali.

Tutto quanto ho ora detto, si poteva esprimere molto più semplicemente dicendo che conviene ricorrere all'istituto della concessione. Se non l'ho detto, è a ragion veduta, perché da noi questa soluzione si è rivelata impossibile; e temo sia molto difficile anche altrove. Sorvoliamo sull'ovvia ostilità delle forze economiche locali, professionali e imprenditoriali. Da noi questa ostilità si è manifestata coniano uno slogan che ebbe molta efficacia: si disse che qualcuno meditava di lottizzare il Friuli, per «venderlo» alle multinazionali. Ora si può sorridere quanto si vuole; ma chi deve operare, e quindi è tenuto ad arrivare comunque in porto, non può prendere nulla sottogamba, nemmeno gli atteggiamenti più sciocchi e viscerali. C'è invece da prendere in seria considerazione il problema del ruolo degli Enti locali, in particolare dei Comuni, e della loro autonomia operativa. Si vuole che nel Belice le cose siano andate in un certo modo, perché si estromissero i Comuni. Sta di fatto che in Friuli si è seguita la strada opposta, decentrando tutto ai Comuni e facendo dei Sindaci i protagonisti della ricostruzione. E, ad onore dei nostri Sindaci, debbo dire che le cose sono andate piuttosto bene. Non si sono certo fatti dei miracoli, ma le cose hanno camminato. Ora, però io non sono sicuro al cento per cento, che il diverso comportamento del Friuli rispetto al Belice sia dipeso esclusivamente da questa scelta. Anzi, in altra sede ho manifestato talune riserve; e la stessa nostra operazione degli accorpamenti significa che qualche aggiustamento era necessario. Sta di fatto però che oggi l'atmosfera è questa, e sarebbe stolto non tenerne conto. Io credo che anche nel Meridione ai Sindaci sarà assegnato un ruolo di primo ordine, il che esclude, probabilmente, che essi siano, almeno in un primo momento, disposti a rinunciarvi neppure parzialmente. Ma c'è di più. Riparare delle case è molto diverso dal costruirle nuove; e non solo sotto il profilo tecnico. Si tratta di entrare in alloggi, in gran parte abitati; ed è inevitabile avere rapporti strettissimi e continui - e non sempre facili - col proprietario, e soprattutto con la moglie del medesimo. Deve instaurarsi tutto un lavoro di relazioni di rapporti umani, all'insegna di quel principio che oggi va per la maggiore, e che si chiama principio della partecipazione. L'operazione razionalmente tecnocratica della concessione qui si sfalda al primo impatto. Non si decide nulla se non si è d'accordo col cittadino; e probabilmente le decisioni vorrà prenderle il Sindaco. Noi abbiamo provato l'immensa fatica di mandare avanti centinaia di situazioni di questo genere. Ma le componenti psicologiche di questa realtà sono quelle che sono; e non si può ignorare che si opera in un'atmosfera al tempo stesso ipersensibilizzata e deteriorata, dove emergono di continuo forze e atteggiamenti non tutti positivi. E nonostante ciò bisogna andare avanti e produrre qualcosa, e arrivare a risultati. Ecco perché bisognerebbe, a mio avviso, utilizzare le tecniche e le metodologie della concessione, ma non l'istituto. Proporgli: date tutto a me, che ci penso io; fidatevi e lasciate fare; ecco, da noi non ha funzionato. Temo che non funzionerà nemmeno altrove.

E così sono giunto alla fine. Noi in Friuli siamo moderatamente soddisfatti di come stanno andando le cose. Si poteva fare di meglio. Ma poteva anche andarci peggio. Io, lo ripeto, conservo il rammarico delle cose che vano potevano essere e non furono. Non furono perché non ne siamo stati capaci? O perché altri interessi, più forti di noi, ce lo impedirono? Onestamente, un po' dell'uno, un po' dell'altro. Se la nostra esperienza, può servire a qualcosa, la metteremo volentieri a disposizione di chi ce lo chiederà. Riteniamo che i nostri tempi siano difficilmente suscettibili di accorciamento. Su questo punto è bene non avere e non dare illusioni, soprattutto alla gente. Potremo invece forse indicarvi il modo. Risparmiare qualcosa. Inflazione permettendo. Ma vale veramente qualcosa l'esperienza degli altri? Io ne dubito. Comunque, se qualcosa ci sarà richiesto, non ci tireremo indietro.

Tunnel metropolitani in zona sismica

Alberto Castellani**, Bruno Cavagna*, Michela Chiorboli*, Marco Valente**

SOMMARIO – Si discute su modelli di calcolo della sicurezza strutturale di una galleria metropolitana soggetta ad azioni sismiche. Sono messe a confronto tre procedure: una analitica, in due versioni, Penzien-Wu 1998 e Penzien 2000, e due numeriche, che fanno capo ai programmi Flush e Flac, in uno spazio a due dimensioni. La procedura analitica considera il terreno omogeneo. La sezione trasversale della galleria è stata assunta di forma circolare, prendendo come riferimento quella adottata nella linea 1 della Metropolitana di Napoli, che ha effettivamente questa sezione strutturale. A parità di condizioni, le tre procedure danno risultati simili in termini di valori massimi di azioni interne e in discreto accordo in termini di distribuzione lungo il rivestimento. Si mostrano inoltre gli scostamenti tra le procedure, che possono evidenziarsi in casi di pratico interesse, in particolare in condizioni sismiche, in corrispondenza a discontinuità dei terreni.

SUMMARY – Analytical and numerical models of the structural safety of an underground tunnel under seismic actions are discussed. Three procedures are compared: the first is analytical, in two versions (Penzien-Wu 1998 and Penzien 2000), and the others are numerical, referring to the computer codes Flush and Flac, in two-dimension space. The analytical procedure considers the soil as homogeneous. The tunnel cross-section is circular and this allows an application to the underground railway of Naples, which has effectively this structural cross-section. When conditions are equal, the three procedures offer similar results in terms of maximum values of internal force components and in fair agreement as distribution along the wall. However important effects are highlighted next to soil discontinuities, in particular in seismic conditions.

Parole chiave: Tunnel, modelli numerici, dinamica del suolo.

Key words: Tunnel, numerical models, soil dynamics.

1. Introduzione

Si discute su modelli di calcolo di una galleria metropolitana, sotto l'azione di tre insiemi di sollecitazioni: 1) prodotte dal rilassamento degli sforzi indotti nel terreno; 2) prodotte dall'interazione terreno-struttura quale si viene a determinare al termine dello scavo e del rivestimento della galleria; 3) prodotte da un eventuale moto di origine sismica. Per i primi due tipi di sollecitazioni esistono in letteratura più modelli di calcolo. Una rassegna è in Gioda, Swoboda 1999, /30/. Per sollecitazioni prodotte da un moto sismico, la scelta di modelli applicabili a livello progettuale è ristretta. Nel presente lavoro sono messe a confronto tre procedure: una analitica, in due versioni Penzien-Wu 1998, /16/, e Penzien 2000, /21/, e due numeriche, che fanno capo ai programmi Flush /4/ e Flac /32/, in uno spazio a due dimensioni. Resoconti di danni prodotti in eventi storici sono menzionati da Pakbas e Yareevand 2005, /31/.

La procedura analitica considera il terreno omogeneo e valuta lo stato di sforzo assumendo per tutti i punti la quota del baricentro della galleria. Del movimento sismico considera soltanto l'accelerazione massima del terreno free-field.

La procedura Flush considera il contributo allo sforzo dovuto alle sole azioni sismiche. Effettua l'analisi delle sollecitazioni integrando le equazioni di equilibrio nel tempo. Come dato di input assume la storia temporale dell'accelerazione free-field in superficie. Tratta la non linearità dei materiali mediante una successione di analisi lineari, aggiornando al termine di ogni analisi i moduli dei materiali, in modo da renderli congrui alla deformazione quadratica media prevista durante il sisma.

La procedura Flac è la più completa. Per le azioni sismiche effettua un'analisi riciclando il calcolo in funzione dell'ampiezza delle deformazioni per rendere i moduli dei materiali congrui all'ampiezza.

Il confronto tra i risultati ottenuti con le tre procedure è svolto su una linea metropolitana caratterizzata da terreno omogeneo e materiali in campo elastico lineare, identificati in quelli previsti dall'analisi Flush, che li rende congrui allo stato di sforzo. A parità di condizioni, le tre procedure offrono risultati pressoché coincidenti come valori massimi delle azioni interne e in discreta corrispondenza come distribuzione lungo il rivestimento della galleria. Si mostrano inoltre gli scostamenti tra le procedure, che possono evidenziarsi in casi di pratico interesse, in particolare in condizioni sismiche, in corrispondenza a discontinuità dei terreni.

Si accenna infine sulla «validazione» delle procedure di calcolo.

* Metropolitana Milanese S.p.A.

** Politecnico di Milano, Dipartimento Ingegneria Strutturale.

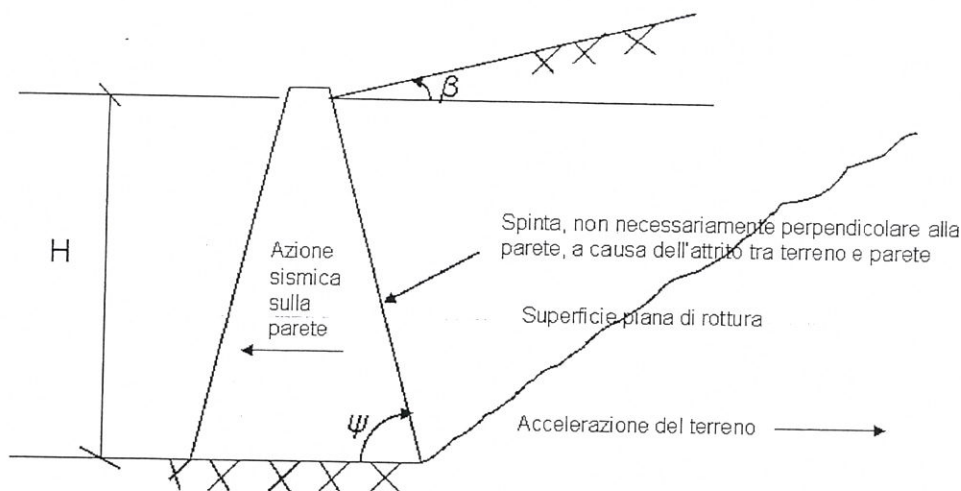


Fig. 1. Spinta delle terre in condizioni sismiche. Il modello di calcolo presuppone l'atto di moto di una zolla compresa tra la superficie libera del terreno ed una superficie di rottura.

