

# Interventi di adeguamento dei rilevati stradali e ferroviari

P. Croce, R. L. Spacagna & E. Salvatore

*Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale, DiCEM*

**SOMMARIO:** La nota presenta una rassegna degli interventi di adeguamento dei rilevati stradali e ferroviari, finalizzati all'incremento della sicurezza e al miglioramento della funzionalità delle infrastrutture di trasporto. Si considerano in primo luogo gli interventi di manutenzione e si evidenziano le soluzioni tecniche finalizzate a ridurre gli spostamenti relativi tra un rilevato e un viadotto adiacente. Si illustrano quindi gli interventi di ampliamento, con particolare riferimento ai rilevati ubicati su terreni cedevoli per i quali è possibile adottare due strategie progettuali: la realizzazione di inclusioni rigide (pali o colonne consolidate) in fondazione e l'impiego di materiali artificiali dotati di peso specifico ridotto, quali l'argilla espansa e il polistirene espanso. La nota si conclude con una descrizione degli effetti dei terremoti sui rilevati stradali e ferroviari e sui metodi applicabili per la riduzione del rischio sismico, con particolare riguardo al fenomeno della liquefazione.

## 1 INTRODUZIONE

Gli interventi di adeguamento dei rilevati stradali e ferroviari sono molto vari e non facilmente classificabili. I fattori da considerare sono infatti molteplici: tra questi, ovviamente, la tipologia di infrastruttura di trasporto, l'età del manufatto e il suo stato di conservazione. In ogni caso, risulta prioritario identificare gli specifici problemi geotecnici correlati principalmente alle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni di fondazione e dei materiali del rilevato. Bisogna inoltre considerare le finalità dell'intervento, che possiamo distinguere schematicamente in due categorie: incremento della sicurezza e miglioramento della funzionalità dell'infrastruttura di trasporto.

Per quanto concerne la sicurezza, si prescinde in questa nota dal cosiddetto rischio idrogeologico che richiederebbe una trattazione oltremodo estesa. Non si considerano dunque gli effetti, a volte catastrofici, prodotti sui rilevati da movimenti franosi o dall'erosione di corsi d'acqua, che devono essere scongiurati con interventi specifici da progettare caso per caso a seguito di studi particolarmente accurati.

Si considerano invece, in primo luogo, gli interventi di manutenzione, troppo spesso negletti nel nostro Paese, descrivendo poi in un certo dettaglio gli inconvenienti che si manifestano frequentemente al passaggio tra rilevato e viadotto, per effetto degli spostamenti relativi imputabili alla diversa rigidità dei due elementi infrastrutturali. Con riferimento a questo particolare ma diffuso problema di manutenzione, si

presentano diverse soluzioni progettuali e accorgimenti costruttivi.

Si descrivono quindi gli interventi di ampliamento dei rilevati stradali e ferroviari, finalizzati a soddisfare le crescenti esigenze di traffico dei paesi densamente popolati e urbanizzati come l'Italia. Questi ampliamenti risultano spesso complicati dall'esigenza di garantire il traffico veicolare durante i lavori, evitando effetti collaterali sui rilevati esistenti. Oltre a garantire le condizioni di stabilità del rilevato, risulta infatti necessario evitare cedimenti eccessivi della piattaforma stradale o ferroviaria, sulla quale è necessario assicurare la circolazione veicolare durante i lavori.

La limitazione dei cedimenti può effettivamente risultare il requisito determinante, quando si procede all'ampliamento di rilevati ubicati su terreni cedevoli. Per risolvere tale problema, si considerano due possibili strategie progettuali: la prima consiste nella realizzazione di inclusioni rigide in fondazione, costituite da pali o colonne consolidate realizzabili con opportune tecniche di miglioramento del terreno; la seconda è basata sull'impiego di materiali artificiali dotati di peso specifico molto contenuto, quali l'argilla espansa e il polistirene espanso, che consentono di costruire i cosiddetti rilevati leggeri.

La nota si conclude con una sintetica rassegna degli effetti sismici sui rilevati stradali e ferroviari e sui metodi applicabili per la riduzione del rischio sismico, con particolare riferimento al fenomeno della liquefazione.

## 2 MANUTENZIONE DEI RILEVATI

La manutenzione dei rilevati si concentra generalmente sulla sovrastruttura stradale/ferroviaria, sul paramento esterno del rilevato, sul controllo della vegetazione e sulle opere accessorie di drenaggio (embrici, cunettoni, ecc.). Si tratta di attività periodiche disciplinate da norme e/o contratti che impongono ispezioni e rilievi più o meno frequenti a seconda del livello prestazionale dell'infrastruttura di trasporto. Una rassegna di tali attività di controllo e manutenzione è contenuta in un'ampia guida sulla costruzione e manutenzione dei rilevati ferroviari, redatta dalla Unione Internazionale delle Ferrovie (UIC 2008).

Di norma, invece, il corpo del rilevato non viene più controllato dopo la sua costruzione a meno che non si manifestino marcati segnali di dissesto. In tal caso, si procede con interventi più o meno radicali di manutenzione straordinaria. Ci si dovrebbe comunque domandare se un rilevato costruito molti decenni or sono, con metodi meno affidabili rispetto a quelli attuali, sia tuttora in grado di svolgere la propria funzione di supporto della piattaforma stradale/ferroviaria in condizioni di sicurezza.

A tale proposito, un rapporto di ricerca sulla stabilità dei rilevati ferroviari della Gran Bretagna (Mott MacDonald 2011) pone in luce le differenze tra vecchi e nuovi rilevati (Fig. 1). Lo studio considera vari fattori potenziali di danneggiamento a lungo termine, tra cui l'effetto tensionale ciclico indotto dal passaggio delle ruote sul terreno di sottofondo (Fig. 2). Il medesimo studio giunge tuttavia alla conclusione che i fenomeni di collasso (S.L.U.) registrati sui rilevati ferroviari della Gran Bretagna sono collegati a meccanismi di scivolamento circolari relativamente profondi, non direttamente connessi alle caratteristiche del rilevato né all'incremento del traffico ferroviario.

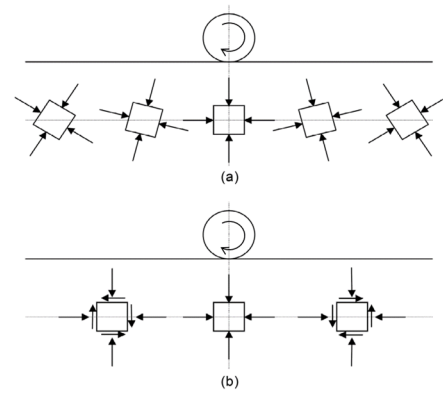


Figura 2. Effetto tensionale ciclico indotto dal passaggio delle ruote sul terreno di sottofondo. a) rotazione delle tensioni principali; b) variazione delle tensioni verticali e orizzontali.

Un caso esemplare è lo scivolamento di un rilevato ferroviario verificatosi il 25 maggio 2011 ad Ann Arbor in Michigan (Zekkos et al. 2016), con il meccanismo riportato schematicamente in Figura 3 dove si evidenzia il ristagno dell'acqua a monte del rilevato. Si conferma dunque l'importanza di dedicare particolare attenzione alla manutenzione delle opere accessorie di drenaggio, con particolare riguardo ai tombini di attraversamento del rilevato.

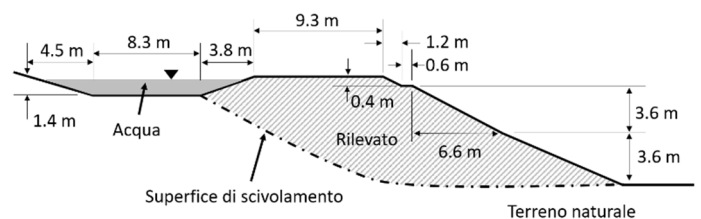


Figura 3. Collasso di un rilevato ferroviario dovuto all'inefficienza del sistema di drenaggio (modificato da Zekkos et al. 2016).

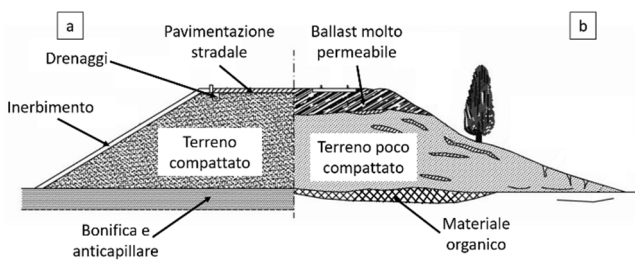


Figura 1. a) rilevato stradale recente; b) vecchio rilevato ferroviario (modificato da Mott Mac-Donald 2011).

Prescindendo da eventuali fenomeni franosi o alluvioni (entrambi non considerati nella presente nota), si può comunque affermare che, in fase di esercizio, la causa più frequente di collasso (S.L.U.) dei rilevati stradali e ferroviari è rappresentata dalla inefficienza del sistema di drenaggio, dovuta a scarsa manutenzione o carente dimensionamento.

## 3 TRANSIZIONE RILEVATO-VIADOTTO

Passando ora agli stati limite di servizio (S.L.S.) si evidenzia il problema, piuttosto diffuso, rappresentato dalla discontinuità che può manifestarsi, al passare del tempo, in corrispondenza dell'attacco tra un rilevato stradale o ferroviario e la spalla di un viadotto adiacente. Si tratta di un problema ben noto, ripetutamente evidenziato e affrontato con soluzioni progettuali e accorgimenti costruttivi di vario tipo, sia in campo stradale che ferroviario. Una casistica di soluzioni tipologiche adottate per le linee ferroviarie è contenuta nella già citata guida internazionale sulla costruzione e manutenzione dei rilevati ferroviari (UIC 2008). Una raccolta molto ampia di studi e soluzioni sull'argomento, con particolare riferimento alle autostrade americane, è inoltre fornita da un rapporto di ricerca dell'Università del Texas (Puppala et al. 2009) che denomina sinteticamente il problema

con il termine di “bump” per esprimere l’effetto della discontinuità sull’autoveicolo in marcia.

Il “bump” è spesso dovuto al fatto che il cedimento del rilevato risulta sensibilmente maggiore di quello della spalla del viadotto. Se il problema è dovuto ai cedimenti differenziali in fondazione, si può ricorrere all’installazione di inclusioni rigide (Fig.4), come dettagliatamente illustrato nel seguito della presente nota.

Tuttavia, per un rilevato in esercizio già da molti anni, il problema del “bump” non è sempre imputabile ai soli cedimenti differenziali in fondazione bensì anche ad altre cause (Fig. 5).

