

# **EFFETTI DELL'INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA SUL COMPORTAMENTO SISMICO DI PONTI INTEGRALI A SINGOLA CAMPATA**

Domenico Gallese, Davide Noè Gorini e Luigi Callisto

*Sapienza Università di Roma*

*domenico.gallese@uniroma1.it*

## **Sommario**

L'articolo descrive sinteticamente un'attività di ricerca volta a fornire indicazioni pratiche per il dimensionamento sismico di ponti integrali, focalizzando l'attenzione su un particolare schema statico, a singola campata, di uso piuttosto frequente nel nostro paese. Lo studio si avvale dello sviluppo di modelli tridimensionali di diversa complessità sviluppati in ambiente OpenSees, sui quali sono svolte analisi dinamiche non lineari. I risultati di queste analisi sono riprodotti mediante schemi interpretativi semplificati, che opportunamente generalizzati e sistematizzati possono essere utilizzati come metodi di progetto per opere analoghe.

## **1. Introduzione**

I ponti integrali sono strutture caratterizzate dall'assenza di giunti fra l'impalcato e le spalle, in modo che questi elementi risultino monoliticamente collegati. Questa scelta produce un notevole vantaggio nelle operazioni di manutenzione ma determina al tempo stesso lo sviluppo di stati di coazione fra l'impalcato, la spalla e il rilevato di accesso, prodotti principalmente dalle dilatazioni termiche dell'impalcato. Per minimizzare questi stati di coazione, tipicamente si sceglie di sostenere l'impalcato con spalle flessibili fondate su un'unica fila di pali (Wasserman e Walker 1996).

La Figura 1(a) mostra il caso esaminato in questa nota, ispirato alla recente realizzazione del cavalcavia Gatteo Rubicone, sull'Autostrada A14 Adriatica (Ferretti Torricelli e Marchiondelli 2014). Il ponte ha una singola campata di luce pari 50 m; l'impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo è collegato monoliticamente alle spalle di altezza 8 m, larghezza 13.2 m e spessore 2.2 m. Ciascuna spalla è fondata su un'unica fila di pali di diametro pari 1.2 m, con un interasse di 1.8 m.

Ai fini del presente studio si è impiegato un modello di sottosuolo idealizzato, caratterizzato da una successione di terreni a grana grossa, in assenza di pressioni interstiziali. La lunghezza dei pali, pari a 20 m, è stata determinata riprogettando le fondazioni per questo specifico modello di sottosuolo. La Figura 1(b) mostra anche il profilo della rigidezza a piccole deformazioni del sottosuolo, insieme alla modifica del profilo di rigidezza stesso indotta dalla realizzazione del rilevato di accesso al ponte.

## **2. Sviluppo dei modelli numerici**

Il sistema ponte-terreno è stato riprodotto in ambiente OpenSees (McKenna et al. 2010) attraverso una serie di modelli numerici agli elementi finiti di diversa complessità. La Figura 2(a) mostra due modelli adoperati per lo studio della risposta sismica del ponte nella direzione longitudinale, che risulta quella maggiormente influenzata dall'interazione tra la struttura e il terreno. In entrambi i modelli il terreno è definito da esaedri ad otto nodi con un unico punto di integrazione ad alta efficienza computazionale (*SSPbrick*). Il primo è un modello tridimensionale che sfrutta la simmetria rispetto a un piano verticale del sistema e della componente longitudinale delle azioni sismiche. Il secondo modello invece, pur impiegando elementi solidi, riproduce una condizione di deformazione piana, impedendo ai nodi appartenenti ai contorni laterali gli spostamenti nella direzione trasversale al ponte. Come visibile

chiaramente in figura, per semplicità il rilevato ha una sezione rettangolare: questa configurazione è resa possibile da vincoli periodici che collegano i nodi posizionati sulle opposte facce verticali, riproducendo una condizione simile a quella di un rilevato realizzato con terra armata.

