

Eurocodice 7: fondazioni superficiali

Giampaolo Cortellazzo* – Alberto Mazzucato*

Sommario

Nella presente nota, sono stati presi in esame gli aspetti principali che caratterizzano la Normativa Italiana (D.M. 11/3/88) e quella Europea (EC-7 Parte 1), sull'argomento delle fondazioni superficiali. Sono state inoltre analizzate le problematiche connesse all'impiego dell'EC-7 nella valutazione della capacità portante, soffermandosi in particolare sugli aspetti relativi alle incertezze legate al modello di calcolo ed alla scelta dei parametri di resistenza. Viene infine riportato un esempio di calcolo di verifica della capacità portante, svolto secondo la Normativa attuale e quella Europea.

1. Confronto fra Normativa Italiana (D.M. 11/3/88) e Normativa Europea EC-7 parte 1 (versione agosto 1994)

Il confronto fra Norme Tecniche Italiane e nuovo codice Europeo EC-7 mette in luce due differenze preminenti che riguardano la diversa impostazione generale della normativa, nella fattispecie quella del capitolo fondazioni, ed il differente modo di applicare i coefficienti di sicurezza. Nella Normativa Europea, innanzitutto, la valutazione del comportamento delle fondazioni dirette, in condizioni di rottura e di esercizio, e lo studio dei vari aspetti progettuali vengono affrontati in modo molto più dettagliato; l'EC-7, ed i correlati Allegati (B, C, D, E), infatti a differenza della Normativa Italiana (Appendice 1):

- a) stabiliscono un elenco degli Stati Limite da considerare e quindi delle situazioni potenzialmente pericolose da analizzare;
- b) propongono due approcci di calcolo per la valutazione della capacità portante ultima: Metodo diretto o analitico (Allegato B) e Metodo semi-empirico in cui la capacità portante viene determinata mediante raffronto con strutture esistenti o con l'impiego di correlazioni con prove in sito (Allegato C);
- c) forniscono delle prescrizioni per la verifica per scorrimento sul piano di posa;
- d) richiedono l'effettuazione di un controllo affinché non si verifichino fenomeni di collasso della struttura sovrastante, a causa di eccessivi movimenti delle fondazioni.

Nella Normativa Europea viene anche presa in esame la progettazione allo stato limite di servizio, per

la quale sono fornite indicazioni per la valutazione dei cedimenti dovuti ad azioni di tipo sia statico (Allegato D) che vibrazionale. Vengono infine date istruzioni specifiche per il calcolo delle fondazioni su roccia; nell'Allegato E sono riportati i valori di pressione ammissibile per alcuni tipi di ammassi rocciosi.

L'Eurocodice, per quanto attiene al calcolo strutturale, propone sia per l'analisi della condizione di stato limite ultimo che per quella dello stato limite di servizio, l'impiego pressochè generalizzato di schemi semplici di interazione terreno-struttura, come quelli di continuo deformabile o di serie di molle, consigliando analisi agli elementi finiti solo in situazioni particolari.

La Normativa Italiana, per lo studio di tutti questi aspetti, fornisce invece indicazioni di carattere generale. Risulta perciò evidente che l'argomento delle fondazioni superficiali viene sviluppato nell'EC-7 in modo più dettagliato di quanto non lo sia nelle Norme Tecniche attualmente in vigore e di conseguenza codifica la progettazione in modo più vincolante e restrittivo.

2. Aspetti teorici inerenti la progettazione agli stati limite

L'aspetto che differenzia sostanzialmente l'EC-7 dal D.M. 11/3/88 consiste nel diverso modo di imporre il coefficiente di sicurezza all'opera di fondazione.

Si deve anzitutto precisare che, da un punto di vista generale, individuata una condizione di Stato Limite, si hanno a disposizione sostanzialmente tre metodi per conferire un adeguato grado di sicurezza ad una struttura (Fig. 1). I tre approcci rappresentati in figura corrispondono al metodo del coefficiente di sicurezza globale o Livello 0, adottato dal Regolamento Italiano, al metodo semiprobabilistico o Livello I, proposto dall'Eurocodice, ed

* Istituto di Costruzioni Marittime e di Geotecnica - Università di Padova.

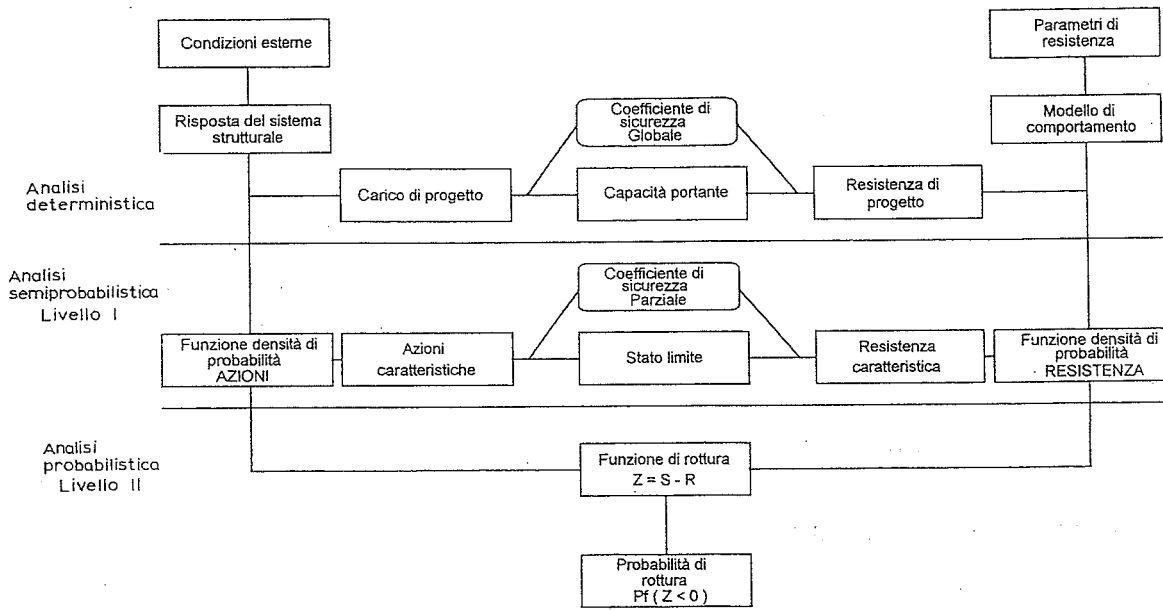


Fig. 1 - Aspetti fondamentali dell'analisi deterministica e di quelle probabilistiche di livello I e II.