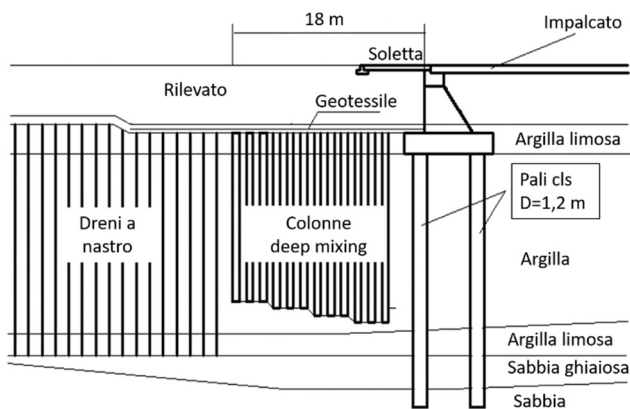


Figura 4. Esempio di interventi per la riduzione dei cedimenti differenziali tra rilevato e viadotto (modificato da Lin e Wong 1999).

per la ristrettezza dello spazio di manovra. In tal caso, l’infiltrazione di acqua attraverso i giunti della pavimentazione stradale può provocare, al passare del tempo, una contrazione volumetrica del terreno con la conseguente generazione di cedimenti in superficie. Per ovviare a tale inconveniente si può ricorrere alla stabilizzazione a calce o cemento e si possono inoltre adottare specifici accorgimenti per evitare le infiltrazioni d’acqua.

Altri fattori di rilievo per il “bump” sono l’intensità del traffico (velocità, peso e frequenza dei veicoli) e le dilatazioni termiche dell’impalcato. Queste ultime dipendono dalla tipologia strutturale del viadotto e dalle escursioni termiche stagionali. Infatti, durante l’inverno la spalla del viadotto si allontana dal rilevato mentre d’estate vi si avvicina (Fig. 6).

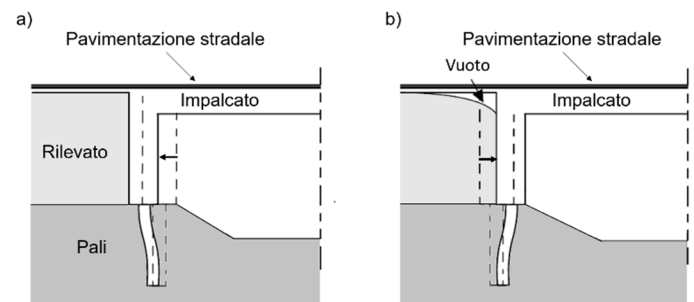


Figura 6. Spostamenti ciclici della spalla del viadotto dovuti alle dilatazioni termiche, in assenza di giunti di dilatazione. a) estate b) inverno (modificato da Horvath 2005).

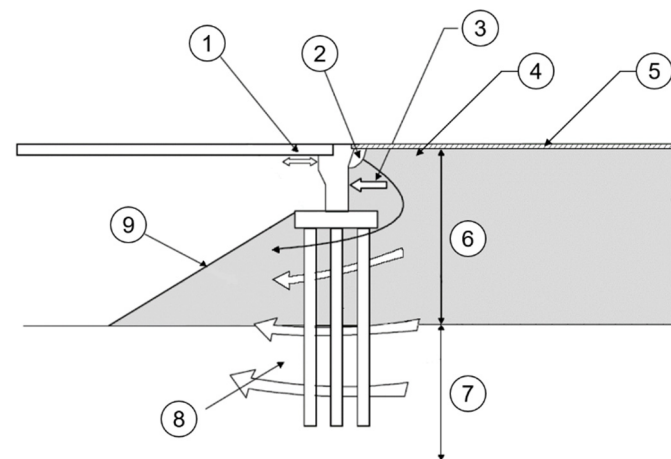


Figura 5. Cause principali di discontinuità tra rilevato e viadotto (“bump”). 1) dilatazioni termiche dell’impalcato; 2) cavità dovuta a erosione e/o traffico veicolare; 3) spinta del terreno sulla spalla del viadotto; 4) espansioni e contrazioni del terreno dovute al congelamento (gelività); 5) pavimentazione stradale; 6) deformazioni del rilevato dovute a scarsa compattazione; 7) cedimenti del terreno di fondazione; 8) scorrimento del terreno tra i pali; 9) erosione superficiale (modificato da Briaud et al. 1997).

Un tipico difetto costruttivo è rappresentato dalla scarsa compattazione del rilevato in prossimità della spalla, dove l’azione dei rulli può risultare inefficace

Lo stato tensionale del terreno tende dunque verso condizioni di spinta attiva d’inverno e di spinta passiva d’estate (Horvath 2005). Al termine del ciclo stagionale, si registra inoltre uno spostamento netto del terreno verso la spalla, dovuto al comportamento anelastico del terreno. Col passare degli anni gli spostamenti si accumulano progressivamente e si determina quindi una depressione del terreno, localizzata al contatto con la spalla del viadotto. Per ovviare a tale inconveniente sono state elaborate diverse soluzioni strutturali che consistono generalmente nel prolungamento della soletta dell’impalcato al di sopra del terreno. Questa soluzione tuttavia non risolve del tutto il problema sia perché la soletta tende a fessurarsi sia perché, al passare del tempo, il terreno tende ad accumulare spostamenti permanenti verso la spalla. La spinta orizzontale si incrementa quindi progressivamente nel corso degli anni e può raggiungere picchi elevati durante la stagione estiva. Per affrontare il problema, Horvath (2005) suggerisce di realizzare il rilevato in terra rinforzata e di inserire un cuscinio di polistirene espanso sinterizzato (EPS) per realizzare una sorta di giunto di espansione (Fig. 7). Le caratteristiche fisico-meccaniche del EPS sono illustrate nel paragrafo dedicato ai rilevati leggeri.

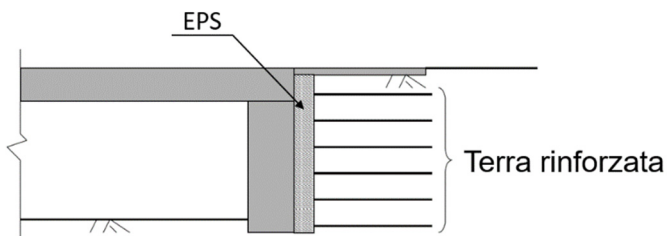


Figura 7. Soluzione progettuale finalizzata ad evitare la fessurazione della pavimentazione stradale al contatto tra rilevato e viadotto (modificato da Horvath 2005).

#### 4 AMPLIAMENTO DEI RILEVATI

L'ampliamento dei rilevati stradali e ferroviari è diventato un intervento piuttosto frequente già da diversi anni, finalizzato a soddisfare le accresciute esigenze di traffico nei paesi densamente popolati e urbanizzati come l'Italia. In genere, il problema risulta più complesso della realizzazione di nuove infrastrutture di trasporto per diversi motivi tra cui, in particolare, l'esigenza di evitare effetti collaterali sul rilevato esistente da ampliare. Oltre a garantire le condizioni di stabilità (S.L.U.) è necessario evitare cedimenti eccessivi della piattaforma stradale o ferroviaria in esercizio (S.L.S.) per assicurare il normale svolgimento del traffico sia durante che dopo i lavori di ampliamento.

A parità di condizioni, il peso della nuova porzione di rilevato determinerà cedimenti più o meno significativi in funzione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione. Volendo dunque schematizzare il problema, possiamo distinguere i rilevati posti su terreni "consistenti" da quelli ubicati su terreni "cedevoli", a seconda che i cedimenti indotti dall'ampliamento siano tali da rappresentare o non rappresentare un fattore determinante per la specifica infrastruttura di trasporto. Seguendo questa impostazione progettuale, può darsi il caso che un dato terreno di fondazione sia da considerarsi "consistente" per un rilevato e "cedevole" per un altro.

Un secondo aspetto fondamentale è costituito dalle condizioni morfologiche del territorio su cui insiste il rilevato, che possono essere ovviamente molto varie. Volendo comunque schematizzare in modo semplice anche i fattori morfologici, possiamo distinguere i rilevati su terreni pianeggiati da quelli ubicati a mezza costa.

Un terzo aspetto di rilievo è la disponibilità di spazio sufficiente per realizzare l'ampliamento senza dover inserire rinforzi o sostegni per ridurre l'ingombro.

Per l'ampliamento di rilevati ubicati in pianura, su terreni "consistenti" e senza restrizioni di spazio, è sufficiente garantire una buona penetrazione tra la porzione esistente e quella da realizzare, mediante

un'opportuna gradonatura della superficie di contatto e un'accurata compattazione degli strati. È inoltre opportuno utilizzare un terreno dotato di caratteristiche fisiche (granulometria e plasticità) simili a quelle del rilevato già in esercizio e procedere ad un'adeguata compattazione. In caso contrario, il comportamento meccanico del terreno posto in opera per realizzare l'ampliamento risulterà diverso da quello del terreno preesistente. Potrebbero dunque manifestarsi spostamenti relativi, anche per effetto di infiltrazioni di acqua piovana o risalita capillare, con la formazione di ondulazioni e crepe sulla superficie del rilevato.

Quando invece non vi è spazio sufficiente, si può ricorrere alla tecnica della terra rinforzata. Nella Figura 8, si riporta a titolo di esempio la sezione tipo adottata per l'ampliamento dell'autostrada A14 nel tratto Cattolica-Fano (Strade & Autostrade Online 2015).

L'ampliamento di un rilevato su terreni cedevoli è invece condizionato, come già evidenziato, dal requisito di limitare i cedimenti entro limiti compatibili con il traffico stradale o ferroviario. Ovviamente, il problema non è limitato alla fascia di ampliamento del rilevato ma riguarda anche la piattaforma esistente, sulla quale continuano a circolare i veicoli anche durante i lavori.

In tale situazione non sembra logico applicare le classiche tecniche del precarico e/o dei dreni verticali, finalizzate ad accelerare la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali. Infatti, evidentemente, questi metodi non ridurrebbero i cedimenti della porzione di rilevato esistente. Occorre dunque impiegare tecniche diverse, finalizzate alla riduzione degli spostamenti entro limiti compatibili con i requisiti di esercizio dell'infrastruttura di trasporto. A tale scopo, si possono adottare due strategie alternative:

- a) consolidare il terreno di fondazione mediante inclusioni rigide (pali o colonne consolidate);
- b) costruire il rilevato con materiali artificiali, dotati di peso specifico molto contenuto (rilevati leggeri).

#### 5 INCLUSIONI RIGIDE

L'impiego di pali o colonne consolidate per il sostegno dei rilevati stradali e ferroviari è largamente diffuso in diversi paesi già da alcuni decenni. Le applicazioni più frequenti riguardano i tratti di rilevato adiacenti alle spalle di ponti o viadotti (Fig. 9.a) e i rilevati di ampliamento della piattaforma stradale (Fig. 9.b) dove risulta indispensabile limitare i cedimenti differenziali per non compromettere la funzionalità della sovrastruttura di trasporto esistente.