1.1. Normativa in tema di pressioni esercitate dal terreno in condizioni sismiche

Le norme italiane e le norme comunitarie definiscono la pressione esercitata dal terreno su una parete in condizioni sismiche. La figura 1 mostra schematicamente il problema previsto dalla norma. La parete può essere comunque inclinata e presenta attrito con il terreno. La superficie libera ha un'eventuale pendenza. La quota del livello di falda può interessare la parete. La regola riportata dall'Eurocodice 8, /3/, richiede come dato per definire il moto del terreno la grandezza a_g , accelerazione massima del terreno. È il prodotto di due termini: l'accelerazione del terreno su una formazione rocciosa ed un fattore S , che dipende dalla stratigrafia locale. In assenza di analisi particolari, sono definite delle categorie di terreni di consistenza decrescente, per i quali S varia da 1.1 a 1.4. Il procedimento di calcolo è quindi abbastanza generale per una parete controterra.

Formalmente la valutazione di tale spinta potrebbe essere applicata direttamente anche alla parete di un tunnel. Implica tuttavia una superficie di rottura, che questa sia piana e che partendo dalla superficie vada ad interessare la parete del tunnel. Stante l'interramento delle gallerie, il calcolo formale produrrebbe delle azioni fisicamente inconsistenti, soprattutto se l'interramento è superiore alla dimensione del tunnel stesso. I modelli di calcolo, dei quali di discuterà, presuppongono un comportamento del terreno elastico non-lineare e non implicano superfici di rottura.

Oltre alla Parte 5, nella norma comunitaria il capitolo più prossimo all'argomento è quello trattato nella Parte 4 «Silos, serbatoi e condutture». Al punto 5.1(2) riporta espressamente che il capitolo in oggetto non deve essere utilizzato per applicazioni a tunnel.

Le norme giapponesi e neozelandesi forniscono una trattazione applicabile in modo esplicito ai tunnel. Una trattazione è anche nel documento ISO TC 98/SC 3/ WG10 N37, /1/. Da un punto di vista qualitativo, le tre norme, giapponesi, neozelandesi ed ISO, sono in accordo tra loro.

Le azioni nella parete, assiali P , flessionali M e di taglio V , da mettere in conto in sede di progetto sono richiamate schematicamente nelle figure 2 e 3, rispettivamente nella sezione trasversale ed in quella longitudinale. Sono legate alla propagazione di onde sismiche di taglio nel terreno. Nella figura 4 sono indicate le sovrappressioni legate alla propagazione di onde di compressione.

Lo stato di sforzo nella parete della galleria è valutato mettendo in conto la storia del carico applicato attorno allo scavo, durante la costruzione, e sul terreno sovrastante, applicato dopo la costruzione. È dato da tre principali componenti:

- lo sforzo prodotto dal rilassamento del terreno. La fresa di tipo TBM che scava a piena sezione e riveste la galleria con conchi prefabbricati altera lo stato di sforzo presente nel terreno all'intorno dello scavo. Con l'avanzare della fresa, questo stato di sforzo subisce un rilassamento mettendo in carico il rivestimento della galleria. La distribuzione di sforzi che ne nasce a lungo termine costituisce questa prima componente.
- lo sforzo generato da un sovraccarico sul terreno. Anche questo stato di sforzo è determinato dal com-

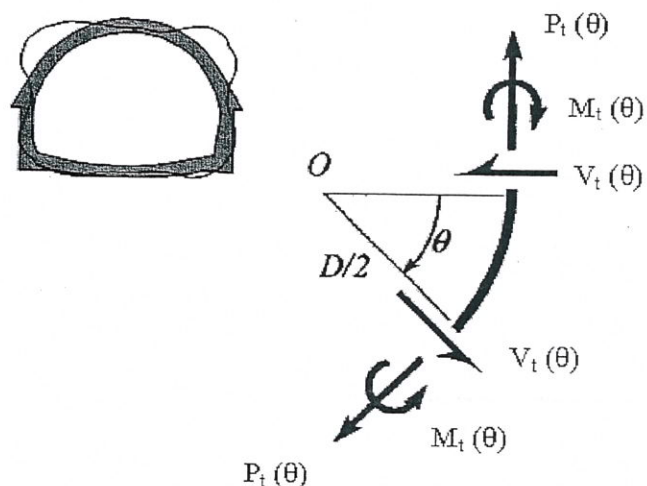


Fig. 2. Azioni nella parete, sezione trasversale.

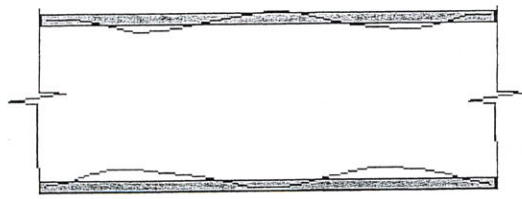


Fig. 3. Azioni longitudinali, sezione longitudinale.

portamento nel tempo del terreno. Interviene una funzione di rilassamento che generalmente è diversa dalla prima.

– lo sforzo generato da un eventuale moto sismico. Il fenomeno è supposto avvenire quando gli assestamenti seguenti alla costruzione ed al sovraccarico si sono esauriti. Il sisma si verifica quindi in un terreno che è già soggetto ad uno stato di sforzo. Trattandosi di un fenomeno di breve durata, questa terza componente dello stato di sforzo produce sforzi nella parete che vengono calcolati prescindendo dal possibile rilassamento. Il comportamento del terreno è tuttavia non-lineare, anche in questo caso.

Lo scritto è focalizzato su quest'ultima componente. Lo stato di sforzo prodotto dal sisma, a sua volta, può essere articolato in tre termini. Quello prodotto da una componente verticale dell'accelerazione del terreno e quello prodotto da componenti orizzontali, rispettivamente lungo la direzione della galleria e lungo la direzione trasversale.

1.2. Onde di compressione ed onde di taglio

Quando il tunnel si trova in un campo di onde di compressione, le azioni scambiate con il terreno circostante in condizioni statiche sono incrementate da una sovrappressione variabile con il tempo, più o meno uniforme sulla superficie esterna.

Nel sistema di riferimento x, y, z indicato in figura 4, lo stato di sforzo nel terreno indisturbato σ_x, σ_y e σ_z è dato dalle equazioni seguenti:

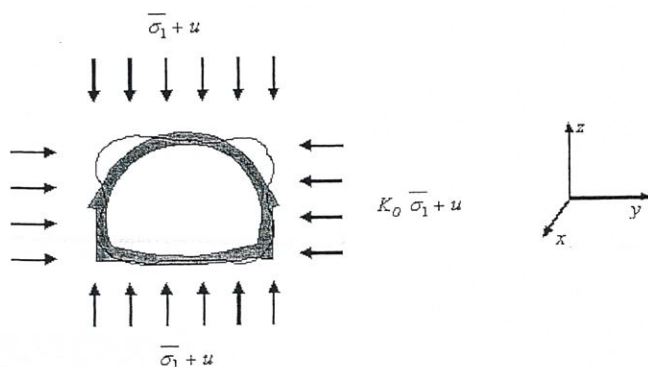
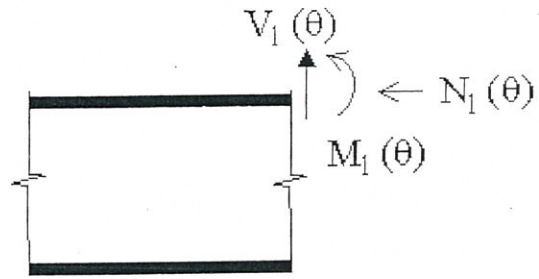


Fig. 4. Sovrappressioni dovute a onde di compressione.



$$\begin{aligned} \sigma_z &= -\gamma_s H_s = -(\bar{\sigma}_1 + u) \\ \sigma_x &= \sigma_y = -(K_0 \bar{\sigma}_1 + u) \end{aligned} \quad (1)$$

dove $\bar{\sigma}_1$ è la componente verticale effettiva dello sforzo nel terreno, $u = \gamma_w H_w$ è la pressione dei pori, K_0 è il coefficiente di spinta laterale effettivo, generalmente inferiore ad uno; può superare l'unità nel caso di argille sovraconsolidate.

In prima approssimazione, il carico prodotto sulla superficie della galleria dalla componente sussultoria è una frazione dello sforzo nel terreno indisturbato. Siccome i coefficienti di sicurezza nei confronti delle azioni gravitazionali sono sempre molto maggiori dell'unità, la componente sussultoria ha un'importanza ridotta.

Distorsioni possono svilupparsi nel piano trasversale ed in quello longitudinale del tunnel a seguito della propagazione di onde di taglio (componenti ondulatorie). La distorsione nel piano trasversale è il fenomeno più importante, sul quale occorre soffermarsi.

L'eccitazione sismica è composta da onde che si propagano prevalentemente dal bedrock verso la superficie. Considerando un terreno omogeneo e indicando con $u=f(t)$ il moto alla quota $z=0$, il moto si ripresenta alle varie quote ritardato dell'intervallo di tempo z/V_s , ove V_s è la velocità dell'onda in oggetto, figura 5. In prossimità della superficie libera ha luogo una riflessione completa dell'onda: l'impulso incidente si sovrappone a quello riflesso. La composizione dei due si risente per una profondità che dipende dalla durata dell'impulso e dalle proprietà elastiche del continuo. Il profilo dell'accelerazione massima alle diverse quote mostra che gran parte dell'amplificazione locale è concentrata in prossimità della superficie libera. L'amplificazione si risente in uno strato di spessore pari a circa $L/4$, ove L è la lunghezza d'onda dell'onda sismica considerata:

$$L = \frac{V_s}{f} \quad (2)$$

Ad esempio, per un terreno roccioso, $V_s = 800$ m/sec, assumendo $f = 4$ cicli per secondo, $L = 200$, ovvero l'effetto si sviluppa negli ultimi $L/4 = 50$ m.

In un materiale di riporto, invece, questa amplificazione potrà risentirsi negli ultimi 10 m. Ulteriori amplificazioni possono infine verificarsi in presenza di particolari sequenze di strati di materiali diversi. Il modello di calcolo deve quindi rappresentare opportu-

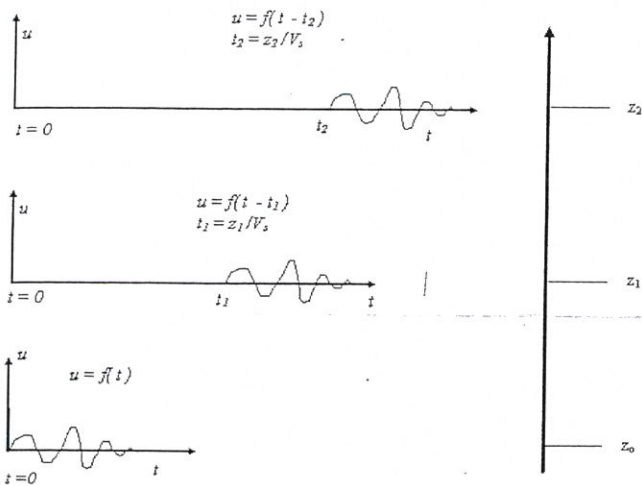


Fig. 5. Propagazione delle onde verso la superficie.

