

Calcolo della capacita' portante in zona sismica di fondazioni superficiali in terreni sabbiosi: analisi dei principali metodi di calcolo, risvolti normativi ed applicazioni numeriche.

MARCO FRANCESCHINI¹, ROCCO CARBONELLA², FRANCESCA RISPOLI³

Riassunto

Questo articolo si occupa della valutazione della capacità portante sismica di fondazioni superficiali in terreni sabbiosi con sollecitazioni di natura sismica.

I coefficienti di sicurezza globale adottati dalla legislazione tecnica italiana (NTC) sono sensibilmente più alti in riferimento agli Eurocodici ed alle altre normative nazionali europee. Inoltre, in campo sismico, le azioni risultano uguali in entrambi gli approcci di progetto, rendendo di fatto l'Approccio 1 più penalizzante rispetto all'Approccio 2.

Infine, le Istruzioni alle NTC, nella sezione che si occupa delle fondazioni superficiali presenta almeno tre aspetti critici: la definizione dei coefficienti sismici orizzontali, l'introduzione del coefficiente β_s e la variazione del fattore di capacità portante N_y .

Con lo scopo di approfondire le criticità sopra indicate, in questo lavoro si propone un caso studio. In particolare analizziamo le fondazioni superficiali a plinto di un edificio direzionale progettato dal Prof. Ing. Massimo Majowiecki.

Nello sviluppo del progetto delle fondazioni consideriamo differenti situazioni di carico, applichiamo diversi metodi di calcolo della capacità portante di fondazioni superficiali in zona sismica. Per ognuno di essi utilizziamo sia coefficiente β_s pari all'unità che a 0,28. Tutti i calcoli sono stati eseguiti sia in Approccio 1 che in Approccio 2.

Si è verificato che la differenza tra l'Approccio 1 e l'Approccio 2 è significativa, inoltre l'utilizzo del coefficiente β_s inferiore all'unità riduce drasticamente la dimensione della fondazione.

Abstract

This article concerns with the evaluation of seismic bearing capacity of shallow foundations in sandy soils under seismic loading.

Considering the Italian technical law (NTC), the global coefficients are much higher than those reported in both Eurocodes and other European national set of rules. Furthermore, in seismic conditions, actions are equal in both design approaches, thus making seismic verification with Approach 1 more penalizing than with Approach 2.

Finally, the part of Instructions to NTC dealing with shallow foundations contains three critical aspects: the different horizontal seismic coefficients, the use of β_s coefficient and the variation of N_y capacity factor.

With the aim of addressing all the above weaknesses of NTC, we propose a case study. In details we analyze the design of shallow square foundations supporting columns of a directional building designed by Dr. Massimo Majowiecki.

We consider different loading conditions, we apply different methods of computation of bearing capacity, we adopt both coefficient β_s equal to 1 and coefficient β_s equal to 0,28. Calculations are reported with Design Approach 1 and design Approach 2.

We verify that the differences between Design Approach 1 and Design Approach 2 are significant and the use of coefficient β_s lower than one reduces drastically the size of the plinth.

1 Teleios s.r.l. Officina di Ingegneria. Via Quasimodo, 44 - 40013 Castel Maggiore (BO)- marco.franceschini@teleios-ing.it

2 Geotea s.r.l. Via della tecnica 57/A-4- 40068 San Lazzaro di Savena (BO)- rocco.carbonella@geoteasrl.com

3 Envia Studio Associato. Via Enriques F. 8/a- 40139 Bologna (BO)- francesca.rispoli@envia.it

Elenco simboli citati nel testo

g	peso dell'unità di volume naturale del terreno.
f	angolo di resistenza al taglio del terreno.
N_c	fattore di capacità portante che tiene conto del contributo della coesione.
N_q	fattore di capacità portante che tiene conto del contributo del sovraccarico laterale alla fondazione.
N_g	fattore di capacità portante che tiene conto del contributo del peso dell'unità di volume del terreno.
$N_{c,E}$	fattore di capacità portante in condizioni sismiche che tiene conto del contributo della coesione.
N_{qE}	fattore di capacità portante in condizioni sismiche che tiene conto del contributo del sovraccarico q .
N_{yE}	fattore di capacità portante in condizioni sismiche che tiene conto del peso dell'unità di volume del terreno.
N	sforzo normale agente.
T	forza di taglio agente.
M	momento flettente agente.
B	larghezza della base del plinto.
A	coefficienti parziali di sicurezza per l'amplificazione delle azioni.
M	coefficienti parziali di sicurezza per la riduzione dei valori caratteristici dei parametri dei materiali.
R	coefficienti parziali di sicurezza per la riduzione della resistenza.
CDA	classe di duttilità alta (calcolo sismico della sovrastruttura).
CDB	classe di duttilità bassa (calcolo sismico della sovrastruttura).
g	accelerazione di gravità.
a_g	accelerazione orizzontale massima attesa in sito.
S	coefficiente che comprende l'effetto di amplificazione stratigrafica (S_s) e topografica (S_T).
F_0	amplificazione spettrale massima.
T_c	valore di periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro.
bs	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa in sito.
Kh	coefficiente sismico in direzione orizzontale.
Kv	coefficiente sismico in direzione verticale.

Parole chiave/Keywords

Fondazioni superficiali, capacità portante, geotecnica sismica, applicazioni progettuali, Normativa tecnica.

Surface Foundation, bearing capacity, geotechnical earthquake engineering, project application, technical specification

Introduzione

Il presente lavoro ha come oggetto la determinazione della capacità portante di fondazioni superficiali in terreni sabbiosi in presenza di azioni sismiche.

Le fondazioni superficiali ricoprono un importante ruolo nell'ambito delle opere civili, nelle quali sono ampiamente utilizzate per la loro semplicità di esecuzione, qualora le condizioni geotecniche lo consentano. Per questo motivo, esse sono state approfonditamente studiate nel corso degli anni e si è giunti ad accettabili metodologie di calcolo in campo statico. L'aspetto sismico, affrontato solamente a partire dagli anni '90, è tema attuale di sviluppo ed analisi. Scopo del lavoro è di presentare alcuni tra i metodi di calcolo più recenti ed affidabili, descrivere la teoria sulla quale sono basati ed applicarli alla progettazione esecutiva col fine di confrontarne i risultati, nell'ambito della vigente normativa tecnica nazionale. Quanto esposto in questo lavoro può costituire un valido ausilio alla pratica professionale del geotecnico.

Carichi agenti: approccio metodologico

Nell'ambito di questo articolo, e comunque in seno ad una corretta progettazione di carattere geotecnico, è necessario avere note le sollecitazioni che gravano sulla fondazione. Questo aspetto, onere solitamente del progettista della struttura in elevazione, nella pratica progettuale è troppo spesso demandato ad una succedanea analisi fatta dal geotecnico, che risulta inevitabilmente e largamente approssimata in quanto lo stesso non è in possesso di tutti i dati necessari per affrontare compiutamente l'argomento. D'altro canto esistono metodologie semplificate che si pongono l'obiettivo di ricavare in maniera rapida le sollecitazioni agenti a livello della fondazione ma, soprattutto in ambito sismico, è difficile, se non impossibile, che possano produrre risultati affidabili.

In questo articolo e nel progetto allegato si fa sempre riferimento a carichi sulla fondazione derivanti da una compiuta e completa analisi della struttura in elevazione.

Onere invece del geotecnico (se mai in collaborazione con il progettista strutturale) è trattare i carichi sismici sulla fondazione al fine di rispettare quanto detto al punto 7.2.5 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14/01/2008 NTC). In presenza di azioni sismiche, le NTC prevedono di adottare per la verifica delle fondazioni la forza assiale trasmessa dalla base del pilastro e/o setto e la minore tra:

- la sollecitazione di calcolo (M e T) trasmessa alla base dal pilastro, amplificata per un coefficiente dipendente dalla classe di duttilità (1.1 in CDB e 1.3 in CDA);
- i valori resistenti di progetto di M e T;
- i valori di M e T derivanti da una analisi eseguita con $q=1,0$.

In merito all'incremento delle azioni (punto A), nel caso di flessione deviata si ritiene che debba venire amplificata solo la componente flessionale nella direzione del sisma (AVERSA in AA.VV.,2008)

Aspetti normativi

Nel presente capitolo si vogliono richiamare e

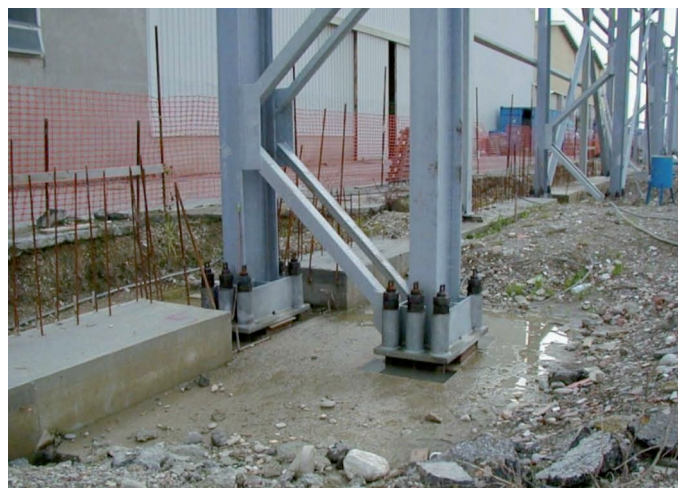


Fig. 1 - esempio di sovrastruttura compiuta alla base della quale devono essere forniti i carichi per il calcolo delle fondazioni.

Fig. 1 - Example of a structure at the base of which loads must be provided in order to calculate foundations.

discutere le prescrizioni normative riguardanti il progetto e la verifica di fondazioni superficiali. Le NTC prescrivono un criterio progettuale semiprobabilistico, gli stati limite possono essere di

natura statica o sismica, in condizioni ultime o di esercizio.

L'approccio è detto semiprobabilistico perché introduce delle semplificazioni al vero approccio probabilistico, ovvero il raggiungimento di predeterminate probabilità di collasso viene garantito per mezzo dell'applicazione di coefficienti parziali di sicurezza. Essi amplificano i valori caratteristici delle azioni, e diminuiscono quelli dei parametri di resistenza dei materiali oppure operano globalmente sul valore totale della resistenza.

In merito alla verifica agli SLU si ha:

$$Ed \leq Rd$$

$$Ed = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$Rd = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (1)$$

Con Rd si è indicato il valore di progetto delle resistenza e con Ed il valore di progetto dell'azione. Si riportano a seguire i sopra descritti coefficienti: Nelle tabelle 1, 2 e 3 con A si indicano i coefficienti

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F o γ_E	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3	1,3

Tab.1 - Coefficienti parziali per le azioni (NTC)

Tab.1 - Partial safety coefficients for actions (NTC)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di attrito	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'Unità di Volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tab. 2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (NTC)

Tab. 2 - Partial safety coefficients for geotechnical parameters (NTC)

parziali di amplificazione delle azioni, con M quelli di riduzione dei parametri di resistenza dei materiali e con R i coefficienti globali di riduzione delle resistenze. Mentre i coefficienti A ed M hanno valenza generale quelli R sono specifici per le fondazioni superficiali.

