

MODELLAZIONE DI FONDAZIONI A CASSONE PER LA VALUTAZIONE E ADEGUAMENTO SISMICO DEI PONTI ESISTENTI

Giovanni Lanzano, Mariella Mancini, Giovanni Fabbrocino, Filippo Santucci del Magistris
*Università degli studi del Molise – Dipartimento SAVA
Laboratorio di Dinamica Strutturale e Geotecnica StreGa*
giovanni.lanzano@unimol.it, mariella.mancini@unimol.it, giovanni.fabbrocino@unimol.it,
filippo.santucci@unimol.it.

Sommario

Nella pratica costruttiva è stato frequente l'impiego di cassoni di grande diametro come fondazioni di pile da ponti o per grandi strutture offshore. Per quanto concerne i ponti, fondazioni di questa tipologia sono state generalmente utilizzate per raggiungere gli strati di terreno profondi e quindi più resistenti, e, per la loro forma massiccia, per limitare movimenti franosi in prossimità della struttura. Fondazioni di questo tipo sono molto frequenti per le opere d'arte infrastrutturali esistenti. E' questo il motivo per cui l'analisi del comportamento sismico, a livello strutturale e geotecnico, di fondazioni a cassone risulta un obiettivo molto importante nell'ottica della valutazione della vulnerabilità sismica del patrimonio esistente. La progettazione ordinaria delle fondazioni a cassone si basa su analisi pseudostatiche per la valutazione del carico limite laterale ultimo. Partendo dalla caratterizzazione geotecnica e strutturale di un cassone esistente, è stato implementato un modello FEM, in maniera da poter comparare le risultanze delle analisi numeriche con quelle derivanti da metodologie di progettazione disponibili in letteratura.

Introduzione

Le fondazioni a cassone sono generalmente utilizzate, per la loro conformazione massiccia, nelle strutture per quali, a causa della tipologia della sovrastruttura, si attendono elevati carichi laterali. Sono infatti ricorrenti come fondazioni di pile e spalle nei ponti, o di edifici a torre. Dal punto di vista del trasferimento dei carichi in elevazione agli strati di terreno più profondi e resistenti, i cassoni possono essere considerate come un tipologia di fondazione intermedia tra le fondazioni superficiali e quelle profonde. Nel caso di ponti e viadotti, sono frequentemente utilizzate nei casi in cui la struttura insiste o in zone ad alta sismicità, o in prossimità di frane attive, oppure nel caso di viadotti offshore, quando si attendono elevati valori di sollecitazioni legati alle azioni idrauliche o del vento.

Generalmente le fondazioni a cassone possono essere in calcestruzzo o in muratura, con sezioni circolari, o rettangolari o ellittiche in maniera da garantire maggiore rigidità in direzione trasversale.

Metodologie progettuali

Gli Eurocodici (EN-98) e la normativa italiana (NTC 2008), relativi alla progettazione e la verifica dei ponti e delle opere geotecniche, non contengono riferimenti specifici per la progettazione delle fondazioni a cassone.

Il comportamento delle fondazioni da ponte in condizioni sismiche, può essere valutato seguendo diverse metodologie di letteratura, ciascuna con un diverso grado di accuratezza (Mylonakis et al. 2006). Tuttavia, non tutte contemplano esplicitamente le fondazioni a cassone. Per questo motivo, spesso, metodologie sviluppate per la soluzione di fondazioni superficiali (rigide) o di pali (deformabili) sono state adattate alla soluzione di problemi

inerenti ai cassoni.

Gazetas (1991) ha implementato espressioni semi-analitiche e diagrammi per la determinazione di rigidità e smorzamento di fondazioni rigide di forma qualsiasi in terreno omogeneo variamente caricate. Gerolymos (2006a, b, c), ha focalizzato l'attenzione sui cassoni, sviluppando un modello alla Winkler che contempla la resistenza ultima orizzontale di suoli coesivi.

La valutazione del carico limite è tuttora basata su formulazioni 'tradizionali' basate su semplici ipotesi circa la geometria del cassone e l'interazione terreno/struttura. Nel paragrafo successivo si riporta la soluzione in forma chiusa del calcolo del carico limite ultimo orizzontale, ottenuta secondo la teoria di Frohlich (1936).