al metodo probabilistico o Livello II. È evidente che l'elemento che differenzia il Livello 0 dai Livelli I e II consiste principalmente nella formulazione, per questi ultimi due, di una funzione di densità di probabilità sia per quanto concerne i carichi sia per quanto riguarda i parametri di resistenza (Fig. 2). Tale fatto comporta, quantomeno, la necessità di ipotizzare il tipo di distribuzione dei vari parametri

in gioco e quindi di valutare i valori che caratterizzano la distribuzione stessa. La conoscenza effettiva della funzione densità di probabilità da parte del progettista risulta necessaria solo per l'utilizzo del metodo di Livello II. Nel metodo semiprobabilistico è infatti il normatore che si fa carico di fornire dei coefficienti che permettano di conseguire un determinato livello di probabilità di rottura, tenendo con-

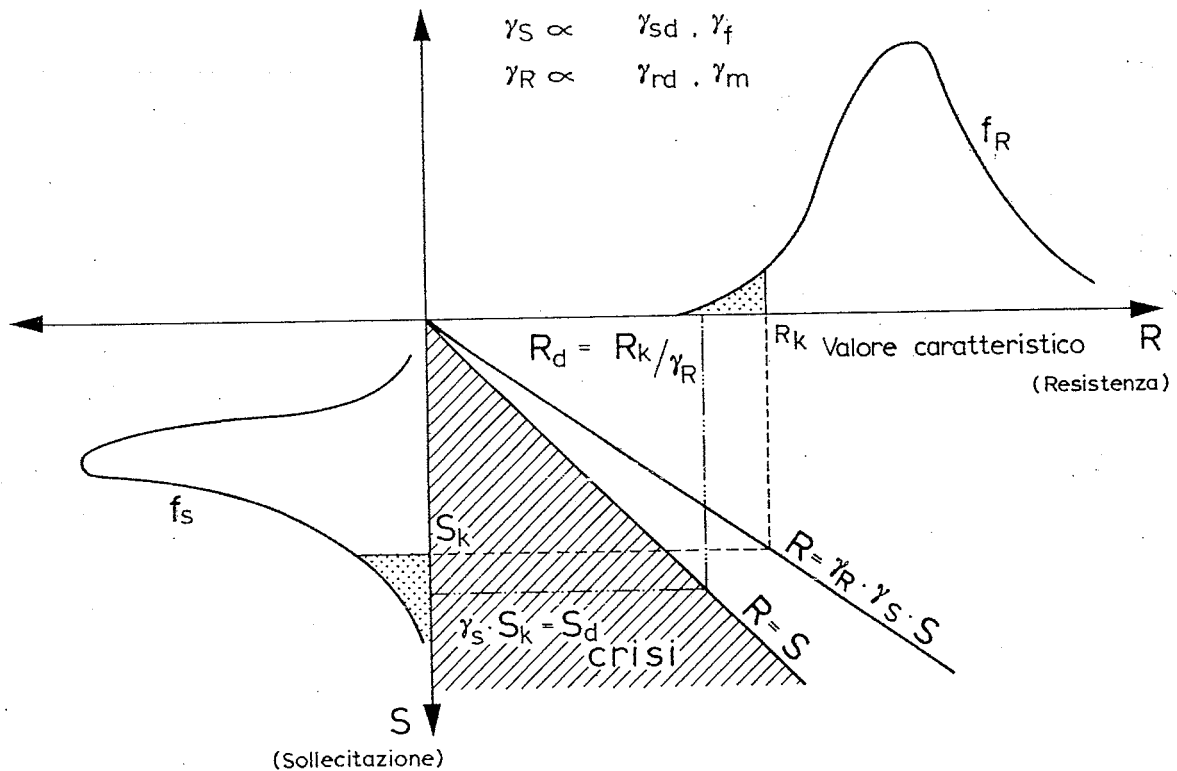


Fig. 2 - Verifica di sicurezza di tipo probabilistico.

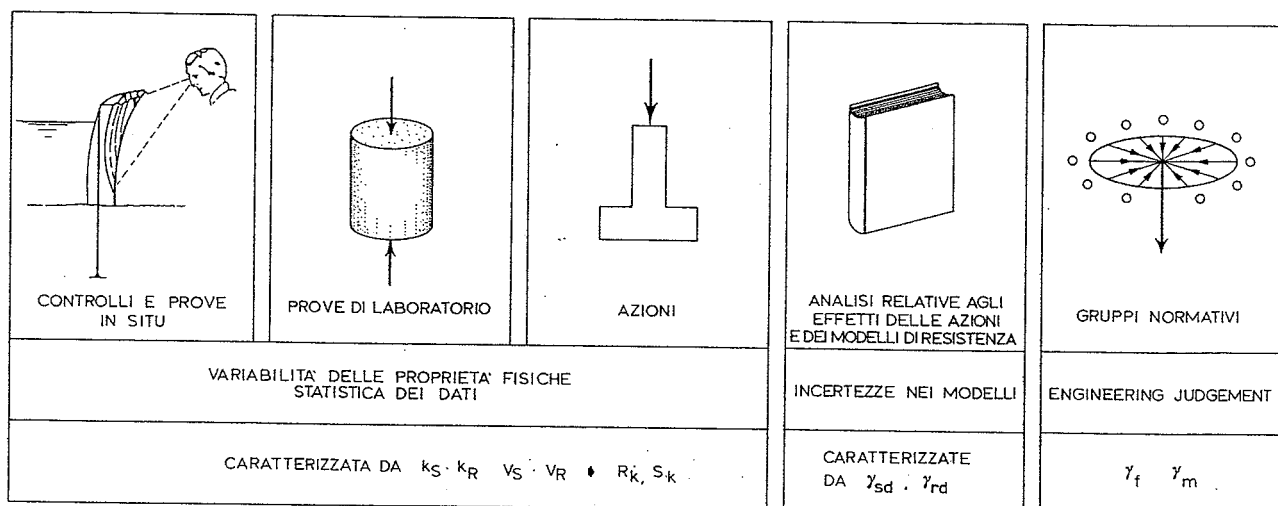


Fig. 3 - Suddivisione della valutazione dell'incertezza in relazione a vari aspetti.

to, in qualche modo, della inevitabile variabilità statistica dei parametri.