Proprio per tenere conto delle diverse combinazioni

di coefficienti parziali di sicurezza che è possibile adottare, le NTC definiscono due differenti approcci progettuali, ciascuno caratterizzato da specifiche combinazioni dei coefficienti parziali (amplificazione delle forze, riduzione dei parametri di resistenza e globali).

Questo aspetto ricalca quanto presente in EC7 che di approcci ne presenta ben tre; nelle NTC i due approcci sono i seguenti:

■ Approccio 1

- Combinazione 1:
(A1 + M1 + R1) (2)
- Combinazione 2:
(A2 + M2 + R2) (3)

■ Approccio 2

- (A1 + M1 + R3) (4)

E' importante fin da ora evidenziare che, sia in campo statico che in campo sismico, viene lasciata al progettista la più completa libertà in merito all'approccio da utilizzare.

I coefficienti di sicurezza globali a livello europeo

A livello europeo sono stati sviluppati gli Eurocodici, che pur non costituendo Normative cogenti, possono essere adottati dal singolo stato membro introducendo i propri coefficienti di sicurezza.

La loro elaborazione introduce principi innovativi, ma sempre basati su un robusto programma di analisi e di confronti (AA.VV., 2010): si può dunque considerare tali documenti come affidabili riferimenti durante l'attività di progettazione. Le NTC recepiscono, nei vari capitoli, i principi fondamentali che ogni specifico Eurocodice introduce nel suo settore di competenza.

In particolare il capitolo 6 delle NTC (principi generali e analisi statica) fa riferimento all'Eurocodice 7 (EC7), mentre la parte sismica (Eurocodice 8-EC8) è riportata nelle NTC al capitolo 7.11. Gli Eurocodici forniscono dei valori dei coefficienti di sicurezza già tarati ma lasciano alla singola Nazione l'onere di specializzarli in funzione delle condizioni prevalenti sul territorio.

Per quanto riguarda i coefficienti di sicurezza geotecnici, quelli presenti nell'EC7 relativi ad azioni e materiali non differiscono da quelli delle NTC, mentre quelli globali, che agiscono direttamente sul risultato, sono sensibilmente diversi tra le

NTC e gli Eurocodici e più in generale rispetto alle specializzazioni dei vari Stati membri.

Le NTC, così come l'EC7, parlano di approccio

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,8$	$\gamma_R=2,3$
Scorrimento	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,1$	$\gamma_R=1,1$

Tab. 3 - coefficienti parziali resistenze di fondazioni superficiali (NTC)

Tab. 3 - *Partial safety coefficients (gR) for resistance of shallow foundation (NTC)*

semiprobabilistico agli Stati Limite senza precisare se questi siano Ultimi (SLU) o di Esercizio (SLE) proprio per evidenziare l'uguale importanza delle due verifiche; affinché un'opera risulti correttamente dimensionata le deve rispettare entrambe.

A maggior conferma di ciò al punto C6.4.1. delle "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14/01/2008"(Circolare). si afferma: "Quale che sia il sistema di fondazioni prescelto, l'applicazione del metodo degli stati limite richiede necessariamente sia la verifica agli SLU che agli SLE poiché queste ultime permettono, da un lato, di completare la valutazione delle prestazioni delle fondazioni e, dall'altro, potrebbero essere maggiormente condizionanti per la progettazione".

In Italia le Normative pregresse utilizzando il coefficiente di sicurezza pari a 3.00, ponevano nella maggioranza dei casi, la verifica di resistenza implicitamente prioritaria rispetto a quella sui cedimenti.

Con la tabella 3 delle NTC il Normatore ha probabilmente voluto mantenere inalterato questo aspetto introducendo coefficienti di sicurezza R tali da ridurre al minimo le differenze con quanto risultava nelle Norme pregresse generando, nella maggioranza dei casi, una implicita gerarchia delle verifiche.

Da quanto detto si può presumere il motivo per il quale si riscontra la differenza tra i coefficienti in tabella 3 e in tabella 4.

Tale anomalia isola la normativa italiana da quelle del resto d'Europa.

In Fig. 2 sono indicati i coefficienti di sicurezza adottati dalle normative dei paesi europei. Si può notare, ancora una volta, come quelli italiani sono ampiamente superiori di tutti quelli altri applicati nei vari Stati membri.

Resistance	Symbol	Set		
		R1	R2	R3
Bearing	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Sliding	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

Tab. 4 - Partial resistance factors (g_R) for spread foundations (EC7)

Tab. 4 - Partial resistance Coefficients (g_R) for resistance of shallow foundation (EC7)

La filosofia dell'EC7 è quella di fornire dei coefficienti di sicurezza parziali tarati secondo precisi studi statistici; se gli Stati membri modificano invece i loro coefficienti di sicurezza affinché un'opera geotecnica abbia lo stesso "coefficiente di sicurezza globale" che precedentemente veniva imposto dalla Normativa Nazionale contravvengono ad uno degli aspetti basilari dell'Eurocodice 7 (SCARPELLI in AA.VV., 2008).

In merito ai coefficienti di sicurezza globali previsti dalle NTC

Come detto precedentemente il coefficiente g_R è da vedersi come un coefficiente di sicurezza globale.

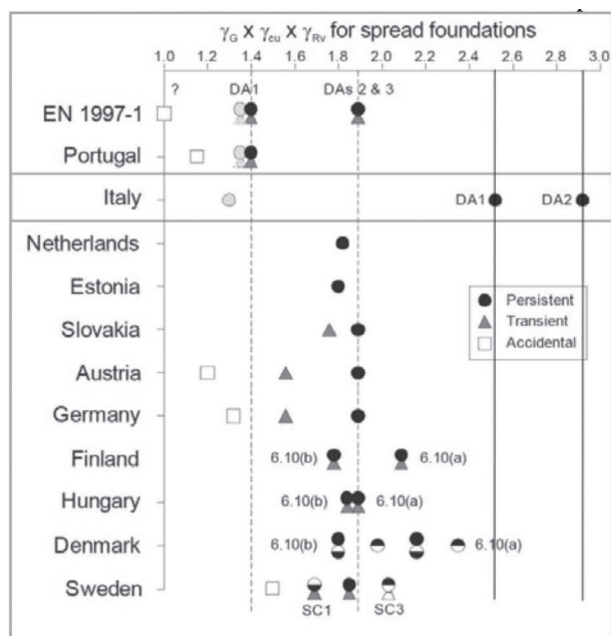


Fig. 2 - Coefficienti parziali di sicurezza adottati a livello europeo (BOND in AA.VV., 2010).

Fig. 2 - Partial Safety Coefficients adopted within European technical laws (BOND in AA.VV., 2010).

In questo paragrafo si vuole evidenziare come i due approcci, che forniscono già in campo statico risultati non sempre convergenti, portano a risultati sensibilmente diversi in campo sismico.

Se si considera l'Approccio 1, combinazione 2, e l'Approccio 2 si possono scrivere, in campo statico, le seguenti formule di verifica:

$$\text{Appr.1 Cb 2: } A2 (1.0;1.3) + M2 (1.4;1.25) + R2 (1.8) \quad (5)$$

$$\text{Appr.2: } A1 (1.3;1.5) + M2 (1.0;1.00) + R3 (2.3) \quad (6)$$

I valori tra parentesi indicano i coefficienti parziali da applicare rispettivamente ad azioni, materiali, sicurezza globale.

E' immediato riscontrare che questi due approcci in campo statico forniscono risultati simili, ma non uguali sia in termini di resistenza che di una possibile dimensione della fondazione.

Se si riscrivono le formulazioni sopra riportate per il campo sismico, ed in ossequio alle NTC al punto 7.11.1. si ha:

$$\text{App.1 Cb 2: } A2 (1.0;1.0) + M2 (1.4;1.25) + R2 (1.8) \quad (7)$$

$$\text{App.2: } A1 (1.0;1.0) + M2 (1.0;1.00) + R3 (2.3) \quad (8)$$

Più semplicemente si può dire che per ogni approccio considerato le sollecitazioni sismiche sono sempre le stesse.

Da ciò segue che l'Approccio 1 Combinazione 2 è la combinazione più gravosa, anche in modo sostanziale, perché la riduzione del parametro di resistenza del terreno contestuale all'applicazione del coefficiente globale non sono più compensati da un incremento del carico gravante come nell'approccio statico.

D'altro canto la Circolare prevede un vincolo di scelta di approccio sullo scorrimento, preferendo l'Approccio 1, mentre non fornisce alcuna indicazione di scelta in merito alla analisi di resistenza delle fondazioni.

In conclusione le NTC e la Circolare permettono di valutare le fondazioni con due approcci che portano a risultati sostanzialmente diversi senza giustificare il motivo e lasciando al progettista una delicata facoltà di scelta.

Nel capitolo dedicato al caso progettuale reale saranno esplicitate ulteriori considerazioni in merito alla scelta dell'approccio.

Apporto delle istruzioni alle ntc 2008 al calcolo delle fondazioni superficiali in campo sismico

Successivamente all'entrata in vigore delle NTC è stata pubblicata anche la Circolare n. 617 del 02/02/2009, "Istruzioni per l'applicazione delle

‘Nuove norme tecniche per le costruzioni’ di cui al D.M. 14 gennaio 2008” (Circolare). Tale documento è stato elaborato con lo scopo di approfondire ed integrare le NTC e di fornire specifici metodi di calcolo.

L’argomento delle fondazioni superficiali è di particolare rilevanza applicativa in quanto la loro progettazione è richiesta per un grande numero di opere di ingegneria civile, quindi dalle Istruzioni si attendono chiarimenti univoci.

Per tale motivo si dà ampio risalto e commento al paragrafo della Circolare relativo alle fondazioni superficiali in zona sismica perché, come si vedrà, sono introdotti concetti di grande importanza operativa che però danno adito a perplessità e difficoltà applicative.

Il paragrafo è il C7.11.5.3.1; di seguito se ne riporta un ampio estratto:

“[...] L’azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l’azione delle forze d’inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nell’analisi pseudostatica, modellando l’azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l’introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati Khi e Khk, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell’accelerazione massima attesa al sito. I valori Khk possono essere valutati facendo riferimento ai valori di normativa specificati per i pendii (§ 7.11.3.5.2).

L’effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico Khi e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell’inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. L’effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_y in funzione del coefficiente sismico Khk; il fattore N_y viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell’effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l’effettocinematico.”

Le parti del testo evidenziate in grassetto sono quelle che verranno analizzate in questo capitolo.