Stato limite di equilibrio

Il calcolo del carico limite orizzontale del cassone si basa sulle teorie dell'equilibrio limite del cassone stesso all'interno del terreno. Si suppone un comportamento del cassone di tipo rigido, e l'iterazione terreno/struttura viene portata in conto attraverso le sole equazioni di equilibrio. Lo schema di carico (Figura 1) è costituito da una forza orizzontale applicata in sommità della pila. Frohlich (1936), ipotizza una distribuzione parabolica delle pressioni nette lungo le pareti del cassone. Assumendo che il centro di rotazione sia interno al cassone stesso, si ha:

$$\sigma_x = \pm \left(\sigma_p \frac{x}{t} - (\sigma_p - \sigma_2) \frac{x^2}{t^2} \right) \quad (1)$$

Dove:

$$k_2 \gamma = \frac{1}{2} \left(k_p \gamma - \frac{6(H + fV)}{at^2} \right) \quad (2)$$

Nelle espressioni precedenti, le variabili H e V sono le forze agenti sul cassone (peso del cassone, della pila, e sovraccarichi), h è il braccio di trasporto della forza H dalla sommità della pila alla sommità del cassone, t è il peso del cassone, a la larghezza della base del cassone, k_p il coefficiente di spinta passiva, $f = \tan \delta$ la tangente dell'angolo di attrito dell'interfaccia terreno/cassone.

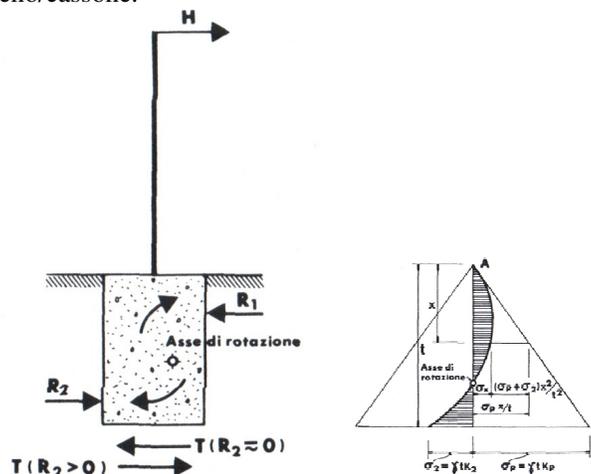


Figura 1. Schema di carico e distribuzione delle pressioni orizzontali netta lungo le pareti del cassone (Cestelli Guidi 1991).

Analisi pseudo-statiche

Analisi sismiche di sistemi geotecnici vengono comunemente effettuate mediante formulazioni pseudo-statiche, nelle quali si portano in conto gli effetti dell'interazione terreno-struttura modellando l'azione sismica come una forza statica equivalente.

Si riportano in seguito i risultati delle analisi effettuate per la determinazione del carico limite ultimo orizzontale del cassone, valutato con l'obiettivo di determinare la forza orizzontale massima applicabile alla sommità del cassone come forza statica equivalente.

Il modello di calcolo si basa sulle caratteristiche strutturali e geologiche di sito di un cassone, posto a fondazione di una pila di un viadotto collocato nell'ambito della viabilità della Regione Molise di competenza Anas. Il sito, geologicamente e morfologicamente si presenta complesso ed eterogeneo, tuttavia, l'azione sismica attesa risulta di entità moderata (Caccavale et al. 2010). Il cassone è di forma cilindrica, con diametro di base $D_e = 14,00$ m, e diametro del tronco $D_i = 12,40$ m. L'altezza globale della struttura è pari a 16,00 m. In Figura 2 si riporta uno stralcio della documentazione originale progetto della fondazione. Nella modellazione agli elementi finiti il cassone viene considerato con diametro costante, e pari al diametro del tronco D_i . La pila sovrastante ha altezza pari a 30,00 m.

