

# Verifiche di capacità portante di fondazioni sommerse

Ivo Bellezza,\* Erio Pasqualini\*\*

## Sommario

Questa nota analizza l'applicazione della recente normativa italiana, D.M. 14/01/2008, alle verifiche di capacità portante a lungo e a breve termine di fondazioni superficiali sommerse. In particolare sono presentate e discusse diverse procedure di calcolo sia del carico limite della fondazione sia dell'azione di progetto, considerando il principio della singola sorgente enunciato negli Eurocodici. Attraverso alcuni esempi numerici di verifiche in condizioni drenate e non drenate si dimostra che alcune procedure di calcolo portano a risultati in palese contrasto con i principi della meccanica delle terre. In generale il metodo di verifica più affidabile risulta quello basato sulle tensioni nette, tenendo conto della tensione agente ai fianchi del piano di posa della fondazione; in condizioni drenate si ottengono risultati congruenti applicando il principio della singola sorgente alle azioni dovute alla pressione dell'acqua.

## 1. Introduzione

Le fondazioni sommerse rappresentano un caso particolare di fondazioni che durante la vita nominale della struttura si trovano completamente o parzialmente al di sotto del livello dell'acqua (vedi Fig. 1). La condizione di sommersione è tipica per le fondazioni di ponti su alvei fluviali, strutture offshore o banchine a cassoni in ambito portuale e può verificarsi anche per fondazioni tradizionali su terreni con falda in prossimità del piano campagna.

Nell'ambito della verifica allo stato limite ultimo di collasso dell'insieme terreno-fondazione (cfr. §6.4.2.1 del D.M. 14/01/2008), la corretta valutazione della capacità portante di una fondazione superficiale sommersa è importante non solo per una tradizionale fondazione diretta ma anche per una fondazione mista (platea su pali), quando la resistenza di progetto del sistema di fondazione dipende del tutto o in parte dalla resistenza della struttura di collegamento a contatto con il terreno (cfr. §6.4.3.3 del D.M. 14/01/2008).

La stima del carico limite di fondazioni superficiali viene in genere effettuata utilizzando il tradizionale approccio di Terzaghi con le eventuali correzioni per tener conto di forma non nastriforme, approfondimento, inclinazione ed eccentricità del carico ed inclinazione del terreno alla base e/o ai

fianchi del piano di posa [TERZAGHI, 1943; BRINCH e HANSEN, 1970; VESIC, 1975]. Ulteriori soluzioni sono disponibili in letteratura per terreni di fondazione non omogenei [DAVIS e BOOKER, 1973; MERIFIELD *et al.*, 1999; MICHALOWSKI e SHI, 1995].

Nelle verifiche a breve termine, in condizioni non drenate, il terreno viene assimilato ad un mezzo monofase che segue un criterio di rottura in tensioni totali e la tensione verticale totale limite, per una fondazione superficiale nastriforme soggetta ad un carico verticale centrato, è data da:

$$q_{lim} = c_u N_c + q \quad (1)$$

dove  $c_u$  = resistenza al taglio non drenata del terreno,  $N_c$  = fattore di capacità portante =  $\pi + 2$ ;  $q$  = tensione verticale totale a fianco del piano di posa.

Con riferimento alle verifiche di capacità portante a lungo termine, eseguite in condizioni drenate, in letteratura non c'è consenso unanime sulla procedura da seguire nel caso di fondazioni sommerse; in particolare il carico limite può essere calcolato usando due differenti procedure.

La prima procedura – da qui in avanti denominata *procedura A* – prevede l'utilizzo della classica espressione trinomia riportata nella maggior parte dei libri di testo:

$$q_{lim} = c' N_c + 0.5 B \gamma' N_\gamma + q' N_q \quad (2)$$

dove  $c'$  = coesione efficace del terreno,  $B$  = larghezza della fondazione,  $\gamma'$  = peso di volume alleggerito (=  $\gamma_{sat} - \gamma_w$ );  $q'$  = tensione verticale efficace agente ai lati della fondazione;  $N_c$ ,  $N_\gamma$  e  $N_q$  = fattori di capacità portante funzione dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$ .

\* Ricercatore confermato di Geotecnica – Dipartimento SIMAU Scienza e Ingegneria della Materia e dell'Ambiente e Urbanistica – Università Politecnica delle Marche

\*\* Professore Ordinario di Geotecnica – Dipartimento SIMAU Scienza e Ingegneria della Materia e dell'Ambiente e Urbanistica – Università Politecnica delle Marche

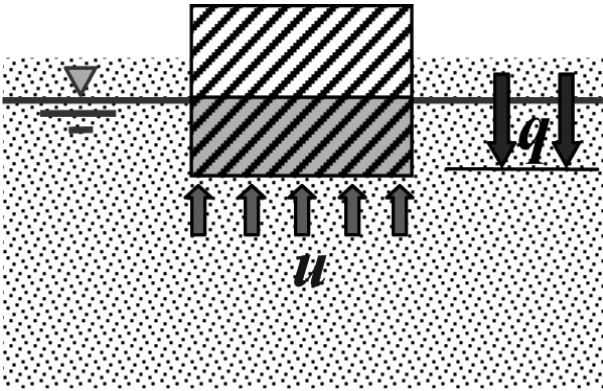


Fig. 1 – Esempio di fondazione parzialmente sommersa.  
Fig. 1 – Example of a partially submerged foundation.

La seconda procedura – *procedura B* – utilizza invece una espressione del carico limite specifica per le fondazioni sommerse in quanto include il valore della pressione interstiziale  $u$  agente sul piano di posa attraverso due espressioni equivalenti [SIMONS e MENZIES, 1975; DE SIMONE, 1981; ATKINSON, 1993; VIGGIANI, 1999]:

$$q_{lim} = c'N_c + 0.5B\gamma'N_\gamma + q'N_q + u \quad (3a)$$

$$q_{lim} = c'N_c + 0.5B\gamma'N_\gamma + q'(N_q - 1) + q \quad (3b)$$

Nella pratica ingegneristica le espressioni (2) e (3), anche se non rigorose (e.g. LANCELLOTTA, 2004), sono entrambe corrette; la differenza è che la (2) indica il valore limite di tensione verticale efficace, mentre la (3) indica il valore limite di tensione verticale totale. Di conseguenza nelle verifiche di capacità portante, a seconda dell'espressione prescelta, è necessario confrontare il valore del carico limite con il corrispondente valore di tensione verticale agente. Nello specifico, il carico limite ottenuto con la (2) va confrontato con la tensione verticale efficace agente sul piano di posa che dipende dalla pressione interstiziale  $u$ , mentre il carico limite ottenuto con la (3) [o con la (1) in condizioni non drenate] va confrontato con la tensione verticale totale agente alla base della fondazione.

