

PROGETTAZIONE SISMICA PRESTAZIONALE DI SPALLE DA PONTE CON FONDAZIONI PROFONDE

Luigi Callisto e Sebastiano Rampello
Università di Roma La Sapienza
luigi.callisto@uniroma1.it
sebastiano.rampello@uniroma1.it

Sommario

In questa nota si illustra un metodo per la valutazione della prestazione sismica di spalle da ponte fondate su pali, ammettendo che in corrispondenza di un evento sismico raro, e perciò molto intenso, possa essere raggiunta la resistenza flessionale dei pali di fondazione. Il terreno e gli elementi strutturali sono assimilati a mezzi elastici-perfettamente plastici. Il metodo fornisce i valori del coefficiente sismico critico e la geometria del meccanismo plastico attivato nella fase intensa del sisma. Il metodo è presentato in forma adimensionale, e i risultati hanno perciò un carattere generale.

Introduzione

I criteri di gerarchia delle resistenze comunemente impiegati nel dimensionamento sismico delle strutture implicano che nel corso di un evento severo la resistenza di alcune membrature possa essere completamente mobilitata. Per strutture in calcestruzzo armato con fondazioni profonde, si ammette in genere la plasticizzazione dei pilastri al contatto con la struttura di collegamento dei pali. In questo modo, considerando la struttura di collegamento caricata dalle resistenze dei pilastri, si può evitare il raggiungimento della resistenza flessionale nei pali di fondazione.

Questo criterio, derivante principalmente dalla difficoltà di scorgere e riparare un danno nelle strutture immerse nel terreno, trova però un limite nella progettazione sismica di opere dotate di elevate resistenze nella parte in elevazione. Per esempio, per le convenzionali spalle chiuse di ponti o viadotti, la resistenza flessionale della struttura in elevazione è così grande da rendere impraticabile il criterio appena descritto. Si finisce così per prevedere che l'intera struttura rimanga in campo elastico, con notevoli implicazioni sul costo dell'opera.

Si osservi che un danno prodotto in una spalla da ponte può avere conseguenze sulla funzionalità di eventuali isolatori sismici, e deve quindi essere valutato con l'azione sismica corrispondente allo Stato Limite di Collasso.

Un'alternativa consisterebbe nell'ammettere che, almeno in occasione di eventi sismici molto poco probabili, come quelli associati allo Stato Limite di Collasso, possa mobilitarsi completamente la resistenza flessionale dei pali di fondazione. Mancano però criteri di dimensionamento affidabili, che consentano di valutare da un lato i danni procurati dall'evento sismico, e dall'altro la domanda di duttilità richiesta per evitare significative degradazioni della resistenza nei pali.

Nei casi in cui si preveda il raggiungimento delle resistenze delle membrature, le analisi delle opere possono essere condotte essenzialmente in due modi:

- con metodi di analisi convenzionali, modificando le azioni sulla base di opportuni criteri di equivalenza;

- con analisi non lineari al passo.

In questa nota si espone brevemente un metodo basato su analisi non lineari al passo, che prevede tre fasi successive:

1. valutazione dell'accelerazione orizzontale critica a_c , in corrispondenza della quale si attiva il meccanismo plastico;
2. calcolo degli spostamenti derivanti dall'attivazione del meccanismo plastico;
3. valutazione della domanda di duttilità per i pali di fondazione.

Lo sviluppo del metodo è presentato in forma adimensionale, per consentire una immediata generalizzazione dei risultati ottenuti.

Definizione del problema

La Figura 1.a mostra una rappresentazione schematica del problema considerato: una struttura di sostegno di larghezza B e altezza H sostiene un rilevato; l'intera struttura, comprensiva del terreno che insiste sulla fondazione, può schematizzarsi con un solido rettangolare equivalente di lati B ed H , di peso dell'unità di volume $\gamma_{eq} = W/(BH)$ e con coordinate del baricentro $\alpha_w B$ e $\beta_w H$. La struttura è fondata su n file di pali disposti con interassi trasversale e longitudinale pari a s_T e s_L rispettivamente.