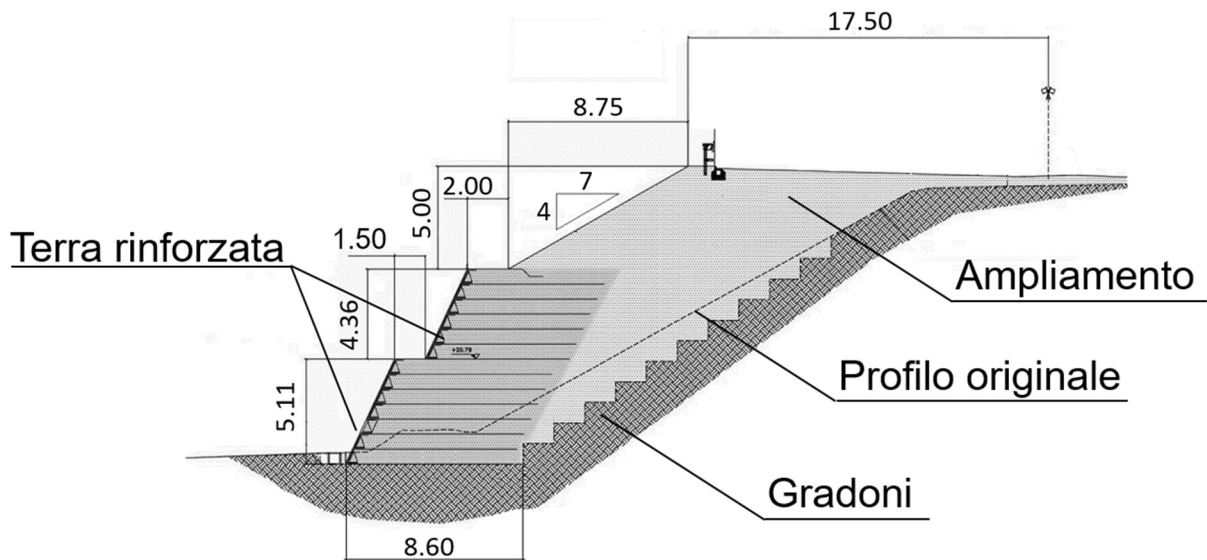


Figura 8. Sezione tipo di ampliamento dell'autostrada A14 nel tratto Cattolica-Fano (modificata da Strade & Autostrade Online 2015).

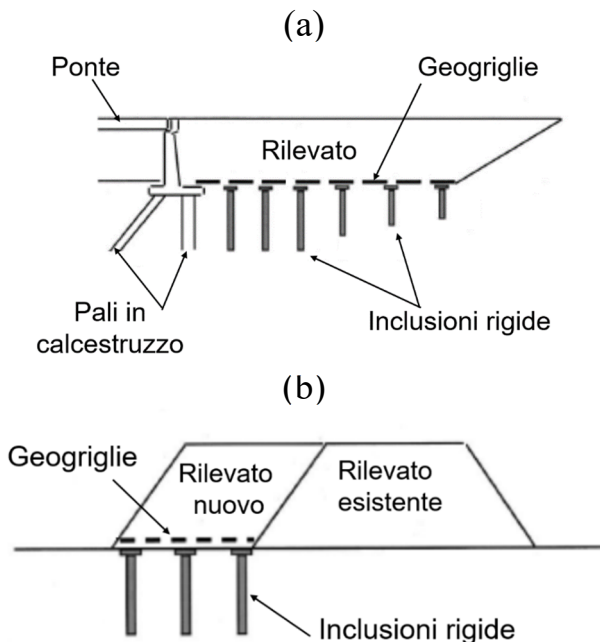


Figura 9. Tipici interventi di miglioramento del terreno di fondazione mediante inclusioni rigide (pali o colonne consolidate). a) rilevato adiacente alla spalla di un viadotto; b) ampliamento di un rilevato esistente (modificato da Han e Gabr 2002).

Sia i pali che le colonne consolidate possono essere definiti “inclusioni rigide” (*rigid inclusions*) intese come elementi dotati di geometria prestabilita e caratterizzati da una rigidità molto superiore a quella del terreno circostante (Simon 2013) ma è anche invalso il termine “Column Supported Embankments” (C.S.E.). Tali inclusioni verticali hanno l’obiettivo di trasferire il carico dovuto al peso del rilevato su strati profondi di terreno, caratterizzati da rigidità relativamente elevata, o su formazioni rocciose ove queste siano presenti.

I pali vengono preferibilmente infissi per battitura, al fine di addensare i terreni circostanti. Per quanto

concerne le colonne consolidate, le tecniche più diffuse sono il “deep mixing”, il “jet grouting” e le “stone columns”, ciascuna di esse caratterizzata da numerose varianti esecutive.

Il comportamento meccanico del sistema rilevato-inclusioni-terreno di fondazione risulta alquanto complesso. Volendo semplificare l’analisi, si possono considerare separatamente i meccanismi di interazione inclusione-terreno di fondazione e inclusione-rilevato.

L’interazione inclusione-terreno di fondazione può essere analizzata numericamente considerando un cilindro equivalente di diametro ( $D_q$ ) proporzionale all’interasse ( $I$ ) tra due inclusioni contigue (Fig. 10). Adottando questo semplice schema assial-simmetrico è possibile considerare agevolmente le caratteristiche specifiche di ciascuna inclusione (lunghezza, interasse, rigidità, interfaccia con il terreno) e del terreno di fondazione, scegliendo per quest’ultimo un opportuno modello costitutivo.

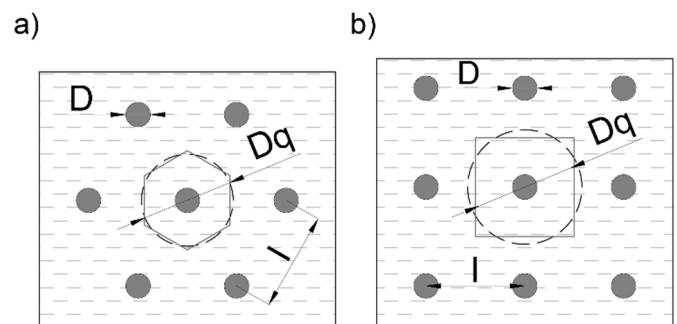


Figura 10. Schematizzazione assialsimmetrica di una fondazione rinforzata con inclusioni rigide. a) pianta triangolare  $D_q=1,05 I$ ; b) pianta quadrata  $D_q=1,13 I$ .

Un'analisi parametrica di questo tipo è stata effettuata da Croce & Modoni (2010) i quali hanno verificato che la riduzione dei cedimenti del rilevato è trascurabile per inclusioni "sospese" in terreni poco consistenti, mentre risulta efficace quando è possibile intestare le inclusioni su una formazione rigida, in modo che le inclusioni stesse lavorino "di punta".

Croce & Modoni (2010) hanno inoltre evidenziato che le inclusioni realizzate con materiali più rigidi sono particolarmente efficaci nella riduzione dei cedimenti. Altri due aspetti di rilievo da considerare sono le modifiche indotte sul terreno dalle diverse tecniche adottabili per la formazione delle inclusioni (infissione, miscelazione, iniezione, ecc.) e la forma delle inclusioni medesime, che non sono sempre perfettamente cilindriche.

L'interazione inclusione-rilevato (ovvero la trasmissione di un'aliquota del carico sulle inclusioni) viene normalmente schematizzata con il cosiddetto "effetto arco" (Fig. 11) che consiste nella concentrazione del carico sulle inclusioni e nella corrispondente riduzione delle tensioni trasmesse sul terreno di fondazione. Tale "effetto arco" dipende dal particolare stato tenso-deformativo indotto dalla distribuzione dei cedimenti sul piano di fondazione, che risultano molto contenuti in corrispondenza della testa delle inclusioni e si accentuano invece nelle zone a diretto contatto con il terreno di fondazione.



Figura 11. Schematizzazione dell'effetto arco.

L'efficienza ( $E$ ) di un C.S.E. viene definita come il rapporto tra il carico verticale  $Q_p$  trasmesso dal rilevato sulla testa dell'inclusione e la somma tra peso del rilevato ( $W$ ) e sovraccarico ( $Q$ ) riferita all'area di influenza dell'inclusione stessa (Fig. 12).

$$E = \frac{Q_p}{W+Q} \quad (1)$$

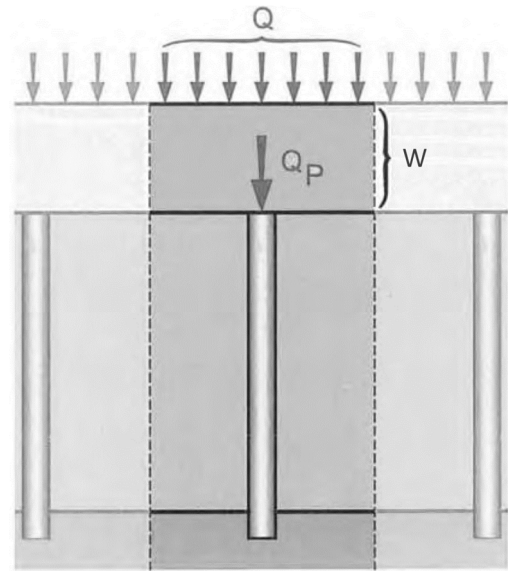


Figura 12. Schema di riferimento per il calcolo dell'efficienza  $E$ .

Un utile accorgimento per concentrare i carichi sulle inclusioni consiste nel procedere all'ampliamento della testa delle inclusioni stesse. In tal modo, si può incrementare notevolmente l'efficienza dell'intervento. In genere, l'ampliamento della testa delle inclusioni si realizza mediante dadi di calcestruzzo armato, gettati in opera sulla testa dei pali o delle colonne consolidate. Di norma, il diametro dei dadi dovrebbe essere non superiore a tre volte il diametro dell'inclusione. È necessario inoltre pianificare un metodo adeguato di livellamento/taglio della testa dell'inclusione (palo o colonna consolidata), seguito dalla cassetatura, armatura e getto del dado di c.a. In alternativa, si può cercare di ampliare la testa delle colonne consolidate direttamente durante la fase di trattamento, come ad esempio nella formazione del bulbo superiore delle "vibro concrete columns".

Un altro parametro importante da considerare nel dimensionamento di un C.S.E. è la cosiddetta altezza critica  $H_c$ , definita come la distanza fra il piano del rilevato caratterizzato da uguali cedimenti e la quota di testa delle inclusioni (Fig. 13).