In questa nota vengono quindi analizzate in dettaglio le implicazioni dell'applicazione delle suddette procedure nelle verifiche di capacità portante condotte alla luce della recente normativa italiana rappresentata dal D.M. 14/01/2008 ed indicata da qui in avanti come NTC (2008).

## 2. Breve richiamo alla normativa

Recependo i principi degli Eurocodici, le NCT [2008] prescrivono di eseguire le verifiche applicando i coefficienti di sicurezza *parziali*, ossia incrementando in genere le azioni e riducendo i valori

Tab. I – Valori dei coefficienti di sicurezza sulle azioni.  
Tab. I – Partial coefficients on actions.

	A1	A2
Permanente strutturale sfavorevole $\gamma_{G1}$	1.3	1.0
Permanente strutturale favorevole $\gamma_{G1}$	1.0	1.0
Permanente non strutturale sfavorevole $\gamma_{G2}$	1.5 (1.3)*	1.3 (1.0)*
Permanente non strutturale favorevole $\gamma_{G2}$	0 (1.0)*	0 (1.0)*
Variabile sfavorevole $\gamma_Q$	1.5	1.3
Variabile favorevole $\gamma_Q$	0	0

\* per le azioni permanenti *non strutturali* i coefficienti possono essere gli stessi di quelle *strutturali* a patto che tali azioni siano compiutamente definite (cfr. Tab. 2.6.I delle NTC)

dei parametri di resistenza del terreno e/o le resistenze.

In generale per stati limite ultimi in condizioni statiche l'azione "di progetto"  $E_d$ , ossia il carico verticale agente nelle verifiche di capacità portante, si calcola attraverso la seguente espressione (cfr. §2.5.3 delle NTC):

$$E_d = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_1 + \psi_{02}\gamma_{Q2}Q_2 + \psi_{03}\gamma_{Q3}Q_3 + \dots \quad (4)$$

dove  $G_1$  = azione permanente strutturale che comprende, se presenti, il peso proprio del terreno e le risultanti delle pressioni dell'acqua (cfr. § 2.5.1.3 delle NTC);  $G_2$  = azione permanente non strutturale;  $Q_1$  = azione variabile dominante;  $Q_2, Q_3$  = altre azioni variabili;  $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_Q$  = coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A1 o A2 che dipendono dall'effetto favorevole o sfavorevole sulla verifica (vedi Tab. I);  $\psi_{0i}$  = coefficienti di combinazione (cfr. Tab. 2.5.I delle NTC).

La resistenza di progetto  $R_d$ , si ottiene applicando un fattore di sicurezza  $\gamma_R$  alla forza verticale,  $R_{lim}$ , che provoca la rottura:

$$R_d = \frac{R_{lim}}{\gamma_R} = \frac{q_{lim}A}{\gamma_R} \quad (5)$$

dove  $q_{lim}$  è il valore ottenuto con le espressioni (1), (2) e (3) utilizzando i valori "di progetto" dei parametri del terreno ottenuti dai valori "caratteristici" attraverso i coefficienti parziali del gruppo M1 o M2 (vedi Tab. II),  $A$  = area della fondazione;  $\gamma_R$  = fattore di sicurezza parziale del gruppo R1, R2 o R3 (vedi Tab. III).

In condizioni statiche la normativa italiana consente due approcci di verifica. L'*Approccio 1* ri-

Tab. II – Valori dei coefficienti di sicurezza parziali  $\gamma_M$  sui materiali.

Tab. II – Partial coefficients  $\gamma_M$  for geotechnical soil parameters.

	M1	M2
Peso di volume $\gamma$	1.00	1.00
Coesione efficace $c'$	1.00	1.25
Angolo di resistenza al taglio $\tan\phi'$	1.00	1.25
Resistenza non drenata $c_u$	1.00	1.40

Tab. III – Valori dei coefficienti di sicurezza parziali sulle resistenze  $\gamma_R$  per la verifica di capacità portante.

Tab. III – Partial coefficients on soil resistance  $\gamma_R$  for bearing capacity analyses.

Gruppo	R1	R2	R3
$\gamma_R$	1.0	1.8	2.3

chiede formalmente due combinazioni di carico, A1+M1+R1 e A2+M2+R2, anche se per la verifica SLU di tipo geotecnico la seconda combinazione è sempre la più gravosa e da qui in avanti si farà riferimento solo a questa seconda combinazione; l'Approccio 2 prevede invece una sola combinazione di verifica, A1+M1+R3.

Le NTC considerano i due approcci alternativi e quindi la verifica soddisfatta quando in “almeno uno” dei due approcci l'azione di progetto  $E_d$  non supera la resistenza di progetto  $R_d$ , ammettendo implicitamente che l'esito della verifica possa essere diverso a seconda dell'approccio usato.

Per le fondazioni sommerse, alla luce delle espressioni del carico limite descritte in precedenza, a lungo termine sono in genere possibili due diverse procedure di verifica (procedura A e procedura B), basate rispettivamente sulla (2) e sulla (3), mentre a breve termine esiste una sola procedura di verifica basata sulla (1).

Nel proseguo di questa nota le suddette procedure sono applicate a due fondazioni sommerse per analizzare i risultati dei processi di verifica alla luce dei principi della meccanica delle terre.

### 3. Fondazioni analizzate

In figura 2 sono rappresentate due fondazioni superficiali sommerse poggianti su un terreno di medesime caratteristiche fisico-meccaniche.

Entrambe le fondazioni, di pianta quadrata con lato  $B$  e spessore  $H$ , sono poste alla stessa profondità  $D$  rispetto al piano campagna e sopra la fondazione viene posto uno strato di terreno di spessore  $h_t (= D - H)$  fino al p.c. originario. Su entrambe le fondazioni insiste un pilastro di sezione quadrata di lato  $b$ .