La progettazione con il metodo semiprobabilistico presuppone che durante la fase di stesura della normativa, siano state formulate precise ipotesi sull'elaborazione dei dati inerenti alle incertezze legate sia a prove in sito e di laboratorio sia al modello di interpretazione delle azioni resistenti e sollecitanti (Fig. 3). Per quanto riguarda l'incertezza relativa al modello per la determinazione della resistenza, nella progettazione delle fondazioni superficiali non viene fornito alcun coefficiente di sicurezza specifico. La Normativa Europea, infatti, stabilisce che i valori di progetto dei parametri di resistenza siano determinati mediante i corrispondenti valori caratteristici, cui si impongono dei coefficienti di sicurezza parziali, che, nel caso in esame, devono necessariamente tenere conto di diversi tipi di incertezze fra le quali quelle legate al modello di calcolo ed all'incompleta conoscenza della distribuzione statistica dei valori di singoli parametri. Dalla figura 2 si può rilevare come, con questa procedura, si possano determinare i valori di progetto delle variabili, valori che sostanzialmente individuano una situazione di Stato Limite, connessa ad una prefissata probabilità che essa si verifichi.

3. Valutazione della capacità portante secondo la Normativa Italiana e quella Europea EC-7

In relazione a quanto in precedenza esposto, è sicuramente interessante confrontare i risultati che si ottengono nella valutazione della capacità portante utilizzando il metodo del coefficiente di sicurezza globale o quello semiprobabilistico con i coefficienti di sicurezza parziali. Al riguardo si è utilizzata la classica espressione della capacità portante valida per fondazione continua, carico centrato e verticale:

$$q_u = c N_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (1)$$

in cui si sono assunti:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45 + \varphi/2) \quad (2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi' \quad (3)$$

mentre il coefficiente N_γ è stato definito utilizzando i risultati delle varie teorie proposte da numerosi autori e dalla Normativa Europea; in particolare si è fatto riferimento alle trattazioni di CHEN [1975], di HANSEN [1970], di MEYERHOF [1951; 1963] e di VESIC [1973]:

$$\text{CHEN [1975]:} \\ N_\gamma = 2.0 (N_q + 1) \tan \varphi' \cdot \tan(45 + \varphi'/5) \quad (4^I)$$

$$\text{HANSEN [1970]:} \\ N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \varphi' \quad (4^{II})$$

$$\text{MEYERHOF [1963]:} \\ N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \varphi') \quad (4^{III})$$

$$\text{VESIC [1973]:} \\ N_\gamma = 2.0 (N_q + 1) \tan \varphi' \quad (4^{IV})$$

$$\text{EC-7:} \\ N_\gamma = 2.0 (N_q - 1) \tan \varphi' \quad (4^V)$$

Dal confronto dei valori di N_γ ottenuti con le precedenti espressioni (4), avendo assunta come riferimento quella dell'Eurocodice, appare evidente che i vari metodi forniscono valori di N_γ che possono discostarsi tra loro anche del 40 - 50% e ciò adottando per φ sia i valori caratteristici (Fig. 4) che quelli di progetto o design (valori caratteristici ridotti con il coefficiente parziale secondo Eurocodice) (Fig. 5). Pertanto, in relazione alla forte dispersione nei risultati, sembrerebbe opportuno che il Codice Europeo prescrivesse l'impiego di un ben definito metodo di calcolo oppure che fornisse coefficienti di sicurezza correlati all'incertezza sul modello, dato che l'analisi semiprobabilistica dovrebbe assicurare un determinato e sostanzialmente costante livello di affidabilità.

Nell'ipotesi di una distribuzione di tipo normale

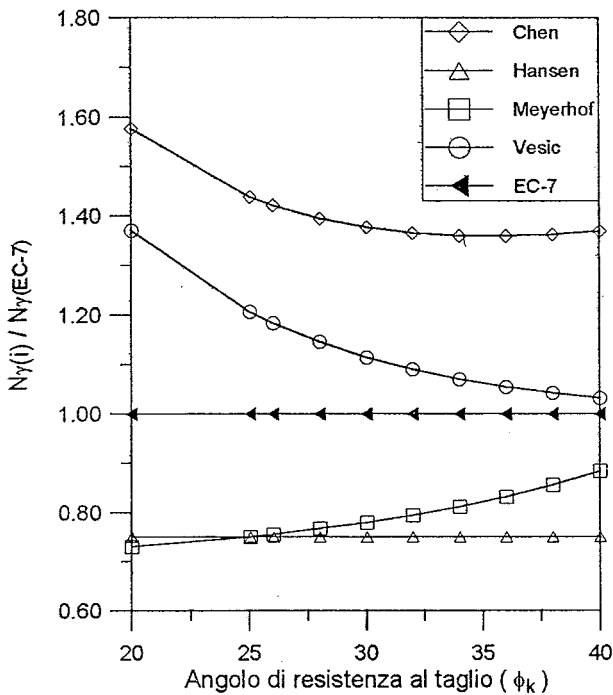


Fig. 4 - Rapporto fra gli N_γ derivanti dall'utilizzo di diverse teorie e quella proposta dall'EC-7 in funzione di ϕ_k .

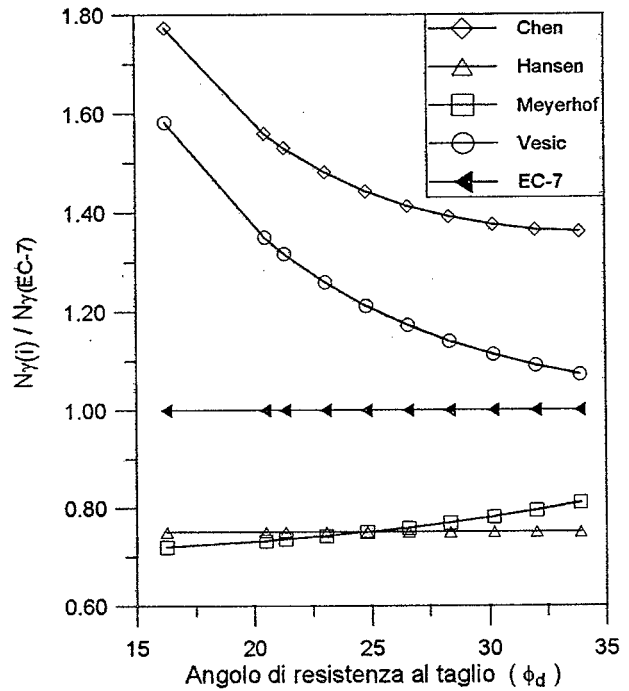


Fig. 5 - Rapporto fra gli N_γ derivanti dall'utilizzo di diverse teorie e quella proposta dall'EC-7 in funzione di ϕ_d .