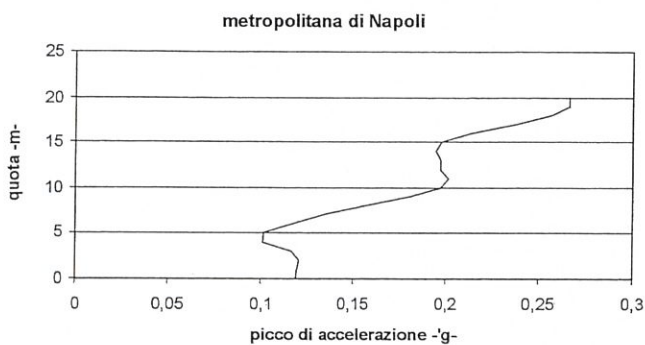


Fig. 6. Profilo dell'accelerazione massima alle diverse quote, per una sezione della Metropolitana di Napoli, prossima alla sezione 3 di figura 9.

namente la collocazione del tunnel rispetto alla superficie libera. Il tunnel subirà infatti effetti più attenuati se sufficientemente interrato.

A titolo di esempio, nella figura 6 è mostrato il profilo dell'accelerazione massima del terreno free field in una sezione verticale della Metropolitana di Napoli prossima alla sezione 3 di figura 12. Al di sotto di 30 metri di profondità è supposto un continuo infinito e

omogeneo. La storia della componente orizzontale durante un sisma, a diverse quote, tra l'arco rovescio e il coronamento, è stata calcolata di conseguenza. Tra le due quote alle estremità superiore ed inferiore si verifica uno spostamento relativo massimo dell'ordine di 5 cm. Se il terreno fosse omogeneo, sullo sviluppo del tunnel lo spostamento relativo avrebbe una distribuzione pressoché lineare. La deformazione produrrebbe un'azione di taglio costante lungo la verticale corrispondente ad una trazione a 45° sempre rispetto alla verticale. Una galleria alla quale fosse imposta tale spostamento del terreno avrebbe di conseguenza una deformazione tipo quella di figura 7.

Rispetto a questa rappresentazione schematica, le procedure di calcolo mettono in conto che la presenza della galleria altera il moto free field e la deformazione applicata alla parete è inferiore a quella che si verificherebbe in free field. Tuttavia la distorsione si manifesta qualitativamente ancora nelle forme di figura 7. Ad esempio, per una galleria di forma circolare, si manifesta con una ovalizzazione avente gli assi inclinati di circa 45° rispetto alla verticale.

Discuteremo successivamente i modelli di calcolo proposti, che sono piani, di necessità. È immediato constatare che, agli effetti del comportamento longitudinale, la riduzione del problema in un piano a due dimensioni costituisce un limite alla corretta rappresentazione. Tuttavia un'onda in questo piano produce una distorsione del terreno a fronte della quale la galleria offre una rigidità molto grande. In letteratura è quindi riportato che gli effetti più importanti attesi sono nel piano trasversale. In questo piano le azioni sono significative, ma il modello piano è ben rappresentativo.

Il comportamento della galleria nel piano longitudinale è stato studiato con modelli teorici, Vanzi 2000, /29/. Sollecitazioni di qualche rilievo si possono verificare in presenza di onde sismiche che si propagano oblique rispetto all'asse verticale, come verrà spiegato nel paragrafo seguente.

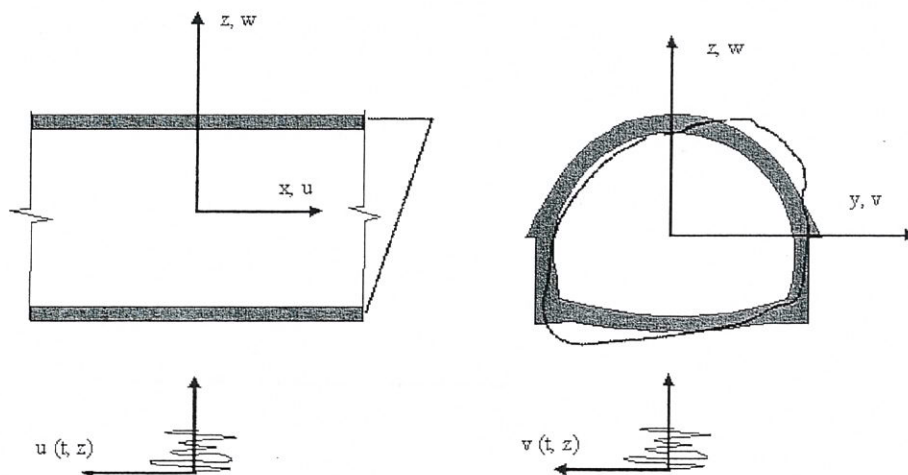


Fig. 7. Deformazione schematica della sezione.

1.3. Propagazione delle onde lungo l'asse verticale e propagazione obliqua

Si consideri un sistema di assi di riferimento cartesiane x, y, z , e le componenti di spostamento sismico u, v, w , lungo i tre assi, rispettivamente. L'asse x coincide con l'asse longitudinale della galleria e l'asse z è verticale.

$$\begin{aligned} u &= f_x(t - z/V_S) \\ v &= f_y(t - z/V_S) \\ w &= f_z(t - z/V_S). \end{aligned} \quad (3)$$

Le prime due sono onde di taglio. La componente verticale $w(t)$, legata alla propagazione di onde di compressione, altera il campo gravitazionale, secondo un termine misurato dall'accelerazione del suolo \ddot{w} . Come è stato accennato, produce effetti limitati e nel seguito quindi ci occuperemo delle onde di taglio.

Nel letto roccioso, o bedrock, le onde si propagano con direzione prevalente orizzontale. In corrispondenza ad una discontinuità le onde subiscono riflessioni e rifrazioni. L'angolo di rifrazione è condizionato dal rapporto tra i moduli elastici dei terreni. Attraversando una discontinuità tra un terreno più rigido e un terreno più morbido, la direzione di propagazione subisce una deviazione verso la verticale. Attraversando terreni via via più soffici, la direzione di propagazione tende a portarsi prossima alla verticale.

Le misure sperimentali raccolte dalle reti accelerometriche «closely spaced instruments arrays» consentono di stimare l'angolo di propagazione dell'onda rispetto alla verticale. Generalmente non supera i pochi gradi. A parità di ampiezza dell'onda si può produrre una deformazione flessionale nella galleria, nel piano longitudinale, in grado di generare sforzi di qualche importanza. Gli sforzi crescono all'aumentare dell'angolo rispetto all'asse verticale, come mostrano alcuni modelli

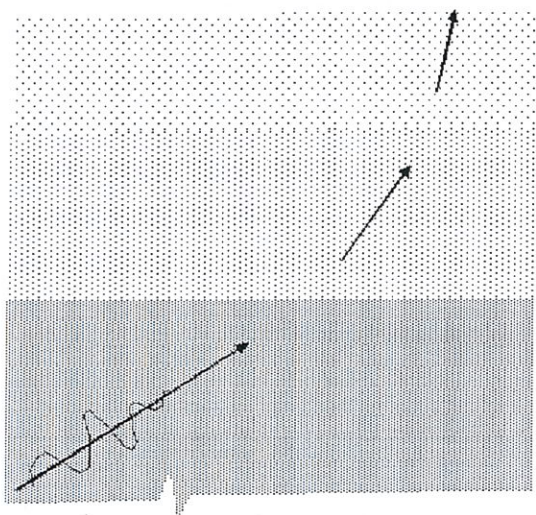


Fig. 8. Rifrazioni lungo la direzione di propagazione dell'onda sismica.

teorici, Vanzi 2000, /29/. Nel piano trasversale risentono invece in misura trascurabile dell'inclinazione.

2. Modello di calcolo teorico

Oggetto dello studio sono le azioni nella parete di una galleria metropolitana $P(\theta)$, $M(\theta)$, $V(\theta)$, indicate in figura 2. Il procedimento di Penzien-Wu 1998 e quello di Penzien 2000 sono di particolare interesse in quanto gli autori sono Senior Engineers di CalTrans, l'Associazione professionale dedicata ai sistemi di trasporto della California. I due procedimenti sono simili e ricalcano, con marginali ampliamenti, quanto già discusso nelle letterature precedenti.

Per la componente sismica delle tre azioni è fornita una relazione analitica:

$$\begin{aligned} P(\theta) &= -\frac{24E_I I_I \Delta_I}{D^3(1-v_I^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \\ M(\theta) &= -\frac{6E_I I_I \Delta_I}{D^2(1-v_I^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \\ V(\theta) &= -\frac{24E_I I_I \Delta_I}{D^3(1-v_I^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \end{aligned} \quad (4)$$

Con riferimento al concio indicato nella figura 2, lo stato di sforzo dipende dalle grandezze E_I modulo elastico del materiale, I_I momento di inerzia del concio, D diametro e da una grandezza Δ_I nella quale si riesce a riassumere l'interazione galleria-suolo durante il sisma. Rimandiamo integralmente ai due articoli di Penzien-Wu 1998 e di Penzien 2000 per lo sviluppo analitico. In un successivo paragrafo si riportano i valori di tutte le grandezze che consentono l'applicazione delle teorie ed anche la comprensione delle circostanze nelle quali si prospetta l'evento sismico.

Le pubblicazioni accennano che la soluzione si applica ad onde a bassa frequenza e con lunghezze d'onda molto maggiori del diametro D . Lo stesso concetto è ripreso da Davis, Lee, Bardet, /23/, che sottolineano che il calcolo teorico si applica solo in queste particolari condizioni. Nel caso in esame, assumendo una velocità di propagazione delle onde sismiche pari a 500 m/s e considerando componenti in frequenza fino a 15 Hz, la lunghezza d'onda delle onde in esame è maggiore o uguale a 33 m. In prima approssimazione quindi possono essere ritenute valide le soluzioni analitiche sopradette.

3. Soluzioni mediante modelli numerici

Le procedure Flush o Flac consentono di affrontare l'analisi dell'amplificazione locale del moto sismico e l'interazione tra tunnel e terreno mediante un unico modello di calcolo.

Il principale limite nell'analisi è costituito dalla riduzione del problema ad uno spazio in due dimensioni. È un limite importante per il comportamento in direzione longitudinale. I principali effetti si sviluppano tuttavia nel piano trasversale, dove l'approssimazione è generalmente considerata accettabile. Occorre peraltro riconoscere che un'analisi in tre dimensioni è difficilmente realizzabile con le attuali tecnologie di calcolo.