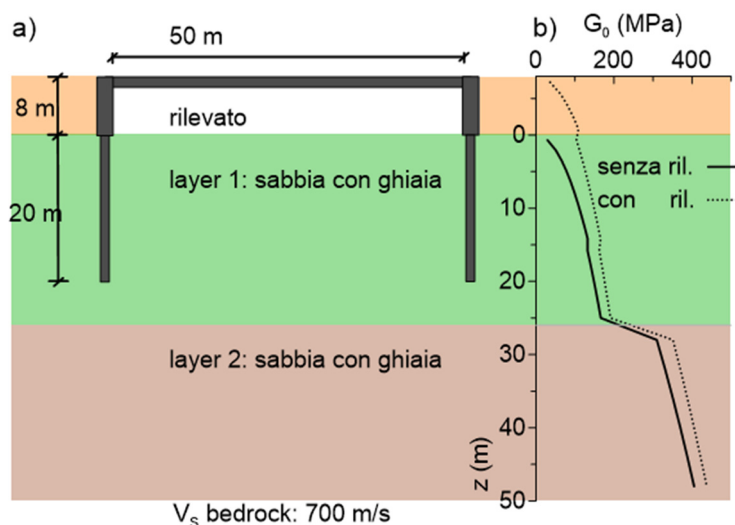


Fig 1. Caso di studio: (a) sezione longitudinale e (b) profilo della rigidezza a piccole deformazioni

Il comportamento meccanico dei terreni è descritto dal modello costitutivo elasto-plastico con incrudimento di Yang et al. (2003) rinominato *PDMY* in OpenSees. I pali di fondazione sono simulati con elementi *beam* elastici, collegati attraverso elementi *Rigid Link* a elementi finiti con proprietà meccaniche degradate, che fungono da elementi di interfaccia, a loro volta collegati al terreno indisturbato. Gli elementi strutturali bidimensionali sono rappresentati attraverso grigliati di elementi *beam* collegati in modo analogo ai terreni, ove necessario.

Le prime fasi di analisi simulano le condizioni iniziali e le fasi costruttive. Queste ultime sono ottimizzate per ridurre le sollecitazioni nella struttura, e in particolare nei pali, al termine della costruzione e possono essere sintetizzate come segue:

0. inizializzazione dello stato tensionale litostatico;
1. costruzione dei rilevati;
2. realizzazione di pali di fondazione;
3. realizzazione delle spalle non ancora in contatto con i rispettivi rilevati e dell'impalcato, il quale risulta semplicemente appoggiato sulle spalle e caratterizzato dalla rigidezza e dal peso del solo acciaio;
4. realizzazione della connessione integrale fra spalle e impalcato;
5. realizzazione del contatto tra i rilevati e le spalle;
6. aggiornamento della rigidezza e del peso dell'impalcato, corrispondenti alla struttura in acciaio e calcestruzzo.

Al termine della simulazione delle fasi costruttive viene applicata alla base dei modelli la storia temporale del moto sismico, espressa in termini di velocità, simulando le deformabilità del *bedrock* mediante l'interposizione di opportuni smorzatori viscosi (Joyner e Chen 1975). In questa fase le condizioni sui contorni laterali (esclusi i piani di simmetria) limitano la riflessione delle onde sismiche attraverso ulteriori smorzatori viscosi, oppure mediante vincoli periodici. La Figura 2(b) mostra gli spettri elastici di risposta degli accelerogrammi utilizzati nelle analisi, relativi a un rapporto di smorzamento del 5 %. Tutte le analisi hanno richiesto un notevole onere computazionale e sono state rese possibili dall'uso del calcolo in parallelo (OpenSeesSP, McKenna e Fenves 2007) e dalle risorse di calcolo del Texas Advanced Computing Center (Rathje et. al 2017), che qui si ringrazia.

### 3. Comportamento longitudinale

La Figura 2(c) mostra un esempio delle sollecitazioni calcolate nelle analisi rappresentando, per una stessa azione sismica, la storia temporale del momento flettente calcolato al contatto tra spalla e impalcato e le massime sollecitazioni flessionali calcolate nei quattro dei sette pali di fondazione (le rimanenti sollecitazioni si ricavano in questo caso per simmetria). I risultati mostrano che gli incrementi delle sollecitazioni prodotte dalle azioni sismiche nel nodo di collegamento integrale tra spalla e impalcato sono molto importanti, raggiungendo circa il doppio del valore ottenuto al termine della costruzione. Tra i pali di fondazione, il palo più esterno (il n. 4) risulta quello maggiormente caricato. Tuttavia, considerando le sole azioni sismiche longitudinali, le discrepanze tra i due modelli di Figura 2(a) risultano piuttosto contenute, giustificando l'uso del secondo modello (2D equivalente) ai fini di uno studio parametrico.