dell'angolo di resistenza al taglio e di un coefficiente di variazione dello stesso (rapporto fra scarto quadratico e valore medio di una determinata variabile, $COV\phi$) uguale al 7%, i rapporti fra i coefficienti di capacità portante N_c , N_q e N_γ (N_γ valutato con l'espressione proposta dall'Eurocodice), ottenuti con valori medi o caratteristici di ϕ e quelli derivanti dai valori di progetto ($\gamma_m = 1.25$) applicando l'Eurocodice, assumono valori diversi in funzione dell'angolo di resistenza al taglio. Pertanto ammettendo che nell'applicazione delle Norme Tecniche vigenti si faccia usualmente riferimento a valori compresi tra quelli medi e quelli caratteristici, appare evidente che il grado di sicurezza non è indipendente dai valori assunti dai parametri di resistenza, anche tenendo conto degli altri coefficienti di sicurezza in gioco, quali quelli relativi alla coesione ed ai carichi (Fig. 6,7,8).

In figura 9 viene preso in esame il caso di una fondazione superficiale continua, con piano di posa posto ad 1.0 m di profondità, larghezza della fondazione uguale a 2.5 m e con peso di volume del terreno γ al di sopra della fondazione e di quello al di sotto pari rispettivamente a 17 kN/m³ ed a 9 kN/m³. Nella figura sono confrontati i rapporti fra la capacità portante, valutata con l'espressione:

$$q_u = qN_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (5)$$

risultante dall'utilizzo dei coefficienti proposti nell'EC-7 e quella derivante dall'applicazione delle Norme Tecniche Italiane sui valori medi di ϕ , per due diversi coefficienti di variazione ($COV\phi = 5 - 10\%$), e su quelli caratteristici. Si rileva che tale rapporto, quan-

do il confronto è relativo ai valori caratteristici, si mantiene compreso fra 1.80 ed 1.40 ed invece, nel caso dei valori medi, varia fra 1.55 e 0.35, in relazione all'entità del coefficiente di variazione di ϕ .

Per quanto concerne le verifiche svolte in condizioni non drenate, si può osservare che, essendo in

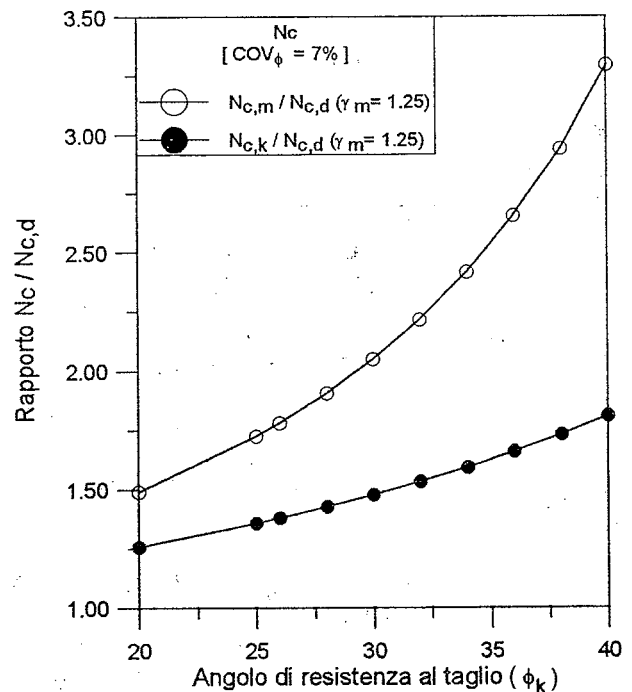


Fig. 6 - Rapporto fra N_c derivante dall'utilizzo di ϕ_m e ϕ_k e N_c ottenuto con ϕ_d , in funzione di ϕ_k .

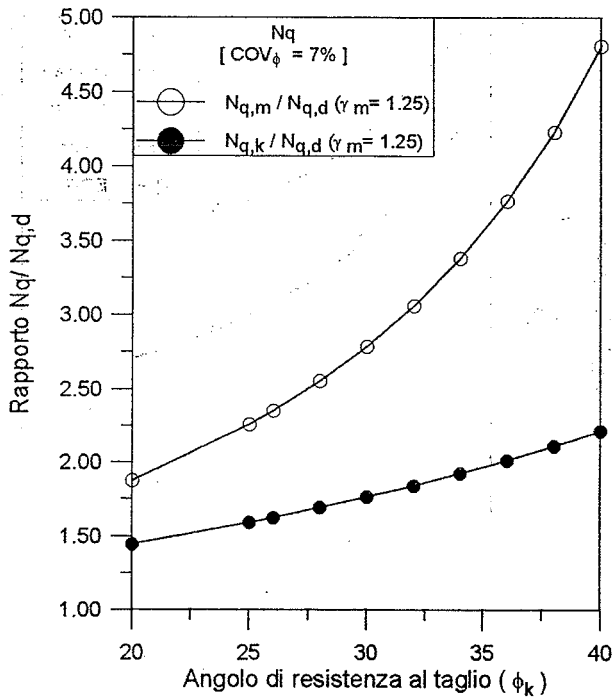


Fig. 7 - Rapporto fra N_q derivante dall'utilizzo di φ_m e φ_k e N_q ottenuto con φ_d , in funzione di φ_k .

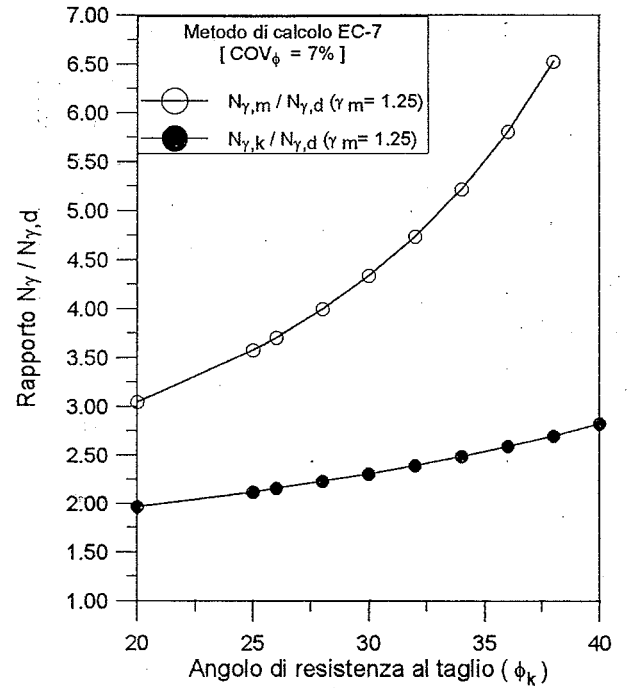


Fig. 8 - Rapporto fra N_y derivante dall'utilizzo di φ_m e φ_k e N_y ottenuto con φ_d , in funzione di φ_k (N_y valutato con l'espressione dell'Eurocodice).