La differenza tra le due fondazioni è nella profondità del piano di posa rispetto al pelo libero dell'acqua, ossia nell'altezza del battente d'acqua al di sopra del livello del terreno, pari rispettivamente a  $h_{w1}$  e  $h_{w2}$  (Figg. 2a e 2b).

In entrambi i casi il terreno è soggetto allo stesso stato tensionale efficace e quindi entrambe le fondazioni hanno la stessa resistenza per lo stato limite considerato. Pertanto, secondo i principi della meccanica delle terre, le due fondazioni, a parità di carico applicato e di approccio di verifica utilizzato, dovrebbero avere lo stesso livello di sicurezza.

### 4. Risultati delle verifiche a lungo termine

Le verifiche di capacità portante a lungo termine sono eseguite attraverso le due diverse procedure descritte in precedenza (procedura A e procedura B) con entrambi gli approcci previsti dalla normativa italiana (Approccio 1 e Approccio 2). Per una migliore comprensione tali verifiche sono condotte attraverso esempi numerici con i seguenti dati di input:

- terreno con  $\gamma_{sat}=19 \text{ kN/m}^3$ ,  $c'_k = 0$ ;  $\phi'_k = 28^\circ$
  - carico permanente strutturale, compressivo del peso proprio della fondazione,  $G_S = 250 \text{ kN}$
  - carico variabile dominante  $Q_1 = 75 \text{ kN}$ ;  $Q_2 = Q_3 = 0$
  - fondazione a pianta quadrata di lato  $B = 2 \text{ m}$ ,  $H = 0.6 \text{ m}$ ;  $D = 1 \text{ m}$ ;
  - pilastro di sezione quadrata con lato  $b = 0.40 \text{ m}$  e  $A_{pil} = 0.16 \text{ m}^2$
- Il battente d'acqua  $h_w$  è pari 1 m per la fondazione 1 e a 2 m per la fondazione 2.

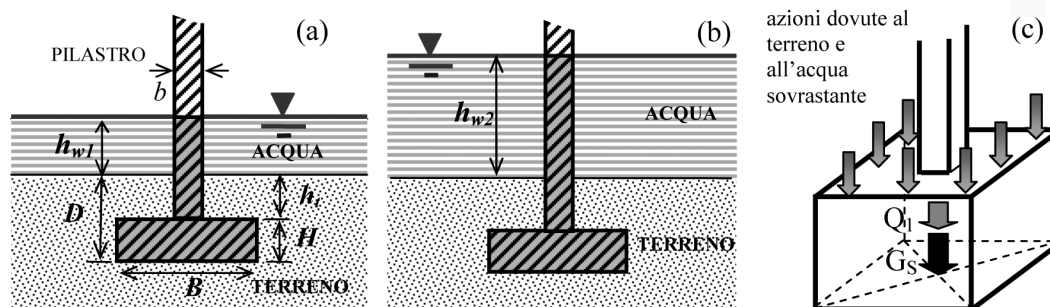


Fig. 2 – Schema delle due fondazioni analizzate: a) fondazione 1; b) fondazione 2; c) assonometria.

Fig. 2 – Scheme of the analysed foundations: a) foundation 1; b) foundation 2; c) axonometric view.

È opportuno sottolineare che i valori dei suddetti parametri di input influenzano l'esito della verifica, ma le conclusioni che si traggono in merito al rispetto o meno dei principi della geotecnica possono essere considerate di validità generale.

#### 4.1. Verifica a lungo termine con l'Approccio 1 delle NTC – Procedura A

A parità di approccio normativo e di procedura di calcolo del carico limite, l'azione e la resistenza di progetto per le fondazioni sommerse si possono ottenere attraverso diversi metodi, come mostrato qui di seguito.

##### 4.1.1. METODO 1

Oltre alle azioni  $G_S$  e  $Q_I$  si considerano anche le azioni permanenti dovute al terreno ( $G_T$ ) e all'acqua ( $G_w$ ) presenti sopra la fondazione (Fig. 2). Nel caso specifico, assumendo un peso di volume dell'acqua  $\gamma_w$  di 10 kN/m<sup>3</sup>, si trova  $G_w = 38.4d_w [= (A - A_{pil})h_w\gamma_w]$  e  $G_T = 29.2$  kN  $[= (A - A_{pil})h_t\gamma_{sat}]$ . Inoltre, per ottenere la forza verticale efficace, si deve sottrarre la sottospinta  $U_w$   $[= A\gamma_w(h_w + D)]$ . Inserendo nella (4) i valori dei coefficienti parziali di tabella I, l'azione di progetto è:

$$E_d = [1][G_S + G_T + G_w - U_w] + [1.3]Q_I \quad (6a)$$

Svolgendo i calcoli, si ricava  $E_d = 335.1$  kN per la fondazione 1 e  $E_d = 333.5$  kN per la fondazione 2.

L'azione di progetto si può ricavare anche attraverso un'espressione alternativa considerando il peso alleggerito del terreno,  $G'_T$  ( $= 13.8$  kN) e sottraendo la spinta d'Archimede  $S_{AS}$  ( $= 26.2$  kN per la fondazione 1 e 27.8 kN per la fondazione 2) relativa al volume strutturale sommerso (tutta la fondazione e la porzione sommersa del pilastro); in questo caso non vanno ovviamente incluse né la forza  $G_w$  dovuta all'acqua sovrastante né la sottospinta  $U_w$ :

$$E_d = [1][G_S + G'_T - S_{AS}] + [1.3]Q_I \quad (6b)$$

È facile verificare che l'azione di progetto ottenuta con la (6b) è identica a quella ottenuta con la (6a).

La resistenza di progetto in condizioni drenate si calcola partendo dalla (2) inserendo i coefficienti correttivi di forma ( $s_\gamma$ ,  $s_q$ ) e profondità ( $d_\gamma$ ,  $d_q$ ):

$$q'_{lim} = 0.5B\gamma'N_\gamma s_\gamma d_\gamma + \sigma'_{vd} N_q s_q d_q \quad (7)$$

dove  $\sigma'_{vd}$  = tensione verticale efficace di progetto agente ai lati della fondazione ( $= \gamma' D$ ).