Il modello di calcolo riesce a mettere in conto alcuni elementi che caratterizzano il comportamento della struttura soggetta a moti sismici:

- la variazione delle caratteristiche del suolo con la profondità;
- la variazione del moto nei diversi strati di terreno, di particolare importanza per le strutture interrate;
- l'effetto di edifici in superficie;
- la non-linearità delle caratteristiche sforzi-deformazioni del suolo;
- la dipendenza dell'assorbimento di energia del suolo dal livello di sforzi che si instaura durante il terremoto.

I primi tre aspetti sono tipici di una rappresentazione del problema mediante elementi finiti. Gli altri aspetti sono invece caratteristici dei processi di iterazione, nel calcolo ad elementi finiti, mediante i quali si aggiorna la matrice dei termini di rigidezza e dei termini di dissipazione in funzione dello stato di sforzo indotto nella struttura o nel terreno dal sisma.

Un aspetto tipico dei problemi di dinamica del suolo verte sulla possibilità di simulare correttamente lo spazio infinito mediante un modello di dimensioni finite ed opportune condizioni al contorno. Se non si verificano riflessioni di onde dallo spazio circostante, la propagazione delle onde verso l'infinito fornisce un meccanismo di dissipazione di energia molto efficace. Al contrario, condizioni al contorno rigide, o infinitamente deformabili, o comunque arbitrarie, forniscono riflessioni di onde e conseguentemente aumentano l'energia meccanica nella porzione di spazio in osservazione. Le forze viscosse forniscono lo stesso assorbimento di energia che fornirebbe lo spazio infinito, ma generalmente solo in modo approssimato.

È facile convincersi che, se le dimensioni dello spazio rappresentato tendono ad infinito, qualunque tipo di condizioni al contorno fornisce risultati soddisfacenti, in quanto in ogni caso l'energia meccanica riflessa dal contorno sulla struttura tende a zero. L'errore connesso è quindi funzione della distanza R della struttura in esame dalla superficie di contorno. In particolare è stato dimostrato che l'errore connesso è inversamente proporzionale ad R , si veda ad esempio Castellani e Faccioli 2000, /26/.

Nelle applicazioni che verranno presentate è stato appurato che lo spazio tra la galleria ed il contorno della mesh deve essere largo almeno 60 m per ottenere risultati che non dipendano dalle dimensioni della mesh stessa. Questa condizione si applica anche ai modelli in tre dimensioni, condizionandone la fattibilità.

In problemi di natura dinamica la dimensione del singolo elemento della mesh ad elementi finiti ha un preciso limite. Sia ℓ la lunghezza d'onda delle onde di taglio alla frequenza considerata. Affinché la deforma-

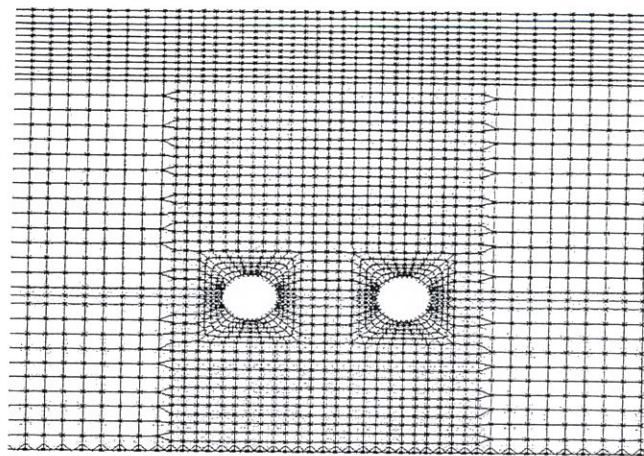


Fig. 9. Mesh per il programma Flush.

zione durante l'eccitazione sismica sia rappresentata in modo adeguato, la dimensione dell'elemento deve essere convenientemente inferiore ad ℓ . Generalmente si indica come dimensione ottimale:

$$d < \ell / (6 \div 12) \quad (5)$$

La dimensione, dipendendo da ℓ , dipende quindi dalle frequenze del segnale in esame. A frequenze elevate occorre diminuire la dimensione dell'elemento perché le deformazioni possano essere convenientemente riprodotte. Nelle applicazioni è stato osservato che la dimensione massima dell'elemento doveva essere attorno al metro. Un esempio di mesh utilizzata è riportato in figura 9, caratterizzata da circa 2500 elementi.

4. Validazione della procedura di calcolo

I modelli di calcolo di gallerie sono schematicamente articolati in due moduli: il calcolo della propagazione del moto sismico in prossimità della superficie libera del terreno e l'analisi dell'interazione suolo-galleria. Anche se il programma di calcolo esegue mediante un unico modello entrambi i passi, questa articolazione è concettualmente valida e consente di cercare una «validazione» parziale di ciascuno dei due moduli.

4.1. Propagazione del moto sismico

Il fenomeno della propagazione del moto sismico in prossimità della superficie libera del terreno è stato richiamato qualitativamente in figura 5. La modellazione numerica del fenomeno è effettuata mediante programmi di calcolo in una dimensione, più o meno derivati da un programma degli anni '70, denominato Shake, e programmi a due dimensioni, primo in ordine di tempo il programma Flush del 1975. Alla base di Shake e di Flush sono le stesse ipotesi. Il profilo dell'accelerazione massima free-field di figura 6 è appunto calcolato dal programma Shake.

Con riferimento al programma Shake, in uno spazio x, y, z , il suolo sia caratterizzato da N strati orizzon-

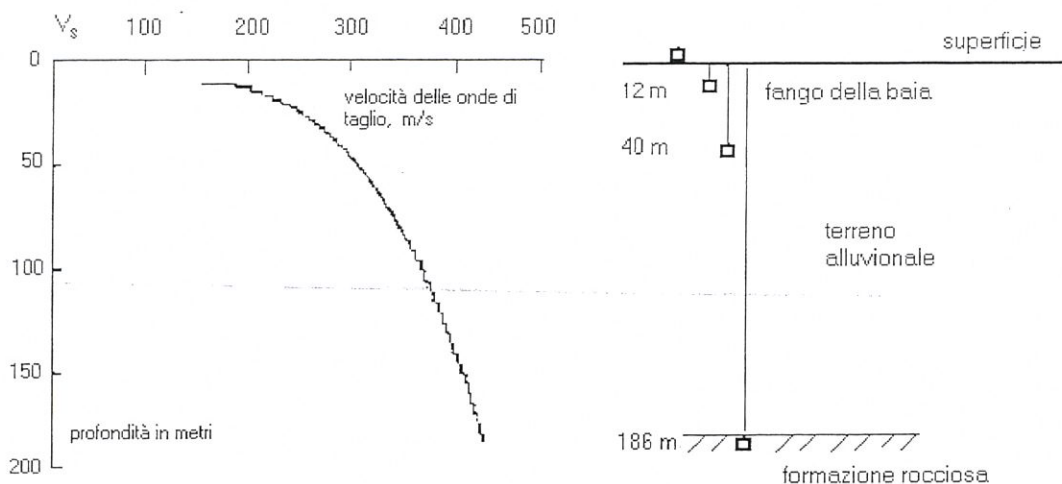


Fig. 10. Velocità delle onde di taglio in funzione della profondità e posizione degli accelerometri.

tali, ciascuno omogeneo nel piano $x-y$, e soggetto ad un moto sismico ondulatorio o sussultorio (orizzontale o verticale). Il programma considera che il moto si propaghi in direzione verticale e sia formato da onde di compressione (moto sussultorio) o di taglio (moto ondulatorio). Il motivo per il quale la direzione di propagazione è assunta verticale è stato discusso in precedenza.

Per la validazione disponiamo di alcune serie di registrazioni, fin dagli inizi degli anni '70, del tipo di quelle raccolte in prossimità della faglia di San Andreas. Era presente una rete di accelerometri, disposti in verticale, a profondità 186 metri, 40 metri, 12 metri ed in superficie, figura 10. Noti i moduli elastici iniziali dei terreni, sono state possibili valutazioni del moto in profondità ed il confronto con i risultati registrati. Per gli esiti di queste validazioni si rimanda alla letteratura specializzata. In questa sede è utile ricordare che la conclusione è stata generalmente positiva, con aspetti di vario tipo, legati alla qualità dei dati sulla stratigrafia.

La geometria è definita dallo spessore degli strati, a partire dallo strato più superficiale, e dalla quota della falda. Le proprietà meccaniche di ciascun strato sono definite dai diagrammi $G(\gamma)$, $\xi(\gamma)$, dove G è il modulo elastico tangenziale del materiale, ξ è lo smorzamento relativo al critico, tipico del materiale e γ è la deformazione tangenziale.

Il moto descritto dall'accelerogramma in input può essere attribuito ad uno strato prescelto, generalmente la superficie libera. Con questa opzione, per una definita stratigrafia ed un accelerogramma, Shake è in grado di effettuare l'operazione denominata *deconvoluzione*, che consiste nel calcolare il moto alle diverse quote, coerente con un assegnato moto in superficie. Registrato dunque il moto in superficie e conoscendo la sequenza degli strati, il programma è in grado di descrivere il moto nel sottosuolo, in particolare attorno alla galleria. L'interesse è conoscere quanto la procedura di tale calcolo sia affidabile.

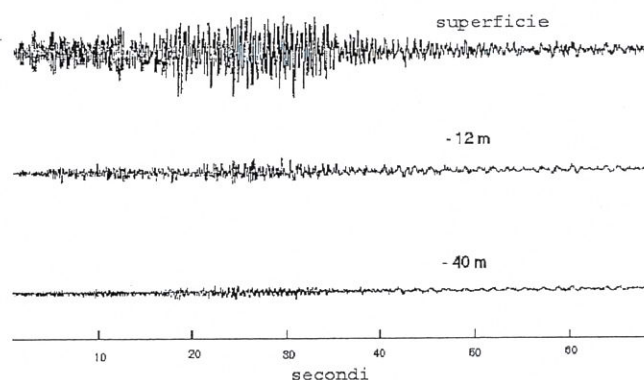


Fig. 11. Registros alle diverse quote della stessa componente dell'accelerazione.

4.2. Interazione terreno-galleria

Sia nota la distribuzione di deformazioni nel terreno libero. La presenza della galleria altera tale distribuzione. Inoltre sulla superficie limite può stabilirsi un perfetto contatto tra la parete della galleria ed il terreno oppure possono verificarsi degli scorrimenti relativi. Raggruppiamo nella denominazione «interazione terreno-galleria» l'insieme di tali fenomeni.