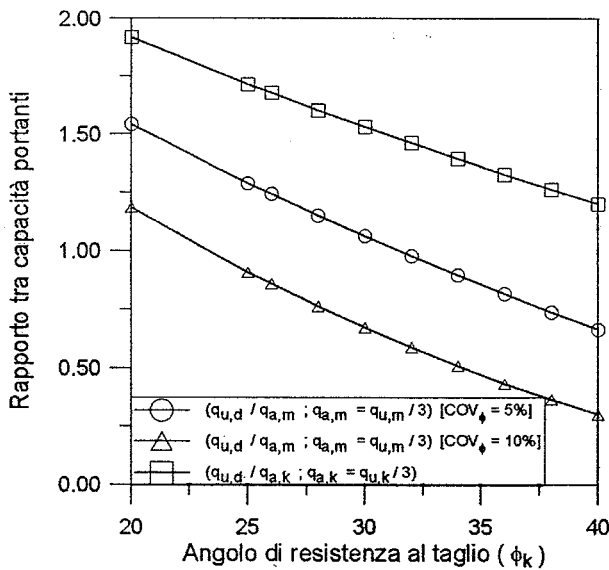


Fig. 9 - Confronto della capacità portante di una fondazione continua valutata con i valori di φ_m , per due diversi COV_{φ} , e di φ_k con quella ottenuta con i valori di design φ_d , in funzione di φ_k .

questo caso N_c costante, il rapporto fra la capacità portante di progetto e quella ammissibile, determinata facendo riferimento ai valori caratteristici di c_u , è costante e pari al rapporto FS/γ_m , in cui FS rappresenta il coefficiente di sicurezza globale. Qualora invece si ipotizzi che la capacità portante ammissibile della Normativa Italiana sia valutata con valori medi

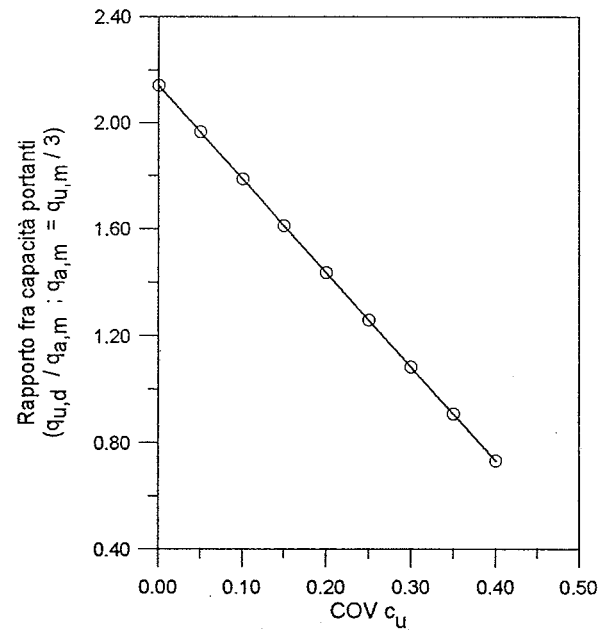


Fig. 10 - Confronto della capacità portante di una fondazione continua valutata con i valori di $c_{u,m}$ con quella ottenuta con i valori di design $c_{u,d}$, in funzione di COV_{c_u} .

di c_u , il suddetto rapporto diviene funzione del coefficiente di variazione di c_u (Fig. 10). Anche in questo caso si deve inoltre rammentare che le due normative presuppongono carichi sulla fondazione di entità diversa.

I precedenti risultati implicano che l'impiego del coefficiente di sicurezza globale, come richiesto dalla

Normativa Italiana, sia apparentemente associato ad un livello di affidabilità dell'opera diverso rispetto a quello che si ottiene applicando i coefficienti di sicurezza parziali suggeriti dall'EC-7. Ancora, l'utilizzo della Normativa Europea comporta frequentemente la determinazione di capacità portanti di progetto maggiori di quelle ottenute con l'applicazione della Normativa Italiana, per cui risulta opportuna la verifica dell'ammissibilità dei cedimenti che possono maturare in condizioni di stato Limite Ultimo, secondo quanto proposto nel punto 6.5.5 dell'EC-7.

Un altro aspetto di fondamentale importanza nell'applicazione della Normativa Europea è legato alla definizione del valore di progetto delle variabili. Infatti, mentre per quanto concerne le azioni non si può che far riferimento agli studi già condotti nell'ambito dell'ingegneria strutturale, per i parametri di resistenza dei terreni la scelta risulta molto più complessa. In particolare si ha una consistente riduzione del valore dell'angolo di resistenza al taglio di progetto, rispetto a quello medio, dato che, per le fondazioni superficiali, i coefficienti di sicurezza parziali vengono applicati sui valori caratteristici dei parametri di resistenza; per esempio, determinando il valore caratteristico di φ e successivamente applicando $\gamma_m = 1.25$, un angolo di resistenza al taglio medio pari a 35° può ridursi fino ad un valore di progetto di circa 26° . Tale fatto può essere causa di notevoli incertezze sia nell'interpretazione del reale comportamento del terreno, che per i due suddetti valori può essere sostanzialmente diverso, sia nella scelta dello schema di calcolo della fondazione.

Nella Normativa Europea, come in precedenza ricordato, è consentito anche un secondo metodo per la determinazione della capacità portante che fa riferimento soprattutto all'utilizzo di correlazioni di tipo sperimentale con i risultati di prove in sito. In questo caso è da ritenersi molto utile che la normativa EC-7 - parte 3 in fase di preparazione (Standards for field testing and sampling - Specifica per l'interpretazione di prove in sito) fornisca indicazioni sul livello di attendibilità di tali relazioni e sul loro campo di applicabilità.

4.1. Esempio numerico

A titolo di esempio viene sviluppato il calcolo di verifica della capacità portante di una fondazione superficiale, facendo riferimento sia alla normativa italiana attualmente vigente che a quella europea.