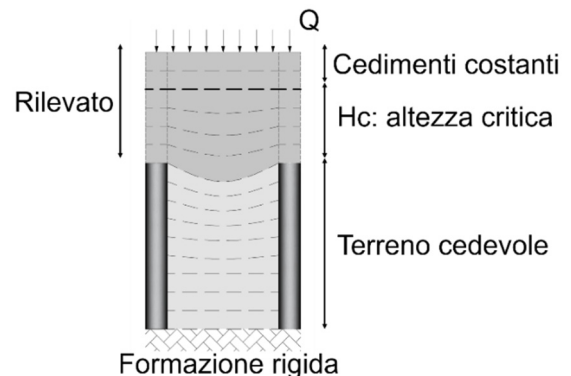


Figura 13. Schematizzazione delle deformazioni del rilevato e del terreno di fondazione ed indicazione dell'altezza critica  $H_c$ .

Dal punto di vista progettuale, l'altezza critica rappresenta dunque l'altezza minima che dovrebbe avere il rilevato per evitare cedimenti differenziali della piattaforma stradale/ferroviaria dovuti alla presenza delle inclusioni. In un rilevato relativamente basso si potrebbero infatti determinare delle significative irregolarità del piano viabile.

L'altezza critica dipende da diversi fattori e non è dunque di facile determinazione, anche se vi sono alcune indicazioni in letteratura che ne consentono una stima approssimativa (Moraci & Giofrè 2010). In Figura 14 si riportano i criteri di pre-dimensionamento suggeriti dalle raccomandazioni tecniche francesi ASIRI sulle inclusioni rigide (Simon 2013). Queste raccomandazioni suggeriscono inoltre un interasse minimo tra le inclusioni pari a 3÷4 volte il diametro dell'inclusione stessa, da selezionare in funzione della tecnologia di installazione adottata.

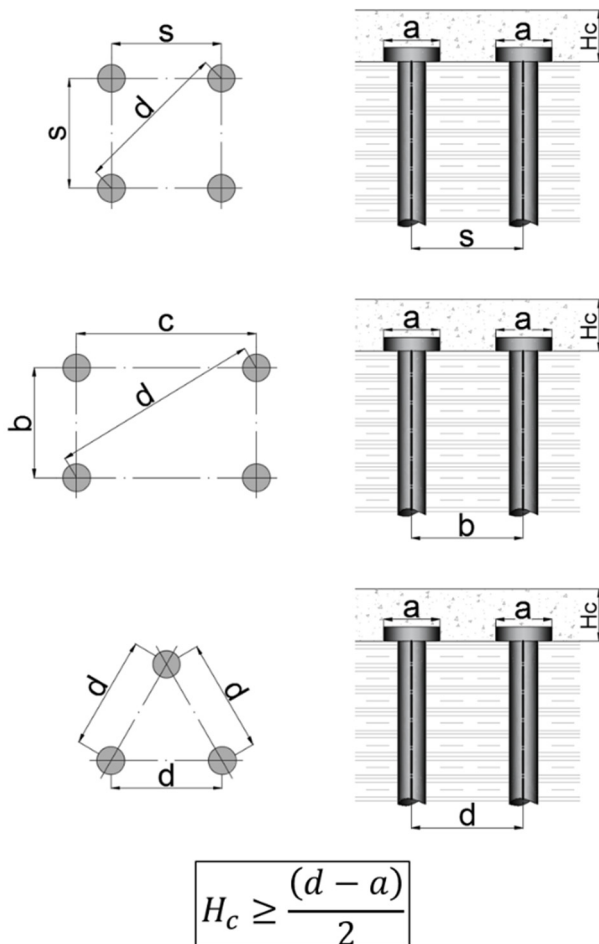


Figura 14. Valori minimi dell'altezza critica  $H_c$  suggeriti dalle raccomandazioni tecniche ASIRI (Simon 2013).

Per migliorare il trasferimento dei carichi sulle inclusioni, si è inoltre affermata da alcuni anni la tecnica di inserire uno o più strati di geosintetici di rinforzo tra la base del rilevato e il piano di fondazione, al di sopra della testa delle inclusioni. In tal modo si aggiunge al già citato "effetto arco" una sorta di "effetto membrana" che si attiva quando il geosintetico

si tende, per assecondare il cedimento differenziale tra il terreno di fondazione e la testa delle inclusioni (Fig. 15). Questa soluzione è denominata "Geosynthetic-Reinforced Pile-Supported Embankment" (G.R.P.S.E.).

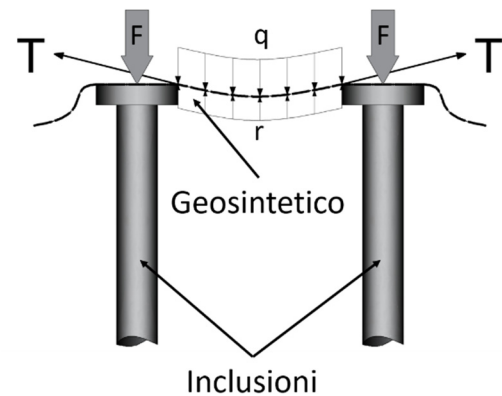


Figura 15. Schema semplificato di distribuzione dei carichi per un "Geosynthetic-Reinforced Pile-Supported Embankment". F=carico concentrato sulle inclusioni, q=carico distribuito sul geosintetico, r=reazione del terreno sul geosintetico, T=sforzo di trazione nel geosintetico.

In letteratura, sono stati proposti diversi metodi di dimensionamento dei C.S.E. e dei G.R.P.S.E.. Alcune rassegne di questi metodi (empirici, analitici, numerici) sono fornite e commentate da: Moraci & Giofrè (2010), Croce & Modoni (2010), Simon (2013), Priyanath et al. (2015).

In particolare, Priyanath et al. (2015) hanno condotto un'analisi comparativa molto accurata e hanno così dimostrato che i metodi analitici disponibili producono risultati generalmente contraddittori, compresi quelli prescelti dalla normativa britannica (BS 8006 2010) e dalla normativa tedesca (EBGEO, 2010). Risulta dunque senz'altro preferibile ricorrere alla modellazione numerica (Carruba et al. 2005).

## 6 RILEVATI LEGGERI

Una soluzione alternativa alle inclusioni rigide consiste nel ridurre il peso del rilevato utilizzando materiali più leggeri del terreno. Questa soluzione, definita genericamente con il termine "rilevati leggeri", può essere sviluppata adottando due schemi geometrici diversi, a seconda che si utilizzi il "materiale leggero" solo per realizzare il rilevato o anche per sostituire una parte del terreno di fondazione. In quest'ultimo caso si può eventualmente annullare l'incremento tensionale indotto sugli strati sottostanti (rilevato compensato).

I materiali leggeri comunemente impiegati in Italia sono l'argilla espansa e il polistirene espanso sinterizzato (EPS). Altri materiali, ancora in fase di studio o

di perfezionamento, possono essere ottenuti riciclando vari prodotti di scarto come ad esempio i copertoni usati oppure mescolando sabbia e/o argilla con cemento e agenti schiumogeni (Tsukida et al. 2007, Horpibulsuk et al. 2012).

Le prime applicazioni dell'argilla espansa risalgono alla fine degli anni 80' del secolo scorso (Dondi et al. 2003) e il suo impiego si è lentamente ma progressivamente esteso al passare del tempo. Come è noto, l'argilla espansa è ottenuta dalle argille naturali sottoposte ad un particolare processo termico (klinkerizzazione) che produce grani di forma tondeggiante, con diametro normalmente compreso tra 1 mm e 10 mm. Ciascun grano è costituito da una scorza esterna più resistente e da una matrice interna molto porosa, per cui il peso specifico  $\gamma_g$  di un singolo grano risulta alquanto ridotto (circa 6 kN/m<sup>3</sup>).

Per compattare efficacemente uno strato di argilla espansa è tuttavia necessario ricoprirlo con un ulteriore strato di terreno, separando i due strati con un geosintetico tessuto-non-tessuto, prima di procedere al rullaggio del "pacchetto". Si viene così a determinare una successione di strati di argilla espansa (spessore 70÷100 cm) e di terreno (spessore 20÷30 cm) e pertanto il peso medio per unità di volume del rilevato risulta normalmente compreso tra 9 e 10 kN/m<sup>3</sup>. In pratica dunque, il peso di un rilevato leggero realizzato mediante argilla espansa è circa la metà di quello di un rilevato tradizionale realizzato solo con terreno compattato. Per stimare le caratteristiche fisico-mecchaniche delle argille espanse si può fare riferimento ai dati riportati da Imposimato et al. (2003).

Per confrontare l'efficacia di un intervento di alleggerimento, basato sull'impiego di argilla espansa, rispetto a quella di un intervento di rinforzo del terreno di fondazione mediante l'inserimento di inclusioni rigide, è stato analizzato un caso schematico di ampliamento finalizzato al raddoppio di una linea ferroviaria (Fig. 16.a). In particolare, si è supposto che il rilevato preesistente abbia altezza di 5 m, ampiezza in sommità di 6m, pendenza delle scarpate 2/3 e che sia provvisto di uno strato anticapillare dello spessore di 0,6 m alla base. Si è considerato uno scartamento standard di 1,435 m, ipotizzando un ampliamento di 5m su un lato del rilevato, a servizio di una seconda coppia di binari. Si è inoltre ipotizzato che il terreno di fondazione sia costituito da uno strato cedevole di argilla N.C., dello spessore di 10 m, sovrapposto ad una formazione di base molto consistente schematizzabile come se fosse infinitamente rigida. Si è infine imposto, come requisito progettuale, un cedimento differenziale massimo di 5 mm tra i due binari esistenti (limite tipico per le linee ferroviarie con velocità inferiore a 200 km/h).

I cedimenti che sarebbero indotti dall'ampliamento sono stati calcolati attraverso una modellazione tridimensionale alle differenze finite, considerando 3 possibili soluzioni:

- ampliamento con terreno naturale compattato, senza alcun intervento in fondazione;
- ampliamento con terreno naturale compattato, previa realizzazione di inclusioni rigide;
- ampliamento con argilla espansa, senza alcun intervento in fondazione.

Le analisi numeriche sono state eseguite con il codice FLAC<sup>3D</sup> considerando una fetta trasversale di spessore pari alla metà dell'interasse tra le colonne (Fig. 16.b). La geometria è stata discretizzata in circa 15000 elementi con una dimensione caratteristica minima di 20cm.

L'intervento in fondazione è stato dimensionato con due file di pali in cls. aventi diametro  $D = 0,6$  m con dado in testa di diametro 1,2 m, disposti a pianta quadrata con interasse 2,40 m. Lo schema di intervento è stato completato con una geogriglia ubicata all'interno dello strato anticapillare, 20 cm al di sopra dei dadi.

Per le caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione e del rilevato si è fatto riferimento ai dati di un caso analizzato da Liu et al. (2007) mentre i parametri dell'argilla espansa sono stati ricavati da Imposimato et al. (2003). I modelli costitutivi adottati per i diversi materiali, con i relativi parametri di calcolo, sono riportati in Tabella 1.