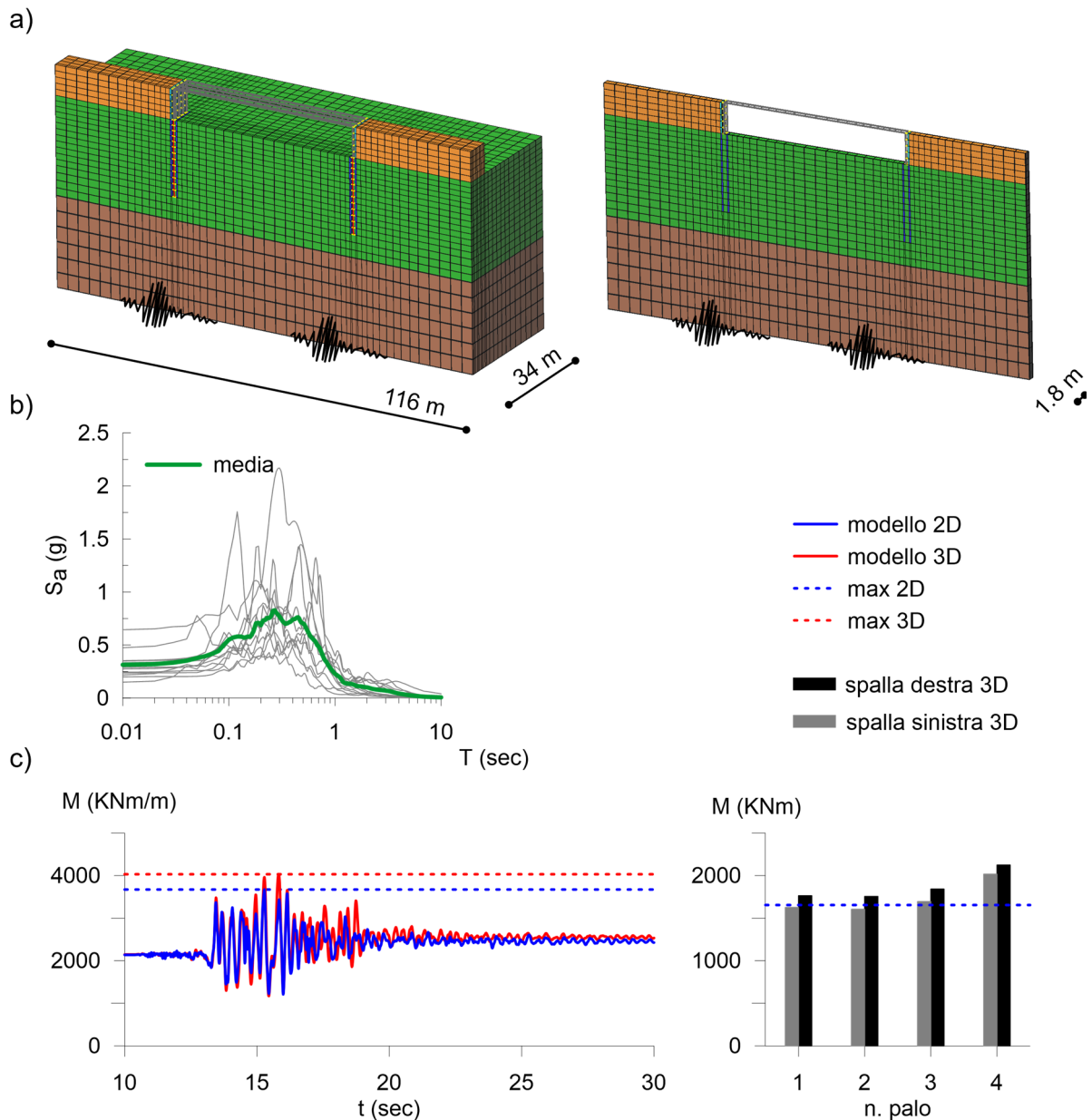


Fig 2. (a) modelli per lo studio del comportamento sismico indotto dalle azioni longitudinali: 3D e 2D equivalente; (b) azioni sismiche applicate alla base dei modelli; (c) esempio di andamento temporale delle sollecitazioni flessionali al contatto fra spalla e impalcato e massime sollecitazioni flessionali nei pali di fondazione.