Il problema in esame per una galleria soggetta a sollecitazioni sismiche presenta un aspetto particolare rispetto allo stesso problema in uno stato generale di sforzi: l'entità delle deformazioni, che ripropone il problema della rappresentazione delle leggi di comportamento del terreno. Le note citate ai riferimenti /14/-/21/, pur presentandosi come uno stato dell'arte dell'analisi del comportamento sismico dei tunnel, non offrono alcun contributo al problema. Nemmeno lo offre la presente nota, che tuttavia dà un limitato contributo, ristretto alle modalità del calcolo in campo prettamente elastico. È stato infatti mostrato che i due approcci numerici Flush e Flac pervengono agli stessi stati di sforzo nella parete, a parità di moduli elastici nel terreno. Richiamiamo che Flush è un programma di calcolo agli elementi finiti e che Flac è un analogo programma ma alle differenze finite (per le ulteriori

differenze rimandiamo ai rispettivi manuali /4/ e /32/). La buona rispondenza dei due modelli di calcolo, a parità di altre condizioni, mostra che la ricerca della validazione del modulo «interazione terreno-galleria» dipende principalmente dal livello di qualità delle leggi costitutive dei materiali.

5. Sezioni considerate e confronti tra procedure

Le gallerie sono site interamente nel tufo giallo nella maggior parte dello sviluppo della linea. Nella tratta compresa tra Piazza Garibaldi e Centro Direzionale, figura 12, il tracciato della linea 1 della Metropolitana di Napoli tende a risalire in superficie, a partire da una profondità del piano dei binari dal piano campagna di circa 38 m. In questo tratto, prima di arrivare in superficie, le gallerie incontrano altri materiali geologici.

Sono state effettuate analisi numeriche e teoriche relative a tre sezioni della metropolitana di Napoli. Come è già stato richiamato, le soluzioni analitiche presuppongono che il terreno sia omogeneo e pertanto il confronto tra soluzioni è principalmente rivolto alla sezione 1 che è interamente nel tufo. Nelle analisi numeriche in campo statico la «storia di carico» del terreno e del rivestimento del tunnel considera in sequenza:

- le condizioni geostatiche del terreno prima dello scavo e del successivo posizionamento della parete; sono attribuiti i valori degli sforzi totali verticali ed orizzontali relativi alle condizioni presenti nel deposito, facendo riferimento ad un coefficiente di spinta a riposo K_0 pari a 0.5, definito nella relazione geologico-geotecnica.
- le condizioni geostatiche successive allo scavo e alla messa in opera della struttura; nelle analisi è stato ipotizzato che scavo e posizionamento delle gallerie avvengano contemporaneamente. L'ipotesi non corrisponde all'effettiva metodologia applicata, ma in seguito ad alcune prove numeriche si è potuto constatare che le variazioni in termini di azioni sul rivestimento risultano minime.
- le condizioni dinamiche, relative all'applicazione del sisma di progetto; nelle analisi il moto del terreno è definito dallo spettro di risposta secondo EC8, terreno

tipo A, accelerazione di picco $0.15g \times \gamma_1$, ove γ_1 , coefficiente di importanza, è pari a 1.2. Nelle analisi Flush e Flac tale moto è tradotto in un accelerogramma di 15 secondi di durata ed elaborato tramite l'operazione di deconvoluzione, vedasi manuale Shake, /33/, oppure Castellani e Faccioli 2000, /26/.

In seguito sono riportati i risultati delle soluzioni analitiche statiche e dinamiche, i risultati dell'analisi Flac e gli involucri derivanti dalle analisi Flush.

6. Analisi teorica

Si considerano la teoria analitica di Penzien-Wu 1998 e la teoria modificata del 2000. Le due teorie sono identiche per quanto riguarda le sollecitazioni di natura statica, mentre si differenziano per quelle dinamiche. L'analisi teorica può essere articolata in tre punti:

- una valutazione empirica delle caratteristiche del moto sismico in funzione dell'attività sismica regionale, dei tipi di terreno e della distanza dall'epicentro;
- una stima della variazione del moto sismico lungo la verticale, con la definizione della deformazione del terreno libero;

- il calcolo della deformazione nella parete della galleria, tenuto conto dell'interazione terreno-galleria.

Il primo punto è compiutamente sviluppato anche nella metodologia prevista dall'Eurocodice 8, sempre su base empirica. Nell'Eurocodice 8 la distanza dall'epicentro è riconosciuta assegnando il terremoto atteso al sito a due categorie distinte, indicate come Type 1 e Type 2, a seconda che sul sito siano attesi sismi con epicentri limitrofi o con epicentri lontani. Non ha pratica rilevanza stabilire se sia più attendibile l'analisi teorica della quale si tratta o l'Eurocodice 8. Ai nostri fini importa notare che, qualora l'Eurocodice sia riconosciuto in un Paese della Comunità, esso riveste carattere cogente e pertanto sarà necessario riferirsi ad esso.

Il secondo aspetto può essere definito attraverso analisi numeriche che fanno capo a programmi riconosciuti nella comunità scientifica, come Shake, Flush e Flac. Per presentare un'analisi completa, eseguibile senza

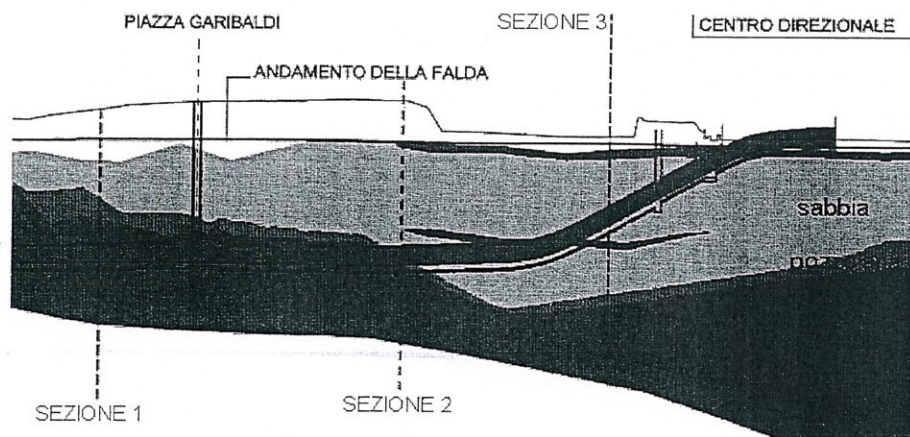


Fig. 12. Schema longitudinale del tunnel e della stratigrafia del terreno.

Tabella 1. Tufo.

Modulo di Young	$E = 1.5 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
Modulo elastico tangenziale	$G = 5.77 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$
Coefficiente di spinta a riposo	$K_0 = 0.5$
Peso saturo	$\gamma = 17 \cdot 10^3 \text{ N/m}^3$

Tabella 2. Sezioni in calcestruzzo.

Modulo di Young	$E = 30 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.2$
Diametro medio della galleria	$D = 6.15 \text{ m}$
Spessore dei conci prefabbricati	$t = 0.3 \text{ m}$
Larghezza sezione conci	$b = 1 \text{ m}$
Area della sezione	$A_I = 0.3 \text{ m}^2$
Momento di inerzia	$I_I = 2.25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

l'ausilio di particolari software, l'analisi alla quale si fa riferimento riporta una guida anche su tale aspetto. È opportuno tuttavia notare che un approccio numerico dedicato alle particolari condizioni presentate dal sito ha una valenza superiore.

Il terzo aspetto è quello più importante, perché l'approccio teorico consente di mettere in evidenza condizioni particolari come ad esempio uno scorrimento tra parete e terreno. È quindi il contributo più importante dell'approccio teorico. Nel confronto tra approcci diversi, il primo aspetto è trattato in conformità ad EC8 e il secondo aspetto mediante un'analisi Shake.

Sono applicate la teoria analitica di Penzien-Wu 1998 e la teoria modificata del 2000. Rimandando alle rispettive pubblicazioni per i dettagli analitici, si riportano i valori di tutte le grandezze che consentono l'applicazione delle teorie ed anche la comprensione delle circostanze nelle quali si prospetta l'evento sismico.

Le profondità considerate sono relative al baricentro della galleria e misurate dal piano campagna (H_S) e dal livello della falda acquifera (H_W):

- profondità dal piano campagna: $H_S = 35.82 \text{ m}$
- profondità dalla falda acquifera: $H_W = 28.42 \text{ m}$

L'analisi teorica considerata è in grado di distinguere due casi relativi all'interazione galleria-terreno: sulla superficie limite può stabilirsi perfetto contatto tra parete della galleria e terreno oppure possono verificarsi degli scorrimenti relativi. Nell'applicazione verrà considerata completa continuità tra struttura e terreno, in modo da risultare più facilmente confrontabile con le analisi numeriche.

7. Azioni geostatiche

I valori della pressione neutra e degli sforzi efficaci agenti sono quantificati facendo riferimento alla profondità del baricentro del tunnel. La metodologia prevede il calcolo delle variazioni diametrali della struttura, distinguendo l'azione del terreno nelle componenti idrostatica e deviatorica. I risultati sono diagrammati calcolando i valori delle azioni interne per unità di lunghezza ogni 10° , lungo il rivestimento, figura 13.

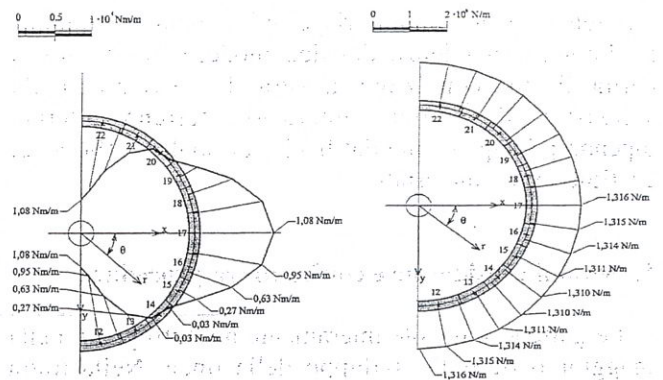


Fig. 13. Diagrammi del momento flettente e dell'azione assiale per la sezione I relativi alle sole condizioni geostatiche.

Tabella 3. Confronto tra le teoria e il codice di calcolo Flac in termini di momento flettente ($\text{N} \cdot \text{m/m}$) e azione assiale (N/m).