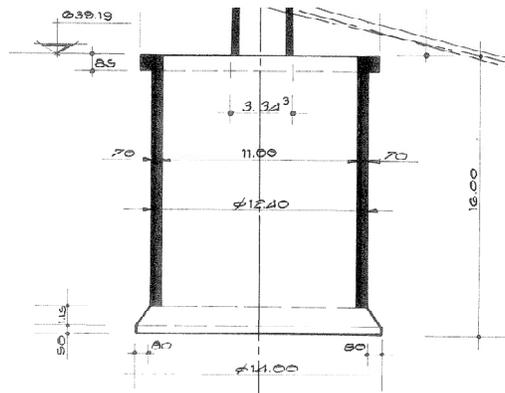


Figura 2: Stralcio della documentazione originale di progetto del cassone

Modellazione 2D agli elementi finiti

La modellazione agli elementi finiti del cassone è stata effettuata mediante l'utilizzo del codice di calcolo Plaxis 8.0 (Brinkgreve 2002). Il modello è stato implementato in condizioni di deformazioni piane. La geometria del modello numerico è riportata in Figura 3. Il dominio di intorno del cassone non è simmetrico a causa della non simmetria del carico e del volume di rottura del terreno.

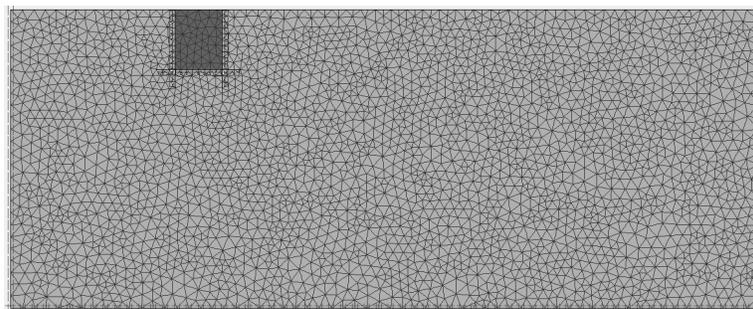


Figura 3. Modello FEM del cassone

Il comportamento del sottosuolo è stato assunto puramente attritivo. Non è stata considerata la presenza di falda, per cui l'analisi è stata condotta in condizioni di pressioni totali/efficaci. Per

il controllo dell'eventuale rottura del terreno dovuta all'azione orizzontale, è stato adottato il modello di Mohr-Coulomb. Nella Tabella 1 si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati nell'analisi, considerando il cassone in calcestruzzo, con legame costitutivo elastico lineare.

Parametro		Suolo	Fondazione
γ	(kN/m ³)	19	14,78
E	(kN/m ²)	14600	30000000
v	(-)	0,3	0,3
ϕ	(°)	31,5	-

Tabella 1. Proprietà dei materiali utilizzati nell'analisi.

Per quanto riguarda il peso dell'unità di volume, questo è stato modificato per portare in conto la differenza di comportamento tra la modellazione bidimensionale ed il comportamento della struttura tridimensionale reale.

Partendo dal peso reale del cassone, pari a $W=3,7 \times 10^4$ kN, e considerando che il cassone è stato modellato nel dominio di calcolo bidimensionale come un parallelepipedo con base quadrata di lato $B=12,5$ m ed altezza $H=16,0$ m, per ottenere lo stesso peso nel modello 2D è stata valutata la differenza tra il volume del cilindro e quella del parallelepipedo, determinando così una riduzione del peso dell'unità di volume per il modello FEM a $\gamma_f = 14,78$ kN/m³.

Inizialmente è stato considerato un rapporto tra l'attrito all'interfaccia cassone/terreno, δ , e l'attrito del terreno, ϕ pari a $\delta/\phi=0,1$ (interfaccia liscia).