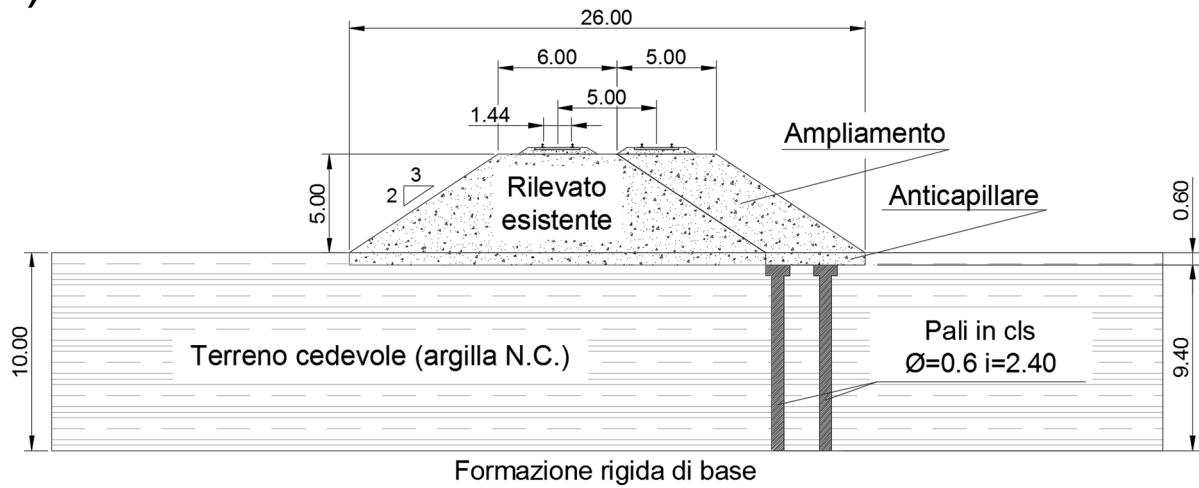
Tabella 1. Modelli costitutivi e parametri geotecnici introdotti nella modellazione numerica dell'intervento di ampliamento rappresentato in Figura 16.

| Materiale            | Modello | Parametri                              |                            |
|----------------------|---------|--|----------------------------|
| Rilevato             | MC      | $E=20\text{MPa}$                       | $c'=10\text{kPa}$          |
|                      |         | $\varphi'=30^\circ$                    | $\psi=0^\circ$             |
|                      |         | $\nu=0,3$                              | $\gamma=18,5\text{kN/m}^3$ |
| Anticapillare        | MC      | $E=20\text{MPa}$                       | $c'=10\text{kPa}$          |
|                      |         | $\varphi'=40^\circ$                    | $\psi=0^\circ$             |
|                      |         | $\nu=0,3$                              | $\gamma=18,5\text{kN/m}^3$ |
| Sottosuolo argilloso | MCC     | $\lambda=0,15$                         | $k=0,03$                   |
|                      |         | $M=0,95$                               | $e_1=1,79$                 |
|                      |         | $\nu=0,4$                              | $\gamma=17\text{kN/m}^3$   |
| Pali in cls.         | EL      | $E=20\text{Gpa}$                       | $\nu=0,2$                  |
| Argilla Espansa      | MC      | $E=200\text{MPa}$                      | $c'=1\text{kPa}$           |
|                      |         | $\varphi'=40^\circ$                    | $\psi=20^\circ$            |
|                      |         | $\nu=0,3$                              | $\gamma=9,4\text{kN/m}^3$  |
| Geosintetico         | EL      | $J=E t_g=1180\text{kN/m}$<br>$\nu=0,3$ |                            |

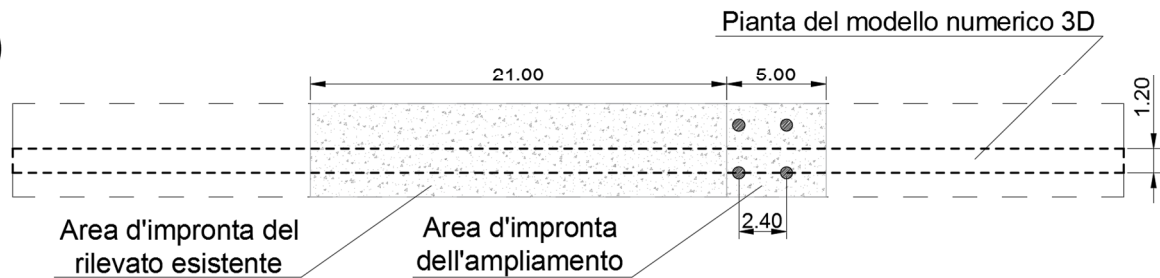
*EL=elastico lineare, MC= Mohr Coulomb, MCC= Cam Clay modificato, J=rigidezza del geosintetico,  $t_g$ = spessore del geosintetico.*



a)



b)



c)

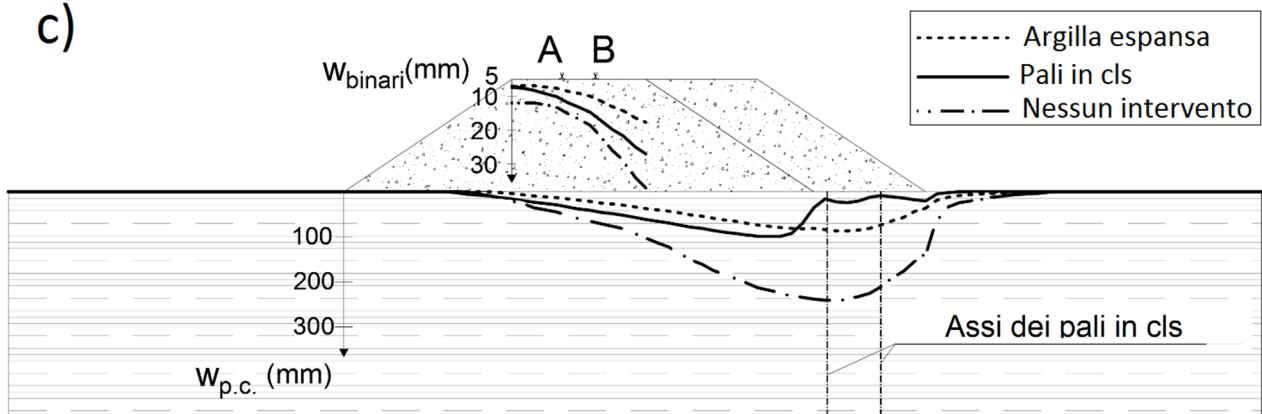


Figura 16. Ampliamento di un rilevato ferroviario esistente, con riduzione dei cedimenti mediante pali in cls. o impiego di argilla espansa. a) sezione trasversale; b) pianta; c) cedimenti del piano di fondazione ( $W_{p.c.}$ ) e della sede ferroviaria esistente ( $W_{binari}$ ).

I cedimenti calcolati sul piano di fondazione del rilevato sono riportati nella Figura 16.c. Nella medesima figura sono altresì riportati i cedimenti indotti sulla sede ferroviaria esistente, diagrammati in scala dieci volte maggiore rispetto a quella adottata per i cedimenti del piano di fondazione. In Tabella 2 si riportano inoltre i valori dei cedimenti calcolati in corrispondenza dei binari esistenti, indicati con le lettere A e B.

Tabella 2. Cedimenti calcolati in corrispondenza dei binari esistenti (A e B).

|                   | A  | B  | Differenziale |
|-------------------|----|----|---------------|
| Nessun intervento | 14 | 22 | 8             |
| Inclusioni rigide | 9  | 12 | 3             |
| Argilla espansa   | 8  | 9  | 1             |

I risultati dell'analisi mostrano il benefico effetto delle soluzioni ipotizzate che consentono entrambe di rispettare il requisito progettuale di un cedimento differenziale massimo pari a 5mm. Si segnala inoltre che, nel caso analizzato, il contributo della geogriglia posto sulla testa dei pali risulta trascurabile.

Quando tuttavia i terreni cedevoli si estendono fino a grandi profondità, l'inserimento di inclusioni rigide non può ridurre significativamente i cedimenti, dato che non è possibile trasferire il carico del rilevato su una formazione inferiore più consistente. D'altra parte, in tal caso, può anche darsi che il peso di un rilevato in argilla espansa risulti comunque eccessivo per contenere i cedimenti e può essere dunque opportuno impiegare un materiale molto più leggero quale il polistirene espanso sinterizzato (EPS).

L'impiego del EPS per la realizzazione di rilevati leggeri è stato introdotto in Norvegia all'inizio degli anni 80' del secolo scorso (Aabøe 1986). La prima esperienza Italiana, che risale agli anni 90', è stata effettuata per il ripristino di un ponte della linea ferroviaria Cagliari – Decimomannu (Dondi et al. 2003) ma si tratta ancora di una soluzione raramente utilizzata in campo nazionale.

L'EPS è un materiale plastico derivato dalla raffinazione del petrolio, confezionato in blocchi prismatici molto leggeri con dimensioni tipiche (2÷3 m) x 1 m x 0,5 m. Si tratta di un materiale chimicamente e biologicamente stabile, il cui impiego non pone problemi di inquinamento ambientale. L'EPS è facilmente combustibile ma, l'aggiunta di opportuni additivi conferisce al materiale la proprietà di autoestinguerlo al fuoco. Si evidenzia inoltre che il contatto con olii lubrificanti o combustibili può provocare il deterioramento del polistirene ed è pertanto necessario evitarlo con opportune cautele e accorgimenti, sia durante la costruzione che in fase di esercizio.

Esistono diverse classi di polistirene, ciascuna delle quali caratterizzata da uno specifico valore della densità, che risulta comunque ridottissima essendo normalmente compresa tra 20 kg/m<sup>3</sup> e 40 kg/m<sup>3</sup>. Per quanto concerne le proprietà meccaniche, si evidenzia che l'EPS è un materiale omogeneo ed isotropo caratterizzato da un legame costitutivo di tipo elasto-plastico-incrudente, con un comportamento elastico-lineare osservabile fino a circa il 2,5% di deformazione (Montepara & Giuliani 2001). In ogni caso, per evitare l'insorgere di deformazioni viscosi, il massimo sforzo di compressione ammissibile viene normalmente fissato in corrispondenza ad una deformazione pari all'1% misurata con prove di compressione monoassiale (ASTM 2013). Tale valore di compressione massima ammissibile dipende dalla densità del particolare EPS prescelto e può indicativamente variare tra 40 e 160 kPa (Montepara & Giuliani 2001). Rispettando questo requisito progettuale si evitano fenomeni di creep a lungo termine e si mantiene il legame tenso-deformativo in campo elastico, con moduli di elasticità normalmente compresi tra 5 e 10 MPa (Stark et al. 2004) e un coefficiente di Poisson molto basso, stimabile in  $\nu = 0,02$  (Montepara & Giuliani 2001).