I risultati ottenuti dalle analisi nella direzione longitudinale si prestano a un'interpretazione semplificata che utilizza gli strumenti dall'analisi statica non lineare. Poiché essa non richiede lo sviluppo di analisi dinamiche, può risultare utile nella progettazione di questa tipologia di opere. Il metodo prende spunto dai risultati di un'analisi modale dei modelli di Figura 2(a), condotta assegnando ai terreni la rigidezza a piccole deformazioni. Tra i modi significativi ottenuti si segnalano quelli rappresentati in Figura 3(a), denominati per semplicità come modo n.1 e n.2 (il secondo in realtà è un modo superiore). Questi modi risultano sistematicamente associati alle massime sollecitazioni nelle zone più significative del sistema, cioè al contatto tra spalla e impalcato e alla testa dei pali di fondazione.

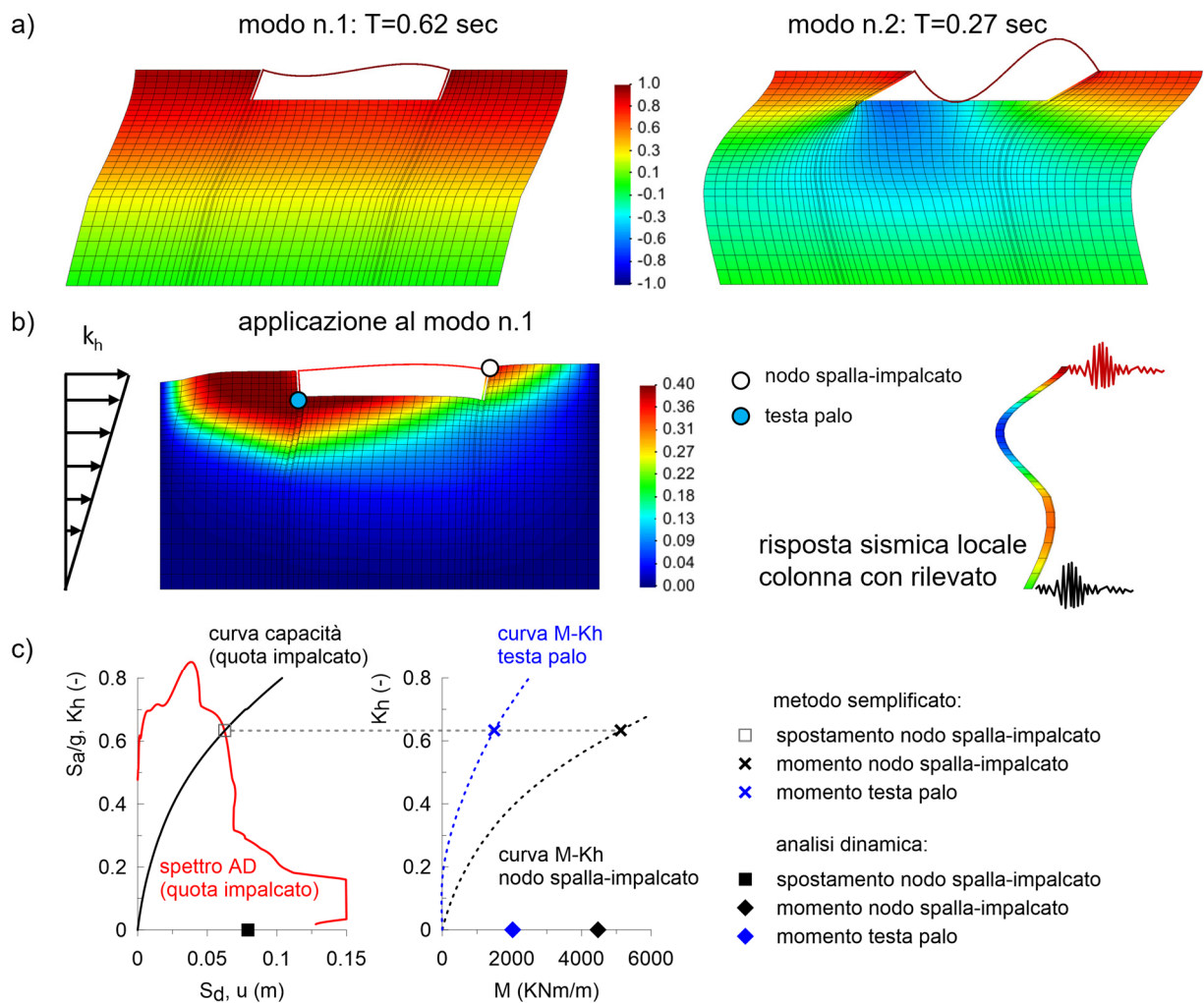


Fig 3. (a) deformate modali significative in direzione longitudinale; (b) analisi statica non lineare e risposta sismica locale della colonna contenente il rilevato; (c) schema interpretativo della risposta sismica longitudinale.

Sulla base di queste deformate modali sono state definite le procedure per svolgere un'analisi statica non lineare del sistema: nella prima modalità il dominio di calcolo viene sollecitato con una distribuzione lineare di azioni orizzontali, assunte proporzionali a un coefficiente sismico  $k_h$  che varia linearmente fra la sommità e la base del modello stesso (Figura 3(b)). Nella seconda modalità, non rappresentata in figura, il coefficiente sismico varia linearmente tra la sommità del modello e la quota di base del rilevato. Utilizzando queste procedure si ottiene una curva di capacità del sistema, definita come relazione tra il valore di  $k_h$  alla sommità del modello e il corrispondente spostamento orizzontale della testa della spalla. Una di queste curve di capacità, ottenuta con la modalità corrispondente al modo n.2, è diagrammata in Figura 3(c), che mostra anche la relazione ottenuta tra  $k_h$  e le sollecitazioni flessionali nei due punti di controllo.