La fondazione superficiale presa in esame, posta ad 1.0 m di profondità, costituisce il plinto interno di forma quadrata ($B=2.3$ m) del telaio centrale di un capannone ad uso industriale, formato da telai a quattro campate con pilastri di altezza 8.0 m e

Tab. I - Carichi permanenti e variabili [kN].

peso proprio	1288.8	G_k
neve	288	Q_{k1}
vento sup. ¹⁾	17.3	Q_{k2}
vento inf. ¹⁾	86.4	Q_{k2}

¹⁾ il vento agisce in direzione orizzontale

travi di 12.0 m di luce, su cui insiste la copertura di tegoli precompressi di 24.0 m di luce. Oltre al peso proprio, agiscono anche i carichi ripartiti dovuti alla neve, al vento ("Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi", D.L. 16/1/1996). In tabella I sono riportati i carichi agenti.

Il terreno al di sotto della fondazione si ipotizza, per semplicità, omogeneo, privo di coesione e caratterizzato da un peso di volume γ_k pari a 18 kN/m^3 e da un angolo di resistenza al taglio φ_k pari a 33° . I suddetti valori sono utilizzati nelle analisi svolte secondo il D.M. 11/3/88.

Per svolgere la verifica relativa alla capacità portante, innanzi tutto si devono valutare i carichi agenti sulla fondazione. Secondo la Normativa Europea si deve far riferimento, nel caso in cui si analizzino situazioni di progetto persistenti e transitorie, alla seguente espressione (EN(V) 1991 EC1 "Principi di progettazione ed azioni sulle strutture"):

$$V_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (6)$$

dove G_{kj} sono i carichi permanenti, Q_{ki} quelli variabili, γ_{Gj} e γ_{Qi} i correlati coefficienti di sicurezza parziali.

L'Eurocodice prevede anche due altre combinazioni valide per la situazione di progetto di tipo accidentale e per quella sismica, che tuttavia non verranno prese in considerazione.

Allo scopo di assicurare la stabilità ed un'adeguata resistenza nella struttura e nel terreno, nelle verifiche si deve far riferimento ai casi B e C stabiliti nell'EN(V) 1991 EC1 "Principi di progettazione ed azioni sulle strutture". Il caso B riguarda il progetto strutturale ed è finalizzato ad evitare che il collasso si verifichi per raggiungimento di uno Stato Limite in un elemento strutturale; l'altro invece è relativo al progetto geotecnico ed ha lo scopo di valutare la possibilità che insorgano condizioni di rottura nel terreno. I due casi si differenziano per il diverso valore dei coefficienti parziali da utilizzare nella valutazione sia delle azioni agenti sia dei parametri di resistenza di progetto (tabella II). In tabella III sono riportati inoltre i valori dei coefficienti di combinazione (ψ_0) da utilizzarsi nell'espressione (6) (EN(V) 1991 EC1 "Principi di progettazione ed azioni sulle strutture").

Tab. II - Coefficienti parziali - stati limite ultimi per situazioni di progetto persistenti e transitorie.

Caso	Azioni			Proprietà del terreno			
	Permanenti		Temporanee	tanφ	c'	c _u	q _u ¹⁾
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli				
Caso A ²⁾	[1,00]	[0,95]	[1,50]	[1,1]	[1,3]	[1,2]	[1,2]
Caso B	[1,35]	[1,00]	[1,50]	[1,0]	[1,0]	[1,0]	[1,0]
Caso C	[1,00]	[1,00]	[1,30]	[1,25]	[1,6]	[1,4]	[1,4]

¹⁾ Resistenza a compressione del terreno o della roccia. - ²⁾ Da considerare nelle verifiche al galleggiamento

Per la valutazione della capacità portante si sono utilizzate le espressioni consigliate dall'EC-7 (Appendice B) e di seguito richiamate:

$$R_d/A' = c'N_c s_c i_c + q'N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (7)$$

con i seguenti valori di progetto dei fattori adimensionali per :

- la capacità portante:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45^\circ + \phi'/2) \quad (2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (3)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi' (\text{base ruvida}) \quad (4')$$

- la forma della fondazione:

$$s_q = 1 + (B'/L) \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare;}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare;}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L) \quad \text{per forma rettangolare;}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare;}$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1);$$

- l'inclinazione della risultante determinata da un carico orizzontale H parallelo a B':

$$i_q = (1 - 0,7 H/(V + A'c' \cot \phi'))^3$$

$$i_\gamma = (1 - H/(V + A'c' \cot \phi'))^3$$

$$i_c = (i_q N_q - 1)/(N_q - 1)$$

Date le ipotesi assunte ($c'=0$), il primo termine della (7) non viene considerato nelle successive analisi, nelle quali si sono presi in esame cinque differenti casi (tabella IV).

Per quanto concerne la verifica della sicurezza nei confronti della rottura per scorrimento su piani di posa orizzontali, si deve soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$Hd \leq S_d^* + E_{pd} \quad (8)$$

ove:

H_d è la componente orizzontale del carico di progetto comprendente la spinta attiva esercitata dal terreno;

S_d^* è la resistenza al taglio di progetto che può svilupparsi tra la base della fondazione ed il terreno;

E_{pd} è il valore di progetto della spinta resistente del terreno sul lato della fondazione, che può essere mobilitata con lo spostamento appropriato per lo stato limite considerato, disponibile per l'intera vita della struttura.

In condizioni drenate, la resistenza a taglio di progetto, S_d^* , viene calcolata mediante la seguente equazione:

$$S_d^* = V_d^* \tan \delta_d \quad (9)$$

dove:

V_d^* è il carico efficace di progetto, normale alla base della fondazione;

δ_d è il valore di progetto dell'angolo di attrito sulla base della fondazione da assumersi pari all'angolo di attrito del terreno ϕ'_d o a $2/3 \phi'_d$, rispettivamente per fondazioni di calcestruzzo gettato in opera e per fondazioni prefabbricate di calcestruzzo lisce.

In condizioni non drenate S_d^* viene calcolata me-

Tab. III - Valori del coefficiente ψ_o .

Azione	ψ_o
Neve	0.6
Vento	0.6

Tab. IV - Analisi effettuate.

Caso	Azione di base
B1	Vento
B2	Neve
C1	Vento
C2	Neve
Normativa Italiana 1988	-

Tab. V - Tabella riassuntiva delle analisi [kN].

Caso	V _d	R _d	H _d	S* _d
B1	1999	4542	156	1298
B2	2172	5288	93	1410
C1	1513	2030	135	786
C2	1663	2416	81	864
N. I. 88	1577	1597	104	788

dianete l'espressione:

$$S^*_d = A' c_u \quad (10)$$

In tabella V sono riportati i risultati delle analisi ottenuti mediante l'utilizzo delle precedenti espressioni.