Tali aspetti sono già stati ampiamente criticati

dalla Conferenza dei presidenti delle Regioni e delle Province Autonome come di seguito riportato in estratto: “Per quanto riguarda il contenuto, si ritiene che tutto il paragrafo vada radicalmente rivisto ... omissis... Se si vuole che vengano impiegati dei metodi avanzati questi vanno descritti in maniera corretta, chiara, dettagliata e approfondita. Così com’è la circolare è insieme carente, assente e confonde”.

Coefficienti sismici Khk e Khi.

Quando si esegue una analisi pseudostatica l’azione sismica viene equiparata ad una forza di intensità costante nel tempo, calcolata usualmente come frazione del peso dell’opera

I coefficienti che definiscono l’aliquota di peso eccitato dal sisma vengono detti coefficienti sismici. Il sisma produce sulle fondazioni superficiali due effetti: quello cinematico e quello inerziale; questi due fenomeni possono essere definiti nel seguente modo (MAUGERI & CASTELLI, 2006)

“Durante un terremoto il passaggio delle onde sismiche crea delle forze di inerzia all’interno del suolo le quali sono equilibrate da uno stato tensionale principalmente di taglio orizzontale di natura dinamica; allo stesso tempo si manifestano altre forze sulla fondazione che sono dovute alla inerzia della sovrastruttura. Nascono i concetti di: INTERAZIONE/EFFETTO CINEMATICO: dovuto all’inerzia del suolo sulla fondazione; tiene conto del meccanismo di rottura sotto la fondazione stessa. INTERAZIONE/EFFETTO INERZIALE: dovuto alle forze sismiche sulla sovrastruttura che trasferiscono sforzo di taglio sulla fondazione”.

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

$$k_h = a_g \cdot S / g \quad (9)$$

La Circolare distingue invece due diversi coefficienti sismici orizzontali: inerziale (pedice i) e cinematico (pedice k).

Pur facendo capire che il valore Khi è tipicamente funzione dei carichi derivanti dalla sovrastruttura, mentre Khk dipende dall’azione sismica direttamente sulla fondazione, non è chiara l’esatta definizione dei due coefficienti in esame e di come possano

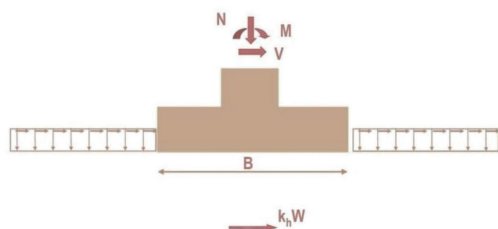


Fig. 3 - rappresentazione schematica dell'effetto dell'azione sismica sulla fondazione.

Fig. 3 - Outline of the effects of the seismic actions on the foundations

essere valutati.

Il calcolo del coefficiente sismico K_{hi} tenendo conto solo del contributo inerziale del carico, è parziale; per quanto invece riguarda la definizione di K_{hk} funzione di un coefficiente riduttivo, mutuato da studi riferiti a pendii, si discuterà ampiamente in seguito.

Il coefficiente β_s

Le NTC permettono di moltiplicare il coefficiente K_{hk} (ovvero K_h nella sua più nota definizione) per il coefficiente riduttivo β_s (7.11.3.5.2 delle NTC).

Questo coefficiente, sempre minore di 0.30, dovrebbe tenere conto di possibili meccanismi duttili in grado di svilupparsi all'interfaccia terreno-fondazione.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g < 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g < 0,2$	0,27	0,24
$a_g < 0,1$	0,20	0,20

Tab. 5 - Coefficienti di riduzione accelerazione massima attesa al sito

Tab. 5 - Reduction Factors for maximum expected acceleration

Il coefficiente β_s è frutto di una recente ricerca (CALLISTO & RAMPOLLO, 2008; BIONDI et alii, 2011) condotta per i pendii e si basa sull'equivalenza tra il metodo pseudostatico e il metodo di Newmark per fissati valori di soglia di spostamento.

In questi metodi di verifica della stabilità di pendii soggetti a sisma, si è tenuto in considerazione l'inerzia del terreno: finché l'accelerazione non supera un certo valore critico le forze indotte nella massa di terreno non sono sufficienti ad innescarne il movimento. Il riferimento teorico è il modello di Newmark (NEWMARK, 1965) per lo scorrimento di un

blocco rigido.

Il normatore ha esteso la riduzione dei coefficienti sismici validi per i pendii anche alle fondazioni dirette superficiali, ovvero in base ai concetti appena

d_s (m)	0,05	0,15	0,20	0,30	0,05	0,15	0,20	0,30	0,05	0,15	0,20	0,30
a_s	η (Categoria A)				η (Categoria B)				η (Categoria C, D, E)			
0,35	0,47	0,32	0,28	0,23	0,44	0,30	0,26	0,21	0,37	0,22	0,18	0,12
0,25	0,48	0,33	0,30	0,24	0,45	0,31	0,27	0,22	0,36	0,22	0,18	0,13
0,15	0,39	0,24	0,20	0,15	0,39	0,25	0,22	0,16	0,39	0,25	0,22	0,17
0,05	0,26	0,12	0,09	0,04	0,28	0,14	0,10	0,05	0,31	0,17	0,14	0,09

Tab. 6 - Coefficiente h in funzione dello spostamento (CALLISTO & RAMPOLLO, 2008; BIONDI et alii, 2011)

Tab. 6 - h coefficient as a function of displacement (CALLISTO & RAMPOLLO, 2008; BIONDI et alii, 2011)

esposti le fondazioni superficiali, proprio perché dotate di inerzia, potrebbero considerarsi soggette non alla totalità dell'accelerazione sismica ma solo ad una sua frazione, definita dal coefficiente β_s .

Callisto & Rampello (2008) e BIONDI et alii (2011) sostengono che "...gli spostamenti permanenti costituiscono l'effettiva misura della prestazione sismica del pendio."; ma mentre un pendio può sopportare spostamenti significativi rispettando i consueti criteri di verifica, lo stesso non può dirsi delle fondazioni superficiali. Infatti queste ultime non sono opere isolate ma costituiscono il collegamento tra il terreno e la sovrastruttura, e quindi risultano di certo più sensibili agli spostamenti, sia assoluti che differenziali.

Tale aspetto di spostamento soglia andrebbe quindi giustificato ed indagato per le fondazioni superficiali; allo stato attuale non ci sono ancora studi in tale ambito.

Due ulteriori contributi a questo aspetto sono i seguenti:

PAOLUCCI (in AA.VV., 2008) afferma che "non esistono studi specifici a riprova dell'uso dei fattori riduttivi riportati"; "con i valori ridotti è praticamente ininfluenza considerare l'inerzia del suolo".

Maugeri (2009, workshop successivo alla pubblicazione della Circolare) afferma che tale aspetto ovvero la valutazione della duttilità del complesso fondazione-terreno struttura rappresenta un'importante linea di ricerca futura.

Si ritiene, pertanto, che il fattore β_s proposto per i pendii è stato esteso alle fondazioni superficiali in modo evidentemente arbitrario e senza uno studio specifico.

Il coefficiente N_g

Il terzo aspetto della Circolare riguarda l'affermazione

che il sisma, attraverso l'effetto cinematico, modifica il solo coefficiente di capacità portante N_g .

Sin dai primi studi dei metodi sismici, risalenti all'inizio degli anni '90, una delle idee è stata quella di ricavare dei fattori di capacità portante specifici per tenere conto degli effetti sismici da applicare ad ogni addendo delle classiche formule trinomie statiche.

Nella Circolare, invece si dice che l'effetto cinematico modifica solo il fattore riguardante il peso del terreno (N_V), in quanto durante l'analisi di interazione cinematica si considera la sovrastruttura come priva di massa.

Tale assunzione però non tiene conto del sovraccarico di terreno laterale alla fondazione, anch'esso dotato di massa. Pertanto si ritiene del tutto logico che si debba modificare anche il fattore N_q relativo al sovraccarico q laterale alla fondazione.

Tali aspetti vengono ampiamente confermati e dibattuti nel lavoro di PAOLUCCI (AA.VV. 2008) e nel Documento della Conferenza dei presidenti delle Regioni e delle Province Autonome.

Si ritiene, quindi, che i tre fattori analizzati in questo capitolo e presenti nella Circolare debbano essere fonte di revisione critica in quanto vengono trattati in modo anomalo e non trovano riscontro nella letteratura scientifica lasciando aperti troppi quesiti e dubbi applicativi.

Metodi di calcolo della capacità portante sismica

Nel corso dei decenni sono state elaborate numerose metodologie per il calcolo della capacità portante statica, accompagnate da sperimentazioni ed elaborazioni teoriche e numeriche.

In ambito sia tecnico che scientifico si è affermata la formulazione trinomia della capacità portante, elaborata inizialmente da TERZAGHI (1943).

Studi successivi (BRINCH & HANSEN, 1970, VESIC 1975) hanno portato ad introdurre coefficienti correttivi che permettono di tenere conto di differenti condizioni geometriche e di carico quali profondità ed inclinazione del piano di posa della fondazione, eccentricità o inclinazione del carico ecc., mantenendo la struttura trinomia della formulazione originale.

Con il nascere di normative che trattano della progettazione di strutture in zona sismica, i criteri

sulle verifiche delle fondazioni nei confronti delle azioni sismiche sono diventati essenziali; sono quindi state condotte numerose ricerche al fine di analizzare tale problema.

Si è rilevato che le forze d'inerzia generate dall'evento sismico, che interessano le masse della sovrastruttura e del terreno, in presenza di litologia sabbiosa modificano sensibilmente quella che è la portata di una fondazione superficiale rispetto alla sua normale condizione di sollecitazione statica.

Sono pertanto stati sviluppati metodi specifici per tenere conto di questa situazione, molti dei quali verranno trattati in questo articolo. Alcuni di essi si propongono di valutare la portata in condizioni sismiche mantenendo la struttura trinomia modificando i fattori di capacità portante rispetto al caso statico, mentre altri criteri sono stati elaborati a partire da approcci diversi. Quanto presentato in questo articolo vale solo con superficie topografica piana.

In letteratura sono reperibili anche altri metodi non esposti in dettaglio nel presente lavoro, quali ad esempio: SARMA IOSSIFELIS, (1990), TEZCAN et alii, (2006), AL KARNI (1993), perché ritenuti ormai superati o perché riferiti a studi eccessivamente localizzati, dunque difficilmente estendibili a realtà geograficamente diverse.

Metodo di Richards et alii (1993)

Il metodo di Richards et alii (1993) è una diretta

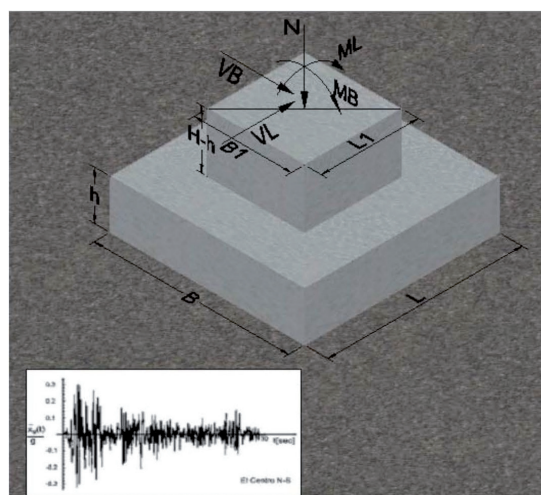


Fig. 4 - Configurazione generale delle sollecitazioni agenti all'estradosso di un elemento di fondazione.