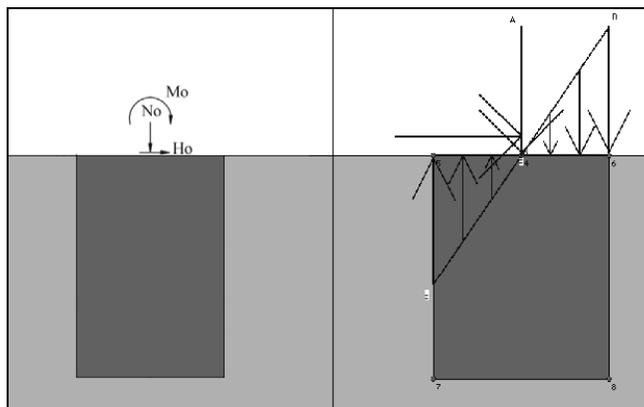


Figura 4. Sistema di forze applicate al cassone

Il modello del cassone è stato sottoposto allo schema di carico riportato in Figura 4. In dettaglio, è stato considerato un carico verticale N_0 pari al peso dell'impalcato, della pila e dei sovraccarichi, una forza orizzontale $H_0=H_u$, che rappresenta la capacità di carico laterale del cassone, ed un momento flettente M_0 , dato dalla forza orizzontale H_0 per il braccio h dovuto al trasporto della forza dalla sommità della pila alla sommità del cassone (coincidente quindi con l'altezza della pila). Le forze orizzontali e verticali sono state applicate come carico concentrato, il momento flettente come distribuzione lineare sulla sommità del cassone.

L'ipotesi semplificata di dipendenza lineare del momento flettente applicato dal carico orizzontale implica che si faccia l'assunzione che la pila sia tozza, nel senso che essa è caratterizzata da una risposta strutturale nella quale i momenti flettenti del secondo ordine dovuti alle deformazioni sia del tutto trascurabile.

I risultati delle analisi sono mostrati in termini di tensioni normali alla parete laterale del

cassone (Figura 5). I valori di tensione ottenuti sono stati poi confrontati con i risultati derivanti dall'applicazione delle teorie di Rankine, nell'ipotesi di attrito terreno-struttura nullo. Nella parte superiore del cassone, le tensioni orizzontali corrispondono a quelle derivanti dalle soluzioni in forma chiusa della spinta sulle terre. Essendo il centro di rotazione interno al cassone, la contro-rotazione della parte inferiore del cassone (tra il centro di rotazione ed il fondo), causa un incremento delle tensioni orizzontali sul lato destro e d una riduzione sul lato sinistro del cassone. I grafici delle tensioni normali orizzontali sui lati destro, sinistro ,e netto sono riportati in Figura 5, confrontati con le soluzioni analitiche. I risultati numerici ed analitici dimostrano una buona sovrapposizione dei diagrammi: il punto di inversione è ad altezze paragonabili nelle due distribuzioni, per cui è indice di uguaglianza del cinematico di rottura.

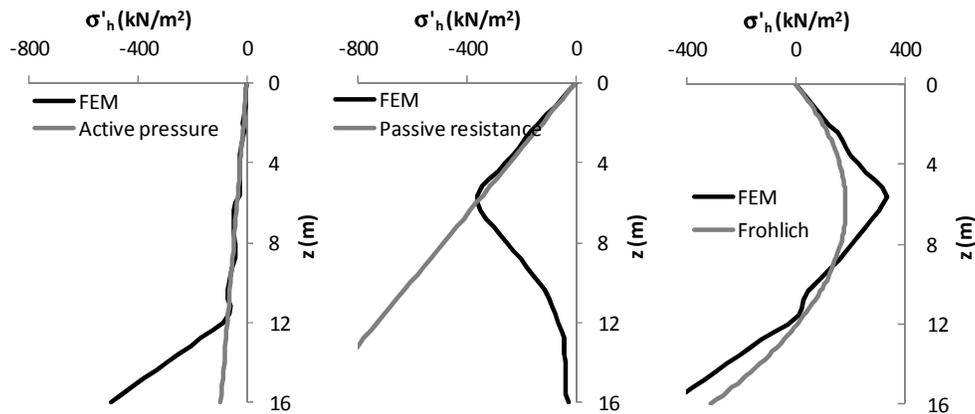


Figura 5. Distribuzione delle pressioni orizzontali lungo il cassone: sinistra, destra e diagramma netto.

Partendo dal caso iniziale, è stata effettuata un'analisi parametrica modificando la geometria del cassone. Sono state preparate sette diverse geometrie, partendo da un valore costante della base del cassone e modificando la sua altezza al fine di ottenere diversi rapporti di snellezza ($\lambda=H/D=0,5; 0,75; 1; 1,25; 1,5; 2; 3$). Questo intervallo di valori del rapporto λ comprende le tipologie costruttive dai cassoni tozzi (basso λ) a quelli snelli (alto λ). Infatti, le fondazioni a cassone costituiscono un ideale passaggio dalle fondazioni superficiali (cassoni tozzi) a quelle su pali (cassone snello = palo singolo di grande diametro). In figura 6, si riportano i diagrammi netti delle pressioni orizzontali σ'_h per tutti in modelli, in funzione del rapporto adimensionale z/H .