Nel metodo la domanda sismica è invece rappresentata dallo spettro elastico di risposta calcolato in una

analisi di risposta sismica monodimensionale, su una colonna di altezza pari a quella del modello (Figura 3(b)). In un'applicazione progettuale quest'azione può essere sostituita dallo spettro elastico a probabilità uniforme modificato per effetti di sito. Lo spettro viene rappresentato nel piano accelerazione-spostamento sovrapponendolo alla curva di capacità, e il punto di funzionamento (*performance point*) viene ottenuto dopo opportune iterazioni sul rapporto di smorzamento, il quale a sua volta viene ricavato applicando alla curva di capacità la regola di scarico e ricarica di Masing. L'ascissa del punto di funzionamento rappresenta il massimo spostamento istantaneo del sistema (rispetto alla base del modello), mentre la massima sollecitazione nei punti di controllo si ottiene in corrispondenza dell'ordinata del punto di funzionamento, come mostrato in Figura 3(c). La stessa figura indica che i risultati ottenuti da quest'analisi sono in ottimo accordo con i valori massimi dello spostamento e delle sollecitazioni ottenuti dalle analisi dinamiche.

#### 4. Effetti delle azioni trasversali

La Figura 4(a) mostra un diverso modello numerico relativo allo stesso caso di studio, che diversamente dai modelli precedenti riproduce in modo completo la geometria tridimensionale del sistema. Questo modello è stato impiegato per studiare l'effetto della componente trasversale del moto sismico, in analisi in cui questa sia applicata separatamente o congiuntamente alla componente longitudinale.

