

CONFRONTO TRA I VARI METODI DI CALCOLO DELLE CAPACITÀ PORTANTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI IN TERRENI SABBIOSI IN ZONA SISMICA

MARCO FRANCESCHINI

Ingegnere - TELEIOS s.r.l. Officina d'Ingegneria - Bologna
[www.teleios-ing.it]

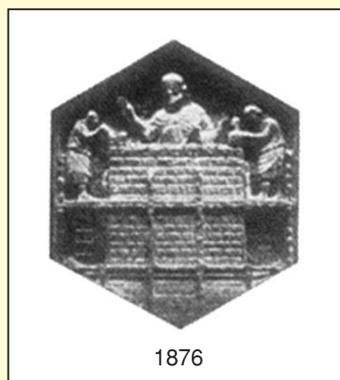
ROCCO CARBONELLA

Geologo - GEOTEA S.r.l. - Bologna
[www.geotearl.it]

ESTRATTO DALLA RIVISTA:

INGEGNERI ARCHITETTI COSTRUTTORI

mensile di tecnica e informazione dell'associazione ingegneri e architetti e del collegio costruttori della provincia di bologna
notiziario del collegio regionale ingegneri e architetti dell'emilia-romagna
notiziario della federazione degli ordini degli ingegneri della regione emilia-romagna



666

GENNAIO/FEBBRAIO 2006 (1)

ANNO LXI
Spedizione in A.P. - 45%
Art. 2 Comma 20/b
Legge 662/96-Fil. Bologna
€ 3,10

inarcos

BOLOGNA
STRADA MAGGIORE, 13

MARCO FRANCESCHINI

Ingegnere - TELEIOS s.r.l. Officina d'Ingegneria - Bologna
[www.teleios-ing.it]

ROCCO CARBONELLA

Geologo - GEOTEA S.r.l. - Bologna
[www.geoteasrl.it]

CONFRONTO TRA I VARI METODI DI CALCOLO DELLE CAPACITÀ PORTANTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI IN TERRENI SABBIOSI IN ZONA SISMICA

SOMMARIO

In questo articolo viene trattato il calcolo della capacità portante di fondazioni superficiali in terreni sabbiosi in presenza di eccitazione sismica. Vengono analizzati e confrontati numerosi metodi, sia attraverso grafici che con esempi numerici, considerando nel contempo gli aspetti legati alle attuali Normative.

SUMMARY

The article deals with the calculation of the bearing capacity for superficial foundations on sandy soils under seismic loads. Numerous methods are analyzed and compared both with graphics and numerical examples. This has been done according to the current set of European and Italian Code.

INTRODUZIONE

La capacità portante di fondazioni superficiali in assenza di carichi sismici è un argomento estensivamente analizzato in rigorosi e dettagliati studi nel corso degli anni e molti sono i libri e le bibliografie che riportano tali lavori, basti citare a titolo di esempio quelli di Terzaghi (1943), Caquot e Kerisel (1953), Mayerhof (1963), Vesic (1963), Brinch ed Hansen e altri.

Tuttavia pochi tentativi sono stati fatti nel corso di quegli stessi anni per studiare gli effetti del sisma sulla capacità portante delle fondazioni e i codici sismici hanno sempre trascurato gli effetti dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione.

I pochi studi ritrovabili in letteratura in quegli anni che descrivono l'effetto sismico (Mayerhof) si basano su un approccio pseudostatico: le accelerazioni verticali ed orizzontali sono applicate nel centro di gravità della struttura e il problema è ridotto ad un caso statico di capacità portante con carichi agenti di carattere eccentrico.

Sono dell'inizio degli anni '90 i primi lavori (Sarma e Richards) che forniscono un approccio più rigoroso del calcolo della capacità portante delle fondazioni in zona

sismica considerando le forze di inerzia in tutte le parti del sistema suolo-struttura; gli approcci teorici in questi studi si basano sul metodo dell'equilibrio limite.

Nel corso degli anni seguenti, con il nascere di molte normative sempre più dettagliate che trattano della progettazione di strutture in zona sismica, tra cui l'Eurocodice 8, e con le verifiche agli stati limite che forniscono fattori di sicurezza più restrittivi, sono state eseguite numerose ricerche al fine di analizzare il problema della capacità portante in zona sismica legandola, con maggior rigore, alle caratteristiche sismiche del sito, ovvero alle caratteristiche di accelerazione orizzontale massima sul suolo a_g e al fattore S che tiene conto del profilo stratigrafico.

In altre parole, in aggiunta alle forze dovute alla gravità, la capacità portante viene legata al fattore:

$$k_h = a_g \cdot S / g \quad (1)$$

Certi metodi inoltre tengono conto anche della componente verticale del sisma (Richards, EC8, Choudhury).

Tali studi sperimentali e teorici hanno chiaramente dimostrato che la capacità portante delle fondazioni si riduce sostanzialmente durante un terremoto.

In questo articolo si presentano i metodi sviluppati in questi ultimi anni per il calcolo della capacità portante di fondazioni superficiali in zona sismica nel caso di terreni granulari, privi di coesione, dotati solo di angolo di attrito.

I metodi di calcolo, saranno brevemente presentati dal punto di vista teorico e sviluppati nella loro procedura numerica e confrontati tra loro in relazione ai parametri geotecnici, dimensionali e sismici ritenuti più significativi.

Questo confronto, pur non mostrandosi possibile per tutti i criteri presentati, e non riuscendo forse ad essere del tutto rigoroso a causa dei diversi approcci, è finalizzato a scopi progettuali e permette di evidenziare il decremento, in termini qualitativi e quantitativi, della capacità portante della fondazione al crescere del fattore k_h .

Infine verranno prospettati tre esempi numerici che permettono di confrontare tutti i metodi presentati e le differenze che si riscontrano. Tali esempi verranno criticamente commentati al fine di poter evidenziare i punti salienti della loro applicazione.

1. ELENCO DEI METODI PRESENTATI, BASI TEORICHE E SVILUPPI NUMERICI

Come precedentemente accennato, i criteri presentati di seguito sono quelli maggiormente significativi elaborati in questi ultimi anni, a partire da quello di Sarma /11/ del 1990 fino ad arrivare a quello di Choudhury /17/ del 2005. Quasi tutti questi procedimenti, sia nella loro concezione teorica che nel loro sviluppo analitico, si basano su una generalizzazione del metodo di Brinch-Hansen/7/ riducendo, in funzione del parametro k_h e k_v i valori di N_q , N_c e N_γ ; ovvero ognuno di essi si riconduce inizialmente ad una valutazione della classica formula trinomia per poi specializzare i vari coefficienti N_j (indicando con esso il generico N_q , N_c , N_γ) sopra menzionanti in funzione dell'intensità sismica e dell'angolo di attrito del terreno.

A tale procedura fanno eccezione in parte il metodo di Paolucci e quello riportato nell'Annex F dell'Eurocodice 8 /5/, come successivamente illustrato.

Nel presente lavoro il metodo di Brinch-Hansen, considerando universalmente noto, non viene presentato nella valutazione dei suoi coefficienti, ma si riporta solo la formula generale per la determinazione della capacità portante, ovvero la classica formulazione:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma i_\gamma + c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q i_q d_q \quad (2)$$

In alcuni lavori, che successivamente verranno precisati, la formula di Brinch Hansen riportata è quella senza i coefficienti s , d ed i , ovvero si riduce alla seguente:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + c N_c + q N_q \quad (3)$$

In questo caso le dimensioni della fondazione e le sollecitazioni agenti rientrano solo nel parametro B e non si tiene conto dell'affondamento della fondazione stessa.

