

INTERAZIONE TERRENO – STRUTTURA II: la prova di carico su piastra

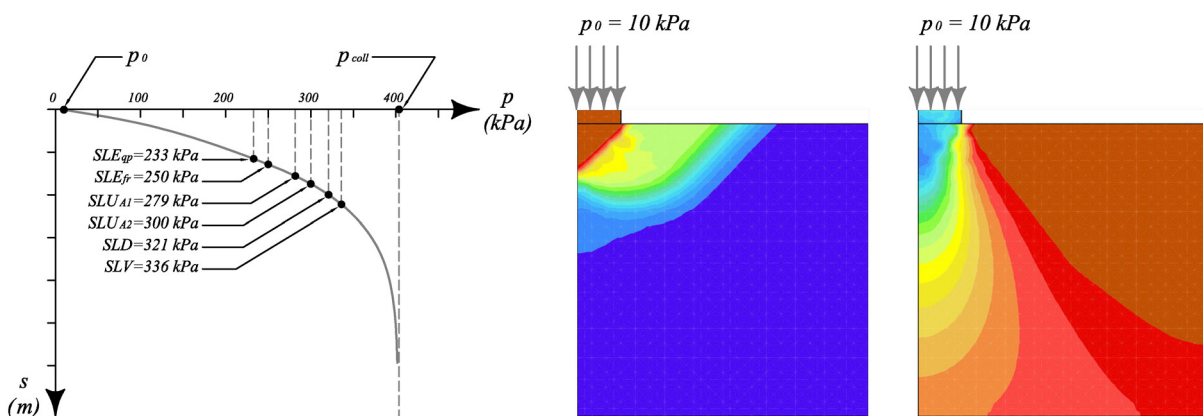
Pur con tutte le limitazioni evidenziate nella prima parte dell’articolo, il modello di suolo alla Winkler continua ad essere il più utilizzato nella progettazione delle fondazioni dalla maggior parte dei software commerciali. Ma a tal proposito occorre nuovamente evidenziare la scarsa importanza del ruolo che riveste, nell’ambito della progettazione agli Stati Limiti previsti dalle NTC 2008, il coefficiente di Winkler considerato che lo stesso, pur dipendendo da numerosi fattori, tende ad assumere valori minimi in funzione del comportamento marcatamente anelastico, non lineare e dotato di bassa resistenza tipico delle terre normalconsolidate. Oltre, ovviamente, ai maggiori valori di carico derivanti dalle varie combinazioni che evocano la risposta elastoplastica non lineare delle terre in contrapposizione a quella puramente elastica lineare accettabile con il precedente D.M. 11.03.1988.

Una possibile soluzione alla necessità di individuare il più appropriato coefficiente di Winkler conduce alle seguenti scelte progettuali:

- 1) utilizzo di un valore derivante da un’analisi semplificata, del tipo illustrata nella prima parte dell’articolo, e conseguente diminuzione mediante leggi non lineari implementate nel software di calcolo;
- 2) utilizzo di un basso valore, sostanzialmente prossimo all’unità, e ritenuto valido per tutte le combinazioni di carico in assenza di leggi non lineari;
- 3) esecuzione di **prove di carico in scala** delle fondazioni di progetto, con costruzione della curva carichi – cedimenti;
- 4) **analisi limite a rottura mediante metodi numerici** (elementi finiti, elementi discreti, differenze finite, ecc.).

I primi due punti non necessitano, evidentemente, di ulteriori approfondimenti, se non nella verifica del tipo di legge di variazione del coefficiente di Winkler adottato dal software utilizzato, conducendo ad una progettazione strutturale e geotecnica delle fondazioni basata su metodologie di facile, rapida ed economica esecuzione.

Al contrario l’esecuzione di prove in scala o la costruzione di modelli numerici richiedono elevati oneri economici/computazionali; ed in effetti, se le problematiche connesse con le prime possono essere facilmente comprese, nel caso dei modelli numerici è essenziale riflettere sulla possibilità di poter adottare criteri di snervamento dei terreni talmente evoluti (e complessi) da necessitare di un gran numero di parametri geotecnici con conseguente aggravio economico non sempre giustificato/giustificabile in sede progettuale. A solo titolo di esempio, un **modello puramente elastoplastico** (che nega di fatto il comportamento tempo-dipendente tipico delle argille) richiede due parametri in campo elastico (E' , ν) e tre in campo plastico (c' , ϕ' , ψ'), senza dimenticare che, essendo il terreno un sistema almeno bifase e con piano di simmetria orizzontale, può rendersi necessario determinarne anche i coefficienti di permeabilità nelle direzioni verticale ed orizzontale.