	Momento Flettente	Azione Assiale
Teoria	$1.08 \cdot 10^4$	$1.31 \cdot 10^6$
Flac	$0.9 \cdot 10^4$	$1.45 \cdot 10^6$

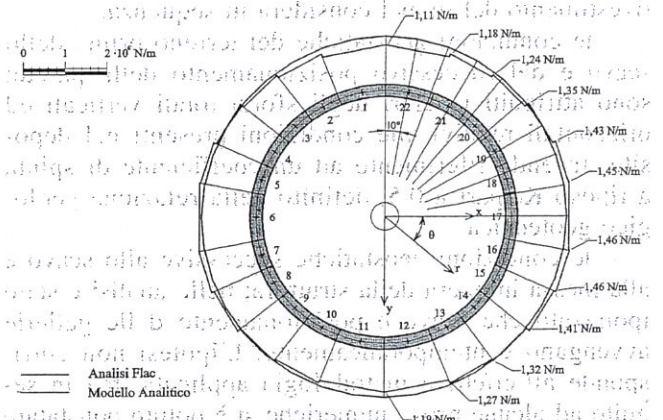


Fig. 14. Diagramma dell'azione assiale in condizioni geostatiche per la sezione I: confronto tra modello analitico e codice di calcolo Flac.

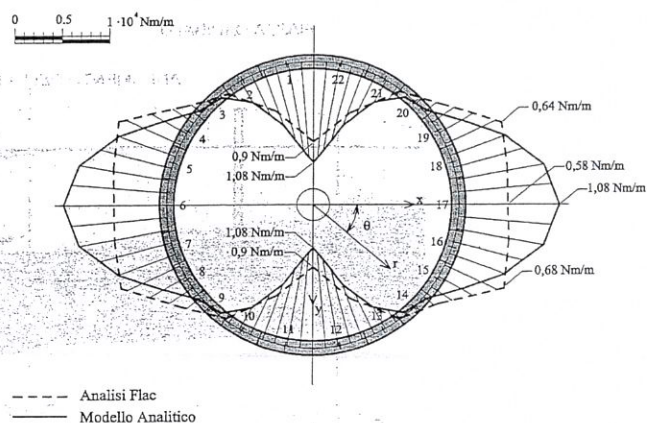


Fig. 15. Diagramma del momento flettente in condizioni geostatiche per la sezione I: confronto tra modello analitico e codice di calcolo Flac.

Le soluzioni statiche sono confrontate con le soluzioni numeriche ottenute tramite Flac. Per quanto concerne i valori massimi presentati in tabella 3, possiamo notare come la soluzione analitica indichi valori maggiori di momento flettente e minori di azione assiale.

Per quanto riguarda l'azione assiale, figura 14, il modello teorico fornisce valori sostanzialmente costanti lungo la sezione e l'analisi Flac ricalca tale andamento. I maggiori scostamenti, tra soluzione analitica e numerica, si concentrano in corrispondenza dell'asse verticale.

La figura 15 riporta i valori del momento flettente ottenuto con il programma Flac e i valori ottenuti analiticamente. Il diagramma del momento flettente definito dalla teoria raggiunge gli stessi valori massimi ottenuti tramite il metodo analitico, ma non presenta la stessa distribuzione.

8. Azioni dovute al sisma

La sollecitazione sismica sul rivestimento della galleria è studiata considerando due formulazioni analitiche, Penzien-Wu 1998 e Penzien 2000. Si basano su una stessa trattazione del fenomeno di interazione terreno-struttura, ma trattano in modo differente l'amplificazione locale free-field. La teoria di Penzien-Wu tiene conto dell'azione sismica sul rivestimento della galleria considerando il parametro γ_c definito come:

$$\gamma_c = \frac{u(-D/2, t_c) - u(D/2, t_c)}{D} \quad (6)$$

dove u è la componente orizzontale dello spostamento e D è il diametro della galleria, supposta circolare. La metodologia 1998 necessita di un'analisi numerica preliminare che fornisca gli spostamenti all'estremo superiore (+D/2) ed inferiore (-D/2) della galleria causati dal sisma. Può in teoria essere effettuata mediante un'analisi Shake. Nel seguito tale parametro è definito tenendo conto dei valori ottenuti dall'analisi dinamica FLAC.

$$\gamma_c = \frac{s_a - s_b}{D} \quad \gamma_c = 8.62 \cdot 10^{-5} \quad (7)$$

Gli spostamenti considerati sono i valori misurati dopo 7.2 secondi dall'applicazione del sisma.

Nell'ambito della seconda metodologia analitica definita da Penzien (2000):

Tabella 4. Attenuazione del moto in funzione della profondità del tunnel.

Profondità del tunnel (m)	Rapporto tra il moto del terreno alla profondità del tunnel e il moto in superficie
< 6	1
6-15	0.9
15-30	0.8-0.7
> 30	0.6-0.5

– è richiesta l'accelerazione massima agente in superficie durante il sisma: come già definito in precedenza, si avrà $a_{max}=0.18$;

– tale valore massimo di accelerazione è successivamente attenuato per tener conto degli effetti locali. Sono dati ricavabili da un'analisi Shake. Ad esempio, si può fare riferimento alla tabella 4.

Considerando la sezione 1, il tunnel è situato ad una profondità superiore ai 30 m. Pertanto andrebbe considerata un'accelerazione di progetto attorno a $0.5 \cdot a_{max}$. Valori simili sono stati ottenuti mediante il modello Shake, figura 5.

Come per le variazioni di diametro, anche i momenti flettenti massimi sono ottenuti nelle posizioni a $\pm 45^\circ$ rispetto agli assi orizzontali.

La tabella 5 riassume i massimi valori sismici, espressi in termini di momento flettente, ottenuti tramite l'applicazione delle due metodologie.

La figura 16 riporta la distribuzione del momento flettente lungo il rivestimento.

Si osservano differenze massime del 17% in prossimità dei valori di picco. È attribuibile principalmente alla diversa metodologia seguita dalla trattazione del 2000 nel quantificare le accelerazioni di progetto, legata alle caratteristiche meccaniche del tufo, sostanzialmente differenti da quelle degli altri strati componenti il deposito.

La metodologia del 1998 infatti tiene conto della corretta deconvoluzione eseguita tramite Shake, mentre la metodologia del 2000 limita gli effetti dell'amplificazione locale facendo riferimento alla sola profondità di scavo del tunnel, senza considerare l'esatta stratigrafia del sito.

Come già evidenziato, la metodologia 1998 necessita di un'analisi numerica preliminare, fornita, ad esempio, da un'analisi Shake; al contrario la formulazione del 2000 non richiede modelli di calcolo numerici.

Tabella 5. Confronto in termini di momento flettente ($N \cdot m/m$) tra Penzien-Wu 1998 e Penzien 2000 per la sezione 1.

Teoria	Statico	Sismico
1998	$1,08 \cdot 10^4$	$0,809 \cdot 10^4$
2000	$1,08 \cdot 10^4$	$0,961 \cdot 10^4$

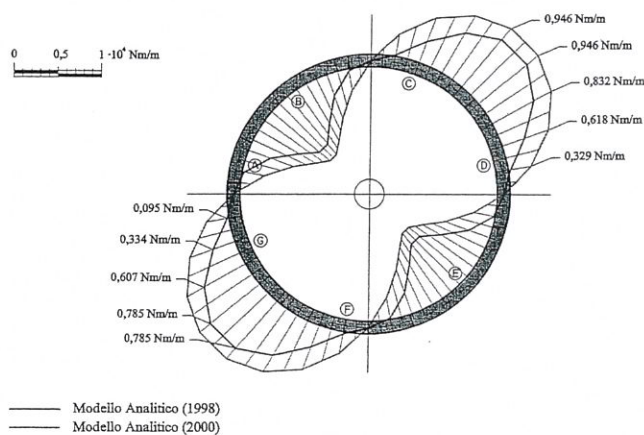


Fig. 16. Diagramma del momento flettente per la sezione 1.

9. Confronti Flush – Flac

Si confrontano i risultati ottenuti da analisi numeriche in termini di momenti flettenti e di azioni assiali. Il confronto tra i codici di calcolo Flac e Flush è effettuato sottraendo ai massimi valori ottenuti dall'analisi dinamica le sollecitazioni geostatiche. Il codice di calcolo Flac permette di individuare la distribuzione dei momenti flettenti lungo il rivestimento in ogni istante di tempo. La scelta dell'istante da considerare è caduta su uno che comporta pressoché il massimo momento per tutti gli elementi «beam» nei quali il rivestimento è stato discretizzato.

Gli andamenti tracciati per la sezione 1 mostrano come le massime sollecitazioni dinamiche interessino effettivamente gli elementi posti nella «direzione di ovalizzazione» definita da entrambe le teorie analitiche. Tale comportamento è riscontrabile sia nei diagrammi dei momenti flettenti che in quelli delle azioni assiali, figura 17 e figura 18.

Il risultato si ripresenta nella sezione 3, figura 19 e figura 20. Si è osservato che, in generale, i due diagrammi risultano simili. In particolare entrambi evidenziano l'ovalizzazione, con i valori dei momenti più elevati distribuiti attorno alla posizione inclinata di $\pm 45^\circ$ rispetto all'orizzontale.

Una distribuzione più complessa è prevista per la sezione 2, figura 21. In questa sezione il tunnel attraversa

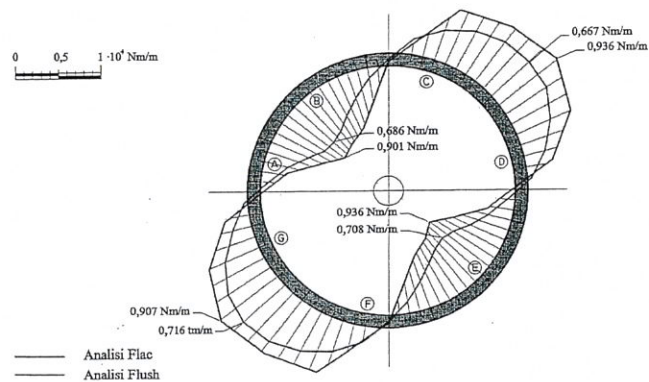


Fig. 17. Diagramma del momento flettente per la sezione 1.

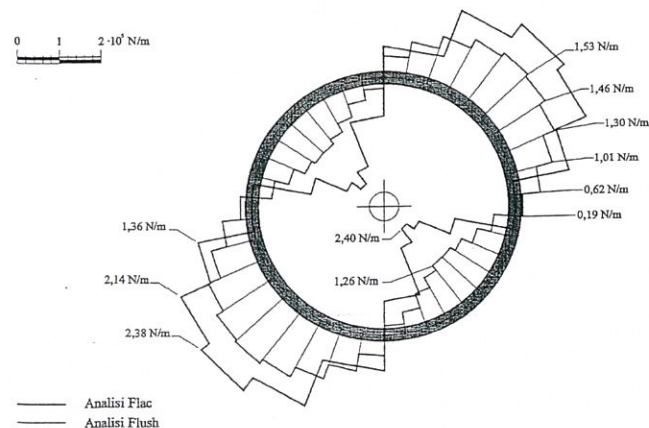


Fig. 18. Diagramma dell'azione assiale per la sezione 1.