Nei vari casi esaminati al capitolo 3 viene applicata la formula (2) o (3) a seconda di quanto riportato nell'articolo originario.

Per tutti i metodi analizzati, così come fatto in campo statico e come riportato negli articoli teorici, è ritenuto valido il principio della sovrapposizione dei fattori.

1.1. Metodo di Sarma - Iossifelis

Tale metodo /11/, bibliograficamente e storicamente quello più datato tra quelli presentati, determina i valori dei fattori N_q , N_c e N_γ sismici rispetto a quelli statici riportati in /7/ tenendo conto dell'effetto sismico, ovvero dell'inerzia del suolo sotto la fondazione. Tali valori sono stati determinati usando la tecnica dell'equilibrio limite.

Lo studio mette in evidenza che non è più da ritenersi valida la classica relazione tra N_c e N_q presente in letteratura per il caso statico.

Questo fatto è generalizzato per i vari metodi presentati ad eccezione del metodo di Richards.

I valori di N_j sono riportati solo in forma grafica e plottati in funzione del fattore sismico k_h e dell'angolo dell'attrito interno ϕ .

La formula di Brinch Hansen, generalizzata per azioni

sismiche e presentata in questo lavoro, è in accordo con la (3). Per i grafici si rimanda al lavoro citato in /11/.

1.2. Metodo di Richards

Il metodo di Richards deriva direttamente da una estensione del problema del carico limite nel caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma.

Anche in questo caso, come nel precedente, vi è l'estensione al caso sismico della formula (3).

In questo lavoro viene quindi generalizzato per il caso sismico il meccanismo di Prandtl considerando la presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, agenti sul volume di terreno a rottura /6/, /10/.

Gli autori hanno ricavato, nel caso sismico, le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} che definiscono le zone di spinta attiva e passiva nel meccanismo di Prandtl, e i coefficienti di spinta passiva ed attiva K_{AE} e K_{PE} in funzione dell'angolo di attrito del terreno, dell'angolo di attrito δ terreno-parete e delle accelerazioni k_v e k_h agenti rispettivamente in direzione verticale e orizzontale.

Nelle successive applicazioni ed esempi si considererà $k_v=0$ al fine di avere un confronto più coerente con gli altri metodi.

Solo in questo metodo invece viene introdotta anche la variabile δ , ovvero l'angolo di attrito tra terreno e parete; nelle applicazioni qui presentate si pone sempre $\delta=0.50\phi$. Come detto precedentemente, in questo metodo vi è una correlazione diretta tra i coefficienti N_q ed N_c .

Le valutazioni dei coefficienti sopra citati sono riportate in /6/ e in /9/, da esse si ricavano i vari coefficienti N_j come:

$$N_{q,E} = \frac{K_p}{K_A} \quad (4)$$

$$N_{\gamma,E} = \left(\frac{K_p}{K_A} - 1 \right) \tan \rho_A \quad (5)$$

$$N_{c,E} = \frac{(N_q - 1)}{\tan \rho_A} \quad (6)$$

Nei metodi di Sarma e di Richards, storicamente tra i primi che hanno affrontato questo problema, non sono stati accuratamente analizzati gli importanti aspetti legati alla eccentricità del carico e non è chiaramente separato il contributo della inclinazione del carico strutturale dalla inerzia del suolo sulla riduzione della capacità portante /12/.

I metodi successivamente presentati tendono, ognuno con considerazioni proprie, ad analizzare gli aspetti citati al punto precedente, al fine di presentare una metodologia dove ogni contributo, almeno dal punto di vista teorico, sia separato dall'altro.

1.3. Metodo di Paolucci

Il metodo di Paolucci e Pecker /12/ è basato sull'approccio cinematico della "yield design theory"; considerando

l'eccitazione sismica applicata staticamente (approccio quasi-statico).

In questo lavoro viene inoltre introdotto un ulteriore meccanismo cinematico che tiene conto del sollevamento (uplift) della fondazione sotto i carichi eccentrici dovuto al sisma, così come si tiene conto della inerzia del suolo, ovvero dell'effetto cinematico sulla fondazione. In questo lavoro emerge che l'inerzia del suolo gioca un ruolo non prioritario comparato con le azioni sismiche trasmesse dalla sovrastruttura.

Gli autori hanno quindi ricavato una formulazione empirica che approssima i risultati di un approccio cinematico tenendo in conto sia l'eccentricità del carico che il contributo della inerzia del suolo.

Come in altre procedure simili vengono analizzati molti meccanismi cinematici al fine di determinare la migliore approssimazione del carico limite.

Tale valutazione è stata fatta considerando solo k_h e trascurando k_v , ovvero l'eccitazione sismica verticale.

In definitiva questo metodo si basa sulla ricerca di tre moltiplicatori, funzione della forza orizzontale, della eccentricità del carico e della inerzia del terreno che, valutati come si vedrà di seguito e moltiplicati alla capacità portante limite in campo statico, forniscono la valutazione della stessa in campo sismico.

Anche in questo caso, come nel precedente, vi è l'estensione al caso sismico della formula (2) (Paolucci – comunicazione personale – Novembre 2005).

E' il caso già ora di notare che in questo metodo nella classica formula di Brinch Hansen il coefficiente N_γ viene presentato non con il valore tipico di Vesic /8/, ovvero come:

$$N_\gamma = 2(Nq+1)tg\phi \quad (7)$$

ma con:

$$N_\gamma = 2(Nq-1)tg\phi. \quad (8)$$

Questo fatto, come si vede nel lavoro /21/, può portare a differenze sostanziali nella valutazione del valore di N_γ ; tale differenza va da circa un 40% per angoli di attrito bassi ($\phi=20^\circ$) a circa il 5% per angoli alti ($\phi=35^\circ-40^\circ$).

Nel presente lavoro i valori di N_γ sono valutati come detto nei lavori originari.

In definitiva la formulazione risulta:

$$q_{lim,e} = V_h \cdot V_e \cdot V_i \cdot q_{lim,s} \quad (9)$$

Con i seguenti coefficienti:

forza orizzontale:

$$V_h = \left(1 - \frac{T}{0.85N}\right)^3 \quad (10)$$

eccentricità del carico:

$$V_e = \left(1 - \frac{e}{0.50B}\right)^{1.8} \quad (11)$$

Inerzia del terreno:

$$V_i = \left(1 - \frac{k_h}{\tan\phi}\right)^{0.35} \quad (12)$$

La formulazione (9) viene presentata in /12/ anche nel seguente modo:

$$V_h = \left(1 - \frac{k_h}{0.85}\right)^3 \quad (13)$$

presupponendo un rapporto di diretta proporzionalità tra N e T , assumendo come $T = k_h N$.

Questo modo rappresenta un percorso semplificato per valutare gli effetti sismici sulla capacità portante della fondazione, comunque non utilizzato nel presente lavoro.

E' importante notare che il metodo di Paolucci è valido fino a che viene rispettata la disuguaglianza:

$$Kh = a_g \times S / g < \tan\phi,$$

dopodiché il coefficiente legato alla inerzia del terreno perde significato.