Considerando un valore di progetto  $\varphi'_d \approx 23^\circ$  ( $\tan j'_d = \tan 28^\circ / 1.25$ ), tenendo conto che  $d_\gamma = 1$ , assumendo  $d_q = 1$  a vantaggio di sicurezza ed utilizzando le espressioni di  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $s_\gamma$  e  $s_q$  suggerite nell'Annesso D dell'Eurocodice 7 [UNI EN 1997-1, 2004], per entrambe le fondazioni si ottiene:

$$q'_{lim} = 0.5(2)(9)(6.5)(0.7)(1) + 9(8.66)(1.39)(1) = 149.3 \text{ kN/m}^2$$

Inserendo il valore di  $q'_{lim}$  nella (5) con  $\gamma_R = 1.8$  (Tab. III) e  $A = 4$  m<sup>2</sup> si ricava  $R_d = 331.7$  kN per cui la verifica non è soddisfatta.

##### 4.1.2. METODO $\Delta$

Il metodo  $\Delta$  si basa sul concetto che il carico che porta a rottura, sul quale applicare i coefficiente di sicurezza, non è quello sul piano di posa ma l'aliquota in eccesso rispetto alla tensione agente ai lati della fondazione (e.g. SIMONS e MENZIES, 1977; LANCELLOTTA, 2004). Pertanto, l'azione di progetto si calcola a partire dalla tensione efficace netta ( $\Delta q'$ ), ossia dalla differenza tra la tensione verticale efficace di progetto ( $q'_d$ ) agente sul piano di posa e la tensione verticale efficace di progetto agente ai lati della fondazione ( $\sigma'_{vd}$ ).

$$E_d = \Delta q' \cdot A = (q'_d - \sigma'_{vd}) \cdot A = \left( \frac{[1][G_S + G_T + G_w - U_w] + [1.3]Q_I}{A} - [1]\gamma' D \right) A \quad (8)$$

Sostituendo i valori numerici dell'esempio si ottiene un'azione di progetto  $E_d = 299.1$  kN per la fondazione 1 e  $E_d = 297.5$  kN per la fondazione 2.

Per entrambe le fondazioni la resistenza di progetto viene calcolata partendo dal carico limite netto, sottraendo alla (7) la pressione verticale efficace agente a lato del piano di posa:

$$q'_{lim,n} = q'_{lim} - q' = 0.5B\gamma'N_\gamma s_\gamma d_\gamma + \sigma'_{vd} N_q s_q d_q - \sigma'_{vd} \quad (9)$$

Considerando sempre i fattori di capacità portante  $N_\gamma$  e  $N_q$  ottenuti per  $\varphi'_d = 23^\circ$ , si ottiene  $q'_{lim,n} = 140.3$  kPa, da cui si ricava tramite la (5) una resistenza di progetto  $R_d = 311.7$  kN.

Essendo  $E_d < R_d$ , per entrambe le fondazioni la verifica è soddisfatta.

#### 4.2. Verifica a lungo termine con l'Approccio 1 delle NTC – Procedura B

Utilizzando la procedura B la verifica deve essere condotta confrontando la forza verticale totale e la resistenza ottenuta considerando il carico limite espresso in tensioni totali (Eq. 3).

4.2.1. METODO 1

Le azioni di progetto si ricavano attraverso una espressione simile alla (6a) in cui non va considerata la sottospinta  $U_w$ , ossia:

$$E_d = [1][G_S + G_T + G_w] + [1.3]Q_1 \quad (10)$$

Attraverso la (10) si ottiene  $E_d = 415.1$  kN per la fondazione 1 e  $E_d = 453.5$  kN per la fondazione 2.

Il carico limite, tenendo conto della (3) e della (7), è dato da:

$$q_{lim} = q'_{lim} + u_d = 0.5B\gamma'N_\gamma s_\gamma d_\gamma + \sigma'_{vd} N_q s_q d_q + u_d \quad (11)$$

dove  $u_d$  = valore di progetto della pressione interstiziale a livello del piano di posa della fondazione [ $u_d = \gamma_w (h_w + D)$ ]

Svolgendo i calcoli si trova  $q_{lim} = 169.3$  kN/m<sup>2</sup> per la fondazione 1 e  $q_{lim} = 179.3$  kN/m<sup>2</sup> per la fondazione 2; quindi dalla (5) si ricavano i valori di resistenza di progetto  $R_d$  rispettivamente di 376.2 kN e 398.4 kN.

Poiché  $E_d > R_d$ , in entrambi i casi la verifica non è soddisfatta.

4.2.2. METODO Δ

L'azione di progetto si calcola a partire dal carico netto espresso in tensioni totali ( $\Delta q$ ), ossia dalla differenza tra la tensione verticale totale di progetto agente sul piano di posa ( $q_d$ ) e la tensione verticale totale di progetto  $\sigma_{vd}$  agente ai lati della fondazione:

$$E_d = \Delta q \cdot A = (q_d - \sigma_{vd})A = \left( \frac{[1][G_S + G_T + G_w] + [1.3]Q_1}{A} - [1](\gamma_w h_w + \gamma_{sat} D) \right) A \quad (12)$$

Sostituendo i valori numerici del caso in esame si ottiene un carico verticale di progetto  $E_d$  pari a 299.1 kN per la fondazione 1 e a 297.5 kN per la fondazione 2. Si può facilmente dimostrare che  $\Delta q' = \Delta q$  e quindi i valori di  $E_d$  ricavati con la (12) coincidono con quelli ricavati con la (8).

La resistenza di progetto viene calcolata partendo dal carico limite netto in tensioni totali:

$$q_{lim,n} = q_{lim} - q = 0.5B\gamma'N_\gamma s_\gamma d_\gamma + \sigma'_{vd} N_q s_q d_q + u_d - \sigma_{vd} \quad (13)$$

Tenendo conto che  $\sigma'_{vd} = \sigma_{vd} - u_d$  si può verificare che la (13) coincide con la (9), ossia  $q_{lim,n} = q'_{lim,n}$  e che pertanto le due fondazioni, avendo lo stesso valore di  $\sigma'_{vd}$ , hanno anche la stesso carico limite netto pari a 140.3 kN/m<sup>2</sup> da cui si ricava  $R_d = 311.7$  kN, per cui la verifica è soddisfatta per entrambe le fondazioni.