L'opera è soggetta alle seguenti azioni statiche:

- la spinta del terreno, calcolata con la teoria di Rankine;
- il peso proprio W ;
- una forza verticale Q trasmessa dall'impalcato a un punto di coordinate $(\alpha_Q B, \beta_Q H)$ prossimo alla testa.

Le azioni sismiche, valutate con riferimento alle sole azioni orizzontali, sono rappresentate dal coefficiente sismico k . In particolare si considerano le seguenti azioni sismiche:

- la risultante delle spinte del terrapieno $(S+\Delta S_E)$, valutata con la teoria di Mononobe-Okabe;
- le azioni inerziali sulla massa complessiva dell'opera $k W$, applicate nel baricentro;
- una forza sismica trasmessa dall'impalcato, pari a una frazione $k_Q = \zeta_Q k$ della forza verticale Q .

Per esempio, nel caso di un appoggio scorrevole il coefficiente ζ_Q assume valori prossimi a zero.

Il terreno a tergo dell'opera è puramente attritivo con angolo di resistenza al taglio ϕ_r . Per il terreno di fondazione si formulano due diverse ipotesi: terreno a grana grossa, condizioni drenate, con angolo di resistenza al taglio ϕ_i ; terreno a grana fine, in condizioni non drenate con resistenza non drenata C_u .

Il momento flettente di plasticizzazione del palo M_y è una funzione della forza assiale trasmessa istantaneamente dalla fondazione, ed è calcolato con l'approssimazione di Whitney (Park e Paulay 1975) in funzione della tensione di snervamento dell'acciaio f_y , della resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo f_c , della percentuale di armatura Ω e del copriferro c . Le forze orizzontali che producono il raggiungimento della resistenza nel complesso pali-terreno sono calcolate mediante la classica teoria di Broms (1964a, 1964b) nella quale si considera la dipendenza di M_y dalla forza assiale trasmessa a ciascun palo.

Il valore critico k_c del coefficiente sismico è quello che produce una risultante delle azioni orizzontali pari alla resistenza complessiva dei pali di fondazione nei confronti delle forze orizzontali, calcolata come somma delle singole resistenze moltiplicata per un coefficiente d'efficienza $\eta < 1$; nella procedura proposta k_c viene calcolato per via iterativa.