Fig. 4 - Configuration of the loads on the extrados of the foundation.

estensione al caso sismico del problema del carico limite statico di una fondazione superficiale.

Gli autori hanno, infatti, ricavato, nel caso sismico, le espressioni degli angoli r_{AE} e r_{PE} che definiscono le zone di spinta attiva e passiva nel meccanismo di Prandtl, e i coefficienti di spinta attiva e passiva K_{AE} e K_{PE} in funzione dell'angolo di attrito del terreno, dell'angolo di attrito d terreno-parete (posto nelle applicazioni più avanti presentate come $d=0.50f$.) e delle accelerazioni k_v e k_h , agenti rispettivamente in direzione verticale e orizzontale.

Le valutazioni dei coefficienti sopra citati e l'esplicitazione delle formule sono riportate in anche nelle Linee Guida per la progettazione in zona sismica a cura dell'Associazione Geotecnica Italiana (2005), consentono di formulare i coefficienti di capacità portante come:

$$N_{q,E} = \frac{K_p}{K_A} (10) \quad N_{\gamma,E} = \left(\frac{K_p}{K_A} - 1 \right) \tan \rho_A \quad (11)$$

$$N_{c,E} = \frac{(Nq - 1)}{\tan \rho_A} \quad (12)$$

Metodo di Paolucci & Pecker (1997)

PAOLUCCI & PECKER (1997) basano le loro

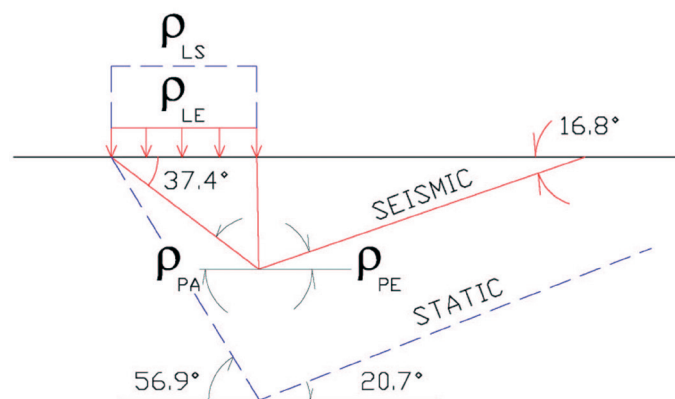


Fig. 5 - meccanismo di rottura considerato nel metodo di RICHARDS ET AL.(1993).

Fig. 5 - Failure mechanism considered in the method by RICHARDS ET AL. (1993)

considerazioni su una fondazione soggetta a sforzo normale, taglio orizzontale e momento trasmesso dalla sovrastruttura, oltre ai sovraccarichi laterali q ed alle forze d'inerzia verticali ed orizzontali che nascono per effetto del sisma sulla massa del terreno. Il calcolo, fondato sull'approccio cinematico della

teoria dello snervamento, definisce una regione di sollecitazione che sicuramente provoca la crisi del sistema.

I risultati ottenuti, interpretati per mezzo di una formulazione che, sulla base della classica struttura trinomia di capacità portante alla TERZAGHI (1943), forniscono dei coefficienti in grado di tenere conto del carico orizzontale, dell'inerzia del suolo e dell'eccentricità, modificando in tal modo la capacità portante statica del terreno.

In definitiva la formulazione risulta:

$$q_{lim,e} = v_h \cdot v_e \cdot v_i \cdot q_{lim,s} \quad (13)$$

Con i seguenti coefficienti:

• Forza orizzontale: $v_h = \left(1 - \frac{T}{0.85N} \right)^3 \quad (14)$

• Eccentricità carico: $v_e = \left(1 - \frac{e}{0.50B} \right)^{1.8} \quad (15)$

La formula sopra per $e/B \leq 0.30$

• Inerzia del terreno: $v_i = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0.35} \quad (16)$

ni considera sia la riduzione di Nq che di Ng passando dai valori statici a quelli sismici.

Si fa notare che questa formula è da applicarsi alla $q_{lim,stat}$ secondo la valutazione di Terzaghi, ovvero senza i coefficienti i ed s .

Gli autori affermano che il ruolo giocato dall'inerzia del terreno è piuttosto trascurabile rispetto a quello svolto dalle forze sismiche trasmesse alla fondazione dalla sovrastruttura.

La formulazione (14) viene presentata in anche nel seguente modo:

$$v_h = \left(1 - \frac{k_h}{0.85} \right)^3 \quad (17)$$

presupponendo un rapporto di diretta proporzionalità tra N e T , ovvero assumendo T pari a $k_h N$, presupponendo un percorso semplificato per valutare le azioni sulla fondazione. Tale metodo

non è utilizzato nel presente lavoro e comunque il rapporto diretto tra N e T non sempre è accettabile. E' importante notare che questo metodo è tarato fino a $Kh \leq 0.30$ ed è valido fino a che viene rispettata la disuguaglianza:

$$Kh = a_g \times S / g < \tan f \quad (18)$$

dopodiché il coefficiente legato alla inerzia del terreno perde significato.

Metodo di Maugeri

Il metodo di Maugeri (MAUGERI & NOVITÀ, 2004; MAUGERI & CASTELLI, 2006, 2008) è basato sulla teoria delle linee caratteristiche di tensione del metodo dell'equilibrio limite, così come definite da SOKOLOVSKII (1965).

Tale metodologia, definita per valutare la stabilità di fondazioni o pendii in caso statico, è stata dagli autori estesa al caso sismico grazie ad un approccio pseudo-statico considerando sia le forze d'inerzia che si generano nel terreno (effetto cinematico) che quelle scaricate in fondazione dalla sovrastruttura (effetto inerziale).

Con riferimento alla definizione di capacità portante di fondazioni superficiali alla Brinch-Hansen, gli autori hanno determinato dei fattori di capacità portante sismici per ogni contributo (coesione $N_{C,E}$, sovraccarico $N_{q,E}$, peso terreno $N_{\gamma,E}$) in grado di ben rappresentare le evidenze numeriche ottenute risolvendo il sistema precedentemente descritto.

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 . La formula risulta:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma h_\gamma + c N_c s_c d_c i_c h_c + q N_q s_q i_q d_q h_q \quad (19)$$

dove i valori di h sono dati da:

- fattore di scorrimento:

$$h_{\gamma,f} = B(k_h^2 \cdot f) + C(k_h \cdot f) + 1 \quad (20)$$

- fattore di coesione:

$$h_{c,f} = D(k_h^2 \cdot f) + E(k_h \cdot f) + 1 \quad (21)$$

- fattore di sovraccarico:

$$h_{q,f} = H(k_h^2 \cdot f) + I(k_h \cdot f) + 1 \quad (22)$$

I coefficienti B, C, D, E, H, ed I sono anch'essi funzioni polinomiali di f e di kh .

Le valutazioni dei coefficienti polinomiali presenti in MAUGERI & NOVITÀ (2004) sono simili a quelli proposti da MAUGERI & CASTELLI (2006) ma presentano probabilmente un refuso nel calcolo di I. Mentre rispetto a quelli di MAUGERI & CASTELLI, (2008) divergono abbastanza per valori di Kh alti.

Si tenga presente che in MAUGERI & NOVITÀ (2006) l'interpolazione è da ritenersi valida per valori di k_h inferiore a 0.40; per valori maggiori tale interpolazione pare non essere corretta.

Un confronto tra le due formulazioni è stato eseguito dagli autori e viene di seguito presentato in forma grafica (Fig. 6). Tale rappresentazione fa pensare che la seconda formulazione sia maggiormente in accordo con una logica decrescita dei fattori N anche per $Kh > 0.30-0.35$ oltre che con altri dati in letteratura e soprattutto con i valori tabulati negli articoli sopra citati.

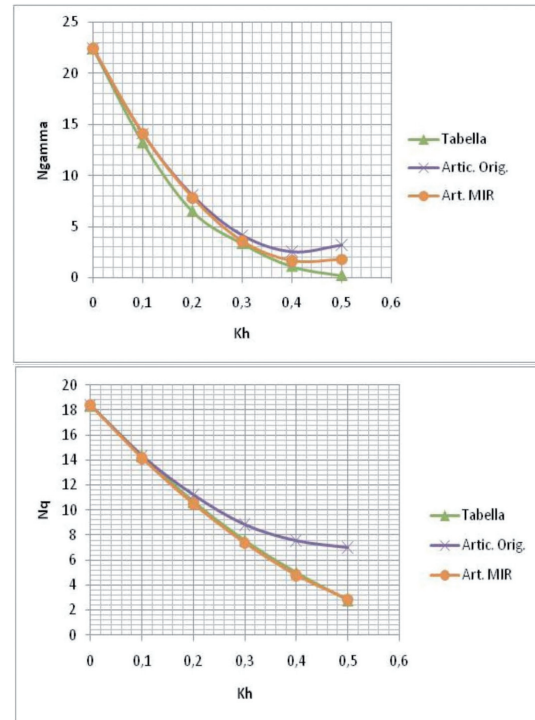


Fig. 6 - Variazione nella definizione dei fattori di capacità portante sismici N_γ (a) e N_q (b) del metodo di MAUGERI & NOVITÀ (2004), MAUGERI & CASTELLI (2006, 2008)

Fig. 6 - Variation of seismic bearing capacity factors N_γ (a) and N_q (b) in the method by MAUGERI & NOVITÀ (2004), MAUGERI & CASTELLI (2006, 2008)

Metodo di Kumar & Mohan Rao (2002)

Il metodo proposto da KUMAR & MOHAN RAO (2002) per il calcolo della capacità portante di fondazioni superficiali in ambito sismico è basato sui metodi delle linee caratteristiche e dell'equilibrio limite.

Analogamente a tutte le altre metodologie di calcolo finora esposte, anche in tal caso si parte da una formulazione di capacità portante derivata da quelle valide staticamente in forma trinomia per poi introdurre dei fattori di capacità portante opportunamente modificati.

I tre contributi (coesione, sovraccarico e peso del terreno) sono stati valutati separatamente ed è stato poi applicato il principio di sovrapposizione degli effetti.

L'autore propone una definizione in forma chiusa per il solo coefficiente N_q , che tiene in conto degli effetti prodotti dal sovraccarico laterale alla fondazione, mentre i restanti due coefficienti (coesione N_c , peso del terreno N_γ) sono proposti solo in forma grafica. L'autore del metodo, per mezzo di una corrispondenza personale, ha fornito agli autori del presente articolo i dati per poter implementare il calcolo numerico automatico anche dei restanti coefficienti.