4.3. Verifiche a lungo termine con l'Approccio 2 delle NTC – Procedura A

L'espressione (4) indicata nelle NTC [2008] contiene formalmente un unico valore del coeffi-

ciente parziale  $\gamma_{G1}$  da applicare quindi alla somma di tutte le azioni permanenti strutturali e assimilabili a strutturali (peso del terreno e risultanti di pressioni dell'acqua, se presenti). Secondo l'Eurocodice [UNI EN 1990] l'azione di progetto si ottiene attraverso un'espressione leggermente diversa che prevede diversi tipi di azione permanente ( $G_j$ ) ciascuna con un proprio coefficiente parziale ( $\gamma_{Gj}$ ):

$$E_d = \sum \gamma_{Gj} G_j + \gamma_{Q1} Q_1 + \psi_{02} \gamma_{Q2} Q_2 + \psi_{03} \gamma_{Q3} Q_3 + \dots \quad (14)$$

Utilizzando la (14), che gli scriventi ritengono più corretta rispetto alla (4) in presenza di azioni permanenti di diversa natura, l'Approccio 2 indicato nelle NTC [2008] si presta a diverse interpretazioni in merito al valore dei coefficienti amplificativi da applicare alle diverse azioni permanenti in base al loro effetto sulla verifica (vedi Tab. I). In particolare, il calcolo dell'azione di progetto può avvenire tenendo conto o meno del principio della singola sorgente enunciato negli Eurocodici (vedi Prospetto A.1.2(B) di UNI EN 1990 e §2.4.2 di EC7 – UNI EN 1997-1) che consiste nell'applicazione dello stesso fattore di sicurezza parziale alle "azioni permanenti derivanti da una unica sorgente" (nel caso specifico le forze dovute all'acqua e del terreno). L'Eurocodice enuncia tale principio solo nel calcolo dell'azione di progetto; tuttavia, secondo un'interpretazione più estesa, se la resistenza dipende da forze della stessa natura di quelle da cui dipende l'azione, per queste può essere ragionevole usare gli stessi coefficienti amplificativi nel calcolo sia dell'azione che della resistenza di progetto. Alla luce di tali considerazioni, è chiaro che rispetto all'Approccio 1 (che impiega un coefficiente unitario per tutte le azioni permanenti), con l'Approccio 2 sono possibili diverse combinazioni per ottenere l'azione e/o la resistenza di progetto e di conseguenza esistono più metodi di verifica. In questa nota, per non appesantire troppo la trattazione, ne saranno descritti solo alcuni tra quelli che secondo gli scriventi possono essere usati nella pratica ingegneristica nel rispetto dei principi alla base della normativa.

4.3.1. METODO 1

Si calcola l'azione di progetto attraverso la (14) trascurando il principio della singola sorgente, che non è espressamente indicato nelle NTC [2008]: i valori delle azioni "permanenti sfavorevoli" alla verifica (peso del terreno  $G_T$  e dell'acqua sovrastante  $G_w$ ) sono moltiplicati per 1.3, mentre la sottospinta  $U_w$  (azione "permanente favorevole") è moltiplicata per 1 (Tab. I):

$$E_d = [1.3](G_S + G_T + G_w) - [1]U_w + [1.5]Q_1 \quad (15)$$



Svolgendo i calcoli si ricava  $E_d = 445.4$  kN per la fondazione 1 e  $E_d = 455.3$  kN per la fondazione 2.

Il carico limite si calcola con la (7) utilizzando i coefficienti del gruppo M1 sulle caratteristiche del terreno [ $\varphi'_d = \varphi'_k = 28^\circ$ ,  $N_q = 14.72$ ;  $N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'_d = 14.59$ ]. Considerando sempre i coefficienti correttivi di forma ( $s_\gamma = 1 - 0.3B/L = 0.7$ ;  $s_q = 1 + \tan \varphi'_d = 1.53$ ) e trascurando i coefficienti di profondità ( $d_\gamma = d_q = 1$ ), si ottiene per entrambe le fondazioni un valore di  $q'_{lim}$  di 294.6 kN/m<sup>2</sup>. Utilizzando la (5) con  $A = 4$  m<sup>2</sup> e  $\gamma_R = 2.3$  (Tab. III) si ricava  $R_d = 512.3$  kN e la verifica è soddisfatta.

#### 4.3.2. METODO 2

Si calcola l'azione di progetto con la (14) applicando il principio della singola sorgente a tutte le azioni dovute all'acqua. A questo scopo può essere utile scomporre il peso del terreno  $G_T$  in una parte legata al peso alleggerito ( $G'_T$ ) e in una legata all'acqua interstiziale ( $G_{wt}$ ). Seguendo il principio della singola sorgente si deve utilizzare lo stesso coefficiente parziale (1 o 1.3) a  $G_w$ ,  $G_{wt}$  e  $U_w$ , poiché tutte queste azioni sono dovute alla stessa sorgente, ossia la pressione dell'acqua. Considerando che  $U_w > (G_w + G_{wt})$ , si sceglie un coefficiente unitario che rende la verifica più gravosa:

$$E_d = [1.3]G_s + [1.3]G'_T + [1](G_w + G_{wt} - U_w) + [1.5]Q_I \quad (16)$$

Sostituendo i dati relativi al caso in esame si ricava  $E_d = 429.2$  kN per la fondazione 1 e  $E_d = 427.6$  kN per la fondazione 2.

La resistenza di progetto è la stessa calcolata nel *metodo 1* ( $R_d = 512.3$  kN) ottenuta considerando i valori del peso di volume alleggerito ( $\gamma' = 19-10 = 9$  kN/m<sup>3</sup>) e della tensione verticale efficace di progetto ( $\sigma'_{vd} = 9$  kPa) senza alcun coefficiente amplificativo. In questo modo la resistenza di progetto è valutata in modo certamente cautelativo, anche se il principio della singola sorgente non è esteso al calcolo della resistenza, dal momento che la forza  $G'_T$ , dovuta sempre al terreno, viene invece amplificata nel calcolo dell'azione di progetto (Eq.16), applicando un coefficiente parziale di 1.3.

Essendo  $E_d < R_d$ , per entrambe le fondazioni la verifica di capacità portante è soddisfatta.