Pertanto tale metodo, alla luce della /3/ non risulta applicabile in certe zone sismiche per valori di ϕ relativamente bassi; ad esempio per un valore di calcolo $\phi=20^\circ$ il metodo non è applicabile in Zona 1 e $S=1.25$ e $S=1.35$.

1.4. Metodo di Maugeri

Il metodo di Maugeri /13/ si basa su uno studio condotto per via numerica mediante il metodo delle caratteristiche, metodo proposto da Sokolowskii /9/ per una analisi statica e riscritto per una condizione pseudo-statica attraverso la descrizione di un modello numerico che permette di trovare i valori di N_j ridotti per la presenza del sisma per valori dell'angolo di attrito variabile tra 10° e 50° .

Si tenga presente che l'interpolazione è da ritenersi corretta per valori di k_h inferiore a 0.40; per valori maggiori tale interpolazione deve essere rivista (Maugeri – comunicazione personale – Novembre 2005).

I valori di N ottenuti vengono rapportati a quelli tipici statici ottenendo così dei coefficienti correttivi indicati rispettivamente come h_q , h_c e h_γ .

Tali coefficienti h sono rappresentati attraverso delle funzioni interpolanti di tipo polinomiale cubiche in funzione di ϕ e k_h .

Inoltre il lavoro di Maugeri permette, attraverso il variare di un coefficiente f tra il valore 0 e il valore 1 di tenere conto nel primo caso del solo effetto cinematico del sisma e nel secondo caso dell'effetto completo (cinematico + dinamico) del sisma sulla fondazione; in altre parole il fattore f tiene conto della percentuale di sforzo di taglio trasmesso alla base /6/.

In questo studio, e in analogia con gli altri metodi descritti, il valore di f viene sempre considerato pari all'unità.

Nel presente metodo la consueta formula di Brinch-Hansen, in questo caso scritta in modo completo, ovvero con tutti i coefficienti come nella (2), viene riscritta introducendo i coefficienti h nel seguente modo:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma B N \gamma_s i_\gamma h_\gamma + c N_c s_c d_c i_c h_{cf} + q N_q s_q i_q d_q h_{qf} \quad (14)$$

dove i valori di h sono dati da:

fattore di scorrimento:

$$h_{\gamma,f} = B(k_h^2 \cdot f) + C(k_h \cdot f) + 1 \quad (15)$$

fattore di coesione:

$$h_{c,f} = D(k_h^2 \cdot f) + E(k_h \cdot f) + 1 \quad (16)$$

fattore di sovraccarico:

$$h_{q,f} = H(k_h^2 \cdot f) + I(k_h \cdot f) + 1 \quad (17)$$

I coefficienti B, C, D, E, H, ed I sono anch'essi funzioni polinomiali di ϕ e di k_h /13/.

1.5. Metodo di Kumar

Il metodo di Kumar è sempre ricavato da una analisi teorica del metodo di Solokowskii e determina l'influenza delle accelerazioni orizzontali sismiche sulla capacità portante delle fondazioni. I risultati di questo metodo sono dati in forma chiusa per il solo calcolo di N_q , mentre per gli altri coefficienti sono dati in forma grafica /14/, /16/. Si riscontra già nei confronti che vengono fatti nell'articolo originale che i valori di N_γ che si ritrovano con questo metodo sono inferiori a quelli derivanti da metodi omologhi.

Il metodo originale di Kumar qui presentato prevede solo una accelerazione sismica orizzontale k_h ; in articoli successivi il metodo è stato generalizzato per valori di k_v diversi da zero /15/.

Anche in questo caso, al fine del calcolo della capacità portante con il carico sismico, vi è l'estensione della formula (2) al metodo sismico.

1.6. Metodo di Khoudhury

Questo lavoro, come i precedenti, si muove modificando i coefficienti di capacità portante N_j al fine di ottenere i fattori di capacità portante sotto forma pseudo-statica. Il metodo utilizzato è quello dell'equilibrio limite e i coefficienti sono ricavati attraverso una estesa iterazione numerica.

Nella presente analisi la superficie di rottura considerata è rappresentata sia da zona piana che da una spirale logaritmica /17/, /18/.

I risultati sono dati tutti in forma grafica /17/ e attualmente presentati solo per angoli di attrito pari a $\phi=10^\circ$, 20° ; 30° ; 40° ; 50° . E' inoltre riportato anche uno sviluppo analitico ma, come enunciato anche dall'autore, la sua formulazione è in fase di completamento /18/.

L'autore tiene conto anche della possibilità di introdurre un sisma verticale pari o alla metà della accelerazione orizzontale oppure all'intera accelerazione orizzontale.

Per omogeneità con tutti gli altri metodi presentati anche in questo metodo si considera $k_v = 0$.

Pure per questo metodo, al fine del calcolo della capacità portante con il carico sismico, vi è l'estensione al caso sismico della formula (2).

In accordo con quanto detto in /17/, i valori forniti sono da vedersi come i fattori minimi della capacità portante rispetto a quelli forniti dalle altre metodologie di calcolo.

1.7. Metodo EC8, annex F

Nell'annex F della prEN 1998-5, versione 2003, viene presentata la verifica di sicurezza alla rottura per il raggiungimento della capacità portante limite di una fondazione in zona sismica come un dominio di rottura della fondazione stessa. Questo dominio si presenta spaziale in presenza di una terna di sollecitazioni, mentre si presenta piano nel caso di sole due sollecitazioni agenti.

Il metodo è derivato dall'analisi limite e basato sulla teoria rigido-plastica/19/, /20/.

In generale quindi la stabilità contro la rottura di una fondazione superficiale in zona sismica può essere testata con la formula di seguito riportata /5/.

$$\frac{(1-e\bar{F})^{c_r} (\beta\bar{N})^{c_r}}{(\bar{N})^a [(1-m\bar{F}^k)^k - \bar{N}]^b} + \frac{(1-f\bar{F})^{c_m} (\gamma\bar{M})^{c_m}}{(\bar{N})^c [(1-m\bar{F}^k)^k - \bar{N}]^d} - 1 \leq 0 \quad (18)$$

In /5/ è chiaramente esplicitato il significato dei simboli e delle formule per trovarne i valori sopra citati; sono inoltre tabellati i valori dei coefficienti empirici indicati.

L'utilizzo di tale formulazione presuppone un approccio della valutazione della capacità portante ai coefficienti parziali, ovvero utilizzando per $\tan \phi$ il coefficiente $\gamma=1.25$. Dall'analisi della formula e dai successivi esempi si possono notare due aspetti significativi: il metodo presenta una forte limitazione di N/N_{ultimo} per valori di k_h alti, con sollecitazioni flessionali e taglianti di una certa importanza; per la contemporanea presenza nella fondazione di valori di N_j bassi si può avere la fondazione non verificata per effetto dell'uplift.

In definitiva, come si vedrà negli esempi successivi, tale formula risulta spesso la più restrittiva tra quelle presentate, soprattutto nel caso di valori di ϕ relativamente bassi; tale aspetto si fa ancora più significativo se si calcola il valore di N_γ con la formula (8) piuttosto che con la (7).

In questo lavoro, e in accordo con /20/ per il valore di N_γ , viene utilizzata la (7).