Metodo di Choudhury & Subba Rao (2005)

La teoria proposta da CHOUDHURY & SUBBA RAO (2005) per la valutazione della capacità portante di fondazioni superficiali in zona sismica è basato sul metodo dell'equilibrio limite.

Questo lavoro, opera modificando i coefficienti di capacità portante N della formula trinomia al fine di ottenere i fattori di capacità portante in condizioni sismiche.

I coefficienti di capacità portante sono forniti in sola forma grafica e attualmente presentati solo per angoli di attrito pari a $f = 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ$.

Metodo EC8, annex F

Nell'annex F Dell'Eurocodice 8 (EC8) viene presentata la verifica di sicurezza alla rottura di una fondazione superficiale in zona sismica impiegando un dominio di rottura.

Il metodo è derivato dall'analisi limite e basato sulla teoria rigido-plastica (PECKER, 1997, PAOLUCCI & PECKER, 1997). La sicurezza contro la crisi di una fondazione superficiale in zona sismica è testata con

la seguente disequazione:

$$\frac{(1-e\bar{F})^{c_r}(\beta\bar{V})^{c_r}}{(\bar{N})^a[(1-m\bar{F}^k)^{k'}-\bar{N}]^b} + \frac{(1-f\bar{F})^{c_M}(\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^d[(1-m\bar{F}^k)^{k'}-\bar{N}]^d} - 1 \leq 0 \quad (23)$$

Nell'EC8 è chiaramente esplicitato il significato dei simboli e di tutte formule necessarie a valutare i termini sopra citati; sono inoltre tabulati i valori dei vari coefficienti numerici empirici.

La formula è rappresentabile graficamente

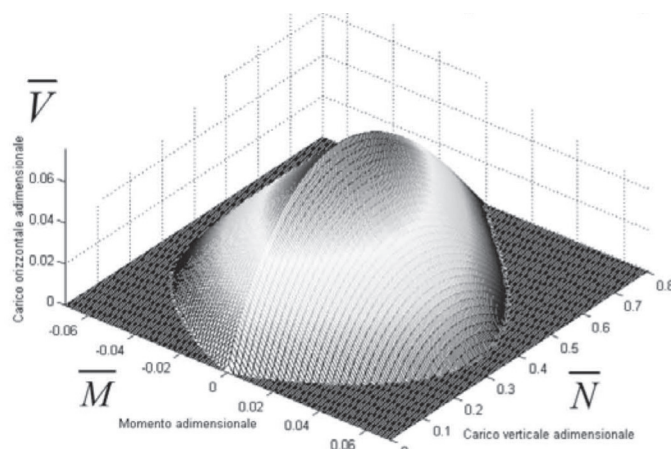


Fig. 7 - Dominio di resistenza spaziale, EC8, Annex F
Fig. 7 - Spatial Resistance domain, EC8, Annex F

L'utilizzo di tale formulazione, così come presentata nell'EC8, necessita della valutazione della capacità portante con un approccio ai coefficienti parziali, ovvero utilizzando per la tangente dell'angolo di resistenza a taglio f il coefficiente $g=1.25$. (FARDIS ET AL, 2005)

Poiché in ambito sismico si perde anche la differenza tra i coefficienti parziali per le azioni A1 e A2 risulta dunque non possibile riferirsi ad uno specifico approccio progettuale ma è più corretto pensare che l'approccio sia unico.

Dall'analisi della formula si può notare che il metodo presenta una forte ed importante limitazione per N/N_{ultimo} , inoltre con valori di N bassi e M significativi si può avere la fondazione non verificata per effetto di uplift.

Si fanno notare alcune particolarità del metodo: innanzi tutto è uno dei pochi, insieme a quello di Maugeri e Paolucci, dei quali si possa riscontrare l'effettivo impiego nella realizzazione di importanti opere ingegneristiche (PECKER, 2006).

Inoltre, pur non essendo un metodo normativo cogente ma essendo riportato in una

raccomandazione di comprovata affidabilità come gli Eurocodici, può costituire un riferimento per un valido di confronto; è inoltre uno dei pochi metodi di calcolo la cui validità è riconosciuta a livello globale (PENDER, 2008).

D'altro canto un aspetto discusso di tale metodo è che, proprio per la sua formulazione e configurazione grafica, non è immediato comprendere quale sia lo "sfruttamento" della fondazione. In altre parole non è semplice capire il margine di sicurezza e le riserve residue della fondazione stessa. Studi per chiarire tale aspetto sono stati intrapresi da PENDER (PAOLUCCI in AA.VV, 2008) ed una valutazione in questo senso sarà fatta anche nel presente articolo.

Come si può vedere dalla formulazione sopra riportata, essa non presenta l'introduzione dei coefficienti R delle NTC, pertanto è opportuno chiedersicome tale criterio sia applicabile anche in territorio italiano.

Un'ipotesi di applicazione concorde con le NTC è stata avanzata da PAOLUCCI in (AA.VV, 2008) prevedendo un approccio tipo:

$$A1 + M2 + R_{EC8}$$

I coefficienti globali R sulle resistenze possono quindi essere individuati nei coefficienti introdotti in EC8 in funzione della litologia

Questa ipotesi di verifica è condivisa dagli scriventi che l'hanno applicata anche nel progetto qui presentato impiegando un valore di R_{EC8} pari a 1.00 (come previsto per le sabbie medio-dense).

Evidente che questa soluzione ha bisogno di ulteriori test affinché essa possa essere completamente validata.

Metodo Cascone et alii (2006) – Circolare

Le indicazioni date dalla Circolare al paragrafo C7.11.5.3.1 prevedono per il calcolo delle capacità portanti in campo sismico l'utilizzo del solo coefficiente N_g e dei parametri K_{hk} e K_{hi} . Bibliograficamente si riscontra che lo stesso criterio è presente solo nel lavoro di CASCONI et alii (2006). Pertanto, in questo articolo, con il metodo Cascone Motta si identifica il criterio suggerito dalla circolare. Nel citato lavoro con N_g si tiene conto della riduzione dovuta sia all'effetto cinematico (forze d'inerzia agenti sulla massa del terreno) che a quello inerziale (forze d'inerzia trasmesse dalla sovrastruttura).

Si riportano le espressioni dei due fattori correttivi da applicare al coefficiente N_g di capacità portante statico per tenere conto degli effetti cinematico ed inerziale:

Effetto cinematico:

$$e_{\gamma,k} = \frac{N_{\gamma E}}{N_{\gamma}} = \left(1 - \frac{k_{h,k}}{\tan \phi}\right)^{0.45} \quad (24)$$

Effetto inerziale:

$$e_{\gamma,i} = \frac{N_{\gamma E}}{N_{\gamma}} = (1 - 0,7k_{h,i})^{0.5} \quad (25)$$

Il fattore di carico limite in condizioni sismiche può pertanto essere espresso dalla relazione:

$$N_{\gamma E} = e_{\gamma,k} \cdot e_{\gamma,i} \cdot N_{\gamma} \quad (26)$$

Gli autori segnalano che, secondo loro, l'accelerazione sismica nel terreno e quella percepita dalla fondazione, a causa dell'accoppiamento con la risposta dinamica della sovrastruttura, sono differenti; per tale motivo si introducono due diversi coefficienti sismici orizzontali ($k_{h,k}$ e $k_{h,i}$); il coefficiente verticale k_v è invece sempre posto pari a zero.

In merito al coefficiente sismico inerziale $k_{h,i}$ l'indicazione degli autori del metodo è quella di ricavarlo come ordinata dello spettro di risposta anelastico in termini di pseudo-accelerazione impiegato nel progetto dell'opera.

Come conseguenza di questo fatto si può osservare che il progetto della fondazione è subordinato alla conoscenza, da parte del geotecnico, di ulteriori parametri rispetto a quelli richiesti negli altri metodi. Infatti per utilizzare lo spettro di risposta anelastico occorre conoscere il fattore di struttura q impiegato nel calcolo dell'elevazione e, per completare la valutazione, il periodo di vibrazione della sovrastruttura tale da eccitare la massa significativa dell'opera.

Analisi progettuale

Il progetto che viene presentato riguarda l'analisi di fondazioni superficiali a plinto per un edificio ad uso industriale ed uffici in fase di progettazione; il progettista generale è il Prof. Ing. Massimo Majowiecki.

Trattasi di un'opera a struttura metallica la cui particolarità è una marcata modularità dimensionale

che uniforma gli sforzi normali agenti sui plinti. Le azioni taglianti e flessionali invece, alla luce della presenza di una serie di controventi, possiedono un notevole range di variazione.



Fig. 8 - Esempio di struttura con fondazioni su plinto
Fig. 8 - Example of structure with plinth foundation

Dato che, come già accennato, l'edificio in oggetto è ancora in fase di progettazione si precisa che tutte le foto che saranno proposte a seguire sono da intendersi quali esempi delle fasi esecutive della realizzazione di fondazioni superficiali e non sono specifiche dell'edificio cui si è fatto riferimento.

Il sito è caratterizzato dai seguenti parametri sismici:

- $a_g = 2.03 \text{ m/s}^2$
- $F_0 = 2.448$
- $T_c^* = 0.33 \text{ s}$
- Categoria suolo: C
- $K_h (\beta_s = 1) = 0.29 \text{ g}$
- $K_h (\beta_s \neq 1) = 0.08 \text{ g}$

La caratterizzazione litologica e geotecnica del sito ha evidenziato un suolo di natura sabbiosa con un peso dell'unità di volume naturale $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ e un angolo d'attrito interno pari a $\phi = 29^\circ$.

La struttura in elevazione è stata progettata in "CD B", con un coefficiente di struttura pari a $q = 1.5$; i calcoli eseguiti hanno valutato un periodo fondamentale di vibrazione pari a 0.66 secondi il quale eccita la maggior parte di massa dell'opera.

Tutta la struttura in elevazione è stata compiutamente calcolata con il programma fem WinStrand della Soc. ENEXSYS s.r.l. di Casalecchio di Reno (BO).

Di seguito si riportano le sollecitazioni nel primo dei due plinti analizzati in questo lavoro.

Il momento resistente delle sezioni di base dei pilastri e le azioni ricavate mediante un calcolo elastico ($q=1.0$) sono largamente maggiori di quelle ricavate



Fig. 9 - Esempio di posa in opera di un plinto di fondazione.

Fig. 9 - Example of a plinth installed

dal calcolo sismico originario della sovrastruttura. Pertanto, in accordo con il punto 7.2.5 delle NTC, le sollecitazioni per il calcolo della fondazione risultano:

- Sforzo normale $N=750 \text{ kN}$
- Taglio $T=220 \text{ kN} \cdot 1.10 = 242 \text{ kN}$
- Momento $M=590 \text{ kNm} \cdot 1.10 = 649 \text{ kNm}$

La profondità del piano di posa è pari a 1.30 m ed un'altezza della fondazione di 80 cm. Si determina la dimensione B del plinto di fondazione, assunto quadrato, in accordo con ciascuna metodologia di calcolo, al variare dell'approccio normativo e considerando o meno l'influenza di β_s . Le dimensioni riportate saranno approssimate per eccesso con precisione di 10 cm.