#### 4.3.3. METODO 3

Il metodo considera la stessa resistenza calcolata nei metodi precedenti ( $R_d = 512.3$  kN), ma, nel calcolo dell'azione di progetto, l'azione dovuta al terreno  $G'_T$  non è amplificata ( $\gamma_G = 1$ ), rispettando quindi il principio della singola sorgente nella sua interpretazione più ampia:

$$E_d = [1.3]G_s + [1]G'_T + [1](G_w + G_{wt} - U_w) + [1.5]Q_I \quad (17)$$

Svolgendo i calcoli si ottiene  $E_d = 425.1$  kN per la fondazione 1 e  $E_d = 423.5$  per la fondazione 2. Essendo  $E_d < R_d$  la verifica è soddisfatta per entrambe le fondazioni.

#### 4.3.4. METODO $\Delta$

Il *metodo  $\Delta$* , in cui la verifica è condotta in termini di carichi netti, può essere utilizzato nell'*Approccio 2* delle NTC con riferimento a tutti i metodi descritti in precedenza, con l'avvertenza di calcolare la tensione verticale agente ai lati della fondazione con lo stesso coefficiente amplificativo usato per  $G'_T$ . In questa sede si riporta l'applicazione del *metodo  $\Delta$*  solo in combinazione con il *metodo 3*, per cui l'azione di progetto si ricava dalla seguente espressione:

$$E_d = \Delta q' A = \left( \frac{[1.3]G_s + [1]G'_T + [1](G_w + G_{wt} - U_w) + [1.5]Q_I}{A} - [1]\gamma' D \right) A \quad (18)$$

Sostituendo i valori numerici, si trova,  $E_d = 389.1$  kN per la fondazione 1 e  $E_d = 387.6$  kN per la fondazione 2.

La resistenza di progetto viene calcolata partendo dal carico limite netto, ottenuto con la (9) o la (13), che risulta pari a 285.6 kN/m<sup>2</sup> per entrambe le fondazioni, da cui si ricava  $R_d = 496.7$  kN, per cui la verifica è soddisfatta.

#### 4.4. Verifica a lungo termine con l'Approccio 2 delle NTC - Procedura B

Con la *procedura B* l'azione di progetto è la forza verticale totale mentre la resistenza di progetto è ottenuta dalla (11). Nell'azione di progetto non ci sono forze dovute alla stessa sorgente in quanto la sottospinta  $U_w$  è inclusa nella resistenza. Resta tuttavia la possibilità di applicare il principio della singola sorgente nella sua interpretazione più estesa utilizzando nel calcolo della resistenza gli stessi coefficienti amplificativi utilizzati nel calcolo dell'azione.

#### 4.4.1. METODO 1

L'azione di progetto si ottiene amplificando, attraverso un coefficiente pari 1.3, tutte le forze di natura "permanente sfavorevole" ( $G_s$ ,  $G_w$  e  $G_T$ ):

$$E_d = [1.3](G_s + G_T + G_w) + [1.5]Q_I \quad (19)$$

Nello specifico si trova  $E_d = 525.4$  kN per la fondazione e  $E_d = 575.3$  kN per la fondazione 2.

Non si estende il principio della singola sorgente alla resistenza, per cui il carico limite viene calcolato con la (11) non amplificando il valore della pressione interstiziale, né quello della tensione verticale efficace agente ai lati della fondazione. In particolare si ricava un valore di  $q_{lim}$  pari a 314.6

kN/m<sup>2</sup> per la fondazione 1 e 324.6 kN/m<sup>2</sup> per la fondazione 2; con la (5) si ricavano quindi i valori di resistenza di progetto rispettivamente di 547.1 kN e 564.5 kN.

Utilizzando questo metodo la verifica è soddisfatta per la fondazione 1, ma non è soddisfatta per la fondazione 2.

#### 4.4.2. METODO 2

Si applica il principio della singola sorgente, nella sua interpretazione più ampia, agli effetti dovuti all'acqua (coefficiente unitario sia nel calcolo dell'azione di progetto che della resistenza di progetto), ma non a quelle dovute al terreno (azione amplificata e resistenza non amplificata):

$$E_d = [1.3]G_s + [1.3]G_T + [1]G_w + [1.5]Q_L \quad (20)$$

Sostituendo i valori dell'esempio si ottiene  $E_d = 513.8$  kN per la fondazione 1 e  $E_d = 552.2$  kN per la fondazione 2.

Le resistenze di progetto coincidono con quelle ricavate al §4.4.1, ossia 547.1 kN e 564.5 kN rispettivamente per la fondazione 1 e per la fondazione 2, per cui la verifica è soddisfatta per entrambe le fondazioni.

#### 4.4.3. METODO 3

In questo caso principio della singola sorgente si estende alla resistenza sia per il contributo dell'acqua che per il contributo del terreno; in particolare, nel calcolo della resistenza i pesi di volume di terreno e acqua non sono amplificati e, coerentemente, anche nel calcolo dell'azione di progetto si applicano coefficienti unitari alle azioni dovute al peso del terreno e dell'acqua.

$$E_d = [1.3]G_s + [1]G_T + [1]G_w + [1.5]Q_L \quad (21)$$

Dalla (21) si ricava  $E_d = 505.1$  kN per la fondazione 1 e  $E_d = 543.5$  kN per la fondazione 2.

Le resistenze di progetto sono sempre quelle ricavate al §4.4.1 (ossia 547.1 kN e 564.5 kN); pertanto la verifica è soddisfatta per entrambe le fondazioni.

#### 4.4.4. METODO Δ

Anche con la *procedura B*, il *metodo Δ* può essere abbinato a tutti i metodi descritti in precedenza avendo cura di calcolare la tensione verticale totale ai lati della fondazione con gli stessi coefficienti utilizzati per  $G_T$  e  $G_w$ . Qui si riporta il calcolo relativo solo al *metodo 3*, in cui l'azione di progetto viene:

$$E_d = \Delta q A = (q_d - \sigma_{vd}) A = \left( \frac{[1.3]G_s + [1]G_T + [1]G_w + [1.5]Q_L}{A} - [1](\gamma_w h_w + \gamma_{sat} D) \right) A \quad (22)$$

Sostituendo i dati del caso in esame,  $E_d = 389.1$  kN per la fondazione 1 e  $E_d = 387.5$  kN per la fondazione 2.

La resistenza di progetto viene calcolata partendo dal carico limite netto (Eqs. 9 e 13).

In particolare, per entrambe le fondazioni si ottiene  $q_{lim,n} = 285.6$  kN/m<sup>2</sup> e  $R_d = 496.7$  kN, per cui la verifica è soddisfatta.