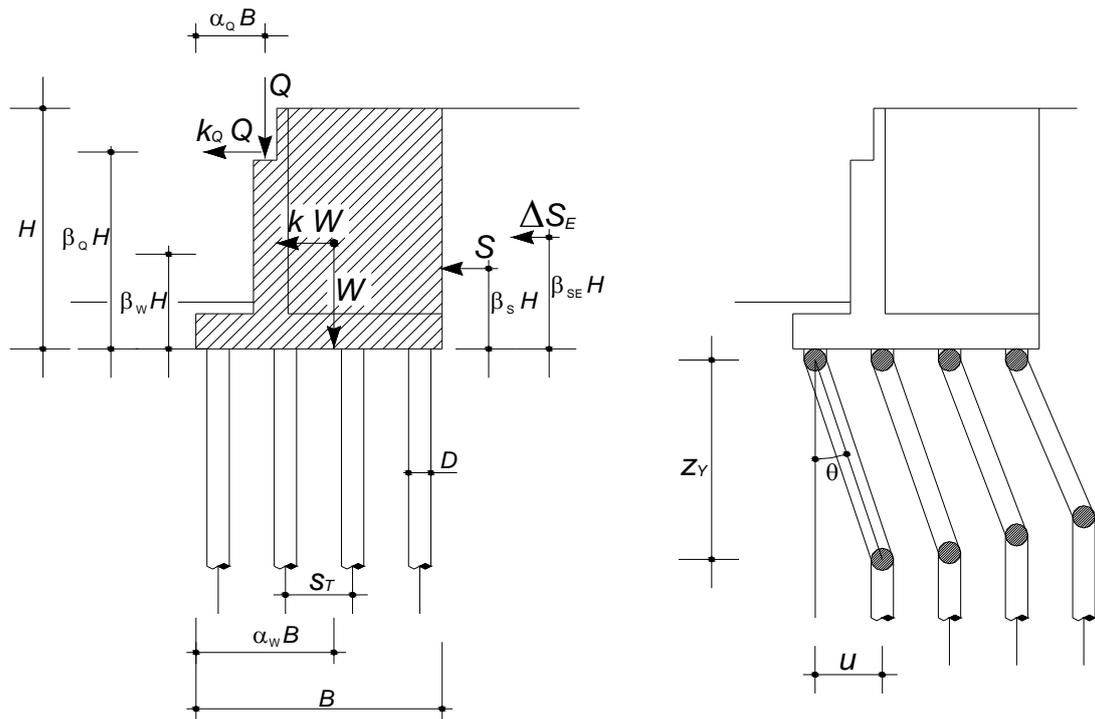


Figura 1. Geometria del problema, reticolo di calcolo, profilo della velocità delle onde di taglio e spettri di Fourier degli accelerogrammi.

Tabella 1. Gruppi adimensionali e valori utilizzati nello studio.

n	D/H	s_T/D	γ_{eq}/γ_t	$\frac{\gamma_{eq}H}{f_c}$	$\frac{f_c}{f_y}$	Ω	c/D
5	0.1	3	1	0.01	0.075	0.005	0.08
$\frac{Q}{\gamma_{eq}BH}$	k_Q/k	α_Q	β_Q	η	α_w	β_w	φ_r
0.701	0	0.2	0.8	0.75	0.5	0.5	30°

Con riferimento alla simbologia di Figura 1, possono formularsi le seguenti ipotesi semplificative:

- $B = (n-1) s_T + 2D$;
- $s_L = s_T$;
- $\beta_S = \beta_{SE} = 1/3$.

In questo caso l'analisi dimensionale mostra che il coefficiente sismico k_c può essere messo in relazione con i 16 gruppi adimensionali riportati in Tabella 1, più uno dei due gruppi seguenti, a seconda che il terreno di fondazione sia a grana fine o a grana grossa:

$$\frac{C_u}{\gamma_t D}; \quad \frac{\tan \varphi_t}{\tan \varphi_r}$$

Valutazione del danno

Nota il valore critico del coefficiente sismico, lo spostamento orizzontale permanente u indotto dall'attivazione del meccanismo di Figura 1.b durante un particolare evento sismico

può essere agevolmente calcolato utilizzando il metodo degli spostamenti, ad esempio nella formulazione proposta da Newmark (1965). In alternativa, esso può essere stimato utilizzando relazioni di letteratura, in funzione di alcuni parametri del moto sismico atteso (es. Rampello et al. 2010).

Noto lo spostamento u , la massima rotazione plastica θ nelle sezioni dei pali si valuta come:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{u}{z_{y-\min}} \right)$$

Dove $z_{y-\min}$ è la minima profondità della seconda cerniera plastica, che si verifica sempre nei pali della fila posteriore, soggetti alla minima forza assiale. La massima curvatura plastica ψ si trova dividendo θ per una dimensione caratteristica della cerniera plastica l_p , per la quale esistono diverse formulazioni empiriche (es. Mattock 1967). La domanda di duttilità, valutata come il rapporto fra la massima curvatura ψ e quella ψ_y che produce la plasticizzazione della sezione, rappresenta la domanda di duttilità χ , che deve essere confrontata con la capacità in duttilità della sezione stessa.

Applicazione a un caso di riferimento

I valori dei parametri adimensionali riportati in Tabella 1 si riferiscono al caso di studio di una spalla fondata su cinque file di pali. Il valore delle azioni verticali Q trasmesse alla testa della spalla è stato scelto in modo da produrre in condizioni statiche, nei pali più caricati, una tensione normale media σ_c pari al 20 % della resistenza cilindrica a compressione f_c . Infatti, per tali valori del rapporto σ_c/f_c la condizione ultima della sezione in calcestruzzo armato è controllata dallo snervamento dell'acciaio, e il comportamento della sezione stessa risulta relativamente duttile. In condizioni statiche, la spinta è stata valutata nelle condizioni a riposo utilizzando un coefficiente di spinta $K_0 = 1 - \sin \phi_r$ in quanto lo spostamento orizzontale è tipicamente insufficiente a mobilitare per intero la resistenza del terrapieno. Si sono studiati separatamente i casi di terreno di fondazione a grana fine e a grana grossa, valutando il coefficiente sismico critico k_c e la minima profondità adimensionale della cerniera plastica $z_{y-\min}/D$, in funzione della resistenza normalizzata del terreno: $C_u/\gamma_t D$ per i terreni a grana fine, $\tan \phi_t/\tan \phi_r$ per i terreni a grana grossa.