Innanzitutto è stato eseguito un calcolo con la consueta formula di BRINCH & HANSEN (1970) al fine di ipotizzare le dimensioni del plinto solo con un metodo statico. La fondazione risulta con larghezza pari a 3.70 m in Approccio 1 e 3.30 m in Approccio 2; questi due dati sono indicati in Fig. 10. da una linea tratteggiata.

I risultati ottenuti dal dimensionamento per ogni metodo di calcolo sono presentati in quattro grafici ad istogrammi a seconda dell'Approccio o del valore di β_s . Quest'ultimo è stato assunto pari all'unità oppure calcolato in accordo con il punto 7.11.3.5.2 delle NTC2008, risultando pari a 0.28.

Dai grafici in Fig. 10. è possibile trarre alcune considerazioni:

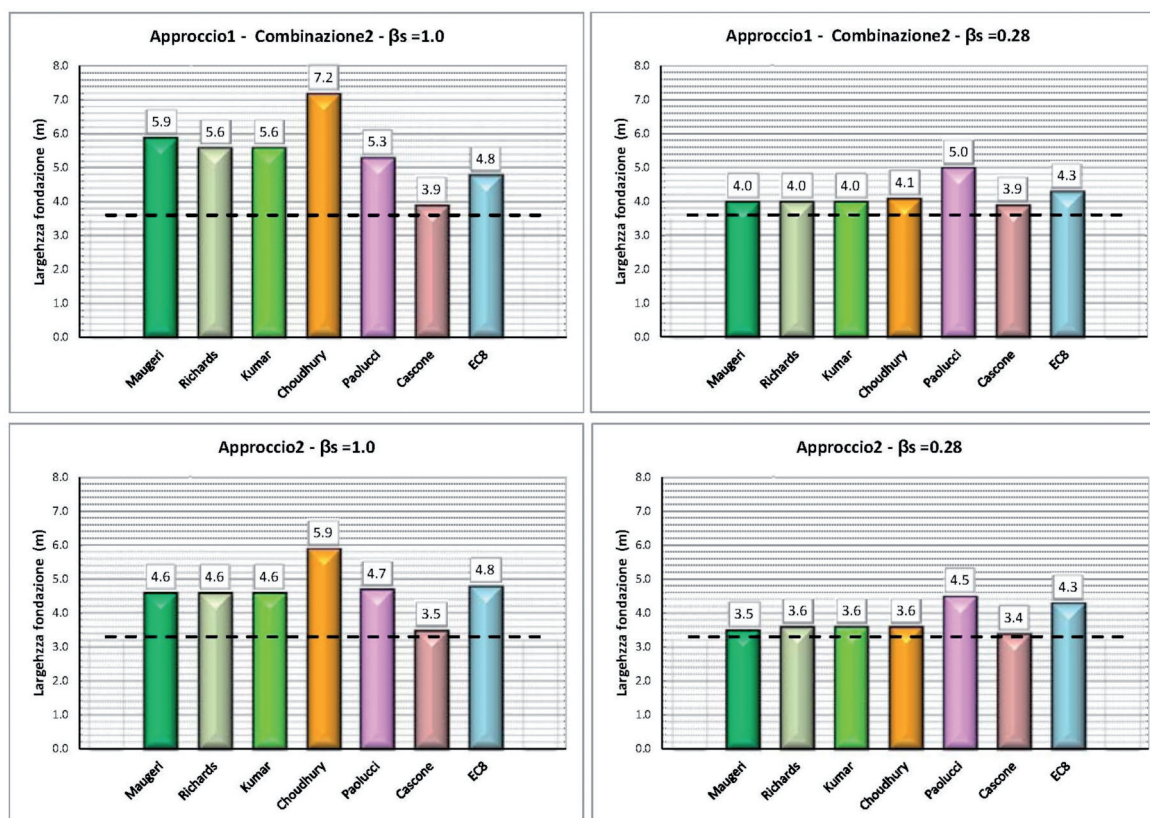


Fig. 10 - esempio progettuale 1, dimensioni del plinto di fondazione in accordo con i due approcci progettuali in funzione della variazione di β_s .

Fig. 10 - Design example 1: the size of the foundation following the two design approaches depending on the variation of β_s .

- le valutazioni numeriche dimostrano una marcata differenza, a parità di metodo di calcolo e di β_s , tra i risultati ottenuti in Approccio 1 o in Approccio 2;
- il coefficiente β_s abbatte decisamente le dimensioni della fondazione; con esso si risente in modo marginale degli effetti del sisma rispetto al caso statico;
- i metodi di Maugeri (MAUGERI E NOVITA, 2004; MAUGERI & CASTELLI, 2006, 2008), RICHARDS et alii, (1993) e KUMAR & MOHAN RAO (2002), che modificano tutti i coefficienti N della formula trinomia hanno un andamento molto simile tra di loro. Essi risentono sia dell'effetto inerziale che di quello cinematico; in particolare si nota una debita sensibilità al valore di a_g ;
- i risultati numerici relativi al metodo di CHOUDHURY & SUBBA RAO (2005) confermano la particolarità già evidenziata in /22/: i coefficienti di capacità portante nel caso sismico si abbassano, al variare di K_h , più di quelli degli altri metodi. Per questo motivo, nel calcolo si ottiene la maggiore variazione della dimensione della fondazione;
- il metodo di PAOLUCCI & PECKER (1997) risulta di fatto poco sensibile al parametro sismico K_h , ciò perché i coefficienti correttivi sono più influenzati dall'eccentricità del carico e dalla presenza di sforzo di taglio;
- il metodo EC8, non presentando esplicitamente i coefficienti globali di sicurezza come nelle NTC ha necessariamente un singolo approccio. E' importante evidenziare che esso presenta un buon accordo con le altre procedure di calcolo;
- il metodo di CASONE et. al. (2006), ovvero la procedura prevista nella Circolare, è sempre quello che fornisce la dimensione minima della fondazione, di poco maggiore rispetto a quella valutata con le formule statiche. Ciò si spiega in quanto la modifica del solo fattore N_y produce piccole variazioni nei casi il cui il contributo del sovraccarico q (e quindi di N_q) è dominante. Inoltre il metodo è poco sensibile al valore di K_h perché questo agisce solo tramite il coefficiente cinematico, meno influente rispetto

a quello inerziale. E' importante notare che la modifica inerziale proposta dagli autori è del tutto indipendente dai carichi reali agenti in quanto le quantità necessarie per il calcolo sono da ricercarsi, indipendentemente dalle azioni agenti, sullo spettro di risposta della struttura.

Nel progetto il calcolo delle fondazioni dell'edificio in oggetto è stato eseguito in accordo con l'Approccio 2, ponendo il coefficiente $s=1.0$ e con il metodo di MAUGERI & CASTELLI (2008) Con tali scelte si è ottenuto un plinto quadrato di base pari a 4.60 metri.

Tali scelte nascono dalla necessità di applicare comunque un approccio progettuale presente in Normativa ma con la consapevolezza che, in campo sismico, non esista attualmente un approccio di verifica razionale.

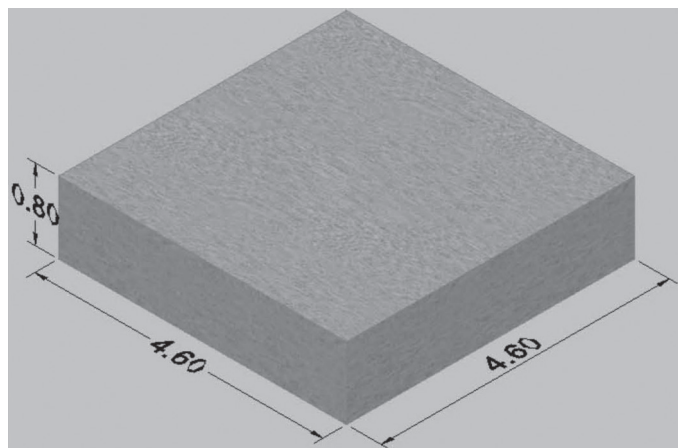


Fig. 11 - Configurazione esecutiva del plinto di fondazione.

Fig. 11 - Executive configuration of the plinth



Fig. 12 - esempio di configurazione esecutiva di un plinto di fondazione.

Fig. 12 - Exemple of executive configuration of a plinth

Infatti si ritiene che, essendo uniche le azioni agenti, non si può pensare di proporre due approcci diversi tra loro, ma l'approccio di verifica sismica deve necessariamente essere unico.

Un approccio unitario sensato potrebbe essere quello che prevede di porre il coefficiente globale R pari alla unità e il coefficiente $M2$ con i valori attualmente previsti.

In questo modo si potrebbero anche utilizzare tutti i metodi che si basano sui domini di resistenza. E' ovvio che tale criterio non deve in nessun caso tenere in considerazione il coefficiente β_s .

Allo scopo di portare un ulteriore contributo si analizza la fondazione con il metodo presente in EC8 .

Tale procedimento è spesso ritenuto, da altri progettisti, di non pratico uso in quanto il margine di sicurezza della fondazione rispetto alle azioni gravanti appare di difficile lettura.

L'ostacolo può esser superato se si considerano le sezioni piane del dominio di resistenza eseguite, di volta in volta, mantenendo fissa una delle tre sollecitazioni.

I diagrammi ottenuti (Fig. 13) permettono di valutare il comportamento della fondazione sotto molteplici aspetti.

Primariamente consentono di avere una misura della sicurezza data dalla distanza del punto dalla superficie di rottura, comprendendo inoltre qual è la componente di carico nei confronti della quale si hanno i minori margini di sicurezza. Allo stesso tempo è facile individuare quale sia l'importanza dello sforzo normale sulla stabilità della fondazione (GAZETAS, 2005)

Permettono inoltre di valutare il coefficiente di sicurezza a seconda del percorso di carico, cosa non possibile con i tradizionali metodi di calcolo alla Brinch-Hansen.

In aggiunta il diagramma con $N=\text{costante}$ permette di controllare il comportamento della fondazione rispetto alla verifica dello scorrimento. L'importanza progettuale di questo ultimo tipo di grafico è ben evidenziata anche in PECKER (2006). Alla luce di quanto detto si evidenzia che tale criterio permette una valida comprensione della sicurezza della fondazione in funzione della resistenza e scorrimento.

Tutte le sezioni in Fig. 13 sono state eseguite ponendo il coefficiente β_s pari all'unità.