In ogni caso, qualunque sia la soluzione adottata, ed utilizzando come riferimento la figura in alto, risulta palese l’utilità dei metodi numerici, con i quali è possibile seguire l’evoluzione del sistema terreno – fondazione da un valore iniziale del carico di progetto fino al raggiungimento di uno stato limite di collasso (analisi incrementale a rottura). Notare, inoltre, che nella figura è stata individuata la posizione delle

combinazioni di carico utilizzate come esempio nella prima parte dell’articolo, evidenziando ulteriormente la degenerazione della resistenza del sistema e conseguenzialmente del relativo coefficiente di Winkler.

Una possibile metodologia alternativa, nell’applicazione del modello di Winkler, proviene dall’esecuzione delle **prove di carico su piastra**, le quali rappresentano una prova in scala davvero molto ridotta delle fondazioni superficiali eseguibile a costi molto contenuti (circa **200,00÷250,00 €/cad.**).

Tali prove sono generalmente condotte con piastre metalliche del diametro standard $D = 300 / 750$ millimetri, potendo essere eseguite a partire dal piano di campagna (avendo cura di superare lo strato vegetale) ed entro pozzetti la cui profondità è limitata dalle dimensioni del solo martinetto e relative prolunghie. Il carico, inoltre, viene usualmente applicato a gradini ed a velocità di deformazione controllata, mantenendo il valore corrente fino all’esaurimento del relativo cedimento; quindi viene incrementato fino a raggiungere il valore cercato dipendente a sua volta dalle finalità di progetto.



I cedimenti, infine, sono misurati tramite comparatori aventi sensibilità spinta fino al centesimo di millimetro, nell’odierna configurazione singola (foto in alto a destra) in contrapposizione a quella a tre strumenti utilizzata fino a pochi anni or sono (foto al centro ed a sinistra); di fondamentale importanza, in ogni caso, è l’utilizzo del corretto mezzo di contrasto la cui massa è funzione del carico atteso ed il cui costo di noleggior esula da quello della prova vera e propria.

Determinazione del modulo di deformazione (norma svizzera SNV 670317a e s.m.i.) e del coefficiente di Winkler.

Il primo utilizzo della prova di carico su piastra consiste nella costruzione della curva carichi – cedimenti, combinata con una o più fasi di scarico al fine di analizzare in comportamento del terreno sia in fase di compressione che di decompressione. A titolo di esempio, la prova visibile nella figura in alto a destra è stata eseguita al fine di poter correttamente simulare il comportamento di un edificio pubblico sotto sisma ed è stata condotta al livello del piano di appoggio dei plinti di fondazione utilizzando come mezzo di contrasto una trave di collegamento. Il carico, applicato su terreni alluvionali costituiti da ghiaie in matrice sabbiosa, è stato spinto fino ad un valore massimo di 450 kPa (32 kN, ovvero 3.2 tonnellate sulla piastra), stante il valore medio delle tensioni di contatto stimate in 300 kPa in sede di pre-analisi. La sequenza adottata e relativi risultati sono stati:

- carico minimo sulla piastra: 50 kPa;
- incremento a gradini di carico fino a 450 kPa;
- cedimenti massimi: 2.40 millimetri;
- scarico fino 50 kPa;
- cedimenti residui: 2.04 millimetri;
- **modulo di deformazione in fase di carico** $E' = [(\Delta p \times R) / \Delta s]$: $(400 \times 0.15) / 0.0024 = \mathbf{25.000 \text{ kPa}}$;
- **modulo di deformazione in fase di scarico**: $E' = (400 \times 0.15) / 0.00036 = \mathbf{167.000 \text{ kPa}}$;
- **coefficiente di Winkler** in fase di carico: $K_w = 400 / 0.0024 = \mathbf{167.000 \text{ kN/m}^3}$ (16.7 kg/cm^3).

L’ultimo passo è infine consistito nell’extrapolazione dei dati al fine di poter determinare il valore del K_w per ogni combinazione di carico e di definirne la relativa legge di variazione non lineare.

Notare che nel calcolo del modulo di deformazione del terreno è stata utilizzata l’equazione (3) presente nella prima parte dell’articolo, dalla quale è stato ricavato il modulo elastico longitudinale avendo posto $I_z = 1$, mentre per la determinazione del coefficiente di Winkel è stata applicata l’equazione (1).