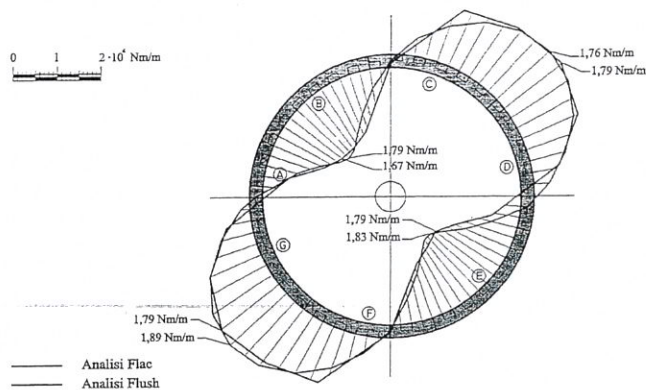


Fig. 19. Diagramma del momento flettente per la sezione 3.

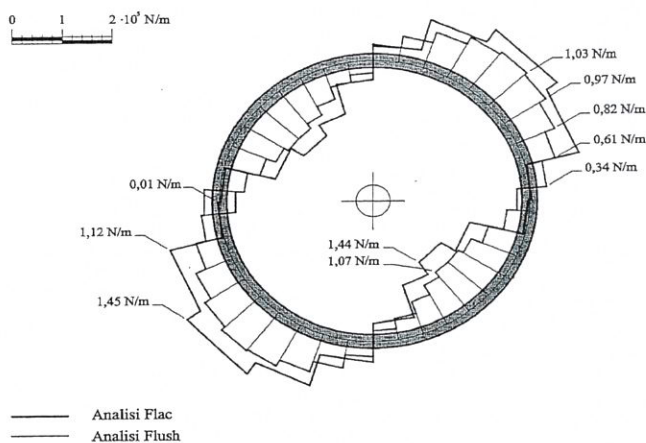


Fig. 20. Diagramma dell'azione assiale per la sezione 3.

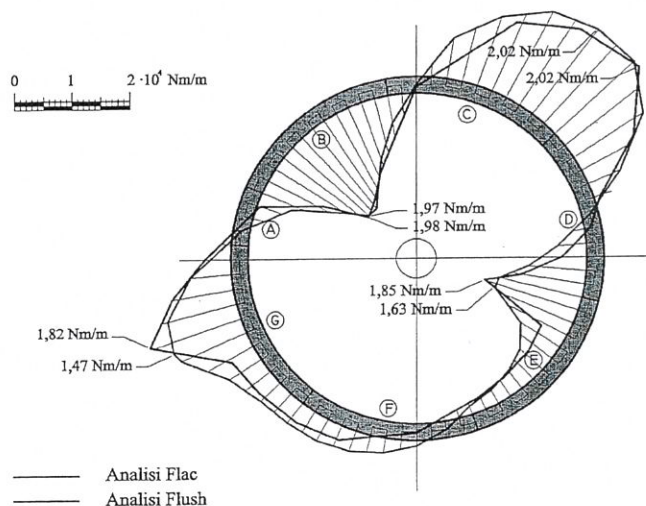


Fig. 21. Diagramma del momento flettente per la sezione 2.

tre strati di diverso materiale. Si evidenziano valori dei momenti diversi tra la parte inferiore e superiore della galleria, in particolare più elevati nella sabbia e più bassi nel tufo. Ne consegue un'ovalizzazione della sezione secondo direzioni che si discostano significativamente dagli assi a $\pm 45^\circ$ rispetto all'orizzontale, come invece prevede la teoria. Come mostrato dalla figura, il diagramma che ne risulta è simile per entrambi i programmi, con una buona coincidenza di valori.

9.1. Confronti Flush – Flac – Analisi teorica

Richiamiamo che l'analisi teorica si basa sull'ipotesi di materiale omogeneo, situazione che non sussiste nella sezione 2, dove il tracciato incontra contemporaneamente sabbia, pozzolana e tufo. Il confronto è inizialmente limitato alla sezione 1. Come già visto in precedenza, i risultati sono simili confrontando le tre differenti soluzioni. Nella tabella 6 sono riportati i valori massimi dei momenti flettenti relativi ai tre tipi di analisi.

I diagrammi dei momenti flettenti ottenuti dalle analisi numeriche e dalle due metodologie analitiche sono riportati in figura 22 per la sezione 1. Le differenze tra le procedure considerate sono molto piccole.

In figura 23 sono riportati i diagrammi sovrapposti delle analisi numeriche e analitiche relativi alla sezione 2. Le principali differenze sono legate alla distribuzione delle azioni e alle direzioni di «ovalizzazione» della sezione. In particolare la teoria, considerando il materiale omogeneo, individua tali direzioni inclinate di 45° rispetto all'orizzontale.

La soluzione analitica, che riproduce con buona precisione i valori massimi agenti sulla sezione, non riesce contemporaneamente a riprodurre il preciso andamento, problema già riscontrato precedentemente nello studio della condizione geostatica.

Questa incapacità di riprodurre il corretto andamento delle azioni lungo il rivestimento, riscontrato per entrambe le metodologie presentate nel 1998 e nel 2000, è pertanto il limite maggiore della soluzione analitica rispetto all'analisi numerica.

Tabella 6. Valori massimi dei momenti flettenti (Nm/m) per la sezione 1 per le tre analisi effettuate.

	Statico	Sismico
Penzien-Wu	$1,08 \cdot 10^4$	$0,809 \cdot 10^4$
Penzien 2000	$1,08 \cdot 10^4$	$0,961 \cdot 10^4$
Flush	//	$0,716 \cdot 10^4$
Flac	$0,9 \cdot 10^4$	$0,936 \cdot 10^4$

10. Entità degli effetti in funzione dell'intensità dell'azione sismica

La parete è realizzata in conci prefabbricati. La verifica della parete è effettuata con riferimento alla azione assiale $N(\theta)$, figura 2, nei giunti di connessione tra i conci. Se prevale l'azione di compressione data dal peso geostatico del materiale soprastante, la verifica è ritenuta soddisfatta. Si tratta di una verifica di prima approssimazione, ma consente un'osservazione importante, in tema di sicurezza.

Napoli ha recentemente subito una variazione della categoria di pericolosità sismica, passando dalla categoria III alla categoria II. Come è stato discusso, le analisi sono state condotte su tre sezioni trasversali, caratterizzate da materiali differenti.

Nel passaggio dalla categoria III alla II è stato notato un generale aumento delle azioni interne al rivestimento, in particolare incrementi del massimo momento flettente. A causa del comportamento del terreno, marcatamente non lineare in quanto dipendente dall'ampiezza della deformazione, gli incrementi risultano

maggiori del rapporto $\frac{0,25g}{0,15g}$, che esprime l'incremento di accelerazione di picco nel passaggio dalla categoria III alla II. Il risultato dipende dalle curve di decadimento del modulo di taglio e dello smorzamento. Esse sono state ricavate da prove sperimentali riportate in letteratura su materiali aventi caratteristiche simili a quelle che caratterizzano i materiali di Napoli. Con le accelerazioni della III categoria sismica, i giunti si mantengono compressi con ampio margine di sicurezza. Con quelle della categoria II si riducono ovviamente tali margini, pur rimanendo compressi i giunti.

Un altro risultato riguarda l'influenza delle discontinuità nella stratigrafia: la sezione geologica caratterizzata da tufo più o meno omogeneo è quella che offre il maggior livello di sicurezza. La presenza di discontinuità è invece fonte di amplificazioni dell'onda sismica e quindi di amplificazioni degli sforzi nella parete.

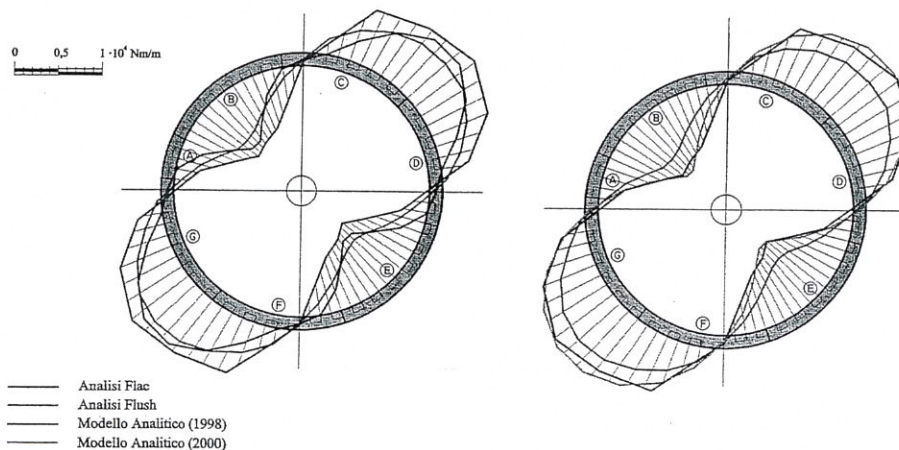


Fig. 22. Confronto tra le differenti procedure in termini di momento flettente per la sezione 1.

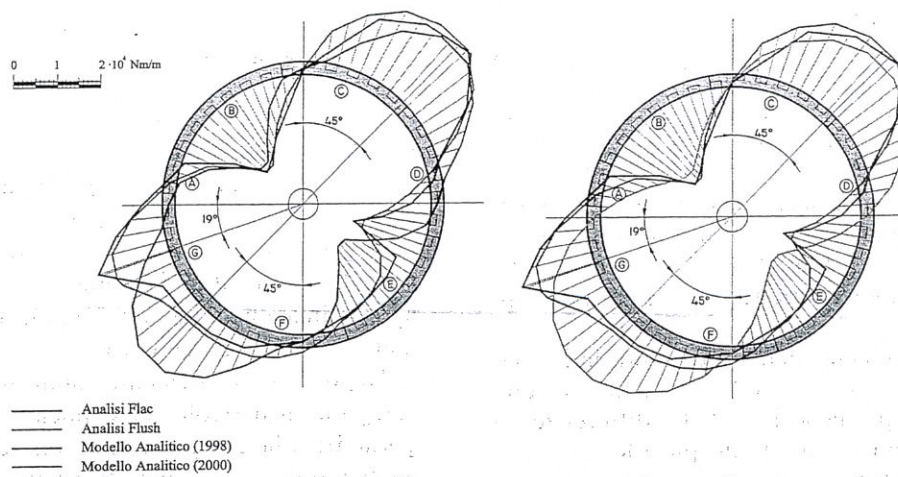


Fig. 23. Confronto tra le differenti procedure in termini di momento flettente per la sezione 2.