Il rilevato stradale viene realizzato sovrapponendo i blocchi di EPS, secondo le geometrie più adatte alle esigenze progettuali (Fig. 17). La movimentazione dei blocchi risulta molto semplice dato il loro peso estremamente contenuto. Le superfici dei blocchi presentano un valore del coefficiente di attrito piuttosto elevato, valutabile pari a 0,7 (Montepara & Giuliani 2001) che risulta generalmente sufficiente a evitarne lo scivolamento reciproco. I blocchi di EPS vengono comunque collegati tra loro mediante appositi tasselli dentati in materiale metallico, che favoriscono anche il montaggio in cantiere. Per garantire un migliore incastro, è inoltre opportuno sovrapporre i blocchi cer-

cando di sfalsare i giunti tra gli stessi, con una ordinatura di ciascuno strato ortogonale a quella dello strato immediatamente inferiore (Fig. 18).

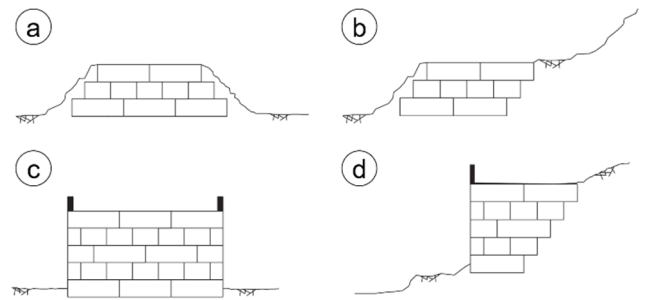


Figura 17. Rappresentazione schematica dei rilevati in EPS (modificato da Stark et al. 2004). a) rilevato con paramenti inclinati ubicato su terreno pianeggiante; b) rilevato a mezza costa con paramento inclinato; c) rilevato con paramenti verticali ubicato su terreno pianeggiante; d) rilevato a mezza costa con paramento verticale.

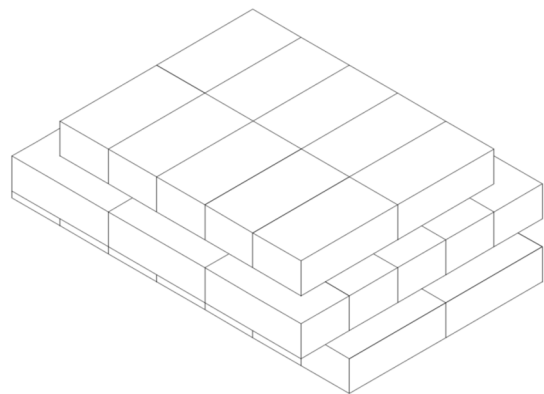


Figura 18. Schema costruttivo dei blocchi in EPS.

Dopo aver collocato i blocchi di EPS, il piano superiore viene ricoperto con uno o più strati di altri materiali, finalizzati ad assorbire le sollecitazioni degli autoveicoli, ad evitare il contatto accidentale con olii o carburanti e a fornire un adeguato supporto alle barriere di sicurezza. Una semplice soluzione si ottiene realizzando una pavimentazione stradale di conglomerato bituminoso sovrapposta a una lastra in calcestruzzo armato con rete d'acciaio. Ulteriori lastre orizzontali di cls., anch'esse provviste di armatura a rete, possono essere inserite all'interno della struttura di EPS per garantirne la regolarità geometrica e fornire un contributo di irrigidimento (Fig. 19). I paramenti inclinati del rilevato sono generalmente rivestiti con uno strato di terreno mentre i paramenti verticali possono essere protetti con lastre di materiali artificiali quale ad esempio l'acciaio corrugato (Aabøe 1986).

Per quanto concerne le verifiche progettuali di un rilevato in EPS, bisogna ovviamente individuare gli specifici stati limite ultimo (S.L.U.) e di servizio (S.L.S.), considerando le tre componenti principali del sistema fisico di riferimento:

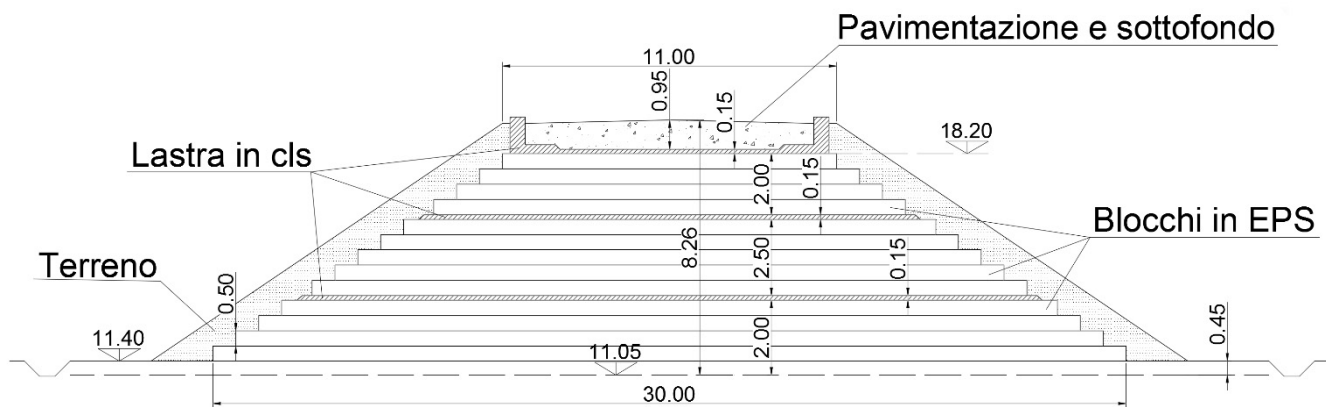


Figura 19. Sezione tipo della Variante di Savio alla S.S. n. 16 Adriatica (modificato da Dondi et al. 2003).

- il terreno di fondazione
- il corpo del rilevato costituito, in tutto o in parte, da EPS
- la sovrastruttura stradale

Un'utile guida di riferimento per la progettazione, finalizzata alle autostrade americane, è fornita da Stark et al. (2004) che propongono un procedimento piuttosto articolato comprendente:

- verifiche geotecniche (analisi di stabilità, carico limite, cedimenti, ecc.)
- verifiche interne del EPS (scivolamento lungo i giunti, deformazioni dei blocchi, ecc.)

Considerata l'estrema leggerezza del EPS, si richiedono inoltre specifiche verifiche nei confronti del galleggiamento in acqua stagnante o dell'azione di trascinarsi provocata da correnti idriche.

## 7 INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO SISMICO

I ripetuti terremoti che si sono verificati recentemente nel nostro Paese hanno evidenziato il rischio a cui sono esposte le infrastrutture di trasporto, la cui resistenza agli eventi sismici riveste un'importanza strategica, soprattutto nella fase di emergenza immediatamente successiva al sisma.

Un'ampia collezione di danni stradali provocati da eventi sismici in diversi paesi è riportata in uno studio di Anbhazagan et al. (2012) i quali propongono una scala specifica (R.D.S. *Road Damage Scale*) per il censimento dei danni provocati alle infrastrutture stradali dagli eventi sismici, composta da 5 livelli crescenti, da 1 (piccole lesioni facilmente riparabili) fino a 5 (danni gravi e irreversibili). Da questa raccolta (Fig. 20) risulta che si potrebbero verificare danni gravi anche per terremoti tipici del nostro Paese, nel quale possono essere raggiunte magnitudo  $M$  pari a 7 circa, come dimostrato dai valori registrati

in terremoti relativamente recenti (terremoto dell'Irpinia, 1980,  $M=6,9$ ) e dai valori stimati per terremoti storici non rilevati strumentalmente (terremoti calabresi, 1783,  $M=7,0\div7,1$ ; Terremoto di Messina, 1908,  $M=7,2$ ; Terremoto di Avezzano, 1915,  $M=6,9\div7,0$ ).

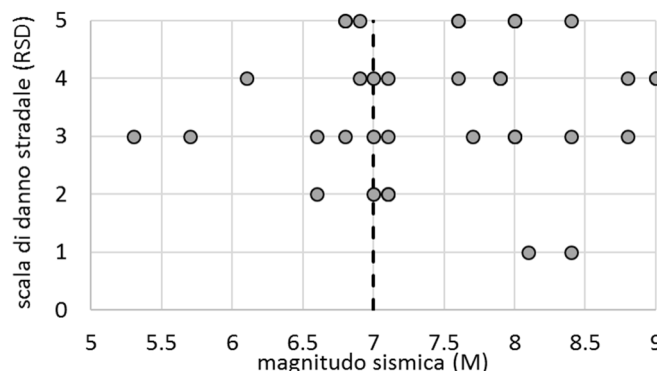


Figura 20. Livello di danno stradale registrato in funzione della magnitudo sismica (adattato da Anbhazagan et al. 2012).

Nella valutazione del rischio sismico di strade e ferrovie ci si concentra prevalentemente sulle opere d'arte, tra le quali i viadotti che sono particolarmente vulnerabili alle sollecitazioni sismiche. Anche i rilevati possono tuttavia essere danneggiati dai terremoti e sembra dunque utile considerare i possibili interventi di mitigazione del rischio sismico per tali manufatti.

I danni più frequenti provocati ai rilevati stradali e ferroviari sono imputabili a movimenti franosi attivati o ri-attivati dalle azioni sismiche, i cui effetti sono il crollo di materiale sulla carreggiata o lo scivolamento verso valle del rilevato.

Sono stati tuttavia osservati anche molti casi di meccanismi deformativi, più o meno importanti, non collegati a fenomeni franosi. Nel seguito si tralasciano i danni provocati da movimenti franosi indotti dal sisma e si considerano solo i rilevati ubicati in zone pianeggianti o sub-pianeggianti.