2. CONFRONTO DEI PARAMETRI N_c , N_q E N_γ DERIVANTI DALLE VARIE METODOLOGIE DI CALCOLO IN FUNZIONE DELL'ACCELERAZIONE SISMICA

Vengono di seguito rappresentate le variazioni dei coefficienti N_c , N_q ed N_γ calcolati con i vari metodi presentati in precedenza, in funzione della variazione di K_h . Vengono proposti i valori dei vari N_j in relazione ai seguenti angoli di attrito 25° , 30° e 35° , in modo da rappresentare in maniera esauriente il comportamento dei materiali sabbiosi sciolti o addensati. In particolare i valori di N_j sono stati calcolati, con indice evidenziato sulla curva, in funzione delle accelerazioni previste dalla Normativa sismica /2/, /3/, combinando i valori di a_g con i vari coefficienti di amplificazione S forniti per

la definizione delle categorie di suolo di fondazione. Per il valore del coefficiente N_c viene di seguito rappresentato solo un grafico relativo ad un terreno con $\phi=30^\circ$, perché il suddetto termine viene utilizzato solo per terreni coesivi e quindi esula dalle finalità del presente lavoro.

Simbologia utilizzata nelle curve:

- * Sarma
- Richards
- △ Maugeri
- ◇ Kumar
- Choudhury

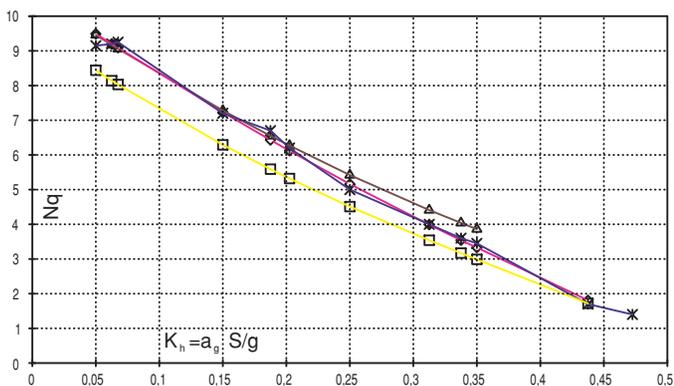


Figura 1 – Variazione dei coefficienti N_q in funzione di kh per $\phi=25^\circ$

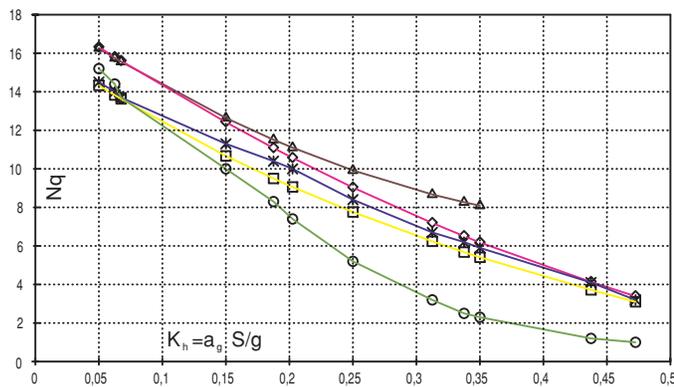


Figura 2 – Variazione dei coefficienti N_q in funzione di kh per $\phi=30^\circ$.

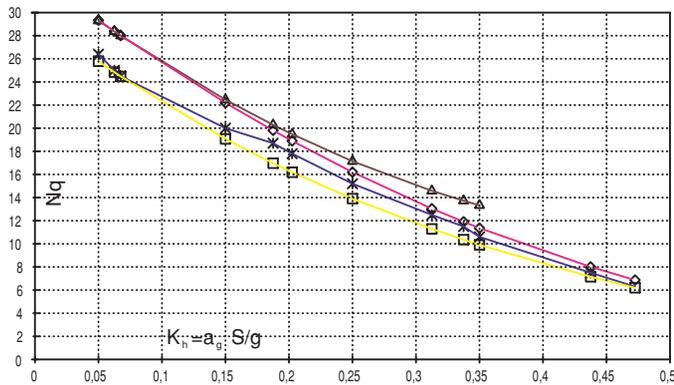


Figura 3 – Variazione dei coefficienti N_q in funzione di kh per $\phi=35^\circ$.

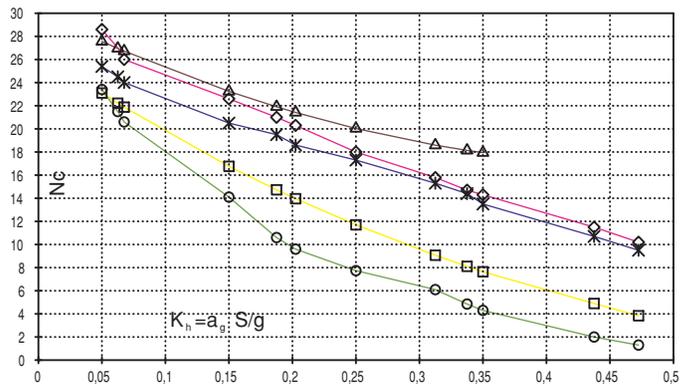


Figura 4 – Variazione dei coefficienti N_c in funzione di kh per $\phi=30^\circ$.

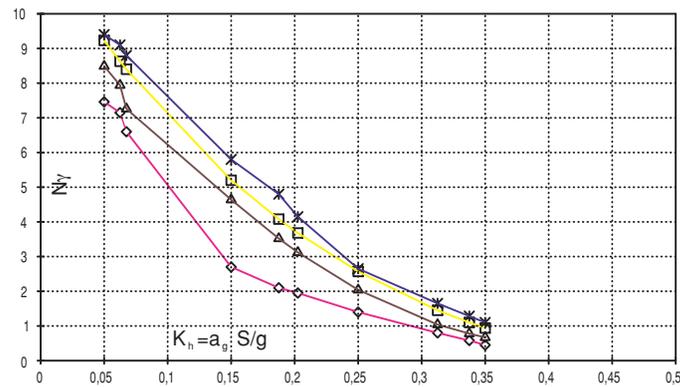


Figura 5 – Variazione dei coefficienti N_γ in funzione di kh per $\phi=25^\circ$.

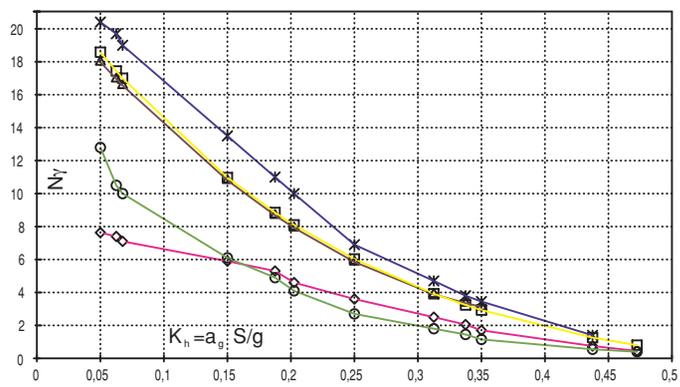


Figura 6 – Variazione dei coefficienti N_γ in funzione di kh per $\phi=30^\circ$.