11. Conclusioni

Una convinzione diffusa, soprattutto fino a qualche tempo fa, è che le strutture interrato, in genere, presentino una soddisfacente resistenza a fronte di eventi sismici. La rassegna riportata da Pakbas e Yareevand, /31/, sui danni ai tunnel, durante i terremoti di Kobe 1995, Taiwan 1999, Kocaeli Turkey 1999 e recentemente in Iran 2004 smentisce con ampia evidenza tale opinione. I danni tuttavia si riferiscono a sismi con intensità sensibilmente superiore a quella attesa nelle regioni italiane.

Per la morfologia del territorio, esistono in Italia molti tunnel, anche in zone di categoria sismica I. Una revisione dei casi più significativi è quindi auspicabile. L'articolo mostra che gli strumenti di calcolo disponibili alla comunità scientifica, (non solo ai presenti autori), hanno un grado di attendibilità già sufficiente.

Ringraziamenti

Gli autori sono grati agli ingegneri Curaggi, Songini, Lombardi, Pucci e Groppi per le tesi di laurea che hanno consentito confronti e qualche conclusione. Sono riconoscenti alla società Itasca, per aver consentito l'uso del programma di calcolo Flac. Un ricordo infine all'ingegnere Valerio Ionita, che tanto ha contribuito negli sviluppi del programma Iflush.

Bibliografia

- /1/ ISO TC 98/SC 3/WG10 N37, «Bases for design of structures. Seismic actions for designing geotechnical works», ISO/WD 23469, 2003.
- /2/ European Standard, «Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 4: Silos, tanks and pipelines», CEN 2003.
- /3/ European Standard, «Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects», CEN 2003.
- /4/ J. Lysmer, L.A. Udaka, C.F. Tsai, H.B. Seed, «Flush: a Computer Code for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems», Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. EERC 75-30, 1975.
- /5/ A. Shamsabadi, H. Law, M. Amini, «Seismic Rock-Tunnel-Structure Interaction Analysis», 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 139, London 2001.
- /6/ T. Asakura, Y. Sato, «Damage to Mountain Tunnels in Hazard Areas», Special Issue of Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, January, 301-310, 1996.
- /7/ A. Shamsabadi, «Seismic retrofit of the Posey-Webster street subaqueous tunnels», US-Turkey Workshop, November 2000.
- /8/ A. Shamsabadi, «Seismic Soil Tunnel Structure Interaction analysis of the Posey Webster Street Tunnels», US-JAPAN Soil-Structure-Interaction Workshop, March 2001.
- /9/ A. Shamsabadi, «Seismic Retrofit of Board and Cut and Covered Tunnels», 5th Iranian Tunneling Conference, October 2001.
- /10/ S.E. Kattis, D.E. Beskos, A.H.D. Cheng, «2D dynamic response of unlined and lined tunnels in poroelastic soil to harmonic body waves», Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 32, 97-110, 2003.
- /11/ D.S. Kim, K. Konagai, «Seismic Isolation Effect of a Tunnel Covered with Coating Material», Tunneling and Underground Space Technology, 4, 437-443, 2000.
- /12/ T.K. Datta, «Seismic response of buried pipelines: a state-of-the-art Review», Nuclear Engineering and Design 192, 271-284, 1999.
- /13/ Y.M.A. Hashash, J.J. Hook, B. Schmidt, J. I-Chiang Yoo, «Seismic design and analysis of underground structures», Tunneling and Underground Space Technology 16, 247-293, 2001.
- /14/ S. Bernat, B. Cambou, «Soil-structure Interaction in Shield Tunneling in Soft Soil», Computers and Geotechnics, Vol. 22, No. 3/4, 221-242, 1998.

- /15/ A. Inokuma, S. Inano, «Road tunnels in Japan: deterioration and countermeasures», *Tunnelling and Underground Space Technology*, 11, 3, 305-309, 1996.
- /16/ J. Penzien, C. Wu, «Stresses in linings of bored tunnels», *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, 283-300, 1998.
- /17/ F. Kirzhner, G. Rosenhouse, «Numerical analysis of tunnel dynamic response to earth motions», *Tunnelling and Underground Space Technology* 15, 249-258, 2000.
- /18/ D.-S. Kim, K. Konagai, «Key parameters governing the performance of soft tunnel coating for seismic isolation», *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30, 1333-1343, 2001.
- /19/ Y. Lai, Z. Wu, Y. Zhu, L. Zhu, «Elastic visco-plastic analysis for earthquake response of tunnels in cold regions», *Cold Regions Science and Technology*, 31, 175-188, 2000.
- /20/ K. Konagaia, D.-S. Kimb, «Simple evaluation of the effect of seismic isolation by covering a tunnel with a thin Flexible material», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21, 287-295, 2001.
- /21/ J. Penzien, «Seismically induced racking of tunnel linings», *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 29, 683-691, 2000.
- /22/ A. Bobet, «Effect of pore water pressure on tunnel support during static and seismic loading», *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18, 377-393, 2003.
- /23/ A. Davis, V.W. Lee, J.P. Bardet, «Transverse response of underground cavities and pipes to incident SV waves», *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 30, 383-410, 2001.
- /24/ S.H. Kim, K.-J. Kim, «Three-dimensional dynamic response of underground openings in saturated rock masses», *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 30, 765-782, 2001.
- /25/ R. Codermatz, R. Nicolich, D. Slejko, «Seismic risk assessments and GIS technology: applications to infrastructures in the Friuli-Venezia-Giulia region (NE Italy)», *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 32, 1677-1690, 2003.
- /26/ A. Castellani, E. Faccioli, «Costruzioni in zona sismica», Hoepli, Milano, 2000.
- /27/ A. Shamsabadi, H. Law, M. Amini, «Seismic Rock-Tunnel-Structure Interaction Analysis», 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 139, 2001.
- /28/ M. Kham, J.-F. Semblat, A. Kurose, P. Dangla, H.H. Xiao, «Wave/Cavity Interaction: Analytical And Bem Approaches», 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 770, 2001.
- /29/ I. Vanzi, «Elastic and inelastic response of tunnels under longitudinal earthquake Excitation», *Journal of Earthquake Engineering*, Imperial College Press, vol. 4 (2), 2000.
- /30/ G. Gioda, G. Swoboda, «Developments and applications of the numerical analysis of tunnels in continuous media», *International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics* 23, 1393-1405, 1999.
- /31/ M.C. Pakbas, A. Yareevand, «2D Analysis of circular tunnel against earthquake loading», *Tunnelling and Underground Space Technology*, 20, 411-417, 2005.
- /32/ Itasca Consulting Group Inc., *Flac 4.0 – User Manual*, 2002.
- /33/ B. Schnabel, J. Lysmer, H.B. Seed, «Shake – A computer program for earthquake response analysis of horizontally lateral sites», Department of Civil Engineering, University of California, 1972.

Esempio di una procedura per la valutazione degli effetti di sito finalizzata alla pianificazione territoriale in Lombardia

Floriana Pergalani*, Massimo Compagnoni*

SOMMARIO – Nel lavoro è descritta la messa a punto e l'applicazione di una procedura proposta per la valutazione degli effetti locali, nella Regione Lombardia. L'obiettivo del progetto era quello di sviluppare una metodologia che potesse essere facilmente ripetibile, da utilizzare all'interno degli strumenti urbanistici.

A tal fine, scelta una zona campione, sono state effettuate indagini geologiche, geomorfologiche, geotecniche e geofisiche, al fine di individuare le aree con possibili effetti locali e caratterizzare le unità litotecniche. Sono stati individuati gli input sismici attesi e sono state effettuate analisi numeriche mono-dimensionali (1D) su singole colonne e bi-dimensionali (2D) su sezioni. I risultati, in termini di Fattori di amplificazione dati dal rapporto delle intensità spettrali calcolate nei periodi tra 0.1-0.5s e 0.5-1.5s, tra l'output e l'input, forniscono elementi per la pianificazione, sia in termini di scelte generali sia per la progettazione. Infatti i risultati di tutte le situazioni analizzate hanno permesso di creare curve di correlazioni tra le caratteristiche geometriche e geofisiche dei siti ed il valore dei Fattori di amplificazione. Tali correlazioni possono essere utilizzate per individuare le amplificazioni attese quando sono conosciute le caratteristiche geologiche, geotecniche e geofisiche del sito in esame.

Nel suo complesso la procedura prevede tre livelli di approfondimento: il 1° livello, che consiste in un'analisi qualitativa, fornisce l'individuazione delle aree suscettibili di effetti locali. Il 2° livello, attraverso un'analisi semi-quantitativa, fornisce, conosciute le caratteristiche geologiche, geotecniche e geofisiche del sito in esame, i possibili livelli di amplificazione attesi, utilizzando le curve di correlazione messe a punto. Il 3° livello, caratterizzato da un'analisi di tipo quantitativo, necessario sia nel caso in cui si stia progettando opere strategiche e sensibili sia nel caso in cui l'applicazione del 2° livello dimostri che la normativa vigente non sia in grado di essere cautelativa, fornisce gli spettri di risposta da utilizzare in fase di progettazione.

La procedura proposta, inoltre, è caratterizzata dalla sua modularità che si presta ad una continua e graduale implementazione ed aggiornamento.

SUMMARY – In the paper the application of a methodology for the evaluation of site effects in an area of Lombardia Region (Italy) is shown. The objective of the project was to develop a methodology that may be easily repeated, to take into account site effects in urban planning.

Therefore, a series of geologic, geomorphologic, geotechnical and geophysical analyses have been carried out, to identify the areas affected by site effects and to characterize the litho-technical units. The expected seismic inputs have been individuated and numerical analyses using one-dimensional (1D) code, analyzing single soil columns, and two-dimensional (2D) codes, working with finite or boundary elements on sections, have been done. The results, in terms of amplification coefficients, as a ratio between spectral intensity calculated in the periods of 0.1-0.5s and 0.5-1.5s of output and input, give elements for planning, both for urban general choices and for building design. In fact the results of all the analyzed situations, provide some correlations between the geometric and geophysical characteristics of the sites and the values of the amplification coefficients. These correlations could be used as a tool for extrapolations in similar situations, when only the geologic, geophysical and geotechnical characteristics of a site are known.

The procedure provides three level of widening: the 1° level, a qualitative analysis, gives the identification of the areas characterized by the local effect. The 2° level, through a semi-quantitative analysis, gives, when the geologic, geophysical and geotechnical characteristics of a site are know, the possible level of the expected amplifications, using the performed correlation curves. The 3° level, characterized by a quantitative analysis, necessary during the project design of strategic build or in the case in which the application of the 2° level show the inadequacy of the seismic code, gives a the response spectra applying during the project design phase

The proposed procedure, furthermore, is characterized by a modularity that allows its implementation and updating.

Parole chiave: effetti locali, fattori di amplificazione, spettri di risposta, pianificazione territoriale, Regione Lombardia.

Key words: local effects, amplification factors, response spectra, urban planning, Lombardia Region.

* Dipartimento di Ingegneria Strutturale – Politecnico di Milano.