In Figura 4(b) è rappresentato un importante effetto della componente trasversale del moto, che consiste nel produrre variazioni cicliche della componente assiale delle sollecitazioni nei pali periferici per effetto del meccanismo di *tira e spingi*. Al contrario le sollecitazioni flessionali e di taglio sui pali, qui non riportate per brevità, si distribuiscono in maniera più uniforme su tutti i pali. Tuttavia, tutti questi effetti appaiono sostanzialmente disaccoppiati da quelli derivanti dalla componente longitudinale del moto (il moto nella sola direzione Y produce effetti analoghi a quelli del moto applicato contemporaneamente nelle direzioni X e Y) e inducono quindi a considerare questi effetti come sommabili a quelli precedentemente ottenuti attraverso il metodo semplificato. Nell'attuale fase della ricerca si sta perciò mettendo a punto un'estensione del metodo semplificato che consenta di valutare in maniera speditiva questi effetti aggiuntivi. La Figura 4(c) mostra uno degli schemi in corso di validazione, nel quale le sollecitazioni aggiuntive nei pali di fondazione derivano sia da effetti inerziali trasmessi dall'impalcato, sia da azioni inerziali prodotte dalla massa della spalla e da quella di una porzione di rilevato che partecipa al moto. Questi effetti sono valutati assumendo che le masse di questi elementi siano eccitate dall'accelerazione spettrale ricavabile da una analisi di risposta sismica monodimensionale e letta in corrispondenza del periodo associato al modo più significativo. Successivamente gli incrementi delle sollecitazioni nei pali possono essere calcolati attraverso semplici considerazioni di equilibrio. Si tratta un metodo ancora in via di sviluppo che in una prima applicazione sembra fornire risultati in discreto accordo con quelli derivanti dalle analisi dinamiche.

#### 5. Conclusioni

La ricerca in corso si propone una migliore comprensione del comportamento sismico di una particolare tipologia di ponti integrali. Questo obiettivo viene raggiunto non soltanto attraverso lo svolgimento di analisi numeriche su sofisticati modelli numerici tridimensionali, ma anche mediante la ricerca di metodi semplificati che consentano una soddisfacente interpretazione qualitativa e quantitativa dei risultati ottenuti su questi modelli. A loro volta gli strumenti interpretativi semplificati, opportunamente validati e generalizzati, si prestano ad essere utilizzati direttamente nella pratica progettuale.

Nel caso in esame, si ritiene che la progettazione statica del sistema in esame, che risulta fortemente influenzata dalla scelta delle fasi costruttive, non possa che essere svolta mediante un opportuno modello statico di interazione terreno-struttura. Con l'approccio brevemente descritto in questa nota, lo stesso modello di interazione può essere utilizzato per ricavare le sollecitazioni negli elementi strutturali e i massimi spostamenti del sistema passando per una successione di analisi statiche incrementalì. Si tratta

di una procedura semplice e immediata, che ha il pregio di mantenere, attraverso gli strumenti dell'analisi statica non lineare, un chiaro legame con la risposta dinamica del sistema.

Per le componenti longitudinali del moto, il metodo è stato sviluppato in maniera completa e produce risultati soddisfacenti. Gli effetti della componente trasversale a completamento della procedura sono invece allo stato attuale in una fase avanzata di interpretazione e validazione.