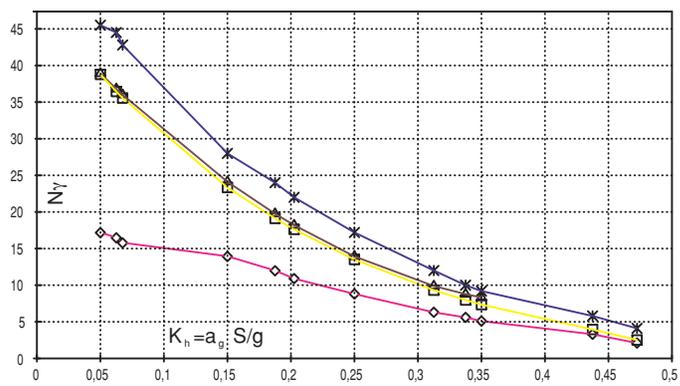


Figura 7 – Variazione dei coefficienti N_γ in funzione di kh per $\phi=35^\circ$.

Sono esclusi dai grafici sopra riportati i valori degli indici relativi al metodo di Paolucci e dell' EC8 in quanto essi

non si basano sulla modifica dei coefficienti N_j di Brinch-Hansen.

Tali metodi saranno successivamente utilizzati in sede di esempi numerici.

Come si evince dai grafici di Fig. 1÷7, si nota una diversa variazione degli indici in funzione delle varie metodologie utilizzate.

Per il fattore N_q la dispersione è abbastanza contenuta tra i vari metodi, con i valori di Richards e di Choudhury più bassi rispetto agli altri. Per il fattore N_γ si evidenzia una generale maggiore dispersione dei dati. Inoltre i metodi di Choudhury e Kumar si mantengono sempre sostanzialmente inferiori agli altri. Per questi due metodi si arriva fino ad una differenza del 50% nel caso di bassi valori di k_h .

Si tenga presente, comunque, che solo la combinazione dei due fattori è determinante nel calcolo della capacità portante, ma già da questi grafici si nota che, tra i metodi analizzati, quelli di Choudhury e Kumar tendono a fornire valori inferiori della capacità portante soprattutto per bassi valori di k_h .

Al fine di valutare in maniera più esauriente le differenze di calcolo con i vari metodi si rimanda agli esempi di seguito riportati.

3. ESEMPI DI CALCOLO

In questo capitolo vengono presentati tre esempi di calcolo applicando tutte le metodologie precedentemente discusse.

I tre casi si differenziano tra loro per la geometria delle fondazioni, per il valore dell'angolo di attrito interno e per le sollecitazioni agenti.

In ogni esempio si è previsto, tenendo costante lo sforzo normale, l'incremento delle sollecitazioni flessionali e taglianti in proporzione alla accelerazione al suolo a_g della zona sismica interessata dalla verifica. Tale criterio, permette di tener conto del naturale aumento delle sollecitazioni alla base in funzione di ogni accelerazione di picco considerata.

Si è ipoteticamente pensato quindi, al fine di eseguire un confronto il più significativo possibile, di analizzare la stessa fondazione e lo stesso terreno al variare della intensità sismica, da zona 4 a zona 1.

Nel primo esempio si è in presenza di un solo sforzo normale e di un importante taglio alla base, e l'analisi è condotta con un angolo di attrito $\phi=25^\circ$. Nel secondo caso si analizza una fondazione con sforzo normale rilevante, al quale è associata una sollecitazione flessionale e con angolo di attrito pari a $\phi=30^\circ$. Il terzo caso riporta un valore dello sforzo normale di minore entità ma con azioni flessionali che danno forte eccentricità alla fondazione. In questo ultimo caso viene utilizzato un angolo di attrito pari a $\phi=35^\circ$.

In tutti gli esempi il valore della azione tagliente T è considerato a fondo scavo.

Per ognuna delle fondazioni analizzate vengono proposte quattro tabelle che compendiano vari aspetti: nella prima

tabella, al variare della sollecitazione agente, vengono riportate:

- la pressione di contatto terreno–fondazione supponendo lineare l'andamento delle pressioni;
- la capacità portante limite “statica” con il metodo di Brinch-Hansen;
- la conseguente pressione “ammissibile” con $CS=3$ in accordo con la /1/;
- la capacità portante statica valutata riducendo il valore dell'angolo di attrito in accordo con la formula /4/:

$$\phi_p = \arctg\left(\frac{tg\phi}{1.25}\right) \quad (19)$$

Nella seconda tabella sono riportati, per ogni metodo presente in questo lavoro, i valori della capacità portante ultima, ad esclusione del metodo EC8.

La terza e quarta tabella correlano i metodi presentati con gli aspetti normativi vigenti; infatti la terza presenta le capacità portanti in accordo con la /3/, ovvero utilizzando il coefficiente di sicurezza $CS=2.0$ (punto 5.4.7.4.) sulla capacità limite, mentre la quarta è elaborata in accordo con la /2/, /4/ e /5/, ovvero utilizzando il coefficiente di sicurezza come in (19).

E' il caso di porre in evidenza come il CS pari a 2.0 rimanga costante per ogni angolo di attrito utilizzato mentre l'applicazione del coefficiente di sicurezza su $\tan\phi$ fornisce ovviamente un valore che è funzione di ϕ , ovvero per angoli di attrito bassi il coefficiente di sicurezza su ϕ risulta più alto; in definitiva si va da un coefficiente 1.23 per $\phi=20^\circ$ a 1.16 per $\phi=45^\circ/21/$. Inoltre la variazione degli indici N_j in funzione di ϕ , a parità di k_h , non è proporzionale; in particolare per valori di ϕ bassi ($< 35^\circ$) si ha un degrado dei valori di N_j che tende a far modificare in modo ancora più marcato il coefficiente di sicurezza globale della fondazione.

Come detto in precedenza, negli esempi è stata mantenuta costante la dimensione della fondazione anche se una corretta progettazione dovrebbe prevedere un dimensionamento diverso e coerente della stessa al variare della intensità sismica.

In questo modo però è più semplice mettere a confronto le varie formule, ovvero evidenziare la riduzione della capacità portante all'aumentare della intensità sismica.

La scelta dei valori di angoli di attrito in un ampio campo di variabilità permette di valutare i comportamenti dei terreni sabbiosi sia in condizioni di alto addensamento che nel campo dei depositi sciolti poco addensati.

In tutti gli esempi si è considerato un valore del peso specifico del terreno pari a $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ e il piano di posa della fondazione è posto sempre a 1.50 m dal piano di campagna.

3.1. Esempio n.1

Dimensioni fondazione: m. 3.50 x 3.50 x H=1.50.

Parametro rappresentativo del terreno: $\phi= 25^\circ$.