Nell'ambito dello stesso progetto si presenta anche il caso di colonne incernierate alla base: viene dimensionata la fondazione per una di queste, presentandone i risultati in forma grafica (Verification of the foundation according to EC8,

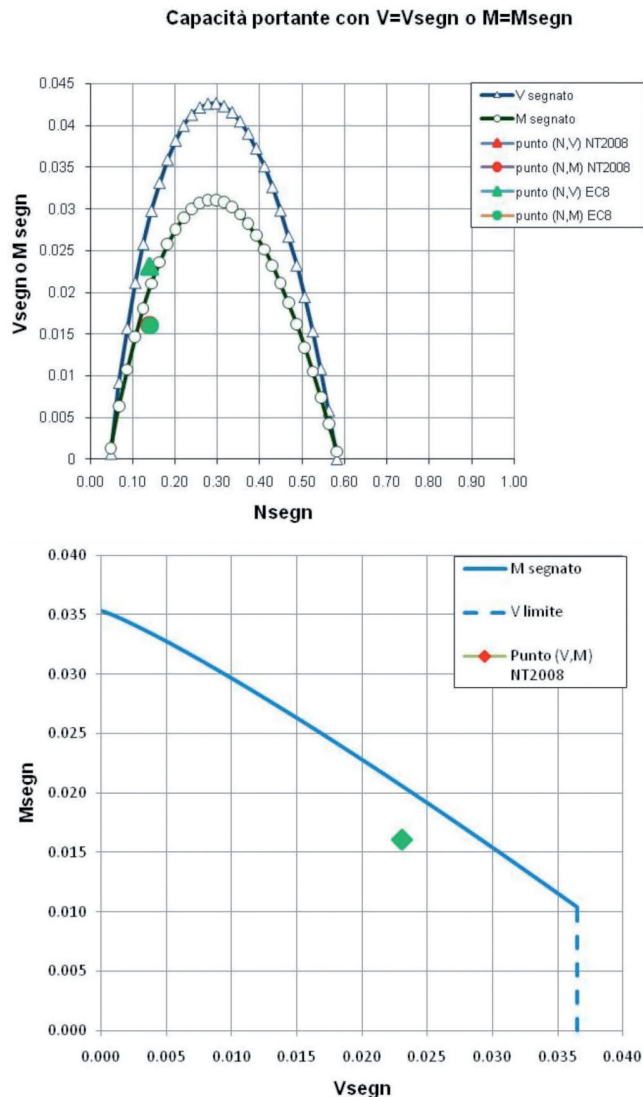


Fig.13 - Verifica della fondazione in accordo con EC8; sezioni piane del dominio di resistenza (N_{segn} vs V_{segn} o M_{segn} , a; M_{segn} vs V_{segn} , b)

Fig.13 - Verification of the foundation according to EC8, plane sections of the domain of resistance (N_{segn} vs V_{segn} o M_{segn} , a; M_{segn} vs V_{segn} , b).

plane sections of the domain of resistance (N_{segn} vs V_{segn} o M_{segn} , a; M_{segn} vs V_{segn} , b).

Sollecitazioni di calcolo all'estradosso:

- Sforzo normale $N=750$ kN
- Taglio $T=220$ kN*1.10 =242 kN

- Momento $M=0$ kNm*1.10=0 kNm

Il calcolo della larghezza della fondazione con carichi sismici e con formule prettamente statiche della capacità portante si ottiene: base fondazione pari a 2.8 m in Approccio 1 e 2.5 mt in Approccio 2.

Dall'analisi dei grafici in Fig. 14 e dal confronto con quelli del progetto precedente è possibile osservare che gli andamenti riscontrati rimangono sostanzialmente invariati; le considerazioni fatte rispetto al plinto precedente sono ancora valide e possono essere maggiormente generalizzabili.

Analisi parametrica in funzione della intensità sismica

Al fine di fornire un contributo al dimensionamento meno legato alla zona di installazione dell'opera si

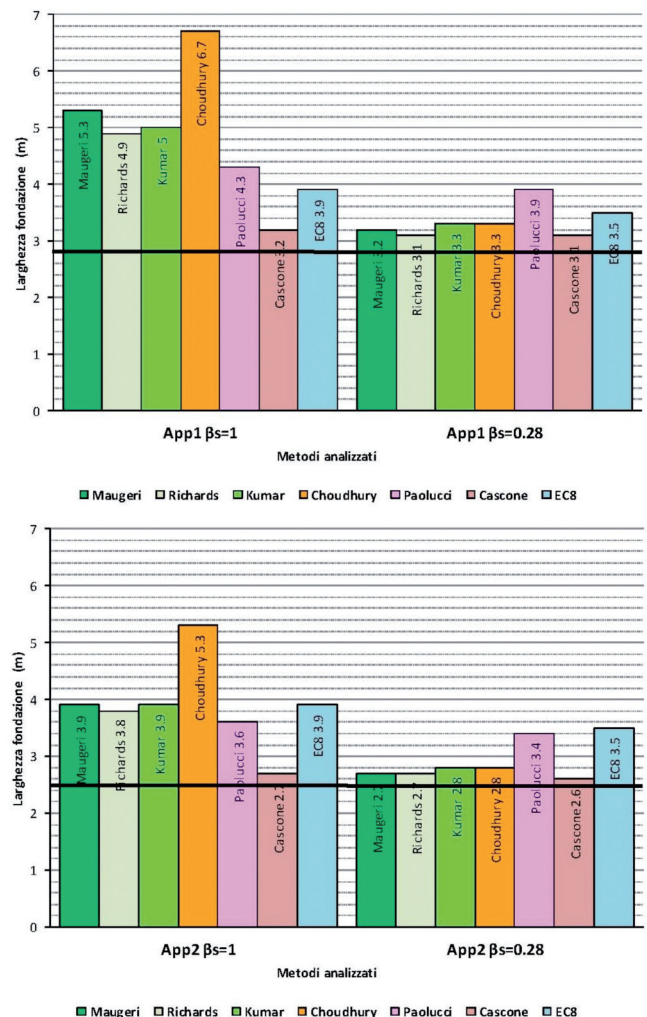


Fig. 14 - Esempio progettuale 2: dimensioni del plinto di fondazione in accordo con l'Approccio Progettuale 1 (a) e con l'Approccio progettuale 2 (b) funzione della variazione di β_s .

Fig. 14 - Design example 2, the size of the foundation following Design Approach 1(a) and Design Approach 1(b) as a function of variation of β_s .

è studiata la tendenza delle metodologie di calcolo al variare del coefficiente sismico k_h . Per fare questo è stato eseguito un dimensionamento della fondazione, con cerniera alla base, considerata soggetta ad un range di valori di k_h tra 0 e 0.38. Il tutto è stato fatto a litologia costante.

La variabile k_h tiene conto della sollecitazione gravante in quanto si è potuto riscontrare che lo sforzo di taglio trasmesso è proporzionale all'accelerazione orizzontale, ovvero il controvento non trasferisce tagli derivanti da sollecitazioni diverse dal sisma.

La corrispondenza esatta tra azione tagliante ed eccitazione sismica si ha tra T ed a_g , mentre tra T e k_h la regressione non è perfettamente lineare in quanto k_h presenta al suo interno la variabile S_s .

Si ha:

$$\begin{array}{ll} T = 1100 \cdot a_g & T = 780 \cdot k_h \\ a_g [g] & k_h [g] \\ T [kN] & T [kN] \end{array} \quad (27)$$

Considerando uno sforzo normale costante pari a 750 kN già impiegato negli altri casi, per ogni valore del coefficiente k_h e del rispettivo sforzo di taglio è stato dimensionato il plinto, assumendo come ipotesi di base la scelta dell'Approccio 2 e del coefficiente β_s pari all'unità.

In fig. 7 e 8 si riporta quanto ottenuto dalla estesa analisi numerica. Non sono riportati gli andamenti relativi a KUMAR & MOHAN RAO (2002), in quanto quasi sovrapponibile con quelli di MAUGERI & NOVITÀ (2004); MAUGERI & CASTELLI, (2006, 2008) e quelli relativi al metodo di CHOUDRY & SUBBA RAO (2005).

Si riportano i risultati ottenuti in funzione sia del parametro B , larghezza della fondazione, sia di B^2/B_{stat}^2 che rappresenta la variazione dell'area d'impronta del plinto rispetto al caso statico e che fornisce anche una immediata lettura in merito all'incremento del volume della fondazione al variare di a_g .

L'analisi dei grafici della Fig. 15 conferma quanto esposto in precedenza e permette di aggiungere le seguenti osservazioni:

- i metodi trinomi presentano andamenti simili, la loro struttura consente di tenere conto sia dell'aspetto cinematico che di quello inerziale, si ha inoltre un andamento poco più che lineare al variare

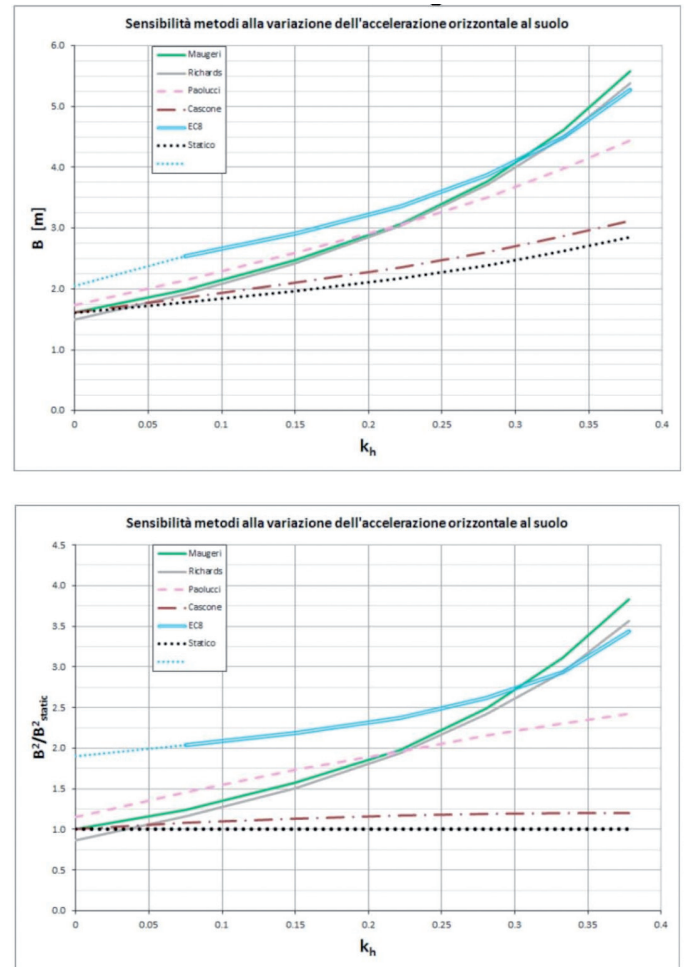


Fig. 15 - Sensibilità di alcune metodologie di calcolo alla variazione dell'accelerazione orizzontale attesa al sito e del taglio conseguente in funzione di B , la larghezza della fondazione (a) ed in funzione del rapporto tra il quadrato della larghezza della fondazione in condizioni sismiche ed il quadrato della larghezza della fondazione in condizioni statiche (B^2/B_{stat}^2 ; b).