## 5. Risultati delle verifiche a breve termine

Si considerano le stesse fondazioni e gli stessi carichi descritti al §4, ipotizzando un terreno di fondazione omogeneo caratterizzato da un valore caratteristico di resistenza non drenata  $c_{u,k}$  pari a 42 kPa.

### 5.1. Verifica a breve termine con l'Approccio 1 delle NTC

#### 5.1.1. METODO 1

L'azione di progetto è il carico verticale totale ricavato con la (10), ossia  $E_d = 415.1$  kN per la fondazione 1 e  $E_d = 453.5$  kN per la fondazione 2.

Per le fondazioni esaminate, nelle verifiche in condizioni non drenate la resistenza di progetto si ottiene dalla (1), introducendo i coefficienti correttivi di forma ( $s_c$ ) e profondità ( $d_c$ ):

$$q_{lim} = c_{u,d} N_c s_c d_c + \sigma_{vd} = c_{u,d} N_c s_c d_c + (\gamma_w h_w + \gamma_{sat} D) \quad (23)$$

Tenendo conto che nell'esempio analizzato  $D/B = 0.55$  e  $B/L = 1$ , dal grafico di SKEMPTON (1951) si ottiene direttamente il valore di  $N_c s_c d_c$  pari a circa 7.1.

Sostituendo nella (23) il valore di progetto della resistenza non drenata ( $c_{u,d} = c_{u,k}/1.4 = 30$  kPa) si ricava per la fondazione 1  $q_{lim} = 242$  kN/m<sup>2</sup> e  $R_d = 537.8$  kN, mentre per la fondazione 2  $q_{lim} = 252$  kN/m<sup>2</sup> e  $R_d = 560$  kN, per cui la verifica è soddisfatta per entrambe le fondazioni.

#### 5.1.2. METODO Δ

Le azioni di progetto per le due fondazioni esaminate sono quelle calcolate con la (12), ossia rispettivamente 299.1 kN e 297.5 kN.

La resistenza di progetto viene calcolata partendo dal carico totale limite netto:

$$q_{lim,n} = q_{lim} - \sigma_{vd} = c_{u,d} N_c s_c d_c \quad (24)$$

Sostituendo i valori dell'esempio si ricava  $q_{lim,n} = 213$  kN/m<sup>2</sup> e  $R_d = 473.3$  kN; pertanto per entrambe le fondazioni la verifica è soddisfatta.

Tab. IV – Sintesi dei risultati delle verifiche a lungo termine utilizzando la *procedura A*.

Tab. IV – Results of long term analyses with the “Procedure A”.

Procedura A: $R_d$ sulla base della (2) tranne nel metodo $\Delta$	APPROCCIO 1 A2+M2+R2		APPROCCIO 2 1+M1+R3			
	Metodo 1	Metodo $\Delta$	Metodo 1	Metodo 2	Metodo 3	Metodo $\Delta^{**}$
Espressione per $E_d$	(6a) o (6b)	(8)	(15)	(16)	(17)	(18)
$R_d/E_d$ per Fondazione 1	0.990	1.042	1.150	1.194	1.205	1.277
$R_d/E_d$ per Fondazione 2	0.994	1.047	1.125	1.198	1.210	1.281
PSS* sulle azioni	rispettato	rispettato	non applicato	applicato	applicato	applicato
Estensione PSS a $R_d$	SÌ	SÌ	NO	NO	SÌ	SÌ
Coerente con principi di meccanica delle terre?	SÌ	SÌ	NO	SÌ	SÌ	SÌ

\* PSS = principio della singola sorgente; \*\*abbinato al metodo 3

## 5.2. Verifica a breve termine con l'Approccio 2 delle NTC

Con l'Approccio 2 esistono sempre diverse opzioni per eseguire la verifica, a seconda che si intenda o meno valutare gli effetti dovuti al peso di acqua e terreno con gli stessi coefficienti amplificativi nel calcolo sia dell'azione che della resistenza di progetto.

## 5.2.1. METODO 1

L'azione di progetto si ottiene con la (19) nella quale i valori delle azioni permanenti sfavorevoli (peso del terreno  $G_T$  e dell'acqua sovrastante  $G_w$ ) sono moltiplicati per 1.3.

Si ricava quindi  $E_d = 525.4$  kN per la fondazione 1 e  $E_d = 575.3$  kN per la fondazione 2.

Il carico limite è calcolato con la (23) utilizzando il valore caratteristico della resistenza a breve termine ( $c_{u,d} = c_{u,k} / 1 = 42$  kPa). Considerando per  $N_{cs}d_c$  il valore di 7.1 ottenuto dal grafico di SKEMPTON [1951], il carico limite è 327.2 kN/m<sup>2</sup> per la fondazione 1 e 337.2 kN/m<sup>2</sup> per la fondazione 2. Le resistenze di progetto risultano quindi rispettivamente di 569 kN e 586.4 kN e la verifica è soddisfatta per entrambe le fondazioni.

## 5.2.2. METODO 2

L'azione di progetto è la stessa del metodo 1, ossia a 525.4 kN per la fondazione 1 e 575.3 kN per la fondazione 2. In questo caso il principio della singola sorgente viene esteso al calcolo della resistenza. In particolare, nel calcolo della tensione verticale totale agente ai lati della fondazione, al contributo del terreno e dell'acqua si applica lo stesso coefficiente amplificativo di 1.3 utilizzato nel calcolo dell'azione di progetto.

$$q_{lim} = c_u N_c s_c d_c + [1.3](\gamma_w d_w + \gamma_{sat} D) \quad (25)$$

Nel caso in esame, per la fondazione 1 si trova  $q_{lim} = 335.9$  kPa e  $R_d = 584.2$  kN mentre per la fondazione 2  $q_{lim} = 348.9$  kPa e  $R_d = 606.8$  kN.

Essendo  $E_d < R_d$  la verifica è soddisfatta per entrambe le fondazioni.

## 5.2.3. METODO 3

Anche in questo caso si estende il principio della singola sorgente al calcolo della resistenza, ma a differenza del metodo 2, i carichi dovuti al terreno di riempimento e all'acqua sovrastante non sono amplificati né nel calcolo dell'azione di progetto né nel calcolo della resistenza di progetto.