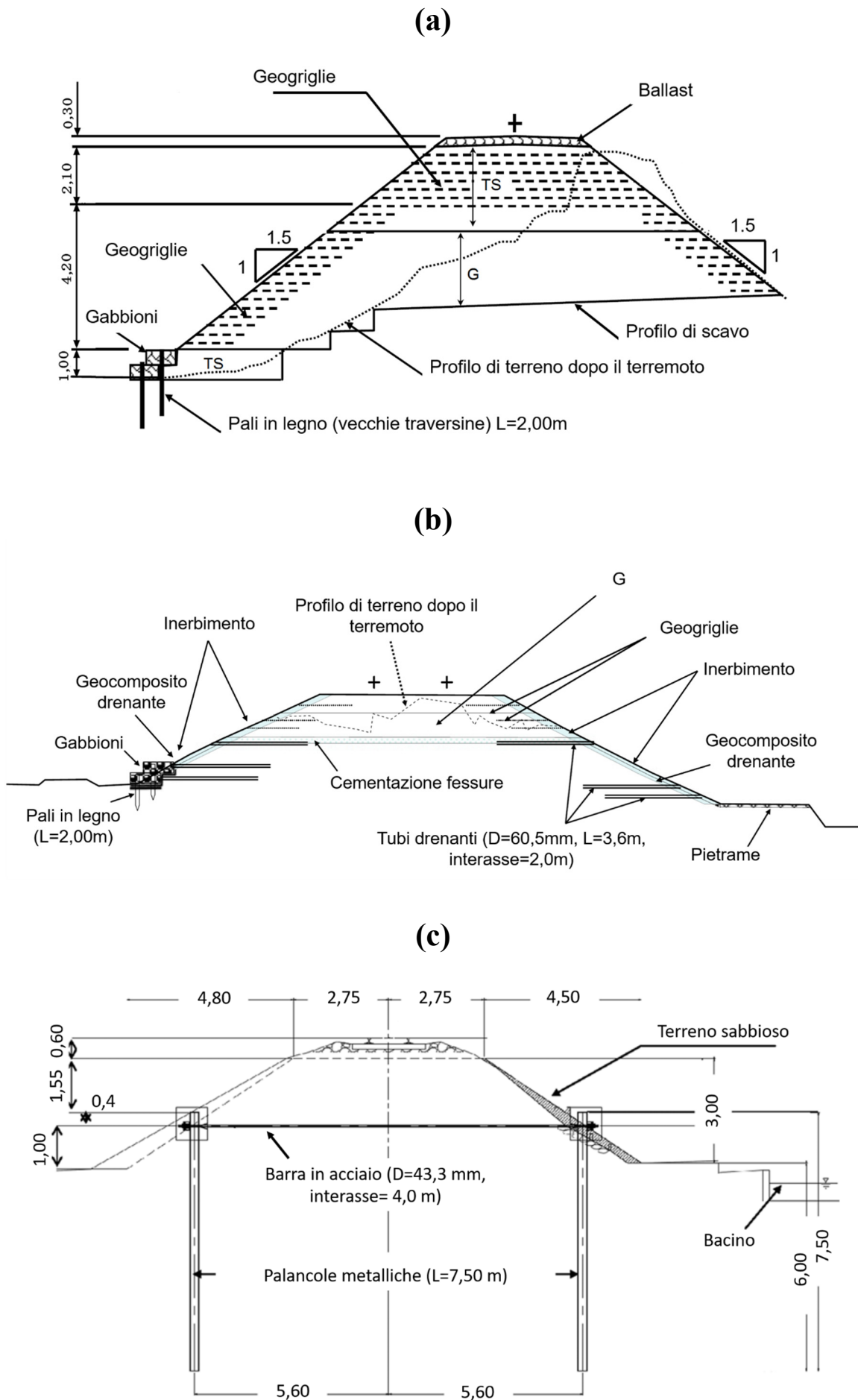


Figura 21. Interventi di ricostruzione di due rilevati ferroviari crollati per effetto del terremoto di Tohoku (a e b) ed intervento di mitigazione del rischio sismico (c) realizzato mediante l’inserimento di palancole metalliche tirantate (modificato da Koseki et al. 2012).

In tali condizioni morfologiche, si possono verificare assestamenti del rilevato, cedimenti del piano di fondazione o meccanismi di collasso generale del rilevato e/o del terreno di fondazione.

I cedimenti del piano viabile possono provocare deformazioni eccessive della sede stradale o ferroviaria e la formazione di uno scalino all'attacco con le spalle dei viadotti o in accostamento ad altre strutture rigide. In tali casi si può raggiungere dunque lo stato limite di servizio (S.L.S.) dell'infrastruttura di trasporto.

I meccanismi di collasso generale, che corrispondono ovviamente al superamento dello stato limite ultimo (S.L.U.) del rilevato, possono essere schematizzati con cinematismi di espansione laterale o con scivolamenti rotazionali. Una preziosa raccolta di casi è fornita da Koseki et al. (2012) i quali riportano i danni provocati sulle linee ferroviarie giapponesi dal terremoto di Tohoku del 11 marzo 2011, evidenziando che i danni maggiori sono stati provocati dalla liquefazione del terreno di fondazione e/o degli strati inferiori del rilevato, costituiti da terreni sabbiosi poco addensati o di natura organica. I medesimi Autori descrivono anche un caso di collasso per un rilevato costruito con materiale argilloso ricavato dallo scavo di una galleria e compattato con contenuto d'acqua eccessivo. I medesimi Autori illustrano gli interventi adottati per la ricostruzione dei rilevati crollati (Fig. 21).

I casi riportati nelle Figure 21.a e 21.b si riferiscono a due interventi di ripristino dei rilevati. In entrambi i casi, si è fatto ricorso a:

- rinforzo del corpo del rilevato mediante geogriglie
- rinforzo del piede del rilevato con gabbioni bloccati da piccoli pali verticali infissi nel terreno

Inoltre, nel caso a) dove il collasso era imputabile alle scadenti caratteristiche del materiale argilloso utilizzato per costruire il rilevato, si è proceduto alla stabilizzazione mediante cemento, mentre nel caso b) dove il collasso era stato provocato dalla liquefazione degli strati inferiori del rilevato, sono stati eseguiti interventi di drenaggio (tubi drenanti orizzontali ecc.).

L'intervento riportato nella Figura 21.c è stato invece mirato a ridurre il rischio di liquefazione del terreno di fondazione di un rilevato esistente, non danneggiato. L'intervento è consistito nell'infissione di due palancolate metalliche verticali, allineate parallelamente al rilevato e collegate tra loro da barre metalliche di ancoraggio. Questa soluzione rappresenta un'applicazione concreta di precedenti ricerche sulla mitigazione del rischio di liquefazione dei rilevati, condotte con il contributo essenziale della sperimentazione su modelli in scala ridotta, sia in centrifuga (Adalier et al. 1998) che su tavola vibrante

(Park et al. 2000). Si ritiene quindi opportuno sintetizzare i risultati di tali ricerche sperimentali.

Entrambi gli studi hanno evidenziato che il fenomeno di liquefazione si innesca ai lati del rilevato, in condizioni di "free field". Si determina quindi un meccanismo di espansione laterale del terreno di fondazione che produce a sua volta uno spanciamiento del rilevato con cedimenti verticali e fessurazioni longitudinali (Fig. 22).

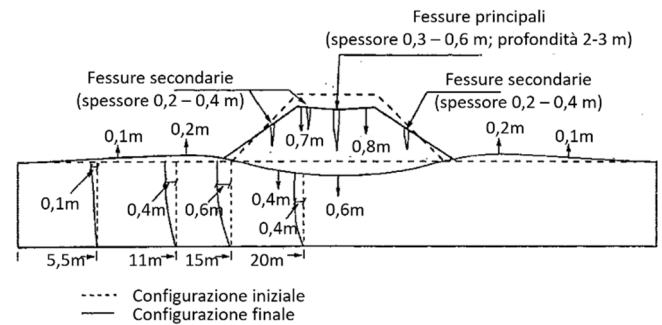


Figura 22. Spostamenti registrati sul modello in centrifuga di un rilevato sabbio-argilloso (altezza prototipo 4,5 m) fondato su uno strato di sabbia poco addensata (spessore prototipo 6 m;  $D_r = 40\%$ ) privo di interventi di mitigazione del rischio di liquefazione, dopo 3 cicli di input sismico con accelerazioni crescenti pari a  $0,09g - 0,18g - 0,30g$  (modificato da Adalier et al. 1998).

Adalier et al. (1998) hanno esaminato l'efficacia di quattro possibili tipologie di intervento:

- berme di sostegno del rilevato
- compattazione del sottosuolo lungo fasce parallele, al piede del rilevato
- cementazione del sottosuolo lungo fasce parallele, al piede del rilevato
- palancolate di confinamento laterale

Park et al. (2000) hanno a loro volta esaminato i seguenti metodi di mitigazione del rischio da liquefazione:

- compattazione del sottosuolo lungo fasce parallele, al piede del rilevato
- palancolate di confinamento laterale
- dreni verticali

I modelli fisici realizzati nei due studi citati sono rappresentati schematicamente nella Figura 23.

Le berme di sostegno del rilevato (Fig. 23b) hanno il duplice obiettivo di ridurre la suscettibilità alla liquefazione in fondazione lungo i bordi del rilevato, incrementando le tensioni efficaci, e di stabilizzare il corpo del rilevato con la loro azione di contenimento.

Gli interventi di compattazione (Fig. 23.c) o cementazione del sottosuolo (Fig. 23.d) possono essere realizzati con diverse tecniche di consolidamento colonnare (jet grouting, deep mixing, stone columns, ecc.). Tali interventi hanno il duplice obiettivo di ridurre la suscettibilità alla liquefazione lungo le fasce laterali del terreno di fondazione,

addensando o cementando il terreno stesso, e di contrastare le deformazioni laterali del terreno ubicato sotto il rilevato.

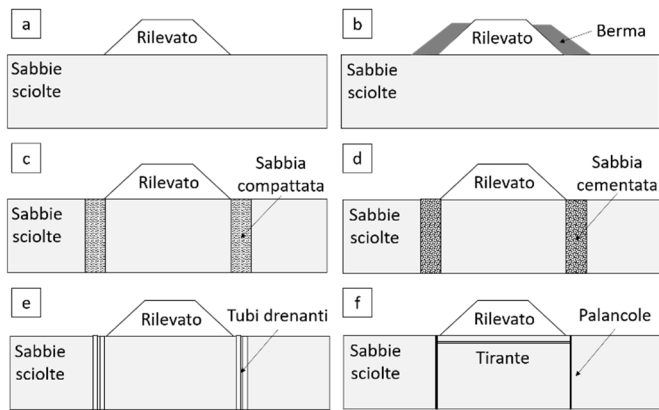


Figura 23. Schemi semplificati dei modelli fisici analizzati da Adalier et al. 1998 e Park et al. 2000.

I dreni verticali (Fig. 23.e), ubicati al piede del rilevato mirano invece ad accelerare la dissipazione delle pressioni interstiziali per evitarne l'accumulo durante i cicli di carico.

Infine, le palancole di confinamento laterale (Fig. 23.f) sono finalizzate a contenere le deformazioni laterali del terreno posto sotto il rilevato. Sembra inoltre che in quest'ultimo caso, l'incremento delle pressioni interstiziali nel terreno ubicato sotto l'impronta del rilevato si sviluppi uniformemente determinando una sorta di effetto di isolamento sismico alla base.

Tutti gli interventi simulati con la modellazione fisica hanno mostrato un miglioramento della risposta del rilevato alle sollecitazioni sismiche ma le palancole di confinamento laterale risultano particolarmente efficaci, dato che i cedimenti del rilevato si sviluppano in modo uniforme e non consentono la propagazione di fratture longitudinali. Non è dunque un caso se questa tecnica è stata prescelta per l'intervento già riportato da Koseki et al. 2012 (Fig. 21.c).