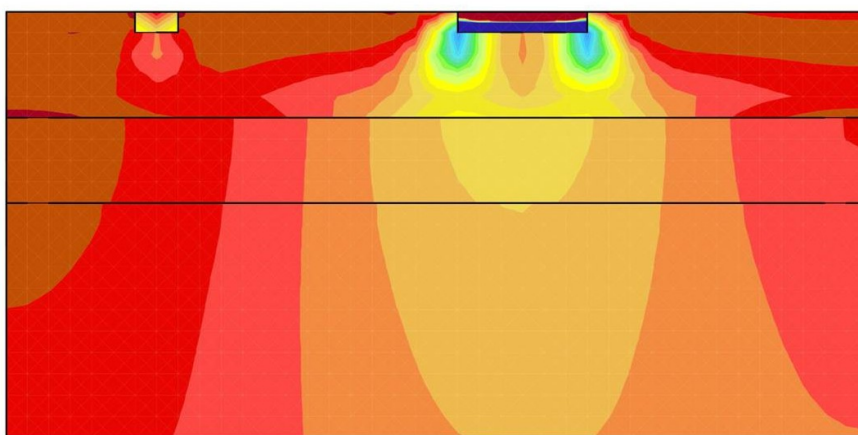
Determinazione della coesione non drenata.

I risultati di tali prove possono essere utilizzati anche per determinare il valore della coesione non drenata, avendo avuto cura, però, di incrementare i carichi fino ad uno stato limite di collasso o comunque prossimo allo stesso. La resistenza del terreno può allora essere ricavata dalla medesima formula utilizzata per determinare le resistenze di progetto (NTC 2008 - Rd), ottenendo:

$$s_u = \frac{p_{coll} - (\gamma \cdot z)}{9.25} \quad (4)$$

Notare che nell'equazione (4) è stato indicato con p_{coll} il carico a rottura, corrispondente convenzionalmente ad un cedimento pari al 15% del diametro utilizzato, e con z la profondità di esecuzione della prova; nel contempo il coefficiente di capacità portante assume un valore di 9.25 a fronte del corrispondente $N_c = 5.14$ presente nell'equazione di origine.

A titolo di esempio, per un carico di collasso di 600 kPa ed essendo $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, dall'equazione (4) si ottiene $s_u = 63 \text{ kPa}$ in caso di esecuzione della prova ad una profondità di 1 metro dal piano di campagna; un valore che denota il comportamento tipico di un terreno a grana fine normalconsolidato.



Limiti operativi.

Le prove di carico su piastra sono ampiamente utilizzate anche per determinare lo stato di compattazione dei materiali granulari, dei rilevati stradali, dei manti stradali ecc.; in ogni caso, è fondamentale conoscerne i limiti dettati dalle dimensioni del diametro che rende estrapolabili i risultati di tali prove con le dovute cautele in funzione anche della possibile eterogeneità del sottosuolo. Un problema che affligge comunque anche le prove di laboratorio.

A tal proposito si analizzi la figura in alto (da: Di Francesco R., 2008), relativa ad una simulazione ad elementi finiti del comportamento in parallelo di una piastra, del diametro di 300 millimetri, e di una fondazione reale espresso in termini di cedimenti verticali. Com'è possibile evincere con immediatezza, in caso di terreni stratificati e con presenza di strati compressibili a bassa profondità la prova su piastra fornisce risultati del tutto fuorvianti, poiché il relativo bulbo di pressione risulta confinato nello strato superiore; al contrario, la fondazione in scala reale comporta la trasmissione delle tensioni anche al sottostante terreno cedevole con conseguente incremento incontrollato dei cedimenti. Un problema che è emerso durante la costruzione di un edificio in Africa centrale il cui sottosuolo, ritenuto sufficientemente omogeneo, era stato esplorato esclusivamente mediante prove di carico su piastra; in realtà la presenza di uno strato compressibile a bassa profondità ha poi comportato lo sviluppo di importanti cedimenti incompatibili anche con l'integrità strutturale.

Infine, allorquando sono state eseguite indagini più approfondite in fase di interventi di riabilitazione strutturale, si è scoperto che lo strato a bassa resistenza era anche dotato di spessore variabile, tale cioè da imporre non solo cedimenti assoluti elevati ma anche cedimenti differenziali incompatibili con l'elasticità del telaio in calcestruzzo armato.

[1] Di Francesco R., (2008), *Lesioni degli edifici*, Ulrico Hoepli Editore, Milano.