Le azioni di progetto sono quindi ottenute con la (21), ossia 505.1 kN per la fondazione 1 e 543.5 kN per la fondazione 2, mentre le resistenze di progetto sono le stesse ottenute con il metodo 1, ossia  $R_d = 569$  kN per la fondazione 1 e  $R_d = 586.4$  kN per la fondazione 2. Essendo  $E_d < R_d$  la verifica è soddisfatta in entrambi i casi.

5.2.3. METODO  $\Delta$ 

Con il metodo  $\Delta$  si considerano i valori netti di azione e resistenza tenendo conto della tensione verticale totale ai lati della fondazione. Come per le verifiche a lungo termine, anche per le verifiche a breve termine il metodo  $\Delta$  può essere applicato in combinazione a tutti i metodi descritti in precedenza. In questa sede si riporta solo il calcolo relativo al metodo 3, in cui le azioni di progetto sono calcolate con la (22), ossia  $E_d = 389.1$  kN per la fondazione 1 e  $E_d = 387.5$  kN per la fondazione 2.

Per entrambe le fondazioni la resistenza di progetto viene calcolata partendo dal carico limite net-



Tab. V – Sintesi dei risultati delle verifiche a lungo termine utilizzando la *procedura B*.

Tab. V – Results of long term analyses with the “Procedure B”.

Procedura B: $R_d$ sulla base della (3) tranne nel metodo $\Delta$	APPROCCIO 1 A2+M2+R2		APPROCCIO 2 A1+M1+R3			
	Metodo 1	Metodo $\Delta$	Metodo 1	Metodo 2	Metodo 3	Metodo $\Delta^{**}$
Espressione per $E_d$	(10)	(12)	(19)	(20)	(21)	(22)
$R_d/E_d$ per Fondazione 1	0.906	1.042	1.041	1.065	1.083	1.277
$R_d/E_d$ per Fondazione 2	0.878	1.047	0.981	1.022	1.039	1.281
PSS* sulle azioni	rispettato	rispettato	rispettato	rispettato	rispettato	rispettato
Estensione PSS a $R_d$	SÌ	SÌ	NO	PARZIALE	SÌ	SÌ
Coerente con principi della meccanica delle terre?	NO	SÌ	NO	NO	NO	SÌ

\* PSS = principio della singola sorgente; \*\*abbinato al metodo 3

to, utilizzando la (24) con il valore caratteristico della resistenza non drenata ( $c_{ud} = c_{uk} / 1 = 42$  kPa). Svolgendo i calcoli per entrambe le fondazioni si trova  $q_{lim,n} = 298.2$  kN/m<sup>2</sup> e  $R_d = 518.6$  kN per cui la verifica è soddisfatta.

## 6. Discussione

In tabella IV e tabella V sono riassunti i valori del rapporto  $R_d/E_d$  ottenuti nelle verifiche a lungo termine applicando rispettivamente la *procedura A* e la *procedura B*. In tabella VI sono riportati i valori dei rapporti  $R_d/E_d$  ottenuti nelle verifiche a breve termine.

Analizzando i risultati ottenuti nelle verifiche drenate utilizzando la *procedura A* in combinazione con l'Approccio 2 (Tab. IV), si può osservare che, tranne nel caso di utilizzo del *metodo 1* nel calcolo delle azioni, il livello di sicurezza aumenta leggermente passando dalla fondazione 1 alla fondazione 2. Questo piccolo incremento è dovuto al fatto che nella fondazione 2 c'è una maggiore porzione di pilastro sommersa e quindi una maggiore spinta d'Archimede che, a parità di carico strutturale totale  $G_s$ , determina una riduzione del carico verticale efficace, giustificando quindi, a parità di resistenza, un piccolo aumento del livello di sicurezza. In ogni caso, ad eccezione della verifica con l'Approccio 2 – *metodo 1*, i risultati sono in accordo con i principi della meccanica delle terre secondo cui, a parità di azione efficace e di stato tensionale efficace, in un terreno di medesime caratteristiche fisico-meccaniche si deve ottenere lo stesso livello di sicurezza.

Applicando invece l'Approccio 2 con il *metodo 1*, in cui l'azione di progetto è calcolata prescindendo dal principio della singola sorgente, si ottiene un risulta-

to opposto, con il livello di sicurezza che diminuisce all'aumentare del battente d'acqua. Pertanto risulta evidente che nel processo di verifica di fondazioni sommerse, per ottenere un risultato congruente con i principi della geotecnica, è necessario applicare il principio della singola sorgente almeno alle azioni dovute alla pressione dell'acqua (*metodo 2*, *metodo 3* e *metodo  $\Delta$* ). Tale problematica emerge solo applicando l'Approccio 2 previsto dalle NTC [2008], mentre con l'Approccio 1, in cui le azioni permanenti non sono amplificate, il calcolo dell'azione di progetto  $E_d$  è sostanzialmente privo di incertezze.

Eseguendo le verifiche a lungo termine attraverso la *procedura B* (Tab. V) con entrambi gli approcci di verifica delle NTC il livello di sicurezza appare sistematicamente inferiore a quello ottenuto con la *procedura A* (Tab. IV) e diminuisce in modo apprezzabile passando dalla fondazione 1 alla fondazione 2, ossia all'aumentare del battente d'acqua  $h_w$ . Utilizzando l'Approccio 2 – *metodo 1* si perviene al risultato emblematico in cui la verifica è soddisfatta per la fondazione 1 ma non per la fondazione 2. Pertanto i risultati ottenuti con la *procedura B* non sono congruenti con i principi della meccanica delle terre, ad eccezione del caso in cui si utilizza il *metodo  $\Delta$*  che confronta azioni e resistenze al netto della tensione agente ai lati della fondazione. Si può notare inoltre che con il *metodo  $\Delta$*  il rapporto  $R_d/E_d$ , a parità di approccio, è sistematicamente superiore a quello che si ottiene con gli altri metodi e rimane invariato passando dalla *procedura A* alla *procedura B*, per cui il *metodo  $\Delta$*  rappresenta di fatto una procedura unificata nelle verifiche in condizioni drenate.

In condizioni non drenate (Tab. VI) tutti i metodi di verifica in termini di carichi e resistenze lorde producono risultati non in linea con i principi della geotecnica, poiché le pressioni dell'acqua e del ter-