Fig. 15 - Sensitivity of some methods depending on the horizontal seismic acceleration at the site as a function of B , the width of the foundation (a) and as a function of the ratio of the squared width of the foundation in seismic conditions and the square width of foundation in static ones (B^2/B_{stat}^2 ; b).

di k_h , soprattutto per valori alti del coefficiente;

- il metodo di PAOLUCCI & PECKER (1997) presenta un andamento praticamente lineare. Da ulteriori simulazioni effettuate si riscontra come l'effetto dell'interazione cinematica si accentui al crescere di k_h , mentre l'effetto della interazione inerziale tende a diminuire al crescere di k_h , anche se resta sempre nettamente preponderante. Il prodotto dei due contributi fornisce la linearità;
- il metodo in EC8, per valori di k_h tendenti a zero, presenta una larghezza della fondazione maggiore rispetto agli altri. Questo comportamento è dovuto

alla forte limitazione, intrinseca nel metodo, che si ha per sforzo normale centrato. Al crescere del valore di K_h il metodo tende a convergere su dimensioni del plinto simili a quelle che forniscono le formule trinomie;

- il metodo di CASCONI et alii (2006), come già affermato, produce risultati poco dissimili da quelli statici, risultando influenzato marginalmente dall'aumento di k_h ,

Nel complesso tale analisi supplementare dimostra come non tutti i metodi abbiano un comportamento simile al variare dell'azione sismica, anche se tutti, ad esclusione di quello presentato dalle Istruzioni /2/, ne sono ampiamente influenzata.

Conclusioni

Si è analizzato il problema del calcolo della capacità portante di fondazioni superficiali in zona sismica su terreni incoerenti sia dal punto di vista degli aspetti scientifici, legati agli specifici metodi di calcolo, che in riferimento alle indicazioni Normative.

L'interazione tra i due argomenti porta a considerazioni che sono prima state affrontate dal punto di vista teorico e concettuale, poi validate attraverso il dimensionamento delle fondazioni di un edificio del quale il progettista generale è il Prof. Ing. Massimo Majowiecki.

Per quanto riguarda i metodi di calcolo specificatamente presentati, si è visto sia dai presupposti teorici che dal progetto eseguito, che quelli che si basano sulla stretta modifica della formula trinomia (RICHARDS et alii ,1993; MAUGERI E NOVITÀ, 2004; MAUGERI & CASTELLI, 2006, 2008, KUMAR & MOHAN RAO ,2002; CHOUDRY & SUBBA RAO ,2005). risentono in modo lineare e tangibile della variazione di a_g . Per gli altri metodi, innanzi tutto il metodo di PAOLUCCI & PECKER (1997) è influenzato in modo più sensibile dalla interazione inerziale e risente poco dei parametri sismici. Infine il metodo legato alle Istruzioni è quello in cui il dimensionamento della fondazione meno si discosta dalla soluzione tipica statica.

Interessante è la valutazione con EC8: tale metodo è comparabile con risultati numerici degli altri pur non includendo al suo interno i coefficienti globali R . Di conseguenza oltre ad essere progettualmente utilizzabile, può costituire supporto importante in

quanto fornisce informazioni supplementari sul comportamento della fondazione.

A seguito della analisi dei vari metodi si può dire che, allo stato dell'arte, il progettista geotecnico dispone di affidabili metodologie di verifica di fondazioni superficiali in campo sismico.

Per quanto riguarda gli aspetti normativi, si è dimostrato che i due approcci di verifica presenti nelle NTC2008 portano a risultati, in termini di dimensionamento della fondazione, dissimili tra loro, senza peraltro giustificarne il motivo.

Gli aspetti sismici introdotti dalla Circolare sono stati vagliati nel presente articolo sia dal punto di vista teorico che con valutazioni numeriche; emergono i seguenti tre fattori critici:

- l'effetto cinematico che va a modificare il solo fattore di capacità portante N_y , senza richiedere la modifica del valore di N_q come peraltro previsto negli altri metodi;
- il riferimento a due coefficienti sismici $k_{h,i}$ e $k_{h,k}$ dei quali non è chiara la loro valutazione;
- l'estensione del coefficiente β_s dai pendii alle fondazioni superficiali che ha incerti presupposti teorici e forti perplessità applicative.

L'introduzione di questi fattori, soprattutto il coefficiente β_s , rende sostanzialmente trascurabile l'uso di specifici metodi di calcolo della capacità portante di fondazioni superficiali in ambito sismico in quanto le soluzioni che ne derivano, di poco influenzate dal valore di K_h sono molto vicine alla risoluzione della fondazione con il solo utilizzo di metodi puramente statici.

Pertanto i tre aspetti critici ampiamente dibattuti portano ad eseguire dimensionamenti che non mostrano l'effettivo peso che hanno le metodologie sismiche di verifica delle fondazioni e possono indurre il progettista a non cogliere l'esatta importanza della problematica.

Ringraziamenti

Si vuole ringraziare il Prof. Ing. Massimo Majowiecki, progettista generale dell'opera studiata, che ha gentilmente fornito il calcolo della struttura in elevazione. Si ringrazia l'ingegnere Federico Fiorelli per avere contribuito in modo sostanziale a tutte le analisi numeriche effettuate. Ultimo, ma non per importanza, un vivo e mai sufficiente grazie al Prof.

Dott. Eros Aiello per averci supportato nella stesura e nel completamento del lavoro.

Riferimenti normativi e istituzionali

“Nuove norme tecniche per le costruzioni”. D.M. 14 gennaio 2008, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30.

“Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove Norme Tecniche per le costruzioni» di cui al DM 14/01/2008”. Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 02/02/2009 n. 617.

EN 1997-1, “Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules”.

EN 1998-5, “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects”.

Associazione Geotecnica Italiana – Aspetti Geotecnica della Progettazione in Zona Sismica – Linee guida; Marzo 2005.

CONFERENZA DEI PRESIDENTI DELLE REGIONI E DELLE PROVINCE AUTONOME (2009): “Osservazioni sulle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 e sulle istruzioni per l'applicazione delle ‘Norme tecniche per le Costruzioni’ di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

Riferimenti bibliografici

AA.VV. (2008)- Corso breve in geotecnica sismica – Eucentre, Pavia, 12-13 Dicembre 2008.

AA.VV. (2010)- Atti del convegno “2nd International Workshop on the Evaluation of Eurocode 7”. Eucentre, Pavia, 12-14 Aprile 2010.

AL-KARNI A. A. (1993)- “Seismic Settlement and Bearing Capacity of Shallow Footing on Cohesionless soil.” Ph.D. Dissertation, University of Arizona, Tucson, Arizona, USA

BRINCH-HANSEN, J. (1970)- A revised and extended formula for bearing capacity. Danish Geoth. Inst. Bull., 28.

BIONDI G., CASCON E. & RAMPOLLO S.(2011)-“Valutazione del Comportamento dei pendii in zona sismica”. Rivista italiana di geotecnica- anno XLV, n.1, pagine 11-34.

CALLISTO L. & RAMPOLLO S. (2008)- “Stabilità dei pendii in condizioni sismiche”. MIR 2008 – Opere geotecniche in condizioni sismiche.- Politecnico di Torino- 2,3 dicembre 2008.

CASCON E., MAUGERI M. & MOTTA E. (2006)- “Effetto dell'azione sismica sulla valutazione del fattore N_y ”.

V Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica. Bari 15-16 Settembre 2006.

CHOUDHURY D. & SUBBA RAO K. (2005): “Seismic bearing capacity of shallow strip foundation”. Geoth and Geol. Engng. No.23, pp.403-418.

FARDIS M., CARVALHO E., ELNASHAI A., FACCIOLI E. & PINTO P. (2005)- “Designers’ guide to EN 1998-1 and EN 1998-5”. Thomas Telford Editor, London

FRANCESCHINI M. – CARBONELLA R. (2006): “Confronto tra i vari metodi di calcolo delle capacità portanti di fondazioni superficiali in terreni sabbiosi in zona sismica”. INARCOS n.666, pag. 2-12

GAZETAS G. (2005)-“Seismic analysis of Shallow Foundation: Beyond EC8”. Atti del XX Ciclo di Conf. Geot. Di Torino, 23-25 Settembre, 2005.

KUMAR J. & MOHAN RAO V.B.K. (2002)- “Seismic bearing capacity factors for spread foundations”. Geotechnique 52.No.2, pp.79-88.

MAUGERI M. & NOVITA D. (2004)- “Numerical model for the evaluation of the soil inertia effects on bearing capacity” Proc. Int. Conf. On Soil Dynamics and Earthquake Eng.

MAUGERI M. & CASTELLI F. (2006)- “Analisi, modellazione e miglioramento sismico delle fondazioni di edifici esistenti”. Rivista Italiana di Geotecnica, Ottobre – Dicembre 2006.

MAUGERI M. & CASTELLI F. (2008)- “Adeguamento e miglioramento sismico delle fondazioni di edifici esistenti”. MIR 2008 – Opere geotecniche in condizioni sismiche.- Torino 2008.pp. 207-239.MAUGERI M. (2009) - “Le prospettive dell'EC8 per la progettazione geotecnica delle fondazioni superficiali”- Workshop Reluiss Roma, 3 marzo 2009.

NEWMARK N. M. (1965)- “Effects of earthquakes on dams and embankments”. Geotechnique,15(2), pagine 139–160.

PAOLUCCI R. & PECKER A. (1997)- “Seismic bearing capacity of shallow strip foundation on dry soil”. Soil and Foundation, Vol. 37, No.3, pp.95-105.

PECKER A. (1997)- “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.

PECKER A (2006).: “Enhanced seismic design of shallow foundations: example of the Rion Antirion bridge”. 4th Athenian lecture on Geotechnical Engineering, 6-8 settembre 2006.

- PENDER M.J. (2008)- "Earthquake performance and permanent displacement of shallow foundation" NZSEE Conference, Waikare, 11th-13th april 2008.
- RICHARDS R., ELMS D.& BUDHU M. (1993)- "Seismic bearing capacity and settlement of foundation". Jour. Geoth. Engng. ASCE, Vol. 119, No.4, pp.662-674.
- SARMA S. & IOSSIFELIS S.(1990)-: "Seismic bearing capacity factor of shallow strip footings". Geotechnique 40,No.2, pp.265-273.
- SOKOLOVSKI V.V. (1965-: "Static of granular media". Pergamon Press, New York.
- TERZAGHI K. (1943)- Theoretical soil mechanics. John Wiley & Sons, New York.
- TEZCAN SS, KECELI A, OZDEMIR Z (2006)- "Allowable Bearing Capacity of Shallow Foundations Based on Shear Wave Velocity". J. GeotechnicalGeological Eng. 24: pagine 203-218.
- VESIC A. S. (1975)- Bearing Capacity of Shallow Foundations.In (a cura di): WINTERKORN H.F.; FANG , Foundation Engineering Handbook pp. 121-147. Van Nostrand Reinhold Company, 115 5th Avenue, New York, NY 10003.