Parametro del terreno per verifiche in accordo con /2/:

$$\phi = \arctg(\operatorname{tg}25^\circ/1.25) = 20.5^\circ.$$

Parametro rappresentativo della categoria del suolo /3/:

$$S = 1.25.$$

Sollecitazioni agenti, pressioni di contatto e capacità portante con Brinch-Hansen:

| Zona - Cat. kh | 4-B 0.0625 | 3-B 0.1875 | 2-B 0.3125 | 1-B 0.4375 |
|-------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| N (kN) | 1460 | 1460 | 1460 | 1460 |
| T (kN) | 20 | 60 | 100 | 140 |
| p. cont. (kPa) | 120 | 120 | 120 | 120 |
| p.lim BH (kPa) | 667 | 634 | 602 | 571 |
| p.lim /3 (kPa) | 222 | 211 | 201 | 190 |
| plim /4/ | 329 | 308 | 288 | 269 |

Valori della capacità limite:

| Zona - Cat. kh | 4-B 0.0625 | 3-B 0.1875 | 2-B 0.3125 | 1-B 0.4375 |
|-------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Sarma | 535 | 338 | 160 | - |
| Richards | 492 | 279 | 141 | 51 |
| Maugeri | 636 | 366 | 201 | * |
| Kumar | 456 | 244 | 133 | - |
| Paolucci | 518 | 412 | 301 | 151 |

Capacità portanti in accordo con la /3/:

| Zona - Cat. kh | 4-B 0.0625 | 3-B 0.1875 | 2-B 0.3125 | 1-B 0.4375 |
|-------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Sarma | 262 | 169 | 80 | - |
| Richards | 246 | 140 | 71 | 25 |
| Maugeri | 312 | 183 | 100 | * |
| Kumar | 228 | 122 | 66 | - |
| Paolucci | 259 | 206 | 151 | 75 |

Capacità portanti in accordo con la /2, /4/ e /5/ ($\phi=20.5^\circ$):

| Zona - Cat. kh | 4-B 0.0625 | 3-B 0.1875 | 2-B 0.3125 | 1-B 0.4375 |
|-------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Sarma | 275 | 171 | - | - |
| Richards | 283 | 155 | 67 | - |
| Maugeri | 357 | 189 | 71 | * |
| Kumar | 203 | 136 | - | - |
| Choundry | 196 | 99 | - | - |
| Paolucci | 283 | 214 | 131 | - |
| EC8 | -0.81 | +10.41 | - | - |

Nelle tabelle sopra, ed in quelle successive, in grassetto sono indicati i valori di capacità portante che non verificano la fondazione oggetto dell'esempio, e con il trattino "–" la combinazione accelerazione sismica/angolo di attrito dove la teoria analizzata non fornisce riscontro teo-

rico; trattasi ovviamente sempre di zone dove la fondazione non è verificata.

Nell'esempio sopra è importante notare che, nella verifica condotta con il metodo dell'EC8, essendo il terreno costituito da sabbia con basso angolo di attrito e quindi sciolta si è applicato, come consigliato in /5/, un coefficiente di modello $\gamma_{rd}=1.15$. Negli altri esempi il fattore di modello è stato posto uguale ad uno.

Al fine di evidenziare il fatto che il metodo di Maugeri non è stato ancora tarato nella sua interpolazione per valori di $k_h > 0.40$, si pone il simbolo * nella casella interessata.

3.2. Esempio n.2

Fondazione di dimensioni: m. 4.00 x 4.00 x H=1.50.

Parametro rappresentativo del terreno: $\phi=30^\circ$.

Parametro del terreno per verifiche in accordo con /4/:

$$\phi = \arctg(\operatorname{tg}30^\circ/1.25) = 24.8^\circ.$$

Parametro rappresentativo della categoria del suolo /3/:

$$S = 1.25.$$

Sollecitazioni agenti, pressioni di contatto e capacità portante con Brinch-Hansen:

| Zona - Cat. kh | 4-B 0.0625 | 3-B 0.1875 | 2-B 0.3125 | 1-B 0.4375 |
|-------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| N (kN) | 1800 | 1800 | 1800 | 1800 |
| T (kN) | 20 | 60 | 100 | 140 |
| M (kNm) | 200 | 600 | 1000 | 1400 |
| p (kPa) | 131 | 169 | 206 | 245 |
| p.lim BH (kPa) | 1297 | 1185 | 1070 | 954 |
| p.lim /3(kPa) | 432 | 395 | 357 | 318 |
| plim /4/ | 592 | 532 | 476 | 422 |

Valori della capacità limite:

| Zona - Cat. kh | 4-B 0.0625 | 3-B 0.1875 | 2-B 0.3125 | 1-B 0.4375 |
|-------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Sarma | 1016 | 614 | 303 | 142 |
| Richards | 966 | 549 | 270 | 128 |
| Maugeri | 1261 | 703 | 414 | - |
| Kumar | 668 | 458 | 259 | 128 |
| Choundry | 710 | 371 | 133 | 45 |
| Paolucci | 983 | 612 | 353 | 177 |

Capacità portanti in accordo con la /3/:

| Zona - Cat. kh | 4-B 0.0625 | 3-B 0.1875 | 2-B 0.3125 | 1-B 0.4375 |
|-------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Sarma | 508 | 307 | 152 | 71 |
| Richards | 483 | 274 | 135 | 64 |
| Maugeri | 631 | 352 | 207 | * |
| Kumar | 334 | 229 | 129 | 64 |
| Choundry | 355 | 186 | 67 | 23 |
| Paolucci | 492 | 306 | 176 | 88 |

Capacità portanti in accordo con la /2, /4/ e /5/ ($\phi=24.8^\circ$):

| Zona - Cat. kh | 4-B 0.0625 | 3-B 0.1875 | 2-B 0.3125 | 1-B 0.4375 |
|-------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Sarma | 558 | 325 | 151 | - |
| Richards | 508 | 283 | 129 | 47 |
| Maugeri | 630 | 339 | 176 | * |
| Kumar | 486 | 234 | 126 | - |
| Paolucci | 477 | 289 | 156 | 52 |
| EC8 | -0.87 | -0.51 | +0.17 | +6.70 |

3.3. Esempio n.3

Il seguente esempio tratta una fondazione chiaramente sovradimensionata sia in campo statico che per valori di k_h piuttosto bassi. Lo scopo è quindi quello di evidenziare le complessità che si riscontrano quando si deve progettare con elevati valori delle accelerazioni di picco anche in terreni di buone caratteristiche geotecniche.

Fondazione di dimensioni: m. 4.60 x 4.60 x H=1.50.

Parametro rappresentativo del terreno: $\phi=35^\circ$.

Parametro del terreno per verifiche in accordo con /4/:

$$\phi = \arctg (\operatorname{tg} 35^\circ / 1.25) = 29.3^\circ.$$

Parametro rappresentativo della categoria del suolo /3/:

$$S = 1.25.$$

Si è posto tale valore di S per uniformità di svolgimento e confronto con gli esempi precedenti; ulteriori ed importanti considerazioni verranno fatte anche per il caso di S=1.0.

Sollecitazioni agenti, pressioni di contatto e capacità portante con Brinch-Hansen:

| Zona - Cat. kh | 4-B 0.0625 | 3-B 0.1875 | 2-B 0.3125 | 1-B 0.4375 |
|-------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| N (kN) | 1100 | 1100 | 1100 | 1100 |
| T (kN) | 20 | 60 | 100 | 140 |
| M (kNm) | 230 | 690 | 1150 | 1610 |
| p (kPa) | 66 | 95 | 127 | 191 |
| p.lim BH (kPa) | 2648 | 2232 | 1809 | 1391 |
| p.lim /3 (kPa) | 883 | 744 | 603 | 464 |
| p.lim /4/ | 1216 | 1003 | 804 | 623 |

Valori della capacità limite:

| Zona - Cat. kh | 4-A 0.0625 | 3-A 0.1875 | 2-A 0.3125 | 1-A 0.4375 |
|-------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Sarma | 2350 | 1228 | 608 | 290 |
| Richards | 2043 | 1034 | 515 | 253 |
| Maugeri | 2583 | 1265 | 639 | * |
| Kumar | 1388 | 896 | 494 | 266 |
| Paolucci | 1987 | 937 | 374 | 112 |