La Figura 2 mostra la variazione di k_c e del rapporto $z_{y-\min}/D$ in funzione delle summenzionate resistenze dei terreni di fondazione $C_u/\gamma_t D$ e $\tan \phi_t/\tan \phi_r$. In entrambi i casi il coefficiente sismico critico cresce e la profondità della cerniera plastica decresce all'aumentare della resistenza dei terreni di fondazione. Per i terreni granulari la variazione è all'incirca lineare, mentre per i terreni a grana fine k_c e $z_{y-\min}/D$ sembrano tendere a valori stazionari al crescere di $C_u/\gamma_t D$.

Per studiare l'effetto della geometria del gruppo di pali sul comportamento sismico della spalla le analisi sono state ripetute per diversi valori del numero di file n , mantenendo però costante il prodotto $nD/H = 0.5$, lasciando sostanzialmente invariato il rapporto fra la larghezza e l'altezza della spalla. Perciò, per fissate dimensioni della spalla, il diametro dei pali decresce al crescere del numero di file. Per ciascun valore di n il valore della forza verticale normalizzata $Q/(\gamma_{eq}BH)$ è stato modificato per mantenere costante il rapporto σ_c/f_c .

In Figura 3 sono rappresentati gli andamenti del coefficiente sismico critico k_c e della profondità normalizzata della cerniera plastica $z_{y-\min}/D$, in funzione del numero di file di pali e per fissati valori della resistenza normalizzata dei terreni di fondazione. A parità di resistenza, al crescere del numero di file di pali si osserva una significativa riduzione del coefficiente sismico critico, mentre la profondità della seconda cerniera plastica, normalizzata rispetto al

diametro dei pali, risulta meno variabile ($z_{y-min}/D = 3-6$). Ai fini della prestazione sismica dell'opera, appare perciò conveniente una soluzione progettuale con poche file di pali di grande diametro, rispetto a quella con molte file di pali con diametro inferiore.

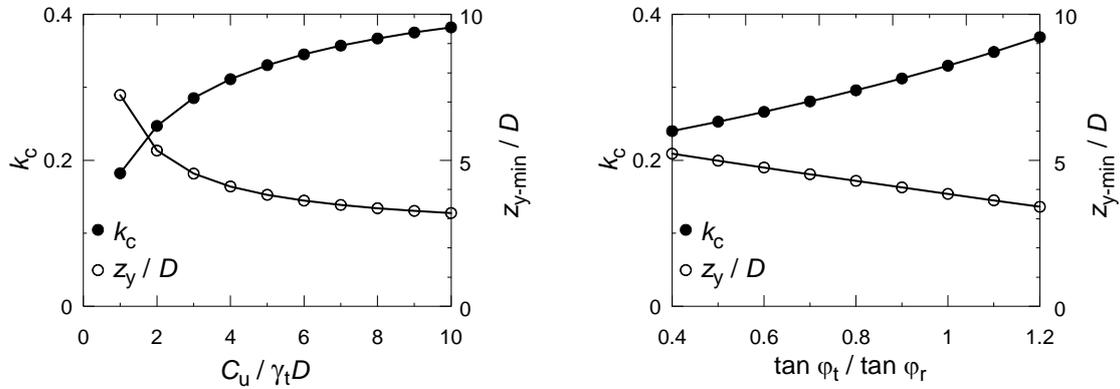


Figura 2. Caso di riferimento: andamento del coefficiente sismico critico k_c e della profondità normalizzata della seconda cerniera plastica, in funzione della resistenza normalizzata del terreno di fondazione.