Significativo può essere l'esame del rapporto fra resistenza e sollecitazione per i differenti casi e le due verifiche ($\eta_1 = R_d/V_d$; $\eta_2 = S^*_d/H_d$, tabella VI).

Dai dati delle due tabelle si può constatare che sia i carichi esterni agenti che la resistenza della fondazione sono valutati in modo diverso dalle due Normative e che con l'Eurocodice si ottengono spesso valori maggiori per entrambe le grandezze. È evidente inoltre che le condizioni C1 e C2 sono più gravose delle corrispondenti B1 e B2 per cui il caso C risulta più cautelativo del B.

Nel caso specifico analizzato, la struttura calcolata con gli Eurocodici presenta, a parità di condizioni geometriche, un'apparente maggiore riserva di sicurezza rispetto all'opera progettata secondo la Normativa tecnica italiana. Analisi condotte facendo variare ϕ_k , hanno evidenziato che le verifiche condotte in base alla Normativa Italiana sono sempre le più cautelative e che, nell'ambito delle Normativa Europea, la condizione C risulta più gravosa della B (Fig. 11). Per poter generalizzare tale risultato, data la diversa metodologia nella determinazione delle azioni resistenti e sollecitanti fra le due normative, sono tuttavia necessari ulteriori riscontri.

5. Cedimenti

In relazione agli eventuali movimenti delle fondazioni, devono essere prese in esame condizioni di Stato Limite Ultimo e di Stato Limite di Servizio; per entrambi gli Stati Limite il calcolo degli spostamenti viene condotto senza l'applicazione di alcun coefficiente parziale sui parametri di elasticità. Gli spostamenti determinati devono essere compatibili con quelli limite richiesti dal progettista della struttura in elevazione e sarebbe inoltre opportuno che non superassero i valori massimi orientativi forniti nel punto 2.4.6(7) dell'EC-7 e precisamente distor-

Tab. VI - Rapporto fra resistenza e sollecitazione agenti.

Caso	η_1	η_2
B1	2.27	8.35
B2	2.43	15.12
C1	1.34	5.83
C2	1.45	10.68
N. I. 88	1.01	7.60

sioni pari 1/150 per lo Stato Limite Ultimo e di 1/2000 ÷ 1/300 per quello di Servizio. Nello stesso paragrafo 2.4.6(7) dell'EC-7 sono indicati come ammissibili, per fondazioni isolate, cedimenti massimi pari a 50 mm e differenziali, fra colonne adiacenti, fino a 20 mm.

Con riferimento alla condizione di Stato Limite Ultimo la Normativa Europea prescrive di accertarsi che i cedimenti differenziali verticali ed orizzontali delle fondazioni di una struttura soggetta ai carichi corrispondenti ad uno Stato Limite Ultimo non comportino il verificarsi di uno Stato Limite Ultimo nella struttura stessa.

Per quanto concerne lo Stato Limite di Servizio la Normativa Europea prevede l'esame di tre diverse combinazioni di carico:

1) Combinazione caratteristica o rara

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (11)$$

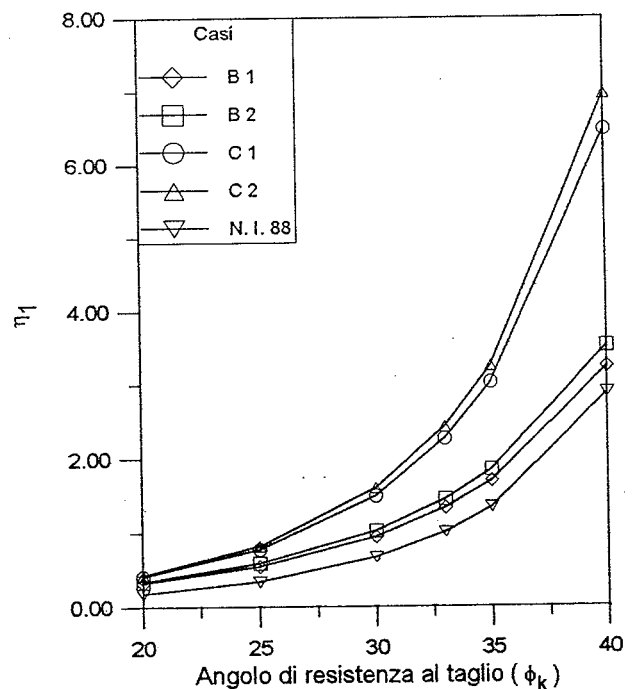


Fig. 11 - Rapporto η_1 fra resistenza e sollecitazione in funzione di ϕ_k .

2) Combinazione frequente

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \psi_{1,1} Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (12)$$

3) Combinazione quasi permanente

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (13)$$

in cui ψ_1 è il coefficiente atto a definire i valori delle azioni assimilabili ai frattili di ordine 0.95 delle distribuzioni dei valori istantanei e ψ_2 è il coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

In tutte tre le espressioni i coefficienti di sicurezza parziale relativi ai carichi sono assunti pari all'unità, così come quelli da associare alle proprietà del terreno.

Secondo l'EN(V) 1991 EC1 "Principi di progettazione ed azioni sulle strutture" la prima espressione dovrebbe essere utilizzata quando si esaminano situazioni in cui lo stato limite comporta deformazioni irreversibili, la seconda nel caso in cui si abbiano carichi frequenti con stati limite caratterizzati da deformazioni di tipo reversibile, l'ultima quando si vogliono valutare gli effetti dei carichi a lungo termine.

La combinazione di carico deve essere perciò scelta in modo appropriato affinché sia compatibile con le caratteristiche di comportamento del terreno di fondazione. Ad esempio nel caso esaminato, in cui si ipotizza che il terreno di fondazione sia di tipo incoerente, sembra opportuno verificare la prima combinazione.

La valutazione dell'entità dei cedimenti viene condotta considerando per i terreni saturi i seguenti tre contributi:

- cedimento in assenza di drenaggio;
- cedimento di consolidazione;
- cedimento viscoso.

Nell'Allegato D vengono proposti due metodi per la determinazione dei cedimenti totali e fornite ulteriori indicazioni utili per individuare, separatamente, i cedimenti iniziali in assenza di drenaggio e quelli di consolidazione. Infine, per valutare l'evoluzione dei cedimenti nel tempo si consiglia di adottare i parametri di permeabilità ottenuti da prove in sito.