Capacità portanti in accordo con la /3/:

| Zona - Cat. kh | 4-A 0.0625 | 3-A 0.1875 | 2-A 0.3125 | 1-A 0.4375 |
|-------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Sarma | 1175 | 614 | 304 | 145 |
| Richards | 1021 | 517 | 258 | 126 |
| Maugeri | 1291 | 632 | 319 | * |
| Kumar | 694 | 448 | 247 | 133 |
| Paolucci | 994 | 468 | 187 | 56 |

Capacità portanti'' in accordo con la /2, /4/ e /5/ ($\phi=29.3^\circ$):

| Zona - Cat. kh | 4-A 0.0625 | 3-A 0.1875 | 2-A 0.3125 | 1-A 0.4375 |
|-------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Sarma | 1119 | 615 | 287 | 132 |
| Richards | 1133 | 570 | 276 | 126 |
| Maugeri | 1272 | 638 | 341 | * |
| Kumar | 705 | 459 | 250 | 123 |
| Choundry | 784 | 372 | 126 | 41 |
| Paolucci | 950 | 444 | 173 | 48 |
| EC8 | -0.87 | -0.58 | -0.20 | +0.43 |

Rielaborando i dati dell'esempio sopra con S=1.0 si riscontra che in zona 1 le fondazioni sono verificate con i metodi di Sarma con valori delle capacità portanti pari a 389, 194, 211 kPa, Richards (384, 192, 204) e Kumar (384, 192, 194), mentre non sono verificate con il metodo di Choundry e con l'EC8 (+0.19).

Da questi dati ne deriva che, oltre al rapido degrado delle curve di N_j per k_h alti, il coefficiente S riveste un "peso" molto maggiore se applicato a valori di a_g alti. Infatti in zona 1 si passa da $k_h=0.35$ per S =1.0 a $k_h=0.4375$ per S=1.25; di conseguenza si ha una variazione nei valori di N_q , N_c e N_γ molto significativa, rispetto a variazioni marginali degli stessi indici che si avrebbero applicando un valore di S diverso dall'unità per accelerazioni a_g basse. E' semplice notare, anche dai grafici precedentemente esposti, che in zona 4 e spesso anche in zona 3 la variazione di S da 1.0 a 1.25 non porta a diminuzioni sostanziali dei valori N_j e quindi della capacità portante.

3.4. Considerazioni sugli esempi

Gli esempi svolti, malgrado non possano costituire la generalità dei casi, permettono di porre in evidenza in modo chiaro che, in tutti i metodi, al crescere della accelerazione sismica di picco la capacità portante della fondazione diminuisce in modo decisamente marcato.

Questa diminuzione è molto significativa al punto da asserire che per angoli di attrito piuttosto bassi e per valori di k_h elevati la capacità portante in campo sismico si riduce fino ad arrivare a fondazioni di difficile realizzazione, oppure all'impossibilità della valutazione della stessa.

L'analisi con le varie metodologie di calcolo pone in

evidenza che l'applicazione dei metodi di Richards, Sarma e Maugeri forniscono risultati spesso tra loro comparabili. Il metodo di Kumar e soprattutto quello di Choudhury sono da vedersi come quelli più restrittivi tra quelli che modificano i valori statici dei vari N_j .

Il metodo di Paolucci presenta una distinta variabilità nei risultati in quanto risente in modo sensibile delle sollecitazioni esterne.

Un discorso a parte è da fare per la procedura fornita dall'EC8; nel presente lavoro risulta il più delle volte quella maggiormente restrittiva malgrado negli esempi sia stata utilizzata la formulazione di Vesic /8/, /20/ per il calcolo di N_γ .

Entrando nel dettaglio dei casi presentati si possono trarre ulteriori considerazioni.

Nei primi due esempi proposti le fondazioni non vengono mai verificate in Zona sismica 1 e 2.

Questo fatto pone in evidenza che all'aumentare della accelerazione di picco, soprattutto per valori di ϕ bassi, il dimensionamento debba essere estremamente accorto, qualunque sia il metodo scelto.

Nel terzo esempio si evidenzia chiaramente come una fondazione correttamente dimensionata per valori di k_h alti è possibile solo con una geometria che si discosta ampiamente da quella che si potrebbe progettare con una semplice analisi in condizioni statiche.

La terza e la quarta tabella di ogni esempio riguardano l'applicazione Normativa, in accordo con la /3/ e la /4/ dei metodi discussi.

Da esse è importante notare che la coesistenza contemporanea di diversi coefficienti di sicurezza nelle varie Norme Italiane non permette di avere un riscontro chiaro ed univoco nell'approccio.

Negli esempi riportati comunque l'uso del $CS = 2.0$ o di 1.25 su $\tan\phi$ porta a valori non troppo distanti tra loro per quanto riguarda le capacità portanti in zona sismica. Si riscontra inoltre la difficoltà di correlare i metodi statici con i metodi sismici, soprattutto se si è ancora propensi a valutare il coefficiente di sicurezza statico pari a 3.0 e quello sismico pari a 2.0 . Da tutti gli esempi riportati si può notare come, a parità di sollecitazioni agenti sulla fondazione, la capacità limite calcolata in condizioni sismiche in zona 4 risulti meno restrittiva di quella statica.

Si supera il problema utilizzando in modo coerente il coefficiente di sicurezza su $\tan\phi$ in accordo con la (19) e con le /2/, /4/ e /5/ sia in campo statico che sismico.

4. CONCLUSIONI

Pochi sono i casi rilevati di collassi o di insoddisfacenti prestazioni delle fondazioni superficiali in caso di sisma; la motivazione è probabilmente da ricercare nell'applicazione dall'alto coefficiente di sicurezza ($FS \geq 3$) che permette, in molti casi, alla fondazione, durante l'evento sismico, di avvicinarsi alla rottura senza toccarla, se non in casi particolari e bibliograficamente noti /12/.

Risulta ovvio comunque che non ci si può affidare a metodi di calcolo scevri dall'effetto sismico e ai relativi coefficienti di sicurezza che solo parzialmente mitigano tale effetto, ma dai quali possono derivare incertezze e situazioni di pericolosità.

Nel lavoro in oggetto sono stati presentati i metodi ritenuti più significativi ed attuali per il calcolo della capacità portante di fondazioni superficiali in zona sismica in presenza di terreni sabbiosi.

I metodi analizzati sono quelli di Sarma, Richards, Paolucci, Maugeri, Kumar, Choudhury, e Annex F di EC8. Per ognuno di essi si è fatto riferimento alla pubblicazione più recente e completa dell'autore.

Per tutti i criteri presentati è stato descritto l'approccio teorico sul quale si basano e poi riportate e descritte le relazioni principali in forma analitica o grafica.

In generale queste procedure, ad eccezione del metodo di Paolucci ed EC8, si basano su una generalizzazione di quella di Brinch-Hansen, andando a ridurre, in funzione dei parametri k_h e k_v i valori di N_q , N_c e N_γ .

In questo lavoro sono successivamente stati descritti, in appositi diagrammi, le variazioni degli indici di capacità portante in funzione di k_h per ogni metodo analizzato.

Da tali diagrammi si è potuto riscontrare che i valori si riducono fortemente al crescere di k_h ; in particolare i valori di N_q hanno una dispersione contenuta, mentre per N_γ , soprattutto per valori di k_h bassi, i dati si presentano fortemente diversi tra loro.