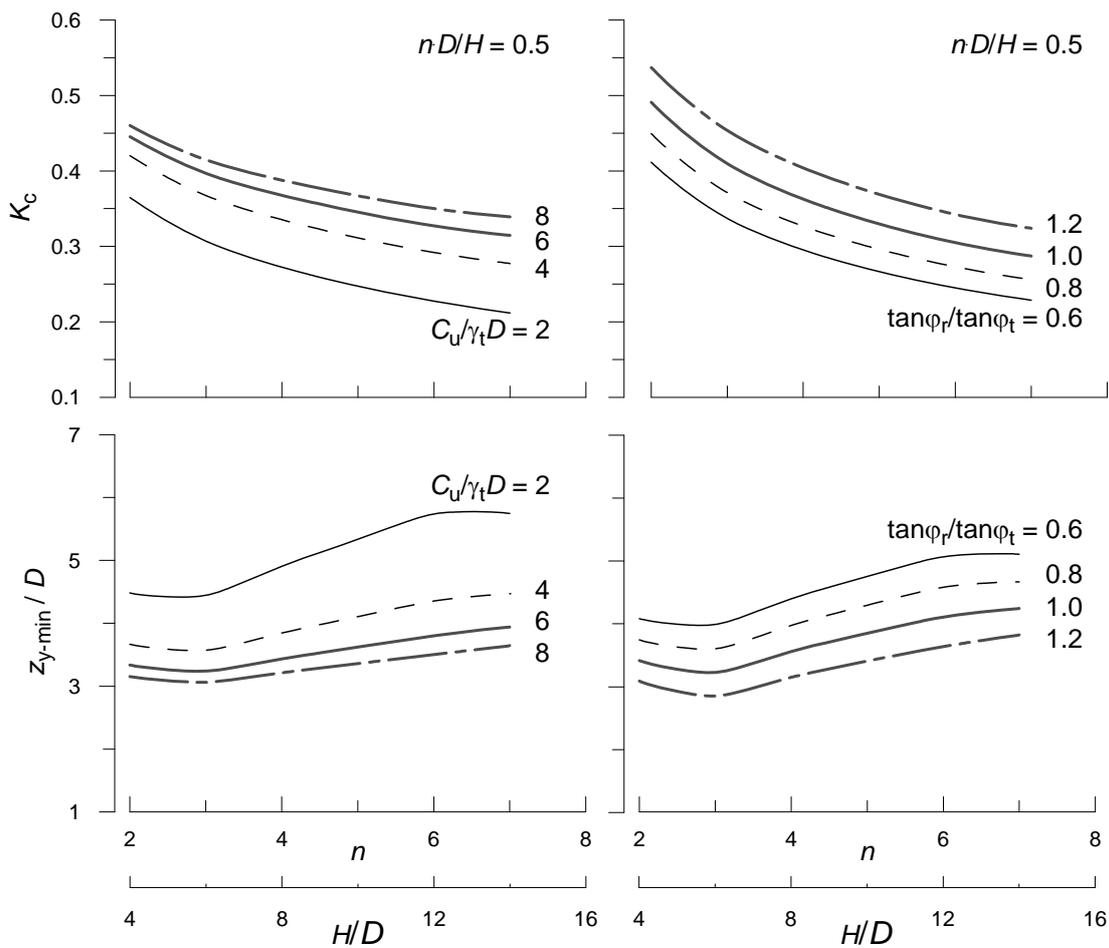


Figura 3. Effetto del numero di file di pali sul coefficiente sismico critico k_c e sulla profondità normalizzata della seconda cerniera plastica.

Ringraziamenti

L'attività di ricerca si è avvalsa dei finanziamenti del Dipartimento della Protezione Civile, nell'ambito del Progetto triennale ReLUIS/DPC 2010-2013 (Area tematica AT-2: innovazione normative e tecnologiche in ingegneria sismica – Linea 2.1: Aspetti nella progettazione sismica delle nuove costruzioni).

Bibliografia

- Broms B.B (1964a). Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 90(SM2): 27-63.
- Broms B.B (1964b). Lateral resistance of piles in cohesionless soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 90(SM3): 123-156.
- Mattock A.H. (1967). Discussion of “Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams” by W.G: Corley, *Journal of Structural Division*, ASCE, 93(ST2), 519-522.
- Newmark, N.M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Géotechnique* 15(2), 139–193. Newmark
- Park R. & Paulay T. (1975). *Reinforced concrete structures*. Wiley.
- Rampello S., Callisto L., & Fagnoli P. (2010). Evaluation of slope performance under earthquake loading conditions. *Italian Geotechnical Journal*, 44, No. 4, 29-41.