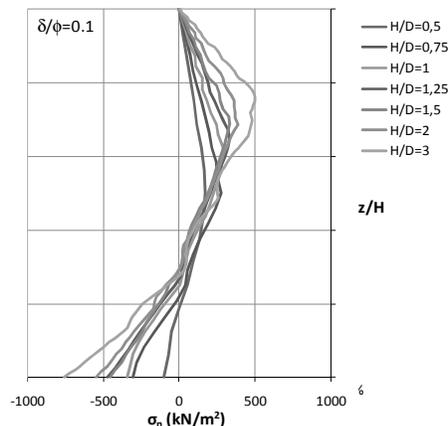


Figura 6. Andamento delle pressioni orizzontali nette al variare del rapporto λ .

Il valore massimo della pressione orizzontale netta si incrementa all'aumentare della snellezza λ , a causa dell'aumento del carico di rottura orizzontale. Il centro di rotazione cambia con λ , mostrando un innalzamento con l'incremento della snellezza. La posizione del centro, in tutti i casi, è contenuta in una fascia compresa tra il fondo del cassone e una quota del intervallo fra il 72÷81% dell'altezza totale.

Conclusioni

Il lavoro descrive brevemente la modellazione agli elementi finiti di una fondazione a cassone esistente, frequentemente utilizzata per le fondazioni di pile da ponte, e, più in generale, di strutture soggette ad elevati valori di azioni orizzontali. Partendo da una modellazione bidimensionale FEM della struttura, sono state effettuate analisi di natura pseudo statica, per diversi valori di snellezza λ , nell'ipotesi che l'angolo di attrito del terreno sia paria circa il 10% dell'angolo di attrito tra terreno e struttura. I risultati delle analisi numeriche hanno mostrato una buona corrispondenza con le soluzioni analitiche in forma chiusa secondo le teorie di Rankine e di Frolich in termini di tensioni normali alla parete del cassone e altezza del centro di rotazione.

Sviluppi futuri in merito consisteranno nell'estensione della modellazione ad analisi pseudo statiche tridimensionali, in modo da poter contemplare gli effetti dell'interazione cinematica tra il suolo e la struttura.

Ringraziamenti

Il presente studio è stato sviluppato nell'ambito della collaborazione tra il Laboratorio Strega dell'Università del Molise e il Compartimento per la Viabilità del Molise dell'Anas S.p.A. in materia di valutazione e mitigazione del rischio sismico del patrimonio infrastrutturale. Responsabile Scientifico Prof. Ing. Giovanni Fabbrocino.

Bibliografia

- Brinkgreve R.B.J., (2002). Plaxis 2D version8. A.A. Balkema Publisher, Lisse.
- Caccavale M., Convertito V., Mancini M., Fabbrocino G., (2010). *Seismic hazard disaggregation in the Molise region, Italy: the case study of Campobasso*, 14 ECEE 30 Agosto- 3 Settembre 2010, Ohrid, Macedonia
- Cestelli Guidi, C. (1991). *Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni*, Hoepli, Milan, 1991 (in Italian).
- EN 1998-1 (2003), Eurocode 8: Design of structure for earthquake resistance., Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. CEN European Committee for Standardisation, Bruxelles, Belgium.
- Frohlich, X. (1936). *Beitrag fur Berechnung von Mastfundamenten*, Ernest, Berlin (in German).
- Gazetas, G. (1991). *Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations*, J Geotech Eng ASCE ;117(9):1363–81.
- Gerolymos, N. Gazetas, G. (2006). *Winkler model for lateral response of rigid caisson foundation in linear soil*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 347-361.
- Gerolymos, N. Gazetas, G. (2006). *Development of Winkler model for static and dynamic response of caisson foundations with soil and interface nonlinearities*. Soil Dyn Earthq Eng.
- Gerolymos, N. Gazetas, G. (2006). *Static and dynamic response of massive caisson foundations with soil and interface nonlinearities—validation and results*. Soil Dyn Earthq Eng.
- Mylonakis G. Nikolau S. Gazetas G. (2006). *Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26, 824–853.
- NTC, 2008 norme tecniche costruzioni ITA (in Italian).