I metodi di Kumar e soprattutto quello di Choudhury risultano i più restrittivi.

Inoltre si evidenzia che per valori bassi di ϕ (tipicamente $\phi=25^\circ$) ed elevata accelerazione di picco la fondazione è di difficile progettazione. La causa è da ricercarsi nei valori estremamente bassi degli indici N_j , che in alcuni casi tendono a zero.

Si tenga presente, fatto di fondamentale importanza, che operare con un angolo $\phi=25^\circ$ in sede di verifica con l'approccio /2/ e /5/ significa confrontarsi con un valore reale dell'angolo di attrito $\phi=30^\circ$, formula (19), quindi di utilizzo pratico molto frequente.

Nella terza parte del lavoro si è proceduto ad illustrare tre esempi che, nel loro insieme, cercano di contemplare una ampia e significativa casistica.

In prima analisi si conferma quanto già espresso dai grafici nel punto precedente, ovvero che tra i metodi che modificano i valori di N_j , quelli di Kumar e di Choudhury sono quelli più restrittivi e che spesso, qualunque sia il metodo considerato, per valori alti di k_h la fondazione risulta di complessa progettazione.

Avendo inoltre analizzato negli esempi anche i metodi di Paolucci e dell'EC8 si rileva che il primo è molto sensibile alle sollecitazioni agenti mentre il secondo risulta, nella quasi totalità dei casi, il più restrittivo in assoluto.

Tutti questi aspetti sono stati comunque discussi nel capitolo precedente; a questo livello si rimarca il fatto che il metodo EC8 basandosi sui domini di rottura, non permette di vedere in modo immediato il "grado di sicurezza" delle fondazioni analizzate.

Un ulteriore aspetto considerato è quello della applicazione dei vari metodi proposti in accordo con le Normative vigenti.

Si ritrova, esplicitando i vari esempi, che la coesistenza di diversi fattori di sicurezza che nascono da concetti ed approcci sostanzialmente diversi creano, all'atto della applicazione pratica, difficoltà nel dare un aspetto di totale coerenza a tutti i risultati.

Pertanto si dovrebbe auspicare un approccio unitario al problema dei coefficienti di sicurezza sulla capacità portante delle fondazioni, approccio che, malgrado i suoi limiti, allo stato attuale è da vedersi solo con i coefficienti parziali.

I problemi applicativi evidenziati fanno pensare ad una possibile ulteriore messa a punto di tale metodo che può passare anche attraverso una correzione del coefficiente di sicurezza 1.25 (aumento - diminuzione), posto per esempio, in funzione della qualità delle indagini e del numero di prove, in accordo con quanto previsto in /2/ e /4/ per la verifica dei pali.

In base a tale criterio è da ritenere che all'aumento della conoscenza dei parametri del terreno e all'utilizzo di metodi di calcolo più raffinati debbano corrispondere coefficienti di sicurezza più ridotti.

In definitiva la rapida e stimolante evoluzione della geotecnica sismica in questi ultimi anni ci ha messo in condizione di eseguire uno studio di dettaglio e un confronto tra i metodi statici classici e consolidati con quelli sismici in evoluzione, confronto interessante per la crescente sensibilità progettuale sismica che si va dipingendo nel panorama attuale.

Con i vari metodi proposti in questo articolo si può giungere a valutazioni del carico limite in campo sismico in modo più accurato, riducendo la capacità portante in maniera meno forfettaria e tenendo conto dei vari fattori che agiscono durante il sisma stesso.

Si auspica quindi che, viste anche le notevoli differenze di capacità portante che derivano dall'applicazione di metodi di calcolo che non tengono conto delle azioni sismiche, si preferiscano nella pratica professionale metodologie più recenti ed esaustive. ■

RINGRAZIAMENTI

Si desidera ringraziare i Proff. Choudhury, Kumar, Maugeri e Paolucci, per averci personalmente trasmesso le loro pubblicazioni permettendoci in questo modo di intraprendere il presente lavoro.

BIBLIOGRAFIA

- /1/ D.M.LL.PP. del 16.01.1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- /2/ D.M. Ministero delle Infrastrutture e trasporti del 14.09.2005: "Norme tecniche per le costruzioni".
- /3/ OPCM 3431 - Norme Tecniche per il progetto, la

valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici. 03/05/2005

- /4/ UNI ENV 1997-1 – Eurocodice 7: "Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali. Aprile 1997.
- /5/ prEN1998-1 – Eurocode8: "Design of structures for earthquake resistance; Part 5. Foundation, retaining structures and geotechnical aspect. December 2003.
- /6/ Associazione Geotecnica Italiana – Aspetti Geotecnica della Progettazione in Zona Sismica – Linee guida; Marzo 2005
- /7/ Brinch – Hansen: "A revised and extended formula for bearing capacity". Danish Geoth. Inst. Bull., 28, 1970.
- /8/ Vesic: "Bearing capacity of shallow foundation" in Foundation Engineering Handbook. 1975
- /9/ V.V. Sokolovskii: "Static of granular media", Pergamon Press, 1965
- /10/ R.Richards – D.Elms – M.Budhu: "Seismic bearing capacity and settlement of foundation", Jour. Geoth. Engng. ASCE, Vol. 119, No.4, pp.662-674, 1993.
- /11/ S.Sarma – S. lossifelis: "Seismic bearing capacity factor of shallow strip footings"; Geotechnique 40, No.2, pp.265-273, 1990.
- /12/ R.Paolucci – A.Pecker: "Seismic bearing capacity of shallow strip foundation on dry soil", Soil and Foundation, Vol. 37, No.3, pp.95-105, 1997
- /13/ M.Maugeri – D.Novità: "Numerical model for the evaluation of the soil inertia effects on bearing capacity" Proc. Int. Conf. On Soil Dynamics and Earthquake Eng. 2004.
- /14/ J.Kumar – Mohan Rao: "Seismic bearing capacity factors for spread foundations"; Geotechnique 52.No.2, pp.79-88, 2002.
- /15/ J.Kumar – Mohan Rao: "Seismic bearing capacity factors for spread foundations" Discussion; Geotechnique 52.No.2.
- /16/ J.Kumar – Mohan Rao: "Seismic bearing capacity of foundations on slopes"; Geotechnique 53.No.3, pp.347-361, 2003.
- /17/ D.Choudhury – K.Subba Rao: "Seismic bearing capacity of shallow strip foundation" Geoth and Geol. Engng. No.23, pp.403-418, 2005
- /18/ D.Choudhury – K.Subba Rao: "Seismic passive resistance in soil for negative wall friction" can. Geotechn. Journ. No.39, pp.971-981, 2002
- /19/ Pecker: "Analytical formulae for the seismic bearing capacity of shallow strip foundation"; Proc. Of the 14th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Eng., Balkema, Hamburg, pp. 262-268.
- /20/ Fardis – Carvalho – Elnashai – Faccioli – Pinto: Designers' guide to EN 1998-1 and EN 1998-5. Thomas Telford Editor, 2005
- /21/ G.Cortellazzo – A.Mazzucato: "Eurocodice 7: fondazioni superficiali" RIG, n.2/3, pp.42-51, 1997
- /22/ G. Gazetas: "Seismic analysis of Shallow Foundation: Beyond EC8. Atti del XX Ciclo di Conf. Geot. Di Torino, 23-25 Settembre, 2005.