6. Conclusioni

Nelle breve nota sono state evidenziate alcune delle problematiche relative all'applicazione dell'Eurocodice EC-7 parte 1 per quanto concerne le fondazioni superficiali.

L'utilizzo dell'EC-7 parte 1, purchè lo si accompagni alla lettura dell'EN(V) 1991 EC1 "Principi di progettazione ed azioni sulle strutture", non sembra particolarmente complesso dal punto di vista di una sua applicazione formale, dato anche che la sua formulazione risulta abbastanza dettagliata. Molto più difficoltoso sembra invece il recepimento della nuova logica che sta alla base del metodo, che stravolge, almeno in parte, la consuetudine progettuale. La discussione che si dovrebbe instaurare, a seguito della sua introduzione, ed alla quale dovrebbero partecipare membri del mondo accademico e di quello professionale, potrebbe essere anche un'utile occasione per un riesame critico dalle metodologie progettuali normalmente utilizzate.

Bibliografia

- CHEN W.F. (1975) - *Limit Analysis and Soil Plasticity*. New York, Elsevier.
- EN(V) 1991/1 - *Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures - Part 1: Basis of Design*. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- EN(V) 1997/1 - *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General Rules*. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- EN(V) 1997/2 - *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Design assisted by laboratory tests*. (in preparation) CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- EN(V) 1997/3 - *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 3: Design assisted by field tests*. (in preparation) CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- HANSEN J.B. (1970) - *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*. Danish Geotechnical Institute Bul., n. 28 Copenhagen, 21 pp.
- MEYERHOF G.G. (1951) - *The Ultimate Bearing Capacity of Foundations*. Géotechnique, vol. II, no. 4, pp. 301-331.
- MEYERHOF G.G. (1963) - *Some Recent Research on the Bearing capacity of Foundations*. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, vol. I, no. 1, Sept., pp. 16-26.
- OVESSEN A.A. (1994) - *Eurocode 7 - A European geotechnical design code*. 4th International Conference on Piling and Deep Foundations, vol. II, pp. 681-690.
- VESIC A.S. (1973) - *Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. XCIX, SM 1, Jan., pp. 45-73.

Appendice 1

6 Fondazioni Superficiali

- 6.1 Premessa
- 6.2 Stati limite
- stabilità globale,
 - capacità portante,
 - scorrimento,
 - rottura congiunta del terreno e della struttura,
 - rottura strutturale dovuta a movimento delle fondazioni,
 - cedimenti eccessivi,
 - sollevamento eccessivo,
 - vibrazioni inaccettabili.
- 6.3 Azioni e situazioni di progetto
- 6.4 Progettazione ed aspetti costruttivi
- 6.5 Progetto allo stato limite ultimo
- 6.5.1 Stabilità globale
- 6.5.2 Capacità portante
- 6.5.2.1 Parte generale
- 6.5.2.2 Metodo analitico
- 6.5.2.3 Metodo semi-empirico
- 6.5.3 Rottura per scorrimento
- 6.5.4 Carichi con eccentricità notevoli
- 6.5.5 Rottura strutturale imputabile a movimento delle fondazioni
- 6.6 Stato limite di servizio
- 6.6.1 Cedimento
- 6.6.2 Analisi delle vibrazioni
- 6.7 Fondazioni su roccia: considerazioni progettuali complementari
- 6.8 Progetto strutturale delle fondazioni superficiali
- Allegato B: Esempio di calcolo della capacità portante con modello analitico
- Allegato C: Esempio di calcolo della capacità portante con modello semi-empirico
- Allegato D: Esempio di calcolo del cedimento
- Allegato E: Esempio di calcolo della capacità portante presumibile per fondazioni superficiali su roccia

Elenco dei simboli

$A' = B'L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa come la base della fondazione oppure, nel caso di un carico eccentrico, come l'area ridotta al centro della quale si applica la risultante del carico

- B' = larghezza efficace di progetto della fondazione
- COV = σ/μ = coefficiente di variazione
- COV_R = coefficiente di variazione della variabile resistenza
- COV_S = coefficiente di variazione della variabile sollecitazione
- COV_φ = coefficiente di variazione della variabile resistenza al taglio
- f_R = funzione di densità di probabilità della resistenza
- f_S = funzione di densità di probabilità della sollecitazione
- k_R = coefficienti che dipendono dalla probabilità, accettata a priori, di avere sollecitazioni di valore minore di R_k
- k_S = coefficienti che dipendono dalla probabilità, accettata a priori, di avere sollecitazioni di valore maggiori di S_k
- L' = lunghezza efficace di progetto della fondazione
- q = pressione litostatica totale di progetto agente sul piano di posa della fondazione
- q' = pressione litostatica efficace di progetto agente sul piano di posa della fondazione
- R_d = valore di progetto della resistenza
- R_k = valore caratteristico della resistenza
- s, i = valori di progetto dei fattori adimensionali relativi, rispettivamente, alla forma della fondazione ed all'inclinazione del carico; i pedici c, q e γ indicano gli effetti dovuti alla coesione, al sovraccarico e al peso del terreno; questi coefficienti sono validi solo nei casi in cui i parametri di resistenza al taglio siano indipendenti dalla direzione
- S_d = valore di progetto della sollecitazione
- S_k = valore caratteristico della sollecitazione
- γ' = peso di volume efficace di progetto del terreno al di sotto del piano di posa della fondazione, ridotto a $\gamma' = \gamma - \gamma_w (1 + i)$ in presenza di un gradiente idraulico i diretto verso l'alto
- $\gamma_R^\infty \gamma_{rd} \gamma_m$ = coefficiente di sicurezza parziale inerente alla resistenza
- $\gamma_S^\infty \gamma_{sd} \gamma_f$ = coefficiente di sicurezza parziale inerente alle sollecitazioni
- γ_f = tiene conto di deviazioni sfavorevoli dei valori delle azioni da quelli rappresentativi
- γ_m = tiene conto delle sfavorevoli deviazioni delle proprietà dei materiali dai valori caratteristici
- γ_{rd} = tiene conto delle incertezze nel modello per la valutazione della resistenza
- γ_{sd} = tiene conto delle incertezze nel modello per la valutazione delle azioni e dei loro effetti
- δ = angolo di attrito di progetto sul piano di posa della fondazione
- μ = valore atteso
- σ = deviazione standard
- φ_d = valore di progetto del parametro di resistenza al taglio
- φ_k = valore caratteristico del parametro di resistenza al taglio
- φ_m = valore medio del parametro di resistenza al taglio