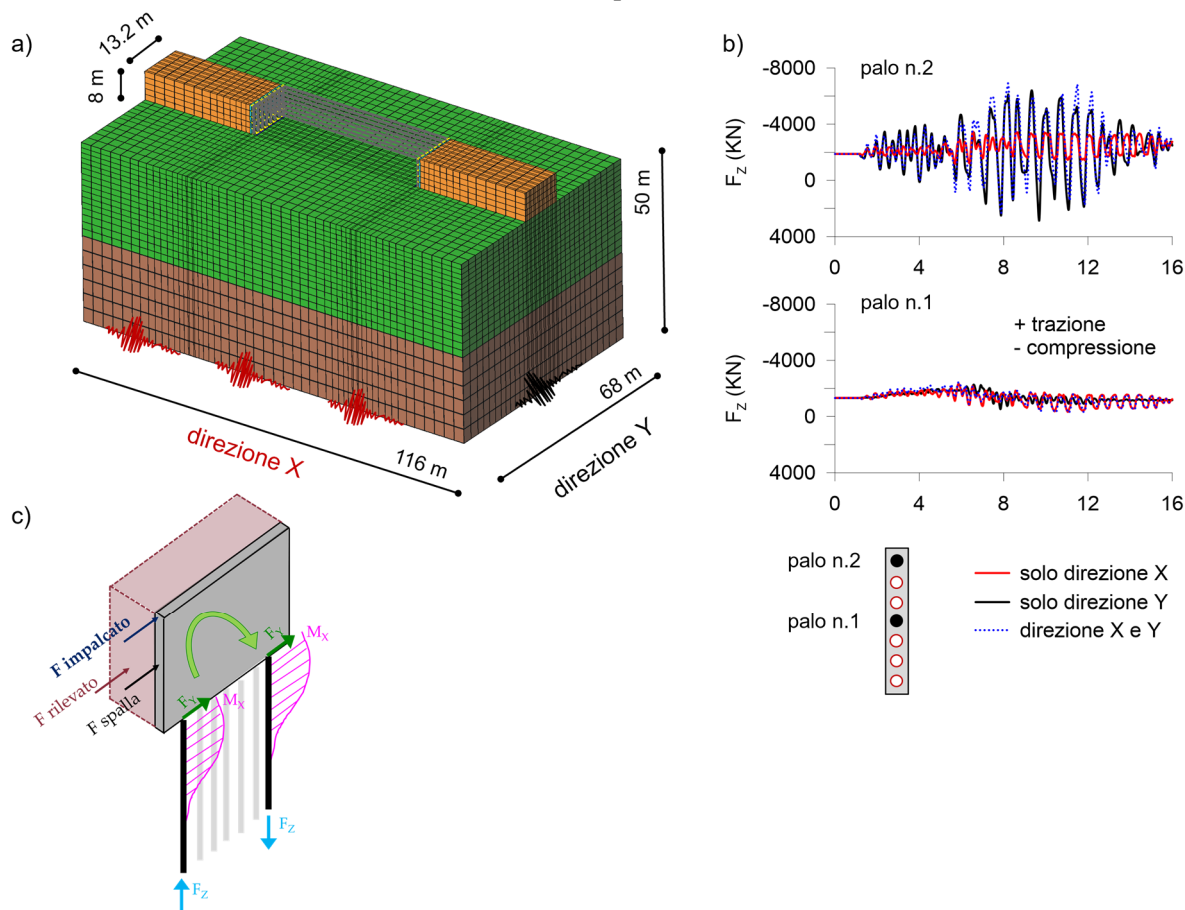


Fig 4. (a) modello tridimensionale completo (b) effetti della componente trasversale del moto; (c) schema interpretativo degli effetti trasversali.

## Bibliografia

- Ferretti Torricelli L., Marchiondelli, A. (2014). "The Gatteo integral highway overpass". In: Bridge Maintenance, Safety, Management and Life Extension", 2221-2228.
- Joyner W. B., Chen A.T. F. (1975). "Calculation of nonlinear ground response in earthquakes". Bulletin of the Seismological Society of America 1975; 65 (5): 1315-1336
- McKenna F., Fenves G.L. (2008). "Using the OpenSees interpreter on parallel computers". Network for earthquake engineering Simulations. Berkeley, CA
- McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L. (2010). "Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition." Journal of Computing in Civil Engineering, 24(1):95-107.
- Rathje, E., Dawson, C. Padgett, J.E., Pinelli, J.-P., Stanzione, D., Adair, A., Arduino, P., Brandenburg, S.J., Cockerill, T., Dey, C., Esteva, M., Haan, Jr., F.L., Hanlon, M., Kareem, A., Lowes, L., Mock, S., Mosqueda, G. (2017). "DesignSafe: A New Cyberinfrastructure for Natural Hazards Engineering," ASCE Natural Hazards Review.
- Wasserman E.P., Walker, J.H. (1996). "Integral abutments for steel bridges". In: Highway Structures Design Handbook, Tennessee Department of Transportation for the American Iron and Steel Institute. Vol. II. Chap. 5
- Yang Z., Elgamal A., Parra E. (2003). "Computational model for cyclic mobility and associated shear deformation". J Geotech Geoenviron Eng, 129 (12):1119-27.