## 8 CONCLUSIONI

La precedente rassegna degli interventi di adeguamento dei rilevati stradali e ferroviari ha consentito di sintetizzare lo stato dell'arte con riferimento a tre tematiche principali:

- a) la manutenzione dei rilevati
- b) l'ampliamento dei rilevati
- c) la mitigazione del rischio sismico

Per quanto concerne la manutenzione ordinaria, è emersa l'importanza di dedicare particolare attenzione alle opere accessorie di drenaggio, con partico-

lare riguardo ai tombini di attraversamento, per scongiurare l'accumulo di acqua che potrebbe compromettere la stabilità del rilevato.

Si è inoltre evidenziato il problema, alquanto diffuso, degli spostamenti relativi che possono verificarsi in corrispondenza dell'attacco tra rilevato e viadotto. Tali spostamenti sono imputabili a diverse cause tra cui in primo luogo i cedimenti differenziali, dovuti non solo alla diversa rigidezza dei due manufatti e delle loro fondazioni, ma anche alle dilatazioni termiche dell'impalcato. Per limitare i cedimenti differenziali si può ricorrere all'inserimento di inclusioni rigide (pali o colonne consolidate) sotto il rilevato, mentre per limitare gli effetti delle dilatazioni termiche si può prolungare la soletta dell'impalcato al di sopra del rilevato rinforzandolo eventualmente con geosintetici e/o inserendo un cuscino di polistirene espanso sinterizzato.

Con riferimento all'ampliamento dei rilevati stradali e ferroviari, si è evidenziata l'esigenza di garantire il traffico veicolare durante i lavori, evitando cedimenti eccessivi della piattaforma stradale o ferroviaria esistente, sulla quale è necessario assicurare la circolazione veicolare durante i lavori. La limitazione dei cedimenti costituisce il requisito determinante da rispettare, quando si procede all'ampliamento di rilevati ubicati su terreni molto cedevoli. Per risolvere tale problema, sono state considerate due possibili strategie progettuali: la prima consiste nella realizzazione di inclusioni rigide in fondazione; la seconda è basata sull'impiego di materiali artificiali dotati di peso specifico ridotto, quali l'argilla espansa e il polistirene espanso, che consentono di costruire i cosiddetti rilevati leggeri.

Per confrontare l'efficacia di un intervento di rinforzo in fondazione mediante pali in cls. rispetto a un alleggerimento del rilevato basato sull'impiego di argilla espansa, è stato analizzato un caso schematico di ampliamento finalizzato al raddoppio di una linea ferroviaria. L'analisi è stata svolta con una modellazione numerica tridimensionale, ipotizzando che il terreno di fondazione sia costituito da uno strato cedevole di argilla N.C. di spessore 10 m, sovrapposto a una formazione rigida. I risultati della modellazione hanno dimostrato il benefico effetto di entrambe le soluzioni ipotizzate che consentirebbero di rispettare il requisito progettuale di un cedimento differenziale massimo pari a 5mm tra i binari esistenti. Si è comunque evidenziato che l'inserimento di inclusioni rigide risulterebbe poco efficace nel contenimento dei cedimenti nel caso in cui non fosse presente una formazione di base consistente sulla quale intestare le inclusioni medesime.

Per spessori rilevanti di terreno cedevole, può essere opportuno realizzare il rilevato con blocchi di polistirene espanso sinterizzato, caratterizzato da un peso specifico molto basso. Sono state dunque illustrate sinteticamente le proprietà del polistirene espanso sinterizzato e le caratteristiche tipologiche

dei rilevati costruiti con tale materiale.

Per quanto riguarda il rischio sismico, sono stati descritti gli effetti dei terremoti di grande intensità sui rilevati stradali e ferroviari, documentati da alcuni casi verificatisi in Giappone, illustrando inoltre i successivi interventi di riparazione. Sono stati infine sintetizzati i risultati di due ricerche sperimentali su modelli fisici di rilevati ubicati su terreni sabbiosi saturi soggetti al rischio di liquefazione. Tali ricerche forniscono utili indicazioni sui seguenti possibili interventi:

- berme di sostegno del rilevato
- compattazione del sottosuolo lungo fasce parallele, al piede del rilevato
- cementazione del sottosuolo lungo fasce parallele, al piede del rilevato
- palancole di confinamento laterale
- dreni verticali

Le osservazioni effettuate sui modelli fisici indicano che le palancole di confinamento laterale rappresentano l'intervento più efficace per la mitigazione del rischio di liquefazione dei rilevati. Si tratta comunque di un tema alquanto complesso da approfondire adeguatamente con ulteriori studi prima di giungere a conclusioni di carattere generale.

## BIBLIOGRAFIA

- Aabøe, R. 1981. Plastic foam in road embankments. *Vaare Veger/Road Engineering* 7.
- Adalier, K., Elgamal, A.-W., Martin & G.R. 1998. Foundation liquefaction countermeasures for earth embankments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - American Society of Civil Engineers* 124, 500–517.
- Anbazhagan, P., Srinivas, S. & Chandran, D. 2012. Classification of road damage due to earthquakes. *Natural Hazards* 60, 425–460. doi:10.1007/s11069-011-0025-0
- ASTM Standard D7180 2013. Standard Guide for Use of Expanded Polystyrene (EPS) Geofoam in Geotechnical Projects ASTM International, West Conshohocken, PA, 2013, [www.astm.org](http://www.astm.org)
- Briaud, J. L., James, R. W., and Hoffman, S. B. (1997). NCHRP synthesis 234: Settlement of Bridge Approaches (the bump at the end of the bridge), Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C. pp.75.
- BS 8006, 2010. Code of Practice for Strengthened/Reinforced-Soils and Other Fills. British Standard Institution, UK.
- Carrubba, P., Maggio, F. & Recalcati, P. 2005. Analisi FEM-3D di un rilevato rinforzato alla base su terreno compressibile. *Rivista Italiana di Geotecnica*: 1, 47–66.
- Croce, P. & Modoni, G. 2010. Consolidamento delle fondazioni di rilevati stradali e ferroviari. *Rivista Italiana di Geotecnica* 44, 30–45.
- Dondi, G., Simone, A. & Biasuzzi, K. 2003 I materiali leggeri nelle costruzioni stradali—la situazione in Italia 10, 40.
- EBGEO, 2010. Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGEO, 2. German Geotechnical Society, Auflage ISBN978-3-433-02950-3.
- Han, J. & Gabr, M.A. 2002. Numerical analysis of geosynthetic-reinforced and pile-supported earth platforms over soft soil. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 128, 44–53.
- Horvath, J.S. 2005. Integral-Abutment Bridges: Geotechnical Problems and Solutions Using Geosynthetics and Ground Improvement.
- Horpibulsuk, S., Suddepong, A., Chinkulkijniwat, A. & Liu, M.D. 2012. Strength and compressibility of lightweight cemented clays. *Applied Clay Science* 69, 11–21. doi:10.1016/j.clay.2012.08.006
- Imposimato, S., Di Prisco, C. & Luisi, C. 2003. Analisi numerica di rilevati artificiali alleggeriti. *Rivista Italiana di Geotecnica* 37, 9–28.
- Itasca Consulting Group, Inc. 2012 FLAC3D — Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three-Dimensions, Ver. 5.0. Minneapolis: Itasca.
- Koseki, J., Koda, M., Matsuo, S., Takasaki, H. & Fujiwara, T. 2012. Damage to railway earth structures and foundations caused by the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake. *Soils and Foundations* 52, 872–889. doi:10.1016/j.sandf.2012.11.009
- Lin, K.Q. & Wong, I.H. 1999. Use of deep cement mixing to reduce settlements at bridge approaches. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 125, 309–320.
- Liu, H. L., Cherles, W. W. Ng, & K. Fei. 2007. «Performance of a Geogrid-Reinforced and Pile-Supported Highway Embankment over Soft Clay: Case Study». *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 133: 1483–93.
- Mott MacDonald 2011. RSSB 1386 (Revised) The effects of railway traffic on embankment stability - Final Report.
- Montepara, A. & Giuliani, F. 2001. Rilevati alleggeriti in polistirene espanso sinterizzato per costruzioni stradali su suoli difficili. *Presented at the XI Convegno S.I.I.V. - Verona*, pp. 1–8.
- Moraci N. & Gioffré F. 2010 La progettazione di rilevati su terreni compressibili rinforzati con geosintetici. *Rivista Italiana di Geotecnica*. N- 3 pagg. 67-100
- Park, Y.-H., Kim, S.-R., Kim, S.-H. & Kim, M.-M. 2000. Liquefaction of embankments on sandy soil and the optimum countermeasure against the liquefaction.
- Priyanath Ariyaratne & Liyanapathirana 2015. Review of existing design methods for geosynthetic-reinforced pile-supported embankments. *Soils and Foundations*. 2015; 55 (1) : 17–34.
- Puppala, A.J., Saride, S., Archeewa, E., Hoyos, L.R. & Nazarian, S. 2009. Recommendations for design, construction, and maintenance of bridge approach slabs: Synthesis report. Rep. No. FHWA/TX-09/6022 1.
- Simon, B. "Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvement." Paris, Presses des Ponts (2013).
- Stark, T. D., Arellano, D., Horvath, J. S. & Leshchinsky, D. 2004. Guideline and Recommended Standard for Geofoam Applications in Highway Embankments. TRB National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) Report 529. Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Strade & Autostrade Online 2015. L'ampliamento alla terza corsia della A14 tratto Cattolica-Fano -. URL <http://www.stradeautostrade.it/ambiente/ambiente-e-territorio/2015-06-09/l-ampliamento-alla-terza-corsia-della-a14-tratto-cattolica-fano-7532/>
- Tsuchida, T., Tang, Y.X. & Watabe, Y. 2007. Mechanical properties of lightweight treated soil cured in water pressure. *Soils and Foundations* 47, 731–748.
- UIC CODE 2008. Earthworks and track bed for railway lines.
- Zekkos, D., Athanasopoulos-Zekkos, A., Grizi, A. & Greenwood, W. 2016. The May 25 th 2011 Railroad Embankment Failure in Ann Arbor, Michigan, As a Means for Teaching Geotechnical Engineering.

# REHABILITATION WORKS OF ROAD AND RAILWAY EMBANKMENTS

## ABSTRACT

The note provides an overview of the rehabilitation works for road and railway embankments, aimed at increasing safety and improving serviceability of transport infrastructures. Routine maintenance procedures are first considered and special solutions are then described for reducing the relative displacements between an embankment and a nearby viaduct.

Enlargement works are considered next, pointing out the need to contain the settlements of the existing embankment in order to guarantee the ongoing road or railway traffic during construction. In particular, two design strategies are presented for reducing the settlements of embankments located on very soft ground: the improvement of foundation soils by means of rigid inclusions, such as piles or columns, and the use of light artificial materials, such as expanded clay and expanded polystyrene.

The note is concluded with a presentation of the earthquakes effects on road and railway embankments, based on available case histories, and a discussion of suggested methods for the reduction of the seismic risk, with particular regard to liquefaction of the foundation soils.